

PERENCANAAN DINDING PENAHAN TANAH (DPT) STUDI KASUS DESA EMBACANG BARU KECAMATAN KARANG JAYA

Santi Sani²⁴, Yeni Trianah²⁵, Eta Meliana²⁶

Email Korespondensi: santillg14@gmail.com

Abstrak: Kabupaten Musi Rawas Utara memiliki kondisi topografi yang beragam dan dilalui oleh sungai besar yaitu Sungai Rawas, sehingga beberapa wilayahnya rentan terhadap erosi dan longsoran tebing. Salah satu area yang terdampak adalah Desa Embacang Baru di Kecamatan Karang Jaya, di mana aliran sungai menyebabkan gerusan pada tebing yang dapat mengakibatkan keruntuhan, mengganggu aktivitas masyarakat serta berpotensi merusak infrastruktur di sekitarnya. Penelitian ini dilakukan untuk menentukan tipe dan dimensi Dinding Penahan Tanah (DPT) yang sesuai dengan kondisi tanah setempat, serta menganalisis kestabilan struktur berdasarkan standar perencanaan yang berlaku. Perencanaan Dinding Penahan Tanah mengacu pada SNI 8460-2017 dan menggunakan data parameter tanah hasil pengujian lapangan. Berdasarkan analisis teknis, Dinding penahan tanah yang paling sesuai untuk kondisi geoteknik di lokasi adalah dinding penahan tanah tipe gravitasi dengan dimensi tinggi (H) 4,5 meter, lebar telapak (L) 2,5 meter, dan lebar dinding bagian atas (b4) 0,5 meter. Selanjutnya, Hasil dari analisis stabilitas menunjukkan bahwa struktur tersebut memenuhi seluruh kriteria keamanan yang dipersyaratkan. Faktor keamanan terhadap guling sebesar 4,754, terhadap geser sebesar 4,878, dan terhadap daya dukung tanah sebesar 4,782, yang semuanya lebih tinggi dari batas minimum yang ditentukan. Dengan demikian, desain Dinding Penahan Tanah yang direncanakan dinyatakan aman dan layak diterapkan sebagai solusi teknis untuk meningkatkan kestabilan tebing di Desa Embacang Baru.

Kata kunci: dinding penahan tanah (DPT), erosi tebing sungai, tipe gravitasi, stabilitas, faktor keamanan

Abstract: North Musi Rawas Regency has diverse topographic characteristics and is traversed by the Rawas River, resulting in several areas being vulnerable to erosion and slope failure. One of the affected locations is Embacang Baru Village in Karang Jaya District, where river flow causes scouring along the riverbank, potentially leading to slope collapse, disrupting community activities, and damaging surrounding infrastructure. This study aims to determine the appropriate type and dimensions of a Retaining Wall (RW) based on local soil conditions and to analyze the structural stability in accordance with applicable design standards. The design of the retaining wall refers to SNI 8460–2017 and utilizes soil parameters obtained from field investigations. Based on the technical analysis, the most suitable structure for the site's geotechnical conditions is a gravity retaining wall with dimensions consisting of a height of 4.5 meters, a base width of 2.5 meters, and a top width of 0.5 meters. Furthermore, the stability analysis indicates that the structure satisfies all required safety criteria. The factors of safety against overturning, sliding, and bearing capacity are 4.754, 4.878, and 4.782, respectively, all of which exceed the minimum allowable limits. Therefore, the proposed retaining wall design is considered safe and feasible to be implemented as a technical solution to improve slope stability in Embacang Baru Village.

Keywords: retaining wall, riverbank erosion, gravity type, stability, safety factor

^{24,26} Dosen Program Studi Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Musi Rawas.

²⁵ Dosen Program Studi Ilmu Lingkungan, Fakultas Pertanian, Universitas Musi Rawas.

PENDAHULUAN

Kabupaten Musi Rawas Utara merupakan Daerah Otonomi Baru (DOB) di Provinsi Sumatera Selatan yang merupakan hasil pemekaran dari Kabupaten Musi Rawas, dengan ibu kota berlokasi di Rupit. Kabupaten ini memiliki luas wilayah sekitar 6.008,66 Km² yang terbagi atas 7 kecamatan, 7 kelurahan, dan 82 desa (Badan Pusat Statistik Kabupaten Musi Rawas Utara, 2025). Secara topografi, wilayah ini cukup bervariasi, terdiri dari dataran,

perbukitan, serta di lewati sungai besar yaitu Sungai Rawas. Kondisi geografis tersebut membuat sebagian wilayahnya memiliki risiko rawan erosi dan longsoran, terutama pada daerah yang berdekatan dengan tebing sungai.

Salah satu wilayah yang mengalami permasalahan tersebut adalah Desa Embacang Baru, Kecamatan Karang Jaya. Desa ini dilalui aliran sungai yang menyebabkan terjadinya gerusan pada tebing akibat arus sungai. Apabila tidak dilakukan penanganan, kondisi ini berpotensi menimbulkan keruntuhan tebing,

mengganggu aktivitas masyarakat, merusak infrastruktur di sekitarnya, serta mengancam keselamatan penduduk. Oleh karena itu, diperlukan pembangunan dinding penahan tanah di sepanjang pinggir sungai sebagai upaya menahan tekanan tanah, mencegah erosi, menjaga stabilitas lahan sekaligus melindungi jalan dan pemukiman di sekitar sungai.

Penelitian ini difokuskan pada penentuan tipe dan dimensi Dinding Penahan Tanah yang sesuai dengan karakteristik tanah setempat serta evaluasi terhadap stabilitas rancangan berdasarkan standar perencanaan yang berlaku. Hasil kajian diharapkan memberikan dasar teknis yang valid bagi perencanaan konstruksi Dinding Penahan Tanah, mendukung upaya pemerintah daerah dalam penguatan infrastruktur pengendali erosi secara berkelanjutan, serta menjadi referensi bagi penelitian maupun perencanaan sejenis pada wilayah lain dengan kondisi geoteknik yang serupa.

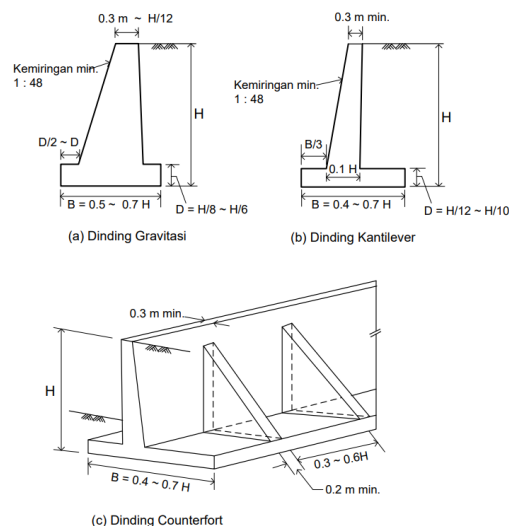
METODE PENELITIAN

Penelitian diawali dengan studi literatur melalui peninjauan buku, jurnal, serta artikel

yang berkaitan dengan Perencanaan Dinding Penahan Tanah, Perencanaan Dimensinya, dan Cek Stabilitas Dinding Penahan Tanah, kemudian dilanjutkan dengan pengumpulan data melalui survei lapangan untuk mengidentifikasi kondisi lokasi dan permasalahan yang ada. Selanjutnya, dilakukan pengambilan sampel tanah menggunakan alat sondir untuk memperoleh data karakteristik tanah, termasuk kadar air. Data hasil uji lapangan kemudian dianalisis lebih lanjut melalui pengujian di Laboratorium Mekanika Tanah Universitas Muhammadiyah Palembang guna mendapatkan parameter teknis yang diperlukan dalam perencanaan dinding penahan tanah.

Perencanaan Dimensi Dinding Penahan Tanah (DPT)

Berdasarkan SNI 8460:2017 (Badan Standardisasi Nasional, 2017), Dimensi tipikal dinding penahan tanah merupakan langkah awal perancangan, dimana selanjutnya dilakukan analisis stabilitas dinding penahan tanah, dan dilakukan penyesuaian dimensi dinding dimana perlu, sehingga tercapai dimensi dinding yang optimal.



Gambar 1. Dimensi Tipikal Dinding Penahan Tanah (SNI 8460-2017)

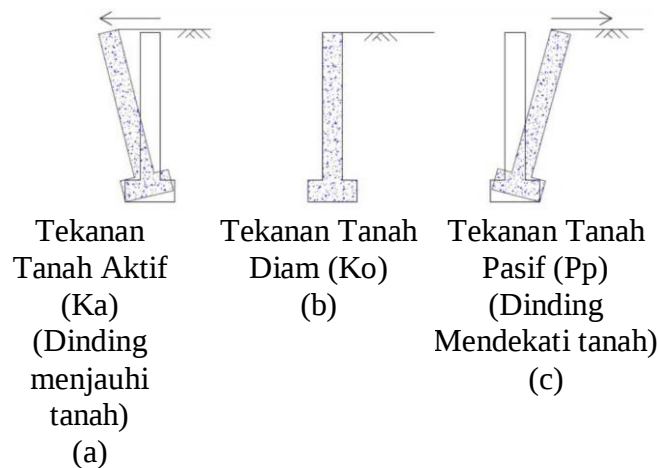
Stabilitas Dinding Penahan Tanah

1. Menghitung Tekanan Tanah Lateral

a. Koefisien Tekanan Tanah Lateral

Tekanan lateral tanah dapat didefinisikan sebagai gaya yang bekerja pada struktur penahan akibat tekanan dari tanah di belakangnya. Faktor-faktor yang menentukan besarnya tekanan ini meliputi

perpindahan dinding penahan serta karakteristik tanahnya (Hary Christady, 1992). Contoh aplikasi teori tekanan lateral adalah untuk desain-desain seperti dinding penahan tanah, dinding basement, terowongan, dll. Tekanan lateral tanah dapat dibagi menjadi 3 kategori seperti gambar berikut :



Gambar 2. Arah Tekanan Tanah Lateral (Weber, 2010)

b. Tekanan Tanah Aktif (Pa)

Koefisien tekanan tanah aktif (Ka) dapat dinyatakan dalam persamaan 1.

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \dots\dots\dots (1)$$

Dengan K_a = Koefisien tekanan tanah aktif, ϕ = Sudut gesek dalam tanah ($^\circ$)

Menurut teori Rankine, untuk tanah berpasir tidak kohesif, besarnya gaya lateral pada satuan lebar dinding akibat tekanan tanah aktif pada dinding setinggi H dapat dinyatakan dalam persamaan berikut.

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

Dengan P_a = Tekanan tanah aktif (kN), H = Tinggi dinding (m), γ = Berat isi tanah (kN/m^3), K_a = Koefisien tekanan tanah aktif

Adapun langkah yang dipakai untuk tanah urugan dibelakang tembok apabila berkohesi. Kohesi adalah lekatan antara butiran-butiran tanah, sehingga kohesi mempunyai pengaruh mengurangi tekanan aktif tanah sebesar $2c\sqrt{K_a}$, maka tegangan utama arah horizontal untuk kondisi aktif adalah :

$$P_a = 0,5H^2\gamma K_a - 2cH\sqrt{K_a} \dots\dots (3)$$

c. Tekanan Tanah Pasif (Pp)

Koefisien tekanan tanah pasif atau K_p dapat dinyatakan dalam persamaan 4.

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \dots\dots\dots (4)$$

Dengan K_p = Koefisien tekanan tanah pasif, ϕ = Sudut gesek dalam tanah ($^\circ$)

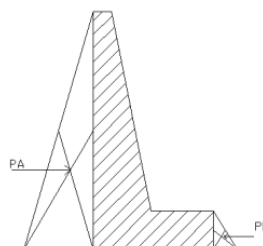
Menurut teori Rankine, untuk tanah pasir tidak kohesif, besarnya gaya lateral pada dinding akibat tekanan tanah pasif setinggi H dapat dinyatakan dalam persamaan 5 berikut:

$$P_p = 0,5H^2\gamma K_p \dots\dots\dots (5)$$

Dengan P_p = Tekanan tanah pasif (kN), H = Tinggi dinding (m), γ = Berat isi tanah (kN/m^3), K_p = Koefisien tekanan tanah pasif

Adapun langkah yang dipakai untuk tanah berkohesi, maka tegangan utama arah horizontal untuk kondisi pasif dapat dinyatakan dalam persamaan 6.

$$P_p = 0,5H^2\gamma K_p + 2cH\sqrt{K_p} \dots\dots (6)$$



Gambar 3. Tekanan Tanah Aktif (Pa) dan Pasif (Pp)

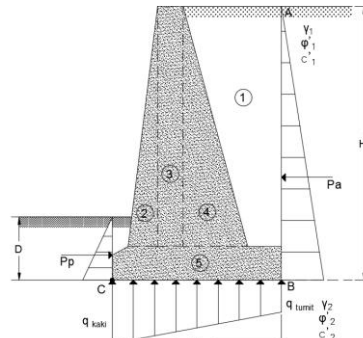
2. Cek Stabilitas Dinding Penahan Tebing

a. Stabilitas Terhadap Gaya Guling

Tekanan tanah lateral yang diakibatkan oleh tanah urugan di belakang

dinding penahan cenderung menggulingkan dinding dengan pusat rotasi pada ujung kaki depan pondasi. Momen penggulingan ini, dilawan oleh

momen akibat berat sendiri dinding penahan dan momen akibat berat tanah di atas plat pondasi.



Gambar 4. Pemeriksaan Stabilitas terhadap Penggulingan, dengan Asumsi bahwa Tekanan Rankine Berlaku

Gambar 4 menunjukkan gaya-gaya yang bekerja pada sebuah dinding penahan gravitasi, didasarkan pada asumsi bahwa tekanan aktif Rankine bekerja sepanjang bidang vertikal AB ditarik melalui tumit struktur tersebut. Faktor keamanan terhadap penggulingan (overturning) di kaki dinding yaitu terhadap titik C dalam Gambar 4 dapat dinyatakan sebagai Persamaan 7.

$$F_{(gl)} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_O} = \geq \text{Faktor aman } FS_{gl} \quad \dots\dots\dots (7)$$

Dengan $F_{(gl)}$ = Faktor aman terhadap pergeseran, ΣM_R = Penjumlahan momen-momen yang menahan penggulingan terhadap titik C (kN),

ΣM_O = Penjumlahan momen - momen yang mendorong penggulingan terhadap titik C (m)

Momen yang menghasilkan guling :

$$\Sigma M_O = P_a \frac{H}{3} \quad \dots\dots\dots (8)$$

Dengan P_a = Tekanan tanah aktif, H = Tinggi vertikal AB

Untuk menghitung momen penahan, ΣM_R (mengabaikan P_p), sebuah tabel seperti Tabel 1 dapat disiapkan. Berat tanah di atas tumit dan berat beton atau pasangan batu adalah kedua gaya yang berkontribusi sebagai momen penahan.

Tabel 1. prosedur untuk menghitung ΣM_R

Bagian	Area	Berat persatuan panjang dinding	Lengan momen diukur dari C	Momen terhadap C
1	A_1	$W_1 = \gamma_1 \times A_1$	X_1	M_1
2	A_2	$W_2 = \gamma_2 \times A_2$	X_2	M_2
3	A_3	$W_3 = \gamma_3 \times A_3$	X_3	M_3
4	A_4	$W_4 = \gamma_4 \times A_4$	X_4	M_4
5	A_5	$W_5 = \gamma_5 \times A_5$	X_5	M_5
ΣV				ΣM_R

Dengan γ = berat volume timbunan, γ_b = berat volume beton atau pasangan batu, X_1 = jarak horizontal antara titik C dan titik berat dari setiap bagian.

Sekali ΣM_R diketahui, faktor keamanan terhadap penggulingan (overturning) dapat dihitung sebagai Persamaan 9.

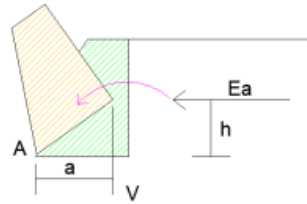
$$F_{(gl)} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5}{P_a \frac{H}{3}} = \geq FS_{gl} \quad \dots\dots\dots (9)$$

Dengan M_1 = Momen dari berat tanah W_1 terhadap titik C, M_2 = Momen dari berat beton atau pasangan batu W_2 terhadap titik C, M_3 = Momen dari berat beton atau pasangan batu W_3

terhadap titik C, M_4 = Momen dari berat beton atau pasangan batu W_4 terhadap titik C, M_5 = Momen dari berat beton atau pasangan batu W_5 terhadap titik C

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

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



Gambar 5. Keruntuhan akibat bahaya guling

Dalam tinjauan terhadap bahaya guling, apabila tekanan tanah pasif dapat diandalkan keberadaannya, maka tekanan tanah pasif dapat mengurangi bahaya momen aktif (momen guling) atau memperbesar momen pasif (momen perlawanan).

b. Stabilitas Terhadap Gaya Geser

Gaya-gaya yang mengeser dinding penahan tanah akan ditahan oleh : Gesekan antara tanah dan dasar pondasi, Tekanan tanah pasif bila di depan dinding penahan terdapat tanah timbunan. Faktor aman terhadap penggeseran (F_{gs}) dapat dihitung dengan persamaan Bowles (1989) dibawah ini :

$$F_{gs} = \frac{\Sigma R_h}{\Sigma P_h} \geq \text{Faktor aman } F_{gs} \quad (10)$$

Untuk tanah granuler ($c=0$)

$$\Sigma R_h = W \times f \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$= W \tan \delta_h \quad \dots\dots\dots (12)$$

Untuk tanah kohesif ($\phi = 0$)

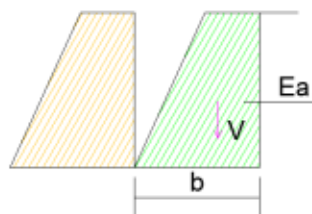
$$\Sigma R_h = c_a B \quad \dots\dots\dots (13)$$

$$c_a = a_d \cdot c \quad \dots\dots\dots (14)$$

Dengan $F_{gs} = \Sigma R_h / \Sigma P_h$ = tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran (kN), W = berat total dinding penahan tanah dan tanah diatas pelat pondasi, δ_h = sudut gesek antara tanah dan dasar pondasi, c_a = adhesi antara tanah dan dasar pondasi, c = kohesi tanah dasar, a_d = factor adhesi, B = lebar pondasi, ΣP_h = jumlah gaya-gaya horizontal, $f = \tan \delta_h$ = koefisien gesek antara tanah dengan dasar pondasi.

Faktor aman terhadap penggeseran dasar pondasi (F_{gs}) minimum diambil 1,5. Namun bowles menyatakan bahwa:

- $F_{gs} \geq 1,5$ untuk tanah dasar granuler
- $F_{gs} \geq 2$ untuk tanah dasar kohesif



Gambar 6. Keruntuhan terhadap bahaya geser

Tabel 2. Koefisien Gesek ($\tan \delta$) Dasar Pondasi Dengan Tanah Dasar

No.	Jenis tanah dasar pondasi	$\tan \delta$
1	Tanah granuler kasar tak mengandung lanau atau lempung	0,55
2	Tanah granuler kasar mengandung lempung	0,45
3	Tanah lanau tak berkohesi	0,35
4	Batu keras permukaan kasar	0,60

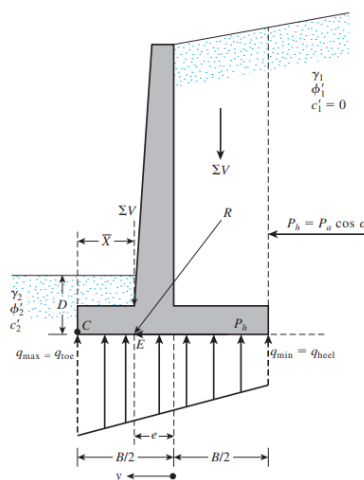
c. Stabilitas Terhadap Kapasitas Dukung Tanah

Perhitungan stabilitas terhadap daya dukung tanah dasar dilakukan dengan mengevaluasi tekanan vertikal yang bekerja pada tanah akibat pelat dasar dinding penahan terhadap kapasitas dukung ultimit tanah. Distribusi tekanan pada pelat dasar bervariasi, dengan

tekanan maksimum terjadi pada bagian *toe* dan tekanan minimum pada bagian *heel* (Braja M Das, 2015). Dalam perhitungan stabilitas kapasitas dukung tanah, faktor kapasitas dukung tanah mengacu pada faktor-faktor kapasitas dukung Vesic (1973), yang nilainya disajikan pada Tabel 3.

Tabel 3. Faktor-faktor kapasitas dukung Vesic (1973)

ϕ	Nc	Nq	N γ	ϕ	Nc	Nq	N γ
7	7,16	1,88	0,71	26	22,25	11,85	12,54
8	7,53	2,06	0,86	27	23,94	13,2	14,47
9	7,92	2,25	1,03	28	25,8	14,72	16,72
10	8,85	2,47	1,22	29	27,86	16,44	19,34
11	8,8	2,71	1,44	30	30,14	18,4	22,4
12	9,28	2,97	1,69	31	32,67	20,63	25,9
13	9,81	3,26	1,97	32	35,49	23,18	30,22
14	10,37	3,59	2,29	33	38,64	26,09	35,19
15	10,98	3,94	2,65	34	42,16	29,44	41,06
16	11,63	4,34	3,06	35	46,12	33,3	48,03
17	12,34	4,77	3,53	36	50,59	37,75	56,31
18	13,1	5,26	4,07	37	55,63	42,92	66,19
19	13,93	5,8	4,68	38	61,35	48,93	78,03
20	14,83	6,4	5,39	39	67,87	55,96	92,25
21	15,82	7,07	6,2	40	75,31	64,2	109,41
22	16,88	7,82	7,13	41	83,86	73,9	130,22
23	18,05	8,66	8,2	42	93,71	85,38	155,55
24	19,32	9,6	9,44	43	105,11	99,02	186,54
25	20,72	10,66	10,8	44	118,37	115,31	224,64



Gambar 7. Pemeriksaan terhadap kegagalan daya dukung tanah

Momen resultan yang dihasilkan oleh gaya-gaya terhadap titik C pada gambar 7 adalah sebagai berikut :

$$M_{net} = \Sigma M_R - \Sigma M_O \dots\dots\dots(15)$$

Nilai ΣM_R dan ΣM_O telah diperoleh sebelumnya sebagaimana ditunjukkan pada Tabel 1 dan Persamaan (8). Apabila garis kerja resultan R memotong pelat dasar di titik E, maka eksentrisitas resultan R dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$\overline{CE} = \bar{X} = \frac{M_{net}}{\Sigma V} \dots\dots\dots(16)$$

$$e = \frac{B}{2} - \overline{CE} \dots\dots\dots(17)$$

Distribusi tekanan pada tanah di bawah pelat dasar ditentukan berdasarkan prinsip dasar mekanika bahan, dengan langkah awal sebagai berikut:

$$q = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{M_{net.y}}{I} \dots\dots\dots(18)$$

Dimana :

$$M_{net.y} = \text{momen} = \Sigma V \cdot e \dots\dots\dots(19)$$

I = momen inersia persatuan panjang dari bagian dasar dinding = $\frac{1}{12} \cdot 1 \cdot B^3$

Untuk tekanan maksimum dan minimum, nilai y pada Persamaan (18) sama dengan $B/2$. Dengan mensubstitusikan nilai tersebut ke dalam Persamaan (8) diperoleh :

$$q_{max} = q_{toe} = \frac{\Sigma V}{B \cdot 1} + \frac{e \cdot \Sigma V \cdot \frac{B}{2}}{\frac{1}{12} B^3}$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{\phi}\right)^2 \dots\dots\dots(29)$$

$$\psi^\circ = \tan^{-1} \left(\frac{Pa \cos \phi}{\Sigma V} \right) \dots\dots\dots(30)$$

Dengan , q_u = Kapasitas Dukung Ultimit, c = kohesi tanah (kN/m²), q = tegangan efektif pada elevasi dasar pondasi, γ = berat volume tanah (kN/m³), F_{cd} , F_{qd} , $F_{\gamma d}$ = faktor kedalaman, F_{ci} , F_{qi} , $F_{\gamma i}$ = faktor kemiringan beban, N_c , N_q , N_y = faktor kapasitas dukung Vesic (1973)

Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung didefinisikan sebagai :

$$= \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \dots\dots\dots(20)$$

Dengan pendekatan yang serupa,

$$q_{min} = q_{heel} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \dots\dots\dots(21)$$

Gaya vertikal ΣV telah memperhitungkan berat tanah (Tabel 1). Ketika eksentrisitas e melebihi $B/6$, tekanan minimum q_{min} pada persamaan (21) menjadi negatif sehingga timbul tegangan tarik pada bagian *heel*, yang tidak dapat diterima mengingat rendahnya kuat tarik tanah. Oleh karena itu, apabila kondisi $e > B/6$ terjadi, rancangan struktur perlu direvisi dan analisis dihitung ulang.

Menurut (Braja M Das, 2015) perhitungan kapasitas dukung ultimit dapat dihitung dengan persamaan 22 sebagai berikut :

$$q_u = c \cdot N_c \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} \dots\dots\dots(22)$$

Dimana :

$$q = \gamma D \dots\dots\dots(23)$$

$$B' = B - 2e \dots\dots\dots(24)$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \cdot \tan \phi} \dots\dots\dots(25)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D}{B'} \dots\dots\dots(26)$$

$$F_{\gamma d} = 1 \dots\dots\dots(27)$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2 \dots\dots\dots(28)$$

$$F_{(\text{Bearing Capacity})} = \frac{q_u}{q_{max}} \geq 3 \dots\dots\dots(31)$$

Dengan q_u = kapasitas dukung ultimit (kN/m²), dan q_{maks} tekanan akibat beban struktur (kN/m²).

HASIL DAN PEMBAHASAN

Data Tanah

Diketahui data tanah yang didapatkan dari pengujian Laboratorium Mekanika Tanah Universitas Muhammadiyah Palembang adalah sebagai berikut :

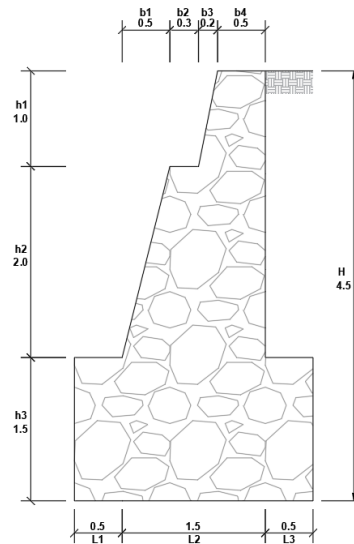
a. Berat isi tanah (γ) : 0,97005 Ton

- b. Sudut geser (ϕ) : 30°
 c. Kohesi (c) : 2,0
 d. Berat Isi Pasangan Batu (γ_b) : 22 kN/m³

Perencanaan Tipe dan Dimensi Dinding Penahan Tanah

Perencanaan dimensi dinding penahan tanah pada penelitian ini disusun berdasarkan panduan SNI 8460-2017. Pada tahap ini,

perhitungan masih berada pada tingkat preliminary design, yaitu penentuan ukuran awal dinding berdasarkan kondisi tanah eksisting tanpa melalui verifikasi stabilitas secara menyeluruh dan tinggi tanah yang akan ditahan, yaitu setinggi 4,5 meter, serta parameter tanah hasil pengujian lapangan dan laboratorium. Berdasarkan pertimbangan tersebut, diperoleh rancangan dimensi awal sebagai berikut:



Gambar 8. Preliminary Design Dinding Penahan Tanah

Dimensi awal tersebut selanjutnya akan digunakan sebagai dasar dalam proses analisis stabilitas pada tahap berikutnya untuk menentukan apakah rancangan memenuhi persyaratan keamanan terhadap guling, geser, dan daya dukung tanah sesuai ketentuan.

a) Koefisien tekanan tanah aktif (K_a)

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \tan^2 \left(45 - \frac{30^\circ}{2} \right) \\ &= 0,333^\circ \end{aligned}$$

Perhitungan koefisien tekanan tanah pasif dilakukan dengan menggunakan persamaan (4) :

b) Koefisien tekanan tanah pasif (K_p)

$$\begin{aligned} K_p &= \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \tan^2 \left(45 + \frac{30^\circ}{2} \right) \\ &= 3^\circ \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan, diperoleh koefisien tekanan tanah aktif sebesar 0,333°

Stabilitas Dinding Penahan Tebing

1. Menghitung Tekanan Tanah Lateral

Koefisien Tekanan Tanah (Teori Rankine)

Perhitungan koefisien tekanan tanah aktif dilakukan dengan menggunakan persamaan (1) :

dan koefisien tekanan tanah pasif sebesar 3°.

Tekanan Tanah Aktif (P_a)

Tekanan tanah aktif dapat dihitung dengan persamaan (2) :

a) Akibat tanah di belakang dinding

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{1}{2} H^2 \gamma K_a \\ &= \frac{1}{2} \cdot (4,5)^2 \cdot 9,7 \cdot 0,333 \\ &= 32,738 \text{ Kn} \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan, tekanan tanah aktif yang bekerja akibat tanah di belakang dinding diperoleh sebesar 32,738 kN.

Tekanan Tanah Pasif (P_p)

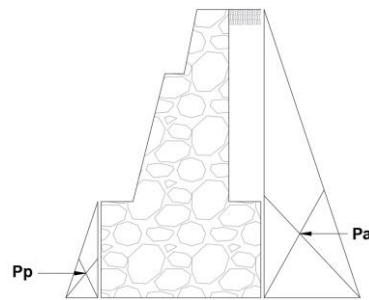
Tekanan tanah pasif dapat dihitung dengan persamaan (5) :

$$P_p = \frac{1}{2} h_3^2 \gamma K_p$$

$$= \frac{1}{2} \cdot (1,5)^2 \cdot 9,7 \cdot 3$$

$$= 32.738 \text{ kN}$$

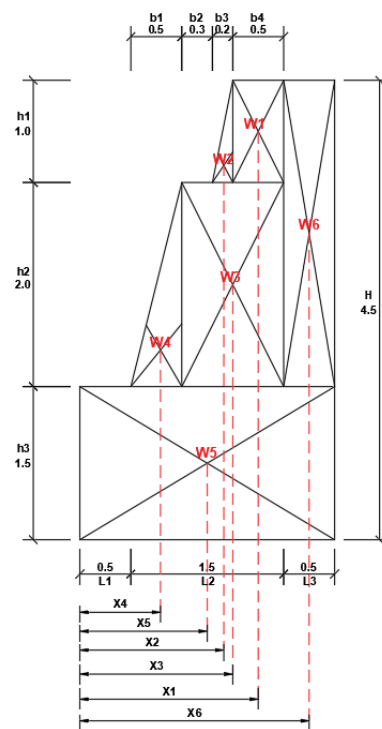
Berdasarkan hasil perhitungan, tekanan tanah pasif yang bekerja memiliki nilai sebesar 32.738 kN.



Gambar 9. Skema Diagram tekanan tanah pada dinding penahan tanah

2. Cek Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Cek Terhadap Gaya Guling



Gambar 10. Stabilitas Dinding Penahan Tanah

- a) Momen pendorong terhadap guling (M_o)
Perhitungan momen pendorong terhadap guling menggunakan persamaan (8) :

$$\Sigma M_o = P_a \frac{H}{3}$$

$$= 32.738 \times \frac{4,5}{3}$$

$$= 49,106 \text{ kNm}$$

Perhitungan yang dilakukan menghasilkan nilai momen terhadap guling sebesar 49,106 kNm.

- b) Momen penahan terhadap guling (M_R)
Perhitungan dimulai dengan menentukan berat masing-masing komponen dinding penahan yang disajikan pada Tabel 4.

Berat diperoleh dari hasil perkalian dimensi geometris setiap elemen dengan berat jenis material. Selanjutnya, Tabel 5 memuat jarak masing-masing beban terhadap ujung dinding penahan, yang diperlukan untuk menghitung momen akibat beban tersebut. Tabel 6 menyajikan hasil perhitungan momen tiap beban terhadap titik ujung dinding,

yang diperoleh dari perkalian antara berat beban dan jarak kerjanya. Rekapitulasi seluruh beban, jarak kerja, dan momen kemudian ditampilkan pada Tabel 7 yang dibuat berdasarkan tabel 1, sehingga diperoleh total gaya vertikal (ΣV) serta total momen penahan (ΣM_R) sebagai dasar untuk analisis stabilitas terhadap gaya guling.

Tabel 4. Perhitungan berat dinding penahan tebing, Diawali Berat Jenis Pasangan batu (γ_b) = 22 kN/m³

W1	=	$h_1 b_4 \gamma_b$	=	$1 \times 0,5 \times 22$	=	11 kN
W2	=	$\frac{1}{2} h_1 b_3 \gamma_b$	=	$\frac{1}{2} \times 1 \times 0,2 \times 22$	=	2,2 kN
W3	=	$h_2 (L_2 - b_1) \gamma_b$	=	$2 \times (1,5 - 0,5) \times 22$	=	44 kN
W4	=	$\frac{1}{2} h_2 b_1 \gamma_b$	=	$\frac{1}{2} \times 2 \times 0,5 \times 22$	=	11 kN
W5	=	$h_3 (L_1 + L_2 + L_3) \gamma_b$	=	$1,5 \times (0,5 + 1,5 + 0,5) \times 22$	=	82,5 kN
W6	=	$(h_1 + h_2) L_3 \gamma$	=	$(1 + 2) \times 0,5 \times 9,7$	=	14,5 kN

Tabel 5. Perhitungan Jarak beban terhadap ujung dinding penahan

X1	=	$L_1 + b_1 + b_2 + b_3 + (\frac{1}{2} b_4)$	=	$0,5 + 0,5 + 0,3 + 0,2 + (\frac{1}{2} 0,5)$	=	1,75 m
X2	=	$L_1 + b_1 + b_2 + (\frac{2}{3} b_3)$	=	$0,5 + 0,5 + 0,3 + (\frac{2}{3} 0,2)$	=	1,43 m
X3	=	$L_1 + b_1 + \frac{1}{2} (b_2 + b_3 + b_4)$	=	$0,5 + 0,5 + \frac{1}{2} (0,3 + 0,2 + 0,5)$	=	1,5 m
X4	=	$L_1 + (\frac{2}{3} b_1)$	=	$0,5 + (\frac{2}{3} 0,5)$	=	0,83 m
X5	=	$L_1 + (\frac{1}{2} L_2)$	=	$0,5 + (\frac{1}{2} 1,5)$	=	1,25 m
X6	=	$L_1 + L_2 + (\frac{1}{2} L_3)$	=	$0,5 + 1,5 + (\frac{1}{2} 0,5)$	=	2,25 m

Tabel 6. Perhitungan Momen terhadap ujung dinding

M1	=	$W1 \cdot X1$	=	$11 \times 1,75$	=	19,25 kNm
M2	=	$W2 \cdot X2$	=	$2,2 \times 1,43$	=	3,146 kNm
M3	=	$W3 \cdot X3$	=	$44 \times 1,5$	=	66 kNm
M4	=	$W4 \cdot X4$	=	$11 \times 0,83$	=	9,13 kNm
M5	=	$W5 \cdot X5$	=	$82,5 \times 1,25$	=	103,125 kNm
M6	=	$W6 \cdot X6$	=	$14,55 \times 2,25$	=	32,738 kNm

Tabel 7. Rekap perhitungan Momen Penahan (M_R)

	Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
W1	11	1,75	19,25
W2	2,2	1,43	3,153
W3	44	1,5	66
W4	11	0,83	9,167
W5	82,5	1,25	103,125
W6	14,5	2,25	32,738
Jumlah	$\Sigma V = 165,25$		$\Sigma M_R = 233,433$

c) Cek terhadap guling (FS min = 2)

Berdasarkan tabel 7, didapatkan hasil ΣM_R sebesar 233,433 kNm yang selanjutnya disubstitusikan ke dalam persamaan (9) sebagai berikut:

$$\begin{aligned} F_{(gl)} &= \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_o} > 2 \\ &= \frac{233,433}{49,106} > 2 \\ &= 4,754 > 2 \end{aligned}$$

(OK!)

Perhitungan stabilitas terhadap guling menghasilkan nilai 4,754, yang berada di atas faktor keamanan yang diizinkan sebesar 2, sehingga struktur dapat dinyatakan stabil terhadap potensi kegagalan akibat guling.

Cek Terhadap Geser

Perhitungan cek terhadap geser dilakukan dengan menggunakan persamaan (10) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} F_{gs} &= \frac{\Sigma R_h}{\Sigma P_h} > 1,5 \\ &= \frac{\mu \cdot \Sigma M_R + P_p}{\Sigma P_a} > 1,5 \\ &= \frac{0,6 \cdot 233,433 + 32,738}{32,738} > 1,5 \\ &= 4,878 > 1,5 \quad \textbf{(OK!)} \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan stabilitas terhadap gaya geser, diperoleh nilai sebesar 4,878 Nilai ini berada di atas faktor keamanan minimum yang diizinkan sebesar 1,5 sehingga struktur dinyatakan memenuhi persyaratan stabilitas terhadap geser.

Cek Terhadap Daya Dukung Tanah

Diketahui =

$$\begin{aligned} i &= \\ B &= L_1 + L_2 + L_3 = 2,5 \text{ m} \\ D &= H_3 = 1,5 \text{ m} \\ \gamma &= 0,97005 \text{ Ton} = 9,7 \text{ kN/m} \\ \phi &= 30^\circ \\ N_c &= 30,14 \text{ (Tabel 3)} \\ N_q &= 18,4 \text{ (Tabel 3)} \\ N_\gamma &= 22,4 \text{ (Tabel 3)} \\ c &= 2,0 \end{aligned}$$

Perhitungan eksentrisitas dilakukan dengan menggunakan persamaan (15)

sampai dengan persamaan (17) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} e &= \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_o}{\Sigma V} \\ &= \frac{2,5}{2} - \frac{233,433 - 49,106}{165,25} \\ &= 0,135 < B/6 = 0,417 \end{aligned}$$

Karena nilai eksentrisitas yang diperoleh memenuhi syarat $e < B/6$, distribusi tekanan pada dasar pondasi masih berada dalam batas aman dan tidak menimbulkan tegangan tarik, sehingga perhitungan $q_{\max}$ dan $q_{\min}$ dapat dilakukan dengan menggunakan Persamaan (20) dan (21).

$$\begin{aligned} Q_{\max} = Q_{\text{toe}} &= \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \\ &= \frac{165,25}{2,5} \left(1 + \frac{6 \times 0,135}{2,5} \right) \\ &= 87,447 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\min} = Q_{\text{heel}} &= \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \\ &= \frac{165,25}{2,5} \left(1 - \frac{6 \times 0,135}{2,5} \right) \\ &= 44,753 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan, menunjukkan bahwa nilai $q_{\max}$ sebesar 87,447 kN/m² dan nilai $q_{\min}$ sebesar 44,753 kN/m² berada dalam rentang tekanan yang masih dapat diterima oleh tanah dasar, serta tidak menimbulkan tegangan tarik karena $q_{\min}$ bernilai positif. Kondisi ini mengindikasikan bahwa distribusi tekanan bekerja merata pada seluruh lebar pondasi, sehingga pondasi dinilai stabil terhadap eksentrisitas beban dan memenuhi kriteria keamanan yang dipersyaratkan.

Perhitungan kapasitas dukung tanah menggunakan persamaan (22) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} q_u &= c \cdot N_c \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qd} \\ &\quad \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} \\ &= 2 \times 30,14 \times 1,187 \times 0,795 \\ &\quad + 14,551 \times 18,4 \times 1,177 \times 0,795 + \frac{1}{2} \times 9,7005 \times 2,231 \times 22,4 \times 1 \times 0,456 \end{aligned}$$

$$= 418,158 \text{ kN/m}^2$$

Berdasarkan perhitungan menggunakan persamaan (22), kapasitas dukung tanah diperoleh sebesar 418,158 kN/m²

Dimana =

$$\begin{aligned} q &= \gamma D && \text{(Pers. 23)} \\ &= 9,7005 \times 1,5 \\ &= 14,551 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B' &= B - 2e && \text{(Pers. 24)} \\ &= 2,5 \times 2 \times 0,135 \\ &= 2,231 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{qd} &= \frac{1 + 2 \tan \phi}{\sin \phi} \left(\frac{D}{B'} \right) && \text{(Pers. 26)} \\ &= \frac{1 + 2 \tan 30^\circ}{\sin 30^\circ} (1 - \sin 30^\circ)^2 \\ &= \left(\frac{1,5}{2,231} \right) \\ &= 1,77 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{cd} &= F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \cdot \tan \phi} && \text{(Pers. 25)} \\ &= 1,177 - \frac{1 - 1,177}{30,14 \tan 30^\circ} \\ &= 1,187 \end{aligned}$$

$$F_{\gamma d} = 1 \quad \text{(Pers. 27)}$$

$$\begin{aligned} \psi^\circ &= \tan^{-1} \left(\frac{Pa \cos \phi}{\Sigma V} \right) && \text{(Pers. 30)} \\ &= \tan^{-1} \left(\frac{32,738 \cos 30^\circ}{165,25} \right) \\ &= 9,735 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{ci} = F_{qi} &= \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ} \right)^2 && \text{(Pers. 28)} \\ &= \left(1 - \frac{9,735}{90^\circ} \right)^2 \\ &= 0,795 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{\gamma i} &= \left(1 - \frac{\psi^\circ}{\phi} \right)^2 && \text{(Pers. 30)} \\ &= \left(1 - \frac{9,735}{30^\circ} \right)^2 \\ &= 0,456 \end{aligned}$$

Setelah perhitungan kapasitas dukung tanah telah selesai, faktor keamanan terhadap kegagalan daya dukung dihitung dengan menggunakan persamaan (31) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} F_{\text{(Bearing Capacity)}} &= \frac{qu}{q_{\text{max}}} && \text{(Pers. 31)} \\ &= \frac{418,158}{87,447} \\ &= 4,782 > 3 \quad \text{OK!} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan stabilitas terhadap daya dukung tanah menunjukkan nilai faktor keamanan sebesar 4,782, yang berada di atas batas minimum yang diperbolehkan sebesar 3. Hal ini menandakan bahwa kondisi daya dukung tanah pada lokasi penelitian mampu menahan beban struktur secara aman, sehingga kestabilan struktur secara keseluruhan dapat dipastikan memenuhi persyaratan yang berlaku.

SIMPULAN

Berdasarkan hasil penelitian dan pembahasan yang telah diuraikan sebelumnya, dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut :

- Penentuan tipe dan dimensi Dinding Penahan Tanah (DPT) di Desa Embacang Baru Kecamatan Karang Jaya dilakukan dengan mengacu pada ketentuan perencanaan dalam SNI 8460-2017 serta disesuaikan dengan parameter tanah hasil pengujian di lapangan. Berdasarkan hasil analisis tersebut, diperoleh kesimpulan bahwa tipe Dinding penahan tanah yang sesuai dengan geoteknik setempat adalah dinding penahan tanah tipe gravitasi, dengan tinggi (H) 4,5 meter, lebar telapak (L) 2,5 meter, lebar dinding atas (b4) 0,5 meter.
- Berdasarkan hasil analisis yang dilakukan, Dinding Penahan Tanah (DPT) yang direncanakan telah memenuhi seluruh persyaratan stabilitas sesuai dengan standar perencanaan, yang ditunjukkan oleh hasil perhitungan sebagai berikut: perhitungan stabilitas terhadap guling menghasilkan nilai faktor keamanan sebesar 4,754 lebih tinggi dibandingkan nilai minimum yang disyaratkan sebesar 2, sehingga struktur dinyatakan stabil terhadap potensi kegagalan guling; analisis stabilitas terhadap gaya geser memberikan nilai sebesar 4,878 yang berada di atas faktor keamanan minimum 1,5, sehingga memenuhi persyaratan stabilitas geser; sedangkan analisis stabilitas terhadap kapasitas dukung tanah menghasilkan nilai 4,782, yang juga lebih besar daripada faktor keamanan yang diizinkan. Dengan demikian, Dinding Penahan Tanah yang direncanakan dinyatakan memenuhi seluruh kriteria stabilitas yang

dipersyaratkan dan dapat diterapkan pada kondisi lapangan.

DAFTAR PUSTAKA

- Agus Dermawan, Syaiful, Alimuddin, F. (2022). *Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah (Studi Kasus: Desa Mekarjaya, Kecamatan Ciomas, Kabupaten Bogor)*. 15(2), 67–81.
- Badan Pusat Statistik Kabupaten Musi Rawas Utara. (2025). *Kabupaten Musi Rawas Utara Dalam Angka 2025* (Vol. 11). Badan Pusat Statistik Kabupaten Musi Rawas Utara.
- Badan Standardisasi Nasional. (2017). Persyaratan Perancangan Geoteknik (SNI 8460:2017). In *Standar Nasional Indonesia* (Edisi 2017). Badan Standardisasi Nasional.
- Braja M Das. (2015). *Principles of Foundation Engineering*.
- Hary Christady, H. (1992). Mekanika Tanah II. In *Yogyakarta: Gadjah Mada University Press* (Vol. 91, Issue 5).
- Solehuiddin, D., Tifani, E., & Zulkarnen. (n.d.). *Perencanaan dinding penahan tanah (studi kasus: Jalan Lingkar Barat Duri)*. Dalam Prosiding Seminar Nasional Industri dan Teknologi (SNIT). Politeknik Negeri Bengkalis.
- Suripto. (2019). *Perencanaan dinding penahan tanah tipe kantilever pada Saluran II Budar di Desa Kemuning Lor Kecamatan Arjasa Kabupaten Jember* (Tugas akhir, Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Jember).
- Tuasuun, F., Maitimu, A., & Latar, S. (2024). *Perencanaan dinding penahan tanah pada ruas Jalan Dr. J. Leimena, Hative Besar Kota Ambon*. Litera: Jurnal Ilmiah Multidisiplin, 1(2), 243–254.