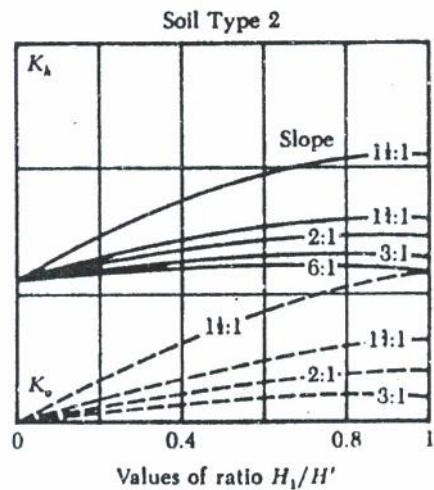
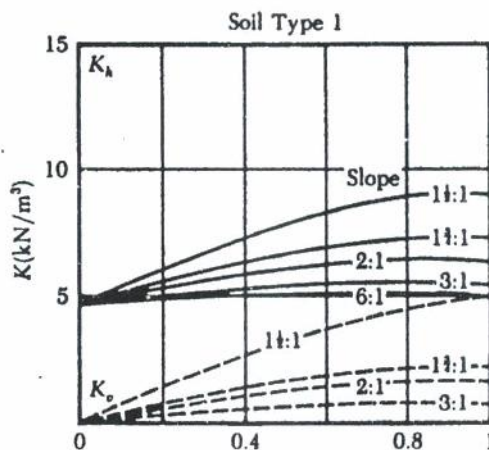
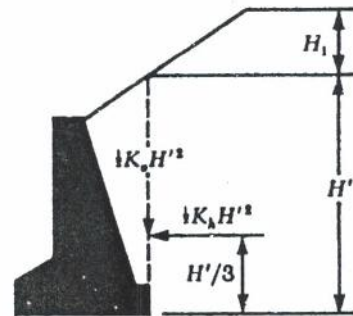
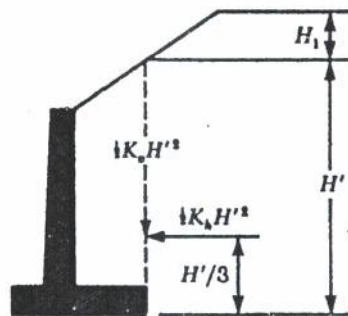


# REKAYASA FUNDASI I

## KONSTRUKSI PENAHAN TANAH



Penyusun Buku Pegangan Kuliah Mahasiswa

REKAYASA FUNDASI I  
(Konstruksi Penahan Tanah)

Nara Sumber :

- |    |                            |  |
|----|----------------------------|--|
| 1. | Prof. Ir. Sidharta S.K.    | Universitas Indonesia, Jakarta           |
| 2. | Dr. Suhardjito Pradoto     | Institut Teknologi Bandung, Bandung      |
| 3. | Dr. I.G.P. Raka            | Institut Teknologi 10 Nopember, Surabaya |
| 4. | Dr. Adang Surahman         | Institut Teknologi Bandung, Bandung      |
| 5. | Ir. M. Fauzy Siswanto, MSc | Universitas Gajah Mada, Yogyakarta       |
| 6. | Ir. Hari Warsianto, MS     | Universitas Diponegoro, Semarang         |
| 7. | Dr. Budi S.                | Universitas Indonesia, Jakarta           |
| 8. | Dr. Priyo Suprobo          | Institut Teknologi 10 Nopember, Surabaya |

Kelompok Penulis :

- |     |                         |   |
|-----|-------------------------|---|
| 1.  | Ir. Miftahul Huda       | Universitas Wijaya Kusuma, Surabaya           |
| 2.  | Ir. Moch. Hazin Mukti   | Universitas Madura, Pamekasan                 |
| 3.  | Ir. Suryono             | Universitas Semarang, Semarang                |
| 4.  | Ir. Imam Aschuri, MT    | Institut Teknologi Nasional, Bandung          |
| 5.  | Ir. Gregorius S. S, MT  | Universitas Tarumanegara, Jakarta             |
| 6.  | Ir. Marnobo             | Universitas Muhammadiyah, Jakarta             |
| 7.  | Ir. Sudarmanto, MSc     | Universitas 17 Agustus 1945, Semarang         |
| 8.  | Ir. Iris Mahani         | Universitas Dr. Soetomo, Surabaya             |
| 9.  | Ir. Bambang S, MT       | Universitas Teknik Magelang, Magelang         |
| 10. | Ir. Bahder Djohan, MSc  | Universitas Tridianti, Palembang              |
| 11. | Ir. Idrus, MSc          | ISTN, Jakarta                                 |
| 12. | Ir. Sri Widodo          | Universitas Muhammadiyah, Surakarta           |
| 13. | Ir. Tri Rahayu          | Universitas Muhammdiyah, Sumatera Utara       |
| 14. | Ir. Sudarsid, MT        | Universitas Malikussaleh, Lhoksemawe          |
| 15. | Ida Ayu Ari A., ST      | Sekolah Tinggi Teknik Jayapura                |
| 16. | Ir. Pangadilan Hasibuan | Universitas Graha Nusantara, Padang Sidempuan |
| 17. | Ir. Lilies Widojoko, MT | Universitas Bandar Lampung                    |

# DAFTAR ISI

Halaman Judul .....	i
Team Penyusun .....	ii
Kata Pengantar .....	iii
Daftar Isi .....	iv
<b>BAB I PENDAHULUAN</b>	
1.1. Pengertian Fundasi .....	I - 1
1.2. Tujuan .....	I - 2
1.3. Kriteria Perancangan .....	I - 2
<b>BAB II TEKANAN TANAH LATERAL</b>	
2.1. Umum .....	II - 1
2.2. Kondisi Coulomb .....	II - 1
2.3. Kondisi Rankine .....	II - 9
2.4. Pemilihan Kondisi Rankine atau Coulomb .....	II - 13
<b>BAB III TEKANAN TANAH LATERAL CARA GRAFIS</b>	
3.1. Umum .....	III - 1
3.2. Tekanan Tanah Cara Culman .....	III - 1
3.3. Tekanan Tanah Cara Poncelet.....	III - 10
3.4. Mencari titik Tangkap Tekanan Tanah .....	III - 10
<b>BAB IV PERANCANGAN DINDING PENAHAN TANAH</b>	
4.1. Umum .....	IV - 1
4.2. Estimasi Dimensi Dinding Penahan Tanah .....	IV - 1
4.3. Penentuan Tekanan Tanah yang Bekerja Pada Dinding Penahan Tanah .....	IV - 4
4.4. Cek Stabilitas .....	IV - 18
<b>BAB V DRAINASE PADA DINDING PENAHAN TANAH</b>	
5.1. Umum .....	V - 1
5.2. Jenis Drainase Pada Dinding Penahan Tanah .....	V - 1
5.3. Tanah Filter .....	V - 4



## **BAB VI TURAP**

6.1. Umum .....	VI - 1
6.2. Dinding Turap Kantilever .....	VI - 7
6.3. Dinding Turap Berjangkar .....	VI - 22
6.4. Penjangkaran .....	VI - 37
6.5. Diagram Tegangan Tanah Dinding Turap .....	VI - 46

## **BAB VII KONSTRUKSI DINDING PERANCAH**

7.1. Umum .....	VII - 1
7.2. Mencari Mobilisasi Tekanan Tanah Aktif Pada Dinding Perancah Untuk Tanah BerButir Kasar.....	VII - 5
7.3. Mencari Mobilisasi Tekanan Tanah Aktif Pada Dinding Perancah Untuk Tanah BerButir Halus.....	VII - 6
7.4. Tekanan Tanah Aktif Yang Bekerja Pada Kons- truksi Dinding Perancah .....	VII - 10

## **DAFTAR PUSTAKA LAMPIRAN SILABI**



## KATA PENGANTAR

Hingga saat ini masih dirasakan langkanya perbendaharaan buku buku berbahasa Indonesia mengenai " Rekayasa Pondasi ". Sementara itu semakin terasa banyaknya problema rekayasa fundasi yang timbul pada beberapa bangunan sipil di Indonesia. Sedangkan tenaga peneliti masih sedikit jumlahnya yang mengkhususkan perhatiannya terhadap penulisan buku " Rekayasa Fundasi ", untuk membantu mengurangi masalah tersebut khususnya dalam memberikan pedoman kepada mahasiswa dalam mempelajari rekayasa fundasi, kami menyusun Buku Pedoman Kuliah Mahasiswa ( BKPM ) dengan judul " Rekayasa Fundasi "

Buku ini terdiri dari tujuh bab meliputi pengertian fundasi, tekanan tanah lateral, rancangan dinding penahan tanah, drainase pada dinding penahan tanah, turap dan konstruksi dinding perancah.

Banyak kesalahan yang dihadapi selama penyusunan buku ini terutama dalam menetapkan ruang lingkup bahasan serta prakiraan alokasi waktu, sehingga buku ini masih banyak memerlukan penyempurnaan terus menerus. Oleh karena itu kami sangat mengharapkan dan menghargai tanggapan, koreksi dan saran-saran dari para pembaca.

Akhirnya kami ingin mengucapkan terima kasih yang sebesar besarnya kepada Direktur Perguruan Tinggi Swasta yang telah mensponsori penyusunan buku ini dan kepada para narasumber, dan harapan kami semoga buku ini dapat bermanfaat bagi perkembangan pendidikan dan pengetahuan rekayasa fundasi di Indonesia, khususnya bagi para mahasiswa.

Bogor, 30 Oktober 1996

TEAM PENYUSUN

# Pendahuluan

## Tujuan Instruksional Umum

Setelah membaca / mengikuti kuliah bab pendahuluan ini, mahasiswa dapat memahami dan mengerti tentang :

- 1). Fungsi fundasi bangunan dan faktor-faktor yang menentukan dalam perancangan fundasi bangunan
- 2). Tekanan tanah lateral
- 3). Jenis - jenis konstruksi penahan tanah
- 4). Jenis - jenis konstruksi turap

# BA B I

## PENDAHULUAN

### 1. PENGERTIAN FUDASI

Fundasi adalah suatu konstruksi pada bagian dasar struktur / bangunan ( sub- structure ) yang berfungsi meneruskan beban dari bagian atas struktur / bangunan ( upper - structure ) ke lapisan tanah yang berada di bagian bawahnya tanpa mengakibatkan :

- keruntuhan geser tanah, dan
- penurunan ( settlement ) tanah / fundasi yang berlebihan.

Secara umum bayangan mengenai fundasi adalah suatu konstruksi :

a. Fundasi dangkal ( shallow footing ) yang berupa :

- fundasi tapak ( square footing )
- fundasi menerus ( continous footing )
- fundasi lingkaran ( circle footing )

b. Fundasi Dalam ( Deep Footing ), yang antara lain :

- fundasi sumuran ( bored pile ) dibedakan yang menggunakan casing atau tanpa casing.
- fundasi tiang pancang
- fundasi caisson; yaitu macam pondasi dalam yang mempunyai diameter tiang yang besar.

Pada umumnya fundasi dangkal digunakan untuk kondisi lapisan tanah keras terletak dekat permukaan, sedangkan fundasi dalam digunakan apabila lapisan tanah keras jauh dari permukaan tanah.

Disamping itu banyak hal-hal lain yang ada kaitannya dengan ilmu teknik pondasi, yaitu antara lain :

a. dinding penahan tanah / turap kaku, seperti :

- dinding gravity ( graity walls ), pada umumnya terbuat dari pasangan batu kali.
- dinding kantilever ( cantilever walls ), pada umumnya terbuat dari beton.

b. dinding penahan tanah / turap lentur seperti yang terbuat dari kayu, beton atau baja.

c. dan lain-lainnya.



## 1.2. TUJUAN

Tujuan dari pada diberikan mata kuliah rekayasa Fundasi I adalah :

- Agar mahasiswa dapat memahami fungsi fundasi bangunan dan faktor-faktor yang menentukan dalam perencanaan fundasi bangunan.
- Agar mahasiswa dapat memahami dan mengerti mengenai tekanan tanah lateral.
- Agar mahasiswa dapat memahami jenis-jenis dan konstruksi dari pada dinding penahan tanah.
- Agar mahasiswa dapat memahami jenis-jenis dan konstruksi turap.

## 1.3. KRITERIA PERANCANGAN

### Kriteria Perancangan I

Kapasitas daya dukung fundasi harus lebih besar dari beban luar yang ditransfer lewat sistem fundasi ( tegangan kontak )

$$SF = Q_{ult} / T_c$$

### Kriteria Perancangan II

Deformasi yang terjadi harus lebih kecil daripada deformasi ijin

$$SF = D_w \cdot L < D \text{ ijin}$$

untuk beban aksial : - D ijin penurunan seragam diambil 5 cm

- D ijin penurunan tak seragam diambil 2,5 cm

untuk beban lateral : diambil 1/4 s/d 1/2 D ijin aksial.

# Tekanan Tanah Lateral

## Tujuan Instruksional Umum

Setelah membaca / mengikuti kuliah bab pendahuluan ini, mahasiswa dapat memahami dan mengerti tentang :

- 1). Perhitungan tekanan tanah lateral secara analitis

## Tujuan instruksional Khusus

- 1). Mahasiswa dapat menjelaskan tekanan tanah lateral dengan kondisi Coulomb & Rankine.
- 2). Dapat memilih perhitungan dengan kondisi Coulomb atau Rankine.
- 3). Dapat membaca dan menggambarkan diagram tegangan

## BAB II

# TEKANAN TANAH LATERAL

### 2.1 UMUM

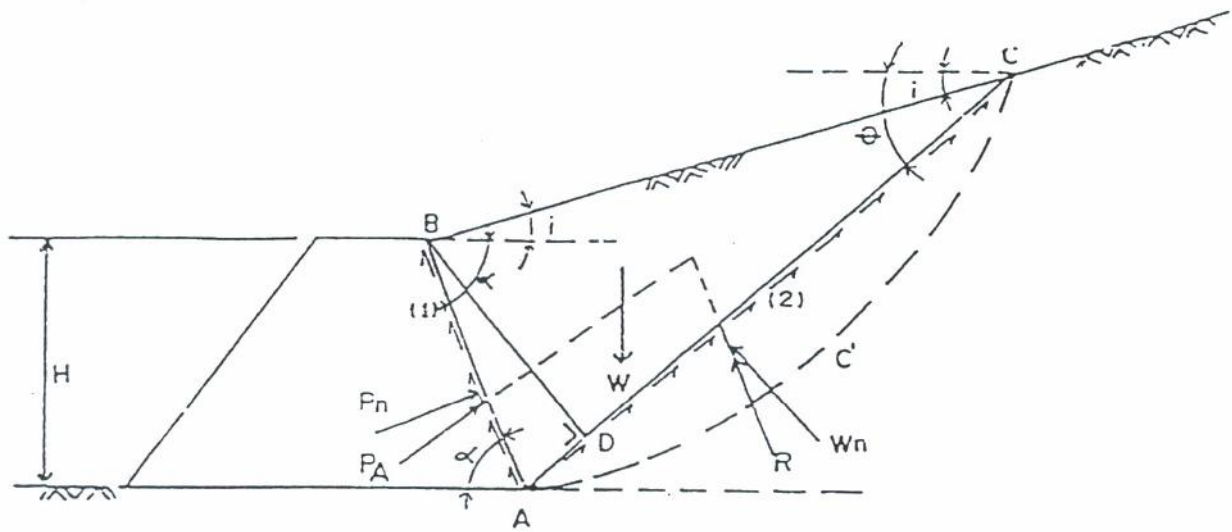
Seperti yang telah diterangkan dalam bab 1, pembahasan tekanan tanah lateral pada buku ini dilakukan atas dasar teori klasik dari Coulomb dan Rankine. Masing-masing cara atau kondisi diuraikan dengan segala anggapan-anggapan dasar dan dirinci untuk tekanan tanah aktif dan pasif.

### 2.2 KONDISI COULOMB

Dasar dari kondisi Coulomb ini antara lain adalah :

- Tanah adalah isotropik, homogen, dan tak berkohesi
- Permukaan bidang longsor adalah datar, dimana bidang longsor melewati ujung tumit dari dinding
- Permukaan tekanan adalah datar.
- Terdapat gaya geser tembok pada permukaan tekanan
- Segitiga longsor adalah rigid body.
- Longsor dalam dua dimensi.





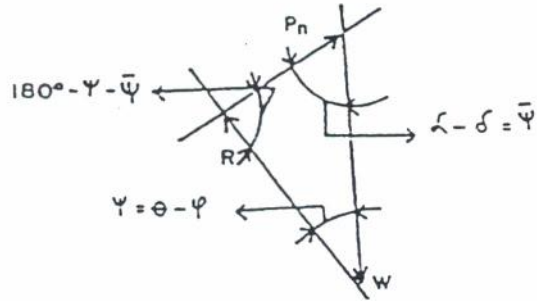
Gbr. 2.1 Tekanan aktif yang bekerja pada dinding menurut Coulomb

Lihat gambar

Daerah AB: Waktu W akan longsor, masa tanah dengan dinding akan  
 (1) tergelincir dari B ke A, ditahan oleh friction dari A ke B. Jika  $P_n$  adalah total normal maka dengan friction yang dimobilisir akan menimbulkan gaya  $P_A$  (tekanan aktif).

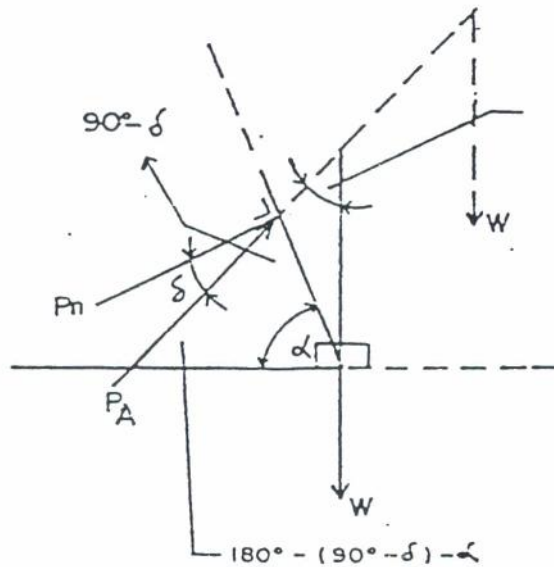
Daerah AC : Keterangan sama dengan butir 1, pada waktu segitiga  
 (2) tanah akan longsor terdapat friksi dari A ke C, dengan  $W_n$  memberikan R.

Jadi keseimbangan gaya seperti pada Gbr. 2.2

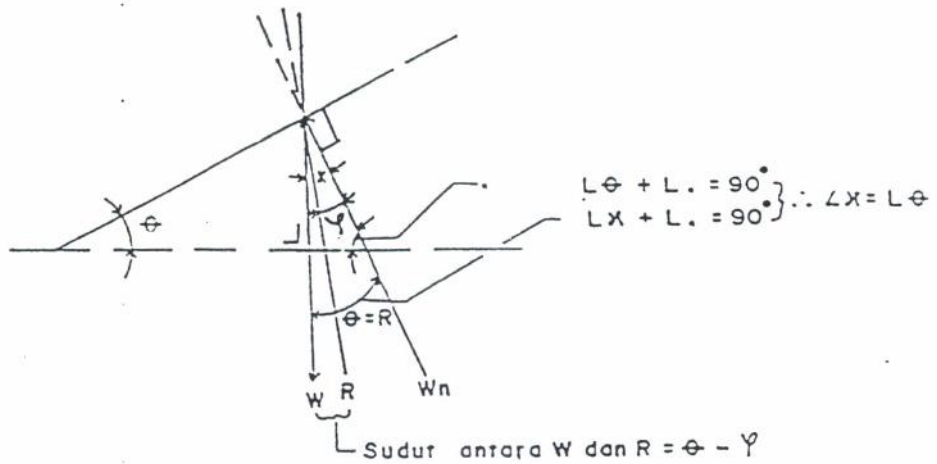


Gbr. 2.2 Keselimbangan gaya pada pada tekanan aktif

Mencari sudut yang membentuk segi tiga gaya



gbr. 2.3 sudut antara W dengan PA



gbr. 2.4 sudut antara W dan R

Dari gambar,

- Berat W per unit panjang,

$$W = \gamma \cdot A$$

dimana A = luas bidang segi tiga ABC [ $m^2$ ]

$\gamma$  = berat isi tanah [ $t/m^3$ ]

- Perhatikan segitiga ABC,

$$\text{Luas segi tiga ABC} = \frac{AC \times BD}{2}$$

- Penggunaan rumus sinus,



atau dapat dituliskan

$$P_A = 1/2 \gamma H^2 K_a \quad \text{dimana,}$$

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \delta)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \delta) \sin(\delta - i)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + i)}} \right\}^2} \quad \dots (2.5)$$

Apabila dinding vertikal dan licin sedangkan tanah isian horizontal, maka :

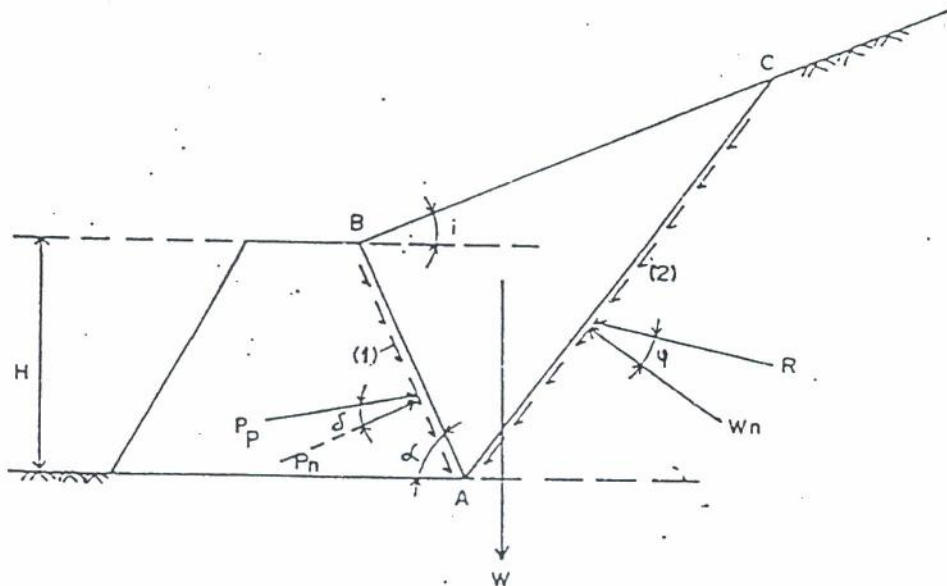
$$i = \delta = 0$$

$$\alpha = 90^\circ$$

Rumus (2-5) menjadi :

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad \dots (2.6)$$

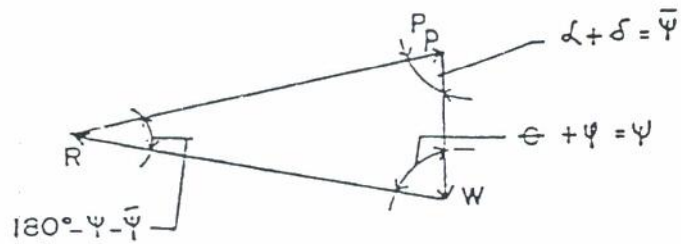
### 2.2.2 Tekanan pasif



Gbr. 2.5 Tekanan pasif yang bekerja pada dinding menurut Coulomb

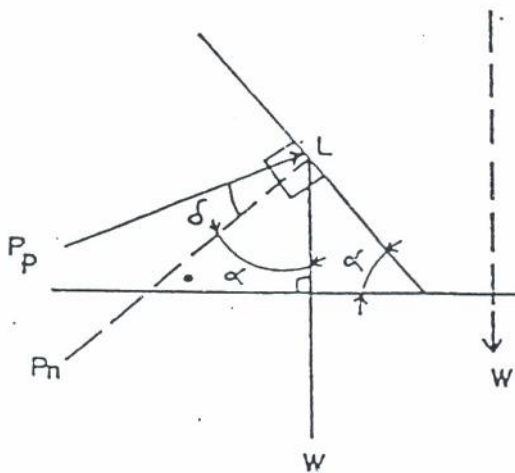
bidang longsor AC mempunyai keterangan seperti butir (1) dan (2) pada sub. bab 2.2.1 tetapi dengan arah yang berlawanan.

Jadi keseimbangan gayanya :

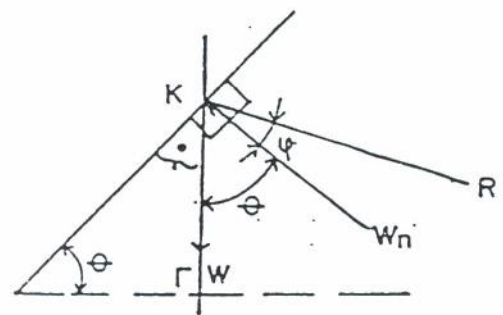


Gbr. 2.6 Keseimbangan gaya pada tekanan pasif

Mencari sudut-sudut yang membentuk segi tiga gaya tekanan pasif kondisi Coulomb.



Gbr. 2.7 Sudut antara  $P_p$  dan  $W$



Gbr. 2.8 Sudut antara  $W$  dengan  $R$

untuk kondisi gbr.2.7

$$\angle \alpha + L^* = 90^\circ$$

Maka sudut antara  $P_n$  dengan  $W = \angle \alpha$

karena  $L \alpha + L^* = 90^\circ$

maka sudut antara  $P_p$  dengan  $W = \angle \alpha + \angle \delta$

untuk kondisi gbr.2.8

$$\angle \theta + L^* = 90^\circ$$

Perhatikan titik K

karena  $L \theta + L^* = 90^\circ$  maka,

sudut antara  $W$  dan  $R = L \theta + L \delta$

Dengan cara yang sama dengan tekanan aktif, dari gambar didapat :

$$W = \gamma \cdot A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \sin(\alpha + \theta) \frac{\sin(\alpha + i)}{\sin(\theta - i)} \quad \dots (2.7)$$

Dari keseimbangan gaya didapat,

$$P_p = \frac{W \sin(\theta + \delta)}{\sin(180^\circ - \theta - \delta - \alpha - \delta)} \quad \dots (2.8)$$

Masukkan persamaan (2.7) kedalam persamaan (2.8)

$$P_p = \frac{\gamma H^2 \sin(\theta + \delta)}{2 \sin^2 \alpha \sin(180^\circ - \alpha - \theta - \delta)} \left\{ \sin(\alpha + \theta) \frac{\sin(\alpha + i)}{\sin(\theta - i)} \right\} \quad \dots (2.9)$$

Harga  $P_p$  maksimum didapat dengan mendiferensiasi persamaan (2.9)

terhadap  $\theta = 0$

$$\frac{d P_p}{d \theta} = 0$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left\{ \frac{\sin^2(\alpha - \theta)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\theta + \delta) \sin(\theta + i)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + i)}} \right\}^2} \right\} \quad (2.10)$$



atau bisa dituliskan ;

$$P_p = 1/2 \gamma H^2 K_p \quad \text{dimana,}$$

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \theta)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\theta + \delta) \sin(\theta + i)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + i)}} \right\}^2} \quad \dots\dots (2.11)$$

Apabila dinding vertikal dan licin , sedangkan tanah isian horizontal, maka

$$i = \delta = 0$$

$$\alpha = 90^\circ$$

Rumus (2.11) menjadi :

$$K_p = \frac{1 + \sin \theta}{1 - \sin \theta} = \tan^2(45^\circ + \theta/2) \quad \dots\dots (2.12)$$

### 2.3 KONDISI RANKINE

Anggapan dasar dari kondisi Rankine adalah sama dengan anggapan dasar dari kondisi Coulomb. Pada kondisi Rankine ada beberapa pengembangan dari anggapan dasar seperti :

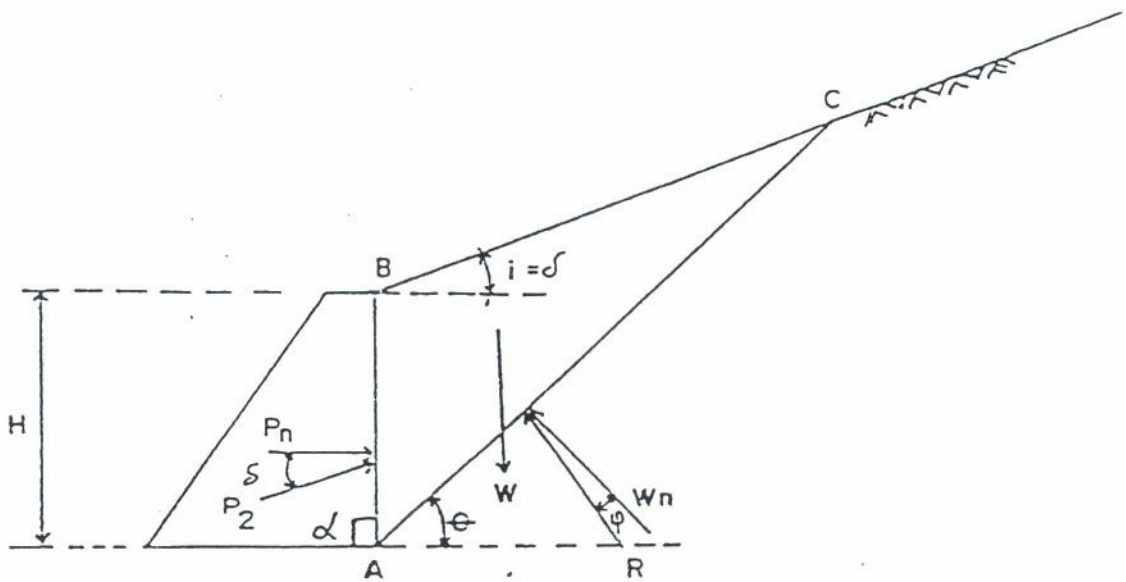
- Sudut tanah isian dengan horizontal sama dengan sudut tekanan aktif dengan normalnya.

$$i = \delta$$

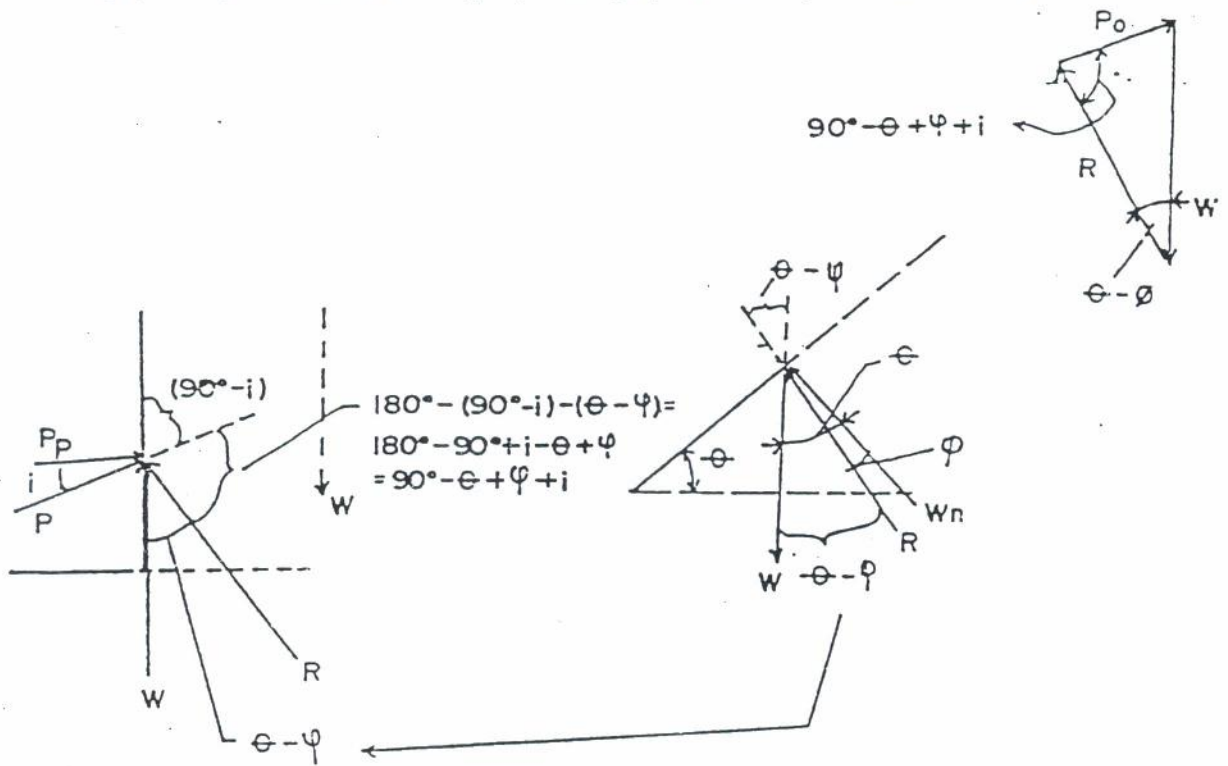
- Permukaan bidang tanah longsor bersudut sembilan puluh derajat ( $90^\circ$ ) dengan horizontal (dasar tembok penahan tanah).

$$\alpha = 90^\circ$$

### 2.3.1 Tekanan Aktif



Gbr. 2.9 Tekanan aktif yang bekerja pada dinding menurut Rankine



gbr. 2.10 sudut yang membentuk segi tiga gaya tekanan aktif kondisi renkine

Dari gambar 2.9 dapat diperoleh :

$$\text{Luas segi tiga ABC} = \frac{1}{2} H^2 \frac{\sin(90^\circ - \theta) \sin(90^\circ + i)}{\sin(\theta - i)}$$

Lihat penurunan persamaan (2.1)

Berat tanah isian yang akan longsor,

$$W_{ABC} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos \theta \cos i}{\sin(\theta - i)} \quad \dots (2.13)$$

Dari keseimbangan gaya pada gambar 2.10,

pergunakan rumus sinus,

$$\frac{P_A}{\sin(\theta - \theta)} = \frac{W}{\sin(90^\circ - \theta + \theta + i)}$$

$$P_A = W \frac{\sin(\theta - \theta)}{\sin(90^\circ - \theta + \theta + i)} \quad \dots (2.14)$$

Masukkan persamaan (2.13) ke persamaan (2.14)

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos \theta \cos i \sin(\theta - i)}{\sin(\theta - i) \sin(90^\circ - \theta + \theta + i)}$$

Harga  $P_A$  maksimum didapat dengan mendiferensiasi

$$\frac{d P_A}{d \theta} = 0 \text{ akan didapat :}$$

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \theta}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \theta}}$$

atau  $P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$  dimana,

$$K_a = \cos i \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \theta}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \theta}} \quad \dots (2.15)$$

### 2.3.2 Tekanan pasif

Dengan cara yang sama akan didapat ;

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cos i \frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \emptyset}}{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \emptyset}} \dots\dots (2.16)$$

atau  $P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$  dimana,

$$K_p = \cos i \frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \emptyset}}{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \emptyset}} \dots\dots (2.16a)$$

Kalau tanah isian datar, sudut kemiringan tanah = 0 dan sudut geser dinding = 0 maka

$$\angle i = \angle \delta = 0$$

Persamaan (2.15) dan persamaan (2.16) menjadi :

$$K_a = 1 \times \frac{1 - \sqrt{1 - (\cos^2 \emptyset)}}{1 + \sqrt{1 - (\cos^2 \emptyset)}} = \frac{1 - \sin \emptyset}{1 + \sin \emptyset} = \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \dots\dots (2.17)$$

$$K_p = 1 \times \frac{1 + \sqrt{1 - (\cos^2 \emptyset)}}{1 - \sqrt{1 - (\cos^2 \emptyset)}} = \frac{1 + \sin \emptyset}{1 - \sin \emptyset} = \text{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \dots\dots (2.18)$$

Dari persamaan (2.17) dan persamaan (2.18) terlihat bahwa,

$$K_p = \frac{1}{K_a} \quad \text{atau} \quad K_a = \frac{1}{K_p} \dots\dots (2.19)$$

## 2.4. PEMILIHAN PEMAKAIAN KONDISI RANKINE ATAU COULOMB

---

### 2.4. KRITERIA PEMILIHAN

Kriteria pemilihan pemakaian kondisi Rankine atau Coulomb ditentukan oleh anggapan-anggapan dimana teori diturunkan. Seperti diketahui :

*Pada kondisi Rankine*

- Anggapan-anggapan adalah : dinding vertikal dan licin.
- Tanah tidak akan tergelincir sepanjang temboknya tetapi bersudut  $90^{\circ}$  dengan horizontalnya (dasar tembok penahan tanah).

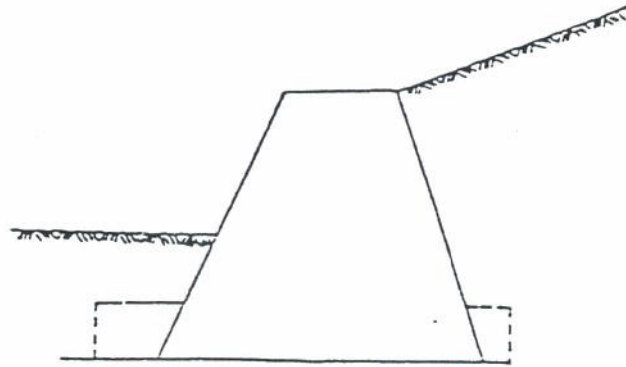
*Pada kondisi Coulomb*

- Sisi dari dinding harus datar atau mendekati datar
- Permukaan tekanan dari sisi harus rata dan gelincir terjadi sepanjang permukaan tekanan.

Seperti diketahui dikenal macam-macam struktur dari dinding penahan tanah seperti :

- . Dinding penahan tanah pasangan batu kali (dinding gaya berat).
- . Dinding penahan tanah cor beton (dinding kantilever)





Gbr. 2.11 Dinding gaya berat



Gbr. 2.12 Dinding kantilever/dinding cor beton dengan rusuk pengaku  
depan atau belakang

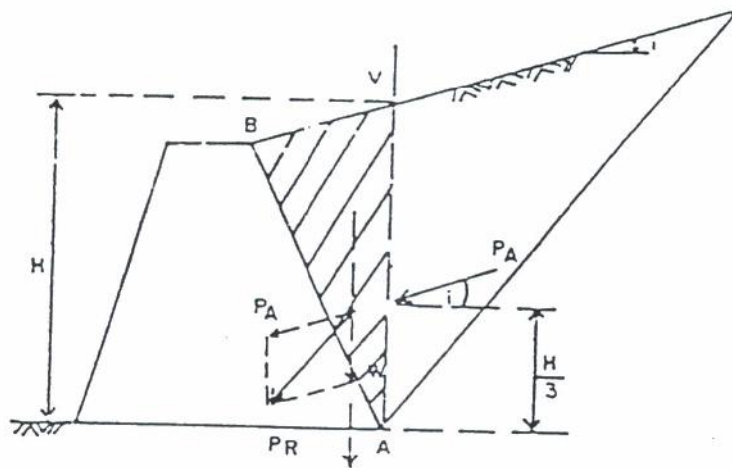
Pada dinding gaya berat pada ujung-ujungnya dapat digunakan tumit dan ujung dinding.

Dengan melihat batasan tadi maka :

- Kondisi Rankine dapat digunakan untuk dinding gaya berat maupun dinding kantilever.
- Kondisi Coulomb hanya dapat digunakan untuk dinding gaya berat.

## 2.4.2 TOTAL TEKANAN TANAH YANG BEKERJA PADA STRUKTUR

*Kondisi Rankine*



Gbr. 2.13 Tekanan aktif total yang bekerja pada dinding gaya berat kondisi Rankine

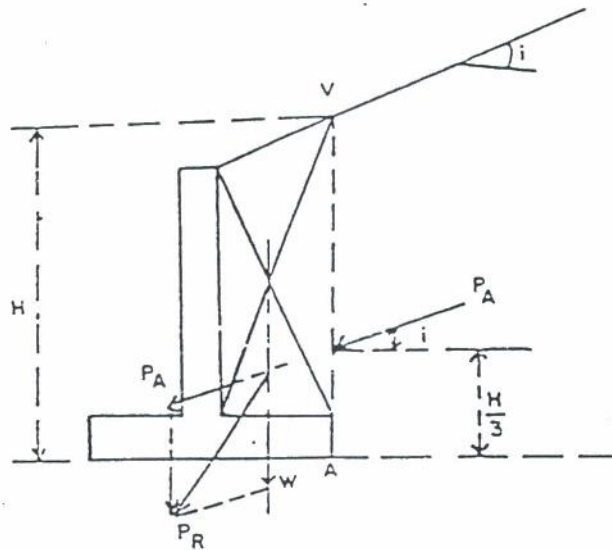
### Dinding gaya berat

Pada struktur ini, bidang longsor terjadi sepanjang bidang AV. Besar total tekanan aktif =  $P_A$ . Berat tanah yang terletak pada bidang ABV =  $W$ .

Jadi berat total tekanan aktif yang bekerja pada struktur berupa penjumlahan vektor dari :

$$\overrightarrow{P_R} = \overrightarrow{P_A} + \overrightarrow{W}$$

### Dinding Kantilever

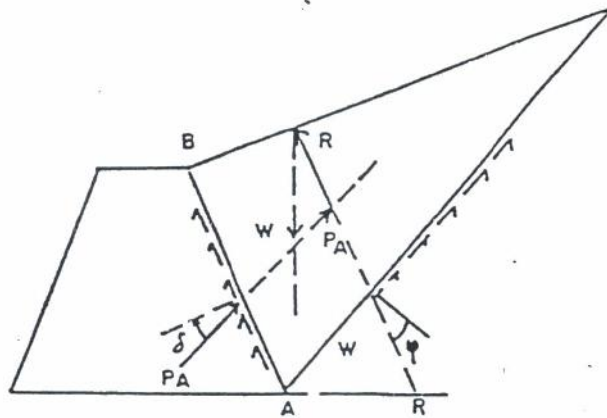


Gbr. 2.14 Tekanan aktif total yang bekerja pada dinding kantilever kondisi Rankine

Sama seperti pada dinding gaya berat, pada dinding kantilever ini, berat total tekanan aktif yang bekerja pada struktur berupa penjumlahan vektor dari :

$$\overrightarrow{P_R} = \overrightarrow{P_A} + \overrightarrow{W}$$

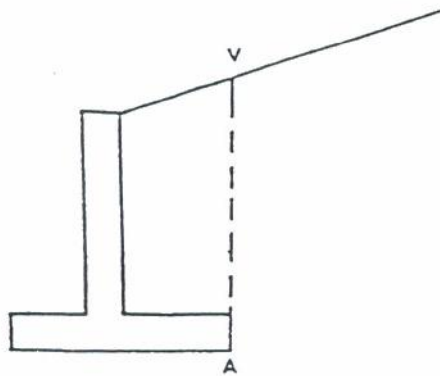
Kondisi Coulomb



Gbr. 2.15 Dinding gaya berat Disini bidang longsor terbentuk sepanjang dinding AB.

Karena bidang longsor terbentuk sepanjang dinding AB maka total tekanan aktif yang bekerja pada struktur adalah langsung tekanan total yang dicari.

Pada dinding kantilever tidak dapat dikenakan kondisi Coulomb karena tidak terbentuk bidang longsor sepanjang dinding tekanan. Yang mungkin adalah adalah longsor pada bidang tekanan AV dimana kasus ini hanya terjadi pada kondisi Rankine (lihat gambar 2.16).



Gbr. 2.16 Dinding kantilever Tidak terbentuk bidang longsor meskipun pada bidang AV.

Apa yang telah diterangkan diatas berlaku pula untuk tekanan pasif.



Merupakan :

$$\text{Tegangan tanah aktif} : P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{A(C,R)}$$

$$\text{Tegangan tanah pasif} : P_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{P(C,R)}$$

Dari hasil formula diatas kalau dijabarkan dalam bentuk diagram tegangan dengan menganggap kondisi Rankine untuk  $\alpha = \delta = 0$  adalah sebagai berikut :

Diagram Tegangan Tanah Aktif

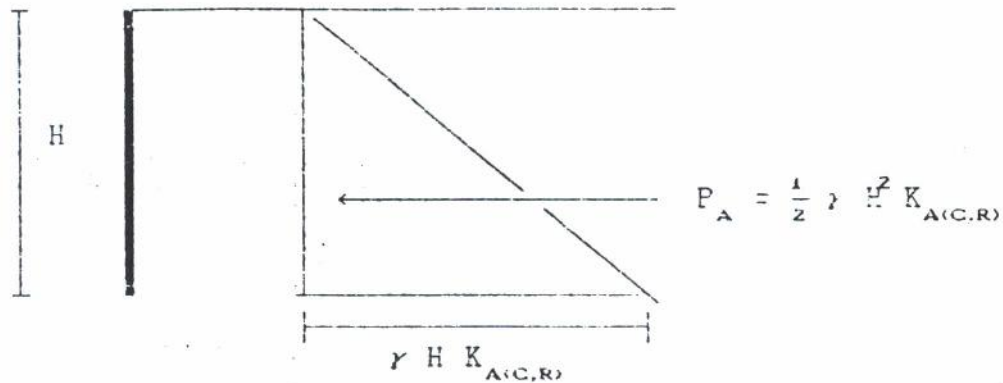
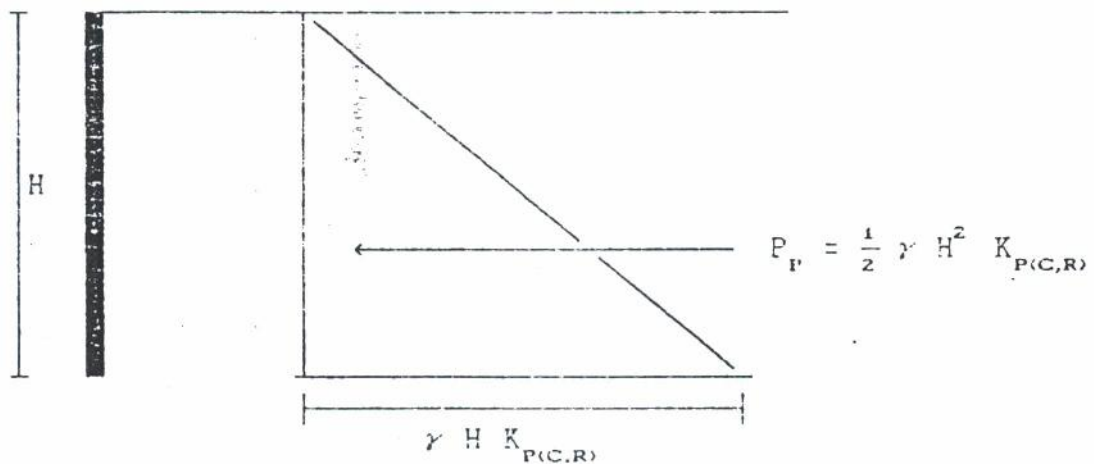


Diagram Tegangan Tanah Pasif

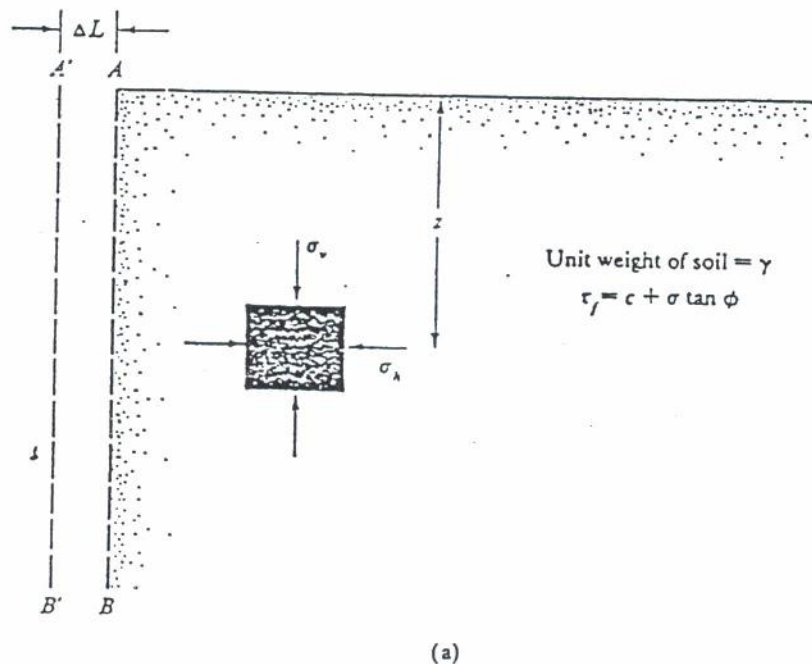


Sehingga bentuk diagram tegangan tanah akibat komponen berat jenis  $\gamma$  dan sudut gesek dalam  $\phi$  berupa segitiga.

## 2.5 TEKANAN TANAH LATERAL MENURUT COULOMB DAN RANKINE DENGAN MENGGUNAKAN LINGKARAN MOHR

KESEIMBANGAN PLASTIS yaitu suatu kondisi dimana untuk setiap titik didalam masa tanah tepat pada batas runtuhnya. Seperti diketahui Rankine (1857) melakukan suatu penyelidikan kondisi tegangan tanah pada keadaan keseimbangan plastis sehingga dikenal keadaan aktif Rankine dan keadaan pasif Rankine.

*Keadaan aktif Rankine*

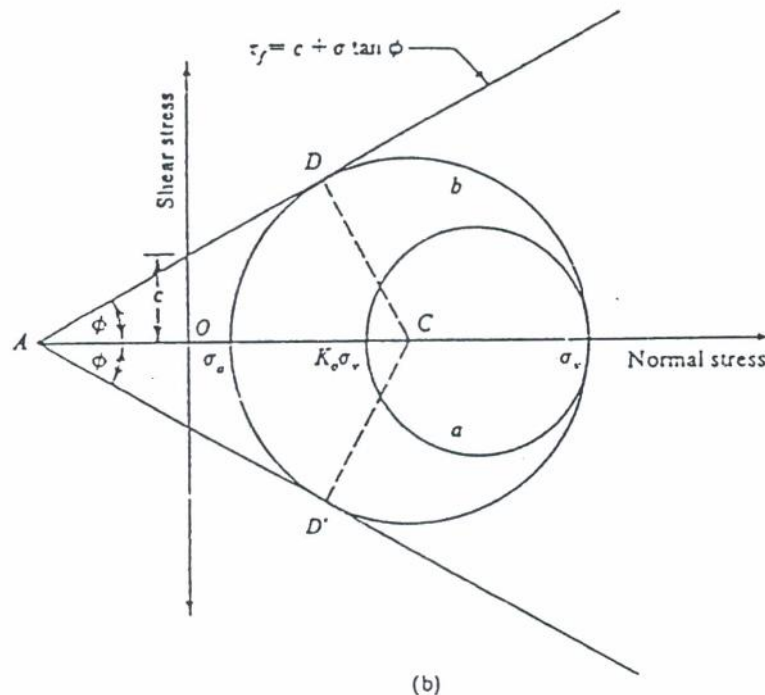


Gbr. 2.16 a. Tekanan aktif Rankine pada keadaan sebenarnya

Tegangan-tegangan utama horisontal dan vertikal pada kedalaman  $z$  diberikan oleh  $\sigma_h$  dan  $\sigma_v$ . Apabila dinding AB tidak diperkenankan bergerak maka  $\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$  dimana,  $\sigma_v =$  efektif overburden pressure  $= \gamma \cdot z$

Keadaan tegangan pada elemen tanah dapat direpresentasikan dengan lingkaran Mohr (a) yang terdapat pada gambar 2.16 b. Apabila dinding AB diperkenankan bergerak menjauhi masa tanah perlahan-lahan, maka tegangan utama horisontal perlahan-lahan juga berkurang, sehingga tercapai keadaan ultimate. Kondisi tegangan ultimate pada elemen tanah direpresentasikan oleh lingkaran Mohr (b). Keadaan tersebut dinamakan keadaan keseimbangan plastis dan tanah mengalami keruntuhan. Hal ini yang disebut Rankine, keadaan aktif Rankine dan tegangan  $\sigma_a$  pada bidang vertikal yang mana berupa bidang utama adalah tekanan aktif tanah Rankine.

Mencari besar tekanan aktif Rankine  $\sigma_a$  sebagai berikut :



Gbr. 2.16 b. Lingkaran Mohr pada tekanan aktif Rankine

Dengan mengambil contoh tanah adalah tanah pada umumnya C- $\phi$  soils dan melihat gambar 2.16 b didapat :

$$\sin \phi = \frac{CD}{AC} + \frac{CD}{AO + OC}$$

dimana,

$$- CD = \text{jari-jari lingkaran} = \frac{\sigma_{\text{us}} - \sigma_a}{2}$$

$$- AO = c \cotg \phi$$

$$- OC = \frac{\sigma_{\text{us}} + \sigma_a}{2}$$

$$\text{sehingga } \sin \phi = \frac{\frac{1}{2} (\sigma_{\text{us}} - \sigma_a)}{c \cotg \phi + \frac{1}{2} (\sigma_{\text{us}} + \sigma_a)}$$

$$\text{atau } c \cos \phi + \frac{1}{2} (\sigma_{\text{us}} + \sigma_a) \sin \phi = \frac{1}{2} (\sigma_{\text{us}} - \sigma_a)$$

$$\sigma_a = \sigma_{\text{us}} \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} - 2c \frac{\cos \phi}{1 + \sin \phi} \quad \dots (2.38)$$

$$\text{Seperti diketahui : } \therefore \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 (45^\circ - \frac{\phi}{2}) \quad \dots (2.38 a)$$

$$\bullet \frac{\cos \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 (45^\circ - \frac{\phi}{2}) \quad \dots (2.38 b)$$

$$\bullet \sigma_{\text{us}} = \gamma \cdot z \quad \dots (2.38 c)$$

Masukkan pers (2.38a) ; pers (2.38b) ; pers (2.38c) didalam pers (2.39) didapat :

$$\sigma_a = \gamma z \tan^2(45^\circ - \phi/2) - 2c \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \quad \dots (2.39)$$

Pers (2.39) = Pers (2.36) yaitu persamaan tegangan lateral tanah aktif untuk tanah pada umumnya (C- $\phi$  soils).

Anggapan mula pada cara Rankine adalah untuk tanah berbutir kasar atau  $\phi$ -soils sehingga persamaan (2.39) menjadi :

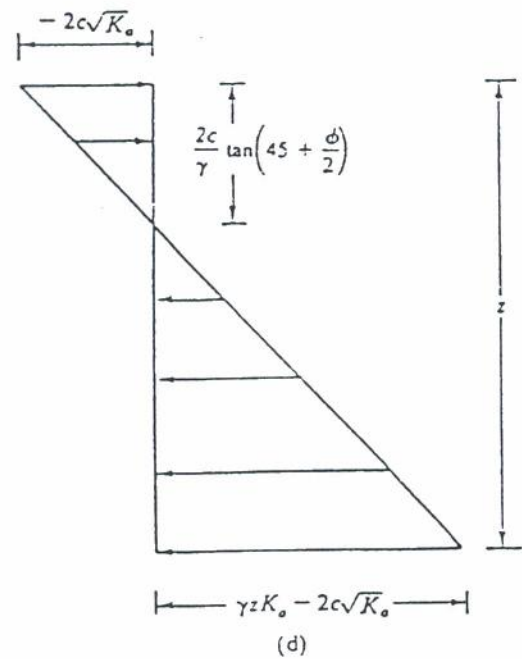
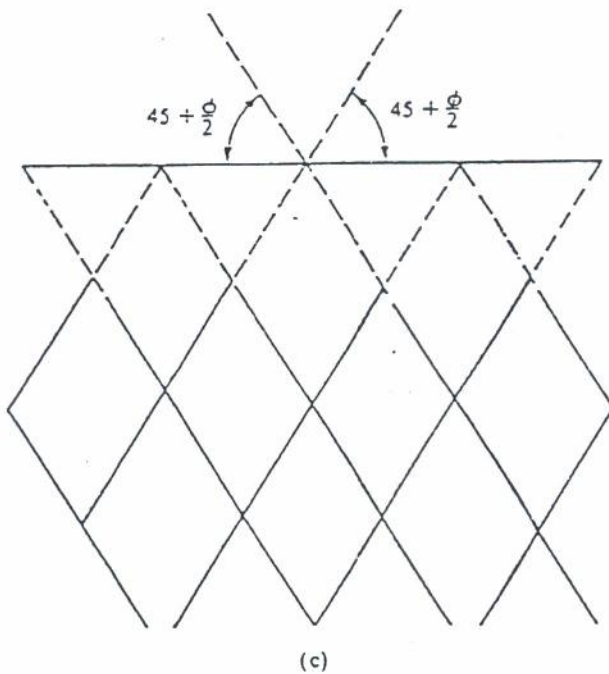
$$\sigma_a = \sigma_{45} \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \quad \dots\dots (2.40)$$

sehingga besar koefisien tekanan aktif Rankine  $K_a$  didapat dari

$$K_a = \frac{\sigma_a}{\sigma_{45}} = \frac{\sigma_{45} \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})}{\sigma_{45}} = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \quad \dots\dots (2.41)$$

Persamaan (2.41) = persamaan (2.17)

Dari gambar 2.16 b terlihat bahwa bidang keruntuhan tanah membuat sudut  $\pm (45^\circ + \frac{1}{2})$  dengan arah bidang mayor utama, yaitu bidang horisontal. Bidang-bidang ini disebut bidang-bidang gelincir dan ditunjukkan pada gambar 2.16 c, sedangkan gambar 2.16d diperlihatkan variasi tegangan aktif  $\sigma_a$  dengan kedalaman.



Gbr. 2.16c Bidang-bidang gelincir pada tekanan aktif Rankine

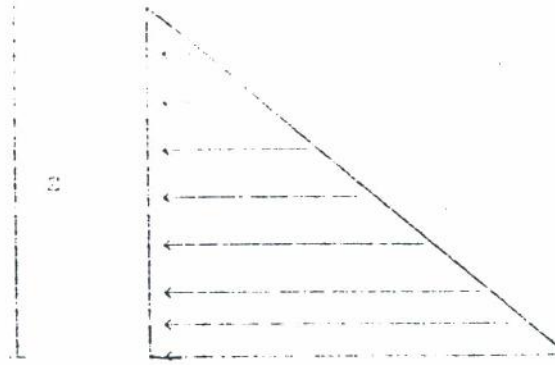
Gbr. 2.16d Gambar skematik diagram tekanan aktif Rankine





$$2C \sqrt{K_A}$$

Gb. 2.16-11 Gambar diagram tekanan tanah aktif Rankine pengaruh kohesi



$$P \ge K_A$$

Gb. 2.16-12 Gambar diagram tekanan tanah aktif Rankine pengaruh berat jenis dan sudut gesek dalam.

*Keadaan pasif Rankine*

Gambar 2.16 e memperlihatkan keadaan yang sama dengan gambar 1.2.

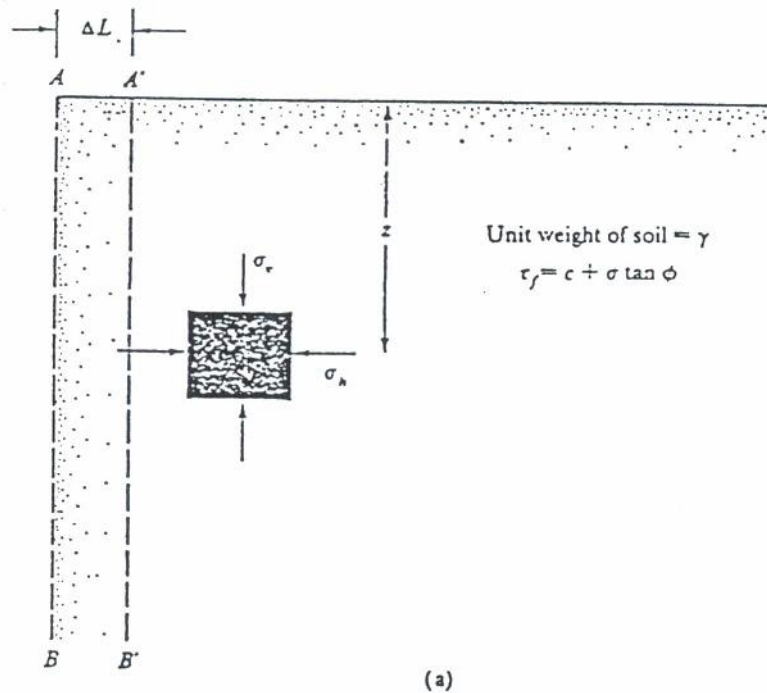
Keadaan tegangan mula pada elemen tanah dapat dipresentasikan dengan lingkaran Mohr a pada gambar 2.16 f.

Apabila dinding mendorong kedalam masa tanah perlahan-lahan, tegangan utama horisontal juga berkurang sehingga tercapai keadaan ultimate yang dipresentasikan oleh lingkaran Mohr dengan jari-jari b. Pada saat ini tanah mengalami longsor. Hal ini disebut Rankine, keadaan pasif Rankine.

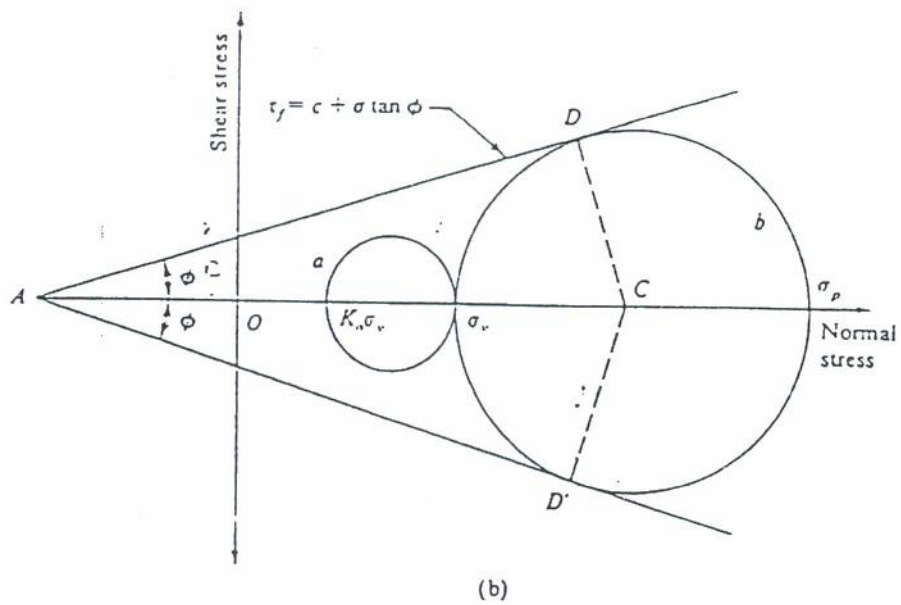
Tekanan tanah lateral pasif  $\sigma_p$  yang berupa tegangan utama mayor disebut tekanan tanah pasif Rankine. Mencari besar tekanan tanah lateral pasif  $\sigma_p$  sebagai berikut :

Dengan mengambil contoh tanah adalah tanah pada umumnya C- $\phi$  soils dan melihat gambar 2.11f didapat :

$$\sin \phi = \frac{CD}{AC} = \frac{CD}{(AO+OC)}$$



Gbr. 2.16e Tekanan pasif Rankine keadaan sebenarnya



Gbr. 2.16f Lingkaran Mohr pada tekanan pasif Rankine dimana,

$$- CD = \text{jari-jari lingkaran} = \frac{\sigma_p - \sigma_{vs}}{2}$$

$$- AC = c \cotg \theta$$

$$- OC = \frac{\sigma_p + \sigma_{vs}}{2}$$

$$\text{sehingga } \sin \theta = \frac{\frac{1}{2} (\sigma_p - \sigma_{vs})}{c \cotg \theta + \frac{1}{2} (\sigma_p + \sigma_{vs})}$$

$$\text{atau } c \cos \theta + \frac{1}{2} (\sigma_p + \sigma_{vs}) \sin \theta = \frac{1}{2} (\sigma_p - \sigma_{vs})$$

$$\sigma_p = \sigma_{vs} \frac{1 + \sin \theta}{1 - \sin \theta} - 2c \frac{\cos \theta}{1 - \sin \theta} \quad \dots (2.41)$$

$$c \cos \theta + \frac{1}{2} \sigma_{vs} \sin \theta + \frac{1}{2} \sigma_p \sin \theta = \frac{1}{2} (\sigma_p - \sigma_{vs})$$

$$c \cos \theta + \frac{1}{2} \sigma_{vs} (1 + \sin \theta) = \frac{1}{2} \sigma_p (1 - \sin \theta)$$

$$\frac{c \cos \phi}{1 - \sin \phi} + \frac{1}{2} \sigma_v \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{1}{2} \sigma_v$$

$$\frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} + \sigma_v \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \sigma_v$$

Seperti diketahui :  $\circ \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 (45^\circ + \frac{\phi}{2}) \dots\dots (2.41 a)$

$\circ \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi} = \tan (45^\circ - \frac{\phi}{2}) \dots\dots (2.41 b)$

Masukkan pers (2.38c) ; pers (2.41a) ; pers (2.41b) kedalam pers (2.41) didapat :

$$\sigma_p = \gamma z \tan^2 (45^\circ + \frac{\phi}{2}) + 2c \tan (45^\circ + \frac{\phi}{2}) \dots\dots (2.42)$$

Persamaan (2.42) yaitu persamaan tegangan lateral tanah pasif untuk tanah pada umumnya (C-φ soils). Anggapan mula pada cara Rankine adalah untuk tanah berbutir kasar atau φ-soils sehingga persamaan (2.42) menjadi ;

$$\sigma_p = \sigma_v \tan^2 (45^\circ + \frac{\phi}{2})$$

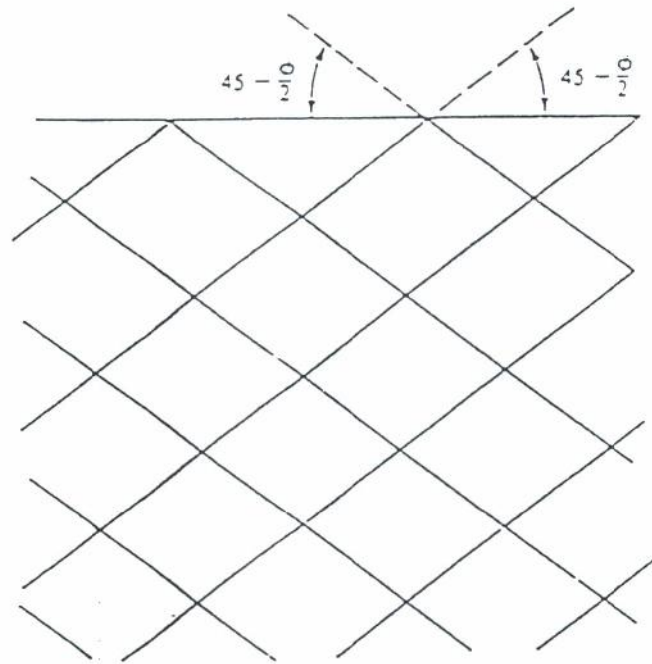
Besar koefisien tekanan pasif Rankine  $K_p$  didapat dari :

$$K_p = \frac{\sigma_a}{\sigma_v} = \frac{\sigma_v \tan^2 (45^\circ + \frac{\phi}{2})}{\sigma_v} = \tan^2 (45^\circ + \frac{\phi}{2}) \dots\dots (2.43)$$

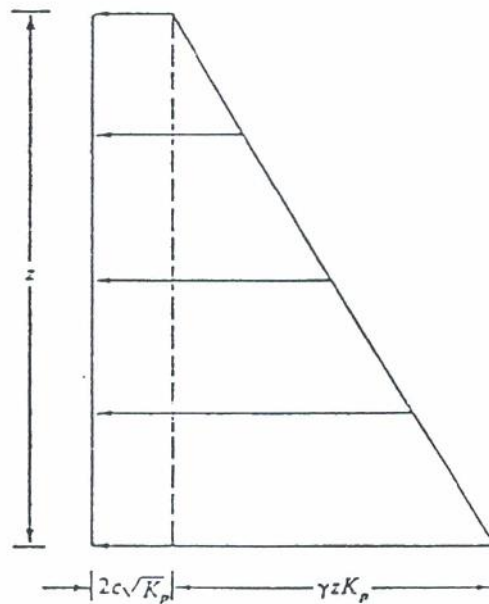
Persamaan (2.43) = persamaan (2.18)

Titik D dan D' yang terletak pada lingkaran longsor (lihat Gbr. 2.11 f) adalah bidang-bidang gelincir didalam masa tanah. Untuk kondisi pasif Rankine bidang-bidang gelincir membentuk  $\angle \pm (45^\circ + \frac{\phi}{2})$  dengan arah bidang utama minor, yaitu bidang horisontal (lihat Gbr. 2.11 g).

Sedangkan Gbr. 2.11 h diperlihatkan variasi tegangan aktif  $\sigma_p$  dengan kedalaman.



Gbr. 2.16g Bidang-bidang gelincir pada tekanan pasif Rankine

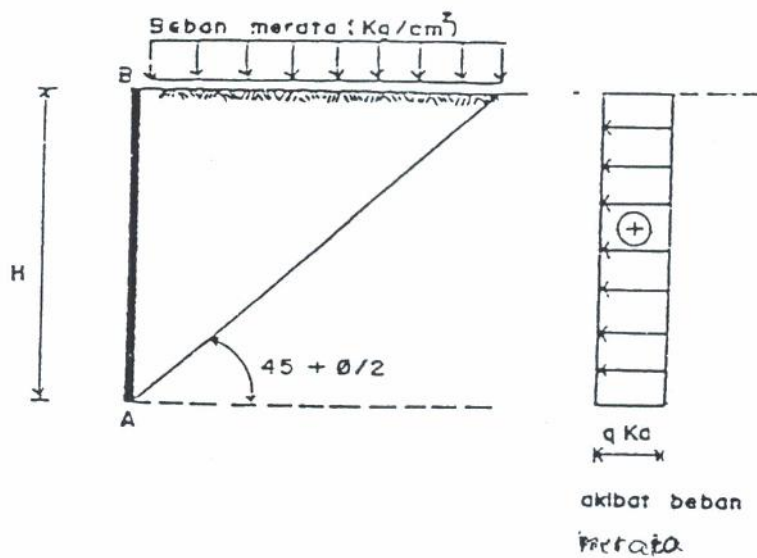


Gbr. 2.16h Gambar skematik diagram tegangan pasif Rankine



## 2.6. TEKANAN AKTIF AKIBAT BEBAN DI ALAS TANAH TEGAN

Akibat beban merata



Gambar 2.17. Diagram tegangan aktif akibat beban merata

Beban-beban yang bekerja pada tanah isian selain beban merata terdapat :

- beban titik (point load)
- beban garis (line load)
- beban strip (strip load)

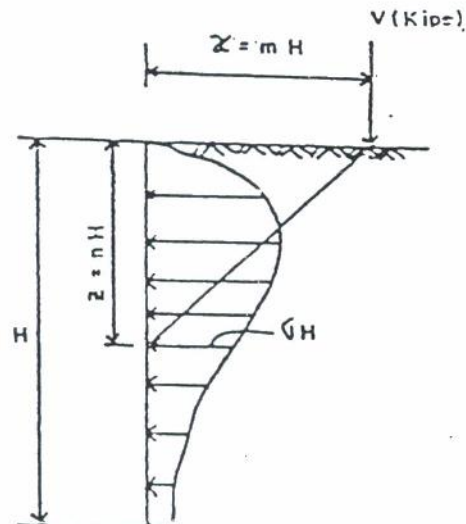
Akibat pembebanan ini dapat dibuat diagram tegangannya dengan menggunakan teori elastisitas.

Persamaan diagram tegangan ini biasanya diturunkan dari persamaan Boussinesq oleh Spangler, Micle, Terzaghi dsb.

Sedangkan besar tekanan lateral yang dihitung dengan gambar grafik biasanya menggunakan "Influence chart dari New Mark".

Disini yang akan dituliskan adalah bagaimana membuat diagram tegangan berdasarkan teori elastisitas untuk beban titik, beban garis dan beban strip.

#### Beban titik



Cbr. 2.18 Diagram tegangan akibat beban titik

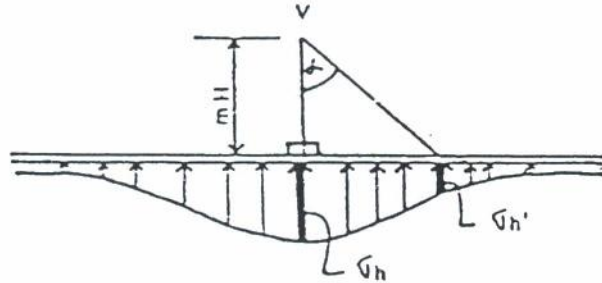
untuk :

$$m > 0.4$$

$$\sigma_h = \frac{1.77 V}{H^2} \cdot \frac{m^2 n^2}{(m^2 + n^2)^3} \quad \dots (2-29)$$

$$m \leq 0.4$$

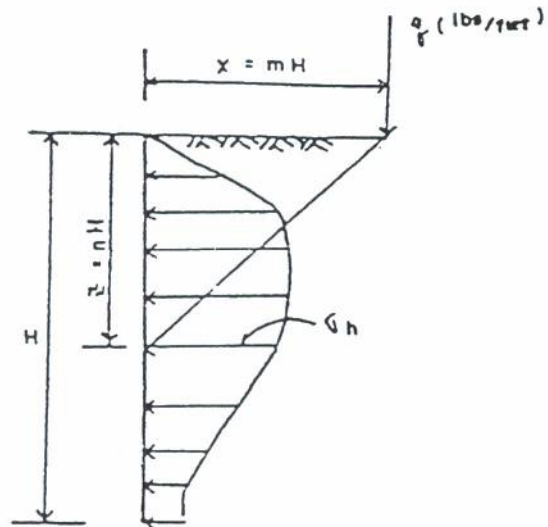
$$\sigma_h = \frac{0.28 V}{H^2} \cdot \frac{n^2}{(0.16 + n^2)^3} \quad \dots (2-30)$$



Gbr. 2.49 Diagram tegangan tampak atas

$$h' = h \cos^2(1.1\alpha) \quad \dots (2-31)$$

Beban garis



Gbr. 2.20 Diagram tegangan akibat beban garis

$$M > 0.4$$

Boussinesq menyatakan ;

$$\sigma_h = \frac{2q^2 m^2 n}{\pi H(m^2 + n^2)^2} \quad \dots (2-32)$$

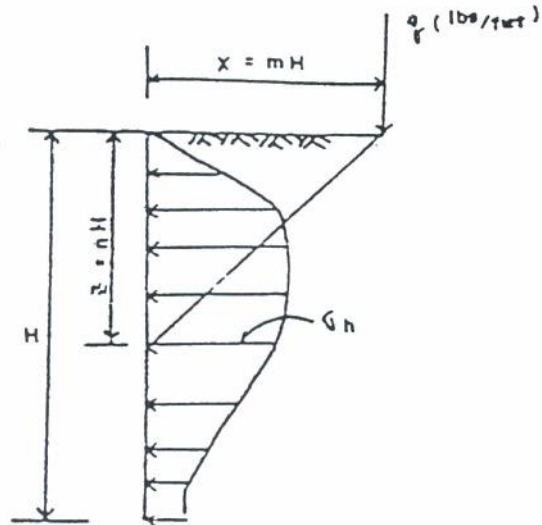
tetapi oleh Terzaghi dianjurkan ;

$$\sigma_h = \frac{4q^2 m^2 n}{\pi H(m^2 + n^2)^2} \quad \dots (2-33)$$

$$M \leq 0.4$$

$$\sigma_h = \frac{q \cdot 0.023 n}{H (0.16 + n^2)^2} \quad \dots (2-34)$$

Beban garis



Gbr. 2.20 Diagram tegangan akibat beban garis

$$M > 0.4$$

Boussinesq menyatakan ;

$$\sigma_h = \frac{2q^2 m^2 n}{\pi H(m^2 + n^2)^2} \quad \dots (2-32)$$

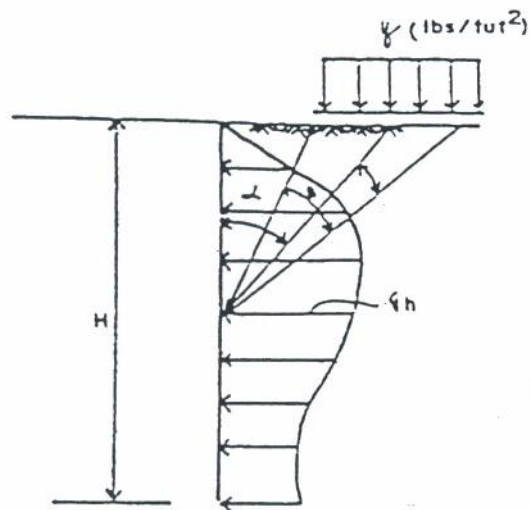
tetapi oleh Terzaghi dianjurkan ;

$$\sigma_h = \frac{4q^2 m^2 n}{\pi H(m^2 + n^2)^2} \quad \dots (2-33)$$

$$M \leq 0.4$$

$$\sigma_h = \frac{q \cdot 0.023 n}{H (0.16 + n^2)^2} \quad \dots (2-34)$$

Beban lajur



Gbr. 2.24 Diagram tegangan akibat beban lajur

$$\sigma_h = \frac{2q}{\pi} (\beta + \sin\beta \cos 2\alpha) \quad \dots\dots (2-35)$$

2.5 PENGARUH MUKA AIR TANAH

Dengan adanya air tanah, maka berat isi tanah dimana air tanah tadi terdapat, harus menggunakan berat isi tanah terendam ( $\gamma$  submerged =  $\gamma$  bouyancy) yang biasanya diberi notasi :

$$\gamma' = \gamma_b = \gamma_{sub}$$

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w$$

dimana,

$$\gamma = \gamma_t = \text{berat isi tanah} \quad [ton/m^3]$$

$$\gamma' = \gamma_b = \gamma_{sub} = \text{berat isi tanah terendam} \quad [ton/m^3]$$

$$\gamma_w = \text{berat isi air} ; \quad \gamma_w = 1 \quad [t/m^3] \text{ untuk air tawar}$$

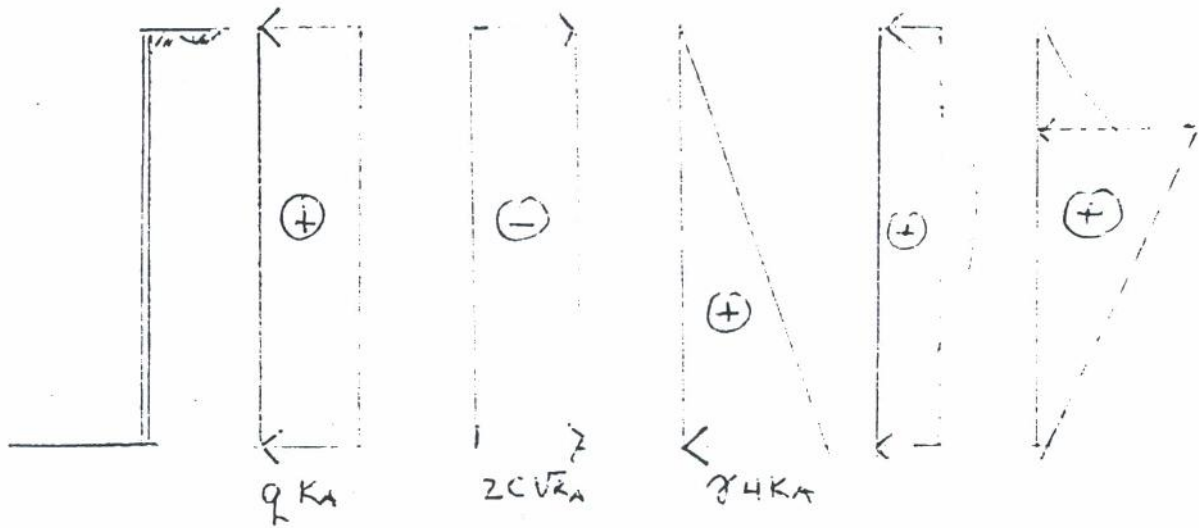
$$\gamma_w = 1.03 \quad [t/m^3] \text{ untuk air laut}$$

(dalam satuan metrik).

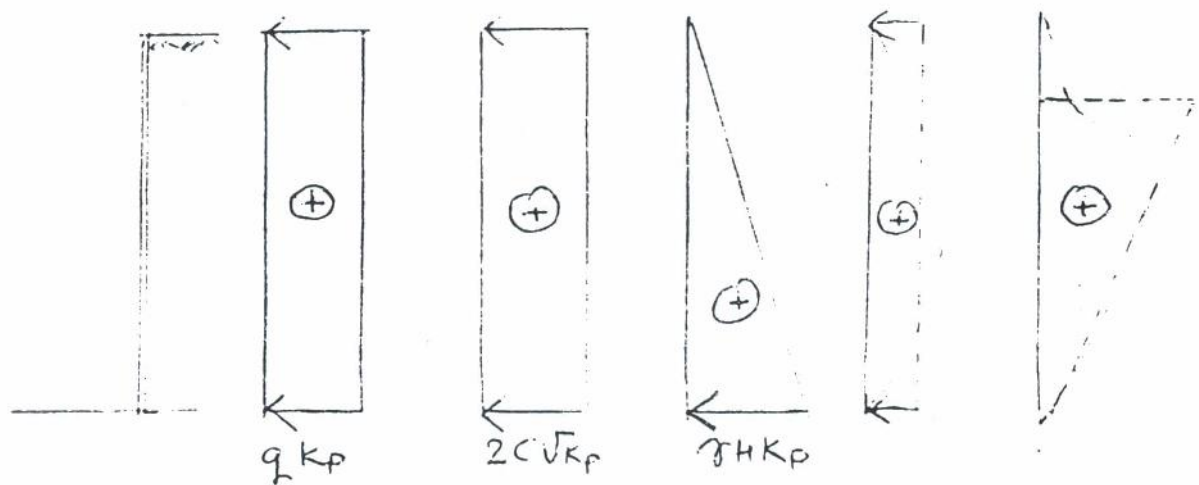


Kesimpulan tegangan yang terjadi pada Konstruksi Penahan Tanah akibat beban yang bekerja:

Untuk Tekanan Tanah Aktif



Untuk Tekanan Tanah Pasif



# Tekanan Tanah Lateral ( cara Grafis )

## Tujuan Instruksional Umum

Setelah membaca / mengikuti kuliah bab pendahuluan ini, mahasiswa dapat memahami dan mengerti tentang :

- 1). Perhitungan tekanan tanah lateral secara grafis

## Tujuan instruksional Khusus

- 1). Mahasiswa dapat membaca dan menggambar tekanan tanah aktif dan pasif
- 2). Dapat menentukan letak titik tangkap tekanan tanah aktif dan pasif

## BAB III

### TEKANAN TANAH LATERAL CARA GRAFIS

#### 3.1 Umum

Tekanan tanah lateral selain dapat dicari secara analitis dapat pula dicari secara grafis. Dengan cara grafis dapat diketahui beberapa keuntungan yang dapat diperoleh yaitu :

1. Besarnya tekanan lateral yang bekerja pada struktur
2. Bidang longsor yang terjadi
3. Dengan mengetahui bidang longsor, maka bangunan-bangunan teknik sipil lainnya dapat ditetapkan yang semestinya diletakkan yaitu di luar bidang longsor yang terjadi. Hal ini akan lebih menjamin kestabilan bangunan sipil tersebut.

Selain keuntungan yang diperoleh, dengan cara grafis juga terdapat kekurangannya yaitu hasil kurang tepat, hal ini dikarenakan faktor penggambaran yang berperan.

Metode grafis untuk mencari besarnya tekanan tanah lateral secara grafis antara lain dapat dilakukan dengan cara Culmann (*Culmann's method*) dan cara konstruksi Poncelet (*Poncelet construction method*).

#### 3.2 Mencari Tekanan Tanah Cara Culmann

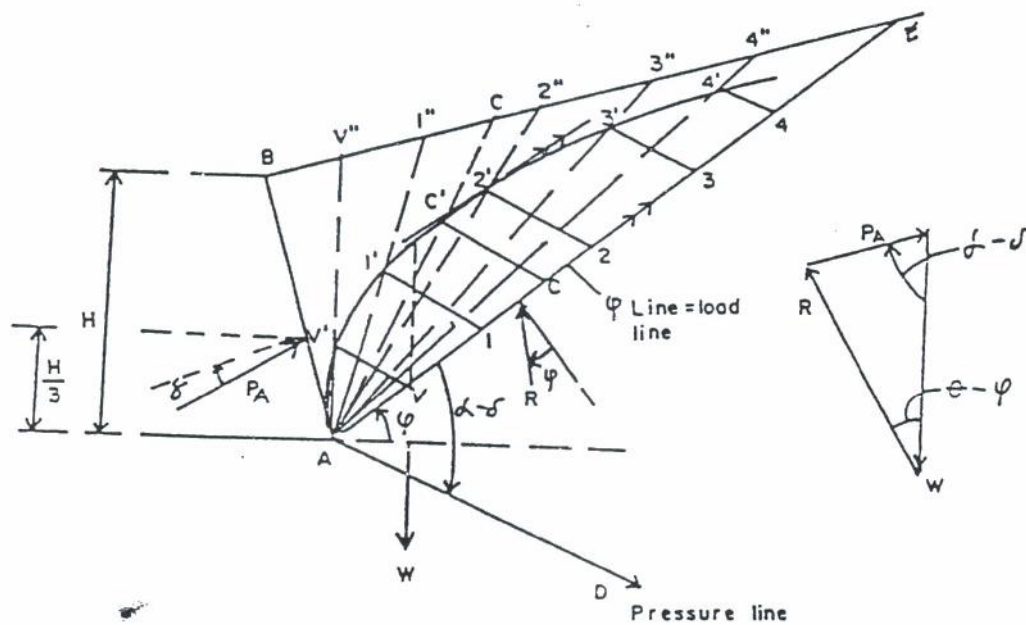
##### 3.2.1 Tekanan tanah aktif

Tahap-tahap penyelesaian untuk mencari besarnya tekanan tanah aktif cara Culmann's adalah sebagai berikut :

1. Gambar dinding tahan tanah beserta tanah isiannya, lihat Gambar 3.1,
2. Dari titik A (pada dasar dinding) tarik garis dengan sudut  $\phi$  (sudut gesek dalam tanah) terhadap garis datar. Garis ini adalah garis AS.
3. Dari titik A, tarik garis dengan sudut  $\theta$  terhadap garis AS. Sudut  $\theta$  adalah sama dengan  $\alpha$  (sudut miring tembok bagian belakang terhadap garis horisontal) dikurangi  $\delta$  (sudut gesek dinding). Garis yang dimaksud adalah garis AD (Gambar 3.1).
4. Gambar beberapa baji tanah pada bagian tanah yang di-

- mungkinan longsor, misal baji ABC1, ABC2, ABC3 dan seterusnya.
5. Pada masing-masing baji yang berbentuk segitiga dibuat garis tinggi misal garis z1, z2, z2 dan seterusnya.
  6. Hitung berat masing-masing baji sebagai berikut :
    - a. Baji I =  $\frac{1}{2} \cdot AC1 \cdot z1 \cdot \tau = W1$  ton
    - b. Baji II =  $\frac{1}{2} \cdot AC2 \cdot z2 \cdot \tau = W2$  ton
    - c. Baji III =  $\frac{1}{2} \cdot AC3 \cdot z3 \cdot \tau = W3$  ton dan seterusnya.
  7. Dengan menggunakan skala berat yang telah ditentukan, berat baji W1, W2, W3 dan seterusnya dirubah sehingga mempunyai satuan panjang, misal sebagai berikut :
 

W1 = x1 cm  
 W2 = x2 cm  
 W3 = x3 cm dan seterusnya.
  8. Ukurkan pajnag x1, x2, x3 pada garis AS, sehingga diperoleh titik-titik y1, y2, y3 dan seterusnya.



Gambar 3.1 Tekanan tanah aktif cara Culmann's

9. Dari titik y1, y2, y3 dibuat garis sejajar AD hingga memotong garis AC1 di v1, memotong garis AC2 di v2,



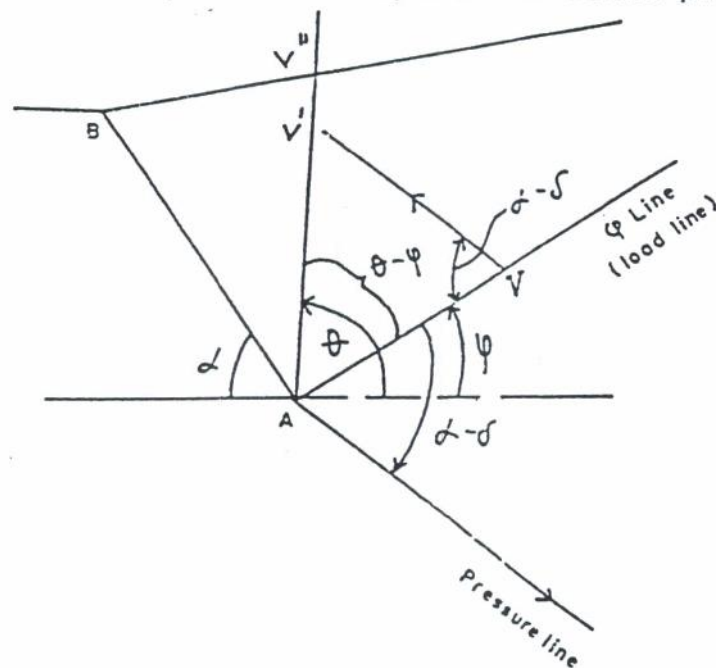
memotong AC3 di v3 dan seterusnya.

10. Melalui titik-titik v1, v2, v3 dan seterusnya digambar garis lengkung (garis Culmann's).
11. Cari titik singgung pada garis Culmann's tersebut dengan cara menarik garis sejajar AS menyinggung garis lengkung di titik v.
12. Dari titik v dibuat garis sejajar AD hingga memotong AS di y. Panjang garis yv dikalikan dengan skala berat adalah merupakan besarnya tekanan tanah aktif ( $P_a$ ).
13. Dari titik A dan melalui titik v di tarik garis hingga memotong permukaan tanah di C. Garis ini diketahui sebagai garis longsor,

Letak  $P_a$  didapatkan dengan menggambarkan garis melalui titik berat baji yang mungkin longsor dan sejajar garis batas runtuh (garis AS), lihat Gambar 3.1. Arah  $P_a$  membentuk sudut  $\delta$  (sudut gesek dinding) dengan  $\delta \approx 2/3 \phi$  s/d  $\phi$ .

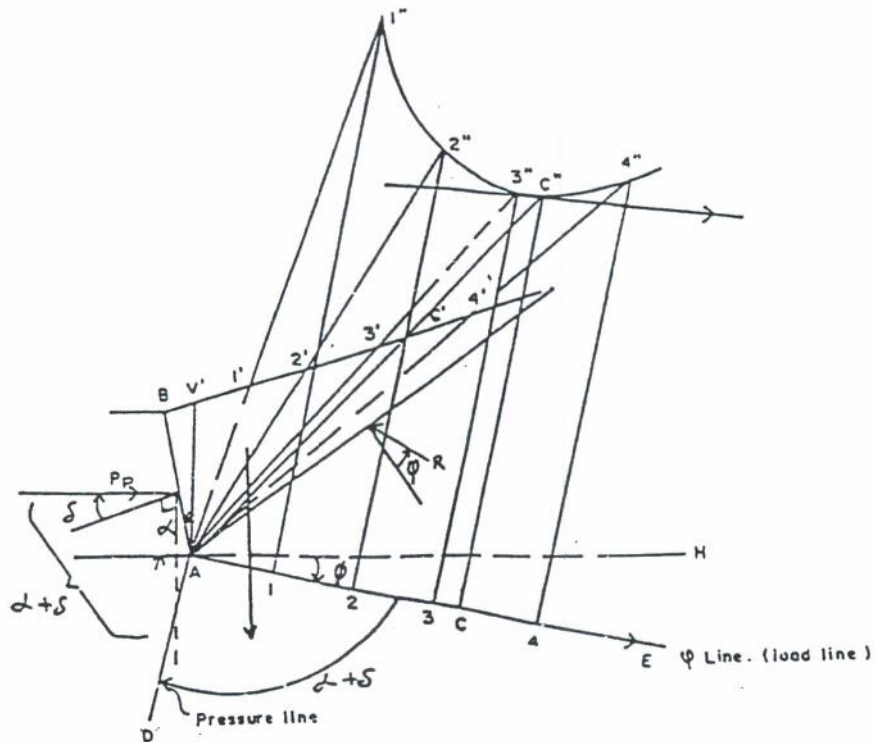
### 3.2.2 Pembuktian cara Culmann kondisi Coulomb

Ambil suatu baji percobaan seperti terlihat pada Gambar 3.2 (ABV")



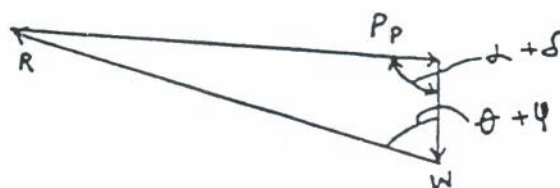
Gambar 3.2 Pembuktian cara Culmann untuk  $\phi$ -soils untuk kondisi Coulomb

Dasar teorinya adalah bahwa sudut antara W dengan P =  $\alpha - \delta$



Gambar 3.4 Mencari tekanan pasif cara Culmann  $\phi$ -soils kondisi Coulomb

2. Sudut yang dibentuk antara gaya  $P_p$  dengan gaya  $W = (\alpha + \delta)$
3. Sudut yang dibentuk antara gaya  $W$  dengan gaya  $R = (\theta - \phi)$  selanjutnya lihat Gambar 3.5.



Gambar 3.5 Keseimbangan gaya tekanan pasif cara Culmann  $\phi$ -soils kondisi Coulomb

Tahap-tahap penyelesaian cara Culmann kondisi Coulomb adalah sebagai berikut :

1. Pada A ukurkan sudut  $\phi$  dari horisontal searah jarum jam, sehingga akan didapat garis  $\phi$ .



2. Buat garis tekanan bersudut  $(\alpha + \delta)$  terhadap garis  $\phi$  (garis  $\phi$  biasa disebut dengan garis muatan).
3. Ukurkan berat segitiga pada garis muatan  
 $W_0 = \gamma t \times \text{luas segitiga } ABV'$   
 $W_1 = \gamma t \times \text{luas segitiga } AB1'$   
 $W_2 = \gamma t \times \text{luas segitiga } AB2'$  dan seterusnya.
4. Dari garis muatann dibuat garis sejajar garis tekanan, memotong garis/bidang longsor di 1", 2", 3" ..... dst.
5. Hubungkan 1", 2", 3" membentuk *pressure locus*.
6. Tarik garis sejajar garis  $\phi$  menyinggung *pressure locus* di C".
7. CC" ditarik sejajar garis tekanan adalah tekanan pasif yang dicari.
8. AC" adalah garis/bidang longsor yang terjadi.

### 3.2.5 Pembuktian cara Culmann mencari tekanan pasif kondisi Coulomb.

Tahap-tahap penyelesaiannya adalah sebagai berikut :

1. Ambil satu baji percobaan (AB1")
2. Dari dasar teori, sudut antara W dengan P adalah  $= (\alpha + \delta)$  disini karena sudut berseberangan maka  $A11'' = \alpha + \delta$
3. Dari dasar teori, sudut antara W dengan R  $= (\theta + \phi)$

Dapat dilihat bahwa hasil baji percobaan AB1, garis/bidang longsornya mempunyai sudut dengan garis horisontal sebesar  $= \theta$ , sehingga sudut yang dibentuk oleh garis/bidang longsor A1' dengan garis  $\phi = (\theta + \phi)$ , lihat Gambar 3.6.

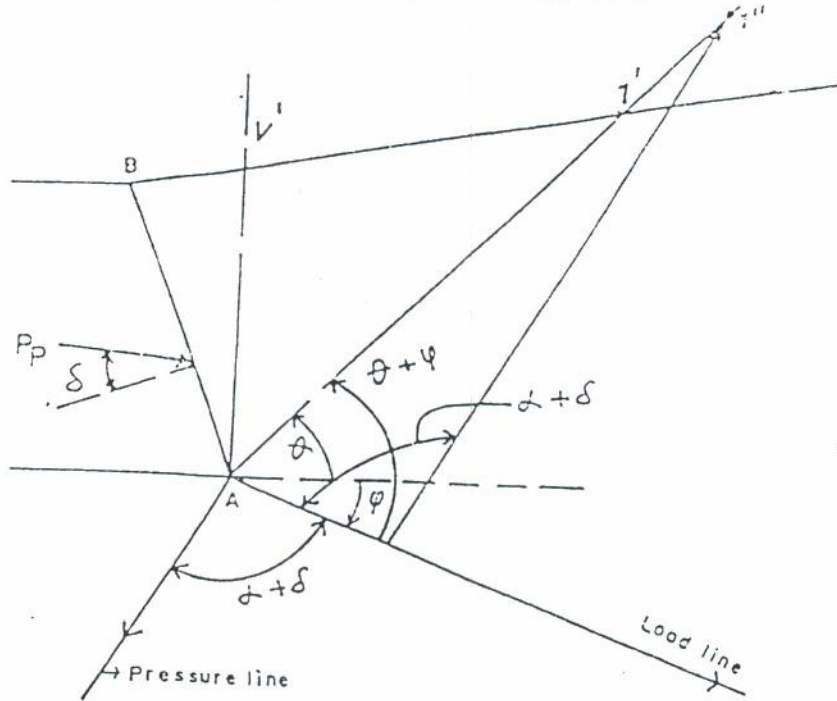
Jadi cara Culmann untuk mencari tekanan pasif terbukti selalu mengikuti dasar teori keseimbangan gaya.

### 3.3.2 Tekanan pasif cara Culmann untuk tanah tak berkohesi kondisi Rankine

Tahap-tahap penyelesaiannya adalah sebagai berikut :

1. Sama seperti pada waktu menghitung tekanan aktif kondisi Rankine, yaitu dengan  $\alpha = 90^\circ$  ,  $i = \delta$
2. Baji ABV' tidak dimasukkan didalam perhitungan berat W.

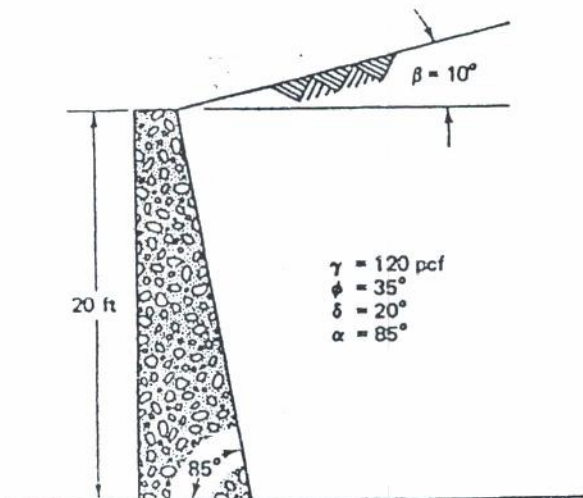
3. Perhitungan berat yang dapat memobilisasi tekanan pasif dimulai dari AV'1', AV'2',..... AV'1'.



Gambar 3.6 Pembuktian cara Culmann untuk mencari tekanan pasif kondisi Coulomb

Contoh Soal 3.1 :

Diketahui dinding penahan tanah seperti tergambar di bawah, (Gambar 3.7) hitung besarnya tekanan tanah aktif dengan cara grafik menurut Culmann's.



Gambar 3.7 Dinding penahan tanah

Perhitungan berat baji :

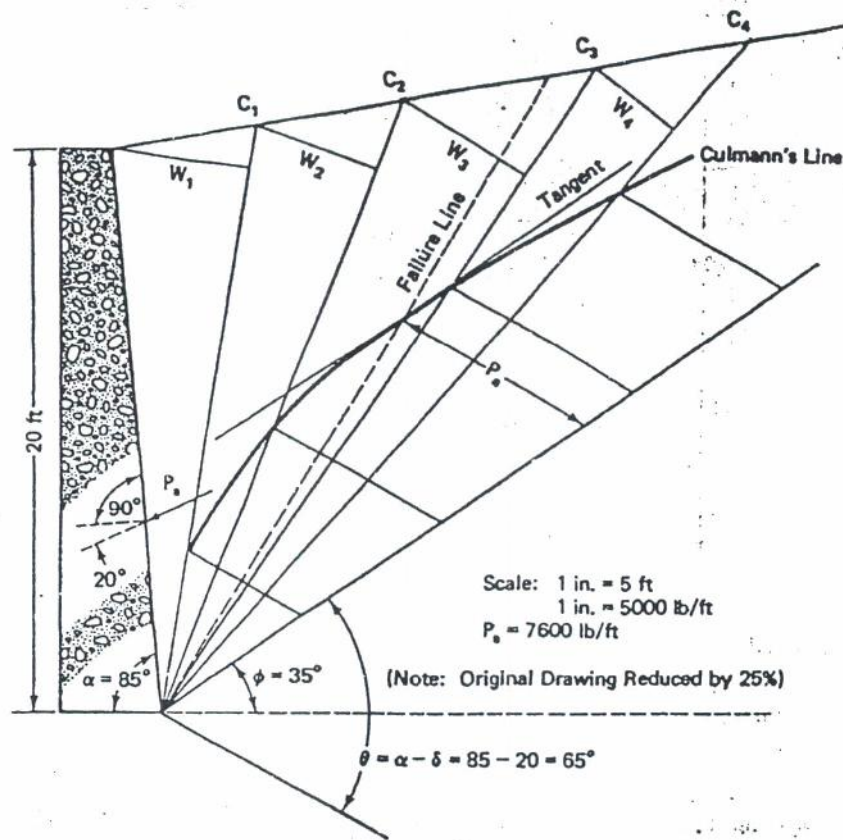
$$W_1 = (\frac{1}{2})(120)(4,7)(21) = 5920 \text{ lb/ft}$$

$$W_2 = (\frac{1}{2})(120)(4,4)(22,2) = 5860 \text{ lb/ft}$$

$$W_3 = (\frac{1}{2})(120)(5,0)(27,2) = 8160 \text{ lb/ft}$$

$$W_4 = (\frac{1}{2})(120)(3,5)(31,4) = 6590 \text{ lb/ft}$$

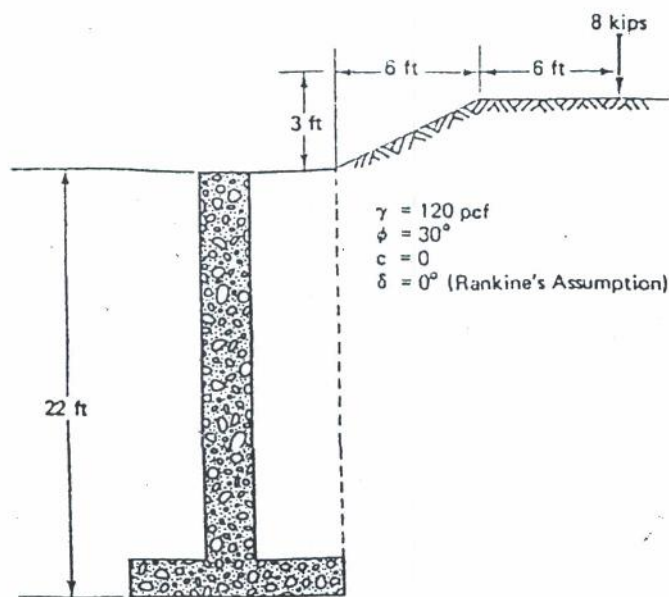
Dari gambar 3.8, bila hihtung nilai  $P_a = 7600 \text{ lb/ft}$



Gambar 3.8 Penyelesaian dengan cara Culmann

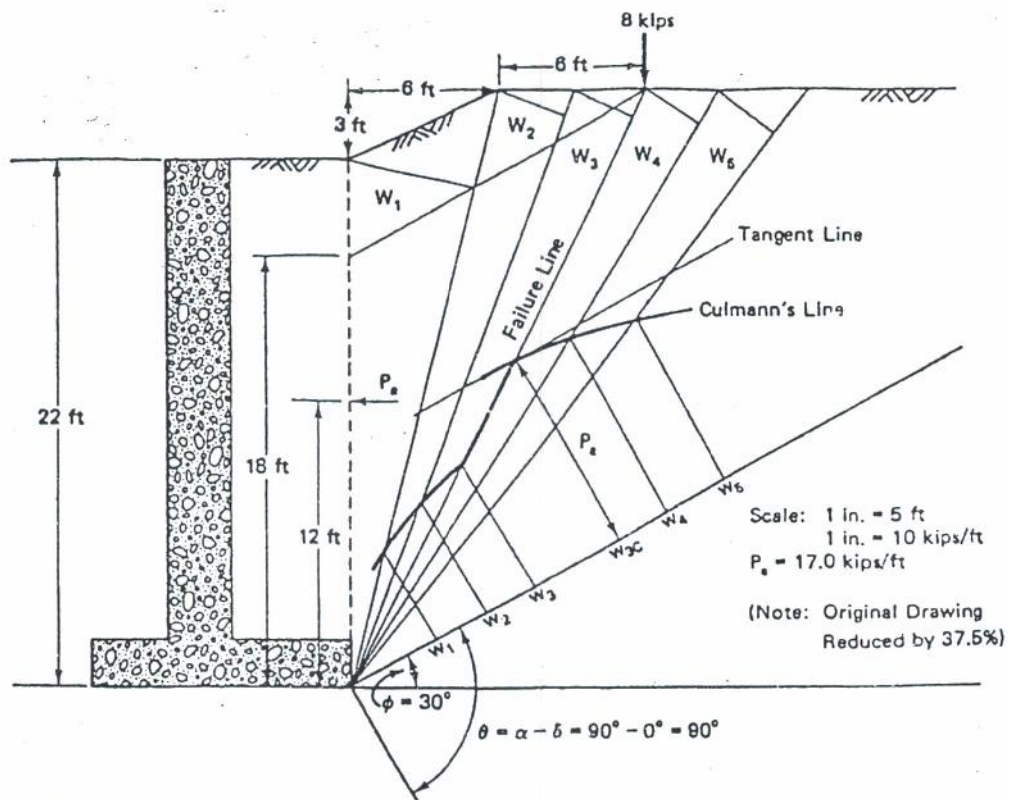
Contoh Soal 3.2 :

Diketahui dinding penahan tanah seperti tergambar (Gambar 3.9) Berat volume tanah isi = 1200 pcf, sudut gesek dalam tanah =  $30^\circ$



Gambar 3.9 Dinding penahan tanah

Penyelesaian selanjutnya lihat Gambar 3.10



Gambar 3.10 Penyelesaian cara Culmann's



$$W1 = (\frac{1}{2})(0,12)(5,2)(25,5) = 7,96 \text{ kips/ft}$$

$$W2 = (\frac{1}{2})(0,12)(2,9)(26,4) = 4,59 \text{ kips/ft}$$

$$W3 = (\frac{1}{2})(0,12)(2,7)(27,6) = 4,47 \text{ kips/ft}$$

$$W3' = 8 \text{ kips (muatan terpusat)}$$

$$W4 = (\frac{1}{2})(0,12)(2,6)(29,0) = 4,52 \text{ kips/ft}$$

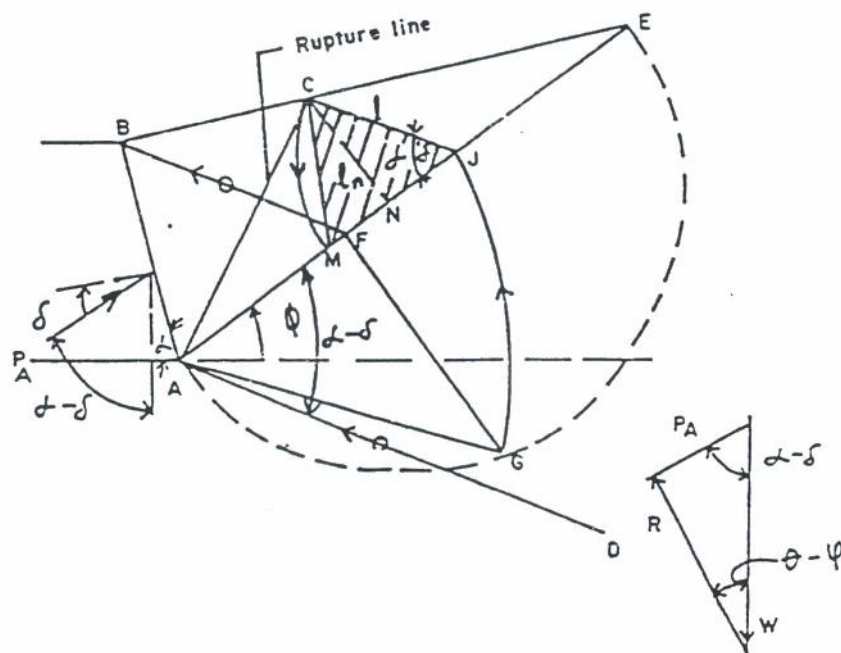
$$W5 = (\frac{1}{2})(0,12)(3,0)(31,0) = 5,58 \text{ kips/ft}$$

Dari Gambar 3.10 bila dihitung nilai  $P_a = 17,0 \text{ kips/ft}$

### 3.3 Mencari Tekanan Tanah Cara Poncelet

Cara Poncelet dapat disebut cara Rebhan, karena secara prinsip Poncelet membuatnya sama dengan Rebhan. dasar teori adalah keseimbangan segitiga gaya.

Tahap-tahap untuk tekanan tanah aktif cara Poncelet untuk tanah tak berkohesi adalah sebagai berikut, lihat Gambar 3.11.



Gambar 3.11 Tekanan tanah aktif cara Poncelet

1. Buat gambar dinding penahan tanah beserta tanah isian dengan skala tertentu,
2. Dari A dibuat garis dengan sudut  $\alpha$  terhadap garis datar hingga memotong permukaan tanah di E.

3. Buat setengah lingkaran dengan diameter AE.
4. Buat garis tekanan AD dengan sudut  $(\alpha - \delta)$  terhadap garis AE.
5. Dari B tarik garis sejajar AD hingga memotong AS di F.
6. Dari F tarik garis tegak lurus AE hingga memotong busur AE di G.
7. Lingkarkan AB hingga memotong AE di J.
8. Dari J tarik garis sejajar BF hingga memotong permukaan tanah di C.
9. Dari C tarik garis AC, garis AC merupakan garis/bidang longsor yang terjadi.
10. Dengan J sebagai pusat lingkaran, lingkarkan JC hingga memotong garis AE di M sehingga terbentuk segitiga JCM.
11. Buat garis tinggi pada segitiga JCM misal garis ln.
12. Tekanan aktif cara Poncelet = luas segitiga JCM. $\cdot$ rt atau  $P_a = \frac{1}{2} \cdot MJ \cdot ln \cdot 1 \cdot \gamma t$

Bukti apabila kelongsoran terjadi sepanjang AC

Perhatikan segitiga AJC, dengan polgon segitiga gaya pada Gambar 3.4.

$\angle JCA = (\alpha - \delta) =$  sudut berseberangan

Sudut antara  $P_a$  dengan  $W = (\alpha - \delta)$  sehingga :

$$\frac{P_a}{W} = \frac{CJ}{AJ}$$

atau

$$P_a = \frac{W \cdot CJ}{AJ} = \frac{W \cdot l}{d} \dots \dots \dots (3.1)$$

dengan  $W =$  berat segitiga coa ABC (*failure wedge ABC*) atau

$W =$  berat segitiga ABE - berat segitiga ACE

Berat segitiga ABE =  $\frac{1}{2} \cdot \gamma t \cdot AE \times BF \sin (\alpha - \delta)$

Berat segitiga ACE =  $\frac{1}{2} \cdot \gamma t \cdot AE \times CJ \sin (\alpha - \delta)$

---


$$W = \frac{1}{2} \cdot \gamma t \cdot AE (BF - CJ) \sin (\alpha - \delta) \dots \dots (3.2)$$

$$W = \frac{1}{2} \cdot \gamma t \cdot a (b - l) \sin (\alpha - \delta)$$

$$AE = a, BF = b, CJ = l, AJ = d$$



Masukkan persamaan (3.2) kedalam persamaan (3.1), sehingga:

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot a \cdot (b - 1) \frac{1}{d} \sin(\alpha - \delta)$$

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot \frac{a \cdot l}{d} (b - 1) \sin(\alpha - \delta) \dots \dots \dots (3.3)$$

dimisalkan :  $d = (a - k l)$

$$\text{dengan } k = \frac{S J}{d} = \text{konstan} \dots \dots \dots (3.4)$$

Masukkan persamaan (3.4) kedalam persamaan (3.3) didapat :

$$P_a = \frac{\pi \cdot a \cdot l (b - 1)}{2(a - k l)} \sin(\alpha - \delta) \dots \dots \dots (3.5)$$

Disini harga-harga  $a$ ,  $b$ ,  $\alpha$  dan  $\delta$  selalu konstan untuk setipa kondisi, sedangkan merupakan harga variable adalah  $l$  Besar harga  $l$  tergantung dari posisi bidang longsor, sehingga persamaan (3.5)  $P_a$  maksimum didapat dari :

$$\frac{d P_a}{d l} = 0$$

$$\begin{aligned} \pi \cdot a \sin(\alpha - \delta) \{ (a - k l)(b - 2 l) + (b - 1) l k \} &= 0 \\ (a - k l)(b - 2 l) + k l (b - 1) &= 0 \\ a b - 2 a l - b k l + 2 k l l + k l b - k l l &= 0 \\ k l l - 2 a l + a b &= 0 \\ k l l - a l - a l + a b &= 0 \\ -l(a - k l) + a(b - 1) &= 0 \\ (a - k l) &= d \\ a(b - 1) &= l d \dots (3.6) \end{aligned}$$

Persamaan (3.6) dikalikan dengan  $\frac{1}{2} \sin(\alpha - \delta)$

$$\frac{1}{2} b a \sin(\alpha - \delta) - \frac{1}{2} a l \sin(\alpha - \delta) = \frac{1}{2} d l \sin(\alpha - \delta)$$

atau sama dengan :

$$\begin{aligned} \text{luas segitiga ABE} - \text{luas segitiga ACE} &= \text{luas segitiga AJC} \\ \text{ruas kiri} &= \text{luas segitiga ABC} \end{aligned}$$

Supaya  $P_a$  maksimum maka :

$$\text{Luas segitiga ABC} = \text{luas segitiga AJC}$$

Dari persamaan (3.6) didapat :

$$d = \frac{a(b - 1)}{1}$$

Masukkan persamaan (6) kedalam persamaan (3) didapat :

$$P_a = \frac{\gamma t \cdot a l (b - 1) \sin(\alpha - \delta)}{2a(b - 1)/l}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma t^2 \sin(\alpha - \delta) \dots \dots \dots (3.7)$$

Dari Gambar 3.11 didapat :

$$l_n = l \sin(\alpha - \delta)$$

$$l = \frac{l_n}{\sin(\alpha - \delta)} \dots \dots \dots (3.8)$$

Masukkan persamaan (3.8) kedalam persamaan (3.7), sehingga:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma t \cdot l \cdot l \sin(\alpha - \delta)$$

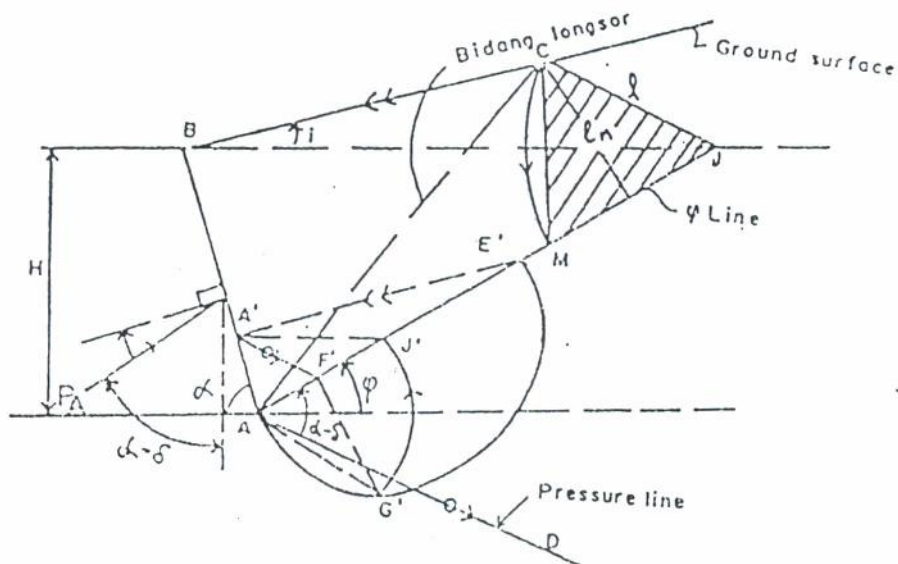
$$P_a = \frac{1}{2} \gamma t \cdot l \frac{l_n \sin(\alpha - \delta)}{\sin(\alpha - \delta)}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma t \cdot l \cdot l_n \quad \text{(terbukti)}$$

Kondisi Khusus

a. Kondisi 1

Apabila slope (kemiringan) dari permukaan tanah timbunan (sudut  $i$ ) mendekati harga sudut geser dalam dari material isian ( $i \approx \phi$ ), lihat Gambar 3.12.



Gambar 3.12 Kondisi khusus  $i \approx \phi$

Langkah-langkah penyelesaian :

1. Ambil sembarang titik E' pada garis  $\phi$  dan dibuat setengah lingkaran dengan diameter AE'.
2. Gambar E'A' sejajar dengan permukaan tanah (*ground surface*) ; A' pada garis BA
3. Gambar A'F' sejajar dengan garis tekanan (*pressure line*) AD, F' titik pada garis AE'.
4. Gambar F'G' tegak lurus AE', G titik pada busur setengah lingkaran AE'.
5. Buat AG' = AJ' atau lingkaran AG' dengan titik pusat lingkaran di A memotong AE' di J'.
6. Hubungkan A' dengan J' didapat garis A'J'
7. Gambar BJ sejajar A'J'
8. Gambar JC sejajar garis tekanan AD
9. Lingkarkan JC dengan titik pusat lingkaran di J sehingga JC = JM

Mi titik perpanjangan garis AE'

Total tekanan tanah aktif yang dicari adalah :

$P_a = \text{luas segitiga JCM} \times \text{berat isi tanah}$

$$P_a = \frac{1}{2} l \cdot \ln \times r t = \frac{1}{2} r t \cdot l \cdot \ln$$

#### b. Kondisi 2

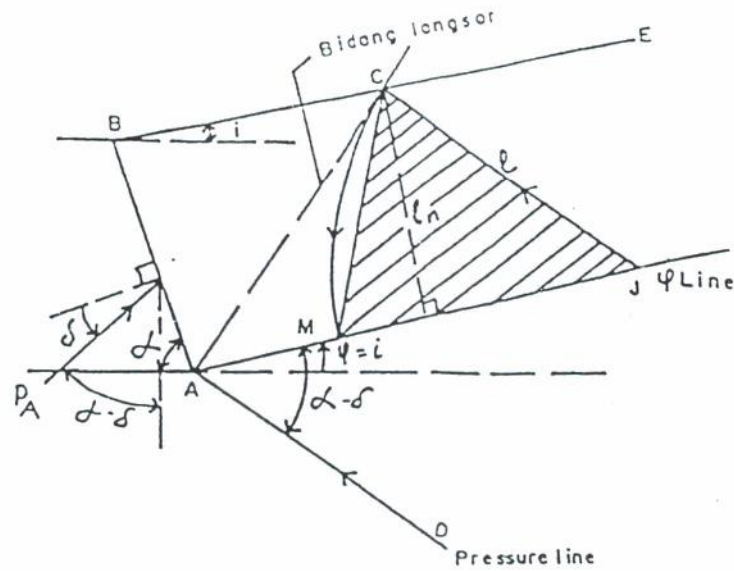
Apabila  $i = \phi$ , lihat Gambar 4.13

Sedangkan langkah-langkah penyelesaian

1. Ambil titik smbarang pada garis  $\phi$ .
2. Tarik garis JC sejajar garis tekanan AD. Titik C pada permukaan tanah BE.
3. Dengan titik pusat lingkaran J, lingkarkan JC = JM. M titik pada garis  $\phi$  ( $\phi$  line).
4. Segitiga tekanan = segitiga JCM
5. Total tekanan tanah aktif adalah :

$$P_a = r t \times \text{luas segitiga JCM}$$

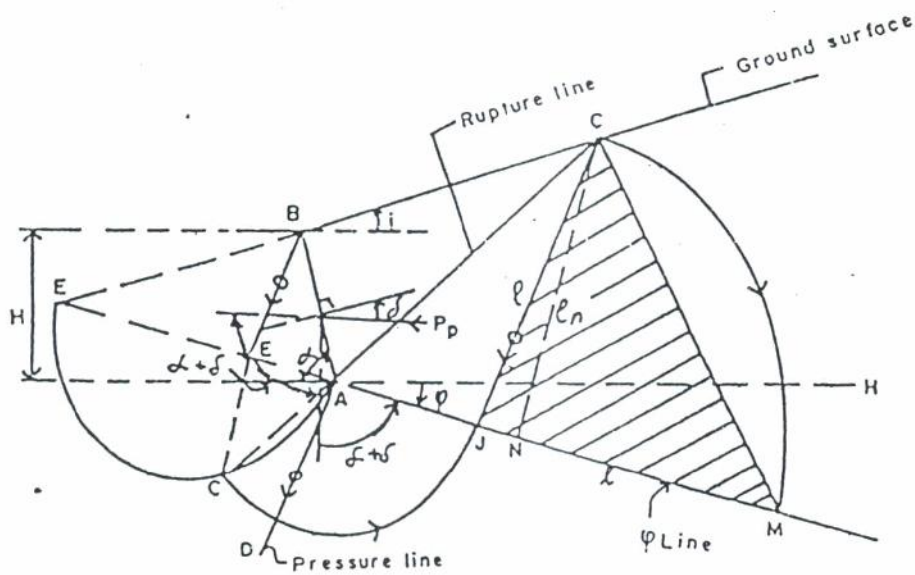
$$P_a = \frac{1}{2} \cdot l \times \ln \times r t$$



Gambar 3.13 Kondisi khusus  $i = \psi$

### 3.3.1 Mencari Tekanan Pasif Cara Poncelet

Tahap-tahap penyelesaian mencari tekanan pasif cara Poncelet adalah sebagai berikut, lihat Gambar 3.14



Gambar 3.14 Mencari tekanan tanah pasif cara Poncelet



1. Gambar garis  $\phi$  searah jarum jam dengan AH (*horisontal*)
2. Gambar garis tekanan AD bersudut  $(\alpha + \delta)$  dari garis  $\phi$ .
3. Panjangkan garis  $\phi$  hingga memotong permukaan tanah di E
4. Dengan AE sebagai diameter, buat setengah lingkaran AE.
5. Tarik BF sejajar garis tekanan (garis AD). F titik pada garis AE.
6. Tarik garis FG tegak lurus AE, G titik pada busur AE.
7. Dengan titik A sebagai pusat lingkaran, lingkarkan AG = AJ, J titik pada garis  $\phi$  ( $\phi$  line)
8. Dari J buat garis sejajar garis tekanan hingga memotong permukaan tanah di C.
9. Garis JC diketahui sebagai garis longsor (*rupture line*)
10. Dengan titik J sebagai pusat lingkaran, lingkarkan JC hingga memotong garis  $\phi$  di M.
11. Segitiga JCM adalah merupakan segitiga gaya yang besarnya adalah :

$$\text{Tekanan total tanah pasif (Pp)} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H \cdot C_N \cdot J_M \text{ atau}$$

$$P_P = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H \cdot I_n \cdot I$$

### 3.4 Mencari Titik Tangkap Tekanan Aktif dan Pasif

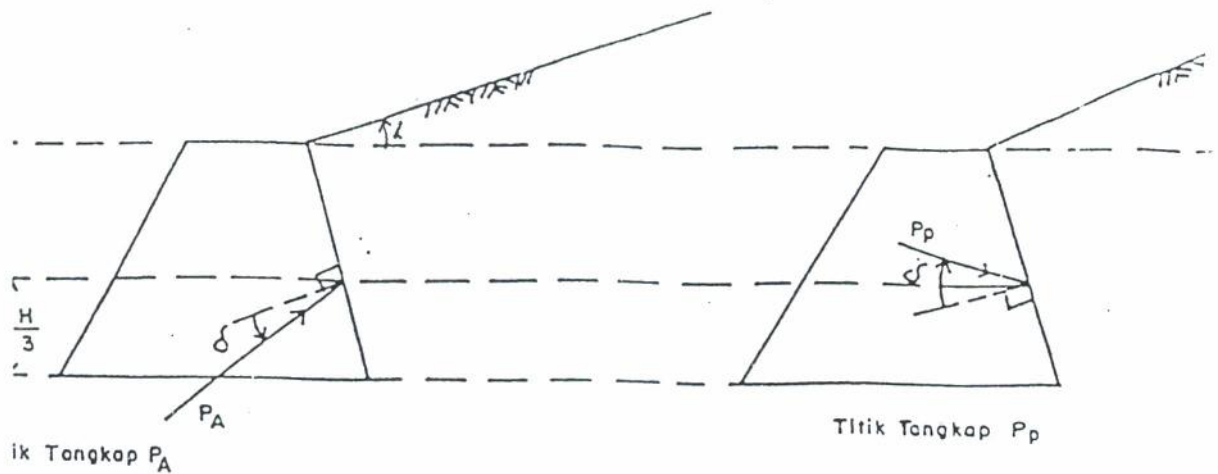
#### 3.4.1 Umum

Letak titik tangkap tekanan tanah aktif maupun tekanan tanah pasif dapat ditentukan dengan cara sebagai berikut :

- a. Pada kondisi Coulomb, letak titik tangkap diambil  $1/3$  dari tinggi dinding penahan tanah, lihat Gambar 3.8.
- b. Pada kondisi Rankine diambil harga  $1/3$  dari tinggi bidang tekanannya (*pressure line*), lihat Gambar 3.15, 3.16 dan Gambar 3.17.

c. Dengan cara grafis

Untuk cara a) dan b) dikerjakan apabila tidak terdapat beban titik maupun beban garis yang bekerja pada permukaan tanah.



Gambar 3.15 Titik tangkap tekanan tanah aktif dan pasif pada kondisi Coulomb

Titik tangkap  $P_a$  dan  $P_p$  diambil pada jarak  $1/3 H$

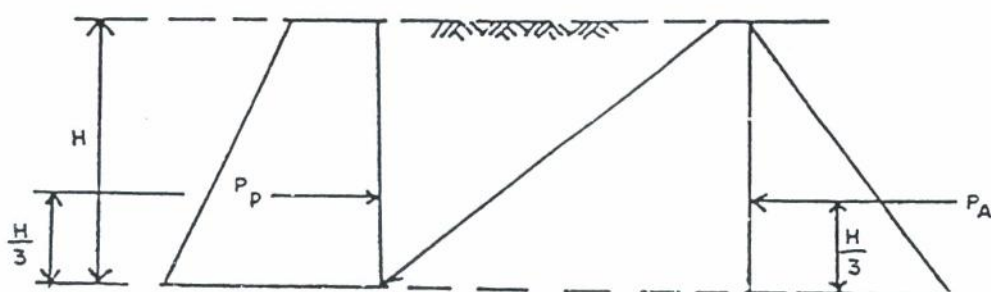
Arah  $P_a$  diambil dengan sudut  $\delta$  arah berlawanan jarum jam dari arah normal.

Arah  $P_p$  diambil dengan sudut  $\delta$  searah jarum jam dengan normal.

Titik tangkap  $P_a = 1/3 H$ .  $P_a$  tegak lurus karena  $i = 0$ .

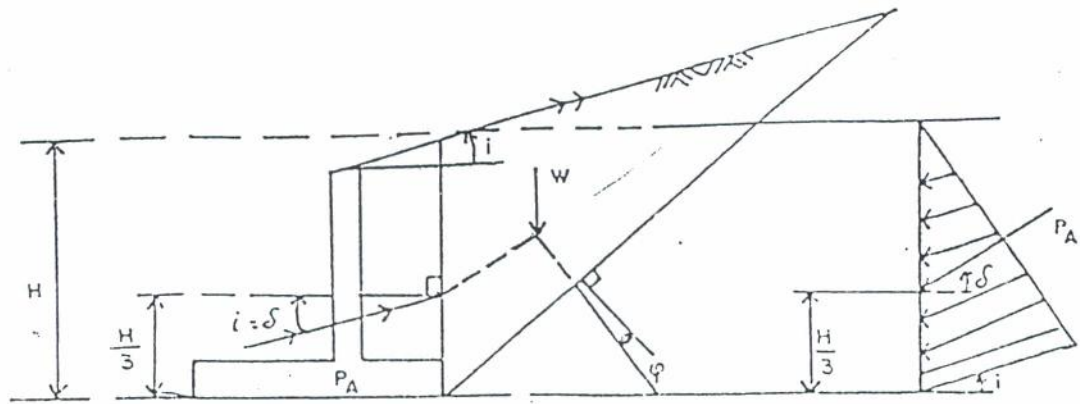
Rankine mengasumsikan sudut  $i = \delta = 0$

Untuk permukaan tanah timbunan dengan sudut  $i$  tidak sama dengan nol, arah gaya sejajar dengan permukaan tanah



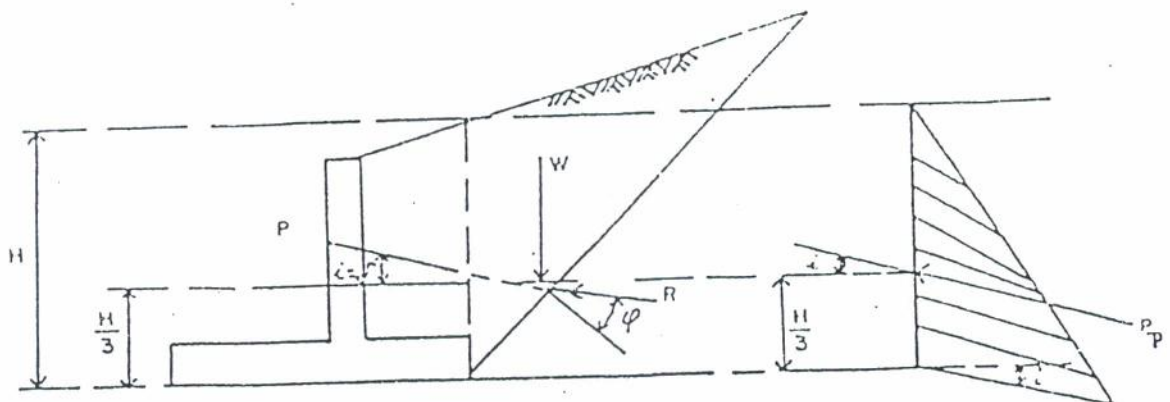
Gambar 3.16 Titik tangkap tekanan tanah aktif dan pasif kondisi Rankine pada permukaan tanah datar





Gambar 3.17 Titik tangkap tekanan tanah aktif kondisi Rankine pada permukaan tanah miring

Titik tangkap  $P_a$  terletak pada  $1/3 H$  dengan  $H$  tinggi bidang tekanan. Disini arah gaya sejajar dengan permukaan tanah



Gambar 3.18 Titik tangkap tekanan tanah aktif kondisi Rankine pada permukaan tanah miring

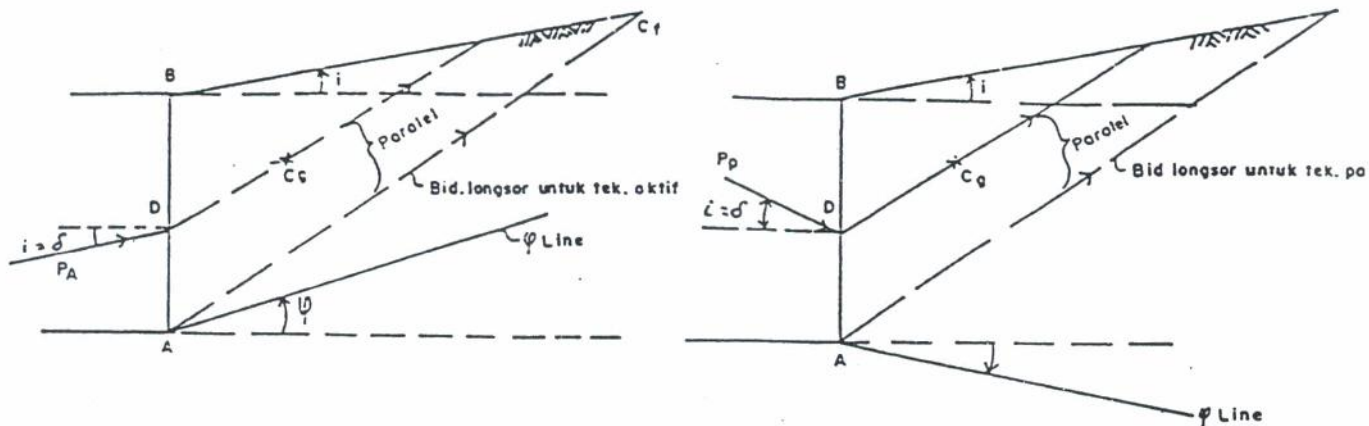
Titik tangkap  $P_p = 1/3 H$ , dengan  $H$  adalah tinggi bidang tekanan.

### 3.4.2 Mencari Titik Tangkap Tekanan Aktif dan Pasif dengan Cara Grafis

Untuk mencari letak titik tangkap tekanan tanah aktif dan pasif secara grafis, dibedakan dalam dua keadaan yaitu:

1. Beban yang bekerja hanya beban timbunan
2. Beban yang bekerja selain tanah timbunan juga terdapat muatan titik (*point load*)

Untuk beban yang bekerja hanya tanah timbunan, kondisi Rankine diambil dengan contoh sebagai berikut, lihat Gambar 3.19



Gambar 3.19 Mencari titik tangkap tekanan tanah aktif dan pasif akibat tanah timbunan cara grafis.

Tahap-tahap penyelesaiannya adalah sebagai berikut :

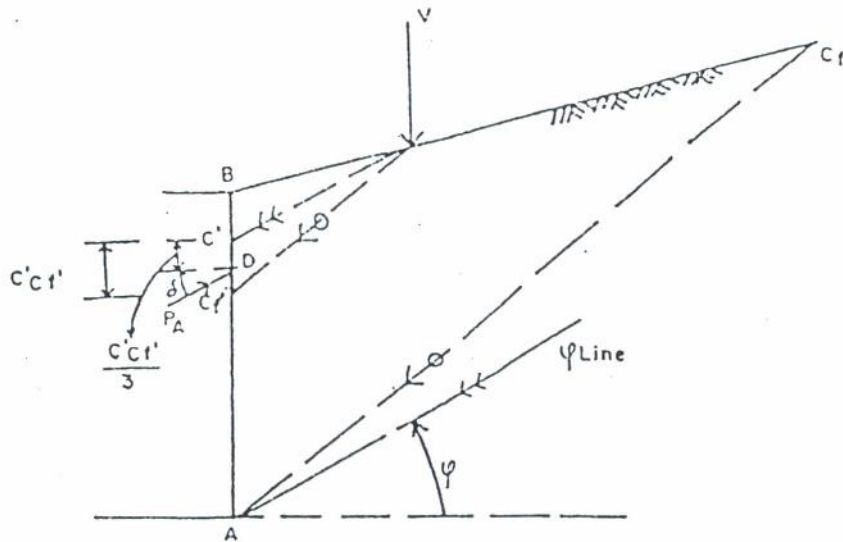
1. Cari titik berat (*center of gravity*) dari daerah yang akan longsor atau segitiga ABCf.
2. Dari titik berat tersebut 1) dibuat garis sejajar dengan bidang longsor ACf memotong AB di D.
3. Titik tangkap total tekanan didapat di D  
 Garis kerja total tekanan aktif bersudut  $\delta$  berlawanan dengan arah jarum jam dari garis normal.  
 Garis kerja total tekanan pasif bersudut  $\delta$  searah jarum jam dari garis normal.

Bila beban yang bekerja selain tanah timbunan terdapat beban titik (*point load*) atau beban garis (*line load*), maka untuk mencari titik tangkap tekanan dilakukan dengan cara sebagai berikut, lihat Gambar 3.20. Beban titik dan beban garis yang bekerja dibedakan sebagai berikut :

- a. Berada pada daerah longsor
- b. Terdapat di luar daerah longsor

**Keterangan butir a)**

Contoh kondisi Rankine mencari titik tangkap tekanan tanah aktif.



Gambar 3.20 Mencari titik tangkap tekanan tanah aktif dengan beban berada pada daerah longsor

Tahap-tahap penyelesaiannya adalah sebagai berikut :

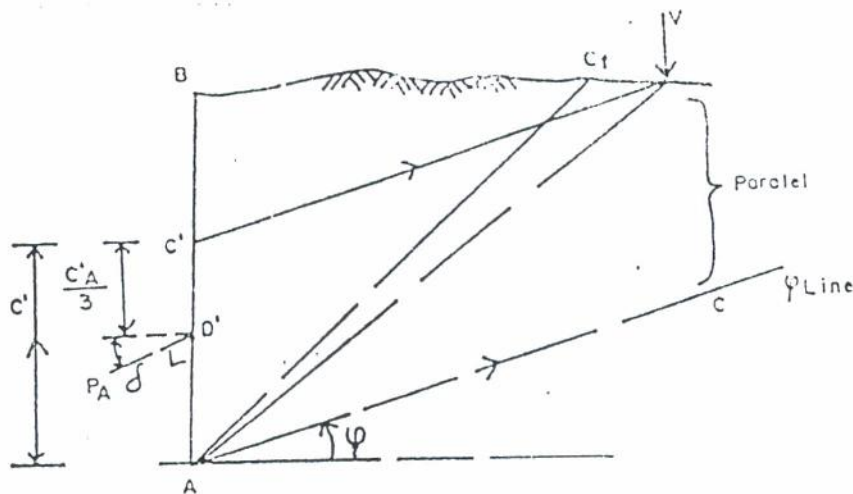
1. Dari titik tempat bekerjanya beban titik (*point load*) atau beban garis (*line load*) dibuat garis sejajar bidang longsor memotong AB (bidang tekanan) di  $C_f'$ .
2. Dari titik tempat bekerjanya beban titik (*point load*) atau beban garis (*line load*) dibuat garis sejajar garis  $\phi$  memotong AB (bidang tekanan) di  $C'$ .
3. Mencari harga  $1/3 C'C_f' = C'D$
4. Garis kerja  $P_a$  didapat dengan membuat sudut  $\delta$  berlawanan arah jarum jam, dengan garis normal pada titik D.

Untuk tekanan tanah pasif  $P_p$  tahap penyelesaiannya sama, sedang yang perlu diperhatikan adalah :

1. Mencari bidang longsor untuk tekanan tanah pasif.
2. Membuat garis  $\phi$  pada tekanan tanah pasif.

**Keterangan butir b)**

Contoh kondisi Rankine untuk beban titik/beban garis terdapat di luar daerah longsor, lihat Gambar 3.21.



Gambar 3.21 Mencari titik tangkap tekanan tanah aktif dengan beban titik di luar bidang longsor

Tahap-tahap penyelesaiannya adalah sebagai berikut :

1. Dibuat garis yang menghubungkan lokasi beban titik/beban garis dengan titik A, dalam Gambar 3.14 dinyatakan sebagai AV.
2. Buat garis VC' sejajar garis  $\phi$  (AC), Titik AC' adalah titik pada bidang tekanan AB.
3. Buat titik D', dengan jarak  $C'D' = 1/3 C'A$
4. D' adalah titik tangkap garis kerja  $P_a$  pada bidang tekanan AB yang membuat sudut  $\delta$  arah berlawanan dengan jarum jam dengan garis normal.

Untuk tekanan tanah pasif, tahap penyelesaiannya sama seperti yang telah dijelaskan pada butir a). Sedangkan untuk beban merata (*surface load*)  $q$ , dapat dibuatkan tinggi ekuivalen :  $h_s = q/\gamma$ . Kemudian tahap pekerjaan selanjutnya sama seperti yang telah dijelaskan pada butir a) dan b).



# Perancangan Dinding Penahan Tanah

## Tujuan Instruksional Umum

Setelah membaca / mengikuti kuliah bab ini, mahasiswa dapat memahami dan mengerti tentang :

- 1). Penerapan pemakaian dinding penahan tanah

## Tujuan instruksional Khusus

- 1). Mahasiswa dapat menghitung dimensi dinding penahan tanah
- 2). Dapat menghitung tekanan tanah yang bekerja pada dinding penahan tanah
- 3). Dapat membandingkan perhitungan stabilitas dengan Coulomb dan atau Rankine

## BAB IV PERENCANAAN DINDING PENAHAN TANAH

### 4.1. U m u m

untuk melaksanakan perencanaan dinding penahan tanah, langkah laangkah kegiatan adaalah sebagai berikut :

1. Memperkirakan ukuran / dimensi yang diperlukan dari dinding penahan tanah
2. Mencari besarnya tekanan tanah baik secara analitis maupun secara grafis berdasarkan cara yang sesuai dengan tipe dinding penahan tanahnya, apakah dengan cara Coulomb atau cara Rankine.
3. Lebar dasar dinding penahan tanah harus cukup untuk memobilisasi daya dukung tanahnya atau dengan perkataan lain, tegangan yang bekerja akibat konstruksi ditambah dengan gaya-gaya lainnya tidak melebihi daya dukung ijin. Disamping itu diusahakan agar tegangan yang timbul pada dasar dinding penahan tanah adalah tekan.
4. Perhitungan kekuatan struktur dari konstruksi dinding penahan tanah, yaitu dengan memeriksa tegangan geser dan tegangan tekan yang diijinkan dari struktur dinding penahan tanah.
5. Dinding penahan tanah harus aman terhadap stabilitas gesernya ( sliding stability ).
6. Dinding penahan tanah harus aman terhadap stabilitas gulingnya ( overturning stability ).
7. Tinjauan terhadap lingkungan lokasi dari penempatan dinding penahan tanah.

Dinding penahan tanah harus terletak pada suatu daerah dimana stabilitas dari kemiringan lerengnya memenuhi suatu angka keamanan tertentu yaitu :

$SF > 1,50$     untuk pembebanan tetap

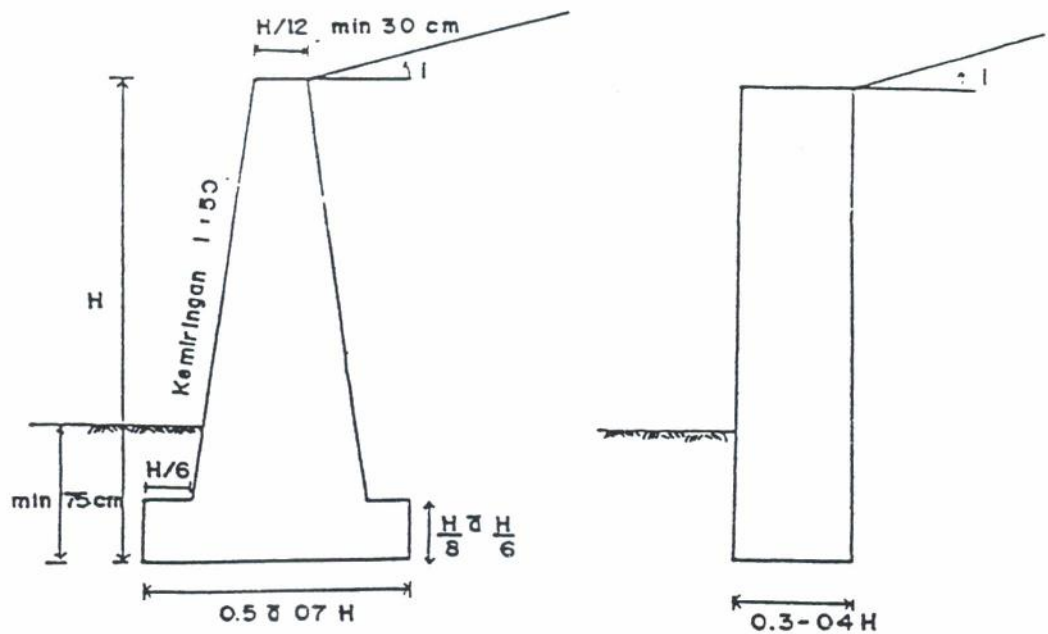
$SF > 1,30$     untuk pembebanan sementara, termasuk apabila ada gempa.

### 4.2. DIMENSI DINDING PENAHAN TANAH DALAM PERANCANGAN

Dimensi atau ukuran dinding penahan tanah dibedakan :

- a. Dinding gravitasi atau dinding berbobot ( gravity wall ).



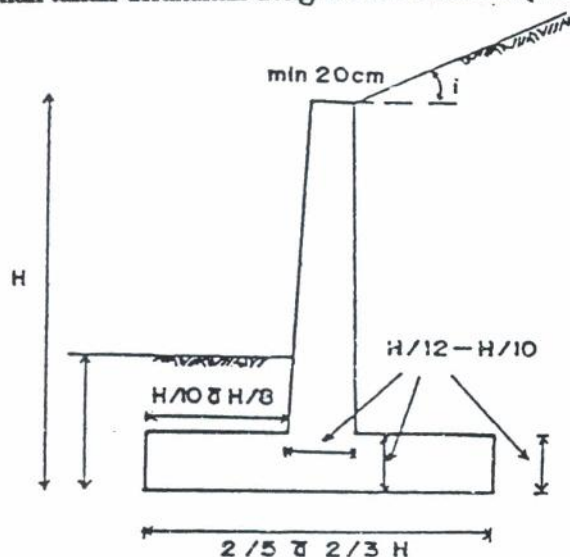


Pada umumnya untuk perencanaan gravity wall dilaksanakan sebagai berikut :

- > Untuk mendapatkan total tekanan tanah yang bekerja, perhitungan dengan gravis apabila digunakan cara Coulomb.
- > Pada umumnya dihitung dengan cara Rankine, apabila tinggi dinding penahan tanah  $H > 6,00$  meter.

b. Dinding Kantilever ( Cantilever Walls )

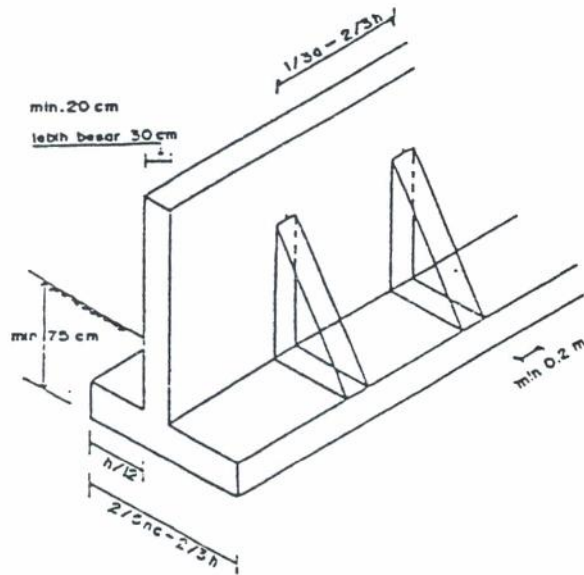
Perhitungan mencari tekanan tanah dilakukan dengan cara Rankine. ( lihat gambar )



c. Dinding Kantilever Berusuk ( Counterfort Walls ).

Perhitungan mencari tekanan tanah pada dinding kantilever berusuk digunakan cara Rankine.

c. dinding kantilever berusuk (counterfort walls)



Ukuran pada dinding kantilever berusuk

- Perhitungan mencari tekanan tanah pada dinding kantilever berusuk digunakan cara Rankine.

#### 4.3. PENENTUAN TEKANAN TANAH YANG BEKERJA PADA DINDING PENAHAN TANAH

##### 4.3.1. CARA ANALITIS

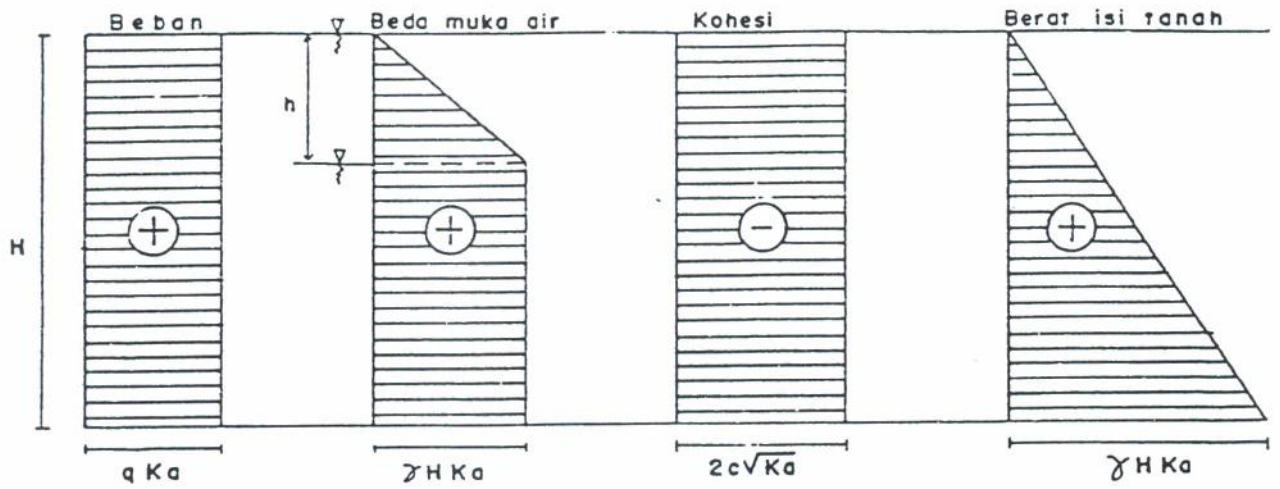
Didalam cara ini tekanan tanah merupakan luas dari diagram tegangan gaya yang terjadi akibat pembebanan, perbedaan tinggi air maupun akibat sifat-sifat tanah (property of soils).

Diagram tegangan gaya tersebut adalah (Gbr. 4.4) ;

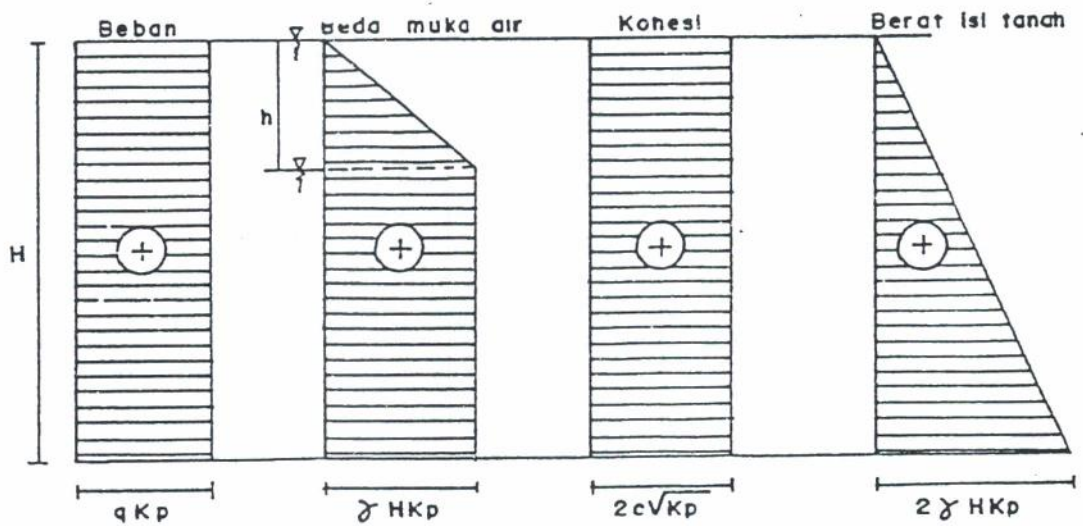
1. Akibat beban merata ; berbentuk segi empat tegangan gaya.
2. Akibat perbedaan tinggi air ; pada mulanya berupa segi tiga tegangan gaya kemudian segi tiga tegangan gaya ini berupa betan, sehingga bentuk selanjutnya menjadi segi empat tegangan gaya.
3. Akibat sifat-sifat tanah, dapat berbentuk segi empat dan segi tiga. Dibedakan akibat harga kohesinya dan akibat karakteristik berat isinya.

Yang perlu diperhatikan didalam mencari total tekanan tanah adalah :

- a. Akibat sifat-sifat tanah khususnya akibat kohesi. Untuk harga tekanan aktif, kohesi memberikan pengurangan terhadap seluruh tekanan aktif yang bekerja, sedangkan untuk tekanan pasif kohesi, menambah besar seluruh tekanan pasif yang bekerja.
- b. Akibat beban garis (line load), beban titik (point load) dan beban strip (strip load), bentuk diagram dapat didekati dalam bentuk trapesium, ataupun segi tiga.



Gbr. 4.4a Diagram tegangan gaya untuk mencari tekanan aktif



Gbr. 4.4b Diagram tegangan gaya untuk mencari tekanan pasif

Beberapa variasi tegangan pada tanah akan ditinjau dalam beberapa kasus dibawah ini :

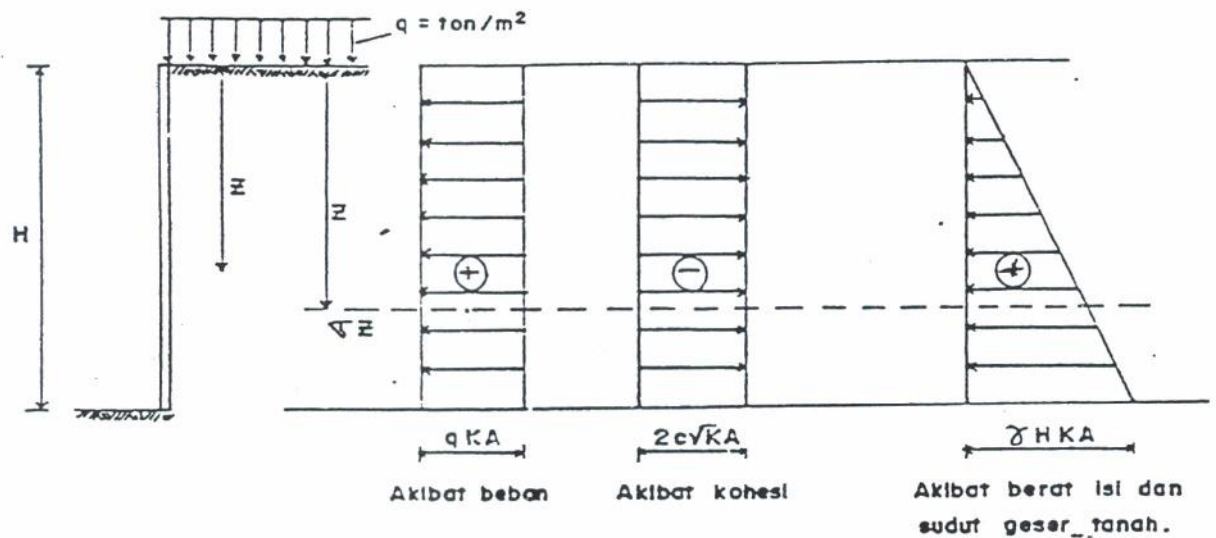
**KASUS I**

Kondisi tanah satu lapis  $c-\phi$  soils.

Sudut  $i = \delta = 0^\circ$

Sudut  $\alpha = 90^\circ$

Diagram tegangan aktif diperlihatkan pada gambar di bawah ini.



gbr. 4.5. diagram tegangan tanah aktif  $c-\phi$  soils untuk tanah satu lapis

Harga tegangan pada setiap kedalaman batas adalah sebagai berikut :

pada  $z = 0$  maka  $\sigma_z = q K_a - 2 c \sqrt{K_a}$

pada  $z = H$  maka  $\sigma_z = q K_a - 2 c \sqrt{K_a} + \gamma H K_a$



KASUS II

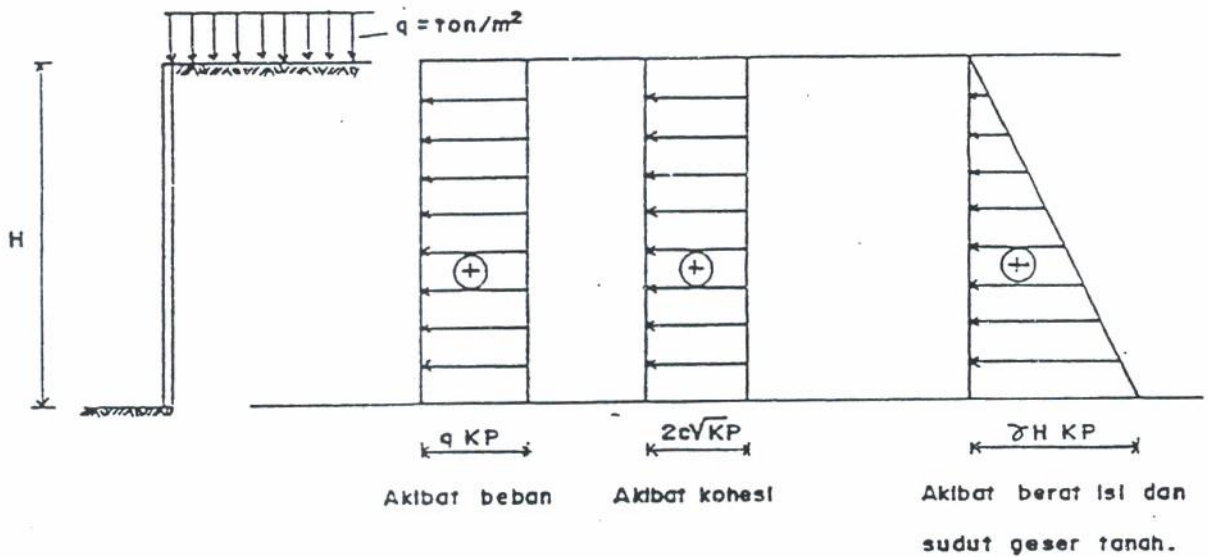
Untuk tanah dengan kondisi sebagai berikut :

Tanah satu lapis  $c-\phi$  soils.

Sudut  $i = \delta = 0^\circ$

Sudut  $\alpha = 90^\circ$

Diagram tegangan pasifnya terlihat pada gambar berikut.



gbr. 4.6. diagram tegangan tanah pasif  $c-\phi$  soils untuk tanah satu lapis

Harga tegangan pasif pada setiap kedalaman batas adalah sebagai berikut :

pada  $z = 0$  maka  $\sigma_z = q K_p + 2 c \sqrt{K_p}$

pada  $z = H$  maka  $\sigma_z = q K_p + 2 c \sqrt{K_p} + \gamma H K_p$



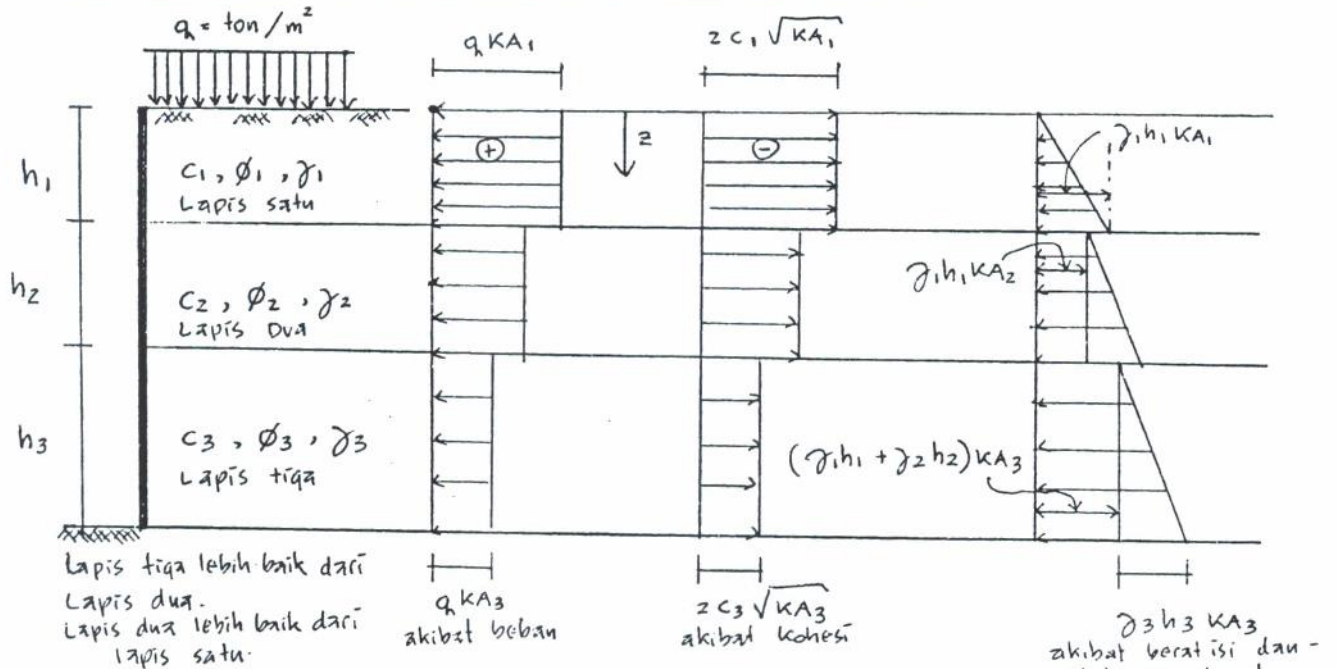
**KASUS III**

Tanah tiga lapis dari kondisi  $c-\phi$  soils mempunyai

Sudut  $i = \delta = 0^\circ$

Sudut  $\alpha = 90^\circ$

Diagram tegangannya digambarkan sebagai berikut :



gbr. 4.7. diagram tegangan tanah aktif  $c-\phi$  soils untuk tiga lapis.

Harga tegangan aktif pada setiap kedalaman batas adalah sebagai berikut :

pada  $z = 0$  maka  $\sigma_z = q K_{a1} - 2 c_1 \sqrt{K_{a1}}$

pada  $z = h_1$  maka  $\sigma_z = q K_{a1} - 2 c_1 \sqrt{K_{a1}} + \gamma_1 h_1 K_{a1}$

pada  $z = h_1$  tegangan yang ditransformasikan pada tanah lapis 2

akan didapat  $\sigma_z = q K_{a2} - 2 c_2 \sqrt{K_{a2}} + \gamma_1 h_1 K_{a2}$

pada  $z = h_2$  maka  $\sigma_z = q K_{a2} - 2 c_2 \sqrt{K_{a2}} + \gamma_1 h_1 K_{a2} + \gamma_2 h_2 K_{a2}$

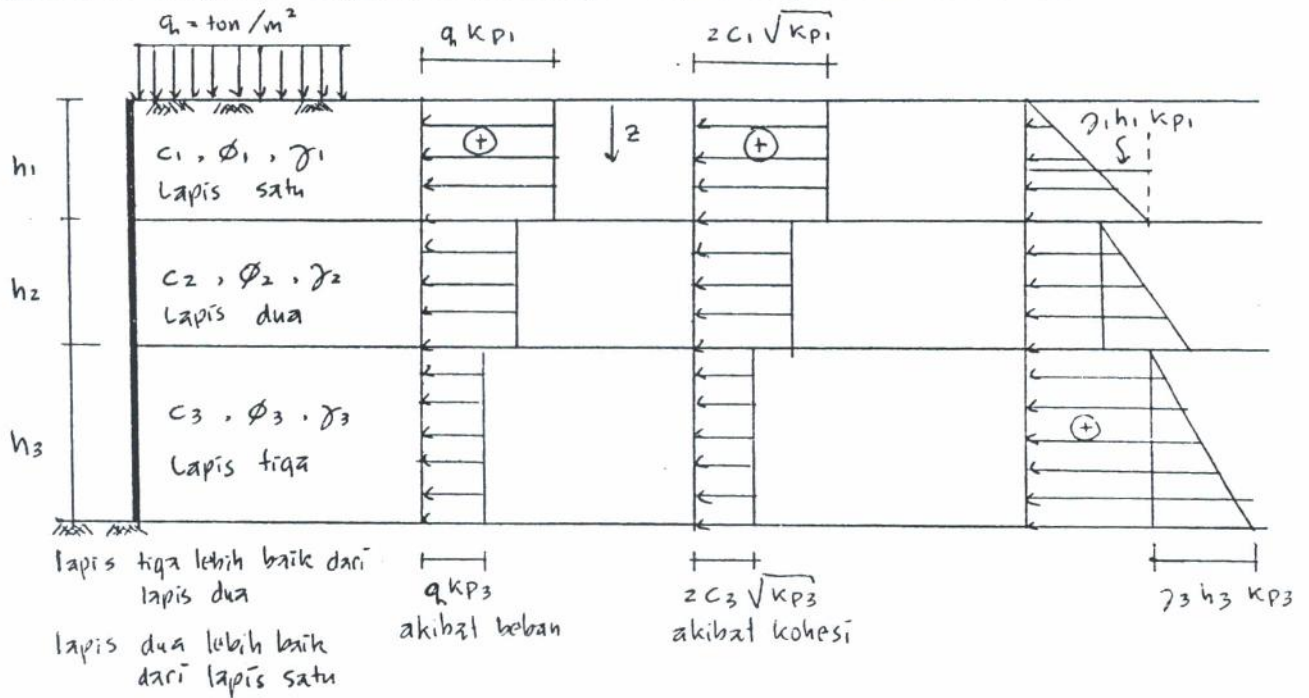
pada  $z = h_2$  tegangan yang ditransformasikan pada tanah lapis 3

akan didapat  $\sigma_z = q K_{a3} - 2 c_3 \sqrt{K_{a3}} + (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) K_{a3}$

pada  $z = h_3$  maka  $\sigma_z = q K_{a3} - 2 c_3 \sqrt{K_{a3}} + \gamma_1 h_1 K_{a3} + \gamma_2 h_2 K_{a3} + \gamma_3 h_3 K_{a3}$

#### KASUS IV

Sedangkan untuk tanah tiga lapis seperti pada kasus III akan diperoleh diagram tegangan pasifnya seperti gambar di bawah.



qbr. 4.8. diagram tegangan tanah pasif  $c-\phi$  soils untuk tanah tiga lapis.

Harga tegangan pasif pada setiap kedalaman batas adalah sebagai berikut :

$$\text{pada } z = 0 \text{ maka } \sigma_z = q K_{p1} + 2 c_1 \sqrt{K_{p1}}$$

$$\text{pada } z = h_1 \text{ maka } \sigma_z = q K_{p1} + 2 c_1 \sqrt{K_{p1}} + \gamma_1 h_1 K_{p1}$$

pada  $z = h_1$  tegangan yang ditransformasikan pada tanah lapis 2

$$\text{akan didapat } \sigma_z = q K_{p2} + 2 c_2 \sqrt{K_{p2}} + \gamma_1 h_1 K_{p2}$$

$$\text{pada } z = h_2 \text{ maka } \sigma_z = q K_{p2} + 2 c_2 \sqrt{K_{p2}} + \gamma_1 h_1 K_{p2} +$$

$$\gamma_2 h_2 K_{p2}$$

pada  $z = h_2$  tegangan yang ditransformasikan pada tanah lapis 3

$$\text{akan didapat } \sigma_z = q K_{p3} + 2 c_3 \sqrt{K_{p3}} + (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) K_{p3}$$

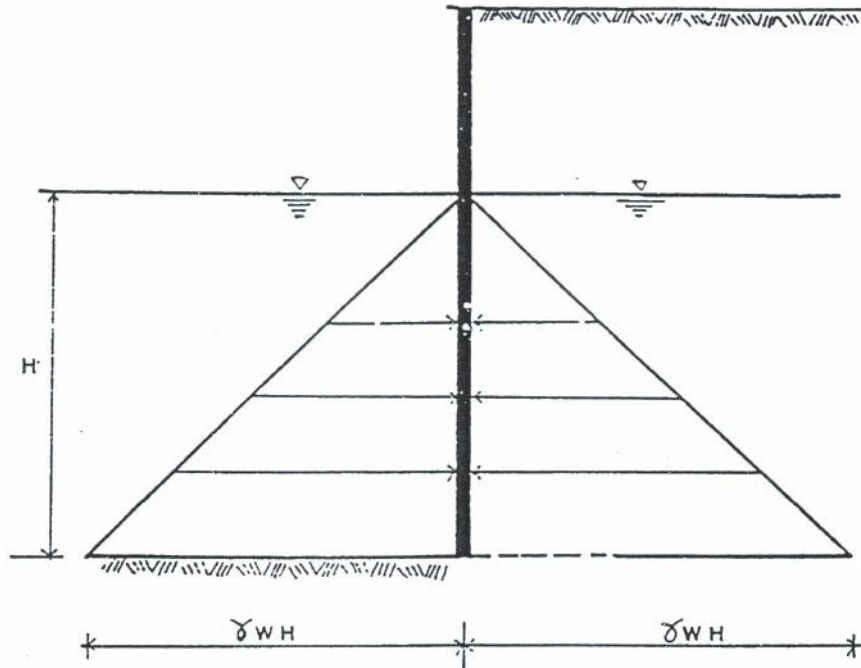
$$\text{pada } z = h_3 \text{ maka } \sigma_z = q K_{p3} + 2 c_3 \sqrt{K_{p3}} + \gamma_1 h_1 K_{p3} +$$

$$\gamma_2 h_2 K_{p3} + \gamma_3 h_3 K_{p3}$$

## PENGARUH MUKA AIR

Akibat adanya muka air, akan muncul tegangan hidrostatis yang besarnya tergantung pada perbedaan tinggi muka air tersebut pada kedua sisi struktur.

### 1. Jika muka air sama tinggi

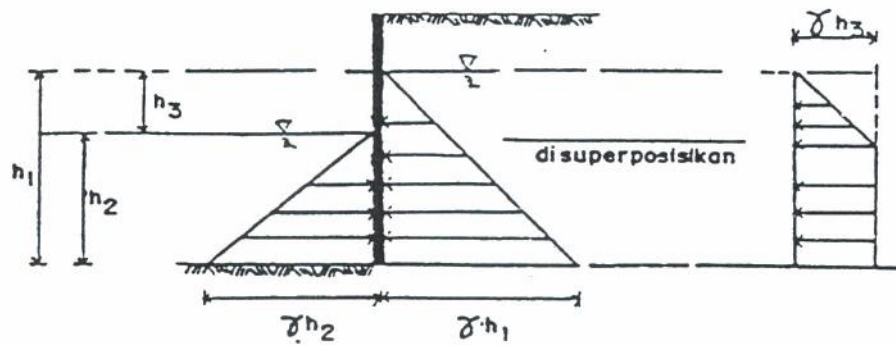


gbr. 4.9. Tegangan hidrostatis saling menghilangkan

- Tekanan hidrostatis akan saling menghilangkan.
- Tekanan lateral akibat  $\gamma$  tanah yang berada di bawah muka air merupakan tegangan efektif.

$$\sigma_z = \gamma' z K_a = (\gamma - \gamma_w) z K_a$$

2. Jika muka air tidak sama tinggi

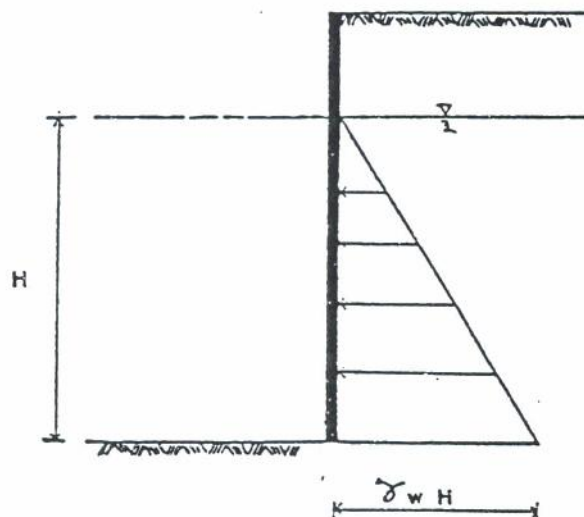


gbr.4.10. Tegangan hidrostatik dan tegangan lateral akibat beda tinggi muka air

- Tekanan lateral mendapatkan tambahan akibat perbedaan tinggi muka air.
- Tekanan lateral akibat  $\gamma$  tanah yang berada di bawah muka air merupakan tegangan efektif.

$$\sigma_z = \gamma'z K_a = (\gamma - \gamma_w) z K_a$$

3. Jika hanya terdapat air tanah



gbr.4.11. Tegangan hidrostatik dan tegangan lateral akibat muka air satu sisi



- Tekanan lateral mendapat tambahan akibat adanya muka air tanah.
- Tekanan lateral akibat  $\gamma$  tanah yang berada di bawah muka air merupakan tegangan efektif.

$$\sigma_z = \gamma'z K_a = (\gamma - \gamma_w) z K_a$$

#### 4.3.2. CARA GRAFIS

Dengan cara ini besar total tekanan tanah didapat dengan pertolongan grafis. Dari uraian yang terdahulu dikenal 3 cara grafis pada diktat ini :

1. Cara segi tiga gaya coba (trial wedge method)
2. Cara Culmann (Culmann method)
3. Cara konstruksi Poncelet/cara Rebhan (Poncelet Method)

Ketiga cara ini mempunyai dasar teori yang sama yaitu, keseimbangan polygon segi tiga gaya; dimana dengan diketahui besar dan arah satu gaya, dalam hal ini berat tanah atau  $W$  tanah, sedangkan kedua gaya lainnya yaitu gaya  $P$  dan gaya  $R$ , hanya diketahui arahnya, akhirnya dengan keseimbangan polygon gaya besar kedua gaya  $P$  dan gaya  $R$  diketahui pula.

Didalam meringkas ketiga cara grafis ini dicoba membandingkan aktifitas penggambaran dari masing-masing cara seperti berikut :

(lihat gambar-gambar yang terdahulu dan pemberian notasi titik-titiknya).

##### *Cara segi tiga gaya coba (trial wedge)*

Aktifitas penggambaran

1. Membuat gambar struktur dinding penahan tanah dan trial wedge yang diambil.
2. Membuat garis-garis arah  $R_i$  berdasarkan trial wedge yang diambil didapat sudut  $\beta_i$ .
3. Mendapatkan semua data-data yang diperlukan untuk mencari total tekanan dan sudut longsor pada polygon gaya dengan cara sebagai berikut :



- Mencari berat arah setiap trial wedge (segi tiga coba) tanah,  $W_i$  tanah dari setiap trial wedge ditempatkan pada line load dengan arah sejajar gravitasi bumi (kebawah).
- Mencari arah  $P$ , dengan mereferensikan terhadap bidang horizontal VH bisa didapat langsung sudut  $\beta'$  dari gambar.

Garis  $R_i$  bisa didapat dengan membuat sudut  $(\phi \pm \beta_i)$ , untuk ;

- Tekanan aktif sudut  $(\phi + \beta_i)$
- Tekanan pasif sudut  $(\phi - \beta_i)$

#### Hasil polygon gaya

- locus pressure (tempat kedudukan titik-titik ujung tekanan tanah yang dicari).
- Dicari titik  $C'$  yaitu titik singgung dari locus pressure dimana titik singgung  $C'$  didapat dengan menarik garis singgung locus pressure sejajar line load.
- Besar total tekanan tanah yang bekerja pada dinding penahan tanah adalah  $CC'$ , dimana  $CC'$  ditarik sejajar garis arah  $P$ .
- Sudut longsor yang terjadi adalah sudut  $HVC' = \text{sudut } \beta_L$ .
- Sudut longsor dapat dipindahkan pada gambar struktur dinding penahan tanah dan trial wedge yang diambil dengan mengukur sudut  $\beta_L$  dari garis AV.

#### Cara Culmann

##### Aktifitas Penggambaran

- Semua penggambaran dibuat menjadi satu. Jadi tidak ada pemisahan gambar seperti pada cara Trial Wedge.
- Digambarkan struktur dinding penahan tanah, tanah isian, pengambilan trial wedge yang diambil, gaya-gaya  $R$ ,  $\phi$ -line dan pressure line. Dimana empat hal yang disebut terakhir berupa komponen pembuat poligon gaya.
- $\phi$ -line pada cara Culmann analog dengan line load pada trial wedge. Arah  $\phi$ -line bersudut  $\phi$  dari arah horisontal yang ditarik dari titik A (ujung tumit dinding penahan tanah). Sudut  $\phi$  berlawanan arah dengan jarum jam untuk tekanan pasif.



- Pressure line yang juga merupakan arah P bersudut :
  - $\angle (\alpha - \delta)$  dari  $\phi$ -line untuk tekanan aktif
  - $\angle (\alpha + \delta)$  dari  $\phi$ -line untuk tekanan pasif
- Gaya R mempunyai arah sesuai dengan masing-masing bidang longsor trial wedgenya.

#### Hasil Poligon Gaya

- Sama dengan trial wedge akan didapat locus pressure dimana titik C' adalah titik singgung yang terjadi dengan menarik garis singgung locus pressure sejajar pressure line.
- Besar total tekanan tanah yang bekerja pada dinding penahan tanah adalah CC' dimana CC' ditarik sejajar pressure line.
- Sudut longsor = sudut  $\angle AC'' = \text{sudut } \beta L$

#### Cara Poncelet

##### Aktifitas Penggambaran

- Seperti pada cara Culmann cara Poncelet membuat semua penggambaran menjadi satu.
- Perbedaannya adalah :
  - Pada cara poncelet ; trial wedgenya hanya dibuat satu dimana  $\angle \theta = \angle \phi$  dari horisontal. Sudut  $\phi$  berlawanan arah dengan jarum jam untuk tekanan aktif, dan searah dengan jarum jam untuk tekanan pasif.
- $\phi$ -line cara culmann sama dengan  $\phi$ -line cara Poncelet. Tetapi pada cara poncelet dengan pengertian bahwa bidang longsor yang terjadi adalah maksimum yang bisa tercapai oleh tanah.
- Pressure line cara poncelet identik dengan pressure line yang dibuat dengan cara culmann.
- Gaya R dan arah diidentikkan dengan dinding AB yang menerima tekanan tanah.

#### Hasil Poligon Gaya

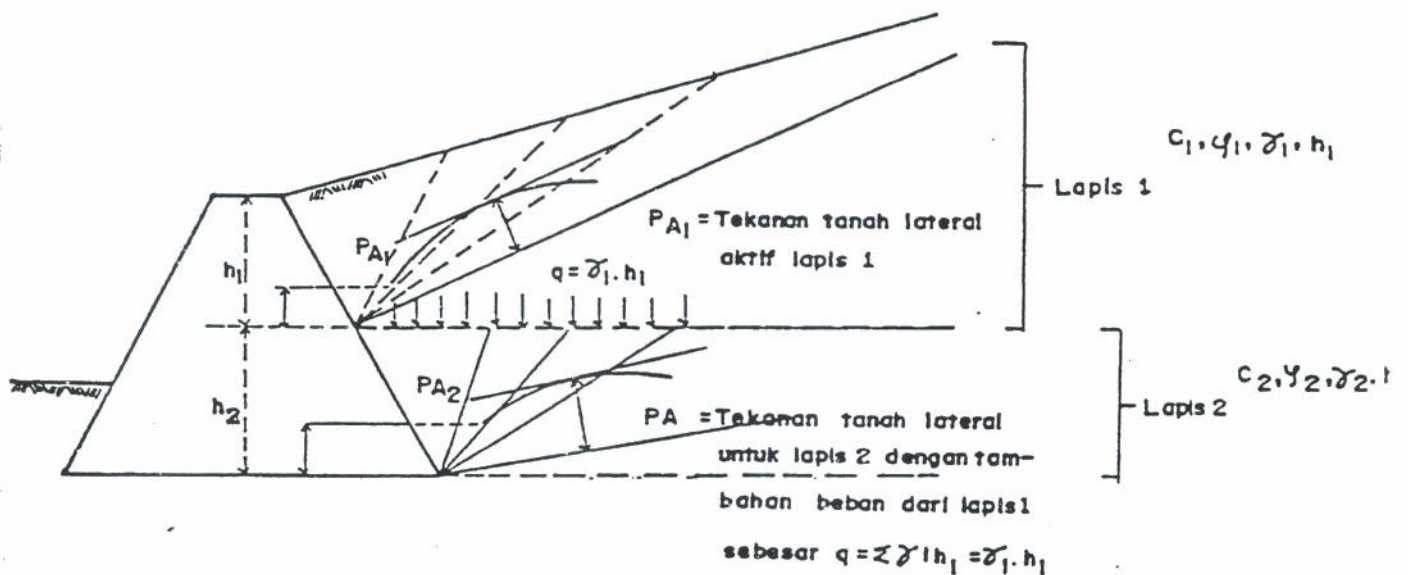
- Poligon gaya direpresentasikan oleh segitiga ABF dimana seolah-olah; AF = W tanah  $\phi$  line, BF = arah P = pressure line, AB = arah R

- Kemudian titik F dipindah dalam sistem setengah lingkaran AE menjadi J. Dimana titik E terletak pada permukaan tanah yang berupa titik perpotongan antara  $\phi$  line dengan permukaan tanah isiannya.
- Ditarik garis JC sejajar pressure line
- Bidang longsor = garis AC

**Cara Grafis untuk tanah berlapis**

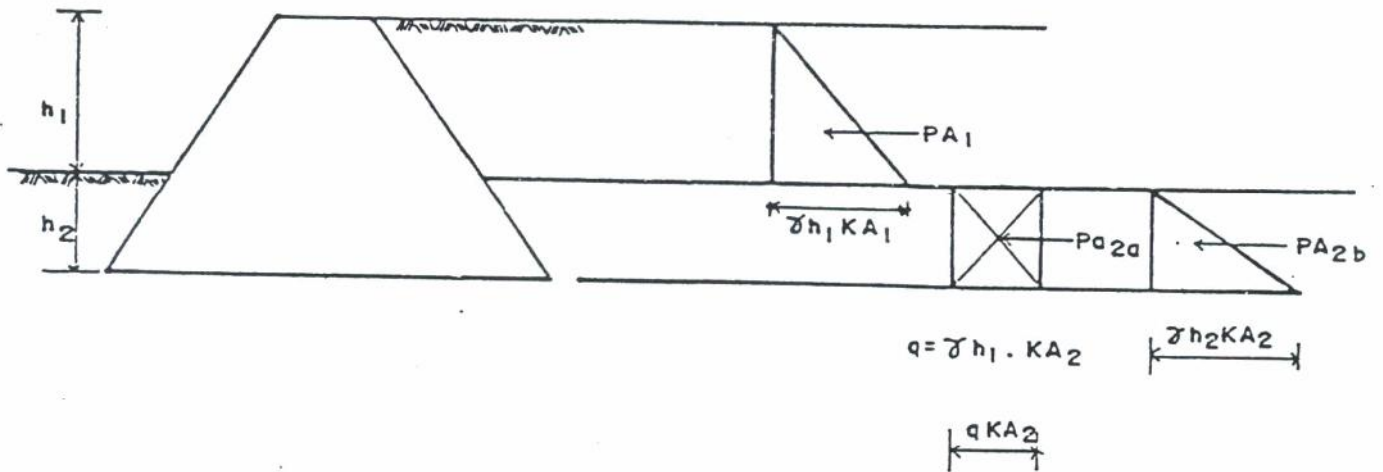
Tekanan lateral tanah berlapis dapat diselesaikan dengan cara grafis dengan konsep penyelesaian lapis per lapis. Pada tahap pertama, diselesaikan dahulu lapis I (lapis atas), sehingga diperoleh  $P_{A1}$  untuk lapis I. Baru kemudian lapis II diselesaikan dengan menganggap tanah lapis I sebagai beban pada tanah lapis II (lapis tanah dibawahnya).

Cara ini diperlihatkan pada gambar dibawah ini :



gbr. 4.12 Penyelesaian untuk tanah berlapis dengan cara grafis

Kebenaran dari konsep ini dapat dibuktikan secara analitis sebagai berikut :



gbr. 4.13 Bukti metoda di atas secara analitis

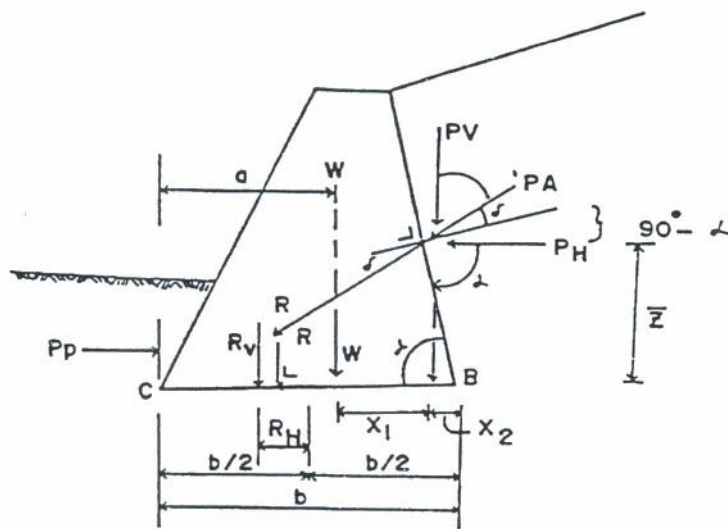
Dari gambar di atas terlihat bahwa tanah lapis II seakan-akan menerima beban merata akibat dari berat tanah lapis I sebesar

$$q = \gamma_1 h_1$$



#### 4.4. CEK STABILITAS GESER, GULING DAN KEKUATAN DINDING PENAHAN TANAH

##### 4.4.1. Teori Coulomb



Gbr. 4.14 Gaya yang bekerja pada dinding gravitasi



Mencari titik tangkap resultan gaya  $\bar{x}$ .

Pada tahap pekerjaan ini gaya  $P_p$  dianggap = 0

$$R_V \cdot \bar{X} = W \cdot X_1 + P_V \cdot X_2 + P_{Hz}$$

$$\bar{X} = \frac{W \cdot X_1 + P_V \cdot X_2 + P_{Hz}}{W + P_V} = \frac{\sum M}{\sum V}$$

dimana,  $\sum M$  = sigma momen terhadap titik B

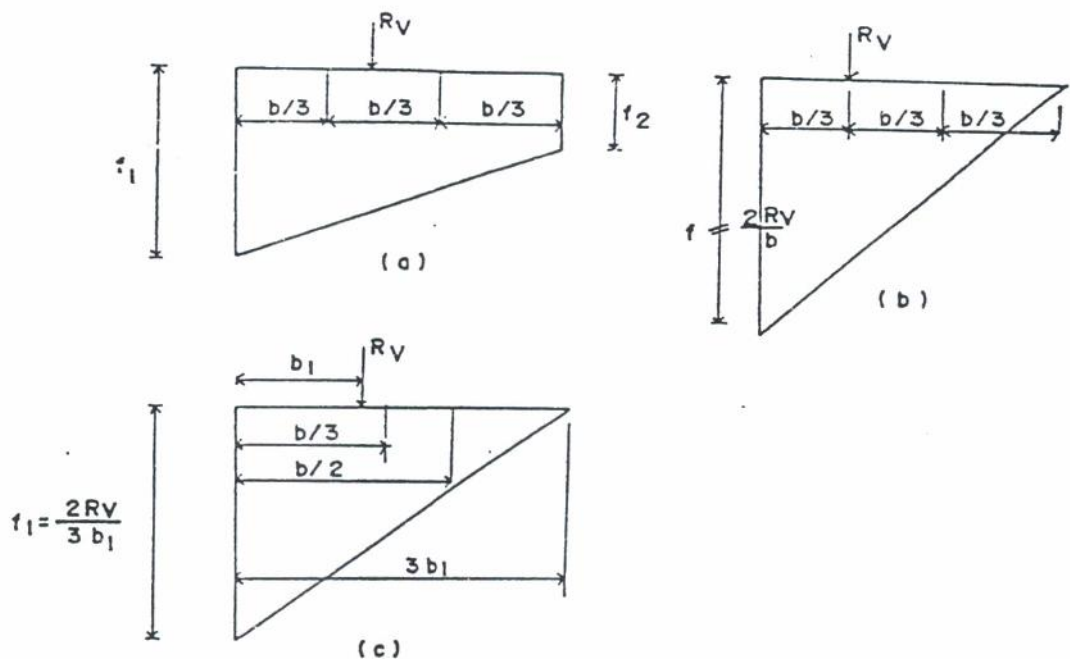
$$= W \cdot X_1 + P_V \cdot X_2 + P_{Hz}$$

$\sum V$  = jumlah gaya vertikal

$$= R_V = W + P_V$$

Gaya  $R_V = (\sum V)$  bekerja tegak lurus pada dasar

Diagram tegangan yang mungkin adalah ;



Gbr. 7.5 Bentuk diagram tegangan kontak pada dasar dinding penahan tanah

Diagram tegangan pada ujung-ujung dasar dinding penahan tanah diberikan sebagai berikut :

$$f1 = \frac{Rv}{b} \left( 1 + \frac{6e}{b} \right)$$

$$f2 = \frac{Rv}{b} \left( 1 - \frac{6e}{b} \right)$$

dimana,  $b$  = lebar dasar

$e$  = eksentrisitas / jarak dari tengah-tengah dasar  
ketempat bekerjanya gaya

$$\bar{X} - b/2 = e$$

$$\bar{X} = e + \frac{b}{2}$$

*Keterangan gambar :*

Gbr. (a) : Resultante gaya  $R$  bekerja pada titik berjarak  $e < \frac{1}{6} b$ .  
Menimbulkan tegangan  $V$  pada kedua ujung dasar dinding.

Gbr. (b) :  $R$  bekerja pada titik berjarak  $e = \frac{1}{6} b$   
Masih menimbulkan diagram tegangan tekan

$$f1 = \frac{2 Rv}{b}$$

$$f2 = 0$$

Gbr. (c) : Ketika  $e > \frac{1}{6} b$  maka tegangan tarik terdapat di B. Kita  
Kita ketahui bahwa tanah pada umumnya hanya dapat  
bertahan terhadap tekan, maka tegangan akan  
didistribusikan kembali sepanjang  $3b1$  dimana  $b1$  adalah  
jarak dari titik bekerjanya  $R$  ke titik ujung C.

$$\text{Besarnya } f1 = \frac{2 R}{3b1}$$

substitusikan  $b1 = \frac{b}{2} - e$  akan didapat,

$$f_2 = \frac{2R_V}{3(b/2 - e)}$$

Chek terhadap stabilitas guling

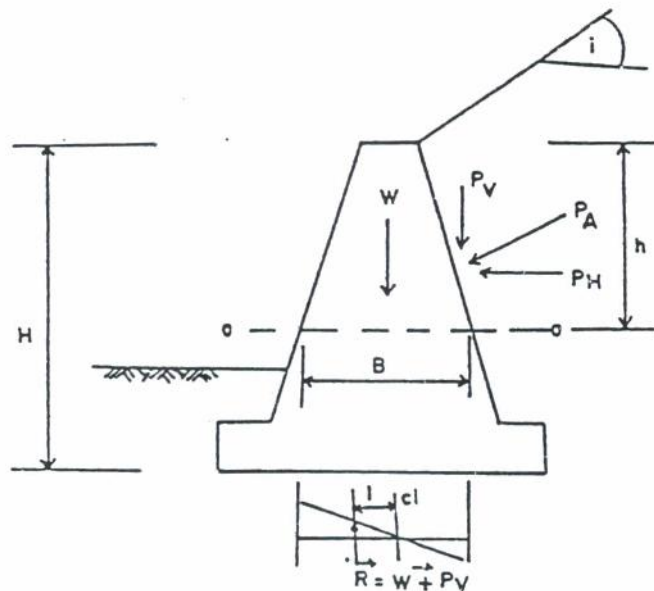
- disini  $P_p$  dianggap = 0
- Ambil  $\Sigma$  momen pada ujung jari dinding penahan tanah atau =  $\Sigma M_c$  dimana :

$$F_s = \frac{\text{momen yang akan melawan}}{\text{momen yang akan menggulingkan}} \geq 1.5$$

$$F_s = \frac{W_a}{P_H X_z} \geq 1.5$$

Chek terhadap kekuatan struktur

Untuk menghitung kekuatan struktur maka perlu di check terhadap beberapa potongan misal pada potongan a-a.



Gbr. Check kekuatan struktur pada potongan a-a

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

W = berat konstruksi dalam kg

diatas potongan a-a pada satuan panjang 1m = 100 cm

B = lebar dinding pada potongan a-a

- Check terhadap tegangan geser

$$\tau_{\text{geser}} = \frac{P_H}{100 B} < \tau_{\text{izin}}$$

- Check terhadap tegangan tekan

$$\tau(\text{tekan}) = \frac{P}{A} \pm \frac{M y}{I}$$

$$\frac{M y}{I} = \frac{M}{W}$$

$$W = \frac{1}{6} b H^2$$

$$M = R \cdot e$$

$$\frac{M}{W} = \frac{6 R e}{b H^2}$$

$$\tau(\text{tekan}) = \frac{V}{B} \pm \frac{6 R e}{B^2} < \tau(\text{tekan izin})$$

Maka : Dalam perhitungan tegangan f1 (lihat Gbr. 7.5) tidak boleh melampaui daya dukung (bearing capacity) tanah.

Supaya tegangan tarik tidak termobilisasi, maka ;

$$e < b/6 \text{ atau } \bar{X} \leq 2b/3$$

Chek terhadap stabilitas geser

$$F_s = \frac{(W + P_V) \tan \delta + C_a b}{P_H} \geq 1.5$$

$$\delta = 2/3 \text{ sampai } \emptyset$$

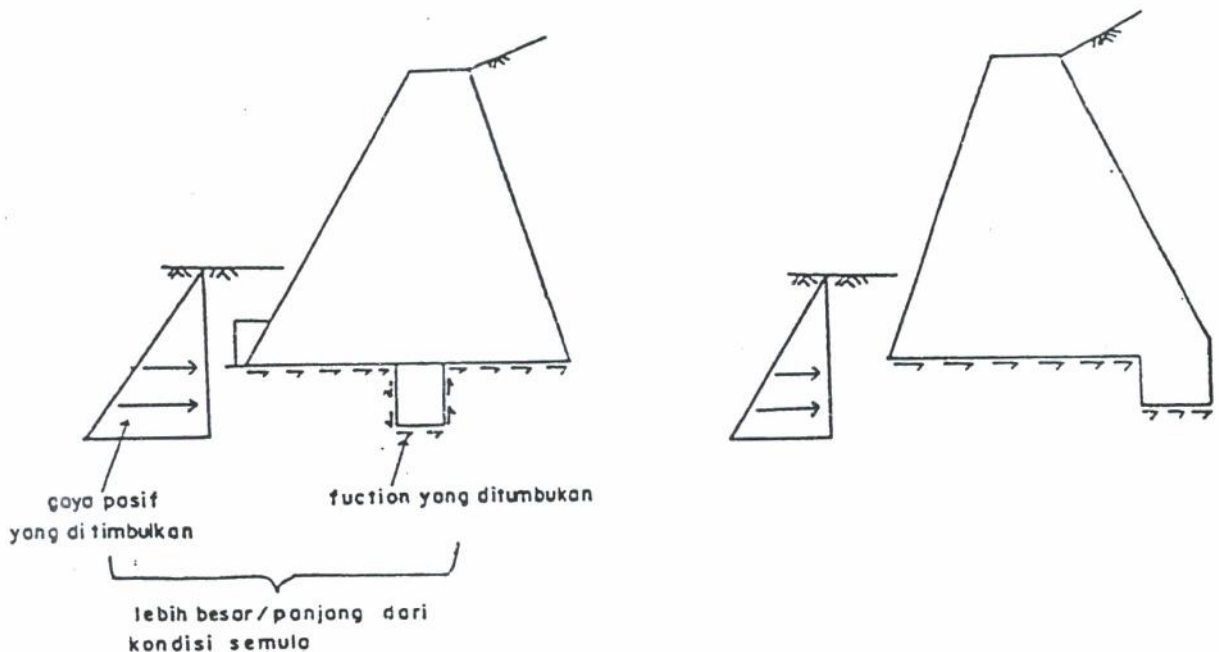
$C_a$  = adhesi antara tanah dan dasar dinding tembok penahan tanah

$C_a$  bisa diambil =  $C$

- Bila tekanan pasif dimasukkan ;

$$F_s = \frac{(W + P_V) \tan \delta + C_a b + P_P}{P_H} \geq 2.0$$

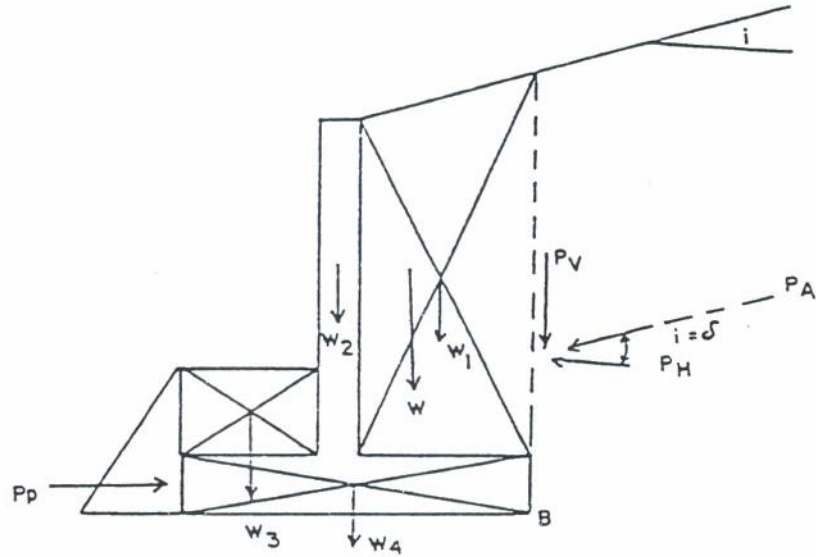
- Bila stabilitas geser belum memenuhi, diberikan sepatu ditengah atau pada ujung tumitnya (lihat Gbr. 7.7)



Gbr. 7.7 Cara memperbesar stabilitas geser



### 7.3.2 Teori rankine



Gbr. 7.8 Gaya yang bekerja pada dinding kantilever

Pada teori Rankine didapat :

$$P_A \text{ bersudut } i = \angle \delta$$

$$P_V = P_A \sin i$$

$$P_H = P_A \cos i$$

$$W = W_1 + W_2$$

$$W_{\text{total}} = W + W_3 + W_4$$

Jadi  $W_{\text{total}}$  termasuk berat tanah diatas tumit dan ujung dari dinding penahan tanah.

Kemudian tahap-tahap pekerjaan sama dengan pada teori Coulomb.

# Drainase Pada Dinding Penahan Tanah

## Tujuan Instruksional Umum

Setelah membaca / mengikuti kuliah bab ini, mahasiswa diharapkan dapat memahami dan mengerti tentang :

- 1). Penentuan / pemilihan jenis drainase pada dinding penahan tanah

## Tujuan instruksional Khusus

- 1). Mahasiswa dapat menjelaskan macam / jenis drainase pada dinding penahan tanah
- 2). Dapat membedakan jenis tanah yang berfungsi sebagai filter pada dinding penahan tanah

## 5.1. U M U M

Di dalam perancangan dinding penahan tanah diperlukan suatu sistim drainase, karena tanah isian yang terendam oleh air akan menimbulkan :

1. Tekanan hidrostatik pada dinding sepanjang dinding penahan tanah.
2. Terdapatnya tekanan air pori yang besar akan menaikkan tekanan tanah yang bekerja pada dinding.

Untuk menghilangkan atau mereduksi pengaruh tersebut di atas diperlukan drainase, sehingga perancangan dinding penahan tanah menjadi lebih ekonomis.

## 5.2. JENIS DRAINASE PADA DINDING PENAHAN TANAH

Drainase dinding penahan tanah dapat dibuat dari yang sederhana sampai dengan yang lebih baik sesuai fungsi dinding penahan tanah. Adapun jenis drainase dinding penahan tanah dapat dibedakan sebagai berikut :

- a. Drainase dasar ( bottom drain )
- b. Drainase punggung ( back drain )
- c. Drainase inklinasi ( inclined drain )
- d. Drainase horisontal ( horizontal drain )

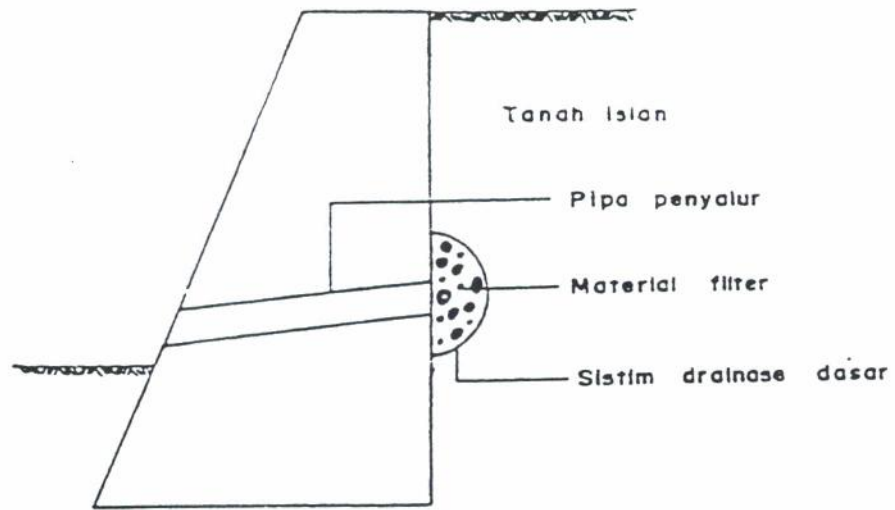
### 5.2.1. Drainase Dasar

Merupakan sistim drainase yang paling sederhana. Drainase ini bertujuan mengumpulkan air yang berada di belakang dinding ( air yang terdapat pada tanah isian ). Air yang terkumpul tersebut kemudian dialirkan ke depan dinding melalui saluran / pipa / lobang yang menembus dinding penahan tanah ( lihat gambar ).

Hal hal yang perlu diperhatikan dalam merancang sistim drainase ini adalah :

> Cara ini tidak dianjurkan untuk tanah isian yang berupa tanah liat atau tanah lempung, karena tanah tersebut mempunyai permeabilitas rendah sehingga kecepatan aliran menuju sistim drainase berjalan lambat, akibatnya mungkin termobilisasi tekanan air yang ada di bagian belakang dinding ( terutama pada saat musim hujan lebat ).

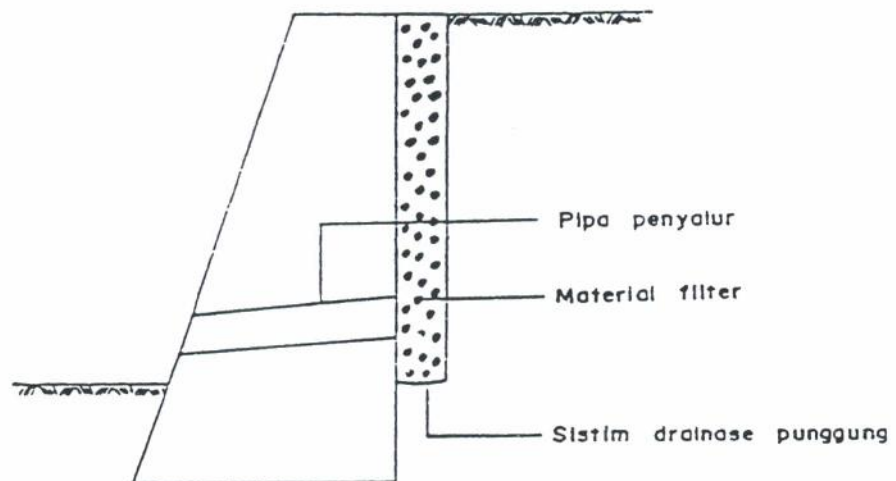
> Cara ini cocok untuk tanah isian yang mempunyai permeabilitas tinggi.



### 5.2.2. Drainase Punggung

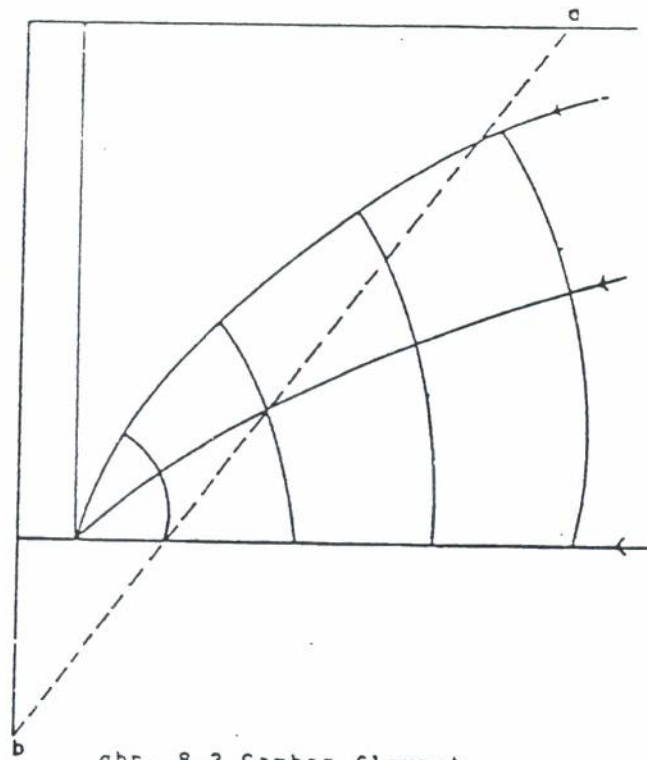
Suatu sistem drainase yang lebih memuaskan dibandingkan dengan sistem drainase dasar, dimana pada sepanjang punggung dinding penahan tanah lateral terdapat material filter, dimana prinsip kerjanya sama dengan drainase dasar.

Adapun perbedaannya dengan drainase dasar adalah, pada drainase punggung tidak terdapat tekanan hidrostatik, meskipun demikian apabila tanah isian terdiri dari tanah lanau atau tanah liat, maka tekanan air pori lebih mungkin masih ada di dalam tanah isian. Di dalam gambar di bawah terlihat sebagai flownet pada permukaan longsor ab. ( lihat gambar ).



gbr. 8.2 Sistem drainase punggung

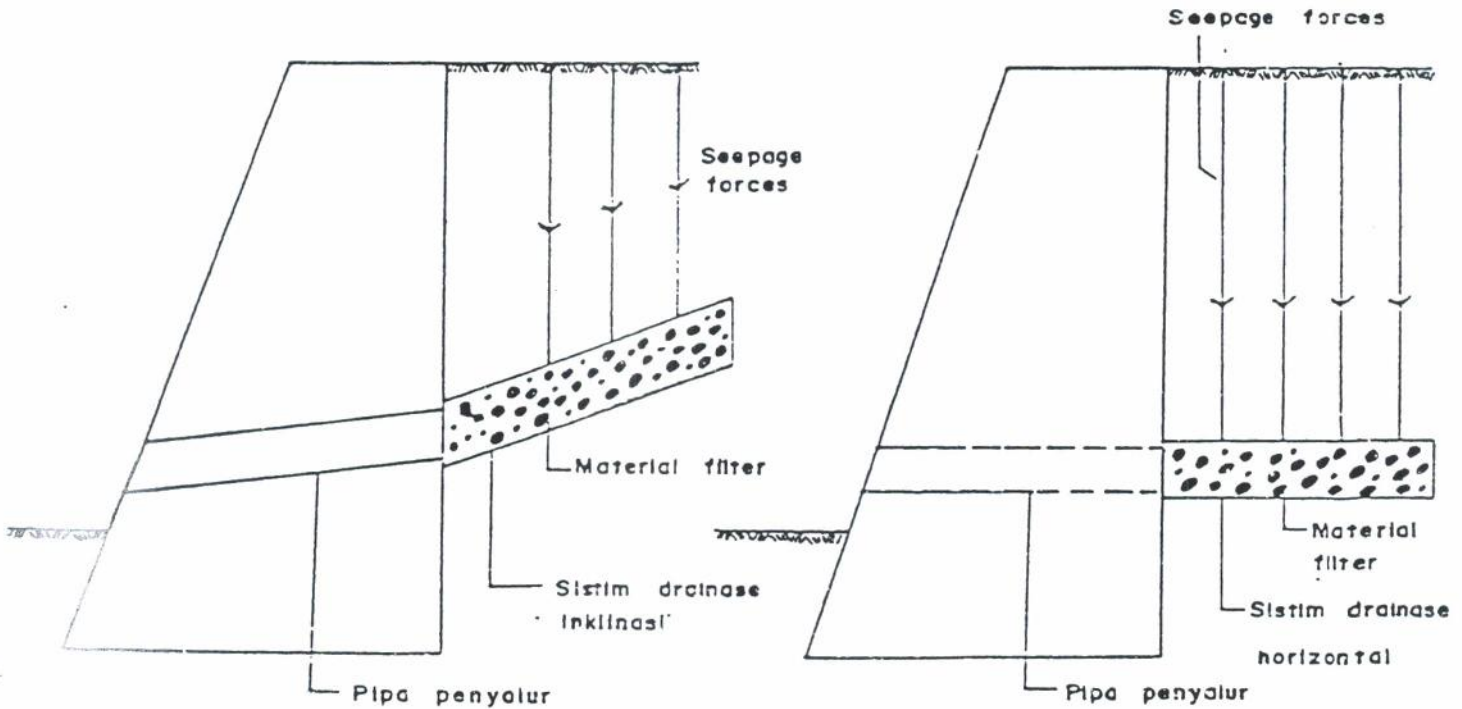




gbr. 8.3 Gambar flownet

**5.2.2. Drainase Inklinasi dan Horizontal**

Kedua sistim Drainase ini dimaksudkan untuk menghilangkan tekanan air pori yang berlebihan. Pada kedua jenis sistim drainase ini gaya aliran ( seepage forces ) berarah ke bawah menuju ke sistim drainase. Biasanya kedua sistim ini merupakan pertambahan dari jenis sistim drainase dasar ( lihat gambar ).



gbr. 8.4 sistim drainase inklinasi dan drainase horizontal



### 5.3. TANAH FILTER

Tanah yang digunakan sebagai material filter harus memenuhi beberapa kriteria sebagai berikut

#### 1. Kriteria Filtrasi

a. Untuk tanah yang seragam ( homogen )

Apabila  $D_{60}(\text{tanah})$  dibanding  $D_{10}(\text{tanah}) < 1.5$

maka diambil  $D_{15}(\text{filter}) < 6 \times D_{85}(\text{tanah})$

b. Untuk tanah yang bergradasi baik

Apabila  $D_{60}(\text{tanah})$  dibanding  $D_{10}(\text{tanah}) > 4,0$

maka diambil  $D_{15}(\text{filter}) < 40 \times D_{15}(\text{tanah})$

#### 2. Kriteria Permeabilitas

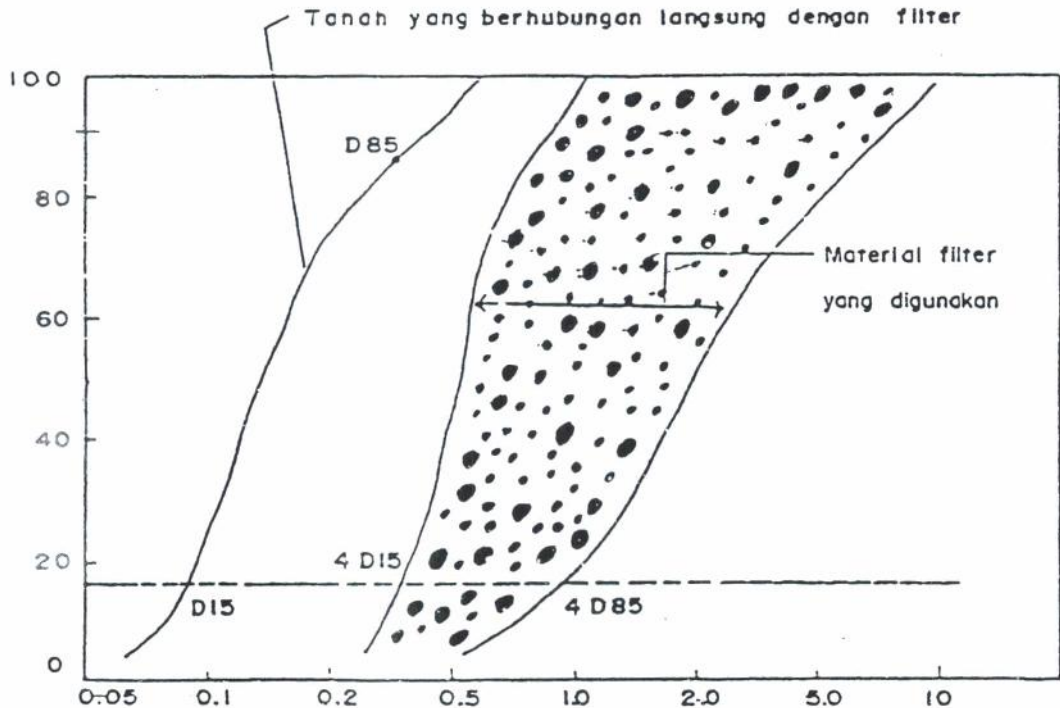
$D_{15}(\text{filter}) > 4 \times D_{15}(\text{tanah})$

$D_{15}(\text{filter}) < 4 \times D_{85}(\text{tanah})$

Menurut Terzaghi dan Peck ( 1969 ) tanah filter cukup dengan memenuhi kriteria permeabilitas, yaitu :

$4 \times D_{15}(\text{tanah}) < D_{15}(\text{filter}) < 4 \times D_{85}(\text{tanah})$

Distribusi material Filter serta distribusi tanah yang berhubungan langsung dengan dapat dilihat seperti gambar berikut .



gbr. 8.5 distribusi material filter serta distribusi tanah yang berhubungan langsung dengan filter

# Dinding Turap

## Tujuan Instruksional Umum

Setelah membaca / mengikuti kuliah bab ini, mahasiswa diharapkan dapat memahami dan mengerti tentang :

- 1). Jenis - jenis dan konstruksi dinding turap

## Tujuan instruksional Khusus

- 1). Mahasiswa dapat merencanakan dinding dinding turap kantilever dan dinding turap berjangkar
- 2). Dapat menghitung penjangkaran dan menentukan letak titik penjangkaran

## BAB 6

### DINDING TURAP

---

#### 6.1 UMUM

Didalam konstruksi dinding penahan tanah, dikenal konstruksi dinding penahan tanah kaku (seperti yang telah diuraikan pada bagian pertama, terdiri dari dinding penahan tanah pasangan batu kali/gravity walls, dan dinding penahan tanah beton/counterfort walls) dan konstruksi dinding penahan tanah lentur atau biasa disebut konstruksi dinding turap atau dinding turap saja.

Didalam bagian ini dicoba terangkan jelaskan tentang dinding turap tersebut. Perlu dicatat, sehubungan dengan konstruksi dinding turap, maka perhitungan mobilisasi gaya lateral menggunakan kondisi Rankine, khusus dimana  $L_i = L_\delta = 0$

##### 6.1.1 Penggunaan dinding turap

Beberapa penggunaan dinding turap antara lain adalah :

- a. Dinding penahan tanah misalnya pada tebing jalan raya atau tebing sungai
- b. Dinding dermaga
- c. Dinding penahan galian misalnya pada pembuatan fondasi langsung atau fondasi menerus, pembuatan basement dan lain-lainnya.

##### 6.1.2 Tipe dari dinding turap

Berdasarkan material yang digunakan dikenal beberapa jenis dinding turap, seperti turap kayu, turap beton atau turap baja.

Penentuan jenis material dinding turap tergantung dari penggunaannya. Pertimbangan untuk menggunakan jenis material tertentu pada dinding turap antara lain adalah :

#### *Dinding turap kayu*

Biasa digunakan pada bangunan yang tidak permanen, seperti bangunan perancah untuk penggalian pondasi dan sebagainya. Untuk bangunan permanen, pengawetan bahan dan perlindungan bahan terhadap pelapukan harus benar-benar diperhatikan.

Penggunaan material kayu untuk dinding turap mempunyai keuntungan dan kerugian. Keuntungannya adalah bahan ini mudah dicari. Sedangkan kerugiannya adalah masa pakai dari material ini relatif pendek, serta diperlukannya teknik pengawetan

#### *Dinding turap beton*

Biasa digunakan pada bangunan permanen atau pada detail-detail konstruksi yang agak sulit.

Keuntungan pemakaian jenis dinding turap ini adalah dinding bisa dibuat di tempat, sehingga waktu pelaksanaan lebih cepat karena tanpa tenggang waktu pemesanan dan pengangkutan. Sedangkan kerugiannya adalah sulitnya pelaksanaan di lapangan karena sering terjadi kebocoran-kebocoran.

#### *Dinding turap baja*

Biasa digunakan pada bangunan permanen. Konstruksi dinding turap ini lebih ringan, lebih mudah pelaksanaannya di lapangan serta hasilnya lebih baik. Sedangkan kerugiannya adalah adanya tenggang waktu pemesanan serta adanya bahaya korosi.

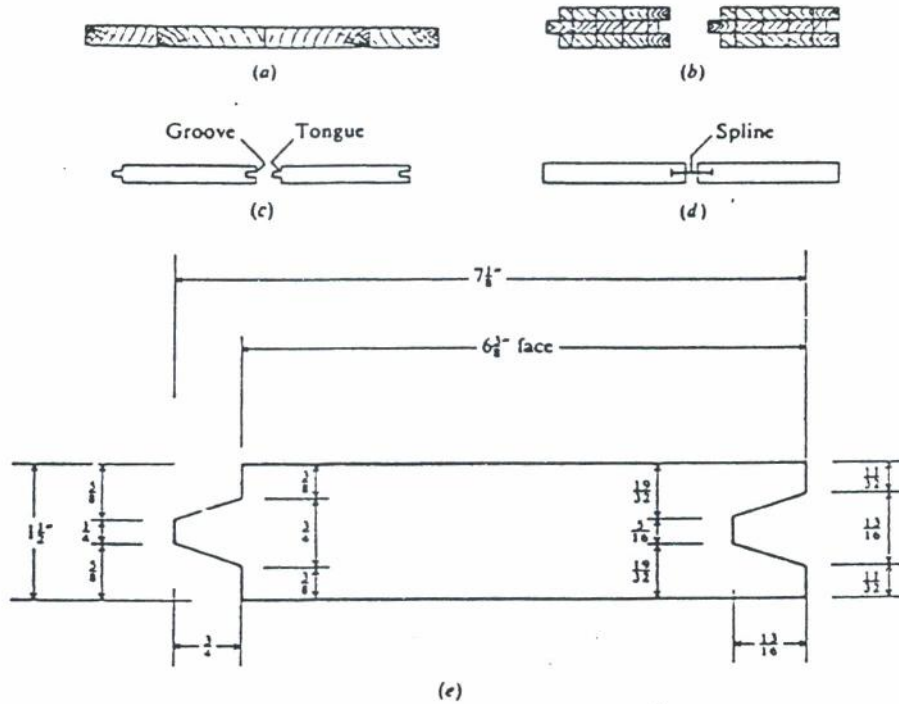
Bahaya korosi pada konstruksi ini dapat dicegah dengan memberikan catodic protection.

Variasi konstruksi baja sangat tergantung pada pabrik pembuatan. Beberapa variasi antara lain :

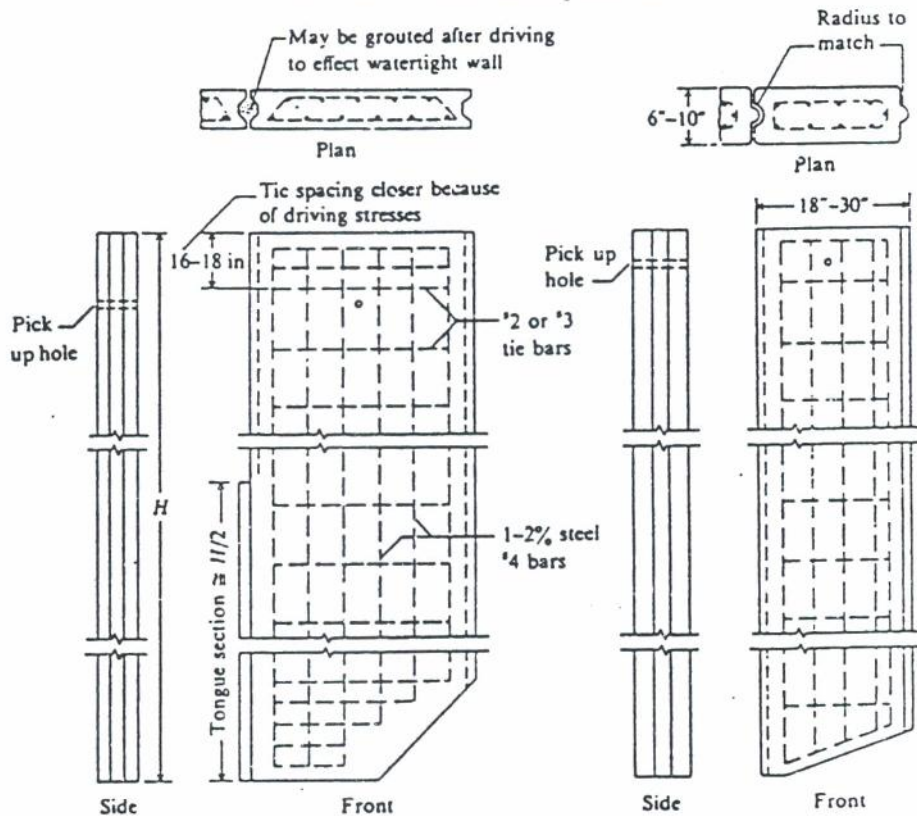
- variasi di daerah Eropa seperti Laarsen, Krupp dan De Wendell DPF.
- variasi di daerah Amerika seperti DP type dan ZP type.



Wood sheet piles. (a) Ends butted together; (b) fabricated tongue and groove (Wakefield); (c) milled tongue and groove; (d) metal spline to fasten adjacent sheeting together; (e) V groove piling.

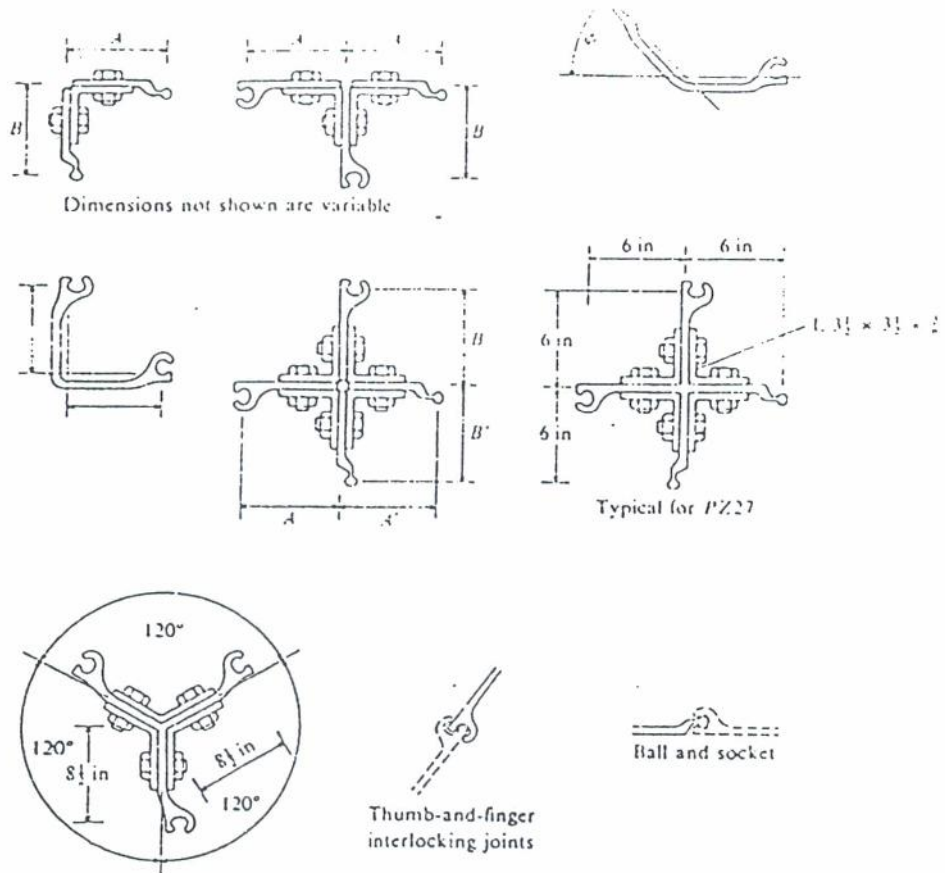


Gbr. 1.1 Beberapa variasi konstruksi kayu



Gbr. 6.4 Beberapa variasi konstruksi beton





Gbr. 6.3 Beberapa variasi konstruksi baja

Biasanya pada setiap pabrik akan disediakan bentuk penampang tipe-tipe di bawah ini :

- tipe penampang U (U type sections)
- tipe penampang Z (Z type sections)
- tipe penampang F (F type sections)
- tipe penampang kotak/boks (Box type section)
- tipe penampang straight web
- tipe penampang tabung pipa (Pipe tube section).

Jika tidak berdasarkan faktor ekonomi ataupun keterpaksaan pengadaan jenis bahan, maka pada pemakaian konstruksi dinding turap (sheet pile) dianjurkan untuk memilih konstruksi baja dengan alasan :

- lebih tahan terhadap driving stresses misal pemancangan pada tanah dengan lapisan tanah keras atau batuan.
- lebih tipis penampangnya.

- bisa digunakan berkali-kali.
- panjang pile bisa ditambah atau dikurangi dengan mudah.
- bisa digunakan baik dibawah ataupun diatas air.
- penyambungan yang mudah memungkinkan untuk mendapatkan dinding yang menerus dan lurus pada waktu pemancangan.

### 6.1.3. PENGERTIAN ANGKA KEAMANAN (SAFETY FACTOR) DAN PERLUNYA PERANCANGAN DINDING TURAP.

#### A Pengertian angka keamanan (safety factor)

Pengertian angka keamanan pada dinding turap selama ini tidaklah begitu jelas. Sebagai contoh dari suatu perhitungan diperoleh suatu harga dalamnya pemancangan. Bila dalam pelaksanaan diperdalam 30% dari dalam pemancangan semula, belum berarti akan didapat angka keamanan 1.3. Karena belum tentu angka keamanan dari struktur yang baru ini sama dengan 1.3.

Selama ini anggapan angka keamanan (safety factor) untuk sheet pile berdasarkan cara konvensional yaitu dengan memperpanjang dalamnya pemancangan. Misalnya didapat dalamnya pemancangan adalah 'D' dari dredge line kemudian untuk mendapatkan safety factor, harga 'D' tersebut dikalikan dengan suatu angka tertentu.

Atau dengan cara membagi harga coefficient pasif  $K_p$  dan cohesi  $c$  dengan suatu angka keamanan tertentu.

Anggapan yang disebutkan pertama tidak benar. Seperti yang diterangkan didepan, yang diperlukan sebetulnya menghitung kembali gaya-gaya yang bekerja sesuai dengan anggapan pertama. Dari hasil perhitungan ini akan diperoleh angka keamanan yang sebenarnya.

Sedang anggapan kedua, pada umumnya memberikan angka keamanan yang cukup memadai.

Lebih dianjurkan untuk menghitung pertambahan dalamnya pemancangan yang diakibatkan oleh kriteria-kriteria antara lain sebagai berikut :

- bertambahnya gaya horizontal yang disebabkan oleh karena naiknya harga berat isi tanah atau adanya pembebanan.
- menurunnya degred line akibat pelaksanaan misal pada perhitungan cara perletakan sendi ( Free Earth Method).

**: B Lingkup perancangan dinding turap.**

Perencanaan dinding turap mencakup :

1. Penentuan karakteristik dari dinding turap (sheet pile) dengan mengetahui :
  - panjang dinding turap yang diperlukan untuk konstruksi statik. Panjang yang ada dipasaran 27 meter, sedangkan jika dipesan di pabrik dapat mencapai 37 meter.
  - profil sheet pile terutama yang mudah dipasaran.
  - karakteristik mekanik dari baja yang dapat digunakan, komposisi kimia, dan harga limit elastiknya.
2. Penentuan sistem jangkar (anchor) yaitu dengan menentukan :
  - daerah penjangkaran, kemiringan dan luas penampang tali jangkar.
  - panjang tali jangkar yang menjamin stabilitas bersama turap..
  - sistim penjangkaran, dapat berupa jangkar pasif, jangkar aktif, dan lain-lain.
3. Dan kemungkinan penentuan stabilitas lebih umum, yaitu stabilitas terhadap gelincir, bersama-sama dalam satu sistem dari dinding turap dan tali jangkar.

## 6.2. Dinding Turap Kantilever

Yang dinamakan dinding turap kantilever adalah dinding penahan tanah yang tidak menggunakan jangkar.

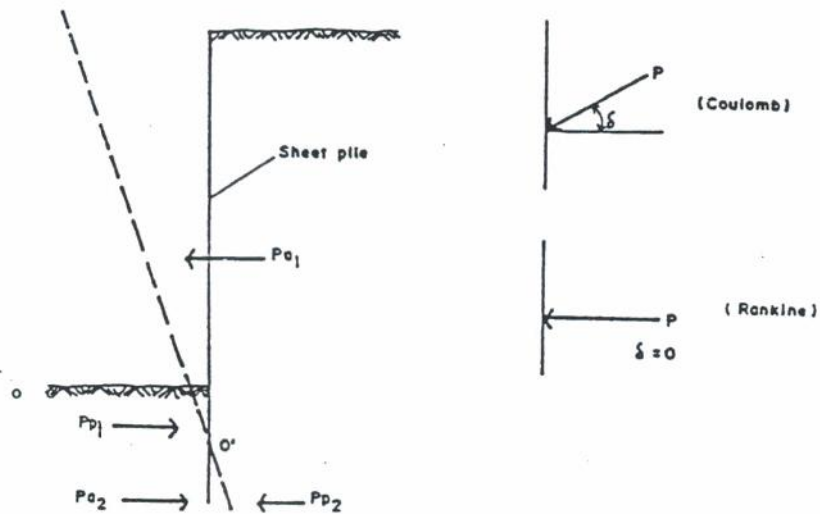
Dinding turap kantilever diperoleh dengan memancangkan turap tersebut pada suatu kedalaman tertentu. Kestabilan dari dinding ini hanya merupakan hasil mobilisasi tekanan tanah lateral pasif sebagai antisipasi dari tekanan-tekanan yang bekerja pada dinding tersebut antara lain tekanan aktif dan tekanan residu air.

### 6.2.1 GAYA-GAYA YANG BEKERJA PADA DINDING TURAP

Tekanan aktif berusaha untuk mendorong sheet pile menjauh dari tanah timbunannya (back fill). Tekanan pasif didepan dan dibelakang dinding turap (sheet pile) berusaha menahan pergerakan. Kedua gaya inilah yang diperhitungkan dalam perancangan dinding turap kantilever.

Untuk memperhitungkan tekanan lateral tanah, kondisi yang cocok untuk dinding turap adalah kondisi Rankine.





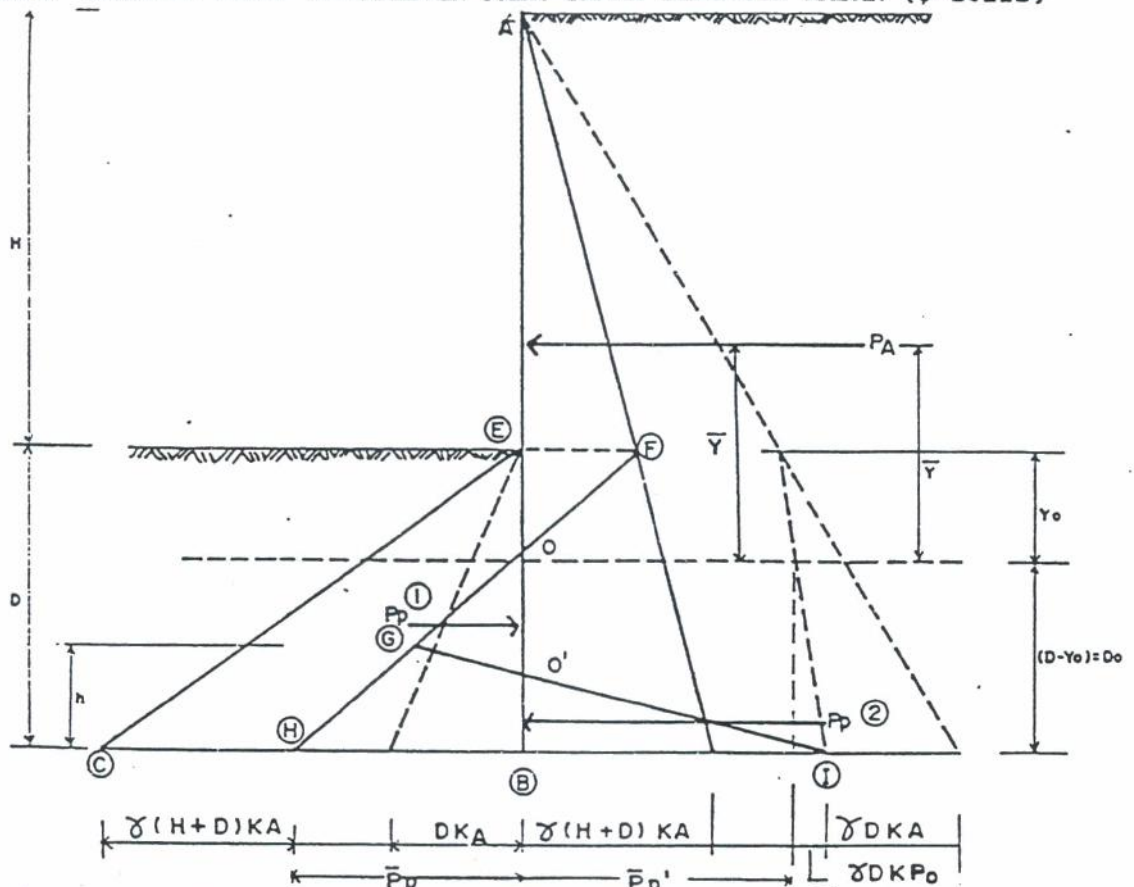
Gbr. 6.2 Gaya-gaya yang bekerja pada dinding turap

Akibat beban tanah isian, dinding turap akan berotasi pada titik  $O'$ , dengan gaya-gaya yang bekerja adalah,

- $P_{a1}$  = total tekanan aktif diatas titik  $O'$
- $P_{p1}$  = total tekanan pasif diatas titik  $O'$
- $P_{a2}$  = total tekanan aktif dibawah titik  $O'$
- $P_{p2}$  = total tekanan pasif dibawah titik  $O'$



### 6.2.2. DINDING TURAP KANTILEVER PADA TANAH BERBUTIR KASAR ( $\phi$ -soils)



Gbr. 6.3 Mobilisasi tekanan tanah  $\phi$ -soils pada dinding turap kantilever

Dengan melihat lendutan dari dinding turap didapat 4 zone tekanan aktif dan pasif.

Di atas titik  $O'$

- Terdapat tekanan pasif. Pada kedalaman  $D$  tegangan yang bekerja adalah :

$$\sigma_D = \gamma D K_p$$

- Terdapat tekanan aktif yang besarnya pada kedalaman  $D$  tegangannya adalah :

$$\sigma_D = \gamma (H+D) K_a$$

Apabila tekanan aktif dikurangi dengan tekanan pasif didapat tekanan aktif (AOF) dan tekanan pasif (OHB).

Di bawah titik O'

- terdapat tekanan pasif. Pada kedalaman D tegangan yang terjadi adalah :

$$\sigma_D = \gamma D K_p$$

- terdapat pula tekanan aktif. Pada kedalaman tegangan D, tegangan yang bekerja adalah :

$$\sigma_D = \gamma (H + D) K_a$$

Apabila tekanan aktif yang bekerja disuperposisikan dengan tekanan pasif, maka akan diperoleh tekanan pasif (O'IB). Superposisi ini diperoleh dengan menghubungkan titik I dengan O' sehingga memotong garis FH di G.

Maka tekanan-tekanan yang bekerja pada dinding turap kantilever hasil superposisi adalah :

AFO = Diagram tegangan aktif dengan resultante tekanan aktif Pa.

OGO' = Diagram tekanan pasif dengan resultante tekanan pasif Pp1

O'BT = Diagram tegangan pasif dengan resultante tekanan pasif Pp2.

Mencari besarnya Yo

Titik O adalah titik dimana tegangan aktif sama dengan tegangan pasif. Sehingga besarnya Yo diperoleh dengan menyamakan kedua tegangan tersebut.

$$\sigma_{\text{aktif}} = \sigma_{\text{pasif}}$$

$$\gamma Y_o K_p = \gamma (H + Y_o) K_a$$

$$Y_o K_p - Y_o K_a = H K_a$$

$$(K_p - K_a) Y_o = H K_a$$

$$Y_o = \frac{K_a}{K_p - K_a} H \quad \dots (6.1)$$

Mencari besaran h

Dari persamaan keseimbangan

$$\Sigma H = 0$$

$$P_A - P_{P1} + P_{P2} = 0 \quad \dots (6.2)$$

$P_{P1}$  = Luas segi tiga OHB - Luas segi empat O'GHB

$P_{P2}$  = Luas segi tiga O'BI

$$P_{P1} - P_{P2} = \text{Luas segi tiga OHB} - \text{Luas segi tiga GHI}$$

$$= \bar{P}_p \times \frac{1}{2} (D - Y_o) - (\bar{P}_p + \bar{P}_p') \frac{1}{2} h$$

Persamaan (2.2) menjadi

$$P_A - \frac{1}{2} \bar{P}_p D_o + \frac{1}{2} h (\bar{P}_p + \bar{P}_p') = 0$$

$$h = \frac{\bar{P}_p D_o - 2 P_A}{\bar{P}_p + \bar{P}_p'} \quad \dots (6.3)$$

Ambil momen terhadap ujung sheet pile

$$\Sigma M_B = 0$$

$$P_A (D_o + \bar{y}) - \frac{1}{2} \bar{P}_p D_o \frac{D_o}{3} + \frac{1}{2} h (\bar{P}_p + \bar{P}_p') \frac{h}{3} = 0$$

$$6 P_A (D_o + \bar{y}) - \bar{P}_p D_o^2 + (\bar{P}_p + \bar{P}_p') h^2 = 0 \quad \dots (6.4)$$

Perhatikan  $\Delta$  OHB dan  $\Delta$  GHI

$$\bar{P}_p = \gamma k D_o$$

$$\bar{P}_{p'} = \bar{P}_{p''} + \gamma k D_o \quad \dots\dots (6.5)$$

Persamaan (2.3) dan (2.5) dimasukkan dalam persamaan (2.4) akan didapat persamaan,

$$6 P_A (D_o + \bar{y}) - \bar{P}_p D_o^2 + (\bar{P}_p + \bar{P}_{p'}) \left( \frac{\bar{P}_p D_o - 2 P_A}{\bar{P}_p + \bar{P}_{p'}} \right)^2 = 0$$

$$6 P_A (D_o + \bar{y}) - \bar{P}_p D_o^2 + \frac{(\bar{P}_p D_o - 2 P_A)^2}{\bar{P}_p + \bar{P}_{p'}} = 0$$

dimana,

$$\bar{P}_p + \bar{P}_{p'} = \bar{P}_{p''} + 2 \gamma k D_o$$

maka akan diperoleh :

$$6 P_A (D_o + \bar{y})(\bar{P}_{p''} + 2 \gamma k D_o) - \gamma k D_o D_o^2 (\bar{P}_{p'} + 2 \gamma k D_o) + (\gamma k D_o^2 - 2 P_A)^2 = 0$$

Jika persamaan tersebut diselesaikan dan dibagi dengan  $(-\gamma k)^2$  maka akan diperoleh persamaan pangkat empat dalam  $D_o$  dengan bentuk umum persamaan sebagai berikut :

$$D_o^4 + C_1 D_o^3 + C_2 D_o^2 + C_3 D_o + C_4 = 0 \quad \dots\dots (6.6)$$

dimana,

$$C_1 = - \frac{\bar{P}_{p''}}{\gamma k}$$

$$C_2 = + \frac{8 P_A}{\gamma k}$$

$$C_3 = + \left( \frac{6 P_A}{\gamma^2 k^2} (\bar{P}_{p''} + 2 \bar{y} \gamma k) \right)$$

$$C_4 = + \left( \frac{6 P_A \bar{p}'' \bar{y} + 4 P_A^2}{\gamma^2 k^2} \right)$$

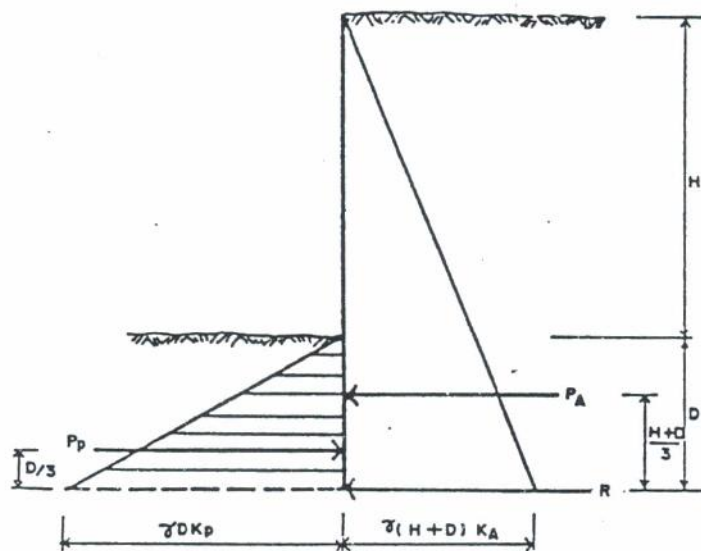
Dengan cara coba-coba akan diperoleh harga  $D_0$ . Sedangkan dalamnya pemancangan adalah  $(Y_0 + D_0)$ , yang merupakan dalam pemancangan dengan angka keamanan  $(SF) = 1,0$ .

### 6.2.3. METODA PENYEDERHANAAN (SIMPLIFIED METHOD)

Persamaan pangkat empat dalam  $D_0$  ini agak susah penyelesaiannya. Analisis disederhanakan dengan mengambil asumsi sebagai berikut :

- titik rotasi (inflection point)  $C'$  terletak pada dasar dinding turap.
- terdapat gaya pasif  $R$  pada ujung dasar dinding turap sebagai resultan dari tekanan aktif dan pasif yang bekerja pada bagian bawah dinding.

Kondisi sekarang dapat digambarkan sebagai berikut :



Gbr. 6.4 Tegangan-tegangan yang bekerja pada dinding menurut metoda penyederhanaan



Ambil  $\Sigma M$  terhadap dasar dinding turap

$$\Sigma M = 0$$

$$P_P \frac{D}{3} - P_A \frac{(H + D)}{3} = 0$$

dimana,

$$P_P = \frac{1}{2} \gamma D^2 K_P$$

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma (H + D)^2 K_P$$

Jika harga  $P_P$  dan  $P_A$  di atas dimasukkan pada persamaan  $\Sigma M$  di atas, kemudian dibagi dengan  $(\frac{1}{6} \gamma)$  akan diperoleh :

$$K_P D^3 - K_A (H + D)^3 = 0 \quad \dots\dots ('6.8')$$

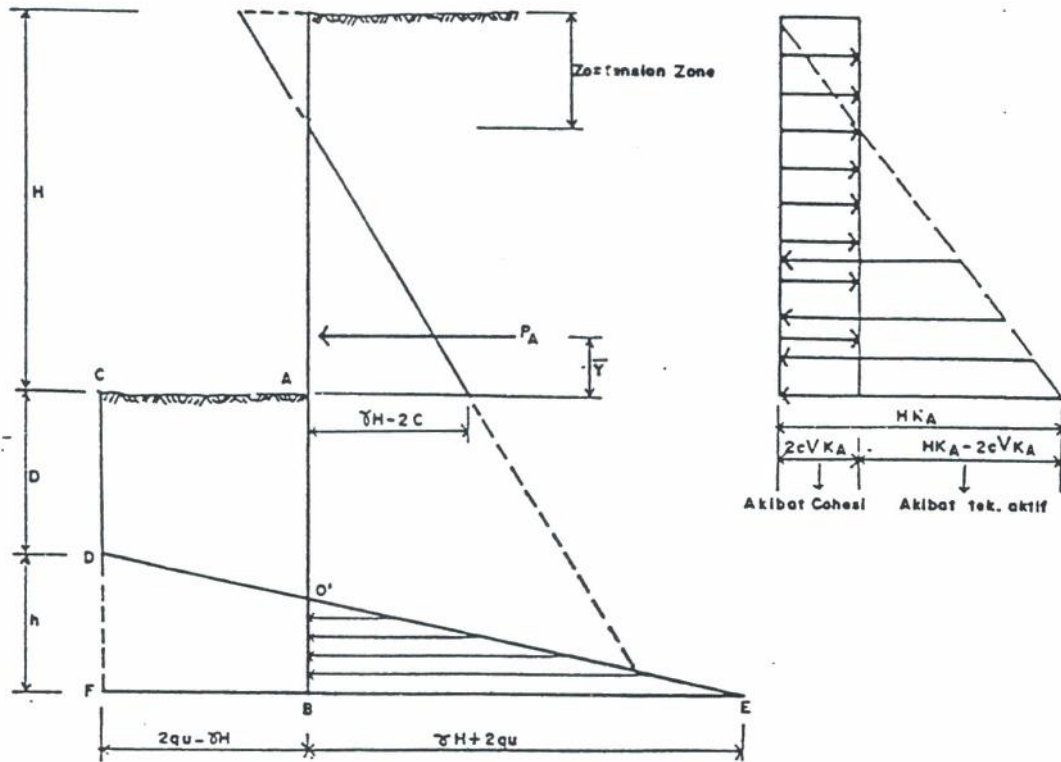
Dengan cara coba-coba harga  $D$  dapat ditentukan, dan untuk dalamnya pemancangan didapat minimal  $(1,2 D)$ . Untuk mendapatkan faktor keamanan yang sebenarnya, dapat dihitung kembali tekanan-tekanan yang bekerja dengan dalamnya pemancangan  $(1,2 D)$  tersebut di atas.

Untuk tanah tak berkohesi (tanah berbutir kasar) dan tanpa adanya tekanan residual atau tekanan hidrostatik, Henry memberikan suatu relasi antara  $\phi$  dan  $D$  sebagai berikut :

$\phi$	$D$
20°	2,0 H
25°	1,5 H
30°	1,2 H
35°	0,9 H
40°	0,7 H

Tabel 6.5: Hubungan  $\phi$  dan  $D$  menurut Henry

A DINDING TURAP KANTILEVER PADA TANAH BERBUTIR HALUS (c-soils)



Gbr.6.7 Tekanan lateral tanah berbutir halus pada dinding turap

Untuk tanah berbutir halus, akan berlaku :

$$K_a = K_p = 1$$

Tegangan aktif pada titik A (pada dredge line) adalah :

$$P_a = \gamma H K_a - 2c \sqrt{K_a} = \gamma H - 2c$$

$$P_a = \gamma H - q_u$$

dimana  $q_u$  adalah hasil dari unconfined compression test.

Tegangan pasif pada titik A (pada dredge line), adalah :

$$\overline{P_p} = \gamma y K_p + 2 c \sqrt{K_p} = 2 c$$

Resultan dari kedua tegangan di atas adalah :

$$\overline{P_p} - \overline{P_a} = q_u - (\gamma H - q_u)$$

$$\overline{P_p} - \overline{P_a} = 2 q_u - \gamma H \quad \dots\dots (6.8)$$

Resultan gaya aktif dan pasif untuk setiap kedalaman y dari dredge line (dari titik A ),

$$\text{tekanan aktif} = P_a = \gamma (H + y) - q_u$$

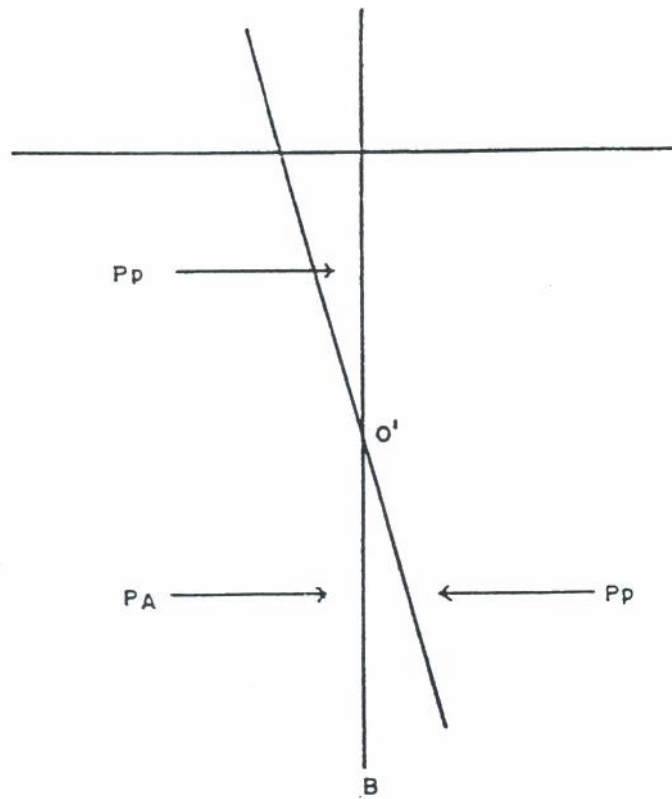
$$\text{tekanan pasif} = P_p = \gamma y + q_u$$

---


$$\text{resultannya} = 2 q_u - \gamma H \quad \dots\dots (6.9)$$

Ternyata diperoleh harga pada persamaan (2.8) sama dengan persamaan (2.9), artinya bahwa tegangan resultan pada setiap kedalaman y dari dredge line adalah sama.

Tetapi hal ini akan terjadi bila titik rotasi O' berada pada dasar dinding turap. Padahal kenyataannya tidak begitu (lihat pula rotasi pada dinding turap pada lapisan tanah berbutir kasar). Seperti digambarkan di bawah ini,



Gbr. 6 . 8 Rotasi pada titik O' dinding turap

Pada titik B akan berlaku,

$$P_{PB} = \gamma (H + D) + 2 c \quad (\text{bergerak kekiri})$$

$$P_{AB} = \gamma D - q_u \quad (\text{bergerak kekanan})$$

$$\frac{P_{PB} - P_{AB}}{2} = \gamma H + 2 q_u \quad (\text{bergerak kekiri})$$

Sehingga kalau dihubungkan akan memotong O'E di D.

Mencari besarnya h.

$$\Sigma H = 0$$

$$P_A - (2 q_u - \gamma H) D + \frac{1}{2} (2 q_u - \gamma H + \gamma H + 2 q_u) h = 0$$

$$P_A + 2 q_u h - 2 q_u D + \gamma H D = 0$$

$$h = \frac{D (2 q_u - \gamma H) - P_A}{2 q_u}$$

Mencari besaran D

$$\Sigma M_B = 0$$

$$P_A (\bar{y} + D) - (2 q_u - \gamma H) D \frac{1}{2} D + 4 q_u \frac{h}{2} \frac{h}{3} = 0$$

Jika persamaan di atas diselesaikan, serta dibagi dengan faktor

$$\left( \frac{2 q_u - \gamma H}{6 q_u} \right) \text{ akan diperoleh :}$$

$$C_1^2 D + C_2 D + C_3 = 0 \quad \dots\dots (6.10.)$$

dimana,

$$C_1 = (2 q_u - \gamma H)$$

$$C_2 = - 2 P_A$$

$$C_3 = - \frac{P_A (6 q_u \bar{y} + P_A)}{q_u + \gamma H}$$

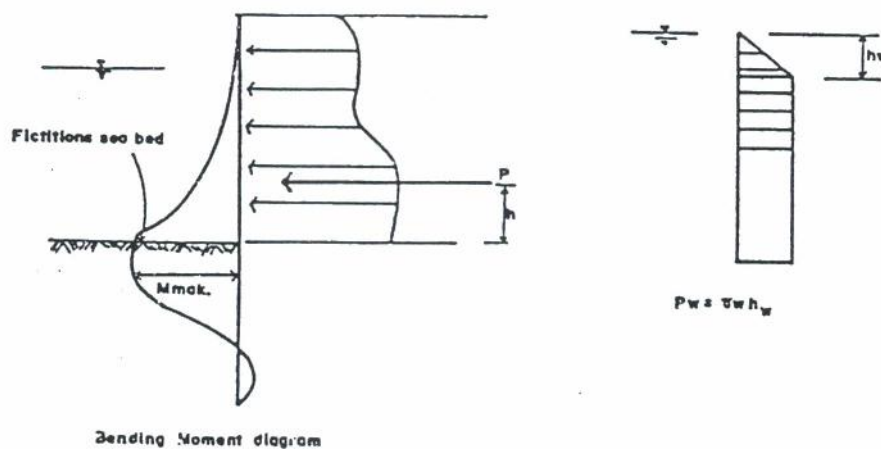
Dari persamaan (2.9) jika  $2 q_u = \gamma H$ , berarti resultan tegangan aktif-pasif di bawah dredge line selalu sama dengan nol. Akibatnya dinding menjadi tidak stabil. Agar stabil, maka harus diperoleh :

$$\frac{2 q_u}{SF} \geq \gamma H \quad \dots\dots (6.11.)$$



## B PERENCANAAN DINDING TURAP KANTILEVER BERDASARKAN NIPPON STEEL CORPORATION

Perencanaan dinding turap kantilever berdasarkan Nippon Steel Corporation, khususnya untuk konstruksi dermaga, diasumsikan dinding turap sebagai tiang pancang yang mendapatkan gaya lateral.



Gbr. 6.9 Dinding turap kantilever berdasarkan asumsi dari Nippon Steel Corporation

Langkah pertama perencanaan dengan cara ini adalah meletakkan fictitious sea bed pada titik tertentu, yaitu :

- untuk tanah kepasiran diletakkan pada actual sea bed atau actual dredge line.
- pada tanah yang lain diletakkan pada titik dimana jumlah tekanan tanah aktif dengan tekanan residual air sama dengan tekanan tanah pasif.

Besarnya momen maksimum diperoleh dengan persamaan,

$$M_{\text{maks}} = - Ph \sqrt{\frac{(1 + 2 \beta h)^2 + 1}{2 \beta h}} e^{-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h}}$$

dimana,

- $M_{\text{max}}$  = maximum bending moment per unit lebar (tm/m')
- $P$  = total tekanan yang bekerja (t/m/m)
- $h$  = jarak dari fictition sea bed/dredge  
sampai titik dimana resultante gaya bekerja (m)
- $E_s$  = modulus elastisitas tanah (t/m<sup>2</sup>)
- $E$  = modulus young (t/m<sup>2</sup>)
- $I$  = momen inersia dari dinding turap (m<sup>4</sup>)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4 E I}}$$

$l$  = jarak dimana terjadi momen maksimum

$$= \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h}$$

Section Modulus yang diperlukan dari dinding turap

$$Z = \frac{M_{\text{max}}}{\sigma_a} \times 10^5 \quad \dots\dots\dots (6.12)$$

dimana,

- $Z$  = modulus penampang dari sheet piling (cm<sup>3</sup>/m')
- $M_{\text{max}}$  = bending momen maksimum persatuan lebar (tm/m')
- $\sigma_a$  = tegangan yang diizinkan (allowable stress) dari  
dari sheet pile (kg/cm<sup>2</sup>).  
0,6  $\sigma_y$  (untuk kondisi biasa)  
0,9  $\sigma_y$  (untuk kondisi ada gempa)
- $\sigma_y$  = tegangan leleh (yield stress) dari sheet pile (kg/cm<sup>2</sup>)

Lendutan (deflection) dari bagian atas dinding turap dapat dihitung dengan persamaan,

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \quad \dots\dots (6.14)$$

dimana,

$\delta_1$  = deflection pada fictitious sea bed/dredge line.

$\delta_2$  = deflection disebabkan oleh tekanan aktif dan tekanan akibat beda tinggi muka air di atas fictitious sea bed.

$\delta_3$  = (sudut deflection pada fictitious sea bed) x (tinggi dinding)

sedangkan harga  $\delta_1$  dan  $\delta_2$  adalah:

$$\delta_1 = \frac{(1 + \beta h) P}{2 E I \beta^3}$$

$$\delta_2 = \frac{(1 + 2 \beta h) h}{2 E I \beta^2} P$$

Dalamnya pemancangan yang diperlukan :

$$l = \frac{3}{\beta} \quad \text{untuk} \quad E I \leq 10^{12} \text{ kg cm}^2/\text{m}^1$$

$$l = \frac{2,5}{\beta} \quad \text{untuk} \quad E I > 10^{12} \text{ kg cm}^2/\text{m}^1$$

### 6.3. Dinding Turap Berjangkar

Pada dinding turap berjangkar, dikenal adanya sistem penjangkaran yang ikut menahan tekanan-tekanan yang bekerja pada dinding. Sehingga terdapat dua analisis yaitu analisis dindingnya sendiri serta analisis penjangkarannya. Tetapi dalam perancangan, analisis secara keseluruhan harus pula dilakukan.

Untuk analisis dinding turapnya sendiri, dikenal adanya dua metoda, yaitu :

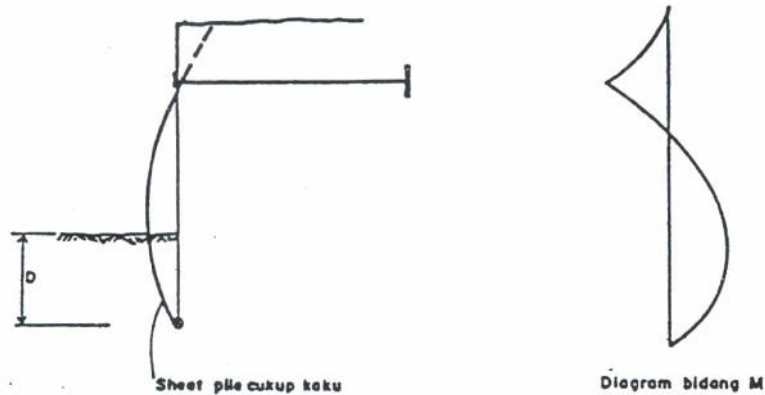
- dinding turap dengan perletakan bebas (free support method)
- dinding turap dengan perletakan jepit (fixed support method)

#### 6.3.1. ANALISIS DINDING TURAP BERJANGKAR

##### A. Dinding turap berjangkar dengan perletakan bebas

Anggapan-anggapan yang diambil dalam perancangan dinding turap dengan perletakan bebas adalah :

1. Dinding turap mempunyai kekakuan yang cukup baik dibandingkan dengan tanah disekelilingnya.
2. Tekanan tanah yang bekerja pada dinding turap dihitung berdasarkan kondisi Rankine atau Coulomb.
3. Dinding turap bebas berotasi pada jangkar, tetapi tidak diperkenankan terjadi pergerakan lateral.
4. Perletakan pada kedalaman  $D$  mempunyai momen = 0, hal ini berarti bahwa penetrasi dari dinding tidak cukup dalam.



Gbr. 6 10 Dinding turap berjangkar dengan perletakan bebas

Metoda ini dapat digunakan baik untuk tanah berbutir kasar ( $\phi$ -soils) maupun tanah berbutir halus (c-soils). Sedangkan hubungannya dengan angka keamanan, dengan berdasarkan cara konvensional, dapat diambil sebagai berikut :

Untuk tanah berbutir kasar,

kedalaman hasil perhitungan	kedalaman pelaksanaan	angka keamanan
D	$D \sqrt{2}$	1,7
D	Didapat dengan reduksi nilai $K_p$ dengan angka keamanan 2 sampai 3	2 sampai 3

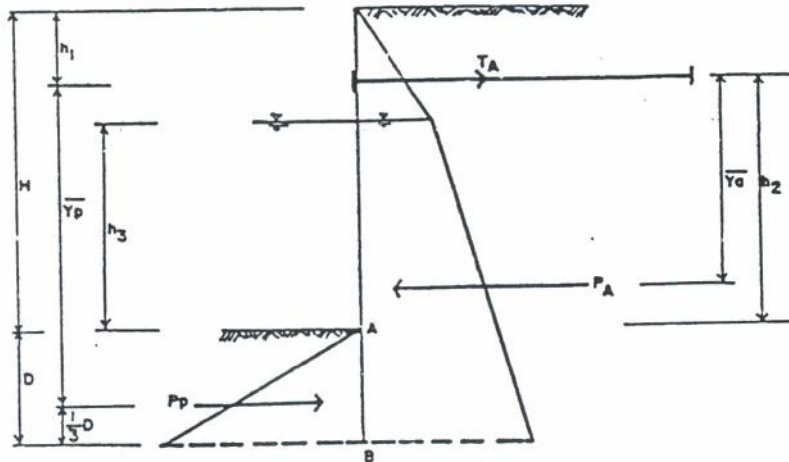


Untuk tanah berbutir halus,

kedalaman hasil perhitungan	kedalaman pelaksanaan	angka keamanan
D	D (1,5 sampai 2)	1,5 sampai 2
D	Didapat dengan mereduksi nilai c tanah dengan angka keamanan 1,5 s/d 2	1,5 sampai 2

Dinding turap berjangkar dengan perletakan bebas pada tanah berbutir kasar.

Cara 1. Mencari dalamnya pemancangan dengan mencari dalamnya pemancangan minimum



Gbr. 6 11 Tekanan-tekanan yang bekerja pada dinding turap berjangkar dengan perletakan bebas pada tanah berbutir kasar

Mencari besarnya gaya jangkar  $T_A$

$$\Sigma H = 0$$

$$T_A + P_P - P_A = 0$$

$$T_A = P_A - P_P \quad \dots\dots (1)$$

Untuk mengetahui dalamnya pemancangan D, diambil :

$$\Sigma M_A = 0$$

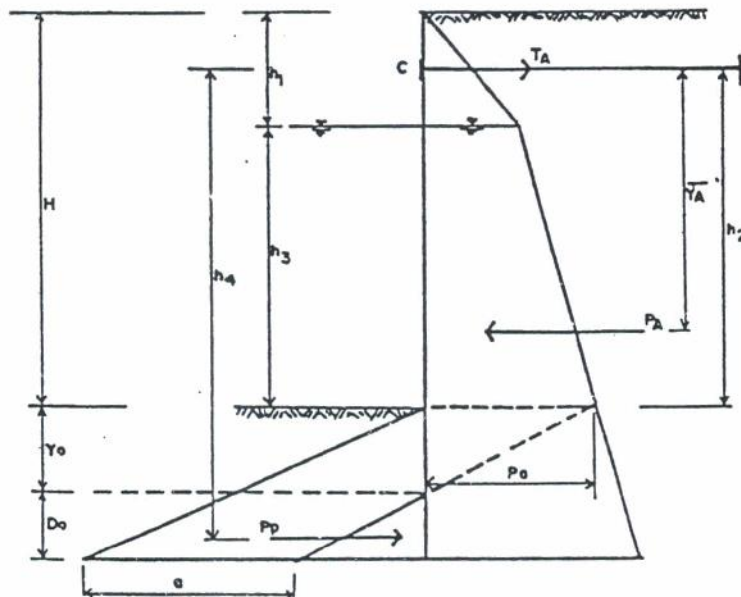
$$P_A \bar{y} - P_P \bar{y} = 0$$

akan diperoleh persamaan pangkat tiga dalam D,

$$\alpha_1 D^3 + \alpha_2 D^2 + \alpha_3 D + \alpha_4 = 0 \quad \dots\dots (2)$$

Dengan cara coba-coba diperoleh harga D.

Diagram tegangan di atas dapat juga dibuat diagramnya sebagai berikut :



Gbr. 6 12 Tekanan-tekanan yang bekerja pada dinding turap berjangkar dengan perletakan bebas pada tanah berbutir kasar

Seperti cara didepan, akan diperoleh pula :

- Gaya jangkar,

$$\Sigma H = 0$$

$$T_A = P_A - P_P$$

- Dalamnya pemancangan D diperoleh dari

$$\Sigma M_A = 0$$

$$P_P h_4 = P_A \bar{y}_a$$

$$P_A \bar{y} = \frac{1}{2} \gamma' D_o^2 (K_P - K_A) (h_2 + y_o + \frac{2}{3} D_o)$$

Persamaan ini akan menghasilkan persamaan pangkat tiga dalam  $D_o$ , dengan bentuk umum persamaan sebagai berikut :

$$C_1 D_o^3 + C_2 D_o^2 + C_3 D_o + C_4 = 0 \quad \dots\dots ( \quad )$$

dimana,

$$C_1 = \frac{\gamma' (K_P - K_A)}{3}$$

$$C_2 = \frac{\gamma' (K_P - K_A)}{2} (h + y_o)$$

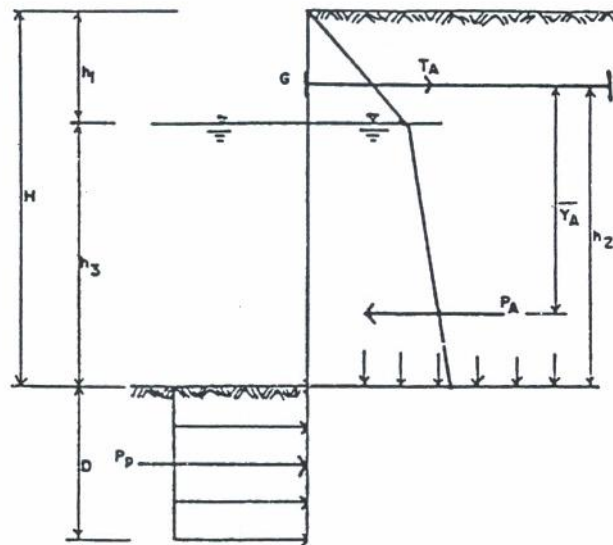
$$C_3 = - P_A \bar{y}$$

Dengan cara coba-coba pula akan didapat harga  $D_o$ .

*Cara 2. mencari dalamnya pemancangan dengan memberikan faktor keamanan pada  $K_P$*



Dinding turap berjangkar dengan perletakan bebas pada tanah berbutir halus.



Gbr. 6 14 Tekanan-tekanan yang bekerja untuk tanah berbutir halus

Pada gambar di atas terlihat adanya dua lapis tanah, yaitu lapis di atas dredge line adalah tanah berbutir kasar ( $\phi$ -soils) sedangkan di bawah dredge line adalah tanah berbutir halus (c-soils). Untuk kasus ini, tanah di atas dredge line dapat dipandang sebagai beban,

$$q = \gamma h_1 + \gamma' h_3 = \gamma_e H$$

Tegangan tanah aktif yang bekerja pada tanah di bawah dredge line adalah :



$$\bar{P}_a = q K_{a_2} - 2 c \sqrt{K_{a_2}}$$

$$\bar{P}_a = q - 2 c = q - q_u$$

Tegangan pasif yang bekerja pada tanah di bawah dredge line,

$$\bar{P}_p = q_u$$

Resultan tegangan aktif dan pasif,

$$\bar{P} = 2 q_u - q \quad \dots\dots (6.17)$$

harga ini konstan untuk setiap kedalaman.

Untuk mendapatkan dalamnya pemancangan, diambil momen terhadap G, yaitu :

$$\Sigma M_G = 0$$

$$P_A \cdot \bar{y} - D (2 q_u - q) \left( h_2 + \frac{D}{2} \right) = 0$$

Jika persamaan ini diselesaikan, akan diperoleh persamaan pangkat dua dalam D,

$$D^2 + C_1 D + C_2 = 0 \quad \dots\dots (6.18)$$

dimana,

$$C_1 = 2 h_2$$

$$C_2 = - \frac{2 \bar{y} P_A}{2 q_u - q}$$

Sedangkan gaya jangkar didapat dengan mengambil  $\Sigma H = 0$ .

$$T_A = P_A - P_P$$

Dari persamaan (3.4) bisa dilihat bahwa turap akan mulai labil bila,

$$2 q_u - q = 0$$

$$4 c - q = 0$$

Dimana  $q = \gamma_e H$  atau bisa dituliskan  $\gamma H$ , sehingga persamaan diatas menjadi,

$$4 c - \gamma H = 0$$

$$4 c = \gamma H$$

$$\frac{c}{\gamma H} = \frac{1}{4} = N_s = \text{stability number}$$

Ini berarti dinding turap akan mulai tidak stabil bila,

$$N_s = \frac{c}{\gamma H} = 0.25 \quad \dots\dots (6.19)$$

Jadi stabilitas disini merupakan fungsi dari tinggi turap  $H$  dan harga  $c$ . Apabila harga adhesi dari dinding diperhitungkan  $c_a$ , maka stability number menjadi,

$$N_s = \frac{c}{\gamma H} \sqrt{1 + \frac{c_a}{c}} \quad \dots\dots (6.20)$$

Pada keruntuhan pasif, harga  $\sqrt{1 + \frac{c_a}{c}} \approx 1.25$

Maka  $N_s$  menjadi,

$$N_s = \frac{c}{\gamma H} 1.25 \quad \dots\dots (6.21)$$

Untuk angka keamanan  $FS = 1$ ,

$$\frac{c}{\gamma H} = 0,25$$

$$N_s = 0,25 \times 1,25 \approx 0,30$$

Jadi  $N_s = 0,30$  FS

- 6 B Dinding turap berjangkar dengan perletakan bebas serta reduksi momen dari Rowe

Untuk tanah berbutir kasar ( $\phi$ -soils)

Metoda ini mempunyai urutan sebagai berikut :

1. Cari momen maksimum ( $M_{max}=M_0$ ) dengan cara perletakan bebas.
2. Tentukan relative density dari tanah.

Misalnya,

untuk kondisi loose = 0,00 - 0,15

untuk kondisi medium = 0,15 - 0,35

untuk kondisi dense = 0,35 - 0,65

3. Hitung koefisien kekakuan relatif,

$$\rho = \frac{H^4}{E I}$$

dimana,

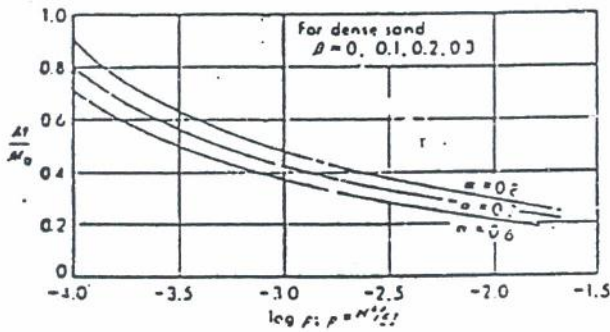
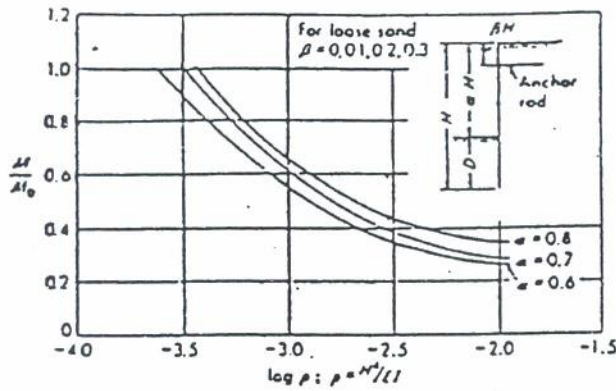
H = total dari seluruh panjang dinding turap

E = modulus elastisitas dari dinding turap

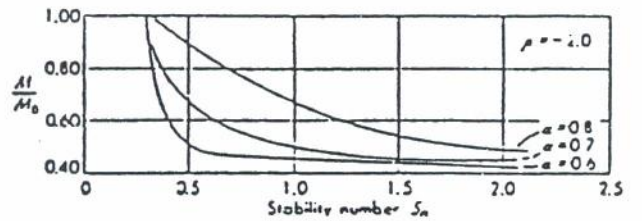
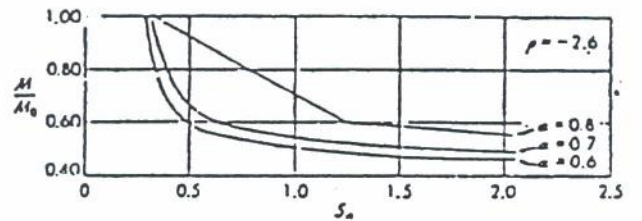
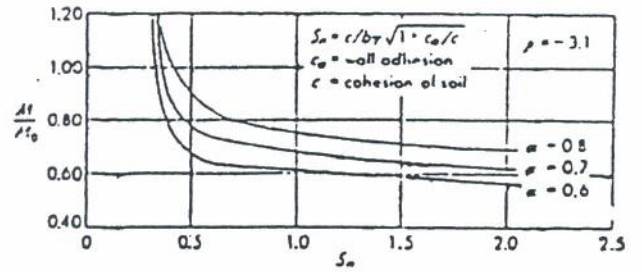
I = momen inersia dari penampang dinding turap.

Dari harga-harga yang diperoleh diplotkan pada kurva ( $\frac{M}{M_0}$ ) versus  $\log(\rho)$ , dengan besaran-besaran lainnya ( $\alpha$  dan  $\beta$ ), maka akan diperoleh momen yang telah direduksi.

4. Dari tabel-tabel mengenai tipe dinding turap yang ada, ambil beberapa jenis dinding turap.
5. Hasil dari (4) ini dapat diplotkan pada kurva antara ( $\frac{M}{M_0}$ ) dengan  $\log(\rho)$ . Sehingga diperoleh jenis dinding turap yang paling optimum.



(a)



(b)

Gbr. 6 15 Grafik momen reduksi dari Rowe

Untuk tanah berbutir halus (c-soils)

Urut-urutannya adalah sebagai berikut :

1. Cari  $M_{max}$  dengan cara perletakan bebas.
2. Cari angka stabilitas (stability number)  $N_s$

$$N_s = \frac{c}{q} \sqrt{1 + \frac{c_a}{c}}$$

3. Cari angka fleksibilitas (dalam satuan fps),

$$\rho = \frac{H^4}{EI}$$

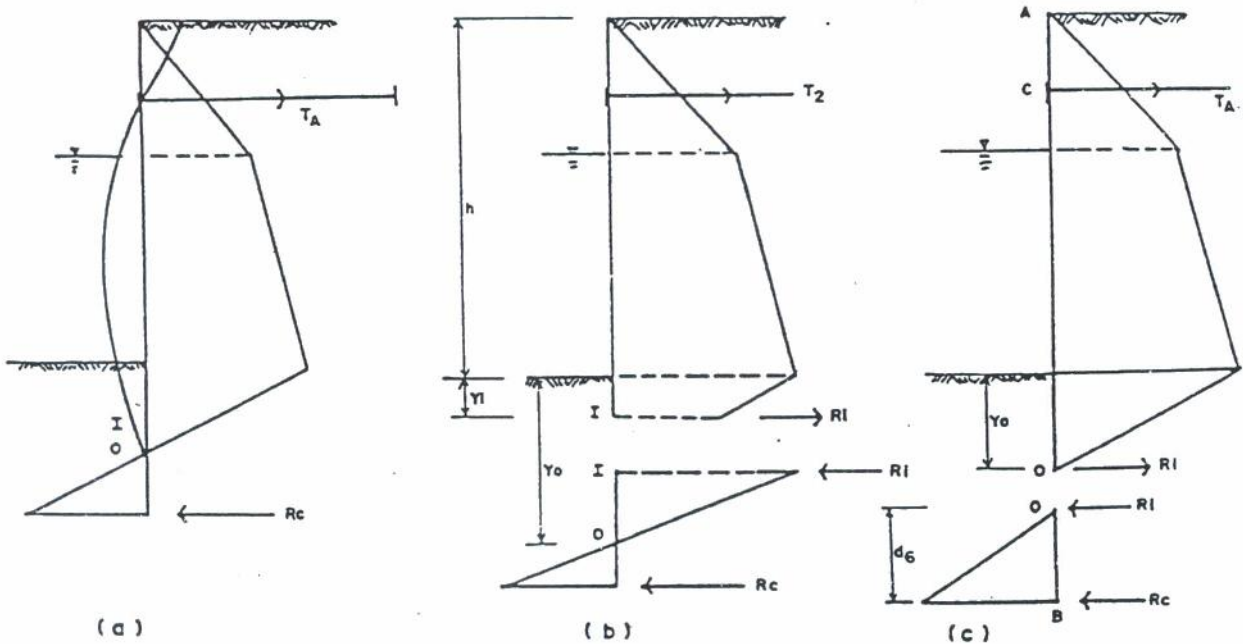
4. Cari tinggi relatif dari dinding turap  $\alpha$  dan  $\beta$ .

Dengan hasil di atas, serta kurva hubungan antara  $(\frac{M}{M_0})$  dengan  $\log(\rho)$ , akan diperoleh momen setelah direduksi.



### C Dinding turap berjangkar dengan perletakan jepit

Anggapan-anggapan yang diambil dalam metoda ini adalah penetrasi dari dinding turap cukup dalam sehingga perletakan yang terjadi berfungsi sebagai jepit.



Gbr. 6 16 asumsi-asumsi lendutan dan bidang momen pada dinding turap

Dinding turap melendut sedemikian rupa sehingga mempunyai titik balik (inflection point)  $I$ , titik dimana Momen lentur = 0. Sedangkan titik  $b$  adalah titik dimana dinding turap terjepit.

Dikenal dua cara perhitungan untuk metode ini :

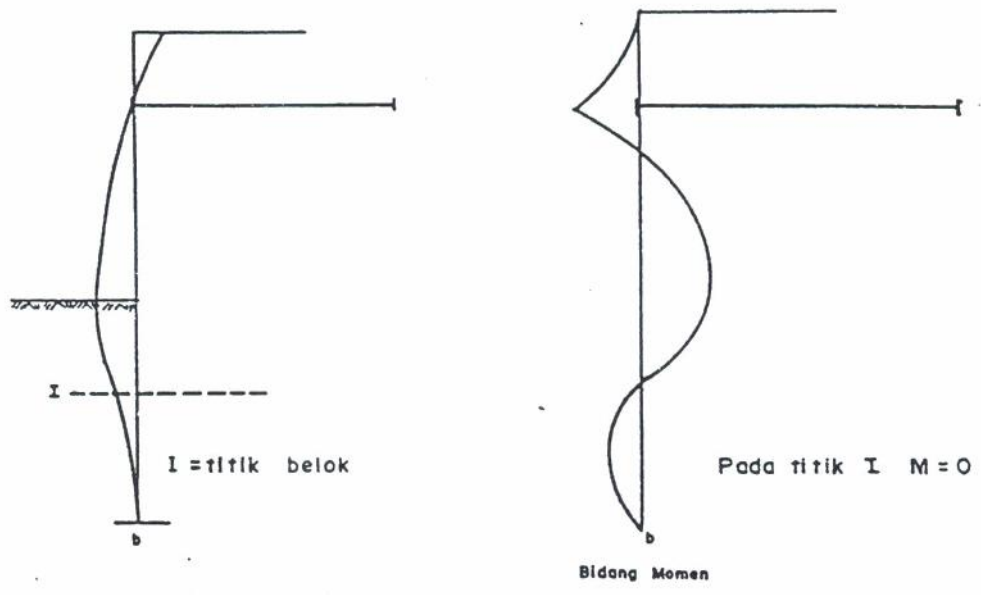
- metoda garis elastis (Elastic line method)
- metoda beam ekuivalen (equivalent beam method) dari Bloem.

Dari kedua metoda ini, yang sering dipakai dalam perhitungan adalah metoda beam ekuivalen yang sebenarnya merupakan penyederhanaan dari metoda garis elastis.

Metoda beam ekuivalen dari Bloem..Lihat gambar 3.7 b

Dari anggapan-anggapan yang telah disebutkan di depan, akan diperoleh diagram tegangan seperti pada gambar.





Gbr. 6 17 Distribusi tegangan menurut Bloem

Teori Bloem memberikan hubungan antara  $y_1$  dengan sudut geser dalam, seperti di bawah ini :

$\phi$ (....o)	20	30	40
$y_1$	0,25 H	0,08 H	- 0,07 H

Metoda Anderson. Lihat gambar 6 16.c

Pada cara ini dianggap bahwa titik dimana gaya lintang nol adalah sama dengan titik dimana momen sama dengan nol. Jadi titik I sama dengan titik O.

Untuk kedua metoda, yaitu metoda dari Anderson dan Bloem mempunyai urutan pengerjaan yang sama, hanya beberapa hal yang berbeda. Urut-urutan tersebut adalah :

1. Menentukan panjangnya  $y_1$  pada cara Bloem sebagai fungsi  $\phi$  pada daerah di bawah dredge line.
2. Untuk cara Anderson, ambil  $y_1 = y_0$
3. Ambil  $\Sigma M_c = 0$ , diperoleh harga  $R_1$ .
4. Mencari gaya jangkar  $T_A$  dengan mengambil  $\Sigma H = 0$  untuk free body bagian atasnya.
5. Untuk mendapatkan dalamnya pemancangan, dilihat free body bagian bawah, kemudian diambil  $\Sigma M_b = 0$ . Akan diperoleh :
  - besarnya  $d_0$  pada cara Bloem
  - besarnya  $d_b$  pada cara Anderson.

Contoh untuk cara Anderson,

$$\frac{1}{2} \gamma' (K_P - K_A) d_b \frac{d_b}{3} = R_1 d_b$$

$$\frac{1}{6} \gamma' k d_b^2 = R_1$$

$$d_b = \sqrt{\frac{6 R_1}{\gamma'_b k}}$$

$$D = d_b + y_0$$

Dalam pemancangan pelaksanaan adalah : 1,2 sampai 1,5 D.

#### 6. D Metoda elemen hingga (finite element method)

Metoda ini terutama dilaksanakan apabila konstruksi dinding turap memerlukan lebih dari satu jangkar (multiple anchorage devices), karena dengan cara-cara elastis akan sangat susah untuk mendapatkan gaya-gaya pada jangkar, deformasi dan momen lentur dari dinding turap.

Keuntungannya, cara ini dapat juga memberikan momen reduksi dari Rowe, sehingga keluarannya memberikan momen perencanaan, estimasi deformasi lateral, dan juga tekanan lateral tanah yang diakibatkan oleh tekanan pasif di bawah dredge line.

## 6.4. Penjangkaran

### 6.4.1. MACAM-MACAM JANGKAR

Macam-macam jangkar, bila dilihat dari bentuk konstruksinya, dibedakan sebagai berikut :

1. blok beton menerus atau setempat (deadmen anchorage), tahanan yang diperoleh merupakan hasil mobilisasi tekanan pasif tanah.
2. tiang pancang (braced piles) yang digunakan apabila ditemukan adanya lapis tanah lunak yang cukup tebal.
3. dijangkarkan pada lapisan tanah (soil anchor) atau pada lapisan batuan (rock anchor)
4. dinding turap berfungsi sebagai deadmen
5. dijangkar pada existing structure

### 6.4.2. ANALISIS SITIM PENJANGKARAN

#### 1. Jangkar blok beton (deadmen anchorage)

Letak jangkar harus cukup jauh sehingga passive wedge yang terbentuk dari jangkar tidak mengganggu active wedge dari dinding turap.

Terdapat dua jenis jangkar blok beton :

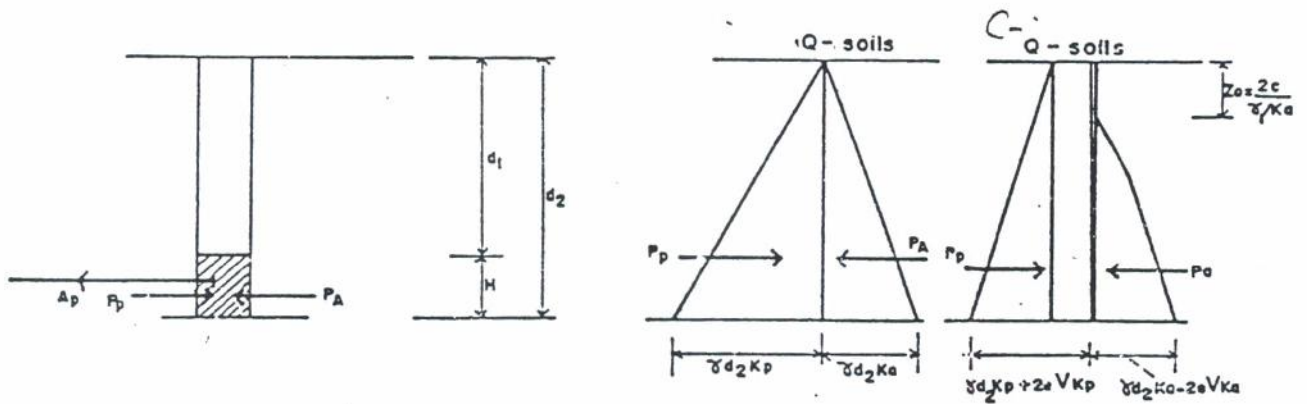
- blok beton menerus (continous deadmen)
- blok beton setempat (short deadmen)

*Blok beton menerus (continous deadmen)*

Terbentuk dari suatu blok beton yang menerus sepanjang dinding turap yang ada. Letak jangkar harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$d_1 < 0,5 d_2 \text{ sampai } 0,7 d_2$$

$$\frac{d_1}{H} < \frac{1}{3} \text{ sampai } \frac{1}{2}$$



Gbr. 6.18 Blok beton menerus

Dari gambar di atas akan dapat dihitung :

untuk tanah berbutir kasar,

$$\text{tekanan pasif, } P_p = \gamma d_2 K_p \frac{1}{2} d_2$$

$$\text{tekanan aktif, } P_A = \gamma d_2 K_A \frac{1}{2} d_2$$

untuk tanah berbutir halus,

$$\text{tekanan pasif, } P_p = \gamma d_2 K_p \frac{1}{2} d_2 + 2 c d_2 \sqrt{K_p}$$

$$\text{tekanan aktif, } P_A = (\gamma d_2 K_A - 2 c \sqrt{K_A}) \frac{1}{2} (d_2 - z_0)$$



Gaya jangkar,

$$A_{p_{all}} = (P_p - P_A) \frac{L}{SF}$$

Dimana :  $A_p$  = gaya jangkar yang diizinkan

$P_p$  = total tekanan pasif

$P_A$  = total tekanan aktif

$L$  = panjang jarak antar jangkar.

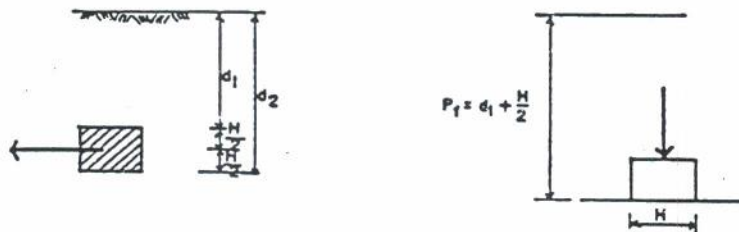
*Blok beton setempat (short deadmen)*

Untuk jenis blok beton setempat ini dikenal dua macam dilihat dari kedalamannya,

- yang dekat dengan permukaan (near surface) dengan syarat,  
 $d_1 < 0,5$  sampai  $0,7 d_2$

$$\frac{d_1}{H} < \frac{1}{3} \text{ sampai } \frac{1}{2}$$

- yang jauh dari permukaan (depth surface) dengan syarat,  
 $H \lll d_2$   
 $d_1 > H$



Gbr. 6 19 Jangkar blok beton setempat

Dalam mencari gaya jangkar yang diizinkan, dibedakan beberapa kasus sebagai berikut :

Untuk yang dekat dengan permukaan pada tanah berbutir kasar,

$$T_{ult} = L (P_p - P_A) + \frac{1}{3} K_o \gamma (\sqrt{K_p} + \sqrt{K_A}) d z^3 \tan \phi$$

dimana,

$T_{ult}$  = gaya jangkar ultimate, jadi gaya jangkar yang diizinkan adalah  $(\frac{T_{ult}}{SF})$

$$\begin{aligned} K_o &= \text{koefisien tekanan pada keadaan seimbang,} \\ &= (1 - \sin \phi) \sqrt{OCR} \end{aligned}$$

Untuk yang dekat dengan permukaan pada tanah berbutir halus,

$$T_{ult} = L (P_p - P_A) + q_u d z^2$$

$$T_{all} = \frac{T_{ult}}{SF}$$

dimana,

$q_u$  = hasil yang didapat dari unconfined compressive strength test.

Untuk yang jauh dari permukaan, perhitungan gaya jangkar ultimate dapat diperhitungkan sebagai kapasitas daya dukung pondasi dangkal,

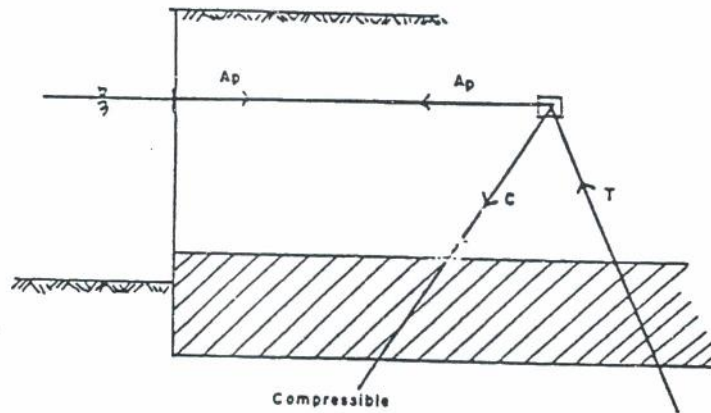
$$T_{ult} = q_{ult} \times A_{pondasi}$$

$$q_{ult} = 1,3 c N_c + q N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma$$

dimana  $q_{ult}$  merupakan kapasitas daya dukung Terzaghi.

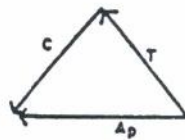
Tiang pancang sebagai jangkar (braced piles)

Dipakai kalau ada lapisan tanah yang jelek yang terletak disekitar dredge line yang tidak bisa diambil.



Gbr. 6 20 Tiang sebagai jangkar

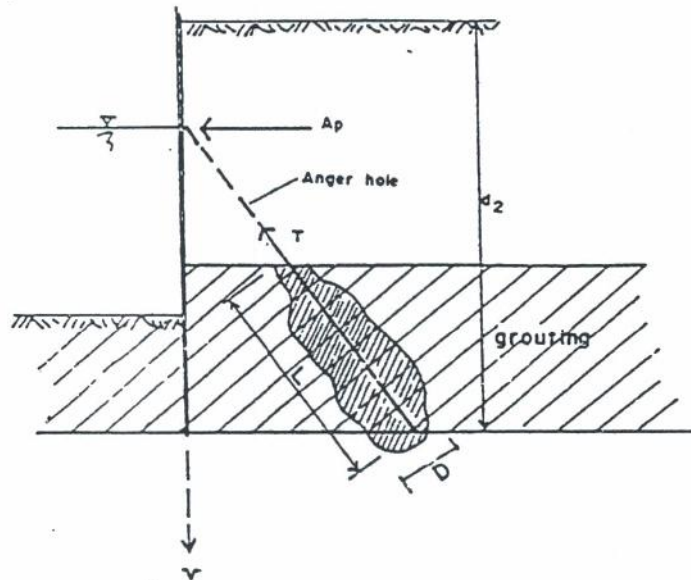
Besarnya gaya jangkar ( $T_u$ ) diperoleh dari poligon gaya sebagai berikut :



Gbr. 6 21 poligon gaya yang terbentuk

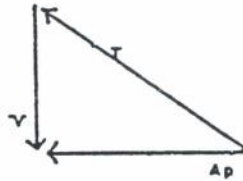
### 6.4.3. Jangkar pada lapisan tanah

Merupakan tension batter pile anchorage yang dihubungkan langsung dengan dinding turap. Pada waktu analisis harus diperhitungkan gaya vertikan  $V$  yang terjadi akibat posisi jangkar yang miring ke bawah. Harga  $V$  ini terutama berpengaruh pada kapasitas daya dukung dari dinding turap.



Gbr. 6 21 Tension batter pile anchorage

Harga gaya jangkar ultimate diperoleh dari poligon gaya di bawah ini.



Gbr. 6 22 poligon gaya yang terbentuk

$$T_{ult} = \pi D \gamma d_2 L K \tan \phi + c_a \pi D L$$

dimana,

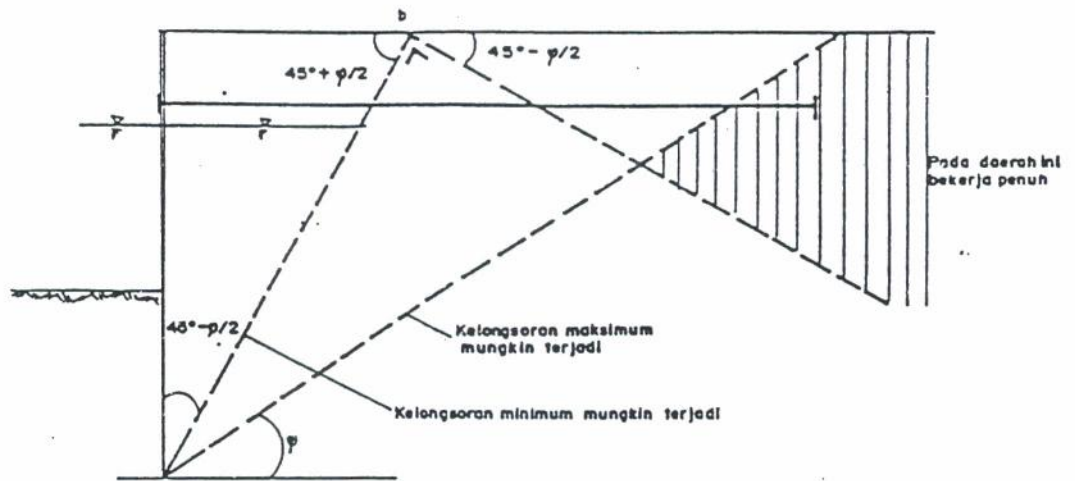
$$c_a = 0,3 \text{ sampai } 0,9 c$$

#### 6.4.4. LOKASI JANGKAR DAN PANJANG PENJANGKARAN

Hal-hal yang harus diperhatikan dalam menentukan lokasi dan panjang penjangkaran adalah :

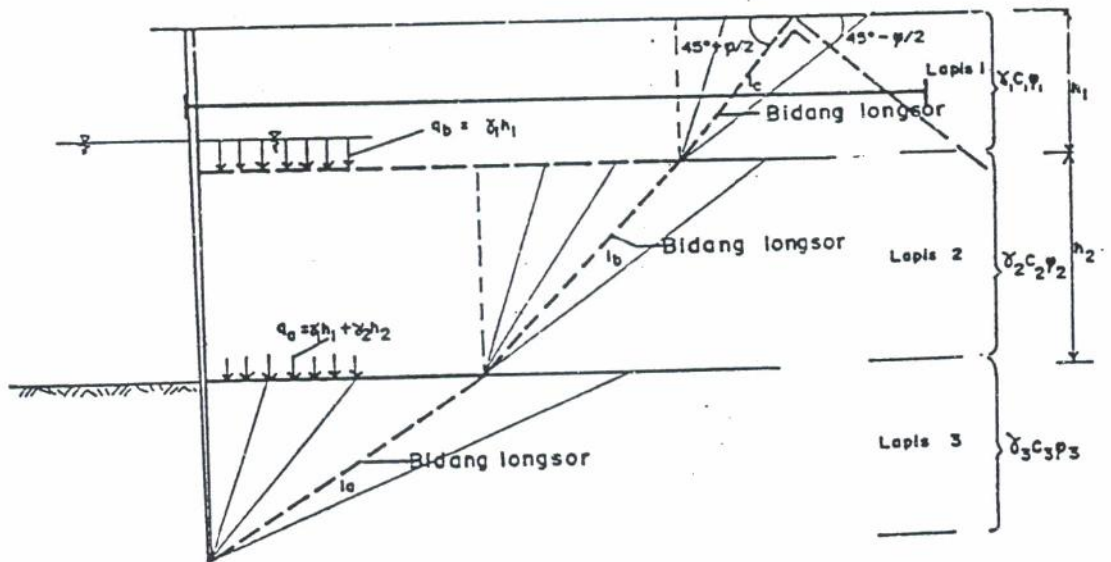
1. Segi tiga gelincir aktif (Active sliding wedge) tidak berpotongan dengan bidang gelincir pasif.
2. Deadman harus diletakkan didalam bidang kelongkaran maksimum yang mungkin terjadi.





Gbr.6.23 Lokasi penjangkaran

Untuk kondisi tanah yang berlapis, yang paling pokok adalah mencari bidang longsor masing-masing lapisan. Metoda ini diusulkan dan dikembangkan oleh Suhardjito Pradoto sejak tahun 1975.



Gbr.6.24 Lokasi penjangkaran pada tanah berlapis

Bidang longsor dicari tiap lapis, untuk lapis di bawah, dianggap lapis tanah di atasnya sebagai beban merata, dan seterusnya sehingga akan diperoleh suatu lokasi penjangkaran seperti pada gambar.

## 6.5. Diagram Tegangan Lateral Tanah

Didalam memperhitungkan tegangan tanah sebagai beban, selalu digunakan pendekatan dengan kondisi Rankine. Untuk  $L_i = L_\delta = 0$ , maka akan berlaku :

$$K_A = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$K_P = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

Untuk menggambarkan diagram tegangan lateral tanah, yang terpenting adalah menentukan besarnya tegangan pada setiap batasan dari kondisi lapisan tanah yang ada.

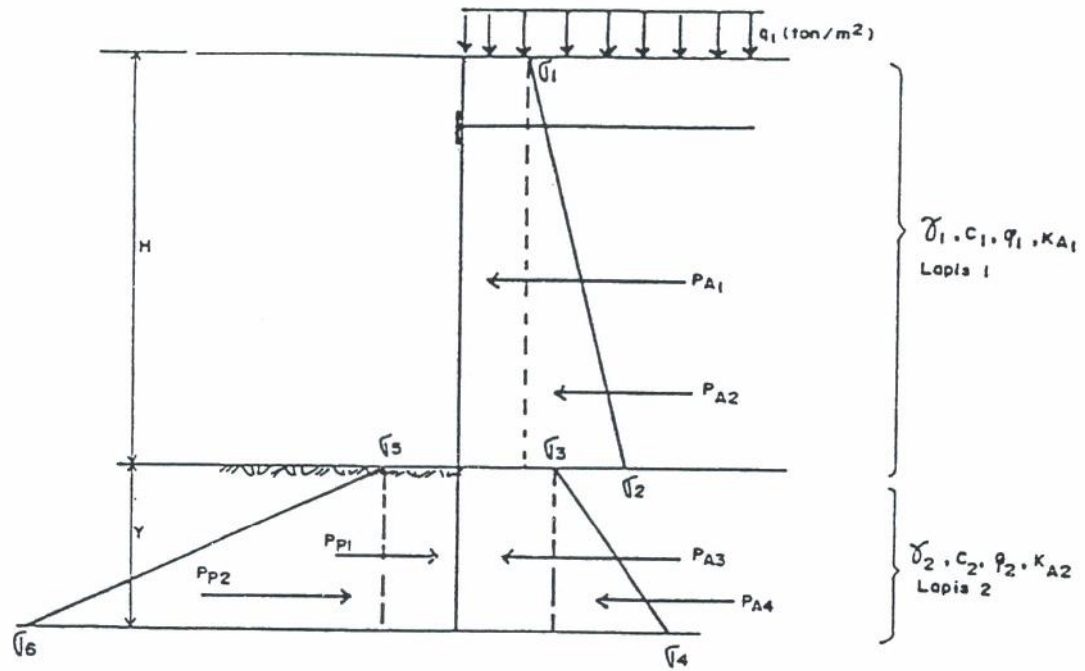
### 6.5.1. KONDISI TIDAK ADA AIR

Yaitu tidak terdapat air di kedua sisi dinding turap. Distribusi tegangan lateralnya adalah :

Tegangan aktif :

$$\sigma_1 = q_1 K_A - 2 c_1 \sqrt{K_A}$$

$$\begin{aligned}\sigma_2 &= \sigma_1 + \gamma_1 H_1 K_A \\ &= (q_1 + \gamma_1 H_1) K_A - 2 c_1 \sqrt{K_A}\end{aligned}$$



Gbr. 2.17 Tegangan lateral tanah pada kondisi tidak ada air

$$\sigma_3 = (q_1 + \gamma_1 H_1) K_{A2} - 2 c_2 \sqrt{K_{A2}}$$

$$\begin{aligned} \sigma_4 &= \sigma_3 + \gamma_2 y K_{A2} \\ &= (q_1 + \gamma_1 H_1 + \gamma_2 y) K_{A2} - 2 c_2 \sqrt{K_{A2}} \end{aligned}$$

Tegangan pasif :

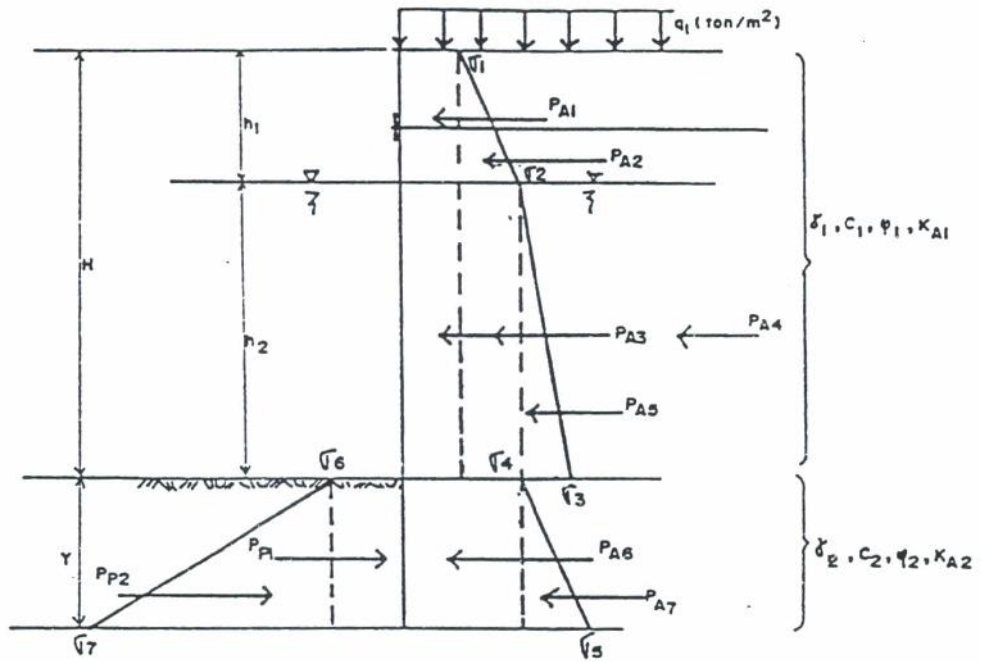
$$\sigma_5 = 2 c_2 \sqrt{K_{P2}}$$

$$\sigma_6 = \gamma_2 y K_{P2} + 2 c_2 \sqrt{K_{P2}}$$

### 6.5.2 KONDISI ADA AIR SAMA TINGGI

Karena muka air pada kedua sisi dinding turap sama tingginya, maka tekanan hidrostatis akan saling menghilangkan.

Sedang tegangan tanah di bawah muka air pada tanah isian diperhitungkan sebagai tegangan efektif tanah dengan menggunakan  $\gamma_t' = \gamma_{sub} = \gamma_t - \gamma_w$ .



Gbr. 2.12 Tegangan tanah pada kondisi ada air sama tinggi

Tegangan aktif :

$$\sigma_1 = q_1 K_{A1} - 2 c_1 \sqrt{K_{A1}}$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \gamma_1 h_1 K_{A1}$$

$$= (q_1 + \gamma_1 h_1) K_{A1} - 2 c_1 \sqrt{K_{A1}}$$

$$\sigma_3 = \sigma_2 + \gamma_{1sub} h_2 K_{A1}$$

$$= (q_1 + \gamma_1 h_1 + \gamma_{1sub} h_2) K_{A1} - 2 c_1 \sqrt{K_{A1}}$$

$$\sigma_4 = (q_1 + \gamma_1 h_1 + \gamma_{1sub} h_2) K_{A2} - 2 c_2 \sqrt{K_{A2}}$$



$$\sigma_5 = \sigma_4 + \gamma_{2sub} y \quad K\lambda_2$$

$$= (q_1 + \gamma_1 h_1 + \gamma_{1sub} h_2 + \gamma_{2sub} y) K\lambda_2 - 2 c_2 \sqrt{K\lambda_2}$$

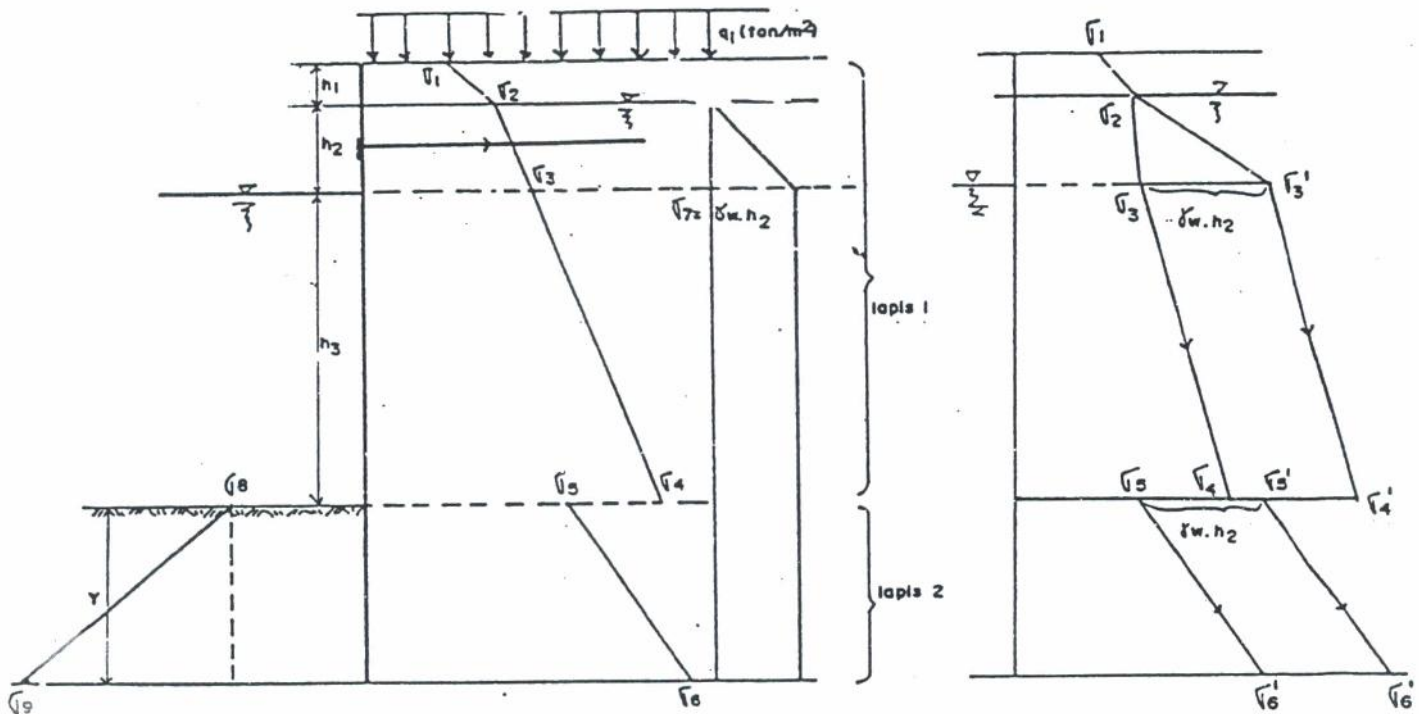
Tegangan pasif :

$$\sigma_5 = 2 c_2 \sqrt{K\lambda_2}$$

$$\sigma_6 = \gamma_2 y K\lambda_2 + 2 c_2 \sqrt{K\lambda_2}$$

### 26.5.3. KONDISI ADA AIR TIDAK SAMA TINGGI

Kondisi ini ditandai dengan adanya tegangan hidrostatis akibat beda tinggi muka air. Untuk tidak menimbulkan kerancuan, sebaiknya dalam perhitungan tegangan hidrostatis ini dipisahkan dengan tegangan lainnya.



Gbr. 2.19 Tegangan tanah pada kondisi ada air tidak sama tinggi

Tegangan aktif :

$$\sigma_1 = q_1 K_{A1} - 2 c_1 \sqrt{K_{A1}}$$

$$\begin{aligned}\sigma_2 &= \sigma_1 + \gamma_1 h_1 K_{A1} \\ &= (q_1 + \gamma_1 h_1) K_{A1} - 2 c_1 \sqrt{K_{A1}}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_3 &= \sigma_2 + \gamma_{1sub} h_2 K_{A1} \\ &= (q_1 + \gamma_1 h_1 + \gamma_{1sub} h_2) K_{A1} - 2 c_1 \sqrt{K_{A1}}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_4 &= \sigma_3 + \gamma_{1sub} h_3 K_{A1} \\ &= (q_1 + \gamma_1 h_1 + \gamma_{1sub} h_2 + \gamma_{1sub} h_3) K_{A1} - 2 c_1 \sqrt{K_{A1}}\end{aligned}$$

$$\sigma_5 = (q_1 + \gamma_1 h_1 + \gamma_{1sub} h_2 + \gamma_{1sub} h_3) K_{A2} - 2 c_2 \sqrt{K_{A2}}$$

$$\begin{aligned}\sigma_6 &= \sigma_5 + \gamma_{1sub} y K_{A2} \\ &= (q_1 + \gamma_1 h_1 + \gamma_{1sub} h_2 + \gamma_{1sub} h_3 + \gamma_{2sub} y) K_{A2} - 2 c_2 \sqrt{K_{A2}}\end{aligned}$$

Tegangan aktif akibat beda tinggi muka air :

$$\sigma_7 = \gamma_w h_2$$

Tegangan pasif :

$$\sigma_8 = 2 c_2 \sqrt{K_{P2}}$$

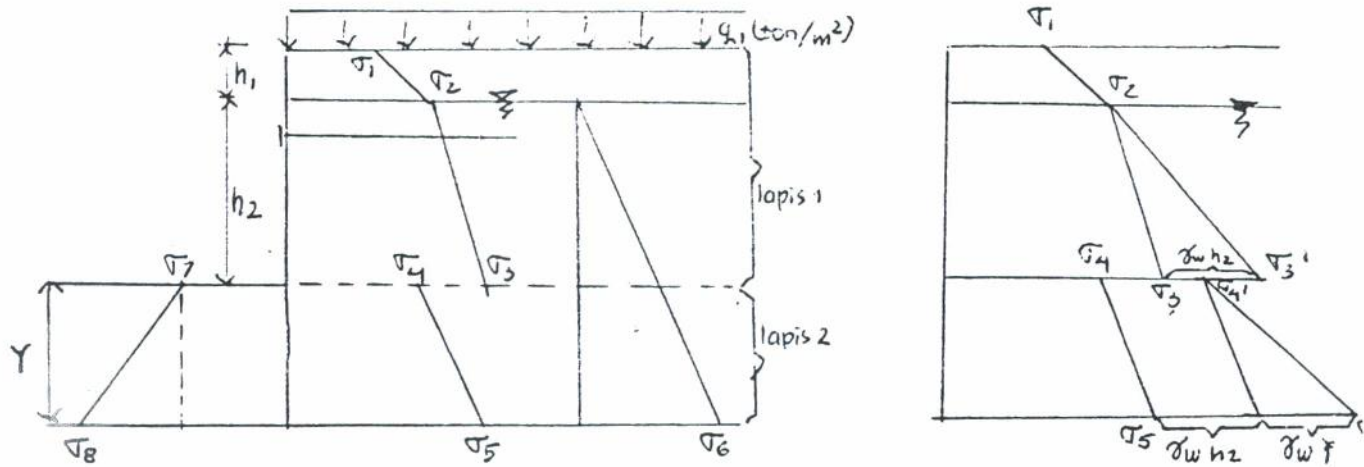
$$\sigma_9 = \gamma_2 y K_{P2} + 2 c_2 \sqrt{K_{P2}}$$

#### ~~2.5.5 KONDISI TERDAPAT MUKA AIR TANAH~~

~~Terdapatnya muka air tanah menimbulkan tegangan hidrostatis satu sisi.~~

#### 6.3.4. KONDISI TERDAPAT MUKA AIR TANAH

Terdapatnya muka air tanah menimbulkan tegangan hidrostatis satu sisi.



Ob. 2. 20 Tegangan lateral tanah pada kondisi terdapat muka air tanah.

Tegangan aktif :

$$\sigma_1 = q_1 K_{A1} - 2C_1 \sqrt{K_{A1}}$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \gamma_1 h_1 K_{A1}$$

$$= (q_1 + \gamma_1 h_1) K_{A1} - 2C_1 \sqrt{K_{A1}}$$

$$\sigma_3 = \sigma_2 + \gamma_{1sub} h_2 K_{A1}$$

$$= (q_1 + \gamma_1 h_1 + \gamma_{1sub} h_2) K_{A1} - 2C_1 \sqrt{K_{A1}}$$

$$\sigma_4 = (q_1 + \gamma_1 h_1 + \gamma_{1sub} h_2) K_{A2} - 2C_2 \sqrt{K_{A2}}$$

$$\sigma_5 = \sigma_4 + \gamma_{2sub} y K_{A2}$$

$$= (q_1 + \gamma_1 h_1 + \gamma_{1sub} h_2 + \gamma_{2sub} y) K_{A2} - 2C_2 \sqrt{K_{A2}}$$

Tegangan hidrostatis

$$\sigma_6 = (h_2 + y) \gamma_w$$

Tegangan pasif :

$$\sigma_7 = 2C_2 \sqrt{K_{P2}}$$

$$\begin{aligned} \sigma_8 &= \sigma_7 + \gamma_2 y K_{P2} \\ &= \gamma_2 y K_{P2} + 2C_2 \sqrt{K_{P2}} \end{aligned}$$

Disarankan perhitungan tegangan tanah lateral tidak di superposisi, tetapi berdasarkan masing-masing tegangan tanah lateral yang terjadi. Hal ini mengingat, :

1. Kondisi tanah di Indonesia secara umum lebih dari satu lapis.
2. Kemudahan dalam penggambaran diagram tanah yang bekerja.
3. Memperkecil risiko kesalahan perhitungan.

Sebagai contoh bisa dilihat pada BAB IV.

# Konstruksi Dinding Perancah

## Tujuan Instruksional Umum

Setelah membaca / mengikuti kuliah bab ini, mahasiswa diharapkan dapat memahami dan mengerti tentang :

- 1). Konstruksi dinding perancah

## Tujuan Instruksional Khusus

- 1). Mahasiswa dapat menghitung tekanan tanah tanah aktif yang bekerja pada konstruksi perancah
- 2). Dapat menghitung dimensi dari konstruksi dinding perancah



## BAB VII KONSTRUKSI DINDING PERANCAH

### 7.1. UMUM

Dinding perancah merupakan suatu struktur dari penahan, biasanya seperti dinding turap yang berfungsi untuk menahan lapisan tanah agar dapat berdiri tegak pada posisinya. Struktur penahan tanah ini diperlukan pada waktu pembuatan / penggalian pondasi dangkal, pondasi mat, dan ruang bawah tanah. Biasanya kedalaman penggalian berkisar antara 1 meter sampai dengan 15 meter di bawah permukaan yang ada.

Sistim struktur dinding perancah adalah :

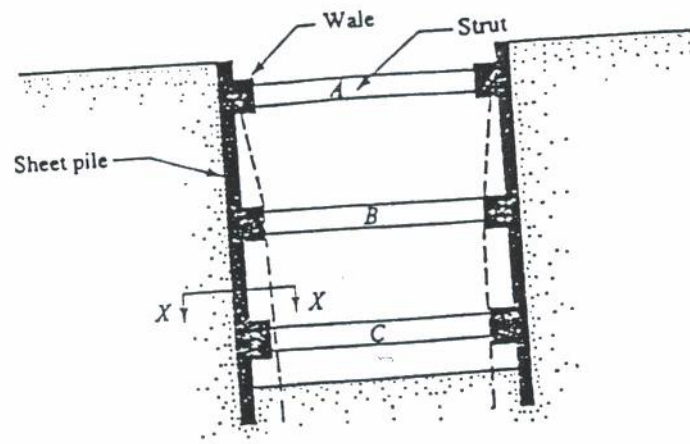
- a. Konstruksi dinding / papan penahan ( Braced Sheeting )
- b. Cofferdam
- c. Dinding tanah yang sudah diperkuat dengan cairan kimia atau beton sehingga lapisan tanah dapat berdiri tegak pada posisinya ( slurry wall )

Secara umum bentuk struktur berupa :

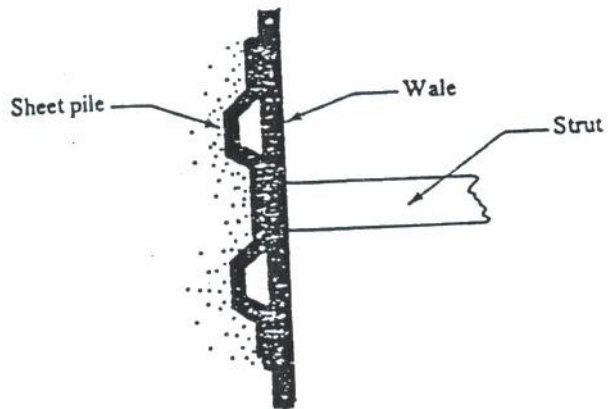
- a. Dinding turap ( dapat berupa besi, beton atau kayu )
- b. Soldier beam ( tiang baja dapat berbentuk H atau I )
- c. Tiang bor beton
- d. Dinding tanah cor beton ( grouting and slurry )

Sedang untuk dinding yang terpasang digunakan :

- a. Gandar, pasak, tiang penyangga atau pasak miring
- b. Cincin tekan ( compression rings) apabila penggalian relatif kecil dan sistem konstruksi adalah cofferdam.
- c. Dipasang jangkar ( tie back anchorages )

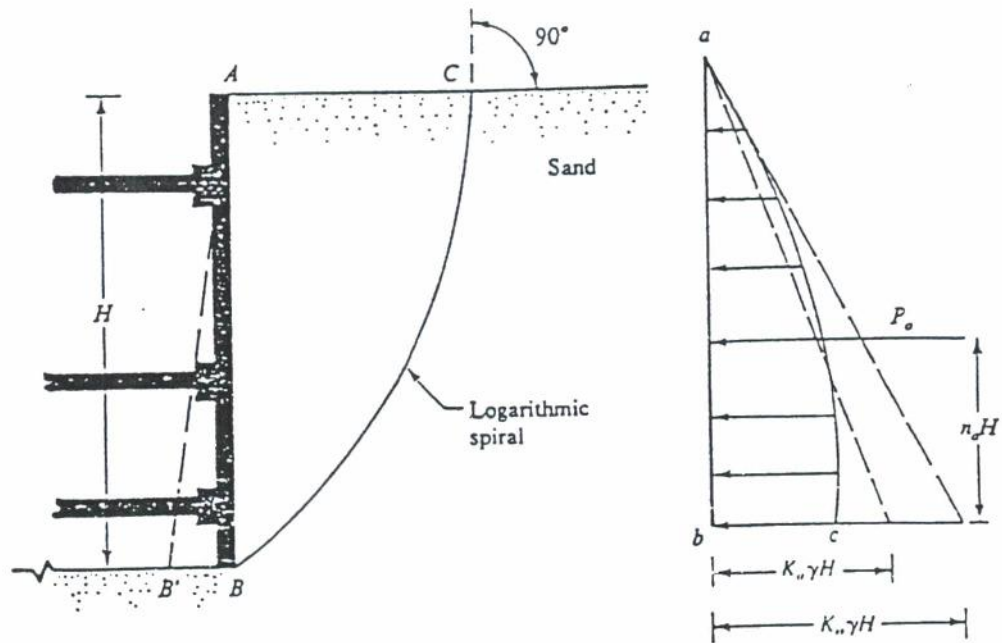


(a) potongan pada dinding



(b) Potongan pada X-X

Gbr. 9.1 Dinding perancah



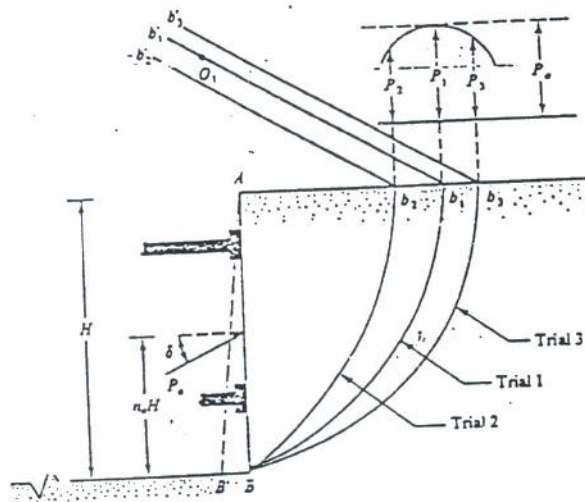
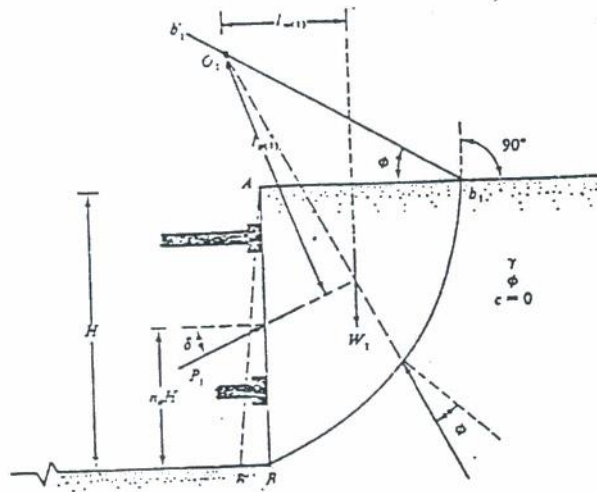
Gbr. 7.2 Distribusi tegangan tanah pada dinding untuk rotasi pada dinding bagian atas

Deformasi pada dinding perancah tidak sama dengan deformasi pada dinding turap ( dinding penahan tanah lentur ). Pada dinding perancah, dinding AB berotasi di A bergerak ke B' sehingga tidak dapat diterapkan teori tekanan tanah lateral baik Rankine maupun Coulomb.

Mekanisme mobilisasi tekanan lateral diterangkan oleh Terzaghi untuk o - soils, sebagai berikut :

- Dinding AB tanpa geser berotasi dari A ke B
- Di belakang tembok AB dimobilisasi tekanan aktif akibat longsornya bidang ABC
- Kalau diperhatikan, bagian atas bidang ABC tidak mengalami deformasi sehingga mobilisasi tekanan aktif tidak dapat melampaui status mobilisasi tekanan aktif Rankine.
- Mobilisasi tekanan aktif pada dinding perancah sama dengan luas bidang tegangan parabola ABC.

- Mobilisasi tekanan aktif menurut cara Rankine sama dengan luas bidang tegangan segitiga ABD
- Total tekanan aktif dinding perancah  $P_a$  berjarak  $n_a H$  dari dasar
- $n_a > 1/3$ , berdasarkan evaluasi teoritis dan pengukuran di lapangan diambil  $n_a = 0.55$ . Pada cara Rankine untuk  $\phi$  - soils diambil  $n_a = 1/3$
- Perhatikan mobilisasi tekanan tanah lateral dalam kondisi seimbang. Mobilisasi tekanan tanah lateral berupa luas tegangan segitiga ABC.



Gbr. 7.3 Penentuan tekanan aktif dinding perancah pada tanah berbutir kasar



## 7.2 Mencari Mobilisasi Tekanan Aktif pada Dinding Perancah untuk Tanah Berbutir Kasar ( $\phi$ -soils)

Dilakukan dengan teori segi tiga (baji) coba dengan urutan tindakan sebagai berikut :

1. Membuat segi tiga coba  $ABb_1$ . Titik  $b_1$  didapat dari menarik garis  $b_1b_1'$  yang membuat sudut  $\phi$  dengan bidang horisontal. Dimana sudut  $\phi$  adalah sudut geser dalam. Busur spiral logaritma  $b_1B$  adalah kurva gelincir dari percobaan pertama yang dapat digambar dengan titik pusat busur spiral logaritma adalah  $O_1$  yang terletak pada garis  $b_1b_1'$ .

catatan :

- persamaan spiral logaritma diberikan oleh  $r_1 = r_0 e^{\theta i \tan \phi}$
- Bidang permukaan tanah asli tegak lurus pada kurva gelincir di titik  $b_1$ .
- $\overline{O_1b_1} = r_1$  ;  $\overline{O_1B} = r_1$
- $O_1b_1$  adalah garis radial

Gaya-gaya yang bekerja pada segi tiga coba adalah :

$W_1$  = berat  $\Delta ABb_1$  = luas  $\Delta ABb_1 \times \gamma \times 1$

$P_1$  = tekanan aktif pada garis kerja sejauh  $\eta_a H$  bersudut  $\delta$  dari normal.

$F_1$  = resultan gaya geser dan normal, yang bekerja sepanjang permukaan gelincir. Garis kerja gaya  $F_1$  akan memotong garis  $b_1b_1$  di  $O_1$ .

2. Ambil  $\Sigma$ Momen terhadap titik  $O_1 = 0$ ,  
didapat :

$$W_1 (l_w(1)) + F_1 O - P_1 (l_p(1)) = 0$$

$$P_1 = \frac{W_1 \cdot l_w(1)}{l_p(1)}$$

dimana  $l_w(1)$  dan  $l_p(1)$  adalah lengan momen gaya  $W_1$  dan  $P_1$ .

3. Ulangi tindakan 1 dan 2 untuk mencari tekanan aktif dengan mengambil segi tiga coba yang lain.
4. Gambarkan hasil tekanan aktif dari masing-masing segi tiga coba dalam suatu skala tertentu  $P_1, P_2, P_3, \dots P_n$ .



5. Hubungkan titik-titik ujung penggambaran tekanan aktif segi tiga coba, akan didapat suatu kurva.
6. Ambil suatu titik pada kurva yang memberikan tekanan aktif  $P_a$  maksimum.
7. Tekanan aktif  $P_a$  yang maksimum adalah yang dicari.

Tabel (6.1) adalah tabel yang dibuat Kim & Preber (1969) untuk menentukan perbandingan  $\frac{P_a(T)}{2}$  untuk variasi harga dari  $\phi$ ,  $\delta$  dan  $\eta_a$ .

### 7.3 Mencari Mobilisasi Tekanan Aktif Dinding Perancah Untuk Tanah Berbutir Halus (c-soils)

Untuk tanah berbutir halus, mobilisasi tekanan aktif dicari dengan langkah kerja sebagai berikut :

1. Membuat segi tiga coba  $ABb_1$ . Titik  $b_1$  adalah perpotongan busur  $Bb_1$  dengan garis permukaan tanah.

Persamaan spiral logaritma diberikan oleh  $r_1 = r_0 e^{\theta_1 \tan \phi}$ , karena  $\phi = 0$ , maka  $r_1 = r_0$ . Jadi berupa lingkaran  $\overline{O_1B} = \overline{O_1b_1}$ .

Gaya yang bekerja :

$W_1$  = berat  $\Delta ABb_1 = \text{luas } \Delta ABb_1 \times \gamma \times 1$

$P_1$  = tekanan aktif yang bekerja dengan jarak garis kerja  $\eta_a H$  dari dasar.

$F_1$  = resultan gaya normal yang bekerja sepanjang permukaan gelincir.

$C_u r_1 \theta_1$  = gaya kohesi yang bekerja sepanjang busur gelincir

$c_a H$  = gaya adhesi yang bekerja sepanjang batas tanah dengan dinding.

dimana,

$$c_a \leq C_u$$

$$c_a = \frac{2}{3} C_u \text{ sampai } C_u$$

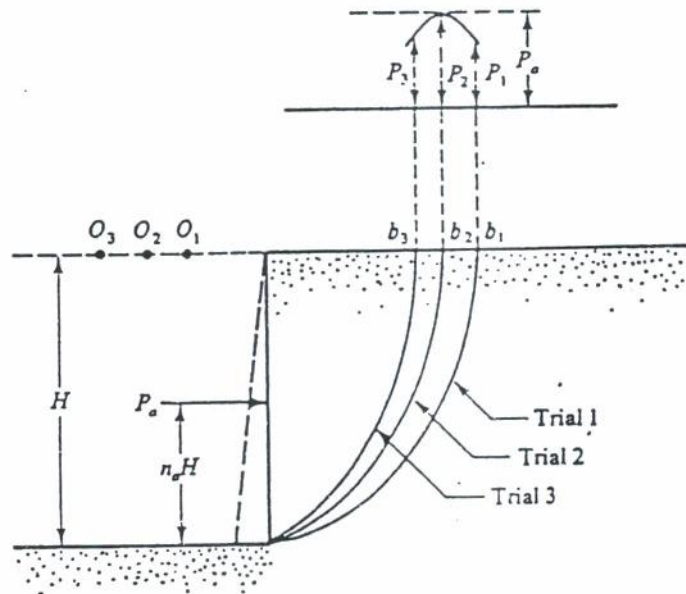
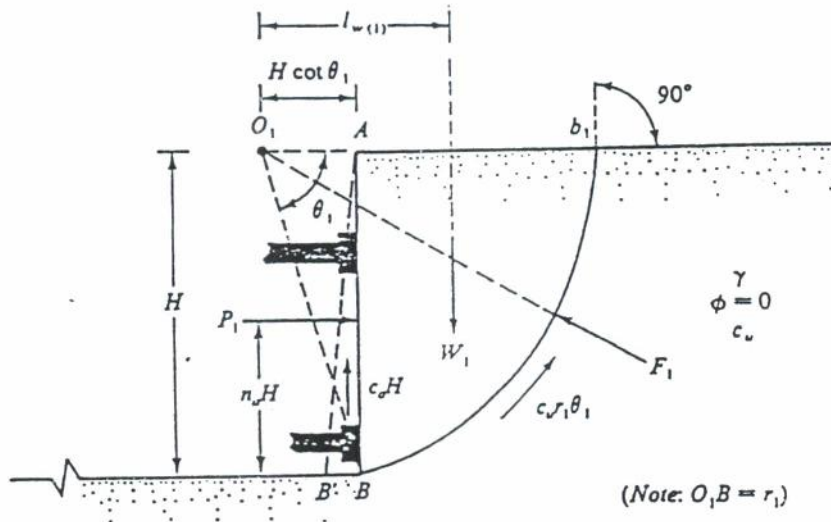
$\phi$ (deg)	$\delta$ (deg)	$P_u/0.5\gamma H^2$			
		$n_s = 0.3$	$n_s = 0.4$	$n_s = 0.5$	$n_s = 0.6$
10	0	0.653	0.734	0.840	0.983
	5	0.623	0.700	0.799	0.933
	10	0.610	0.685	0.783	0.916
15	0	0.542	0.602	0.679	0.778
	5	0.518	0.575	0.646	0.739
	10	0.505	0.559	0.629	0.719
	15	0.499	0.554	0.623	0.714
20	0	0.499	0.495	0.551	0.622
	5	0.430	0.473	0.526	0.593
	10	0.419	0.460	0.511	0.575
	15	0.413	0.454	0.504	0.568
	20	0.413	0.454	0.504	0.569
25	0	0.371	0.405	0.447	0.499
	5	0.356	0.389	0.428	0.477
	10	0.347	0.378	0.416	0.464
	15	0.342	0.373	0.410	0.457
	20	0.341	0.372	0.409	0.456
	25	0.344	0.375	0.413	0.461
30	0	0.304	0.330	0.361	0.400
	5	0.293	0.318	0.347	0.384
	10	0.286	0.310	0.339	0.374
	15	0.282	0.306	0.334	0.368
	20	0.281	0.305	0.332	0.367
	25	0.284	0.307	0.335	0.370
	30	0.289	0.313	0.341	0.377
35	0	0.247	0.267	0.290	0.318
	5	0.239	0.258	0.280	0.318
	10	0.234	0.252	0.273	0.300
	15	0.231	0.249	0.270	0.296
	20	0.231	0.248	0.269	0.295
	25	0.232	0.250	0.271	0.297
	30	0.236	0.254	0.276	0.302
	35	0.243	0.262	0.284	0.312
40	0	0.198	0.213	0.230	0.252
	5	0.192	0.206	0.223	0.244
	10	0.189	0.202	0.219	0.238
	15	0.187	0.200	0.216	0.236
	20	0.187	0.200	0.216	0.235
	25	0.188	0.202	0.218	0.237
	30	0.192	0.205	0.222	0.241
	35	0.197	0.211	0.228	0.248
	40	0.205	0.220	0.237	0.259
	45	0	0.156	0.167	0.180
5		0.152	0.163	0.175	0.190
10		0.150	0.160	0.172	0.187
15		0.148	0.159	0.171	0.185
20		0.149	0.159	0.171	0.185
25		0.150	0.160	0.173	0.187
30		0.153	0.164	0.176	0.190
35		0.158	0.168	0.181	0.196
40		0.164	0.175	0.188	0.204
45		0.173	0.184	0.198	0.213

Tabel 4.1 Tabel hubungan  $\frac{P_u(T)}{2}$  terhadap  $\phi$ ,  $\delta$ , dan  $\eta_a$

2. Ambil  $\Sigma$ Momen di titik  $O_1 = 0$

$$W_1(l_w(1)) + F_1(0) - c_u r_1 \theta_1 (r_1) - c_a H (H \cot \theta_1) - P_1 ((1-\eta_a)H) = 0$$

$$P_1 = \frac{1}{H (1-\eta_a)} (W_1 l_w(1)) - c_u r_1^2 \theta_1 - c_a H^2 \cot \theta_1$$



Gbr. 7.4 Penentuan tekanan aktif dinding perancah pada tanah berbutir halus

3. Ulangi tindakan 1 dan 2 untuk mencari tekanan aktif dengan mengambil segi tiga yang lain.

Langkah 4 sampai 7, sama seperti yang dilakukan untuk tanah berbutir kasar.

Tetapi hasil kerja dari Das & Seely (1975) dapat mencari  $P_a(T)$  dengan persamaan berikut,

$$P_a = \frac{1}{2(1 - \eta_a)} (0,677 - k N_c) \gamma H^2$$

dimana,

$$N_c = \frac{c_u}{\gamma H}$$

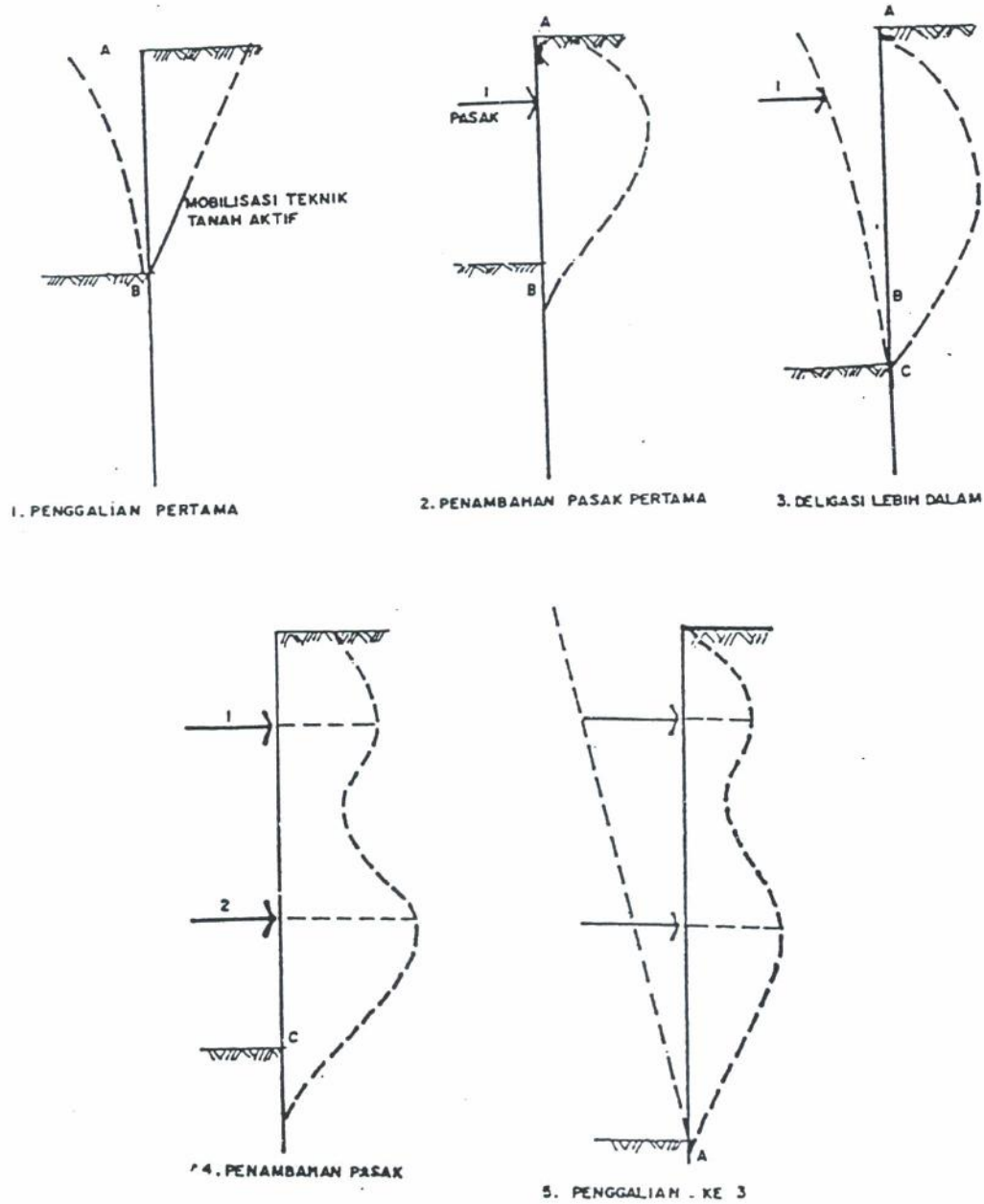
$k = f\left(\frac{c_a}{c_u}\right)$ , diperoleh dari tabel (6.2) berikut :

$\left(\frac{c_a}{c_u}\right)$	k
0	2,762
0,5	3,056
1,0	3,143

Tabel 6.2 Besar harga k fungsi dari  $\frac{c_a}{c_u}$

#### 7.4 TEKanan TANAH AKTIF YANG BEKERJA PADA KONSTRUKSI DINDING PERANCAH

Tahapan pengembangan tekanan aktif pada waktu penggalian diperlihatkan sebagai berikut :



Gbr. 7.5 Tahapan pengembangan tekanan aktif



#### Tahap 1

Pada tahap 1, dinding mendapat tekanan aktif, dan keruntuhan mulai akan terjadi pada dinding. Pergerakan/deformasi lateral tergantung dari interaksi antara dinding dengan tanah.

#### Tahap 2

Tahap 2, pasak mulai dipasang. Perlu dicatat disini, betapapun besar gaya pasak, tetapi dinding dan tanah tidak dapat didorong pada posisi semula, yang terjadi adalah bahwa tekanan pada pasak lebih besar dari tekanan aktif, ini akibat penambahan tekanan pada dinding.

#### Tahap 3

Digali lebih dalam, timbul pergerakan lateral baru antara b dan c. Kemungkinan terjadi pengurangan tegangan/tekanan yang bekerja pada pasak.

#### Tahap 4

Dengan dipasangnya pasak ke dua, maka tekanan pada pasak kedua akan lebih besar dari pada mobilisasi tekanan aktif pada tahap ke tiga sehingga terbentuk diagram tegangan seperti pada tahap 4.

Kejadian akan berlangsung terus seperti tahap sebelumnya untuk penggalian yang lebih dalam dan pemasangan pasak.

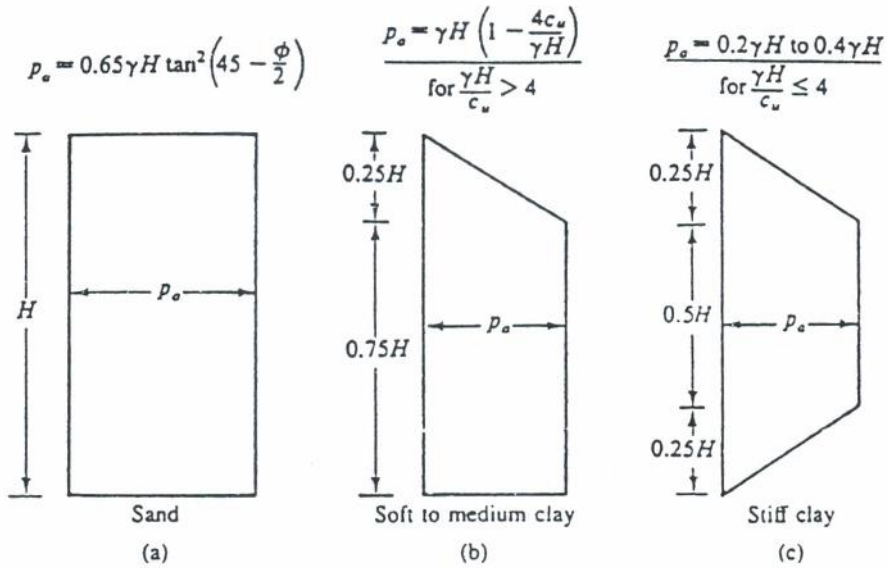
#### 4.1 Diagram tekanan tanah lateral

Dengan melihat tahapan pengembangan tekanan aktif yang terjadi pada waktu penggalian, diagram tekanan tanah lateral dikembangkan oleh beberapa peneliti, dengan memperhatikan jenis tanah dan kadang-kadang pula bentuk konstruksi penahannya apakah temporer (sementara) atau permanen.

Dasar pengambilan diagram tegangan adalah :

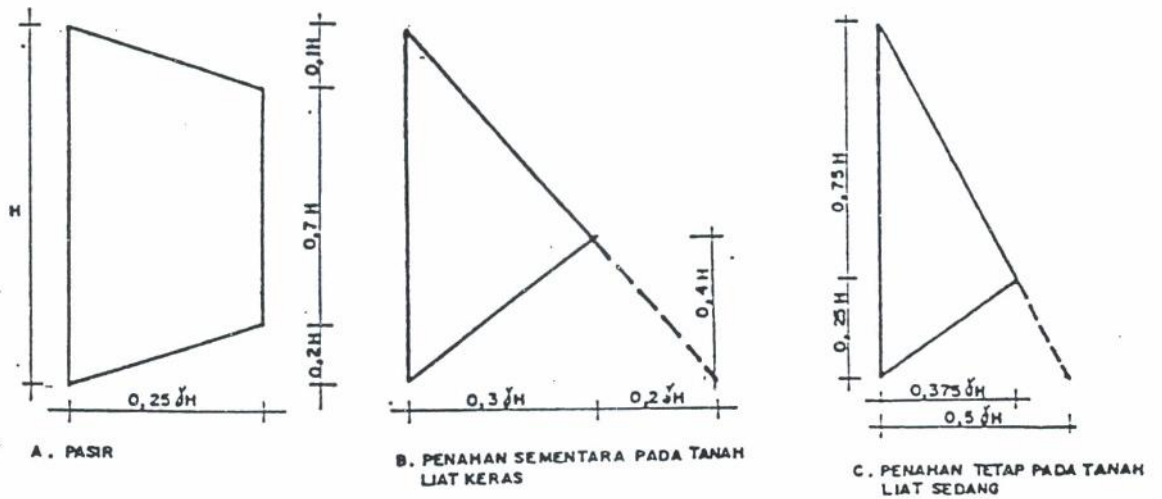
- Mobilisasi tegangan pada tekanan tanah lateral (analogi dengan Rankine & Coulomb)
- Mobilisasi tegangan pada tahapan pengembangan tekanan aktif yang terjadi pada waktu penggalian.

Peck (1969)



Gbr. 6.6 Diagram tegangan menurut Peck

Tschebotarioff

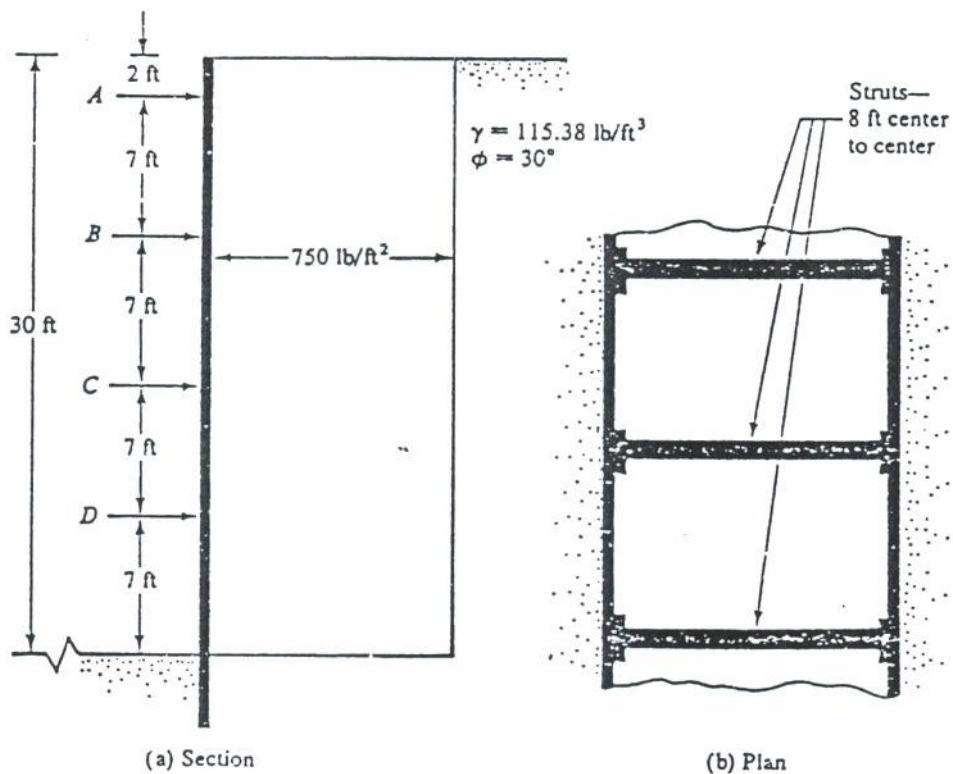


Gbr. 7.7 Diagram tegangan menurut Tschebotarioff

Contoh soal :

Diketahui suatu rencana penggalian tanah konstruksi pondasi basement bangunan bertingkat. Jenis tanah ditempat penggalian adalah pasir, dimana berat isi pasir  $\gamma_{\text{pasir}} = 115,38 \text{ lb/feet}$  dan sudut geser dalam  $\phi = 30^\circ$ .

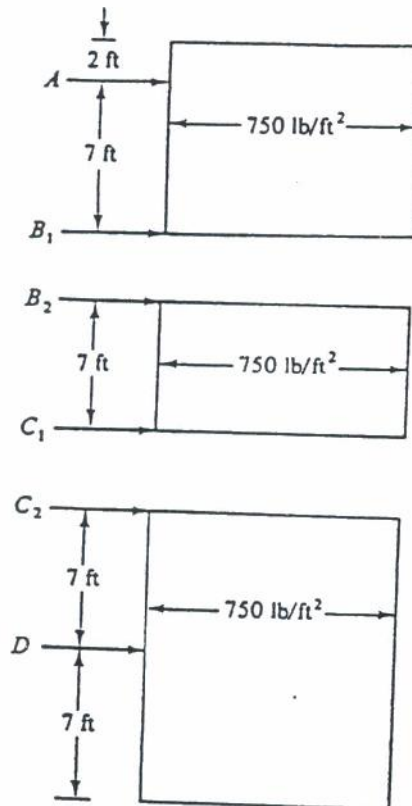
Rencanakan bangunan perancah seperti pada gambar berikut,



Gbr. 6.12 Penampang dan denah struktur dinding perancah

Jawab :

Diagram tegangan menurut Peck,



Gbr. 6.13 Diagram tegangan menurut Peck

Berdasarkan diagram tegangan Peck (lihat gambar),  
maka

$$P_a = 0,65 \gamma H \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = 0,65 * 115,38 * 30 \tan^2(45^\circ - 15^\circ)$$

$$P_a \approx 750 \text{ lbs/ft}^2$$

Dianggap dinding mempunyai sendi pada pasak B dan C, maka yang diperlukan adalah mencari reaksi A, B<sub>1</sub>, B<sub>2</sub>, C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>, dan D.

Ambil momen di titik B,

$$\Sigma M_B = 790 \cdot 9 \cdot \frac{9}{2} - A \cdot 7 = 0$$

$$A = 4339,3 \text{ lbs/ft} = 4340 \text{ lbs/ft}$$

Jadi besar gaya  $B_1$  diperoleh dari,

$$\Sigma H = 0$$

$$B_1 = 750.9 - 4339,3 = 2410,7 \text{ lbs/ft} \approx 2411 \text{ lbs/ft}$$

$$\text{Dengan cara yang sama, } B_2 = C_1 = \frac{750.7}{2} = 2625 \text{ lbs/ft}$$

Demikian pula untuk titik 2, dan selanjutnya.

Ambil Momen terhadap  $C_2$ ,

$$D - 7 = 750.14.7$$

$$D = 10.500 \text{ lbs/ft}$$

$$C_2 = 0$$

Sehingga beban pada pasak adalah sebagai berikut :

$$A = 4340 \text{ lbs/ft}$$

$$B = B_1 + B_2 = 2411 + 2625 = 5036 \text{ lbs/ft}$$

$$C = C_1 + C_2 = 2625 \text{ lbs/ft}$$

$$D = 10.500 \text{ lbs/ft}$$

Dengan spacing 8 ft maka gaya pada pasak A bekerja :

$$F_A = 4340.8 = 34720 \text{ lbs}$$



## DAFTAR PUSTAKA

1. Bradja M Das, Principles of Geotechnical Engineering, PWS Engineering, Boston (1985)
2. Bradja M Das, Principles of Foundation Engineering, PWS Engineering, Boston (1990)
3. Cheng Liu & Jack B Evett, Soil and Foundation, Prentice Hall, Inc Englewood Cliffs, New Jersey (1985)
4. E. P. Popov, Mechanics of Materials, Prentice Hall, New Jersey, USA (1978)
5. Hans F Winterkorn & Hsai Yang Fang, Foundation Eng. Hand Book, Van Nostrand Reinhold, Company, (1975)
6. H. B. Harrison, Structural Analysis & Design, Pergamon Press, Sydney, Australia (1980)
7. Ian K Lee, Weeks White & Owen G Ingless, Geotechnical Engineering, Pitman, Boston, London (1983)
8. Japan Road Association, Road Bridge Substructure Design Guide & Explanatory Notes (1976)
9. Joseph E Bowles, Analytical and Computer Methods in Foundation Engineering, McGraw Hill, Kogakusha, (1974)
10. Joseph E Bowles, Foundation Analysis and Design, McGraw Hill, Kogakusha, (1982)
11. R. F. Craig, Soil Mechanics, Van Nostrand, Reinhold, Company, (1974)
12. Suhardjito Pradoto, Teknik Pondasi, Lab. Geoteknik, Pusat Antar Universitas - Ilmu Rekayasa, ITB, (1989)
13. VNS Murthy, Soil Mechanics and Foundation Eng. Phanpot Rai & Sons, New Delhi (1974)

## LAMPIRAN SILABI

Mata Kuliah : Rekayasa Fundasi I (Konstruksi Penahan Tanah)

Beban Studi : 2 SKS

Tujuan : Memberikan pengertian tentang perencanaan konstruksi penahan tanah sehubungan dengan mobilisasi tekanan tanah lateral

Materi :

1. Pengertian Fundasi
2. Kriteria Perancangan
3. Tekanan Tanah Lateral Kondisi Coloumb
4. Tekanan Tanah Lateral Kondisi Rankine
5. Pemilihan Kondisi Rankine dan Coloumb
6. Diagram Tegangan
7. Tekanan Tanah Aktif Secara Grafis
8. Tekanan Tanah Pasif Secara Grafis
9. Estimasi Dimensi Dinding Penahan Tanah
10. Penentuan Tekanan Tanah yang Bekerja pada Dinding Penahan Tanah
11. Kontrol Stabilitas
12. Jenis Drainase pada Dinding Penahan Tanah
13. Tanah Filter
14. Dinding Turap Kantilever
15. Dinding Turap Berjangkar
16. Penjangkaran
17. Tekanan Tanah Aktif pada Konstruksi Perancah

#### Daftar Pustaka

1. Bradja M Das, Principles of Foundation Engineering, PWS Engineering, Boston (1990)
2. Cheng Liu & Jack B Evett, Soil and Foundation, Prentice Hall, Inc Englewood Cliffs, New Jersey (1985)
3. Hans F Winterkorn & Hsai Yang Fang, Foundation Eng. Hand Book, Van Nostrand Reinhold, Company, (1975)
4. Joseph E Bowles, Foundation Analysis and Design, Mc Graw Hill, Kogakusha, (1982)
5. R. F. Craig, Soil Mechanics, Van Nostrand, Reinhold, Company, (1974)
6. Suhardjito Pradoto, Teknik Pondasi, Lab. Geoteknik, Pusat Antar Universitas - Ilmu Rekayasa, ITB, (1989)
7. VNS Murthy, Soil Mechanics and Foundation Eng. Phanpot Rai & Sons, New Delhi (1974)

