

BAB II

KAJIAN TEORI

A. Dinding Penahan Tanah

1. Definisi Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah adalah suatu konstruksi yang berfungsi untuk menahan tanah lepas atau alami dan mencegah keruntuhan tanah yang miring atau lereng yang kemantapannya tidak dapat dijamin oleh lereng tanah itu sendiri. Tanah yang tertahan memberikan dorongan secara aktif pada struktur dinding sehingga struktur cenderung akan terguling atau akan tergeser (Tanjung, 2016).

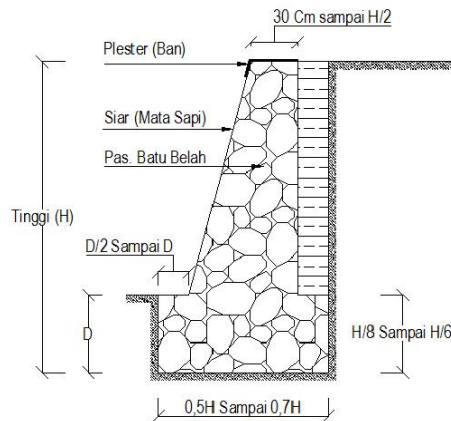
Dinding penahan tanah berfungsi untuk menyokong tanah serta mencegahnya dari bahaya kelongsoran. Baik akibat beban air hujan, berat tanah itu sendiri maupun akibat beban yang bekerja di atasnya (Tanjung, 2016).

2. Jenis Dinding Penahan Tanah

Berdasarkan cara untuk mencapai stabilitasnya, maka dinding penahan tanah dapat digolongkan dalam beberapa jenis yaitu dinding gravitasi, dinding kantilever, dinding *counterfort*, dinding *buttress*. Beberapa jenis dinding penahan tanah antara lain :

a. Dinding Penahan Tanah Tipe Gravitasi (gravity wall)

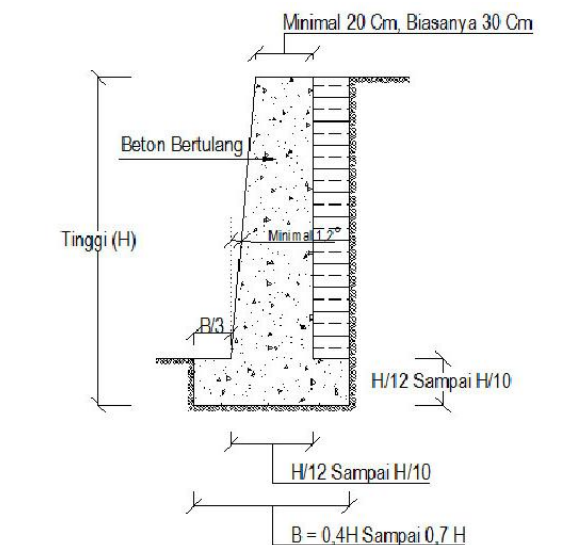
Dinding ini dibuat dari beton tidak bertulang atau pasangan batu, terkadang pada dinding jenis ini dipasang tulangan pada permukaan dinding untuk mencegah retakan permukaan akibat perubahan *temperature* (Tanjung, 2016).



Gambar 1. Dinding penahan tanah tipe gravitasi (gravity wall).
(Sumber: Hardiyatmo, 2014)

b. Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever (cantilever retaining wall)

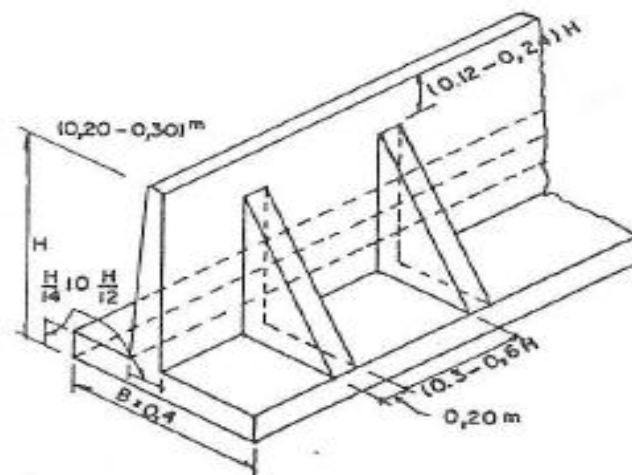
Dinding ini terdiri dari kombinasi dinding dengan beton bertulang yang berbentuk huruf T. Stabilitas konstruksinya diperoleh dari berat sendiri dinding penahan dan berat tanah di atas tumit tapak (heel). Terdapat 3 bagian struktur yang berfungsi sebagai kantiliver, yaitu bagian dinding vertikal (stem), tumit tapak dan ujung kaki tapak (toe). Biasanya ketinggian dinding ini tidak lebih dari 6 – 7 meter (Tanjung, 2016).



Gambar 2. Dinding penahan tanah tipe kantilever (cantilever retaining wall).
(Sumber: Hardiyatmo, 2014)

c. Dinding Penahan Tanah Tipe *Counterfort*

Dinding ini terdiri dari dinding beton bertulang tipis yang di bagian dalam dinding pada jarak tertentu didukung oleh pelat/dinding vertikal yang disebut *counterfort* (dinding penguat). Ruang di atas pelat pondasi diisi dengan tanah urug. Apabila tekanan tanah aktif pada dinding vertikal cukup besar, maka bagian dinding vertikal dan tumit perlu disatukan. *Counterfort* berfungsi sebagai pengikat tarik dinding vertikal dan ditempatkan pada bagian timbunan dengan interfal jarak tertentu. Dinding *counterfort* akan lebih ekonomis digunakan bila ketinggian dinding lebih dari 7 meter (Tanjung, 2016).

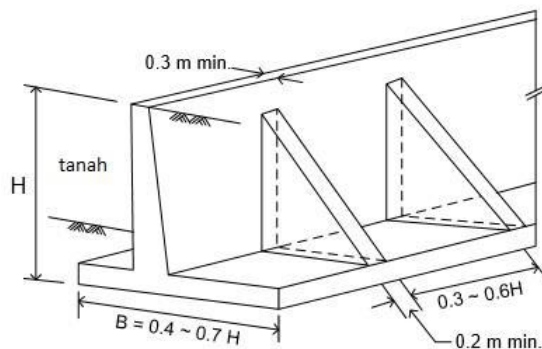


Gambar 3. Dinding penahan tanah tipe *counterfort*.
(Sumber: Hardiyatmo, 2014)

d. Dinding Penahan Tanah Tipe Buttress

Dinding *buttress* hampir sama dengan dinding *counterfort*, hanya bedanya bagian *counterfort* diletakkan di depan dinding. Dalam hal ini, struktur *counterfort* berfungsi memikul tegangan tekan. Pada dinding ini, bagian tumit 10 lebih pendek dari pada bagian kaki. Stabilitas konstruksinya diperoleh dari berat sendiri dinding penahan dan berat tanah di atas tumit tapak. Dinding ini dibangun

pada sisi dinding di bawah tertekan untuk memperkecil gaya irisan yang bekerja pada dinding memanjang dan pelat lantai. Dinding ini lebih ekonomis untuk ketinggian lebih dari 7 meter. Kelemahan dari dinding ini adalah penahannya yang lebih sulit daripada jenis lainnya dan pemadatan dengan cara *rolling* pada tanah di bagian belakang adalah jauh lebih sulit (Tanjung, 2016).



Gambar 4. Dinding penahan tanah tipe *buttress*
(Sumber: Maulana, 2019)

B. Tanah

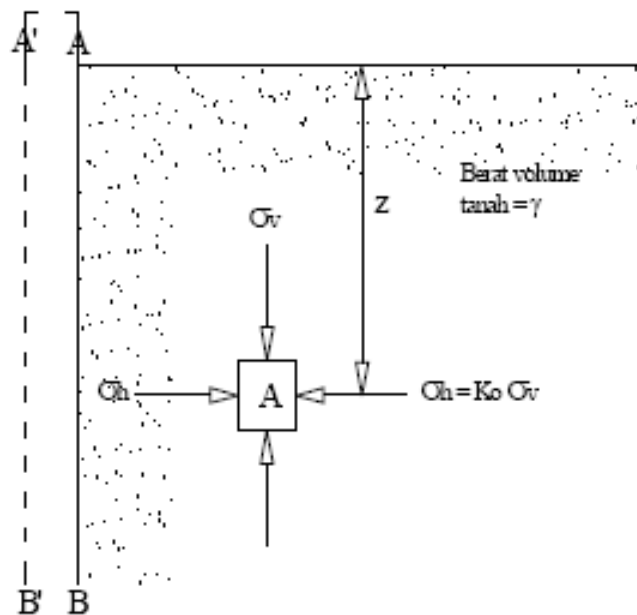
Tanah adalah sebuah material yang terdiri dari campuran-campuran butiran dengan atau tanpa kandungan bahan organik. Butiran-butiran yang mudah dipisahkan dengan kocokan air. Tanah berasal dari pelapukan batuan yang prosesnya dapat secara fisik atau kimia. Sifat-sifat teknis tanah kecuali dipengaruhi oleh sifat dari induk bantuannya juga dipengaruhi oleh unsur-unsur luar yang menjadi penyebab terjadinya pelapukan batuan tersebut (Hardiyatmo, 2003).

1. Tekanan Tanah Lateral Saat Diam

Menurut Hardiyatmo, 2003 tekanan tanah lateral adalah gaya yang ditimbulkan oleh akibat dorongan tanah dibelakang struktur penahan tanah. Besar

tekanan lateral sangat dipengaruhi oleh perubahan letak (displacement) dari dinding penahan dan sifat-sifat tanah asli.

Pada Gambar 5 tanah dibatasi oleh dinding dengan permukaan licin (frictionless wall) AB yang dipasang sampai kedalaman tak terhingga. Suatu elemen tanah yang terletak pada kedalaman z akan mendapatkan tekanan ke arah vertikal σ_v dan horisontal σ_h , dimana σ_v dan σ_h merupakan tekanan efektif dan tekanan total tanah. Tanah akan berada dalam keadaan keseimbangan elastis (elastic equilibrium) apabila dinding dalam keadaan diam. Koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam (coefficient of earth pressure at rest) K_0 yaitu tekanan arah horisontal dan vertikal, seperti pada Gambar 5.



Gambar 5. Tekanan tanah dalam kondisi diam (at rest).
(Sumber: Das, 1993)

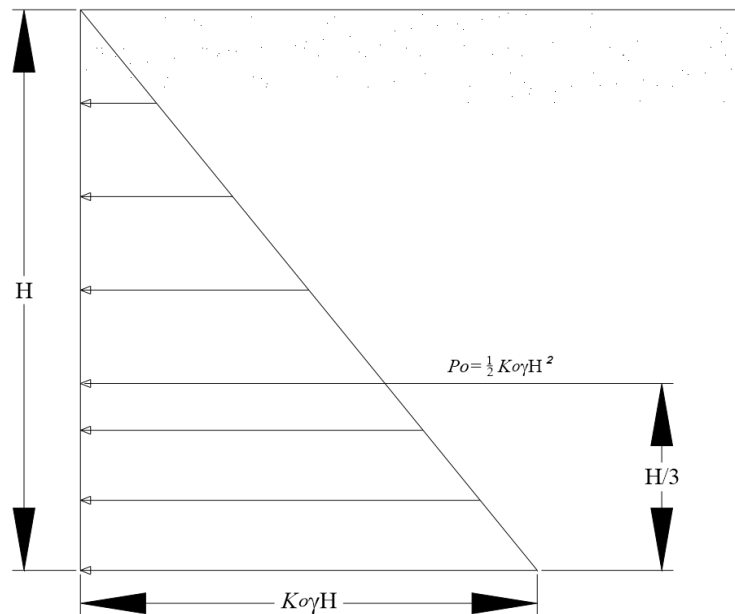
Menurut Das, 1993 persamaanya dapat ditulis sebagai berikut:

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \dots\dots\dots (2.1)$$

Karena $\sigma_v = \gamma z$, maka tekanan lateral saat diam adalah:

$$\sigma_h = K_o (\gamma z) \dots\dots\dots (2.2)$$

Nilai gaya total per satuan lebar dinding P_o sama dengan luas dari diagram tekanan tanah. Diagram tekanan tanah dalam keadaan diam yang bekerja pada dinding setinggi H , seperti Gambar 6.



Gambar 6. Distribusi tekanan tanah dalam keadaan diam (at rest).
(Sumber: Das, 1993)

Menurut Das, 1993 persamaannya dapat ditulis sebagai berikut:

$$P_o = \frac{1}{2} \times K_o \gamma H^2 \dots\dots\dots (2.3)$$

Hardiyatmo, 2003 mengatakan pada posisi ini tekanan tanah pada dinding akan berupa tekanan tanah saat diam (earth pressure at rest) dan tekanan tanah lateral (horisontal) pada dinding, pada kedalaman tertentu (z), dinyatakan oleh persamaan:

$$\sigma_h = K_o z \gamma \dots\dots\dots (2.4)$$

atau

$$K_o = \frac{\sigma_h}{\gamma z} = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \dots\dots\dots (2.5)$$

dengan:

σ_h = Tegangan horisontal efektif (kN/m³)

σ_v = Tegangan vertikal efektif (kN/m³)

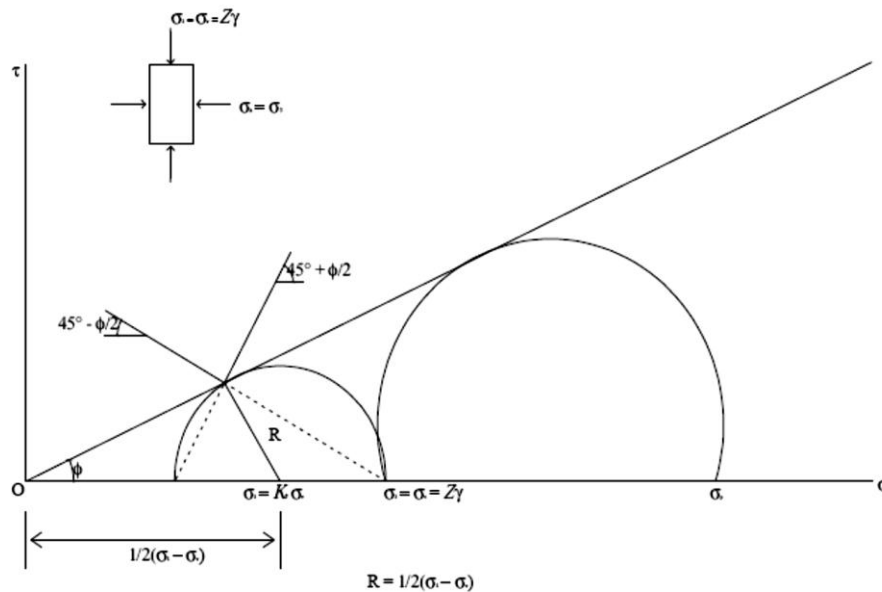
K_o = Koefisien tekanan tanah saat diam

z = Kedalaman dari muka air (m)

γ = Berat volume tanah (kN/m³)

2. Teori Rankine

Ditinjau suatu tanah tak berkohesi yang homogen dan isotropis yang terletak pada ruangan semi tak terhingga dengan permukaan horisontal, dan dinding penahan vertikal berupa dinding yang licin sempurna. Untuk mengevaluasi tekanan tanah aktif dan tahanan tanah pasif, ditinjau kondisi keseimbangan batas pada suatu elemen di dalam tanah, dengan kondisi permukaan yang horisontal dan tidak ada tegangan geser pada kedua bidang vertikal maupun horisontalnya. Dianggap tanah ditahan dalam arah horisontal. Pada kondisi aktif sembarang elemen tanah akan sama seperti benda uji dalam alat triaksial yang diuji dengan penerapan tekanan sel yang dikurangi, sedangkan tekanan aksial tetap. Ketika tekanan horisontal dikurangi pada suatu nilai tertentu, kuat geser tanah pada suatu saat akan sepenuhnya berkembang dan tanah kemudian mengalami keruntuhan. Gaya horisontal yang menyebabkan keruntuhan ini merupakan tekanan tanah aktif dan nilai banding tekanan horisontal dan vertikal pada kondisi ini, merupakan koefisien tekanan aktif (coefficient of active pressure) atau K_a , seperti dinyatakan dalam persamaan (2.6) dengan melihat Gambar 7 (Hardiyatmo, 2003).



Gambar 7. Tegangan Rankine dengan menggunakan lingkaran mohr.
(Sumber: Hardiyatmo, 2003)

Menurut Hardiyatmo, 2003 persamaannya dapat ditulis sebagai berikut:

$$K_a = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \dots\dots\dots (2.6)$$

Dengan $\sigma_v = z\gamma$

Dari lingkaran Mohr pada Gambar 7 dapat disimpulkan bahwa:

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \dots\dots\dots (2.7)$$

Dengan $\sigma_v = \sigma_1 = z\gamma$ dan φ yang telah diketahui, substitusi persamaan (2.6) ke persamaan (2.7) akan diperoleh:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = z\gamma \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Karena $\sigma_3 = K_a z\gamma$, maka, untuk muka tanah datar berlaku:

$$K_a = \frac{\sigma_3}{z\gamma} = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \dots\dots\dots (2.8)$$

Menurut Hardiyatmo, 2003, apabila tanah ditekan dalam arah horisontalnya, sembarang elemen tanah akan sama kondisinya seperti keadaan benda uji dalam

alat triaksial yang dibebani sampai runtuh melalui penambahan tekanan sel sedang tekanan aksial tetap. Nilai banding tegangan horisontal dan vertikal pada kondisi ini merupakan koefisien tekanan pasif (coefficient of passive pressure) atau K_p . Besaran K_p dapat dinyatakan (untuk muka tanah datar) :

$$K_p = \frac{\sigma_3}{z\gamma} = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \dots\dots\dots (2.9)$$

Dari persamaan (2.8) dan persamaan (2.9), dapat dinyatakan bahwa:

$$K_p = \frac{1}{K_a} \dots\dots\dots (2.10)$$

Persamaan (2.10) hanya berlaku untuk kondisi permukaan tanah horisontal.

3. Tekanan Tanah Lateral pada Dinding dengan Permukaan Horisontal

Pada Gambar 8 menunjukkan dinding penahan dengan tanah urug tak berkohesi seperti pasir ($c = 0$), dengan berat volume γ dan sudut gesek dalam φ , dan tidak terdapat air tanah. Untuk kedudukan aktif Rankine, tekanan tanah aktif (P_a) pada dinding penahan tanah di sembarang kedalaman dapat dilihat pada persamaan 2.11.

Pada kedudukan pasif, tekanan tanah aktif (P_a) pada kedalaman z dari puncak dinding penahan dinyatakan oleh:

$$P_a = z \gamma K_a; \text{ untuk } c = 0 \dots\dots\dots (2.11)$$

Tekanan tanah aktif total (P_a) untuk dinding penahan tanah setinggi H dengan luas diagram tekanannya Gambar 8a dinyatakan dengan persamaan:

$$P_a = 0.5 H^2 \gamma K_a \dots\dots\dots (2.12)$$

dengan:

P_a = Tekanan tanah aktif (kN/m)

P_a = Tekanan tanah aktif total (kN/m)

γ = Berat volume tanah (kN/m³)

K_a = Koefisien tekanan aktif

H = Tinggi dinding penahan (m)

Distribusi tekanan tanah lateral terhadap dinding penahan untuk kedudukan pasif Rankine, ditunjukkan dalam Gambar 8b. Tekanan tanah pasif (P_p) pada sembarang kedalaman dinding penahan dinyatakan dalam persamaan:

$$P_p = z \gamma K_p; c = 0 \dots\dots\dots(2.13)$$

Tekanan tanah pasif pada dasar dinding penahan tanah: $P_p = H\gamma K_p$

Tekanan tanah pasif total (P_p) adalah luas diagram tekanan pasifnya, yaitu persamaan (2.14).

$$P_p = 0.5 H^2 \gamma K_p \dots\dots\dots(2.14)$$

dengan:

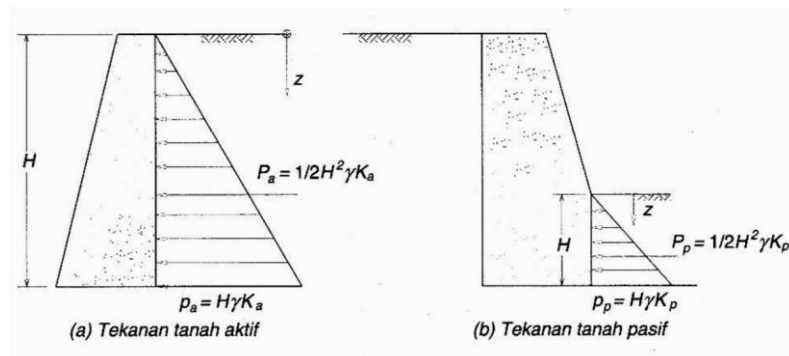
P_p = Tekanan tanah pasif (kN/m)

P_p = Tekanan tanah pasif total (kN/m)

γ = Berat volume tanah (kN/m³)

K_p = Koefisien tekanan pasif

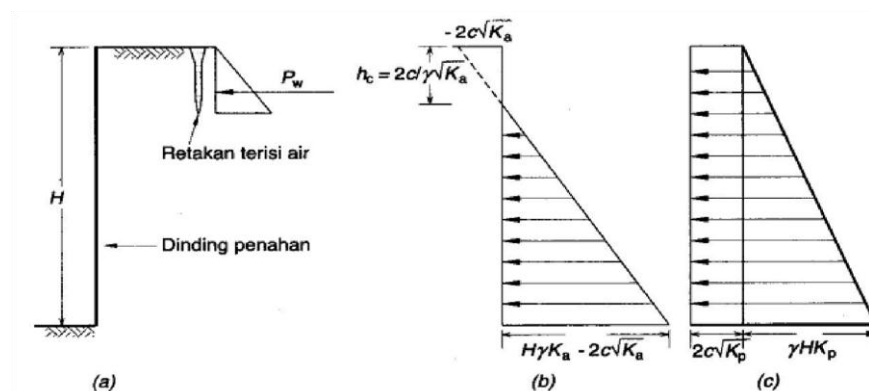
H = Tinggi dinding penahan (m)



Gambar 8. Distribusi tekanan tanah untuk permukaan tanah horizontal.
 (a) Tekanan aktif Rankine
 (b) Tekanan pasif Rankine
 (Sumber: Hardiyatmo, 2003)

4. Tekanan Tanah Lateral untuk Tanah Kohesif

Kondisi tanah urugan kembali yang berupa tanah kohesif seperti tanah lempung, besarnya tekanan tanah aktif menjadi berkurang. (Bell, 1915) mengusulkan suatu penyelesaian hitungan tekanan tanah lateral pada dinding penahan dengan tanah urugan kembali untuk tanah berlempung, seperti ditunjukkan dalam Gambar 9. Hitungan didasarkan pada persamaan Rankine dan Coulomb dengan mempertimbangkan kondisi-kondisi tegangan pada lingkaran Mohr.



Gambar 9. Galian pada tanah kohesif
 (a) Pengaruh retakan yang terisi air
 (b) Diagram tekanan aktif
 (c) Diagram tekanan pasif
 (Sumber: Hardiyatmo (2003)

Menurut Hardiyatmo, 2003 dengan menggunakan lingkaran Mohr dapat diperoleh persamaan untuk tekanan tanah arah horisontal $\sigma_h = P_a$ (tekanan aktif):

$$P_a = \gamma z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \dots\dots\dots(2.15)$$

Melihat Gambar 9, terdapat kemungkinan bahwa galian tanah pada tanah kohesif dapat dibuat dengan tebing galian yang vertikal. Di permukaan tanah atau $z = 0$, maka dapat dinyatakan:

$$P_a = -2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = -2c\sqrt{K_a} \dots\dots\dots(2.16)$$

Nilai negatif memberi pengertian adanya gaya tarik yang bekerja, dimulai dari kedalaman tertentu (h_c) dari permukaan tanah seperti Gambar 9b. Kedalaman dimana $P_a = 0$, akan memberikan kedalaman retakan tanah urugan akibat gaya tarik, seperti dinyatakan dalam persamaan (2.17) (Hardiyatmo, 2003).

$$h_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} \dots\dots\dots(2.17)$$

$$h = H - h_c \dots\dots\dots(2.18)$$

Sehingga nilai tekanan tanah aktif total pada dinding penahan setinggi H , dengan tanah urug yang berupa tanah kohesif dapat dinyatakan:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2c H \sqrt{K_a} \dots\dots\dots(2.19)$$

Momen tanah aktif akibat kohesi dapat dinyatakan:

$$M_a = P_a \times \frac{h}{3} \dots\dots\dots(2.20)$$

dengan:

K_a = Koefisien tekanan tanah aktif

P_a = Tekanan tanah aktif (kN/m)

M_a = Momen tanah aktif (kNm)

c = Kohesi tanah (kN/m²)

H = Tinggi dinding penahan tanah (m)

γ = Berat volume tanah (kN/m³)

ϕ = Sudut gesek tanah (°)

Apabila tekanan tanah pasif:

$$P_p = \gamma z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \dots \dots \dots (2.21)$$

Di permukaan tanah dimana $z = 0$, maka dapat ditulis:

$$P_p = 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = 2c \sqrt{K_p} \dots \dots \dots (2.22)$$

Tekanan tanah pasif akibat tekanan dari tanah dapat dinyatakan:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \dots \dots \dots (2.23)$$

Tekanan tanah pasif akibat adanya kohesi dapat dinyatakan:

$$P_p = 2c H \sqrt{K_p} \dots \dots \dots (2.24)$$

Sehingga nilai tekanan tanah pasif total pada dinding penahan setinggi H , dengan tanah urug yang berupa tanah kohesif dapat dinyatakan:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2c H \sqrt{K_p} \dots \dots \dots (2.25)$$

Momen tanah pasif akibat dari tekanan tanah dapat dinyatakan:

$$M_p = P_p \times \frac{H}{3} \dots \dots \dots (2.26)$$

Momen tanah pasif akibat adanya kohesi dapat dinyatakan:

$$M_p = P_p \times \frac{H}{2} \dots \dots \dots (2.27)$$

dengan:

K_p = Koefisien tekanan tanah pasif

P_p = Tekanan tanah pasif (kN/m)

M_p = Momen tanah pasif (kNm)

c = Kohesi tanah (kN/m²)

H = Tinggi dinding (m)

γ = Berat volume tanah (kN/m³)

ϕ = Sudut gesek internal tanah (°)

C. Beban Bekerja pada Dinding Penahan Tanah

Beban adalah sebuah gaya yang dipikul oleh struktur bangunan. Jenis-jenis beban yang bekerja pada bangunan struktur antara lain:

1. Beban Mati

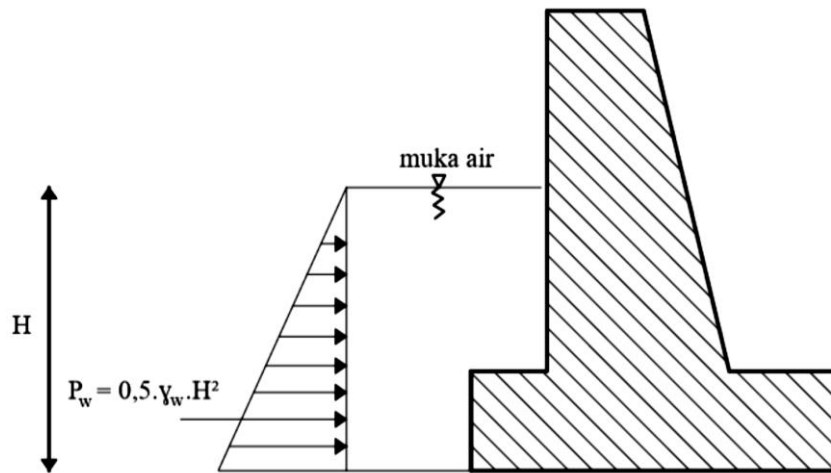
Beban mati adalah beban dengan besar yang konstan dan berada pada posisi yang sama setiap saat. Beban ini terdiri dari berat sendiri struktur dan beban lain yang melekat pada struktur secara permanen.

2. Beban Hidup

Beban hidup adalah seluruh beban tidak tetap yang dapat mempengaruhi berat bangunan dan atau unsur bangunan. Jenis beban hidup lain adalah angin, tekanan tanah, tekanan air, beban lumpur, dan beban yang disebabkan oleh pelaksanaan konstruksi.

D. Tekanan Hidrostatik

Gaya tekan air atau gaya hidrostatik adalah gaya horisontal akibat air di hulu dan hilir bendung. Tekanan hidrostatik adalah fungsi kedalaman di bawah permukaan air, dan bekerja tegak lurus terhadap muka bangunan.



Gambar 10. Tekanan air pada dinding penahan tanah.
(Sumber: Maulana, 2019)

$$P_{\text{air}} = 0,5 \cdot \gamma_w \cdot H^2 \dots\dots\dots(2.28)$$

Momen akibat tekanan hidrostatis dapat dinyatakan:

$$M_{\text{air}} = P_{\text{air}} \times \frac{H}{3} \dots\dots\dots(2.29)$$

dengan :

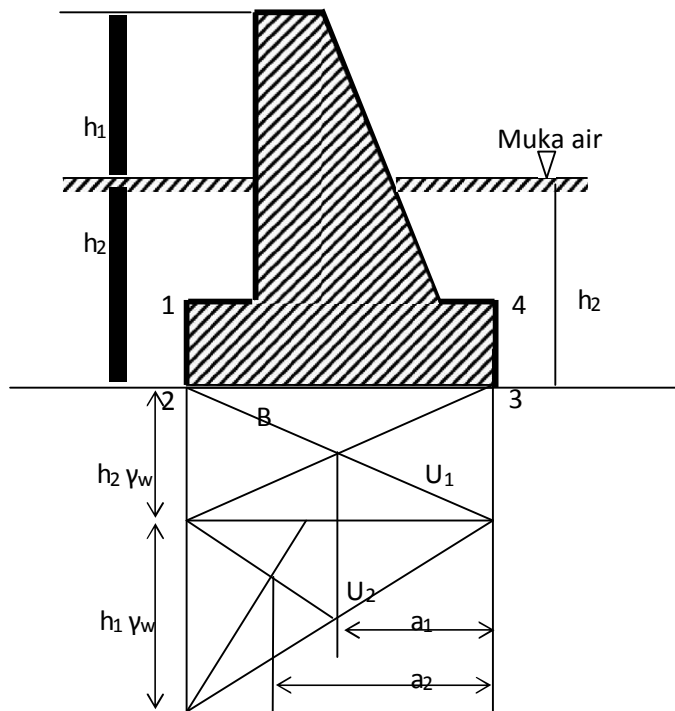
P_{air} = Tekanan air aktif (kN/m)

M_{air} = Momen tekanan air (kNm)

γ_w = Berat volume air (kN/m³)

E. Gaya Angkat (Uplift)

Pada konstruksi-konstruksi di daerah yang tergenang air atau muka air tanah yang tinggi, maka akan terjadi adanya tekanan hidrostatis yang mengurangi besarnya angka keamanan (SF). Tekanan air akan mempengaruhi gaya vertikal dan menyebabkan tahanan terhadap guling semakin kecil, sehingga kemungkinan terjadinya guling semakin tinggi.



Gambar 11. Pengaruh gaya angkat pada dinding penahan tanah.
(Sumber: Robydiansyah, 2012)

Gaya tekan akibat gaya angkat dapat dinyatakan:

$$U_1 = B \cdot h_2 \cdot \gamma_w \dots \dots \dots (2.30)$$

$$U_2 = 0.5 \cdot B \cdot h_2 \cdot \gamma_w \dots \dots \dots (2.31)$$

$$\Sigma U = U_1 + U_2 \dots \dots \dots (2.32)$$

Momen akibat gaya angkat (uplift) dapat dinyatakan:

$$Mu_1 = U_1 \cdot a_1 \dots \dots \dots (2.33)$$

$$Mu_2 = U \cdot a_2 \dots \dots \dots (2.34)$$

$$\Sigma Mu = Mu_1 + Mu_2 \dots \dots \dots (2.35)$$

dengan:

ΣU = Gaya angkat/ *uplift* (kN)

B = Lebar dinding (m)

γ_w = Berat volume air (kN/m^3)

ΣMu = Momen *uplift* (kNm)

F. Kegempaan

Berdasarkan Pedoman Teknik Penentuan Beban Gempa Pada Bangunan Pengairan Bagian Proyek Perencanaan Teknik Pengairan Direktorat Jenderal Pengairan, percepatan gempa di lokasi Bendung Kamijoro ditentukan berdasarkan:

$$a_d = Z \times a_c \times v \dots\dots\dots(2.36)$$

dengan:

a_d = Percepatan gempa desain (gal)

a_c = Percepatan gempa dasar (gal)

Z = Koefisien zona gempa (0,6 – 0,9)

g = Gravitasi

E = a_d/g (koefisien gempa)

Lokasi Bendung Kamijoro bertumpu pada batuan maka faktor koreksi $v = 1,20$. Dari persamaan tersebut di atas, percepatan gempa di lokasi Bendung Kamijoro memiliki koefisien gempa (E) berkisar antara 0,0661–0,0991 untuk periode 10 tahunan (Balai Besar Wilayah Sungai Serayu Opak, 2014).

Tabel 1. Periode ulang dan percepatan dasar gempa, a_c

Periode ulang *) tahun	a_c *) (gal = cm / dt^2)
10	90
20	120
100	190
200	220
500	250
1000	280

5000	330
------	-----

Sumber: KP-06, 2009

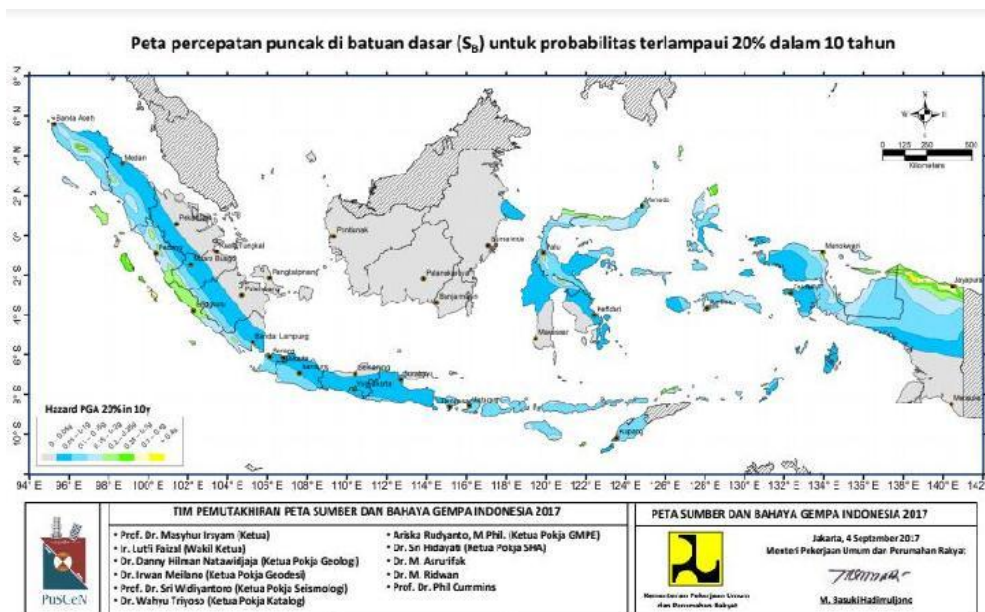
Koreksi pengaruh jenis tanah setempat sesuai SNI 03-1726-2002 diuraikan dalam Tabel 2.

Tabel 2. Faktor koreksi pengaruh jenis tanah setempat

Kelompok	Jenis tanah	Periode Predominan T_s (detik)	Koreksi V
1	Batuan : a) Perlapisan terbentuk sebelum periode kuarter disebut batuan; b) Lapisan diiluvial di atas lapisan batuan dengan tebal kurang 10 m	$T_s \leq 0,25$	0,80
2	Diiluvium : a) Lapisan diiluvial di atas lapisan batuan dengan tebal lebih dari 10 m; b) Lapisan alluvial di atas lapisan batuan tebal kurang dari 10 m	$0,25 < T_s \leq 0,50$	1,00
3	Alluvium:	$0,25 < T_s \leq 0,50$	1,10
4	Alluvium Lunak :	$T_s \geq 0,75$	1,20

Catatan :
 (1) Yang termasuk dalam lapisan diiluvial adalah lapisan pasir padat; kerikil bongkahan; lempung keras;
 (2) Yang termasuk lapisan alluvial adalah lapisan endapan baru seperti endapan sungai; longoran;

Sumber: KP-06, 2009



Gambar 12. Peta percepatan puncak batuan dasar (S_B) untuk probabilitas terlampaui 20% dalam 10 tahun (Pusat Studi Gempa Nasional, 2017)

G. Stabilitas Dinding Penahan Tanah

1. Stabilitas Terhadap Geser

Akibat gaya-gaya lateral seperti tekanan tanah aktif P_a yang bekerja, maka dinding penahan tanah dapat bergeser. Gaya-gaya lateral P_a tersebut akan mendapatkan perlawanan dari tekanan tanah Pasif P_p dan gaya gesek antara dasar dinding dan tanah.

Rumus yang digunakan:

$$SF = \frac{\Sigma R_h}{\Sigma P_h} \geq 1.5 \dots\dots\dots (2.37)$$

$$\Sigma R_h = c \times B + \Sigma W \times \tan\phi \dots\dots\dots (2.38)$$

dengan:

SF = Faktor keamanan

ΣR_h = Tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran (kN)

ΣP_h = Jumlah tekanan gaya horisontal (kN)

ΣW = Jumlah gaya berat sendiri dinding penahan tanah (kN)

B = Lebar dasar pondasi (m)

c = Kohesi (kN/m²)

ϕ = Sudut gesek internal tanah (°)

Faktor aman terhadap penggeseran dasar fondasi minimum diambil 1,5. Bowles, 1997 menyarankan:

$SF \geq 1,5$ untuk tanah dasar granuler

$SF \geq 2$ untuk tanah kohesif

2. Stabilitas Terhadap Guling

Tekanan tanah lateral yang diakibatkan oleh tanah urug di belakang dinding penahan, cenderung menggulingkan dinding dengan pusat rotasi pada ujung kaki depan pelat fondasi. Momen penggulingan ini, dilawan oleh momen akibat berat sendiri dinding penahan dan momen akibat berat tanah di atas pelat fondasi.

Faktor aman terhadap penggulingan (SF) dirumuskan:

$$SF = \frac{\Sigma Mt}{\Sigma Mg} \geq 1.5 \dots\dots\dots(2.38)$$

dengan:

ΣM_t = momen melawan terhadap guling (kNm)

ΣM_g = momen yang mengakibatkan penggulingan (kNm)

Faktor aman terhadap penggulingan bergantung pada jenis tanah, yaitu:

SF \geq 1,5 untuk tanah dasar granuler

SF \geq 2 untuk tana kohesif

3. Stabilitas Terhadap Keruntuhan Kapasitas Dukung Tanah

Tekanan kontak pada tanah dasar pondasi > tegangan ijin tanah. Tegangan ijin tanah = kapasitas dukung ultimit dibagi faktor aman F (F \geq 3) (Endaryanta, 2017).

Kapasitas dukung uliimit (q_u) untuk pondasi memanjang menggunakan cara Terzaghi dinyatakan sebagai berikut:

$$q_u = c \cdot N_c + D_f \cdot \gamma \cdot N_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \dots\dots\dots(2.39)$$

Kapasitas dukung tegangan ijin dinyatakan sebagai berikut:

$$q_a = q_u : 3 \quad (\text{dengan } F = 3) \dots\dots\dots(2.40)$$

Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung didefinisikan sebagai:

$$F = \frac{q_u}{q_a} \dots\dots\dots(2.41)$$

dengan:

q_u = Kapasitas dukung ultimit (kN/m^2)

q_a = Kapasitas dukung tegangan ijin (kN/m^2)

c = Kohesi tanah dasar (kN/m^2)

D_f = Kedalaman fondasi (m)

γ = Berat volume tanah (kN/m^3)

B = Lebar fondasi (m)

N_c, N_q, N_γ = faktor kapasitas tanah dukung (fungsi ϕ)

Tabel 3. Nilai-nilai faktor kapasitas dukung tanah terzaghi

ϕ ($^\circ$)	Keruntuhan geser umum			Keruntuhan geser lokal		
	N_c	N_q	N_γ	N_c'	N_q'	N_γ'
0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	00,0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
34	52,6	36,5	35,0	23,7	11,7	9,0
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,8	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7
48	258,3	287,9	780,1	66,8	50,5	60,4
50	347,6	415,1	1153,2	81,3	65,6	87,1

(Sumber: Hardiyatmo, 2007)

Nilai N_c' , N_q' , dan N_γ' adalah faktor kapasitas dukung tanah pada kondisi keruntuhan geser lokal. Menurut Hardiyatmo, 2007 dalam analisis kapasitas dukung tanah, istilah-istilah berikut ini penting diketahui:

a. Tekanan overburden total (total overburden pressure) (p) adalah intensitas tekanan total yang terdiri dari berat material di atas dasar fondasi total, yaitu berat tanah dan air sebelum fondasi dibangun.

b. Kapasitas dukung ultimit (ultimit bearing capacity) (q_u) adalah bagian maksimum persatuan luas yang masih dapat didukung oleh fondasi, dengan tidak terjadi kegagalan geser pada tanah yang mendukungnya. Besarnya beban yang didukung, termasuk beban struktur, beban pelat fondasi, dan tanah urug di atasnya.

c. Kapasitas dukung ultimit neto (net ultimate bearing capacity) (q_{un}) adalah nilai intensitas beban fondasi neto di mana tanah akan mengalami keruntuhan geser, dengan :

$$q_{un} = q_u - \gamma \cdot D_f \dots \dots \dots (3.42)$$

dengan:

$$q_{un} = \text{Kapasitas dukung ultimit neto (t/m}^2\text{)}$$

$$q_u = \text{Kapasitas dukung ultimit (t/m}^2\text{)}$$

d. Tekanan fondasi total (total foundation pressure) atau intensitas pembebanan kotor (gross loading intensity) (q) adalah intensitas tekanan total pada tanah didasar fondasi, sesudah struktur selesai dibangun dengan pembebanan penuh. Beban-bebannya termasuk berat kotor fondasi, berat struktur atas, dan berat kotor tanah urug termasuk air di atas dasar fondasi.

e. Tekanan fondasi neto (net foundation pressure) (q_n) untuk suatu fondasi tertentu adalah tambahan tekanan pada dasar fondasi, akibat beban mati dan beban hidup dari struktur. Bila dinyatakan dalam persamaan, maka :

$$q_n = q - \gamma \cdot D_f \dots \dots \dots (2.43)$$

dengan :

$$q_n = \text{Tekanan fondasi neto (t/m}^2\text{)}$$

f. Kapasitas dukung perkiraan (presumed bearing capacity) adalah intensitas beban neto yang dipandang memenuhi syarat untuk jenis tanah tertentu untuk maksud perancangan awal. Nilai tertentu tersebut didasarkan pada pengalaman *local*, atau dengan hitungan yang diperoleh dari pengujian kekuatan atau pengujian pembebanan dilapangan, dengan memperhatikan faktor aman terhadap keruntuhan geser.

g. Kapasitas dukung ijin (allowable bearing capacity) (q_a) adalah besarnya intensitas beban neto maksimum dengan mempertimbangkan besarnya kapasitas dukung, penurunan dan kemampuan struktur untuk menyesuaikan terhadap pengaruh penurunan tersebut.

Faktor aman (F) dalam tinjauan kapasitas dukung ultimit neto didefinisikan:

$$F = \frac{q_{un}}{q_n} = \frac{q_u - \gamma \cdot D_f}{q - \gamma \cdot D_f} \dots \dots \dots (2.44)$$

dengan

$$\gamma = \text{Berat volume tanah di atas dasar fondasi (kN/m}^3\text{)}$$

$$D_f = \text{Kedalaman fondasi (m)}$$

Prinsip yang digunakan untuk menentukan besarnya tegangan pada dinding sama seperti menentukan tegangan pada tanah dasar dimana tegangan pada bidang horisontal dihitung dengan rumus:

a. Tegangan vertikal desak maksimum, dihitung dengan rumus:

$$\sigma_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \dots\dots\dots (2.45)$$

b. Tegangan vertikal desak minimum, dihitung dengan rumus:

$$\sigma_{\min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right) \dots\dots\dots (2.46)$$

c. Tegangan geser (lintang) pada tubuh dinding:

$$\tau = \frac{H}{B \cdot 1} \leq \text{kuat geser izin bahan dinding} \dots\dots\dots (2.47)$$

dengan,

V = Komponen gaya vertikal

H = Komponen gaya horisontal

B = Lebar bagian potongan yang ditinjau

1 = Panjangn dinding tiap 1 meter

e = Eksentrisitas