

TANAH BERTULANG UNTUK STRUKTUR DINDING PENAHAN TANAH SUATU SIMULASI NUMERIK

Fathurrozi

Staf pengajar pada jurusan Teknik Sipil Politeknik Negeri Banjarmasin

Ringkasan

Sistem penulangan tanah untuk dinding penahan tanah mempunyai tiga komponen utama, yaitu: 1. Tulangan-tulangan atau perkuatan; 2. Tanah urug atau tanah asli lapangan; 3. Elemen-elemen permukaan (facing element) yang merupakan elemen-elemen penutup dinding bagian depan. Dalam perhitungan stabilitas ekstern (external stability), keruntuhan dinding tanah bertulang ditinjau terhadap mekanisme-mekanisme: Pergeseran terhadap dasar dinding; penggulingan terhadap kaki depan dinding; keruntuhan kapasitas dukung tanah dasar dan keruntuhan akibat kelongsoran lereng global. pada hitungan stabilitas intern (internal stability) dinding, yaitu perancangan dilakukan dengan memperhitungkan kekuatan tulangan-tulangan dalam menahan gaya cabut dan tarik oleh akibat gaya-gaya yang bekerja. Simulasi dilakukan pada dinding tanah yang diberikan perkuatan dengan menggunakan tulangan lajur-lajur baja (lebar 80 mm dan tebal 5 mm) dengan kuat tarik izin $T_a=320000$ kPa. Kondisi tanah dasar, tanah urug di dalam zona tanah bertulang dan tanah urug di belakang dinding tanah bertulang adalah sebagai berikut: Tanah dasar: $\gamma_b=19$ kNm³, $\phi=35^\circ$, $c=20$ kN/m²; Tanah dibelakang struktur: $\gamma_b=18$ kNm³, $\phi=30^\circ$, $c=0$ kN/m²; Tanah urug dalam struktur: $\gamma_b=18$ kNm³, $\phi=35^\circ$, $c=0$ kN/m². Dimensi dinding yang memenuhi syarat stabilitas ekstern dan stabilitas intern sebagai berikut: $F_{geser}=70L/107,25 > 1,5$; $e = 0,5m < L/6$; $F_{kap dukung}=7,36 > 3$; $L=3,75m$, dinding memenuhi syarat terhadap stabilitas ekstern; F_p 1 s/d 7 $> 1,5$; F_r 1 s/d 7 $> 1,2$; F_{rs} 1 s/d 7 $> 1,2$; dinding memenuhi syarat terhadap stabilitas intern. Apabila digunakan tulangan geotekstil dengan kuat tarik izin $T_a=35$ kN/m, didapat faktor aman: F_p 1 s/d 7 $> 1,5$; F_r 1 s/d 7 $> 1,2$; Panjang lipatan minimum umumnya 1m, maka diambil $L_o=1m$.

Kata Kunci: Perkuatan tanah, tanah bertulang, geotekstil, stabilitas intern, stabilitas ekstern

1. PENDAHULUAN

Sistem penulangan tanah atau tanah bertulang (*reinforced earth*) yang pertamakali diperkenalkan oleh Vidal pada tahun 1969. Sistem perkuatan tanah ini telah banyak digunakan untuk pembangunan pada tipe-tipe konstruksi, seperti: timbunan badan jalan, dinding penahan tanah, perbaikan stabilitas lereng alam dan penahan galian. Selain itu penulangan tanah telah pula diaplikasikan dalam pembangunan bendungan, tanggul, fondasi rakit dan bangunan-bangunan pelengkap pelabuhan dan lain-lain.

Sistem penulangan tanah untuk dinding penahan tanah mempunyai tiga komponen utama, yaitu: 1. Tulangan-tulangan atau perkuatan; 2. Tanah urug atau tanah asli lapangan; 3. Elemen-elemen permukaan (facing element) yang merupakan elemen-elemen penutup dinding bagian depan. Bahan tulangan dapat dibuat dari metal atau geosintetik (geotekstil, geogrid dan lain-lainnya). Tanah urug umumnya tanah granular. Elemen-elemen penutup dinding depan berupa panel-panel beton, tulangan yang ditebuk, bronjong batu, elemen-elemen segmental dal lain-lain.

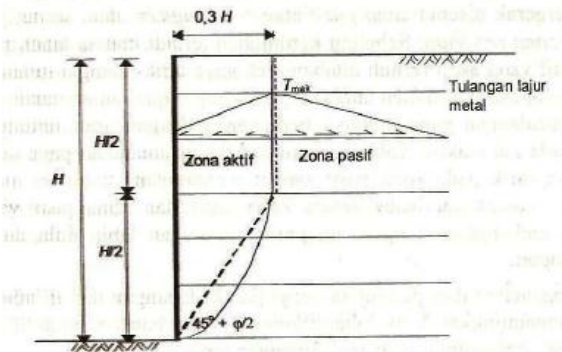
Tujuan utama dari penulisan ini adalah menganalisis perancangan dinding tanah bertulang terhadap pengaruh-pengaruh gaya-gaya dalam dan gaya-gaya luar. Dalam perhitungan stabilitas ekstern (*external stability*), keruntuhan dinding tanah bertulang ditinjau terhadap mekanisme-mekanisme: Pergeseran terhadap dasar dinding; penggulingan terhadap kaki depan dinding; keruntuhan kapasitas dukung tanah dasar dan keruntuhan akibat kelongsoran lereng global. pada hitungan stabilitas intern (*internal stability*) dinding, yaitu perancangan dilakukan dengan memperhitungkan kekuatan tulangan-tulangan dalam menahan gaya cabut dan tarikan oleh akibat gaya-gaya yang bekerja. Oleh sebab itu, pengetahuan mengenai perilaku struktur dinding penahan saat tepat akan terjadinya keruntuhan sangat diperlukan.

2. TINJAUAN PUSTAKA

Lokasi permukaan bidang longsor

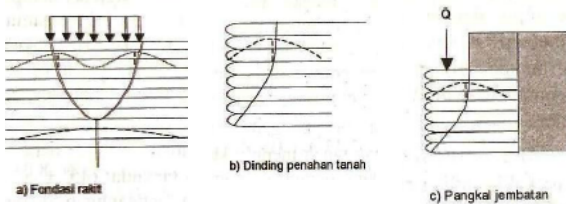
Hasil pengamatan Schlosser dan Ellias (1978) pada struktur dinding tanah bertulang skala penuh menunjukkan bahwa lokasi-lokasi gaya tarik maksimum yang terjadi pada tulangan terletak

hampir berimpit dengan bidang longsor (bidang gelincir), bila struktur dibebani sampai keruntuhan (Gambar 2.1).



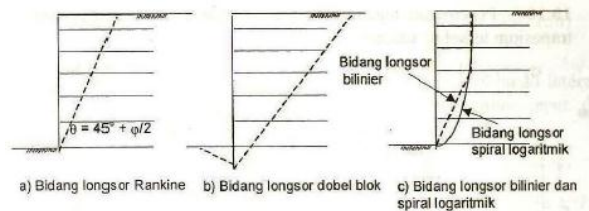
Gambar 2.1 Distribusi gaya tarik di sepanjang tulangan lajur metal (Schlosser dan Ellias,1978) 2.

Lokasi permukaan bidang longsor bergantung pada tipe struktur dan sistem penulangannya. Beberapa contoh pada Gambar 2.2 menunjukkan lokasi gaya tarik maksimum pada berbagai macam tipe struktur.



Gambar 2.2 Lokasi gaya tarik maksimum pada berbagai macam tipe struktur

Perancang beranggapan bahwa bidang longsor berasal dari kaki dinding penahan tanah menuju keatas bersudut $(45 + \phi/2)$. Sedang perancang lain menganggap bidang longsor berbentuk spiral logaritmik (Gambar 2.3).



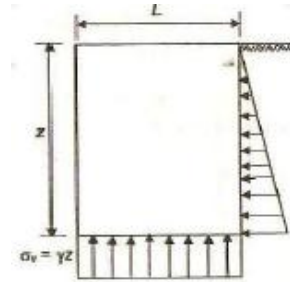
Gambar 2.3 Bentuk-bentuk bidang longsor

Bentuk-bentuk yang lain seperti bentuk dua garis linier (bilinear) atau campuran dari bidang longsor lingkaran dan linier juga digunakan terutama pada hitungan stabilitas dengan menggunakan teori stabilitas lereng (Gourc dkk,1992)

Distribusi gaya tarik pada tulangan

Dalam hitungan tegangan vertikal untuk perancangan dinding tanah bertulang, terdapat 3 anggapan sebagai berikut:

1. Tegangan vertikal pada sembarang kedalaman dianggap sebagai rata sama, yaitu sama dengan tekanan overburden (Lee dkk,1973), lihat Gambar 2.4



Gambar 2.4 Distribusi uniform

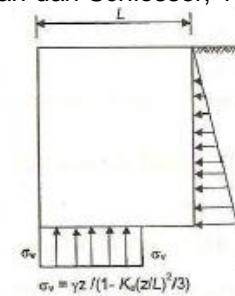
$$\sigma_v = \gamma z \dots\dots\dots(2.1)$$

dengan :

γ = berat volume tanah (kN/m³)

z =kedalaman yang ditinjau (m)

Tegangan vertikal dihitung berdasarkan metode Meyerhof (Juran dan Schlosser, 1978) Gambar 2.5



Gambar 2.5 Distribusi Meyerhof

$$\sigma_v = \gamma z / (1 - (K_a/3)(z/L)^2) \dots\dots\dots(2.2)$$

dengan:

K_a =Koefisien tekanan tanah aktif

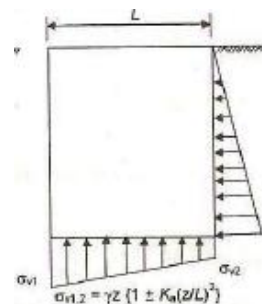
z = Kedalaman yang ditinjau (m)

γ = Berat volume tanah (kN/m³)

L = Lebar dinding (m)

Tegangan vertikal dianggap mengikuti distribusi trapesium (Bolton dkk., 1978; Murry, 1980). Pada cara ini tanah bertulang dianggap struktur yang kaku (Gambar 4.6)

4.



Gambar 2.6 Distribusi trapesium

$$\sigma_v = \gamma z \{1 \pm K_a(z/L)^2\} \dots\dots\dots(2.3)$$

Dalam persamaan (2.1), (2.2) dan (2.3), tanah urug dianggap berupa tanah granular dengan kohesi $c=0$ dan struktur tidak dibebani dengan beban terbagi rata di atasnya.

Distribusi tegangan horisontal

Ada 3 metode yang telah digunakan untuk menghitung tegangan horisontal dalam dinding tanah bertulang, yaitu:

1. Tegangan horisontal dihitung menurut hitungan tekanan aktif Rankine:

$$\sigma_h = K_a \gamma z \quad \dots\dots\dots(2.4)$$

2. Tegangan horisontal dihitung menurut metode yang diberikan Meyerhof (1953)(Juran,1981):

$$\sigma_h = K_a \gamma z / 1 - (K_a/3)(z/L)^2 \quad \dots\dots\dots(2.5)$$

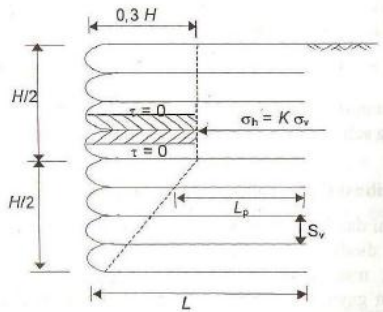
3. Tegangan horisontal sama dengan koefisien tekanan tanah lateral (K_a) dikalikan dengan tegangan vertikal maksimum tepat dibelakang elemen permukaan (penutup depan)

$$\sigma_h = K_a \gamma z [1 + K_a(z/L)^2] \quad \dots\dots\dots(2.6)$$

persamaan (2.6) dapat digunakan untuk menghitung gaya tarik maksimum tulangan, a. (Bolton dkk.,1978).

Gaya horisontal yang ditahan tulangan

Menurut Juran dan Schlosser (1978) tegangan-tegangan vertikal dan horisontal pada bidang simetri yang berada diantara dua tulangan merupakan tegangan-tegangan utama, oleh sebab itu tegangan geser pada bidang ini dianggap sama dengan nol (Gambar 2.7)



Gambar 2.7 Gaya horisontal yang harus didukung tiap tulangan (Juran dan Schlosser,1978)

Gaya tarik maksimum dalam tulangan dihitung dengan meninjau keseimbangan horisontal pada tiap-tiap pias, yaitu dengan menganggap setiap tulangan harus menahan gaya horisontal sebesar setengah tebal tanah dibawah dan setengah tebal tanah di atasnya (Gambar 2.7). dengan anggapan tersebut, setiap tulangan harus menahan gaya horisontal sebesar:

$$\Delta P_h = \sigma_h \Delta H = K \sigma_v \Delta H \quad \dots\dots\dots(2.7)$$

Dengan:

ΔP_h =gaya horisontal per meter lebar pada dinding setinggi ΔH (kN)

ΔH =jumlah dari jarak setengah tebal tanah bagian atas dan setengah tebal bagian bawah (m)

K =koefisien tekanan tanah lateral

σ_v =tegangan vertikal pada kedalaman yang ditinjau (kN/m²)

jika jarak vertikal tulangan-tulangan sama, yaitu sebesar S_v , maka $\Delta H = S_v$. Untuk kondisi ini, gaya horisontal yang harus didukung tulangan adalah:

$$\Delta P_h = \sigma_h S_v = K \sigma_v S_v \quad \dots\dots\dots(2.8)$$

Untuk tulangan berbentuk lajur, dengan jarak pusat arah vertikal S_v , dan arah horisontal S_h , maka:

$$\Delta P_h = \sigma_h S_v S_h = K \sigma_v S_v S_h \quad \dots\dots\dots(2.9)$$

Dalam persamaan (2.9), ΔP_h adalah gaya horisontal yang bekerja pada dinding seluas ($S_v S_h$).

Perancangan dinding tanah bertulang

Analisis stabilitas dinding penahan umumnya dilakukan dengan menganggap struktur mempunyai panjang tak terhingga, sehingga analisis hitungan dapat dilakukan secara dua dimensi.

a.Stabilitas ekstern

Stabilitas ekstern atau stabilitas luar (*external stability*) dinding tanah bertulang mempunyai kriteria yang sama seperti pada struktur dinding penahan tanah konvensional. Yaitu struktur yang dianggap sebagai blok padat harus stabil terhadap bahaya pergeseran, penggulingan, keruntuhan pondasi dan stabilitas lereng global. Dalam hitungan stabilitas ekstren, keruntuhan dinding tanah bertulang harus ditinjau terhadap mekanisme-mekanisme berikut ini:

1. Pergeseran terhadap dasar dinding (Gambar 2.8)



Gambar 2.8 Pergeseran

Ditinjau dinding tanah bertulang dengan beban terbagi rata q bekerja pada permukaan tanah urug, lihat Gambar 2.9. tanah urug berupa tanah granul ($c=0$). Tekanan tanah aktif total yang ditimbulkan oleh tanah dibelakang struktur, dinyatakan oleh persamaan:

$$P_a = P_s + P_q = 0,5 H^2 \gamma_2 K_a + q H K_a \quad \dots\dots\dots(2.10)$$

Gaya lawan pada dasar dinding tanah:

$$R_h = L H \gamma_1 t g \delta_b \quad \dots\dots\dots(2.11)$$

Untuk permukaan dinding vertikal, faktor aman terhadap pergeseran dinyatakan oleh:

$$F_{gs} = L H \gamma_1 t g \delta_b / 0,5 H^2 \gamma_2 K_a + q H K_a \geq 1,5 \quad \dots\dots\dots(2.12)$$

Lebar dasar dinding tanah bila panjang seluruh tulangan sama sapat ditentukan dengan menggunakan persamaan (untuk $F_{gs}=1,5$):

$$L = 1,5 K_a (0,5 \gamma_2 H + q) / \gamma_1 t g \delta_b \quad \dots\dots\dots(2.13)$$

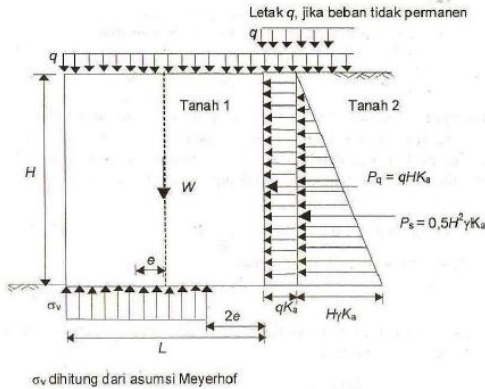
Dengan:

L =lebar dasar dinding tanah atau panjang tulangan

K_a =koefisien tekanan tanah aktif tanah di belakang struktur

$$K_a = t g^2 (45^\circ - \phi/2)$$

ϕ =sudut gesek dalam untuk tanah di belakang struktur
 γ_1 =berat volume tanah pembentuk struktur
 γ_2 = berat volume tanah di belakang struktur
 H =tinggi dinding tanah
 q = beban terbagi rata
 δ_b =sudut gesek antara tanah pondasi dan dasar struktur



Gambar 2.9 gaya-gaya yang bekerja pada analisis stabilitas ekstern

2. Penggulingan terhadap kaki depan dinding (Gambar 2.10)



Gambar 2.9 Penggulingan

Faktor aman terhadap penggulingan struktur dinding tanah bertulang terhadap kaki depan dinyatakan oleh persamaan (lihat Gambar 2.9):

$$F_{gl} = \frac{\sum M_r}{\sum M_d} \dots\dots\dots(2.14)$$

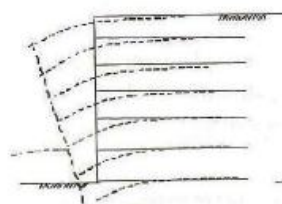
$$\sum M_r = 0,5 WL = 0,5 \gamma_1 H L^2 \dots\dots\dots(2.15)$$

$$\sum M_d = 0,5 P_q H + (1/3) P_s H \dots\dots\dots(2.16)$$

Dengan:

- $\sum M_r$ =jumlah momen lawan (kN.m)
- $\sum M_d$ = jumlah momen penggulingan (kN.m)
- W =berat struktur (kN/m)
- L =lebar struktur (m)
- P_q =gaya horisontal akibat pengaruh beban terbagi rata (kN/m)
- P_s =resultan gaya horisontal akibat tekanan tanah dibelakang struktur (kN/m)

3. Keruntuhan kapasitas dukung tanah dasar (Gambar 2.11)



Gambar 2.10 keruntuhan kapasitas

dukung tanah

Distribusi tegangan didasar struktur dapat ditentukan dengan cara Meyerhof, yaitu dengan memperhatikan lebar efektif (L')(lihat Gambar 2.9):
 $L' = L - 2e \dots\dots\dots(2.17)$

Dengan:

L =lebar dasar struktur

e =eksentrisitas

eksentrisitas (e) diperoleh dengan mengambil jumlah momen terhadap pusat dasar dinding sama dengan nol. Untuk kondisi pembebanan seperti Gambar 2.9:

$$e = \frac{\sum M_d / R_v = P_q(H/2) + P_s(H/3) / R_v}{R_v} \dots\dots\dots(2.18)$$

dengan:

R_v =beban vertikal total = $W + qL$

$P_q = K_a q H$

$P_s = 0,5 K_a H^2 \gamma$

$K_a = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$

eksentrisitas (e) disyaratkan $< L/6$. Tegangan vertikal pada dasar struktur diperoleh dengan membagi reaksi vertikal dengan lebar efektif L' (cara Meyerhof), yaitu:

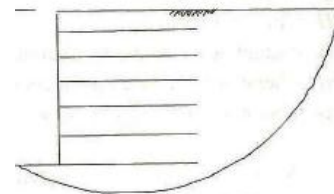
$$\sigma_v = \frac{W + qL}{L - 2e} \dots\dots\dots(2.19)$$

faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung dinyatakan dalam persamaan :

$$F = \frac{q_u}{\sigma_v} \dots\dots\dots(2.20)$$

Dengan: q_u =kapasitas dukung ultimit (kN/m²)

4. Keruntuhan akibat kelongsoran lereng global (Gambar 2.12)



Gambar 2.11 keruntuhan lereng global

Analisis stabilitas dilakukan dengan menggunakan teori stabilitas lereng, yaitu dengan menganggap bahwa massa tanah bertulang sebagai dinding grafitasi. Untuk ini, analisis-analisis stabilitas lereng untuk tanah tak bertulang seperti metode Bishop, metode Felinius dan lainnya dapat digunakan untuk menentukan faktor aman terhadap longsoran struktur global. Faktor aman terhadap kelongsoran lereng diambil antara 1,3 sampai 1,5.

b. Stabilitas intern

Stabilitas intern atau stabilitas dalam (*internal stability*) mensyaratkan bahwa struktur harus menyatu dan dapat berdiri sendiri oleh pengaruh gaya luar maupun oleh akibat beratnya sendiri. Kestabilan intern struktur harus diperoleh melalui transfer tegangan-tegangan dari tanah ke tulangan. Karena itu tulangan-tulangan harus dirancang dengan mempertimbangkan ukuran dan

bentuknya, sedemikian hingga: (1) tidak putus, (2) tidak tercabut dari massa tanah yang menimbunnya oleh akibat pengaruh gaya-gaya yang bekerja.

1. Faktor aman terhadap putus tulangan

Tulangan-tulangan harus tidak putus saat menahan tegangan-tegangan yang ditransfer oleh tanah ketulangan. Faktor aman terhadap putus tulangan (F_s) dinyatakan oleh persamaan:

(1) Untuk tulangan berbentuk lembaran:
 $F_s = T_a / \Delta P_h$ (2.21)

(2) Untuk tulangan berbentuk lajur:
 $F_s = T_a A_v / \Delta P_h$ (2.22)

Dengan:

T_a =kuat tarik izin tulangan (kN/m²)

A_v =luas tampang tulangan (m²)

ΔP_h =Gaya horisontal yang dihitung dari persamaan (2.8) dan (2.9) (kN/m)

Faktor aman terhadap putusnya tulangan dapat diambil 1,2

2. Faktor aman terhadap cabut tulangan

Tulangan-tulangan harus cukup panjang, sehingga tanah pada zona aktif yang akan longsor dapat ditahan oleh tahanan gesek tulangan-tulangan yang berada pada zona pasif. Gaya lawan tulangan maksimum per meter lebar yang dapat dihasilkan dari gesekan antara tanah dan tulangan adalah:

$T_{mak} = 2\mu\sigma_v L_p$ (2.21)

Dengan L_p =panjang tulangan yang berada di zona pasif.

Untuk tulangan yang berbentuk lajur dengan lebar b , tahanan gesek maksimum adalah:

$T_{mak} = 2\mu\sigma_v b L_p$ (2.22)

Faktor aman terhadap cabut tulangan (F_p) dinyatakan oleh persamaan sebagai berikut:

(1) Untuk tulangan berbentuk lembaran
 $F_p = 2\mu\sigma_v L_p / \Delta P_h$ (2.23)

(2) Untuk tulangan berbentuk lajur
 $F_p = 2\mu\sigma_v b L_p / \Delta P_h$ (2.24)

Faktor aman terhadap cabut tulangan diambil 1,5

3. Panjang overlap

Panjang *overlap* atau panjang lipatan (L_o) pada bagian penutup permukaan dinding yang diperkuat dengan geotekstil dihitung dengan persamaan:

$L_o = \sigma_{hc} S_v F / 2\mu z \gamma$ (2.25)

Dengan:

σ_{hc} = tekanan horisontal rata-rata pada lipatan

S_v =jarak tulangan arah vertikal

F =faktor aman

μ =koefisien gesek antara tanah geotekstil, dapat diambil $\mu = \tan(2\phi/3)$

z = kedalaman tulangan yang ditekuk masuk ke tanah

γ =berat volume tanah

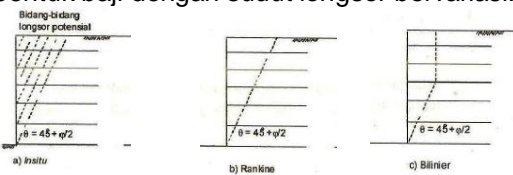
4. Bentuk bidang longsor potensial dan koefisien tekanan tanah lateral (K)

Dalam hitungan stabilitas intern, dibutuhkan estimasi bentuk bidang longsor potensial dan koefisien tekanan tanah lateral yang akan digunakan dalam hitungan, dimana hal ini sangat bergantung pada sistem penulangan tanah yang dipakai (Gambar 2.12). Pengamatan pada tanah-tanah yang diperkuat dengan tulangan-tulangan yang kaku, seperti tulangan lajur baja (Schlosser dan Ellias,1978), bidang longsor akan berbentuk bilinear (Gambar 2.12c) dan koefisien tekanan tanah lateral yang digunakan dalam hitungan bervariasi menurut kedalaman dari permukaan urug (Gambar 2.13c), yaitu:

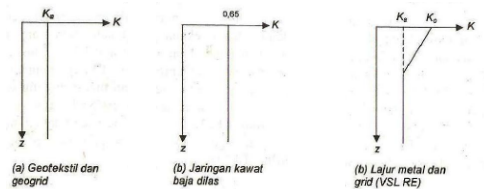
$K = K_o - (z_i/6)(K_o - K_a)$ untuk $z_i \leq 6m$ (2.26)

$K = K_a$ untuk $z_i > 6m$ (2.27)

Dengan z_i =kedalaman tulangan terhadap permukaan tanah urug. Untuk tanah yang diperkuat dengan tulangan-tulangan yang mudah meregang atau tulangan-tulangan yang memungkinkan tanah pembentuk struktur berdeformasi relatif besar (seperti geotekstil), maka digunakan $K = K_a$ (Gambar 2.13a), sedang bidang longsor potensial mengikuti bidang longsor Rankine (Gambar 2.12b). Untuk perkuatan dengan sistem tulangan anker, bidang longsor potensial berbentuk baji dengan sudut longsor bervariasi.



Gambar 2.12 Bidang-bidang longsor potensial in-situ, rankine dan bilinear



Gambar 2.13 Variasi koefisien tekanan tanah lateral (K) dengan kedalaman untuk berbagai tipe struktur

Untuk tulangan dari jaringan kawat baja las yang disusun secara transversal dan longitudinal, bidang longsor potensial akan mengikuti bidang longsor Rankine dengan K yang lebih besar dari K_o , yaitu $K = 0,65$ (Gambar 2.13b). Tabel 2.1 menunjukkan rekapitulasi hubungan tipe tulangan, bentuk pendekatan bidang longsor dan koefisien tekanan tanah lateral yang digunakan dalam perancangan (Mitchell dan Villet,1987).

Tabel 2.1 hubungan tipe tulangan, bentuk pendekatan bidang longsor dan koefisien tekanan tanah lateral

Tipe tulangan	Bidang longsor			Koefisien K			
	Rankine	Biliniar	Baji bervariasi	K_a	K_o	$> K_o$	Bervariasi
Lajur baja	▲	▲		▲	▲		▲
Geotekstil							
VSL RE (grid)	▲			▲			▲
Geogrid	▲			▲			
Kawat dilas	▲			▲		0,65	
Pemakuan tanah			▲	▲	▲		
Angker			▲	▲			

3. METODOLOGI

Metodologi yang digunakan pada penulisan ini adalah studi literatur. Simulasi numerik menggunakan data-data sekunder dalam pembahasan yang dilakukan pada penulisan ini.

4. PEMBAHASAN

Menggunakan tulangan lajur-lajur baja

Dinding tanah akan diberikan perkuatan dengan menggunakan tulangan lajur-lajur baja (lebar 80 mm dan tebal 5 mm) dengan kuat tarik izin $T_a=320000$ kPa. Kondisi tanah dasar, tanah urug di dalam zona tanah bertulang dan tanah urug di belakang dinding tanah bertulang adalah sebagai berikut:

- Tanah dasar: $\gamma_b=19$ kNm³, $\phi=35^\circ$, $c=20$ kN/m²
- Tanah dibelakang struktur: $\gamma_b=18$ kNm³, $\phi=30^\circ$, $c=0$ kN/m²
- Tanah urug dalam struktur: $\gamma_b=18$ kNm³, $\phi=35^\circ$, $c=0$ kN/m²

Beban terbagi rata diatas permukaan tanah urug $q=20$ kN/m² (dianggap permanen). Berikutnya menentukan dimensi dinding yang memenuhi syarat terhadap stabilitas intern dan stabilitas ekstrn.

a. Stabilitas ekstern

Tanah urug didalam struktur: $K_{a1}=\text{tg}^2(45-35^\circ/2)=0,271$

Tanah dibelakang struktur : $K_{a2}=\text{tg}^2(45-30^\circ/2)=0,33$

Tekanan tanah aktif total dibelakang struktur:

$$\Sigma P_a=0,5H^2\gamma_bK_{a2}+qHK_{a2}$$

$$=0,5 \times 5^2 \times 18 \times 0,33 + 20 \times 5 \times 0,33 = 107,25 \text{ kN/m}$$

Resultan tekanan tanah aktif total terletak pada:
 $y=(1/107,25)(5/3 \times 74,25 + 5/2 \times 33) = 1,92$ m (dari dasar dinding)

(1) Stabilitas terhadap pergeseran

$$\Sigma W=L\gamma_bH+qL = L \times 18 \times 5 + 20L = 100L$$

Pada tulangan lajur geseran dasar dinding tanah bertulang terjadi antara tanah dengan tanah sehingga $\delta_b=\phi$. Sehingga, tahanan geser total pada dasar dinding, bila tahanan geser dari komponen kohesi diabaikan:

$$R_b=\Sigma W \text{tg } \delta_b = 100 \times L \times \text{tg}35^\circ = 70L$$

Dengan $P_a=107,25$ kN, maka lebar dinding minimum yang aman terhadap penggeseran dapat dihitung dari persamaan:

$$F=70L/107,25 \text{ untuk } F=1,5; \quad L=1,5 \times 107,25/70 = 2,3 \text{ cm}$$

(2) Stabilitas terhadap penggulingan

$$\Sigma M_r=0,5L(W+qL)=0,5L(80L+20L)=50L^2 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma M_d=\gamma P_a=1,92 \times 107,25=205,92 \text{ kN.m}$$

Dengan $F=2$, lebar dinding minimum yang aman terhadap penggulingan:

$$2=50L^2/205,92 \text{ diperoleh } L=2,86 \text{ m} > 2,11 \text{ m}$$

L yang diperoleh dari hasil hitungan (1) lebih kecil, maka dipilih L dari hasil hitungan (2), yaitu $L=2,86$ m. Dengan pembulatan, dicoba $L=3$ m

Cek terhadap letak eksentrisitas resultan beban-beban:

Berat dinding ditambah beban terbagi rata:

$$V=\Sigma W+qL=(3 \times 18 \times 5)+(20 \times 3)=330 \text{ kN/m}$$

Eksentrisitas terhadap pusat berat pondasi:

$$e=\Sigma M_d/(\Sigma W+qL)=205,92/330=0,624 \text{ m} > L/6=3/6=0,5 \text{ m}$$

maka L perlu ditambah.

Dicoba lagi dengan $L=3,75$ m

Beban vertikal total:

$$V=\Sigma W+qL=(3,75 \times 18 \times 5)+(20 \times 3,75)=412,5 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma M_d/(\Sigma W+qL)=205,92/412,5=0,5 \text{ m} < L/6=3,75/6=0,625 \text{ m (ok)}$$

(3) Stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah fondasi

Kapasitas dukung ultimit dihitung dengan memperhatikan kondisi pembebanan miring, untuk permukaan tanah horisontal:

$$q_u=s_c d_c i_c N_c + s_q d_q i_q p_o N_q + s_y d_y i_y 0,5L \gamma N_y$$

Dengan L' =lebar pondasi efektif. Untuk pondasi memanjang, maka s_o, s_q dan $s_y=1$

Karena pondasi dipermukaan tanah ($p_o=0$) dan faktor kedalaman d_c, d_q dan $d_y=1$

$$\text{maka } q_u=i_c N_c + i_y 0,5L \gamma N_y; H=\Sigma P_a=107,25 \text{ kN}; V=\Sigma W=412,5 \text{ kN}$$

dari tabel faktor kemiringan Vesic (1975), lebar pondasi efektif $L'=L-2e=3,75-(2 \times 0,5)=2,75$ m, $A=2,75 \times 1=2,75$ m²

$$m=(2+B/L)/(1+B/L)=2 \text{ (karena } L=\infty)$$

$$i_q=\{1-H/(V+A'c \text{ ctg } \phi)\}^m$$

$$=\{1-107,25/(412,5+2,75 \times 20 \times \text{ctg}35^\circ)\}^2=0,61$$

Untuk $\phi=35^\circ$, dari tabel $N_q=33,3, N_c=46,12, N_y=48,03$

$$i_c=i_q(1-i_q)/(N_c \text{ tg } \phi)=0,61-(1-0,61)/(46,12 \text{ tg}35^\circ)=0,59$$

$$i_y=\{1-H/(V+A'c \text{ ctg } \phi)\}^{m+1}$$

$$=\{1-107,25/(412,5+2,75 \times 20 \times \text{ctg } 35^\circ)\}^3=0,48$$

$$q_u=i_c N_c + i_y 0,5L \gamma N_y$$

$$=0,59 \times 20 \times 46,12 + 0,48 \times 0,50 \times 2,75 \times 19 \times 48,03$$

$$=1146,5 \text{ kN/m}^2$$

tekanan dinding pada tanah dasar bila dihitung dengan cara Meyerhof:

$$q_{mak}=V/L-2e=412,5/2,75=150 \text{ kN/m}^2$$

faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah:

$$F=1146,5/150=7,64 > 2 \text{ (OK)}$$

Bila tekanan struktur pada tanah dasar dianggap membentuk distribusi trapesium:

$$q_{mak}=V/3,75(1+6e/3,75)$$

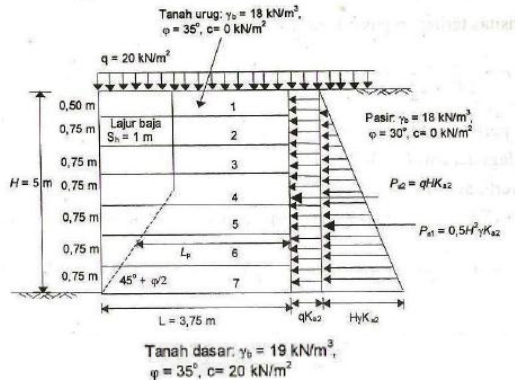
$$=412,5/3,75(1+6 \times 0,5/3,75)=198,5 \text{ kN/m}^2$$

$$F=1457,7/198=7,36 > 2 \text{ (OK)}$$

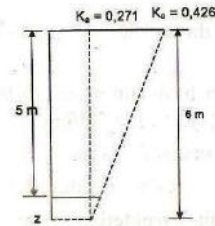
Jadi, dengan $L=3,75m$, dinding memenuhi syarat terhadap stabilitas ekstern.

b. Stabilitas intern

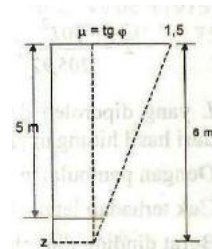
Dicoba dengan jarak vertikal tulangan $S_v=75cm$ dan jarak horisontal $S_h=100cm$. Jumlah tulangan arah vertikal $=500/75=7$ deret tulangan (lihat Gambar 4.1). dengan menganggap bahwa distribusi tekanan tanah pada tulangan adalah uniform, maka: $\sigma_v=\gamma z+q$.



Gambar 4.1 Deret tulangan arah vertikal



Gambar 4.3 Variasi koefisien tekanan tanah lateral



Gambar 4.4 Koefisien gesekan antara tanah dan tulangan (μ)

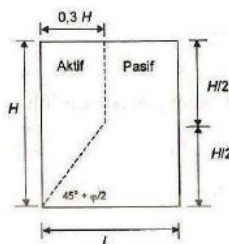
Dari tabel 4.1 terlihat bahwa faktor aman terhadap cabut tulangan (F_p), patah tulangan (F_r dan F_{rs}) memenuhi. Cara hitungan dalam Tabel 4.1, adalah sebagai berikut:

Hitungan gaya-gaya horisontal yang harus ditahan oleh tulangan dilakukan dalam tabel 4.1. (1)

Tabel 4.1 Hitungan gaya-gaya horisontal

No.tulangan	1	2	3	4	5	6	7
Kedalaman (m)	0,50	1,25	2,0	2,75	3,50	4,25	5,0
K	0,41	0,39	0,37	0,35	0,33	0,32	0,30
σ_v (kN/m^2)	29,00	31,5	36	41,5	48,0	55,5	64,0
σ_h (kN/m^2)	11,89	12,3	13,7	15,1	16,6	18,1	19,7
ΔP_h (kN)	8,92	9,22	9,53	9,84	10,15	10,46	10,77
L_p (m)	2,25	2,25	2,25	2,58	2,97	3,36	3,75
μ	1,44	1,35	1,26	1,17	1,08	0,99	0,90
F_p	1,67	1,66	1,64	1,84	2,07	2,22	2,40
F_r	14,35	13,88	13,41	12,94	12,47	12,00	11,53
F_{rs}	14,80	14,28	13,76	13,24	12,72	12,20	11,68

Dalam hal ini dipakai tulangan lajur dari metal 80mm x 5mm dengan kuat tarik izin $T_a=320.000kPa$. batas antara zona aktif dan zona pasif dianggap berbentuk seperti pada Gambar 4.2 (Schlosser dan Juran,1978). Variasi koefisien tekanan tanah lateral dan koefisien gesekan antara tanah dan tulangan (μ) diperlihatkan dalam Gambar 4.3 dan Gambar 4.4 berikut ini.



Gambar 4.2 Batas zona aktif dan zona pasif

Menghitung K (Gambar 4.3)

$$K_o=1-\sin 35^\circ=0,426$$

$$K_a=0,721$$

$$\text{Untuk kedalaman } z < 6m, K=K_o-(z/6)(K_o-K_a)$$

$$\text{Untuk kedalaman } z > 6m, K=K_o$$

(2) Menghitung L_p (Gambar 4.2)

$$\text{Untuk kedalaman } z < H/2, L_p=L-0,3H$$

$$= 3,75-0,3 \times 5 = 2,25m$$

$$\text{Untuk kedalaman } z > H/2, L_p=L-(H-z)/\text{tga}(45^\circ+\phi/2)$$

$$= 3,75-(5-z)/1,92= 1,15+0,52z$$

(3) Menghitung koefisien gesek (μ) (Gambar 4.4)

$$\mu=1,5-(z/6)(1,5-\text{tg } \phi)=1,5-(z/6)(0,7) =1,5-0,12z$$

Pada tulangan no.01 pada Tabel 4.1,

$$K=K_o-(z/6)(K_o-K_a) = 0,246-(2/6)(0,426-0,271) =0,41$$

$$\sigma_v = \gamma z+q =18 \times 0,50 + 20 =29 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_h = K \sigma_v = 0,41 \times 29 =11,89 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta P_h = \sigma_v S_v S_h =11,89 \times 0,75 \times 1 =8,92 \text{ kN}$$

$$L_p = 2,25$$

$$\mu = 1,5-0,12z =1,5 - 0,12 \times 0,5 =1,44$$

faktor aman terhadap cabut tulangan:

$$F_p = (2\mu \sigma_v L_p b)/(K \sigma_v S_v S_h)$$

$$=(2 \times 29 \times 1,44 \times 2,25 \times 0,08)/(0,41 \times 29 \times 0,75 \times 1) =1,67 > 1,5 \text{ (OK)}$$

faktor aman terhadap patah tulangan

$$F_r = T_a A_t / \Delta P_h = (320000 \times 0,08 \times 0,005) / 8,92 =14,35$$

(OK)

Tegangan tarik pada bagian sambungan tulangan dengan pelat penutup dinding depan:

Pada perancangan dianggap tegangan horisontal didekat panel penutup sama dengan 85% tegangan horisontal maksimum ($0,85 \sigma_h$). Jika dipakai baut diameter 10mm, maka luas bersih

tulangan menjadi, $A_s=0,005 \times (0,08-0,01) = 0,00035 \text{ m}^2$

$$T_{mak} = 0,85 \sigma_h S_v S_h / A_s = 0,85 \times \sigma_h \times 0,75 \times 1 / 0,00035 = 1821,4 \sigma_h \text{ kN/m}^2$$

faktor aman terhadap putusnya tulangan pada sambungan, untuk tulangan no.1 :

$$F_{rs} = T_a / T_{mak} = 320000 / 1821,4 \times 11,89 = 14,8 \text{ (OK)}$$

Menggunakan tulangan geotekstil

Apabila digunakan tulangan geotekstil dengan kuat tarik izin $T_a=35 \text{ kN/m}$, perhitungan faktor aman F_p dan F_r dilakukan seperti pada Tabel 4.2 dengan hitungan sebagai berikut:

Sudut gesek antara tanah dan tulangan dianggap:
 $\mu = \text{tg}(2\phi/3) = \text{tg}(2 \times 35^\circ / 3) = 0,43$

$$L_p = L - \text{tg}(45^\circ - \phi/2)(H - z) = 3,75 - \text{tg}(45 - 35^\circ / 2)(5 - z) = 1,15 + 0,52z$$

$$K_a = \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2) = 0,271$$

Misalnya pada tulangan no.1

Faktor aman terhadap cabut tulangan:

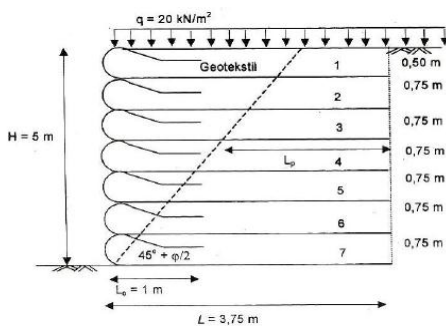
$$F_p = 2\mu \sigma_v L_p \sigma_v / \Delta P_h = (2 \times 29 \times 0,43 \times 1,41 \times 29) / (0,27 \times 29 \times 0,75 \times 29) = 5,96 > 1,5 \text{ (OK)}$$

$$\Delta P_h = K_a S_v S_h$$

Tabel 4.2 Perhitungan faktor aman tulangan geotekstil

No.tulangan	1	2	3	4	5	6	7
Kedalaman (m)	0,50	1,25	2	2,75	3,50	4,25	5
K	0,271	0,271	0,271	0,271	0,271	0,271	0,271
σ_v (kN/m ²)	29,0	31,5	56	69,5	83	96,5	110
σ_h (kN/m ²)	7,86	8,54	15,18	18,84	22,49	26,14	29,81
ΔP_h (kN)	5,96	6,41	11,39	14,13	16,87	19,61	22,36
L_p (m)	1,41	1,80	2,19	2,58	2,97	3,36	3,75
F_p	5,96	7,61	9,26	10,91	12,60	14,22	15,86
F_r	5,93	5,46	3,07	2,47	2,07	1,77	1,56

Faktor aman terhadap cabut tulangan (F_p), patah tulangan (F_r) memenuhi.



Gambar 4.5 Susunan tulangan geotekstil

Faktor aman terhadap putus tulangan:

$$F_r = T_a / \Delta P_h = 35 / 5,96 = 5,87 > 1,2 \text{ (OK)}$$

Panjang lipatan pada bagian penutup permukaan dinding:

$$\sigma_{hc} = (5 - 0,375) \times 18 \times 0,271 = 22,56 \text{ kN/m}^2$$

z = kedalaman tekukan = 4,25m

$$L_o = \sigma_{hc} S_v F / 2z \gamma \text{tg}(2\phi/3)$$

$$= 22,56 \times 0,75 \times 1,5 / 2 \times 4,25 \times 18 \times \text{tg} 23,3^\circ = 0,39 < 1 \text{ m}$$

Panjang lipatan minimum umumnya 1m, maka diambil $L_o=1\text{m}$

5. KESIMPULAN

Dari hasil pembahasan diatas, dapat disimpulkan:

- Dinding tanah yang diberikan perkuatan dengan menggunakan tulangan lajur-lajur baja (lebar 80 mm dan tebal 5 mm) dengan kuat tarik izin $T_a=320000 \text{ kPa}$, memberikan dimensi dinding yang memenuhi syarat stabilitas ekstern dan stabilitas intern sebagai berikut:
 $F_{geser} = 70L / 107,25 > 1,5$ didapat $L=2,3 \text{ cm}$.
 $e = 0,5\text{m} < L/6$
 $F_{kap \text{ dukung}} = 7,36 > 3$
 $L=3,75\text{m}$, dinding memenuhi syarat terhadap stabilitas ekstern
 $F_p \text{ 1 s/d 7} > 1,5$
 $F_r \text{ 1 s/d 7} > 1,2$
 $F_{rs} \text{ 1 s/d 7} > 1,2$
 Dinding memenuhi syarat terhadap stabilitas intern
- Apabila digunakan tulangan geotekstil dengan kuat tarik izin $T_a=35 \text{ kN/m}$, diperoleh:
 $F_p \text{ 1 s/d 7} > 1,5$
 $F_r \text{ 1 s/d 7} > 1,2$
 Panjang lipatan minimum umumnya 1m, maka diambil $L_o=1\text{m}$.

DAFTAR PUSTAKA

- Bowles, J.E., Analisis dan Desain Pondasi Jilid 2, Erlangga, Jakarta, 1996.
- Das, B.M., Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknik) Jilid 2, Erlangga, Jakarta, 1993.
- Das, B.M., Principles of Foundation Engineering third edition, PWS Publishing Company, 20 Park Plaza, Boston, MA 02116-4324, 1996.
- Hardiyatmo, H.C., Geosintetik untuk Rekayasa Jalan Raya, Gajah Mada University Press, Yogyakarta, 2008.
- Hardiyatmo, H.C., Teknik Pondasi I, Beta offset, Yogyakarta, 2006.
- Koener, R.M., Designing with geosynthetics, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 2005.
- Terzaghi, K. & Peck, R.B., Mekanika Tanah dalam Praktek Rekayasa Jilid 1, Erlangga, Jakarta, 1993.