



ECOLE INTER-ETATS DES TECHNICIENS SUPERIEURS
DE L'HYDRAULIQUE ET DE L'EQUIPEMENT RURAL

01 BP 594 Ouagadougou 01 Burkina Faso
Tél : (226) 31 92 03 / 31 92 04 / 31 92 18
Email : etsher@etsher.org Fax : (226) 31 92 34

COURS DE MECANIQUE DES SOLS

Tome II

Fondations et Ouvrages en terre

J. M. TCHOUANI NANA avril 1999
M. à J. par M. CALLAUD - juin 2003 - Révision n° : 4

SOMMAIRE

ETAT D'EQUILIBRE LIMITE ET CARACTERISTIQUES MECANQUES DES SOLS	5
1. CISAILLEMENT D'UN SOL : OBSERVATION DU PHENOMENE.....	5
1.1. <i>Frottement d'un corps sur un autre</i>	5
1.2. <i>Dilatance d'un sol : notion d'enchevêtrement des grains</i>	6
1.3. <i>Cisaillement : comportement à court terme et comportement à long terme</i>	7
2. CISAILLEMENT D'UN SOL : CRITERE DE RUPTURE ET RESISTANCE AU CISAILLEMENT	8
2.1. <i>Elasticité – plasticité</i>	8
2.2. <i>Critère de rupture : Loi de COULOMB</i>	8
3. DETERMINATION PRATIQUE DES COEFFICIENTS c ET φ D'UN SOL	9
3.1. <i>La boîte de cisaillement (boîte de Casagrande)</i>	9
4. RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS GRENUS	11
5. RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS FINS SATURES : ESSAIS DE LABORATOIRE A LA BOITE DE CISAILLEMENT	12
5.1. <i>La remise sous contrainte de l'échantillon : définition</i>	12
5.2. <i>Les essais</i>	13
5.2.1. <i>Essai consolidé drainé (CD)</i>	13
5.2.2. <i>Essai non consolidé non drainé (UU)</i>	14
5.2.3. <i>Essai consolidé non drainé (CU)</i>	14
6. CONCLUSIONS.....	16
6.1. <i>Courbe intrinsèque d'un sol saturé</i>	16
ANALYSE DE LA STABILITÉ DES PENTES ET DES TALUS.....	17
1. GÉNÉRALITÉ	17
1.1. <i>Le problème</i>	17
1.2. <i>Les méthodes</i>	17
1.2.1. <i>Forces agissant sur une masse de sol supposée être sur le point de glisser</i>	18
1.2.2. <i>Différences essentielles sur les méthodes</i>	18
1.2.3. <i>Classification des méthodes</i>	18
2. STABILITÉ EN RUPTURE PLANE.....	21
2.1. <i>Rupture plan d'un talus : rupture selon un plan parallèle à la pente</i>	21
2.1.1. <i>Cas d'un talus homogène avec non saturé avec γ, φ' et C' constant, dont on néglige la poussée d'écoulement ; comportement à long terme</i>	23
2.1.2. <i>Cas d'un talus homogène constitué d'un sol fin (argile) saturée (cas le plus défavorable vis-à-vis de la stabilité) dont on néglige poussée d'écoulement (normal car sol fin) ; comportement à court terme :</i>	23
2.1.3. <i>Cas d'un talus homogène constitué d'un sol granulaire ; comportement à court et long terme ; pas de poussée d'écoulement</i>	23
2.2. <i>Rupture plane : cas du remblais sur sols inclinés</i>	24
2.4. <i>Rupture plane : Hauteur critique d'une fouille verticale (milieu cohérent et non saturé)</i>	25
2.5. <i>Rupture plane : Hauteur critique d'une fouille verticale dans le cas d'un massif fissuré</i>	26
2.5.1. <i>Massif fissuré, cas d'un sol purement cohérent, ($c = c_u$, $\varphi = \varphi_u = 0 \Leftrightarrow$ comportement à court terme)</i>	27
3. STABILITE EN RUPTURE CIRCULAIRE D'UN TALUS	28
3.1. <i>Méthode simple des tranches verticales : Méthode de FELLENIUS</i>	28
3.1.1. <i>Hypothèses</i>	28
3.1.2. <i>Principe du calcul</i>	28
3.2. <i>Rupture circulaire : Méthode globale simple : méthode de TAYLOR</i>	33
3.2.1. <i>Cas des sols purement cohérents</i>	33
3.2.2. <i>Cas des sols cohérents et homogènes dans le cas d'un comportement à long terme</i>	35
4. AMELIORATION DE LA STABILITE DES TALUS	38
5. CAS DES DIGUES ET BARRAGES EN TERRE.....	39

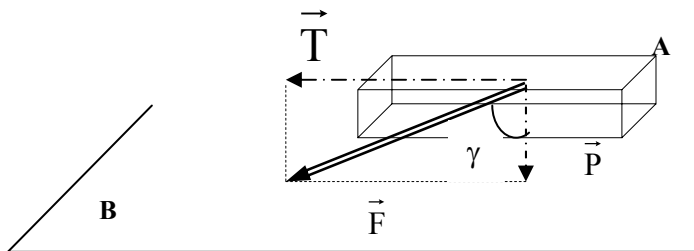
ÉQUILIBRE LIMITE - CALCUL DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT	40
1. INTRODUCTION	40
2. ÉTATS D'ÉQUILIBRE LIMITE.....	41
2.1. Définitions - Rappels	41
2.1.1 Coefficient de pression des terres au repos.....	41
2.1.2 Définitions : Equilibre de butée ; Equilibre de poussée.....	43
3. THEORIE DE RANKINE (1860).....	45
3.1 Hypothèses de base.....	45
3.2. Coefficients de poussée et de butée.....	45
3.2.1. Sol pulvérulent à surface horizontale (Fig. 3.6).....	45
3.2.2. Sol cohérent à surface horizontale : comportement à long terme (Fig. 3.7).....	46
3.2.3. Sol cohérent à surface horizontale : comportement à court terme (Fig. 3.8).....	47
3.2.4. Cas des sols à surface inclinée (Fig. 3.9).....	47
3.4. Inclinaison des plans de rupture	48
3.4. Exercices de synthèse	48
4. THEORIE DE COULOMB (1773).....	50
4.1. Hypothèses.....	50
4.2. Cas simple d'un massif homogène et non cohésif ($C' = 0$)	50
5. CALCUL PRATIQUE DES CONTRAINTES DE POUSSÉES ET BUTÉES	53
5.1. Cohésion	53
5.2. Surcharges.....	53
5.2.1. Surcharge uniformément répartie	53
5.2.2. Surcharge linéaire concentrée.....	54
5.3. Structure de soutènement totalement ou partiellement immergée.....	55
5.4. Masse de sol soumis à une infiltration d'eau	55
5.5. Cas des massifs stratifiés.....	56
6. RANKINE OU COULOMB ?	57
6.1. Valeur de δ en poussée.....	57
6.2. Valeur de δ en butée.....	57
6.3. Conclusion	58
7. CALCUL DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT	59
7.1. Introduction	59
7.2. Les principaux murs et leurs dimensions courantes.....	60
7.2.1- Les murs poids	60
7.2.2- Les murs profilés.....	61
7.3. Principe de calcul.....	62
7.3.1 Forces agissant sur le mur.....	62
7.3.2. Stabilité vis-à-vis du renversement.....	63
7.3.3. Stabilité vis-à-vis du glissement	63
7.3.4. Stabilité du sol de fondation	64
7.3.5. Vérification de la stabilité d'ensemble (stabilité vis-à-vis du grand glissement)	65
8. EXERCICES.....	66
FONDACTIONS SUPERFICIELLES	75
1. INTRODUCTION	75
1.1. Courbe de tassement, charge limite et contrainte admissible	75
1.1 Notations.....	76
1.2 Définitions	76
2. RUPTURE ET CAPACITE PORTANTE.....	78
2.1. Analyse qualitative de la rupture	78
2.2.1. Semelle filante. Charge verticale et centrée	79
2.2.2. Valeurs des facteurs de portance N_c , N_γ et N_q : DTU 13.12 et EUROCODE 7-1	81
2.2.3. Influence de la forme de la fondation. Charge verticale et centrée.....	81
2.2.4. Charge limite d'une semelle excentrée horizontale supportant une charge verticale et ancrée dans un sol homogène à surface horizontale	82
2.3. Semelles, charges et sols inclinés	83
2.4. Cas particulier de sol constitué par une bicouche.	86

2.5. Problèmes divers rencontrés en fondation	87
2.8.1. Interaction entre les semelles	87
2.8.2. Dimensions minimales des semelles	87
2.8.3. Présence d'arbres	87
3 CALCUL DES TASSEMENTS	88
3.1. Tassements admissibles	88
3.1.1. Tassement total et tassement admissibles des bâtiments	88
3.1.1. Tassement total et tassement admissibles des ponts	90
3.1.2. Pathologie : cas de la Tour de Pise	91
4. EXERCICES	93

ETAT D'EQUILIBRE LIMITE ET CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES SOLS

1. CISAILLEMENT D'UN SOL : OBSERVATION DU PHENOMENE

1.1. Frottement d'un corps sur un autre



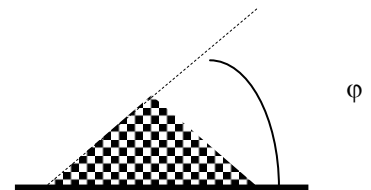
Soit un corps A de poids \vec{P} reposant sur une surface B. Appliquons une force horizontale \vec{T} au corps A. Cette force horizontale est variable. La résultante \vec{F} fait avec la verticale un angle γ . Lorsque l'effort \vec{T} est faible, le corps reste immobile. La force \vec{T} est insuffisante pour vaincre le frottement. Si l'on augmente \vec{T} , il arrive un moment où l'on obtient un déplacement de A sur B. L'angle γ a alors atteint l'angle limite de frottement, noté ψ , tel que :

- Si $\gamma < \psi \Rightarrow$ état d'équilibre fixe
- Si $\gamma = \psi \Rightarrow$ état d'équilibre limite
- Si $\gamma > \psi \Rightarrow$ glissement

Si A et B sont constitués du même matériau (grains solide d'un sol par exemple), on désignera par analogie de manière globale et à l'échelle d'un échantillon de sol, par φ , **angle de frottement interne** du sol, comme étant l'angle limite avant cisaillement de l'échantillon.

Exemple : Angle de frottement interne du sable

Un sable sec est déversé d'une certaine hauteur et forme un tas dont la pente ne peut pas dépasser une certaine valeur φ est du talus naturel ou angle de frottement interne du sable.



A noter :

1. L'angle de frottement interne φ , définissant la résistance au cisaillement d'un sol, dépend principalement de deux paramètres :
 - Le **coefficient de frottement** entre les grains (ψ),
 - et de la **compacité** (e) du sol.
2. L'angle de frottement interne φ dépend beaucoup du coefficient limite de frottement ψ entre les grains ; cependant φ est toujours plus grand que ψ (angle de frottement grain par grain). Par

exemple pour un sable donné nous aurons selon sa compacité $\varphi \in [29^\circ ; 50^\circ]$, tandis que $\psi \approx cte \approx 23^\circ$,

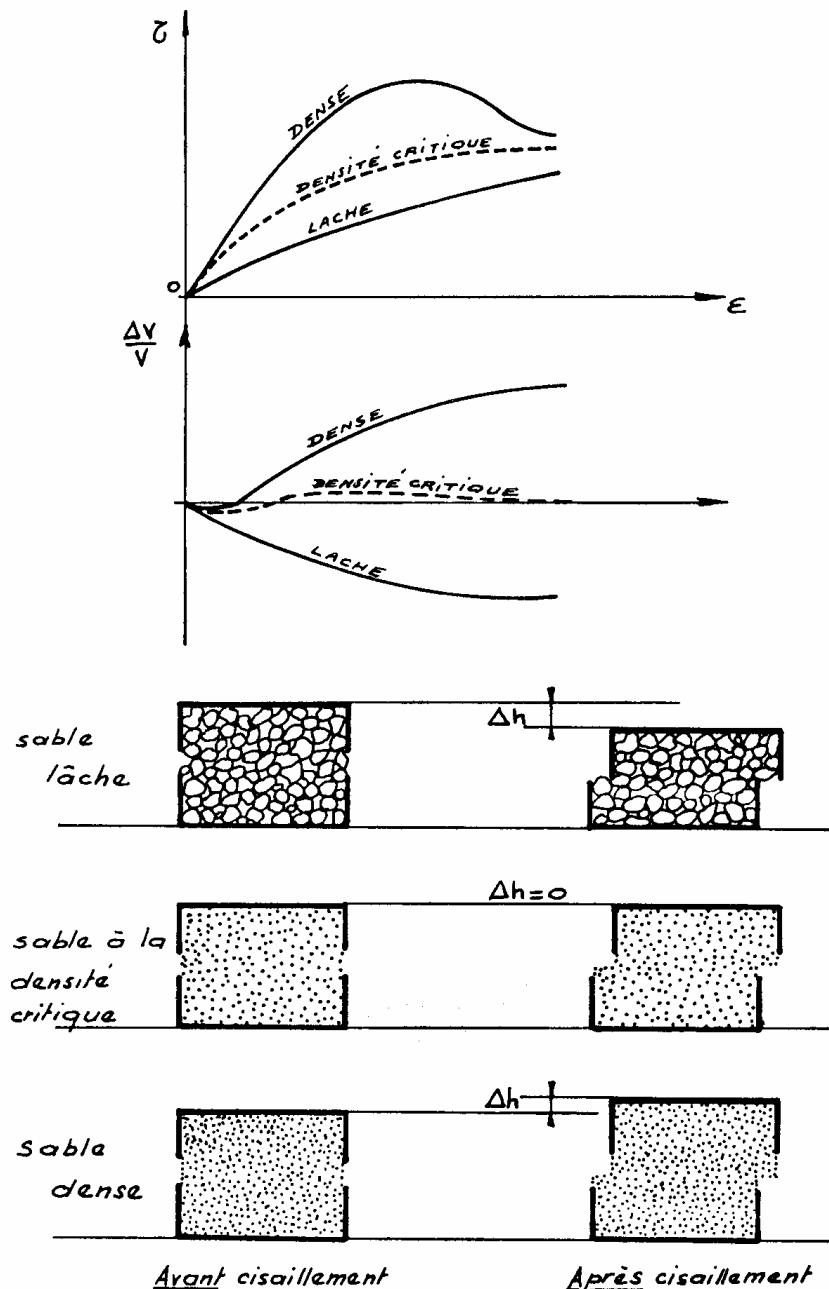
- Suivant qu'un sol pulvérulent est lâche ou serré, la valeur de l'angle de frottement interne est donc différente. Cette valeur varie dans le même sens que l'indice de densité e . En particulier KIRISEL donne pour les sables la formule suivante : $\tan(\varphi) = \frac{K}{e}$ avec $K = 0,55$ (d'où pour les sable $29^\circ < \varphi < 50^\circ$ car on a vu que $e_{\text{sable}} \in [0,45 ; 1]$)

1.2. Dilatance d'un sol : notion d'enchevêtrement des grains

La résistance au cisaillement d'un sol fait donc appel, d'une part, à cette notion de frottement interne entre les grains solide. Mais elle fait aussi intervenir la notion d'enchevêtrement des grains.

On constate en effet que lorsqu'un élément de sol pulvérulent est soumis à un effort de cisaillement, il subit aussi une variation de volume.

Le sens de cette variation dépend de la manière dont les grains sont enchevêtrés les uns par rapport aux autres, c'est-à-dire là aussi de l'état de compacité du sol. Ce phénomène est appelé « dilatance » ; il intervient aussi, mais de façon moins importante, dans les sols fin.



1.3 Cisaillement : comportement à court terme et comportement à long terme.

On rappelle qu'un sol est un ensemble de trois phases : solide, liquide, et gazeuse. On rappelle également qu'il faut faire la distinction entre contraintes effectives et contraintes totales.

Il a été vu en hydraulique des sols que l'écoulement de l'eau dans un sol saturé n'était pas instantané et que la vitesse d'écoulement de l'eau dans un sol dépendait de son coefficient de perméabilité.

Dans les sols grenus, le coefficient de perméabilité a une valeur élevée, si bien qu'ils se drainent presque instantanément lorsqu'ils sont soumis à des charges extérieures ; Le comportement du sol ainsi que sa résistance au cisaillement ne sont régis que par le comportement du squelette solide.

Dans les sols fins, le coefficient de perméabilité est faible et sous l'effet des charges extérieures, l'eau met un temps très long à s'écouler. On distingue ainsi deux comportements extrêmes de ces sols :

- Un comportement à court terme, lorsque l'eau n'a pas encore eu le temps de s'évacuer. Le sol se déforme à volume constant et l'eau joue un rôle important dans le comportement mécanique.
- Un comportement à long terme, où au bout d'un temps assez long, l'eau s'est évacuée et les surpressions interstitielles provoquées par l'application des charges se sont dissipées. Le comportement du sol est alors celui du squelette solide. L'eau libre ne joue plus aucun rôle.

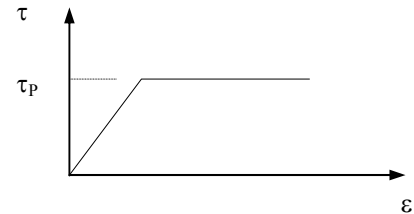
A ces deux types de comportement correspondent des caractéristiques de résistances au cisaillement différentes pour un même sol fin.

2. CISAILLEMENT D'UN SOL : CRITERE DE RUPTURE ET RESISTANCE AU CISAILLEMENT

2.1. Elasticité – plasticité

Dans le cas simple d'une traction uniforme, l'élasticité linéaire nous indique qu'il y a proportionnalité entre la contrainte et la déformation.

En ce qui concerne la résistance au cisaillement d'un sol on constate qu'il s'agit en la matière d'un corps élastoplastique : au delà d'une certaine contrainte, il y a déformation continue du matériau sans augmentation de contrainte



2.2. Critère de rupture : Loi de COULOMB

La théorie du cercle de MOHR a été complétée par une théorie de la rupture dont le postulat est le suivant :

Il y a début de rupture en un point d'un matériau lorsque la contrainte de cisaillement agissant sur le plan où la rupture s'amorce ne dépend plus que de la contrainte normale ; ie ; $\tau = f(\sigma)$.

La courbe correspondante est dite courbe intrinsèque. La loi de COULOMB (loi de résistance au cisaillement d'un sol), la plus classique en la matière, consiste à écrire :

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg} \varphi' + c'$$

- c' : a les dimensions d'une contrainte et caractérise la cohésion. C'est la résistance au cisaillement sous contrainte normale nul
- φ' est un angle appelé angle de frottement interne
- $H = \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}$ est la résistance du sol à la traction

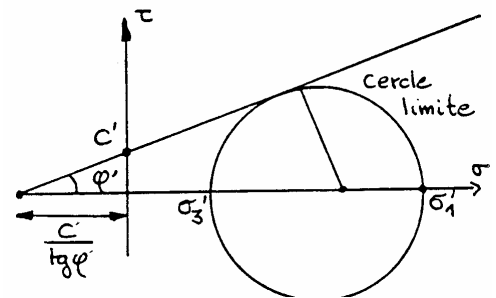


Fig.7.1a : courbe

A noter :

Une autre manière de présenter le critère de rupture d'un sol, peut s'énoncer ainsi : La courbe intrinsèque est l'enveloppe des cercles de MOHR limites (sol soumis à des systèmes de charges différentes : pour chaque système, on trace à la rupture un cercle de MOHR lui correspondant, d'où la courbe enveloppe).

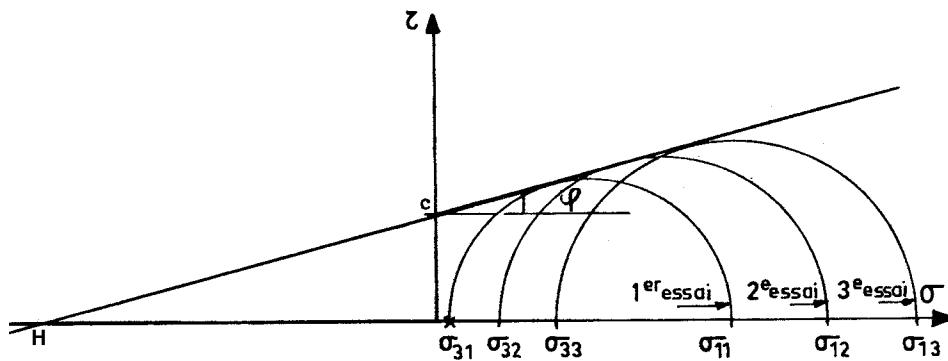


Fig.7.1b : courbe intrinsèque = enveloppe des cercles de Mohr

3. DETERMINATION PRATIQUE DES COEFFICIENTS c ET φ D'UN SOL

Plusieurs types d'essais sont utilisés pour déterminer les caractéristiques de plasticité ; on distingue :

- les essais de mesure in situ (scissomètre, rhéotest, pénétromètre...),
- les essais de laboratoire (compression simple, essai de cisaillement rectiligne ou boîte de Casagrande, essai de compression triaxial).

On ne s'intéressera dans ce cours qu'à l'essai de laboratoire par la boîte de CASAGRANDE.

3.1 La boîte de cisaillement (boîte de Casagrande)

L'échantillon est placé entre deux demi-boîtes, une supérieure C_1 qui peut coulisser horizontalement sur une inférieure C_2 (fig.7.2)

Le sol est placé entre deux pierres poreuses qui permettent le drainage de celui-ci. On peut remplacer les pierres poreuses par des plaques pleines et le sol ne peut plus se drainer, du moins théoriquement.

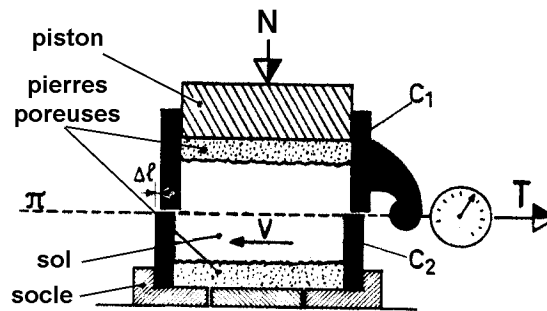


Fig. 7.2 Boîte de Casagrande.

L'appareil comporte un dispositif de chargement qui permet d'appliquer une charge verticale N par l'intermédiaire d'un piston.

L'essai consiste à tirer horizontalement sur la demi-boîte supérieure de façon à cisainer le sol selon le plan π . On mesure l'effort horizontal T en fonction de Δl (fig.7.2 et 7.3)

L'essai se fait à vitesse contrôlée V

Soit :

- S la section de l'échantillon selon le plan π
- $\sigma_i = \frac{N}{S}$ la contrainte normale appliquée à l'échantillon,
- $\tau_i = \frac{T}{S}$ la résistance au cisaillement mesurée à la rupture

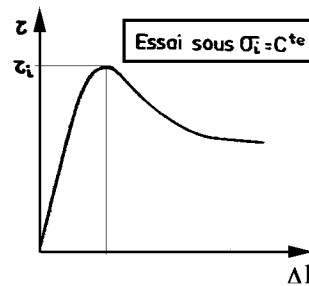


Fig. 7.3 Courbe contrainte/déformation

Si cet essai est réalisé sur plusieurs éprouvettes d'un même sol avec des contraintes normales différentes, par exemple $\sigma_{i(i=1,2,3,4)}$, la courbe intrinsèque du sol peut être déterminée en portant sur le diagramme de Coulomb (τ, σ) les points correspondants aux contraintes $\tau_{i(i=1,2,3,4)}$ mesurées (fig. 7.4)

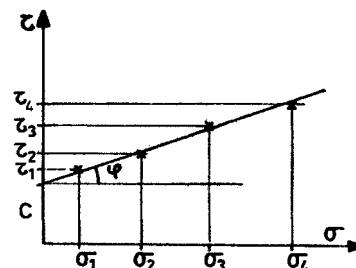


Fig.7.4 Détermination de c et φ

A noter :

La valeur de c et φ dépendent des conditions de l'essai : vitesse de cisaillement, drainage assuré ou non :

- Cisaillement rapide (réservé aux essais non drainés) : 0,06 mm/minute (environ 15 minutes par essai)
- Cisaillement lent (réservé aux essais drainés) : 0,006 mm/minute (environ 3 heures minimum par essai)
- Essai UU : non consolidé non drainé (caractérise le comportement du sol à court terme)
- Essai CU : essai consolidé non drainé (caractérise un sol au long terme ; essai court de 4 jours au plus)
- Essai CD : essai consolidé drainé (caractérise un sol au long terme ; essai très long, jusqu'à 2 semaines dans certain cas)

4. RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS GRENUS

Les sols grenus sans cohésion sont aussi appelés sols pulvérulents. (Sable propre, graviers...).

La théorie de coulomb montre et les essais effectués sur un sol pulvérulent à la boîte de Casagrande le confirment, que la courbe intrinsèque d'un tel type de sol est une droite passant à l'origine.

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

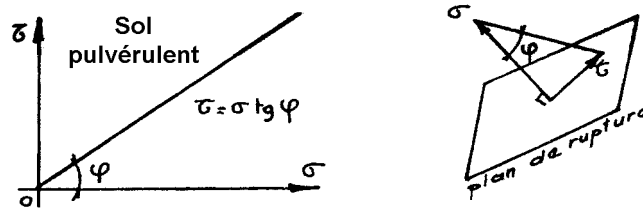


Fig. 7.8 Courbe intrinsèque d'un sol pulvérulent

A noter :

1. Par ailleurs, quel que soit l'état hydrique du sable, l'angle de frottement interne φ a la même valeur,
2. La résistance au cisaillement d'un sol pulvérulent est déterminée par la valeur de son angle de frottement interne φ , qui dépend principalement de deux paramètres : Le coefficient de frottement entre les grains et de la compacité,
3. L'angle de frottement interne φ dépend beaucoup du coefficient de frottement entre les grains $\operatorname{tg} \psi$ cependant φ est toujours plus grand que ψ (angle de frottement grain par grain). $\varphi = 30^\circ$ à 45° $\psi \approx 23^\circ$; Ceci est dû à la compacité,
4. Suivant qu'un sol pulvérulent est lâche ou serré, la valeur de l'angle de frottement interne est différente. Cette valeur varie dans le même sens que l'indice de densité.

5. RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS FINS SATURES : ESSAIS DE LABORATOIRE A LA BOITE DE CISAILLEMENT

Comme il a été indiqué, la résistance au cisaillement des sols fins saturés est avant tout fonction du rôle que joue l'eau interstitielle (comportement à long terme ou à court terme), c'est-à-dire de la possibilité qu'ils ont ou non de pouvoir se drainer.

A ces deux comportements correspondent deux types d'essais :

- Les essais drainés,
- Et les essais non drainés.

Nous n'étudierons pas dans ce cours la résistance des sols fins non saturés, plus grande que celle des sols non saturés (sens de la sécurité si donc étude en milieu saturé) mais aussi beaucoup plus complexe.

5.1. La remise sous contrainte de l'échantillon : définition

La remise sous contrainte consiste à remettre l'échantillon de sol taillé dans un prélèvement ("carotte") et à l'étudier lors d'un essai, et ce, dans le même état de contrainte que celui régnant *in situ*. L'échantillon de sol, une fois prélevé, est en effet décomprimé, puisqu'il est alors soumis à une contrainte totale nulle, et l'eau interstitielle est alors mise "en tension".

La remise sous contrainte a pour but, en revenant aux conditions *in situ* de pression interstitielle et de contraintes effectives, de modifier le moins possible les valeurs des paramètres d'état qui pourraient influencer sur la résistance au cisaillement.

Cette remise sous contrainte se fait généralement avant tout essai de résistance au cisaillement et particulièrement dans le cas des essais lents ; c'est à dire drainés.

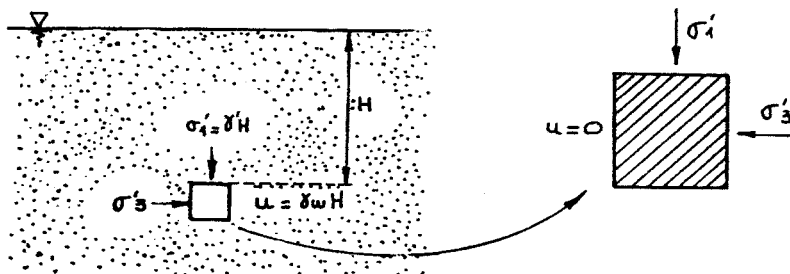


Fig.7.9 Remise sous contrainte

Exemple :

Dans le cas de la figure ci-dessus, les contraintes effectives *in situ* verticales et horizontales sur les grains solides, sont :

$$\begin{cases} \sigma_1' = \gamma' h & (\gamma' : \text{poids volumique déjaugé du sol}) \\ \sigma_3' = K_0 \gamma' h ; & (K_0 \text{ étant le coefficient de poussée des terres au repos}) \end{cases}$$

, et la pression interstitielle étant la pression hydrostatique $u = \gamma_w \cdot h$ (... s'il n'y a pas d'écoulement !)

La remise sous contrainte de l'échantillon s'effectue de la manière suivante en laboratoire :

A la Boite de cisaillement de Casagrande, on applique à l'échantillon de sol une contrainte normale totale $\sigma_1 = \gamma' h$ et on attend jusqu'à ce qu'il y ait eu consolidation complète sous cette contrainte ($u = 0, \sigma_1 = \sigma_1' = \gamma' h$).



Fig. 7.10 Remise sous contrainte à la boîte de cisaillement

5.2. Les essais

5.2.1. Essai consolidé drainé (CD)

L'essai CD permet de déterminer les caractéristiques intrinsèques C' et φ' du squelette du sol. Il correspond au comportement du sol à long terme.

On commence par consolider l'échantillon de sol sous une contrainte isotrope σ_0 ; c'est à dire qu'ayant appliqué cet état de contrainte, on le maintient, orifices de drainage ouverts, jusqu'à ce que la pression interstitielle se soit annihilée ($u = 0$)

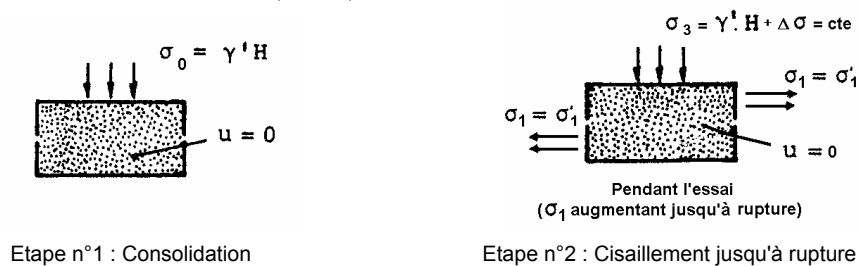


Fig. 7.12 Essai consolidé drainé (CD)

Puis laissant la contrainte normale σ_3 constante dans la boîte de Casagrande, on augmente très lentement la contrainte tangentielle σ_1 , en laissant les orifices de drainage ouverts. De façon qu'à tout instant, la pression interstitielle soit nulle ($u = 0$). On poursuit l'essai jusqu'à rupture complète de l'échantillon.

La courbe intrinsèque obtenue (Fig. 7.13) à partir des résultats de plusieurs essais, est toujours approximativement une droite dont les caractéristiques sont les suivantes,

- φ' : appelé angle de **frottement effectif** est l'angle que fait la droite intrinsèque avec l'axe des contraintes normales.
- c' : appelée **cohésion drainée** est la valeur de l'ordonnée à l'origine de la droite intrinsèque.



Fig. 7.13 Résultat d'un essai CD

L'équation de la droite intrinsèque d'un sol fin saturé dite équation de Mohr-Coulomb est :

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg} \varphi' + c'$$

A noter :

1. La seule différence avec le squelette des sols grenus réside dans la cohésion effective des sols fins surconsolidés. Cette cohésion effective C' dépend de la surconsolidation ou non du sol. En effet, dans les sols normalement consolidés, la résistance au cisaillement n'est due qu'aux contraintes effectives qui s'exercent au moment de la rupture, donc qu'à l'assemblage des grains et des particules de sol. Il n'y a pas de cohésion effective (Fig. 7.13-b). Dans les sols surconsolidés, la cohésion effective est due à une adhésion entre les grains, adhésion provoquée par la préconsolidation ($\sigma_c > \sigma'_{v0}$),
2. Cet essai à un inconvénient : il est long à faire (jusqu'à 2 semaines).

5.2.2. Essai non consolidé non drainé (UU)

Cet essai, à l'opposé du précédent, est un essai très rapide, à drainage fermé et réservé aux terrains argileux.

L'essai non consolidé non drainé (UU) correspond au comportement à court terme du sol en place.

Il s'effectue à la boîte de cisaillement si le sol est vraiment très imperméable. Sinon il sera fait à l'appareil triaxiale (hors programme).

On commence par amener l'échantillon de sol à sa contrainte de consolidation σ_0 ($\sigma_3 = \sigma_0 = \gamma' \cdot H$).

Puis on augmente σ_1 jusqu'à rupture. On réalise ainsi l'essai de cisaillement et obtient un premier cercle.

Par contre, si l'on veut réaliser un deuxième essai ($\sigma_3 = \sigma_0 + \Delta\sigma$) tout supplément de contrainte sur $\Delta\sigma$ sera transmis à l'eau.

Or le drainage est fermé. L'eau ne pourra donc s'évacuer et aucune "consolidation" n'est possible (ie. aucune "transmission vers les grains solides"). Le squelette solide est donc dans le même état quelque soit la valeur de la contrainte initiale $\sigma_0 + \Delta\sigma$ et son augmentation d'un essai à l'autre donnera toujours des cercles de même diamètre.

Quelque soit le nombre d'essai on retombera donc toujours sur le même cercle en contrainte effective, ce qui ne permettra pas de tracer la courbe intrinsèque.

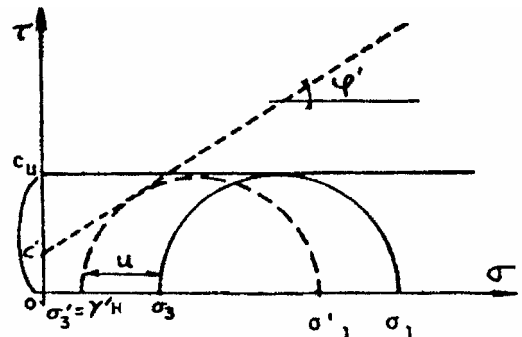


Fig. 7.14 : Résultat d'un essai UU

Cet essai permet seulement de mesurer C_u , la résistance au cisaillement mobilisable pour ce matériau dans l'état de consolidation qu'il avait.

Cette valeur permet de "calculer" les fondations à court terme sur terrain argileux c'est-à-dire quand le drainage n'a pas le temps de se faire (cas des ouvrages provisoires).

5.2.3. Essai consolidé non drainé (CU)

Il s'agit d'un essai permettant d'obtenir les caractéristiques à long terme c' et φ' mais en obtenant la rupture lors d'un essai non drainé donc rapidement (particulier intéressant si le terrain est très imperméable).

Le premier essai consiste à consolider l'échantillon à une valeur légèrement supérieure à σ'_c en place.

Ensuite le drainage est fermé et l'on fait un essai de cisaillement de type UU.

Pour un deuxième essai sur matériau identique contrairement à l'essai UU, l'échantillon est avant consolidé à une valeur σ_3 supérieur au premier essai, avec départ d'eau jusqu'à disparition de la pression interstitielle. L'échantillon se trouve donc dans un état "plus serré" que précédemment.

L'essai à la rupture est mené comme précédemment (drainage fermé).

Il est alors possible de déterminer C' et φ' en menant la tangente aux deux cercles.

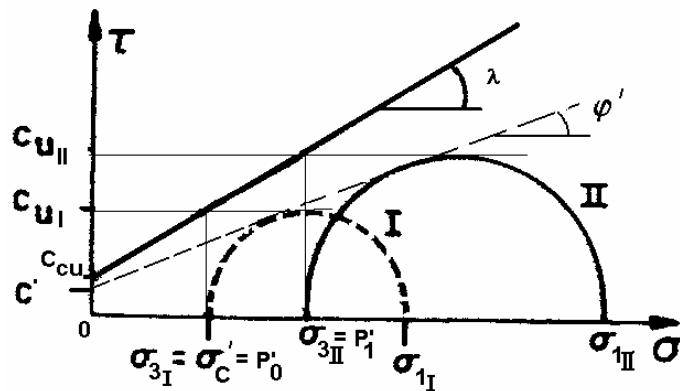


Fig. 7.15 :Résultat d'un essai CU

Cet essai permet de plus de déterminer la valeur à court terme C_{u1} de l'échantillon consolidé à P'_0 et C_{u2} consolidé à P'_1 donc de tracer la courbe $C_u = f(P')$ c'est-à-dire de déterminer l'augmentation de résistance au cisaillement mobilisable à court terme ΔC_u si le matériau a été consolidé d'une valeur initiale P'_0 à une valeur P'_1 (détermination par exemple de la nouvelle valeur de C_u après pré-chargement).

6. CONCLUSIONS

6.1. Courbe intrinsèque d'un sol saturé

La courbe intrinsèque d'un sol saturé est une droite dont l'équation, dite critère de MOHR-COULOMB , est :

Sol grenu :	$\tau = \sigma' \cdot \tan(\varphi')$
Sol fin :	$\tau = C' + \sigma' \cdot \tan(\varphi')$

Dans le cas des sols grenus, l'équation est valable, que les sols soient saturés ou non ($\varphi' = \varphi$).

Dans le cas des sols fins saturés, cette courbe intrinsèque correspond au comportement du squelette sous l'effet des contraintes effectives. Elle donne directement les caractéristiques de cisaillement du sol dans un comportement à long terme.

Le comportement à court terme des sols fins saturés est caractérisé par l'équation :

$\tau = C_u$

, qui traduit le concept de cohésion non drainée et qui est une simplification du critère de MORH-COULOMD en contraintes totales :

$$\tau = C' + (\sigma - u) \cdot \tan(\varphi')$$

La cohésion non drainée C_u augmente linéairement en fonction de la contrainte de consolidation du sol.

1. GÉNÉRALITÉ

1.1. Le problème

Toute masse située près d'une surface libre en pente a tendance à se mettre en mouvement sous l'influence de son poids propre et des forces externes et internes : Il y a stabilité de la pente si cette tendance est équilibrée par des contraintes de cisaillement ; sinon il y a glissement.

En particulier, ces glissements de terrain peuvent intervenir à la suite de travaux qui peuvent modifier un équilibre préétabli :

- Talus naturels (déblais d'autoroute),
- Barrage en terre,
- Tranchées,
- Mur de quai,
- Remblais d'autoroutes ou canaux d'irrigation.

Le calcul de la stabilité des talus est destiné à prévenir les incidents dus à la modification du moment moteur ou à la modification du régime hydraulique, c'est à dire de trouver la pente à donner à un talus pour qu'il présente un certain degré de sécurité vis à vis du glissement.

1.2. Les méthodes

Les méthodes habituellement utilisées sont basées sur des constatations, à savoir que lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a une séparation d'une masse de sol du reste du massif, et ce, **suivant une surface de rupture**.

L'analyse de la stabilité des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite.

Une masse libre (1) du talus glisse par rapport au massif (2), sur une certaine surface de rupture.

Toute la difficulté est de définir la forme de la surface de rupture.

Différentes formes ont été approchées correspondant à autant de méthodes de calculs.

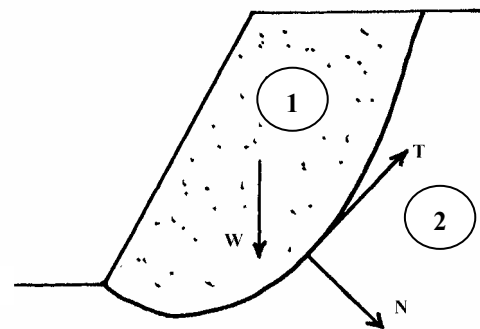


Fig. 2.1 : glissement de sol

Toutes ces méthodes admettent les *hypothèses suivantes* :

1. Le problème est en deux dimensions,
2. La rupture s'effectue simultanément en tous les points de la surface de glissement,
3. On néglige les forces d'inertie.

Par ailleurs, avant de commencer l'étude de la stabilité, il sera nécessaire :

- De connaître les caractéristiques du massif (géométriques, physiques, mécaniques),
- De connaître le rôle joué par l'eau dans le sol considéré, pour en déduire les pressions interstitielles qui s'exercent sur la masse considérée.

1.2.1. Forces agissant sur une masse de sol supposée être sur le point de glisser

Les forces qui agissent sur une masse de sol supposée être sur le point de glisser sont :

- Le poids de toute la masse considérée (volume au dessus de la surface de rupture),
- Le poids des surcharges éventuelles en tête ou sur la pente même,
- Les pressions hydrostatiques éventuelles sur le parement (cas des barrages, digues, canaux,...),
- Les forces agissant sur la surface de glissement (cohésion, frottement, pression interstitielle),

1.2.2. Différences essentielles sur les méthodes

Les méthodes se différencient essentiellement par :

1. Le choix de la surface de rupture,
2. La détermination de la répartition des contraintes le long de cette surface de rupture,
3. La définition du coefficient de sécurité et la vérification ou non de toutes les équations d'équilibre.

1. Choix de la surface de rupture

En ce qui concerne sa forme :

- Cercle,
- Spirale logarithmique,
- Cycloïde,
- Droite,
- Surface unique ou multiple.

En ce qui concerne sa position :

- En faisant de nombreux essais,
- En utilisant des résultats tabulés.

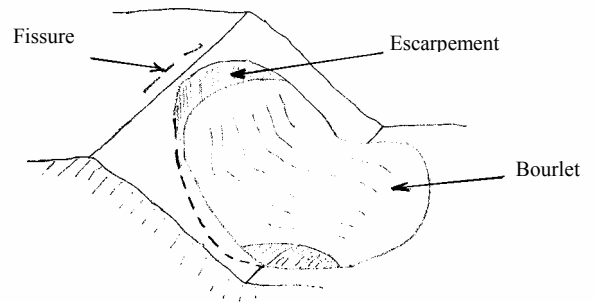


Fig. 2.2 Rupture circulaire

2. Répartition des contraintes le long de cette surface :

On doit admettre une répartition qui doit satisfaire les conditions d'équilibre et qui doit fournir un coefficient de sécurité qui ne comportera des erreurs que dans le sens de la sécurité, et aussi faible que possible.

Vérification ou non de toutes les équations *d'équilibre* :

- Equilibre des forces,
- Somme des moments nulle.

1.2.3. Classification des méthodes

On peut classer ces méthodes schématiquement en trois groupes :

a) Méthodes globales

Ces méthodes considèrent la totalité de la « masse libre » en faisant des hypothèses quant à la distribution des contraintes normales le long de la surface de rupture.

Exemple :

- **Méthode de TAYLOR,**
- Méthode de CAQUOT,
- Méthode de BIAREZ.

Ces méthodes sont utilisées seulement avec des surfaces de ruptures circulaires ou de simple ligne droite.

$\begin{Bmatrix} N \\ T \end{Bmatrix}$ Résultante des contraintes le long de la surface de rupture.

En particulier, dans le cas des talus homogènes, pour des surfaces de rupture circulaires, les méthodes globales de CAQUOT ou BIAREZ semblent intéressantes.

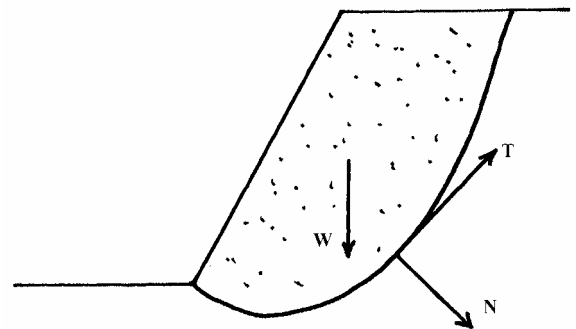


Fig. 2.3 : - Forces le long de la surface de rupture

b) Les méthodes des tranches

La masse libre est divisée en de nombreuses tranches verticales et l'équilibre de chaque tranche est considérée.

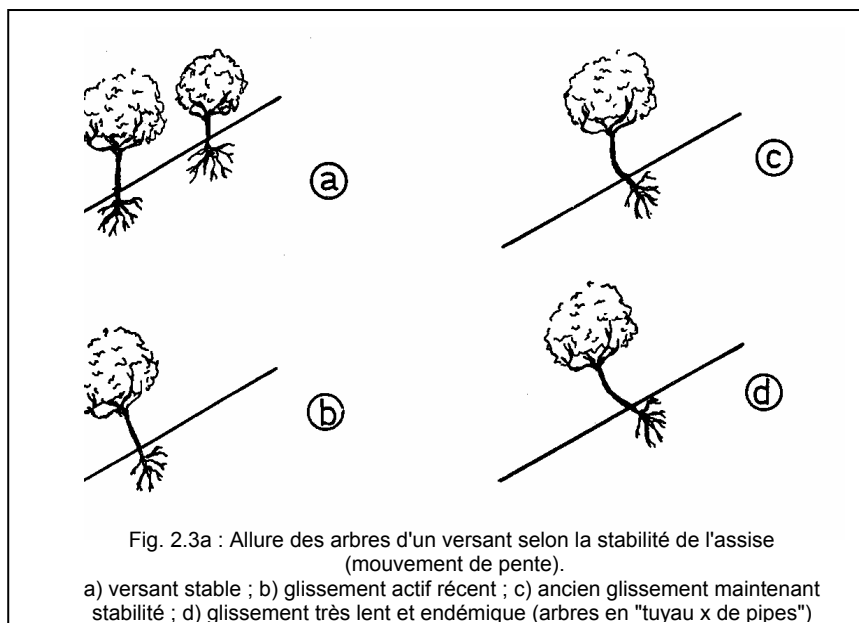
Exemple :

- Méthode de FELLENIUS,
- Méthode de BISHOP très utilisée en Grande Bretagne et Norvège,
- Méthode de MORGENSTERN et PRICE.

Ces méthodes considèrent l'équilibre d'une masse d'une manière approchée (division en tranches), et sont applicables seulement aux surfaces de rupture circulaire.

Cependant le principe général de la méthode des tranches peut être utilisé pour d'autres formes de surfaces de rupture, et les erreurs provenant de l'approximation faite sur l'équilibre peuvent être minimisées ou éliminées.

Les méthodes des tranches paraissent offrir la meilleure approche pour obtenir une solution précise pour n'importe quelle surface de rupture, que ce soit pour les sols stratifiés ou zonés.



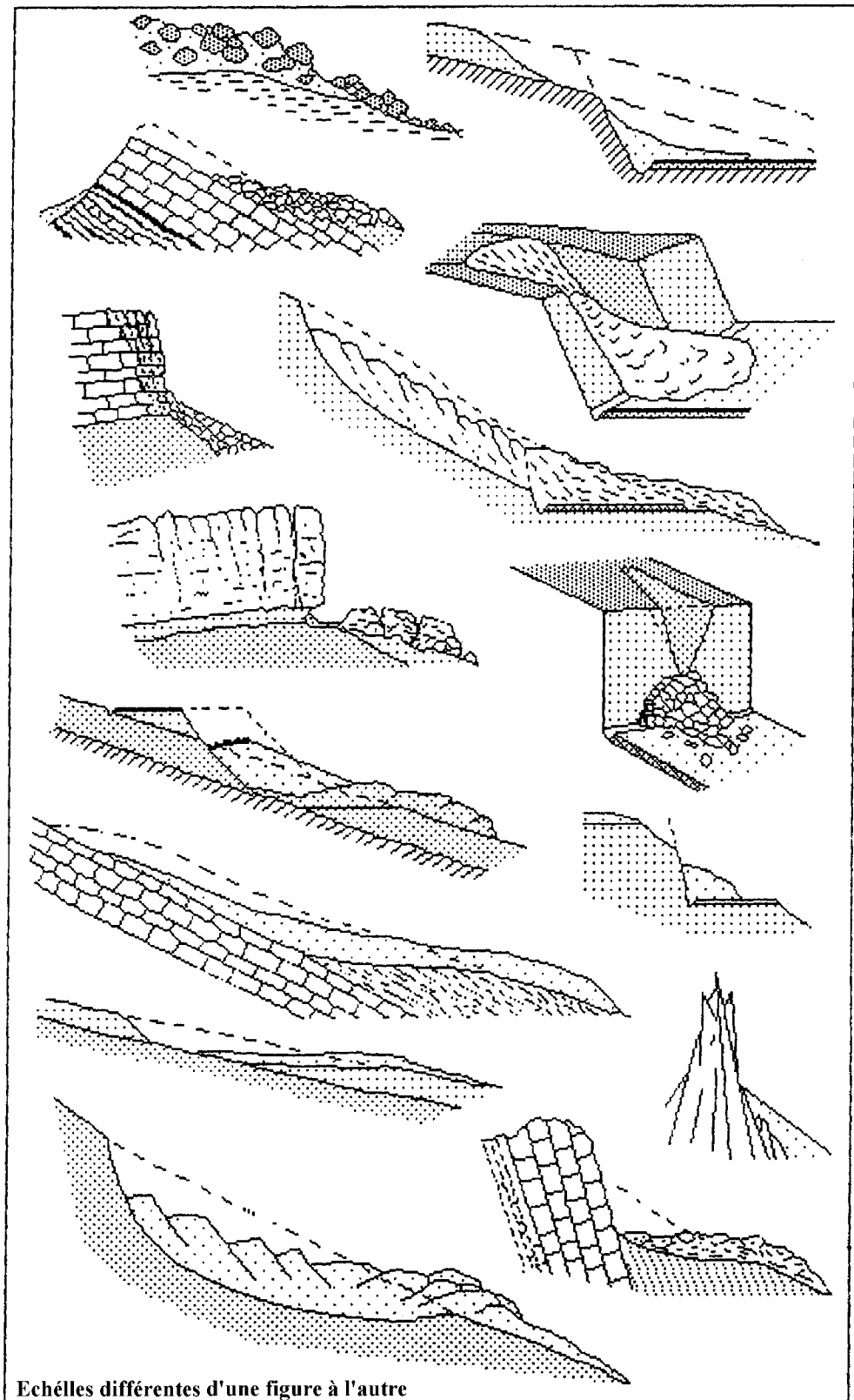


Fig. 2.4 Mouvements de pente en fonction de différents cas géologiques

2. STABILITÉ EN RUPTURE PLANE

On retrouve cette ligne de rupture dans principalement 2 cas de figure :

- Une couche mince de sol de mauvaise qualité (appelée couche de savon) située sous un massif de terre (singularité géologique),
- Cas des fouilles en rigole.

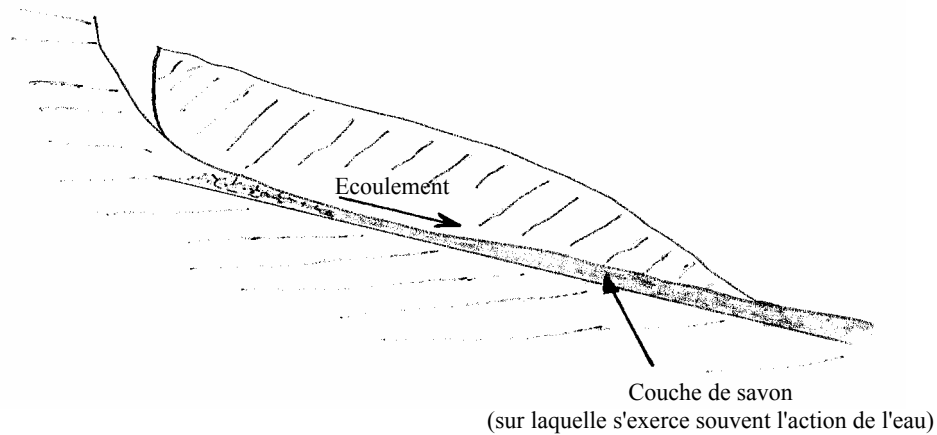


Fig. 2.4 Rupture plane d'un massif

2.1. Rupture plan d'un talus : rupture selon un plan parallèle à la pente

Soit une pente indéfinie d'inclinaison β dans un sol avec un écoulement d'eau permanent, et ayant pour caractéristiques :

- Poids spécifique :
 γ au-dessus de la nappe phréatique,
 γ_{sat} au-dessous de la nappe
- Cohésion c' ,
- Angle de frottement φ' .

On suppose de plus que la nappe règne sur une hauteur h_w au-dessus de la ligne AB et s'écoule parallèlement à la pente (cas courant). Les lignes de courant sont parallèles à la pente et les équipotentielles sont des droites inclinées de β sur la verticale.

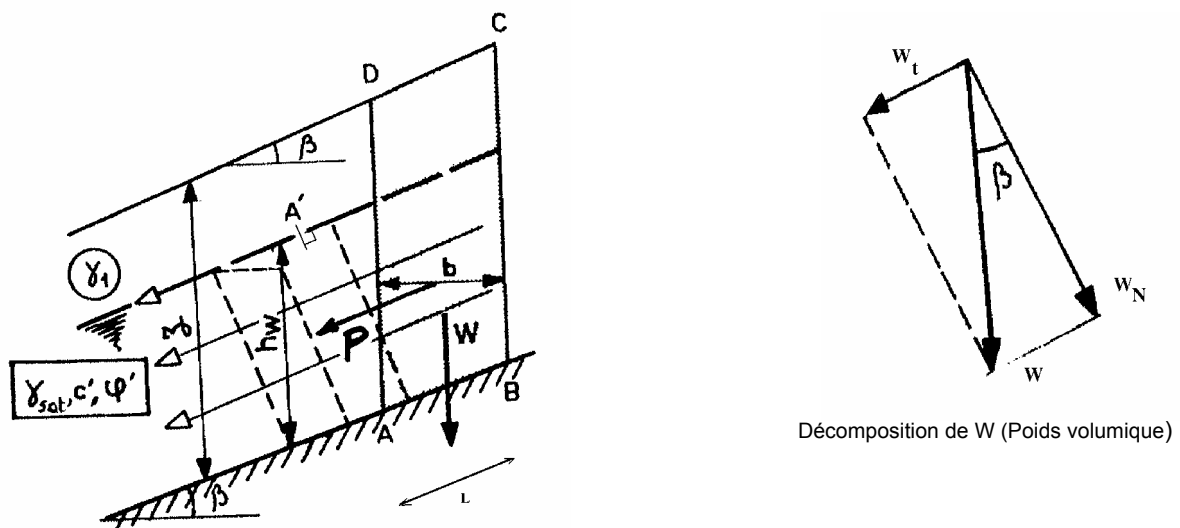


Fig. 2.5 : - Talus illimité : écriture de son équilibre

Considérons l'équilibre du volume ABCD de largeur horizontale b :

1. Par symétrie les réactions selon AD et BC sont égales et opposées : elles s'annulent donc.
2. La résultante du poids volumique de ABCD s'écrit :

$W = [\gamma(z - h_w) + \gamma_{sat} h_w] \cdot b$ peut se mettre sous la forme : $W = b \sum_0^z \gamma_i \cdot h_i$, h_i étant l'épaisseur d'une couche quelconque et γ_i son poids spécifique apparent.

$$W_n = W \cos \beta = b \cos \beta \sum_0^z \gamma_i \cdot h_i \quad \text{: composante normale}$$

$$W_t = W \sin \beta = b \sin \beta \sum_0^z \gamma_i \cdot h_i \quad \text{: composante tangentielle}$$

3. La résultante $U = u \cdot L$ de la pression interstitielle sur AB, orientée suivant la normale au plan AB est :

AA' est une équipotentielle donc, $H_{AA'} = Cte$ c'est à dire, la pression interstitielle u normale au plan AB peut s'écrire :

$$u_{A'} + \frac{z_{A'}}{\gamma_w} = u_A + \frac{z_A}{\gamma_w} \quad \text{et} \quad u_{A'} = 0, \quad \text{d'où} : \Rightarrow u_A = (z_A - z_{A'}) \gamma_w, \quad \text{soit} \quad u_A = \gamma_w h_w \cos^2 \beta$$

d'où :

$$U = u \cdot L = \gamma_w \cdot h_w \cdot \cos^2(\beta) \cdot \frac{b}{\cos(\beta)} = \gamma_w \cdot h_w \cdot b \cdot \cos(\beta)$$

4. Enfin la résultante selon le plan AB (effort de cisaillement) de la poussée d'écoulement sur le volume ABCD, s'écrit ($i \Leftrightarrow$ gradient hydraulique):

$$P = i \cdot \gamma_w h_w b \quad \text{or} \quad i = \sin \beta, \quad \text{d'où} :$$

$$P = \gamma_w h_w b \sin \beta.$$

DONC :

La force motrice pouvant provoquer la rupture est :

$$T = P + W_t = \gamma_w \cdot h_w \cdot b \cdot \sin \beta + b \cdot \sin \beta \cdot \sum \gamma_i \cdot h_i \quad \text{soit}$$

$$T = b \cdot \sin \beta \cdot \left(\gamma_w h_w + \sum \gamma_i \cdot h_i \right)$$

La Force résistante, correspondant à la résistance maximale mobilisable en cisaillement le long de AB, d'après la loi de Coulomb est :

$$R = c' \cdot L + (W_n - U) \operatorname{tg} \varphi', \quad \text{soit} :$$

$$R = c'_o \frac{b}{\cos \beta} + \left(\sum \gamma_i \cdot h_i - \gamma_w h_w \right) b \cdot \cos \beta \operatorname{tg} \varphi'_o$$

φ'_o et C'_o caractéristiques mécaniques du sol en contact avec le plan de rupture AB !

On définit dès lors le **coefficient de sécurité F** vis à vis de la rupture au cisaillement le long du plan AB situé à la profondeur z , par la relation :

$$F = \frac{R}{T} = \frac{c_o' \cdot \frac{b}{\cos \beta} + \left(\sum_0^z \gamma_i \cdot h_i - \gamma_w h_w \right) \cdot b \cdot \cos \beta \cdot \text{tg} \varphi_o'}{b \cdot \sin \beta \left(\sum_0^z \gamma_i \cdot h_i + \gamma_w h_w \right)}$$

si $F > 1 \Rightarrow$ Ok pas de Problème

si $F \leq 1$ Rupture !

$$F = \frac{c_o' + \left(\sum_0^z \gamma_i \cdot h_i - \gamma_w h_w \right) \cdot \cos^2 \beta \cdot \text{tg} \varphi_o'}{\sin \beta \cdot \cos \beta \left(\sum_0^z \gamma_i \cdot h_i + \gamma_w h_w \right)}$$

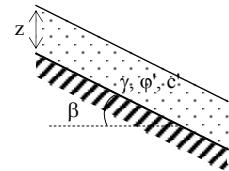
A noter :

- La valeur limite de β correspond à $F = 1$: c'est donc φ' , l'angle de talus naturel,
- Dans tous les cas, le coefficient de sécurité F est proportionnel aux caractéristiques mécaniques φ_o' et C_o' du sol en contact avec le plan de glissement,
- On a supposé ici la surface de rupture comme parallèle à β : \Leftrightarrow hypothèse simplificatrice forte
- Il s'agit ici du **coefficient de sécurité F** de résistance au cisaillement exprimé à **long terme** ; à **court terme** il faut alors remplacer $c' = c_u$, $\varphi' = \varphi_u = 0$.

2.1.1. Cas d'un talus homogène avec non saturé avec γ , φ' et C' constant, dont on néglige la poussée d'écoulement ; comportement à long terme

$$F = \frac{c' + \gamma \cdot z \cos^2 \beta \cdot \text{tg} \varphi'}{\gamma \cdot z \cdot \sin \beta \cos \beta} = \frac{c'}{\gamma \cdot z \cdot \sin \beta \cos \beta} + \frac{\text{tg} \varphi'}{\text{tg} \beta}$$

$$F = \frac{2}{\sin(2 \cdot \beta)} \cdot N_s + \frac{\text{tg} \varphi'}{\text{tg} \beta}$$



avec $N_s = \frac{c'}{\gamma \cdot z}$, paramètre sans dimension est appelé **facteur de stabilité**.

2.1.2. Cas d'un talus homogène constitué d'un sol fin (argile) saturée (cas le plus défavorable vis-à-vis de la stabilité) dont on néglige poussée d'écoulement (normal car sol fin) ; comportement à court terme :

$c' = c_u$, $\varphi' = \varphi_u = 0$, et :

$$F = \frac{2}{\sin(2 \cdot \beta)} \cdot \frac{C_u}{\gamma \cdot z}$$

2.1.3. Cas d'un talus homogène constitué d'un sol granulaire ; comportement à court et long terme ; pas de poussée d'écoulement

$c' = 0$, $\varphi' = \varphi$, et :

$$F = \frac{\text{tg} \varphi}{\text{tg} \beta}$$

A noter : Un talus en sol granulaire, aura **toujours** une rupture de type plane !

2.2. Rupture plane : cas du remblais sur sols inclinés

Le remblai est alors une simple surcharge de poids W_r à ajouter comme force motrice.

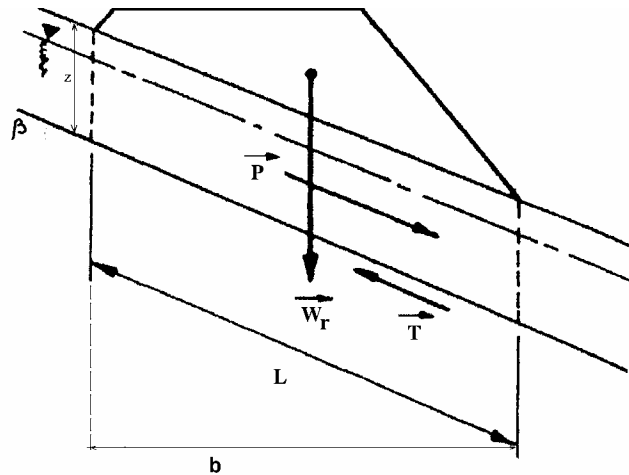


Fig. 2.6 : remblai sur sol incliné

En reprenant les notations du paragraphe ci-dessus, si nous appelons W_r le poids du remblai, on a comme résistance maximale mobilisable en cisaillement selon la pente :

$$R = c' \cdot L + (W_n + W_r \cos \beta - U) \operatorname{tg} \varphi'$$

soit

$$R = c'_o \cdot \frac{b}{\cos \beta} + r \left[\left(\sum_0^z \gamma_i \cdot h_i - \gamma_w h_w \right) b + W_r \right] \cdot \cos \beta \operatorname{tg} \varphi'_o$$

et

$$F = \frac{R}{T} = \frac{c'_o \cdot \frac{b}{\cos \beta} + \left[\left(\sum_0^z \gamma_i \cdot h_i - \gamma_w h_w \right) b + W_r \right] \cdot \cos \beta \operatorname{tg} \varphi'_o}{\left[b \cdot \left(\sum_0^z \gamma_i \cdot h_i + \gamma_w h_w \right) + W_r \right] \cdot \sin \beta}$$

$$F = \frac{c'_o \cdot b + \left[\left(\sum_0^z \gamma_i \cdot h_i - \gamma_w h_w \right) b + W_r \right] \cdot \cos^2 \beta \operatorname{tg} \varphi'_o}{\left[b \cdot \left(\sum_0^z \gamma_i \cdot h_i + \gamma_w h_w \right) + W_r \right] \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta}$$

A noter :

1. Cette expression est valable à long terme
2. A court terme pour un talus homogène, constitué d'un sol fin dont on néglige l'effet de la poussée d'écoulement, l'expression devient : $F = \frac{2 \cdot C_u \cdot b}{(b \cdot \gamma \cdot z + W_r) \cdot \sin(2 \cdot \beta)}$
3. Si hypothèses du 2), et en plus le cas d'une rupture à l'interface Surcharge/Talus ($z=0$; cas très fréquent), l'expression devient :

$$F = \frac{2 \cdot C_u \cdot b}{W_r \cdot \sin(2 \cdot \beta)}$$

2.4. Rupture plane : Hauteur critique d'une fouille verticale (milieu cohérent et non saturé)

Si le talus était retenu par un écran lisse, on démontre que :

$$\sigma'_h = \sigma'_v \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) - 2.c' \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (1)$$

, avec dans notre cas $\sigma'_v = \gamma.z$

Trouvons la valeur z_0 de z pour laquelle $\sigma'_h = 0$ (valeur limite avant rupture au cisaillement).

On obtient :

$$z_0 = \frac{2.c'}{\gamma} \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right)$$

Ainsi donc, sur une hauteur $H_c = 2z_0$, la résultante des contraintes de poussée sur l'écran est nulle ; le sol peut donc théoriquement tenir vertical sans écran sur une hauteur $H_c = 2z_0$, soit :

$$H_c = \frac{4.c'}{\gamma} \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right)$$

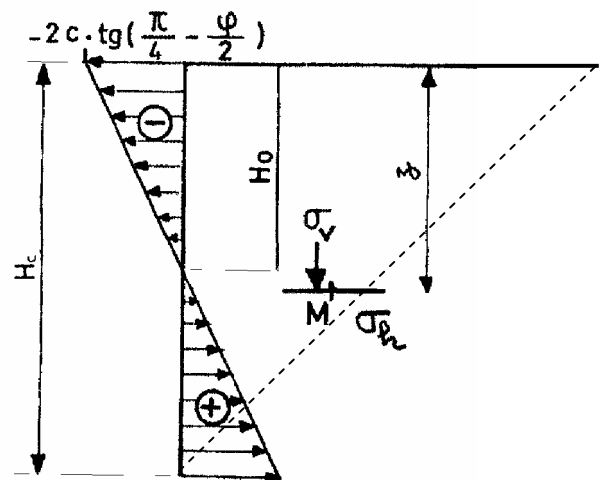


Fig. 2.7 - Contrainte horizontale sur talus vertical

A noter :

1. Cette formule est aussi appelée formule de TERZAGHI ; elle est développée au chapitre 3 du présent cours,
2. En fait des fissures apparaissent rapidement et contribuent à diminuer la hauteur critique du talus vertical ; elles sont dues aux contraintes de traction qui s'exercent entre 0 mètre et Z_0 ,
3. Dans ce cas particulier des fouilles verticales, on définit un coefficient de sécurité F comme étant le rapport de la hauteur critique H_c , à la hauteur réelle de talus : $F = \frac{H_c}{H}$
4. Nous verrons plus loin dans le cours (chapitre 3) que l'équation (1) peut aussi s'écrire : $\sigma'_h = \sigma'_v.K_p - 2.c' \sqrt{K_p}$ avec K_p appelé coefficient de poussée,
5. Si le terrain limité par le talus vertical est soumis à une charge q uniformément répartie, l'équation devient : $H_c = \frac{4.c'}{\gamma} \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) - 2 \frac{q}{\gamma}$

2.4.1. Cas particulier des sols purement cohérents ($c' = c_u$, $\varphi' = \varphi_u = 0$)

$$H_c = \frac{4.c_u}{\gamma}$$

Cas d'un massif homogène non fissuré en argile saturé, écoulement négligé ; comportement à court

2.5 Rupture plane : Hauteur critique d'une fouille verticale dans le cas d'un massif fissuré

Hypothèses

- Ligne de rupture plane inclinée de $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}$ par rapport à la verticale,
- Profondeur de fissure z_f (en général on prend $z_f = \frac{1}{2} H'_c \Leftrightarrow$ hypothèse de sécurité),
- H'_c : hauteur critique du massif.

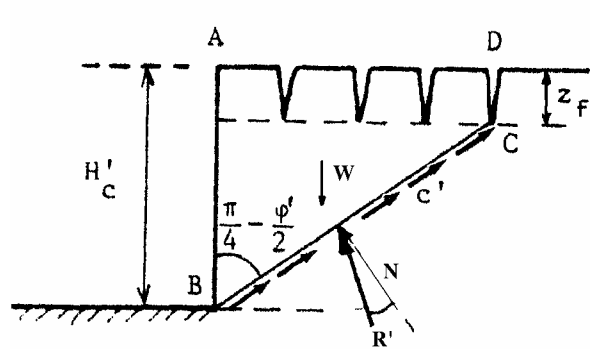


Fig. 2.8 : - massif fissuré

A noter : si $H > H'_c$, il faut obligatoirement faire un blindage

$$W = z_f (H'_c - z_f) \gamma \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right) + \frac{1}{2} (H'_c - z_f) (H'_c - z_f) \gamma \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$W = \frac{1}{2} (H_c'^2 - z_f^2) \gamma \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right)$$

Principe : étude du coin trapézoïdal

$$T = c' \cdot BC = c' \frac{H'_c - z_f}{\cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right)}$$

$$W = 2T \cos \alpha$$

$$H'_c = \frac{4c'}{\gamma} \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) - z_f$$

$$z_f = \frac{1}{2} H'_c \text{ (Hypothèse de sécurité)}$$

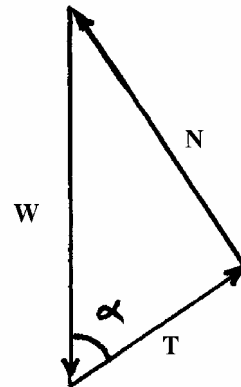


Fig. 2.9 : - Équilibre du coin trapézoïdal

$$H'_c = 2,67 \cdot \frac{c'}{\gamma} \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

A noter :

1. Cette valeur de la hauteur critique est couramment utilisée quand on a à effectuer une tranchée verticale dans un sol argileux avec l'hypothèse de la sécurité à long terme ; **l'expression de la hauteur critique sans fissuration ne s'utilise que pour des ouvertures d'un temps très court pendant lequel la fissuration n'a pas le temps d'apparaître,**

2. De même, on peut définir un coefficient de sécurité F comme étant le rapport de la hauteur critique H_c , à la hauteur réelle de talus : $F = \frac{H_c}{H}$; Il faut se souvenir que H_c est une hauteur *critique* donc par définition sans sécurité.

2.5.1. Massif fissuré, cas d'un sol purement cohérent, ($c = c_u$, $\varphi = \varphi_u = 0 \Leftrightarrow$ comportement à court terme)

$$H_c' = 2,67 \frac{c_u}{\gamma}$$

A noter :
Dito "A noter" précédant.

3 STABILITE EN RUPTURE CIRCULAIRE D'UN TALUS

Les ruptures ont, d'une façon générale, l'allure de glissements rotationnels circulaires.

On distingue :

- Les cercles de talus,
- Les cercles de pied,
- Les cercles profonds.

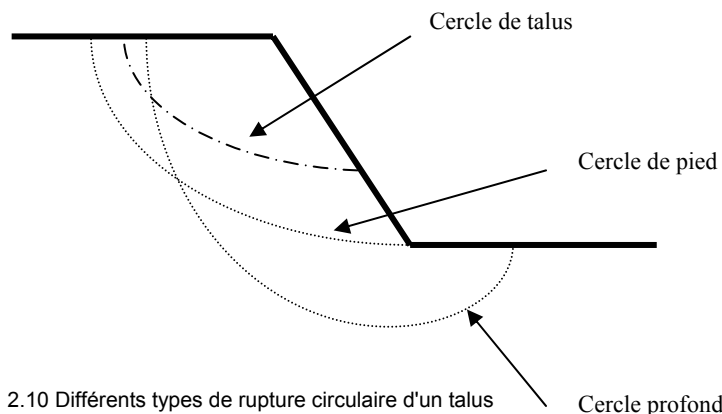


Fig. 2.10 Différents types de rupture circulaire d'un talus

A noter :

1. Les glissements de talus se produisent dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspondant à une couche plus résistante,
2. **Les cercles de pied sont les plus courants dans le cas des talus,**
3. Les cercles profonds ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité (présence d'eau).

3.1 Méthode simple des tranches verticales : Méthode de FELLENIUS

3.1.1 Hypothèses

- Milieu homogène ou non (sol stratifié ou non),
- Circulation ou non d'eau (prise en compte des pressions interstitielles).

3.1.2. Principe du calcul

- Rupture selon un cercle (hypothèse forte),
- Décomposition de la zone de massif, comprise entre le cercle et la surface libre du talus, en tranches verticales,

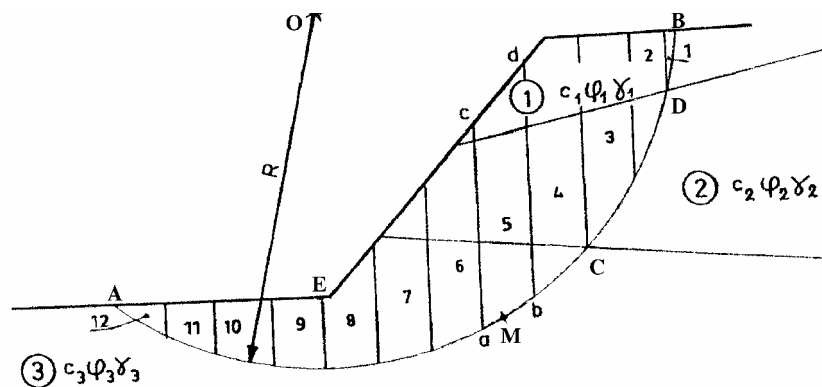


Fig. 2.11 : - Découpage en tranches d'un talus

d

A noter :

1. Il convient de réaliser le découpage de telle façon que l'intersection du cercle de glissement et d'une limite de couche corresponde à une limite entre deux tranches,
2. Il n'est pas nécessaire de découper le massif en un nombre très grand de tranches pour obtenir une précision satisfaisante.

Soit abcd une des tranches et W_i le poids total du sol situé à l'intérieur de la tranche considérée ; les forces agissant sur cette tranche sont :

- Son poids W_i qui se décompose en une composante normale N_i et une composante tangentielle T_i à l'arc de cercle ab,
- La réaction R_i du milieu sous-jacent le long de l'arc de cercle AB,
- Les réactions des tranches voisines le long de ac et bd, que l'on peut décomposer en réactions horizontales H_{i-1} et H_{i+1} et en réactions verticales V_{i-1} et V_{i+1} qui sont des forces internes au massif,
- La force U_i due aux pressions interstitielles le long de ab.

Calcul du moment de ces forces par rapport à O, centre du cercle supposé de rupture

- - La force T_i fournit le **MOMENT MOTEUR**,
- - Les forces R_i , H_{i-1} , H_{i+1} , V_{i-1} et V_{i+1} fournissent le **MOMENT RESISTANT**.

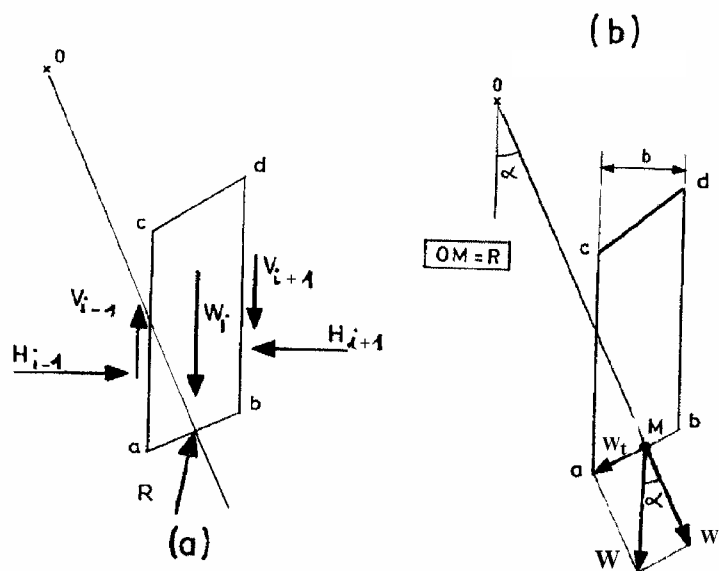


Fig. 2.12 : - Forces agissant sur une tranche

Coefficient de sécurité

Il est défini comme le rapport :

$$F = \frac{\sum_{AB} M_{r \max}}{\sum_{AB} M_m} \text{ avec :}$$

$\sum_{AB} M_{r \max}$: somme des moments résistants maximaux

$\sum_{AB} M_m$: somme des moments moteurs.

Le moment moteur M_m a pour expression :

$$M_m = \sum_i T_i \cdot R = R \sum_i T_i$$

On notera que les forces H_i , H_{i+1} , V_i et V_{i+1} deviennent des réactions intérieures lorsque l'on passe d'une tranche donnée à l'ensemble des tranches. La somme de leurs moments est nulle. En effet la tranche $(i+1)$ est soumise à la réaction $-H_{i+1}$ et la tranche $(i-1)$ à la réaction $-R_B$ et ainsi de suite de proche en proche, de telle sorte qu'il ne restera dans la sommation que les moments relatifs aux réactions rencontrées aux points extrêmes A et B où la hauteur des tranches est nulle, entraînant des valeurs nulles pour R_A et R_B . Il n'y a donc pour résister aux forces motrices W_i que les réactions R_i le long du cercle de rupture.

- Évaluation de R_i :

$(R_i)_n$: composante normale passant par le centre O d'où de moment nul

$(R_i)_t = (N_i - U_i) \operatorname{tg} \varphi_i' + c_i' l_i$ (loi de Coulomb),

avec :

l_i : longueur de l'arc ab.

c_i' et φ_i' étant les caractéristiques mécaniques le long de ab

- Moment résistant M_r :

$$M_r = \sum_i R [(N_i - U_i) \operatorname{tg} \varphi_i' + c_i' l_i] = R \sum_i [(N_i - U_i) \operatorname{tg} \varphi_i' + c_i' l_i]$$

- Pour qu'il y ait équilibre on doit avoir $M_r = M_m$.

- Le coefficient de sécurité est donné par la relation :

$$F = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum_i [(N_i - U_i) \operatorname{tg} \varphi_i' + c_i' l_i]}{\sum_i T_i}$$

Remarque 1

Si le milieu est homogène, c' et φ' ont même valeur le long de l'arc AB et F s'écrit :

$$F = \frac{tg\varphi'(N_i - U_i)' + c'l}{\sum_i T_i} \quad l : \text{longueur de l'arc AB}$$

Remarque 2

La formule générale de F peut encore s'écrire : $\sum_i T_i = \sum_i (N_i - U_i) \frac{tg\varphi_i'}{F} + \frac{c_i'}{F} l_i$

Par conséquent, si l'on prend sur $tg\varphi_i'$ et sur c_i' le même coefficient de sécurité F, on obtiendra des caractéristiques fictives φ_i' et c_i' telles que :

$$tg\varphi_{i1}' = \frac{tg\varphi_i' l}{F}$$

$$c_{i1}' = \frac{c_i' l}{F}$$

Avec ces nouvelles caractéristiques, $M_m = \sum_i T_i = M_r$ d'où $F = \frac{M_r}{M_m} = 1$

3.1.3. Méthodologie

Il a été vu comment calculer le coefficient de sécurité F pour un cercle de rupture donné à priori. Pour connaître le coefficient de sécurité réel d'un talus, il faut définir le cercle donnant la valeur minimale de F. C'est en effet le long de cette surface de glissement que la rupture se produira.

Il n'y a pas de méthode précise pour définir ce cercle. La méthode générale consiste à calculer le coefficient de sécurité pour un nombre suffisant de cercles en quadrillant les surfaces de rupture géométriquement compatibles avec la topographie des lieux.

Dans le cas général, il y a une infinité de possibilités car :

1. Pour un centre donné, on peut faire varier le rayon du cercle,
2. La position du cercle peut varier dans le sens horizontal et dans le sens vertical.

Pour chaque centre de cercle, on porte le coefficient de sécurité correspondant au rayon donnant la valeur minimale.

Il est possible de tracer des courbes d'iso facteurs de sécurité et de définir le minimum.

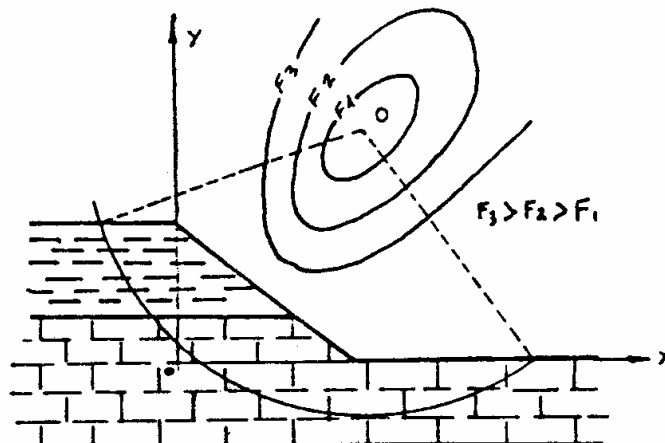


Fig. 2.11. : Courbes d'iso facteurs de coefficient de sécurité F – rendu type des logiciels de calculs

Trois possibilités s'offrent au Technicien Supérieur pour la recherche du coefficient de sécurité :

- Méthode manuelle,
- Calcul sur ordinateur,
- Abaques.

La recherche du coefficient de sécurité nécessite souvent le calcul de nombreux cercles ce qui est une opération particulièrement fastidieuse ; aussi, les calculs sur ordinateur sont d'un emploi courant.

Méthodes manuelles

Nous la présentons, en terme de méthodologie, « au cas où ». Les méthodes manuelles ne doivent être conservées que pour des cas exceptionnels, lorsque par exemple le nombre de cercles intéressant est limité.

Deux moyens peuvent être utilisés :

- Le calcul,
- La résolution graphique.

Pour les calculs, on adoptera des tableaux du type ci-après.

Cercle k	Coordonnées du centre $x = x_k, y = y_k$						$R = R_k$
N° des tranches	Poids W_i	N_i $(W_i \cos \alpha_i)$	T_i $W_i \sin \alpha_i$	U_i $u_i l_i$	$c_i' l_i$ $c_i' \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$	$(N_i - U_i) \operatorname{tg} \varphi_i'$	Observations
1							
2							
3							
4							
Total							

3.2. Rupture circulaire : Méthode globale simple : méthode de TAYLOR

3.2.1 Cas des sols purement cohérents

Hypothèses :

- Talus de hauteur H ,
- Surface libre horizontale,
- Sol homogène : poids spécifique γ ,
cohésion $c \neq 0$,
Angle de frottement interne $\varphi = 0$,
- Présence d'un substratum résistant à la profondeur $n_d H$.

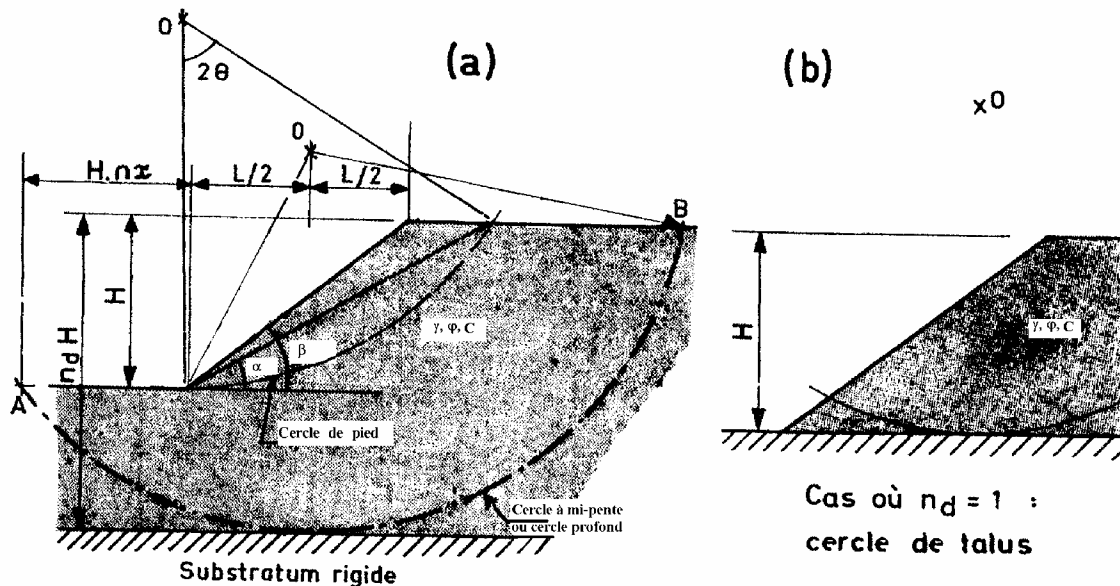


Fig. 2.12: - abaque de TAYLOR : Définition des paramètres

Le coefficient de sécurité est alors donné par la relation :

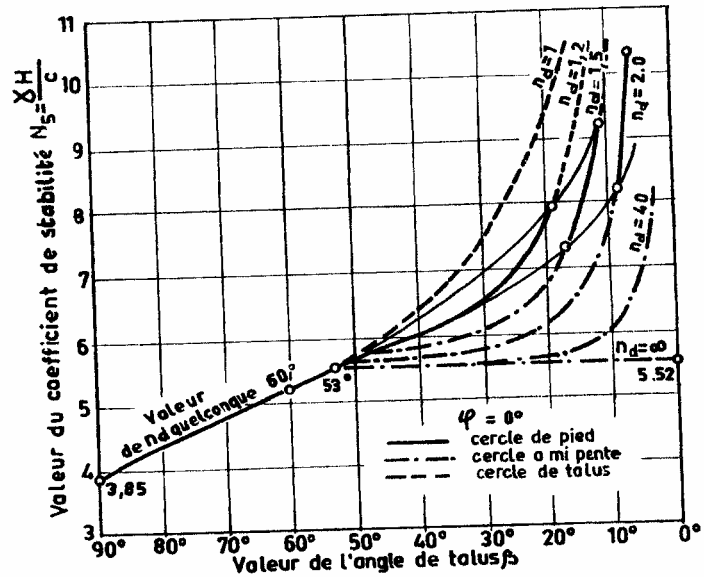
$$F = \frac{cL}{\sum T}, \text{ avec } L = \text{longueur de l'arc AB.}$$

Or L est proportionnel à H et T est proportionnel à W , donc à H^2 et γ . Donc :

$$F = f\left(\frac{cL}{\gamma H}\right) \quad \text{ou encore} \quad F = g\left(\frac{\gamma H}{c}\right) \quad (F \text{ est fonction de } \dots)$$

Le coefficient de sécurité F dépend ici à nouveau d'un nombre sans dimension, appelé **le facteur de stabilité**: $N_s = \frac{\gamma H}{c}$. Ce facteur est donné dans ce cas par les abaques en fonction de l'angle β et du coefficient n_d .

Fig. 8.13 : - Valeurs de N_s : cas des sols purement cohérents ($\varphi = 0$; $C = C_u \Leftrightarrow$ stabilité à court terme ; rupture circulaire).



Si le cercle critique est un cercle de pied, on peut aussi définir son centre en connaissant les angles 2θ et α

Or les valeurs de α et de θ sont données en fonction de β par l'abaque de la figure 8.14 a.

Si le cercle critique est un cercle profond, il est appelé cercle à mi-pente car l'expérience montre que son centre est généralement situé à mi-largeur de la pente (Fig. 2.12a). Ce cercle est alors déterminé par la valeur de n_x .

Les valeurs de n_x en fonction de β et n_d sont données par le graphique 8.14b.

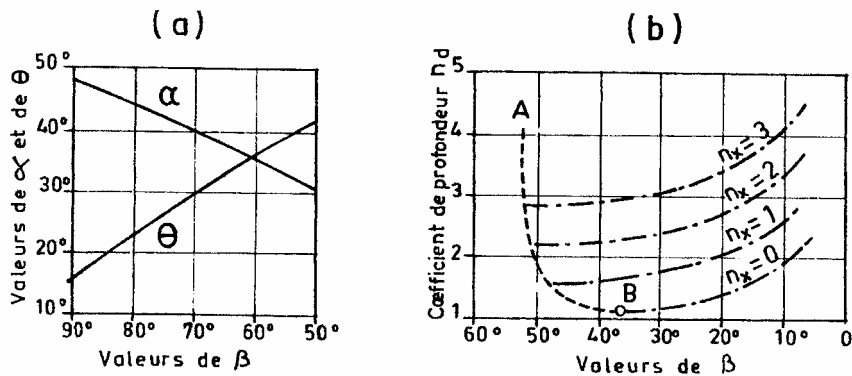


Fig. 2.14. – Détermination de α , θ , n_x .

Ces abaques permettent, soit de déterminer la hauteur critique H_c correspondant à un coefficient de sécurité égal à 1 pour la cohésion réelle du sol, soit de calculer la cohésion minimale nécessaire pour que le talus soit stable sur la hauteur H sans coefficient de sécurité, soit c_{\min} cette cohésion.

Pour un talus de hauteur H , on aura :

$$F = \frac{H_c}{H} \text{ où encore, } F = \frac{c}{c_{\min}}$$

3.2.2. Cas des sols cohérents et homogènes dans le cas d'un comportement à long terme

Si $\varphi > 3^\circ$, on démontre que le cercle critique est dans ce cas toujours un cercle de pied.

Le coefficient de sécurité F dépend toujours du nombre de stabilité de TAYLOR, de β , mais également de φ . La Fig. 2.15 donne la valeur de N_s en fonction de β , et de φ' pour un coefficient de sécurité égal à $F = 1$.

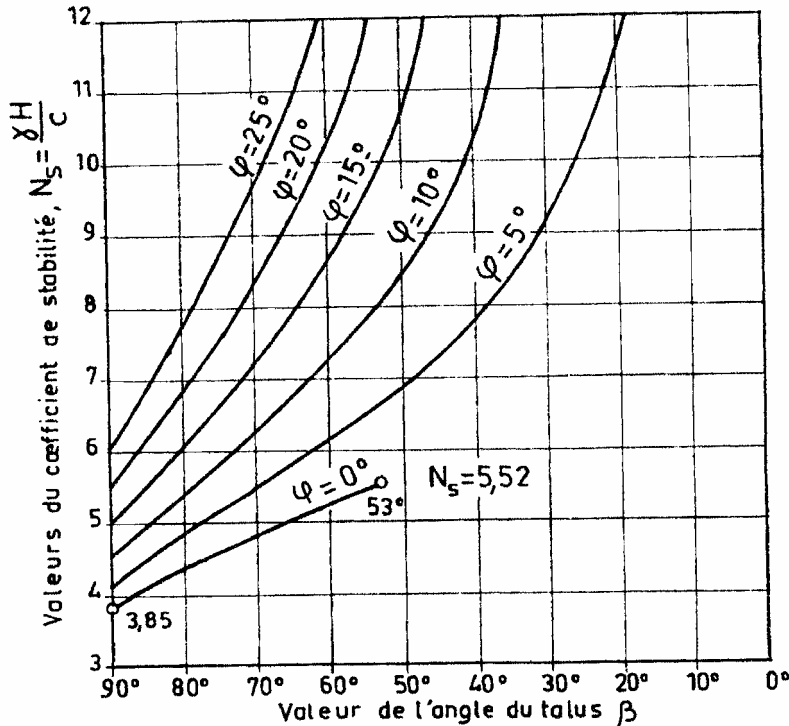


Fig. 2.15. – Valeur de N_s pour sols cohérents homogènes à long terme (coef. de sécurité $F = 1$)

Or la composante tangentielle du poids du massif est donnée alors par la relation :

$$\sum T = \frac{C'L}{F_s} + \frac{\sum N \cdot \text{tg} \varphi'}{F_s}, \text{ on peut donc prendre un coefficient de sécurité sur } C' \text{ et } \varphi'.$$

Ceci a été mis graphiquement par BIAREZ, qui repris l'abaque de TAYLOR pour la mettre sous la forme de la figure 2.16 (abaque de TAYLOR-BIAREZ).

Cette dernière abaque (abaque de TAYLOR-BIAREZ) est d'utilisation très pratique en travaux publics.

A noter :

1. Dans le cas de sols non homogènes, il est nécessaire de faire l'étude sur ordinateur en utilisant la méthode de FELLENIUS par exemple ; **en d'autres termes l'abaque de TAYLORS – BIAREZ n'est valable que pour un talus homogène,**
2. **Le coefficient de sécurité vis-à-vis de la stabilité d'ensemble doit être au moins égal à 1,5 (disposition imposé par les règles de l'art - rappel) ;** raison de l'abaque de TAYLOR-BIAREZ (document pour les Travaux et non document de laboratoire),

3. Certains ouvrages de talus peuvent être amenés (réglementairement) à un coefficient de sécurité de 2,5 voir 3 (cas des barrages poids de plus de 50 m de hauteur).

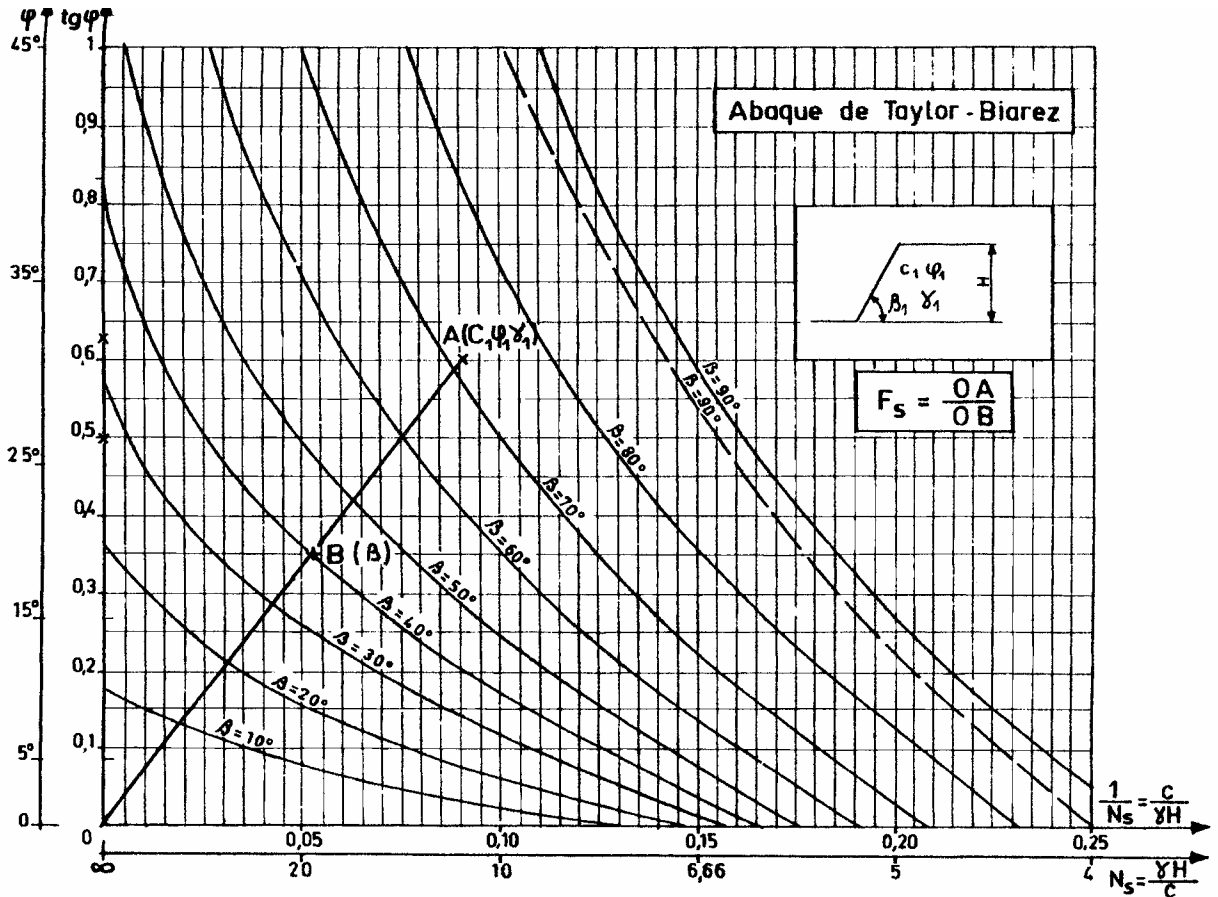


Fig. 2.16 : Abaque de Taylor BIAREZ

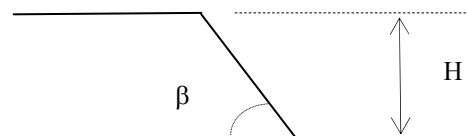
A noter :

1. La courbe en tiretés $\beta = 90^\circ$ correspond à la formule de TERZAGHI pour un talus vertical, formule donnant la hauteur critique : $H_c = \frac{4 \cdot c'}{\gamma} \cdot \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$; la différence entre les deux provient du type de rupture considérée (plane pour l'une et circulaire pour l'autre). Cette courbe est donnée à titre indicatif,
2. Dans le cas où la cohésion serait nulle (talus en sol granulaire), l'angle de talus maximum est l'angle de talus du sol. Or nous avons vu dans ce cas que l'on définit un coefficient de sécurité par rapport à l'angle de talus naturel (indépendant de γ et de H) : $F = \frac{\text{tg } \varphi}{\text{tg } \beta}$.
L'abaque de TAYLOR-BIAREZ permet de retrouver ces valeurs (cf. exercice 3 ci-après).

Exercices d'application – Abaque de Taylor BIAREZ – Cas d'un talus homogène, comportement à long terme

Rappel des hypothèses :

- Rupture circulaire, et en pied,
- Talus homogène (C_1, γ_1, φ_1), rectiligne entre deux surfaces libres horizontales, de hauteur H ,
- Comportement à long terme.



L'utilisation de l'abaque nécessite les données **et** unités suivantes :

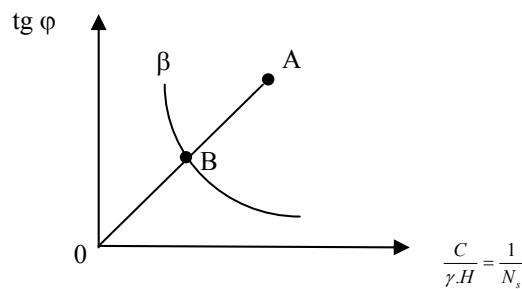
Données de sol :

$C' \Leftrightarrow$ cohésion en KN/m^2
 $\varphi \Leftrightarrow$ angle de frottement interne en degrés
 $\gamma \Leftrightarrow$ poids volumique humide (total) en KN/m^3

Données géométriques :

$H \Leftrightarrow$ hauteur du talus en m
 $\beta \Leftrightarrow$ pente du talus en degrés

Utilisation de l'abaque



Coefficient de sécurité :

$$F = \frac{OA}{OB}$$

Avec

A : Point de coordonnées $\left(\frac{C}{\gamma.H}; \text{tg } \varphi \right)$

B : intersection de OA avec la courbe correspondant à la pente de talus β

Exemple 1 :

$C = 10 \text{ KN/m}^2$ $H = 3,2 \text{ m}$
 $\varphi' = 30^\circ$ $\beta = 60^\circ$
 $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$

Calculer le coefficient de sécurité.

Exemple 2 :

Même exercice mais avec $\beta = 90^\circ$ Comparer avec la formule de TERZAGHI.

Exemple 3 :

Même exercice mais avec $\beta = 20^\circ$ et $C = 0 \text{ KN/m}^2$; Comparer votre résultat obtenu par l'abaque de TAYLOR-BIAREZ et avec $F = \frac{\text{tg } \varphi}{\text{tg } \beta}$.

4. AMELIORATION DE LA STABILITE DES TALUS

La méthode d'amélioration de la stabilité consiste fondamentalement à tout mettre en œuvre pour drainer l'eau du talus.

Ces drainages comprennent essentiellement des tranchées drainantes transversales, dont le rôle est d'amener le niveau de la nappe au bas de ces tranchées, pour diminuer la poussée d'écoulement. On peut aussi citer l'utilisation de plantes à fort pouvoir d'absorption/évaporation, planter sur le talus même (fonctions de drainage, de protection contre l'érosion, et d'esthétique).

Il est aussi possible de lester le pied du talus (cas des ruptures par glissement rotationnel en cercle de pied ou profond).

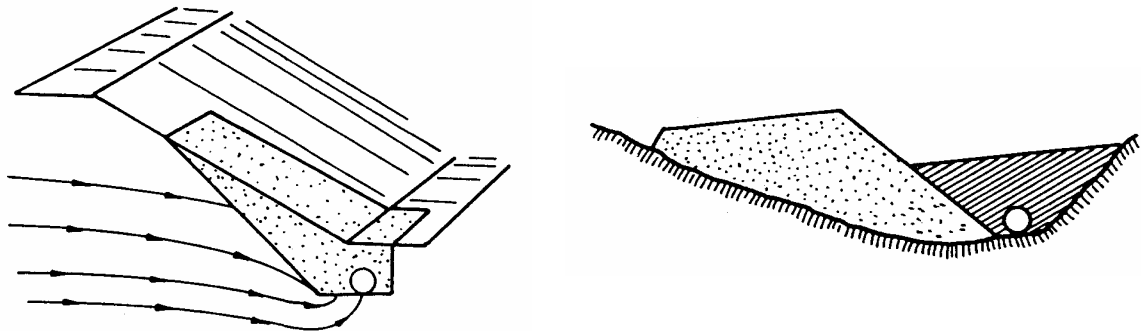


Fig. 8.7 : Drainage du talus - Lestage du pied de talus (ici avec aussi drainage)

5. CAS DES DIGUES ET BARRAGES EN TERRE

La présence d'eau souterraine dans une couche du massif susceptible de glisser sur un plan, ne modifie que légèrement les conditions d'équilibre si on néglige les différences de poids volumique entre les parties émergées et immergées du matériau ainsi que la pression de courant (en général le cas car sinon le massif ne serait pas étanche !), c'est-à-dire si la perméabilité du matériau et la charge d'écoulement sont faibles.

Dans les mêmes conditions, la pente nécessaire d'un talus de matériau frottant et cohérent ($\varphi' \neq 0$) ne change pas si l'écoulement est vertical ($\beta = \varphi'$), et diminue de moitié s'il ne l'est pas ($\beta' = \varphi'/2$) (cf. figure ci-après)

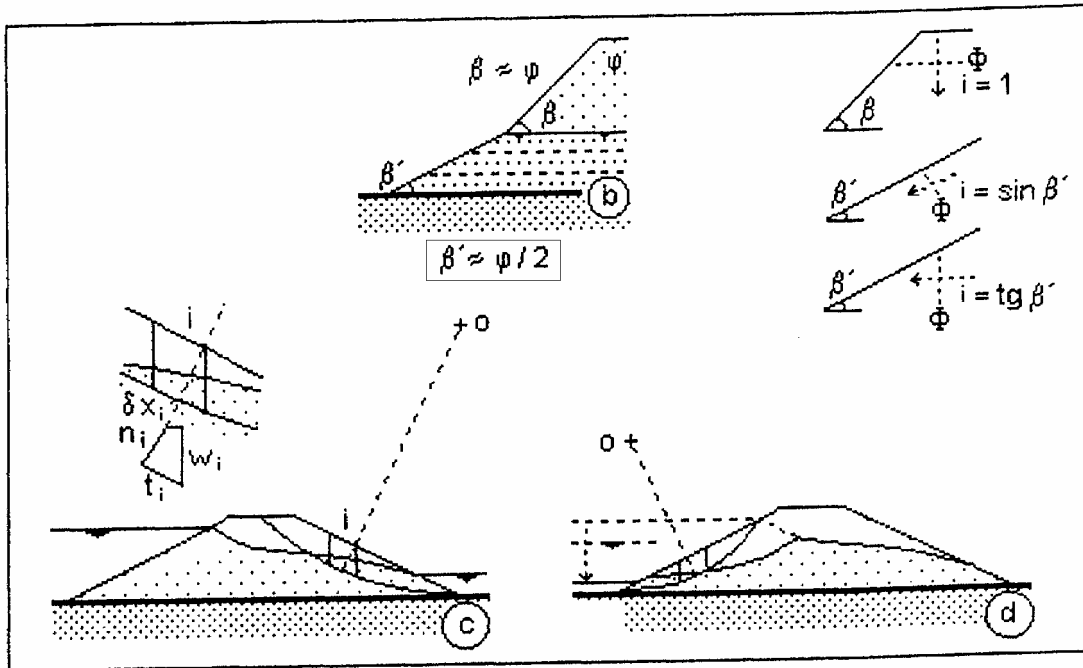


Fig. 8.8 : Pente à assurer dans le cas d'une digue ou barrage (cas d'un massif avec écoulement lent)

Cependant la ruine de ces ouvrages se produit généralement par érosion de surface à la suite d'un débordement ou de la houle.

Raison pour laquelle, en pratique, la pente de ces ouvrages est construite de façon surabondante au regard de la stabilité, et les berges en contact avec l'eau sont protégées.

1. INTRODUCTION

Lorsque les massifs de terre, dans des conditions géométriques données, ne peuvent présenter une stabilité satisfaisante vis-à-vis du glissement, ceux-ci doivent être retenus par des ouvrages de soutènement.

Le but de ce chapitre est de déterminer les pressions exercées par les couches de terrain sur les soutènements (poussée) et réciproquement (butée).

On distinguera de ce fait :

- La pression active des terres qui est l'action des terres sur le mur et appelée poussée, caractérisée par le coefficient de poussée K_p ,
- La pression passive des terres qui est l'action de l'ouvrage sur le massif et appelée butée, caractérisée par le coefficient de butée K_B ,
- Avec entre la poussée et la butée, il existe un état de pression des terres au repos caractérisé par le coefficient K_0 .

Le but est donc :

- De calculer ces coefficients K_0 , K_B et K_p ,
- Puis d'en déduire les pressions exercées par le massif sur les soutènements afin de vérifier la stabilité d'ensemble de ces ouvrages.

Ce chapitre est divisé en trois parties :

1. La première partie traitera la théorie de l'équilibre limite, c'est-à-dire de l'étude des actions réciproques entre un massif de terre et un écran,
2. La deuxième partie traitera de la détermination pratique des poussées et butées sur les écrans,
3. et la troisième partie fera une large part au dimensionnement des ouvrages de soutènement.

2. ÉTATS D'ÉQUILIBRE LIMITE

2.1. Définitions - Rappels

2.1.1 Coefficient de pression des terres au repos

Soit un massif de sol de masse volumique γ semi-indéfini à surface libre horizontale soumis à aucune force extérieure. Nous avons vu au chapitre 4 que la contrainte verticale σ_v sur une facette horizontale à une profondeur quelconque h est principale et a pour expression :

$$\sigma_v = \gamma h$$

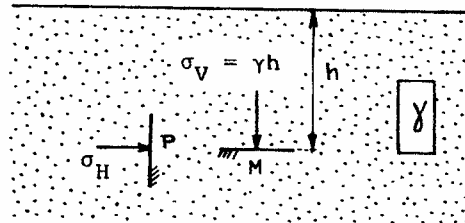


Fig. 3.1 : - Contraintes dans un sol à surface libre horizontale

Soit σ_h est la contrainte horizontale sur un élément de facette verticale. Cette contrainte est aussi principale.

Le calcul de la contrainte horizontale (ou radiale) nécessite la connaissance de la loi de comportement du sol.

On ne la détermine qu'expérimentalement en remarquant que dans un sol en place au repos il n'y a pas de déformation latérale ($\epsilon_h = 0$).

On utilise généralement un appareil triaxial dans lequel il est possible de mesurer à chaque instant le déplacement radial de l'échantillon.

L'essai consiste à appliquer sur un échantillon de sol constamment drainé ($u = 0$) des contraintes effectives axiale et radiale croissant de telle façon qu'il n'y ait aucune déformation latérale de l'échantillon ($\epsilon_h = 0$).

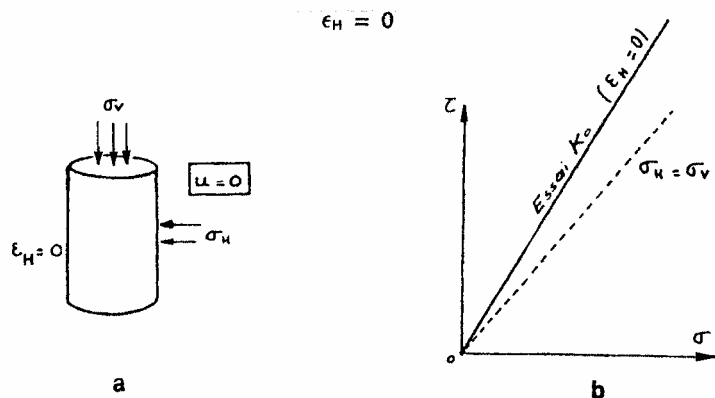


Fig. 3.2 : - Détermination du coefficient de pression des terres au repos

Le résultat de l'essai est indiqué sur la figure 3.2b : Les contraintes σ'_v et σ'_h sont proportionnelles.

le rapport $\frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$ appelé coefficient de pression des terres au repos est donné par la relation :

$$K_o = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

A noter :

1. K_o dépend :
 - De la nature du sol,

- De l'histoire du sol,
 - De la profondeur considérée.
2. Ce coefficient est en général inférieur à 1 sauf dans le cas des sols sur consolidés,
 3. K_0 est une caractéristique intrinsèque du squelette solide **qui ne s'applique donc qu'aux contraintes effectives.**

Les valeurs ci-après peuvent être retenues à titre d'ordre de grandeur :

- sable lâche	$K_0 = 0,45$ à $0,50$
- sable compact	$K_0 = 0,40$ à $0,45$
- argile normalement consolidée	$K_0 \approx 0,70$
- argile molle et vase	$K_0 \approx 1$
- argile sur consolidée	K_0 est variable

A noter :

Dans le cas des sols pulvérulents, K_0 est lié à l'angle de frottement interne φ' par la formule empirique de JAKY: $K_0 = 1 - \sin \varphi'$ pour les sables, et $K_0 = \frac{1 - \sin \varphi'}{\cos \varphi'}$ pour les mélanges sables&graviers

2.1.2 Définitions : Equilibre de butée ; Equilibre de poussée

Soit un sol homogène, non chargé, sans eau, à surface horizontale, dans une représentation plane.

Le sol est au repos et les contraintes effectives verticale et horizontale sont :

$$\sigma'_v = \gamma \cdot h \quad (u = 0) \quad , \quad \text{et} \quad \sigma'_h = K_0 \cdot \gamma \cdot h$$

, K_0 étant le coefficient de pression des terres au repos, et σ'_v la contrainte principale majeure (voir fig. 3.3).

Examinons de quelle façon la rupture peut se produire dans ce sol.

Si l'on permet au sol une expansion latérale ($\varepsilon_h > 0$), la contrainte verticale σ'_v reste principale et égale à γh et la contrainte horizontale σ'_h va diminuer. Sur la figure 9.3 le point B se rapproche du point C. En C, il y a rupture du sol et cette rupture a lieu en tous les points. Ce mode de rupture est appelée rupture par **POUSSEE**.

On peut également provoquer la rupture par compression latérale ($\varepsilon_h < 0$). Dans ce cas, le point B correspondant à $\sigma'_h = K_0 \gamma h$ se rapproche du point A. En A il y a un état de contrainte isotrope ($\sigma'_h = \sigma'_v = \gamma h$) puis la contrainte horizontale augmentant, le point B atteint le point D où il y a rupture. Cette rupture a lieu en tous les points du sol simultanément. Ce mode de rupture est appelée **BUTÉE**.

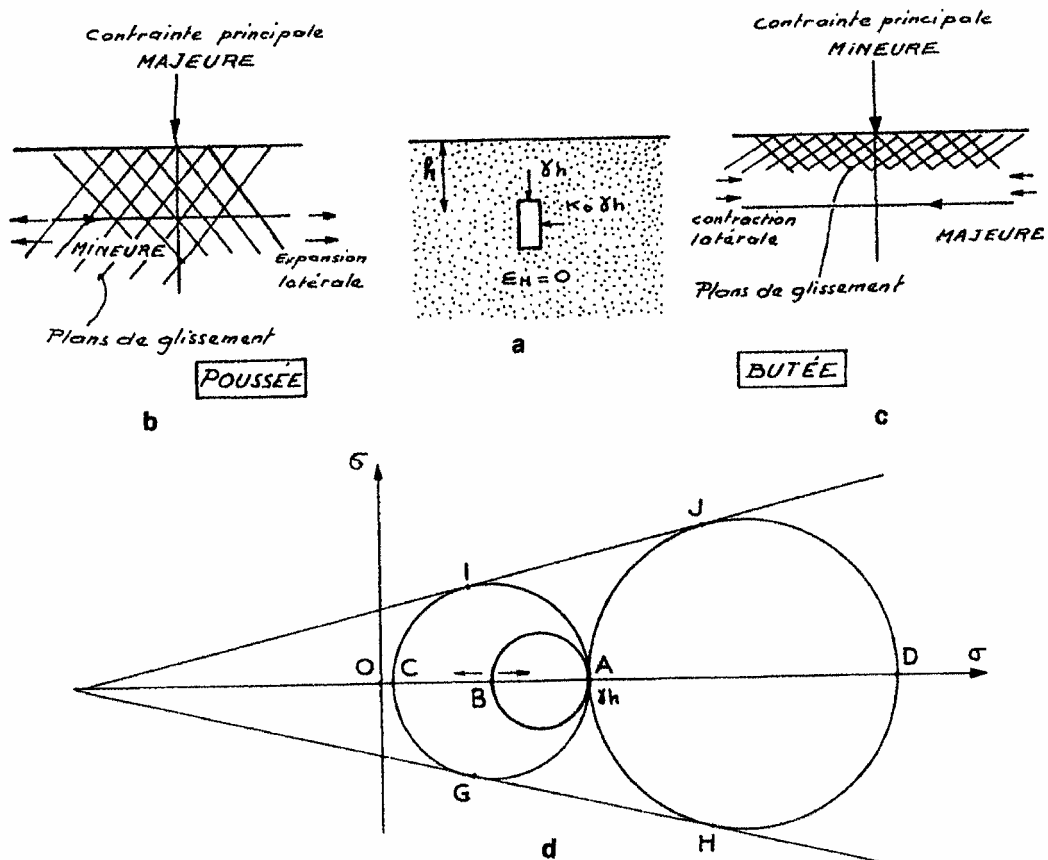


Fig. 3.3 : Mode de rupture d'un sol

Soit à présent un écran vertical, destiné à soutenir un massif de terre (Fig. 3.4).

Si aucun mouvement n'est possible, le sol exerce sur l'écran une force égale à P_0 appelée **poussée au repos**.

Si l'on éloigne l'écran horizontalement du massif soutenu, la poussée due au terrain diminue jusqu'à mobilisation totale de la résistance au cisaillement du sol. Cette condition relative à de petits déplacements dans la partie gauche de l'écran est appelée état actif. La force active est appelée **poussée active** et notée P_a .

A contrario si l'écran est déplacé en direction du massif, la poussée due au terrain va augmenter jusqu'à une valeur maximum. Au-delà de cette valeur, la mobilisation totale de la résistance au cisaillement du sol sera atteinte. Cet état est appelé état passif et la force passive résultante est appelée **poussée passive** et notée P_p .

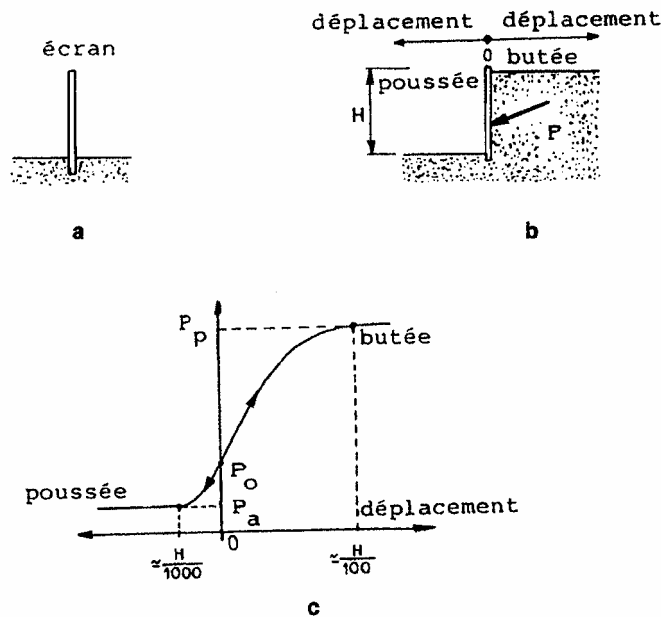
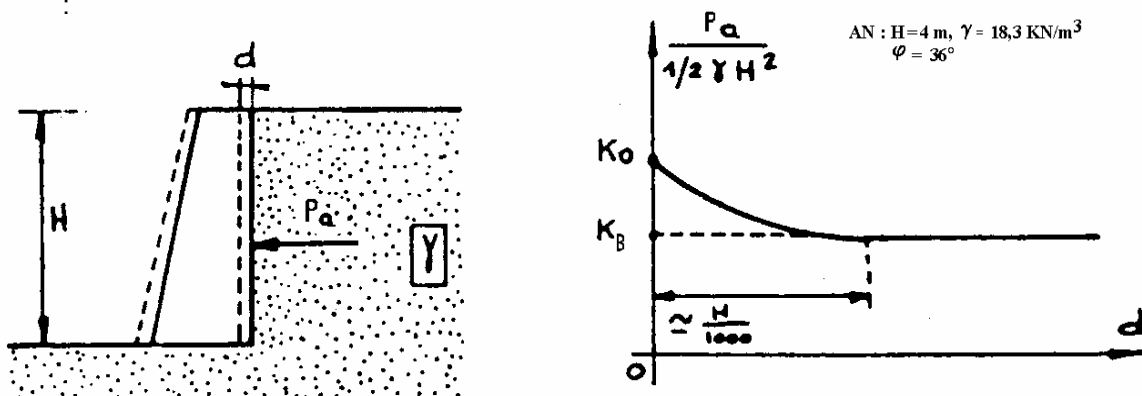


Fig. 3.4. Poussée dû au terrain sur un écran vertical

A noter :

1. La poussée et la butée sont deux états de rupture d'un sol. En fait, elles ne peuvent être mobilisées que si les déplacements ont atteint une valeur suffisante,
2. La mobilisation de la butée nécessite un déplacement 10 fois plus grand que celle de la poussée (ordre de grandeur),
3. Le déplacement ou non de l'écran a une influence fondamentale sur la valeur de la force exercée par le sol sur l'écran (P_a). La figure ci-après montre cette influence dans un cas simple



P_a si déplacement nul	$= P_0 = 60 \text{ KN/ml de largeur de mur}$	(pas de déplacement \Leftrightarrow utilisation de K_0)
P_a si déplacement	$= 38 \text{ KN/ml de largeur de mur}$	(déplacement \Leftrightarrow utilisation de K_B)

3. THEORIE DE RANKINE (1860)

3.1 Hypothèses de base

- Le milieu est isotrope,
- La présence du mur de soutènement ne modifie pas la répartition des contraintes verticales dans le sol (état de contraintes non modifiées par l'installation de l'écran $\Leftrightarrow \sigma'_v$ non modifiée et l'angle $(\sigma'_h ; \sigma'_v)$ reste le même),
- Le vecteur contrainte sur une facette parallèle à la surface libre, est verticale et égale au poids des terres (cf. schémas ci-après) \Rightarrow pas de surcharge.

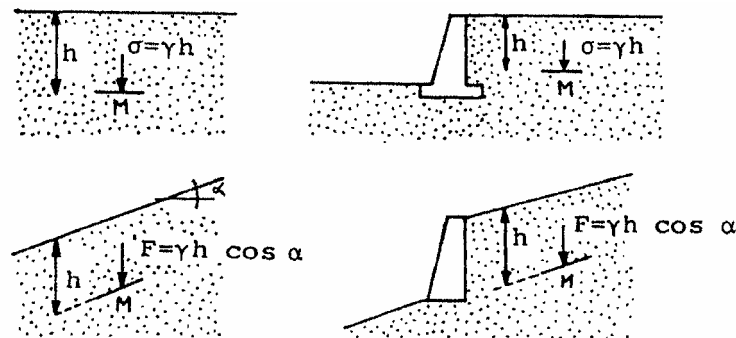


Fig. 3.5 : Hypothèses de Rankine

A noter :

1. La théorie de Rankine ne prend pas en compte le frottement entre le sol et l'écran et suppose que la poussée des terres sur l'écran est purement horizontale (hypothèse d'un écran à paroi lisse et à paroi vertical),
2. Dans un premier temps on suppose le terrain sec.

3.2. Coefficients de poussée et de butée

Nous admettrons que le rapport $\frac{\sigma'_v}{\sigma'_h}$ est compris entre deux valeurs extrêmes :

- La valeur minimum correspond à la poussée : elle est appelée coefficient de poussée et notée K_p ,
- La valeur maximum correspond à la butée : elle est appelée coefficient de butée et notée K_B .

3.2.1. Sol pulvérulent à surface horizontale (Fig. 3.6)

On montre que :

$$(\sigma'_h)_P = K_p \cdot \sigma'_v \quad \text{et} \quad (\sigma'_h)_B = K_B \cdot \sigma'_v$$

avec :

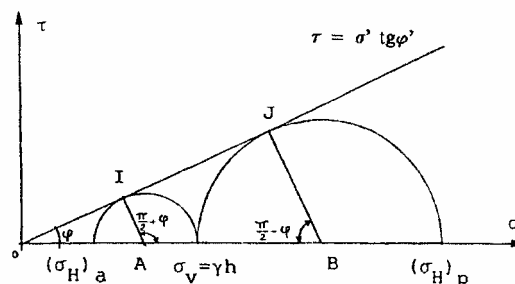
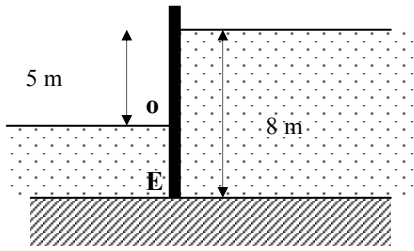
$$K_B = \frac{1}{K_p} = \frac{1}{\text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right)} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right)$$


Fig. 3.6 : Cercle de Mohr en contraintes : cas d'un massif pulvérulent

Exercice :

Tracer le digramme des contraintes horizontales en poussée et butée pour ce rideau de palplanche :



Sable :
 $\varphi = 30^\circ$
 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

Vous donnerez par ailleurs les forces équivalentes P_a (poussée active) et P_p (poussée passive)

NB :
 On suppose qu'il y a rotation en E du rideau (rideau ∞ rigide)
 Que ce passerait-il si l'on prenait O (cas d'un rideau souple) : comparer

3.2.2. Sol cohérent à surface horizontale : comportement à long terme (Fig. 3.7)

C'est le cas d'un sol fin saturé ou non, en comportement à long terme. Le calcul s'effectue donc en contraintes effectives. La poussée hydrostatique (pression interstitielle) s'ajoute ensuite et est prise en poussée comme en butée avec un coefficient $1 \times U$.

On montre que :

$$(\sigma'_h)_p = K_p \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_p} \quad (\text{translation de } OO' \text{ par rapport au cas d'un sol cohérent})$$

avec $K_p = \frac{1}{K_B} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right)$

De la même manière :

$$(\sigma'_h)_B = \sigma'_v \cdot K_B + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_B}$$

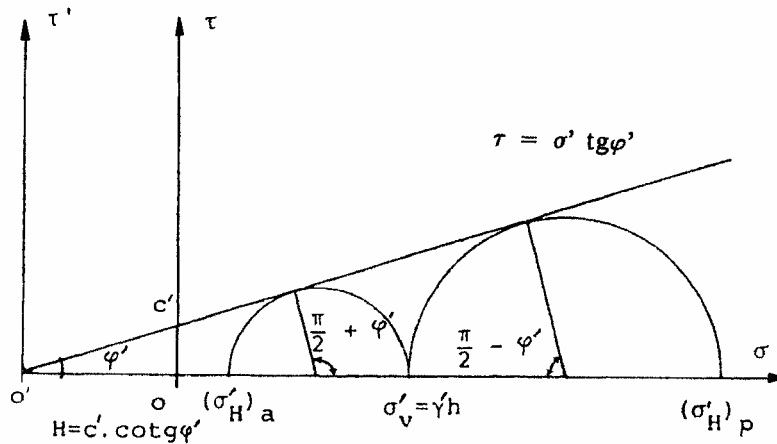


Fig. 3.7 : Cercle de Mohr en contraintes effectives : cas d'un sol cohérent

A noter :

Dans le cas d'un massif cohérent pouvant conduire à une valeur de poussée "négative" due au terme $-2 \cdot C' \cdot \sqrt{K_p}$ il ne faudra prendre en compte la poussée qu'en dessous du point de poussée nul car physiquement il ne peut y avoir traction entre le terrain et le mur sans fissuration.

3.2.3. Sol cohérent à surface horizontale : comportement à court terme (Fig. 3.8)

C'est le cas d'un sol fin saturé en comportement à court terme. Les calculs s'effectuent alors en contraintes totales.

On a :

▪ En poussée	$(\sigma_h)_P = \sigma_v - 2.c_u = \gamma.h - 2.c_u$
▪ En butée	$(\sigma_h)_B = \sigma_v + 2.c_u = \gamma.h + 2.c_u$

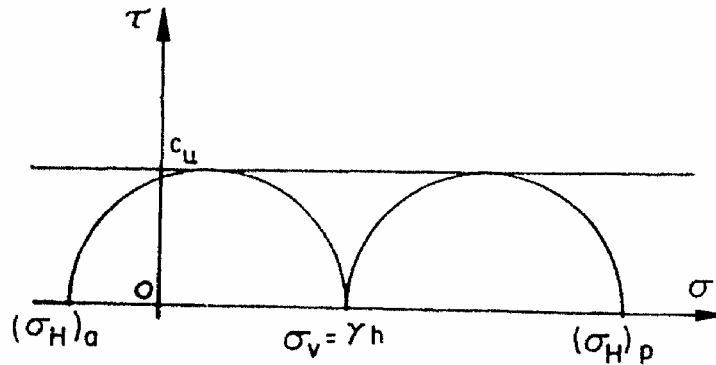


Fig. 3.8 : Cercle de Mohr en contraintes totales : cas d'un sol cohérent comportement à court terme

3.2.4. Cas des sols à surface inclinée (Fig. 3.9)

Soit un sol pulvérulent dont la surface fait un angle β avec l'horizontale. Sur un plan à la surface à la profondeur h , le vecteur contrainte σ_v a pour intensité $\sigma_v = \gamma.h.\cos\beta$.

Au point M, l'état de contraintes est représenté par un cercle de Mohr passant par le point A :

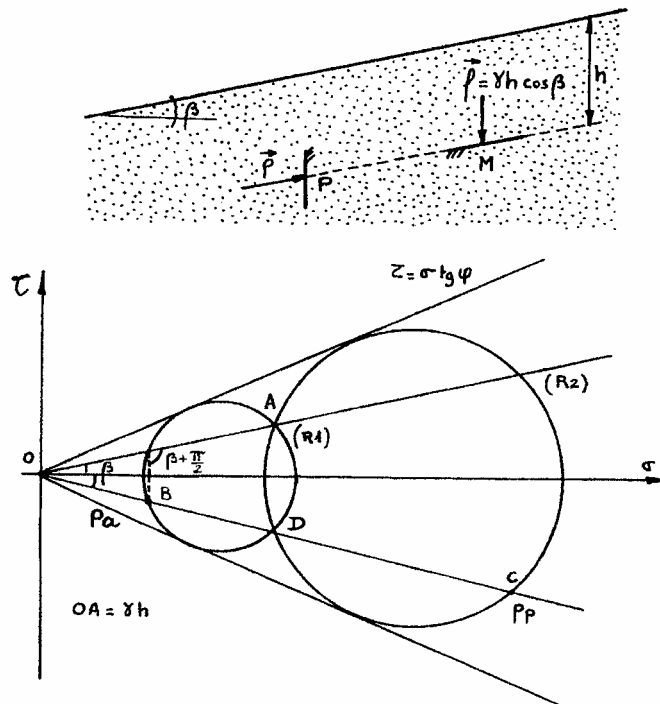


Fig. 3.9 : sol pulvérulent à surface inclinée

On démontre alors que :

$$K_p = \frac{1}{K_B} = \frac{\cos \beta - \sqrt{\sin^2 \varphi' - \sin^2 \beta}}{\cos \beta + \sqrt{\sin^2 \varphi' - \sin^2 \beta}}$$

A noter :

On utilise cette nouvelle expression de K_p et K_B , pour un sol cohérent (respectivement comportement à court ou long terme) dans les formules citées ci-avant.

3.4. Inclinaison des plans de rupture

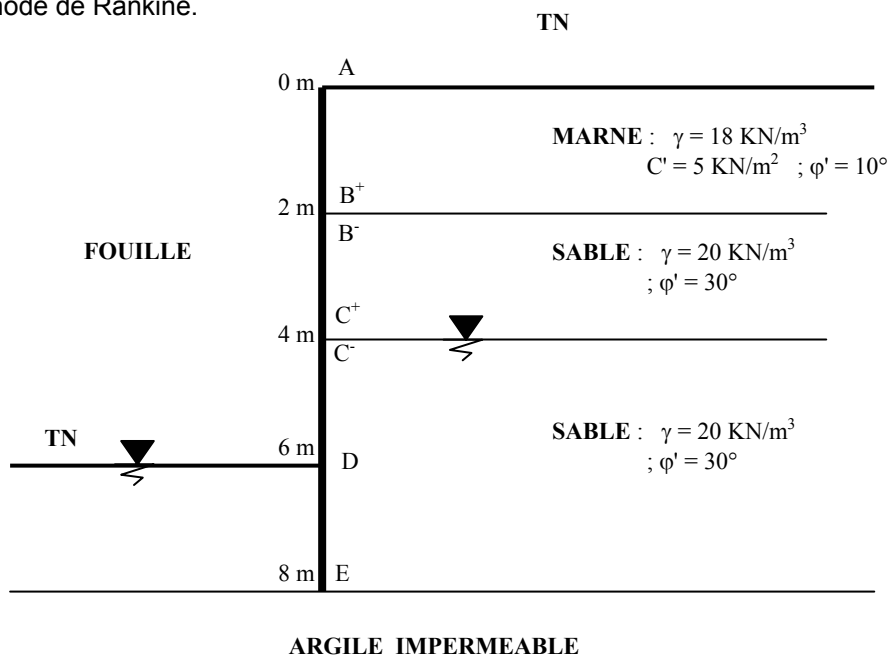
Les plans de rupture font :

- Un angle de $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ dans le cas de la poussée,
- Un angle de $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ dans le cas de la butée.

3.4. Exercices de synthèse

Exercice 3.1

Calculer et tracer le diagramme des contraintes horizontales s'appliquant sur ce rideau de palplanches en utilisant la méthode de Rankine.



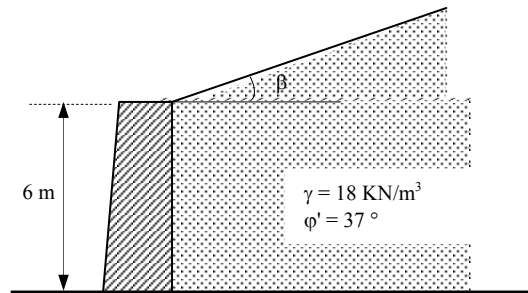
POUSSEE	Niveau	σ_v	u	σ'_v	σ'_h	σ_h
	A					
	B ⁺					
	B ⁻					
	C ⁺					
	C ⁻					
	E					79

BUTEE	Niveau	σ_v	u	σ'_v	σ'_h	σ_h
	D					
	E					80

Exercice 3.2

On construit un mur en béton de 6 m de hauteur derrière lequel on a constitué un stock de sable fillérisé
Calculer la poussée du sable sur le mur par la méthode de Rankine

($\beta = 30^\circ$)



Réponse : $P_a = 143 \text{ kN/ml de mur}$

4. THEORIE DE COULOMB (1773)

Plus ancienne que la théorie de RANKINE, cette théorie est une autre méthode utilisée pour calculer la poussée active (poussée) et passive (butée) sur un mur de soutènement.

L'hypothèse de Rankine la plus discutable est évidemment que l'effort sur le mur soit horizontal alors que la direction doit être fonction de la rugosité de l'écran.

Coulomb a présenté une solution simple avec l'hypothèse d'un angle quelconque δ de réaction du mur à la poussée/butée du sol.

4.1. Hypothèses

- Le sol se rompt suivant une surface de rupture plane,
- La résistance au cisaillement du sol est totalement mobilisée le long de la surface de glissement ou d'instabilités situées à l'intérieur de la masse de sol,
- Ces surfaces délimitent la partie du sol (coin) qui se déplacera dans le même sens que la structure (fig. 3.10),
- La force agissant sur le mur une direction connue (l'angle de frottement δ entre l'écran et le mur est connu, ou encore l'inclinaison du parement en contact avec le sol).

Ces hypothèses étant admises, si le "coin de terrain" est considéré comme un corps rigide, les forces agissant sur le mur se calculent par de simples considérations d'équilibre statique à partir d'une règle d'extremum.

4.2. Cas simple d'un massif homogène et non cohésif ($C' = 0$)

Soit un mur soutenant un remblai, comme l'indique la figure 3.10. Supposons que la surface de rupture soit le plan AC faisant un angle ρ avec l'horizontal.

En cas de sol non cohésif ($C' = 0$) les forces agissant sur un coin de sol caractérisé par l'état actif, sont indiquées sur la figure ci-dessous.

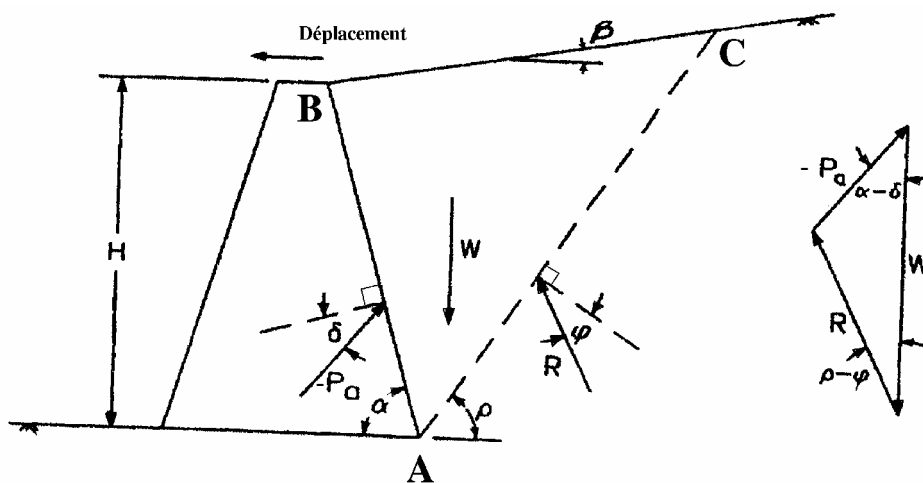


Fig. 3.10 Forces agissant sur le coin actif

Ces forces prises en compte comprennent :

- Le poids \vec{W} du coin ABC,
- La poussée active - \vec{P}_a présentant une inclinaison δ par rapport au parement intérieur de la structure de soutènement (NB : P_a est par convention l'action des terres sur le mur, d'où le signe -),
- La réaction \vec{R} exercée par le sol sur le plan de rupture et qui en raison de l'angle de frottement interne du sol présente une inclinaison φ en rapport avec la surface de glissement.

Le poids par mètre linéaire de parement est égal à :

$$W = \frac{\gamma H^2}{2 \sin^2 \alpha} \left[\sin(\alpha + \rho) \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\alpha - \beta)} \right]$$

En considérant l'équilibre des forces, on peut déterminer la poussée active :

$$\frac{P_a}{\sin(\rho - \varphi)} = \frac{W}{\sin(\pi - \alpha - \rho + \varphi + \delta)}$$

C'est à dire :

$$P_a = \frac{W \sin(\rho - \delta - \varphi)}{\sin(\pi - \alpha - \rho + \varphi + \delta)}$$

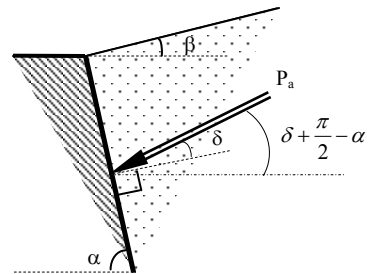
Dans l'état actif, la surface la plus critique est celle qui engendre la valeur maximale de P_a . On l'obtient par dérivée de l'équation précédente par rapport à l'angle de surface de glissement ρ :

$$\frac{dP(\rho)}{d\rho} = 0$$

Par conséquent la valeur maximale de P_a est :

$$(\sigma')_{\text{poussée} // P_a} = K_p \gamma \cdot z \quad \text{et sa résultante } P_a = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2$$

$$\text{avec } K_p = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$



Domaine de validité : Hypothèses de Coulomb + $C' = 0$

A noter :

1. Dans les calculs d'ouvrage de soutènement c'est la poussée **horizontale** qui intéresse le calculateur. La composante horizontale de cette poussée est donc :

$$(\sigma'_h)_{\text{poussée}} = K_p \gamma \cdot z \cdot \cos\left(\delta + \frac{\pi}{2} - \alpha\right)$$

2. Dans le cas d'un sol avec cohésion ($C' \neq 0$), l'expression ci-avant devient :

$$(\sigma')_{\text{poussée} // à P_a} = K_p \gamma \cdot z \cdot \cos(\delta) - \frac{C'}{\text{tg } \varphi'} \cdot (1 - K_p \cdot \cos(\delta))$$

3. Dans le calcul des murs de soutènement **pour le calcul des poussées, on pourra très souvent supposer (calculs à long terme) que la cohésion est nulle**. En effet, l'expérience a montré qu'à long terme la cohésion tendait à ne plus être mobilisée (détente du terrain).

5. CALCUL PRATIQUE DES CONTRAINTES DE POUSSEES ET BUTEES

Le propos de ce paragraphe est de rassembler, indépendamment de la méthode de calcul choisie (Rankine, Coulomb, Méthode généralisée, ...), un ensemble de règles usuelles face à certain cas de figure.

5.1. Cohésion

Dans le calcul des murs de soutènement **pour le calcul des poussées, on pourra très souvent supposer (calculs à long terme) que la cohésion est nulle**. En effet, l'expérience a montré qu'à long terme la cohésion tendait à ne plus être mobilisée (détente du terrain).

L'utilisation d'un **remblai** implique que l'on ne peut pas tenir compte de l'effet de la cohésion (**on pose $C' = 0$ dans les calculs, en butée comme en poussée**).

5.2. Surcharges

Si des surcharges externes (couches de sol additionnel, trafic routier...) agissent sur le remblai, la poussée sur le mur de soutènement augmentera.

5.2.1. Surcharge uniformément répartie

Le cas le plus simple de surcharge est celle qui est uniformément répartie (Fig. 3.12).

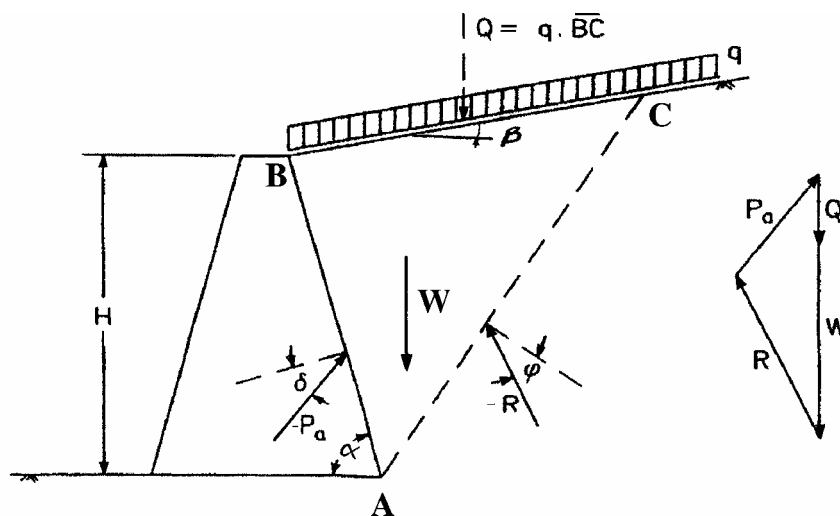


Fig. 3.12 : Surcharge uniformément répartie

Soit q la valeur de la surcharge répartie uniformément. La quantité $Q = q \cdot \overline{BC}$ ajoutée au poids du coin du sol W augmentera proportionnellement les autres forces agissant sur la portion de terrain. Par conséquent, en considérant les équations d'équilibre, la poussée P_a est donnée par la relation :

$$\begin{aligned} (\sigma')_{\text{poussée}} // P_a \text{ issue de } q &= K_p \cdot q \text{ et la résultante vaut :} \\ P_a &= K_p \cdot q \cdot H \\ \text{pour surcharge } q \end{aligned}$$

A partir de cette équation, il est possible de déterminer le point d'application de la poussée agissant sur le soutènement à cause de la surcharge (résultante appliquée à la hauteur $\frac{H}{2}$ de la hauteur du parement).

La poussée total est la somme des poussées des terres et de la surcharge, le point d'application de la poussée totale étant le centre de gravité des deux poussées.

5.2.2. Surcharge linéaire concentrée

Pour une charge linéaire concentrée S (fig. 3.13), la poussée peut être donnée par l'expression proposée par BOUSSINESQ (cas d'un écran flexible et droit) :

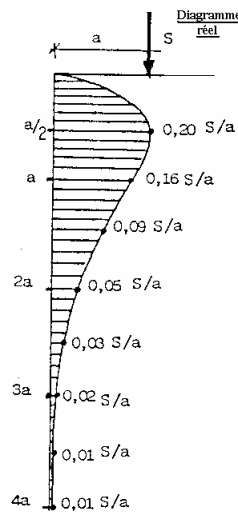


Fig. 3.13 : Surcharge linéaire concentrée S

A noter :

- Cette expression est **valable pour un mur droit et un écran flexible**; attention aux hypothèses.
- Dans le cas d'un mur indéplaçable (écran rigide), ces valeurs de poussées sont à multiplier par deux d'après les expériences de SPANGLER,
- La réponse peut être modélisée (diagramme simplifiée) ci confère la figure 3.14 :

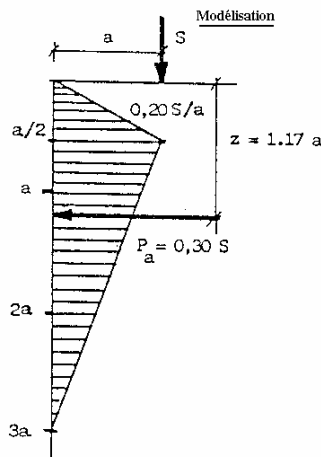


Fig. 3.14 : Surcharge linéaire concentrée S : modélisation de la réponse

5.3. Structure de soutènement totalement ou partiellement immergée

Il faudra distinguer les effets du sol, des effets produits par l'eau sur l'écran de soutènement.

Dans ce genre de situation, il faut donc déterminer dans un premier temps les forces d'équilibre avec le poids volumique déjaugé γ' . En effet, pour le sol en eau, la poussée active P_a du terrain est due uniquement au poids des particules solides.

Puis dans un deuxième temps, on ajoute la pression hydrostatique agissant sur la structure à partir de niveau de la nappe phréatique :

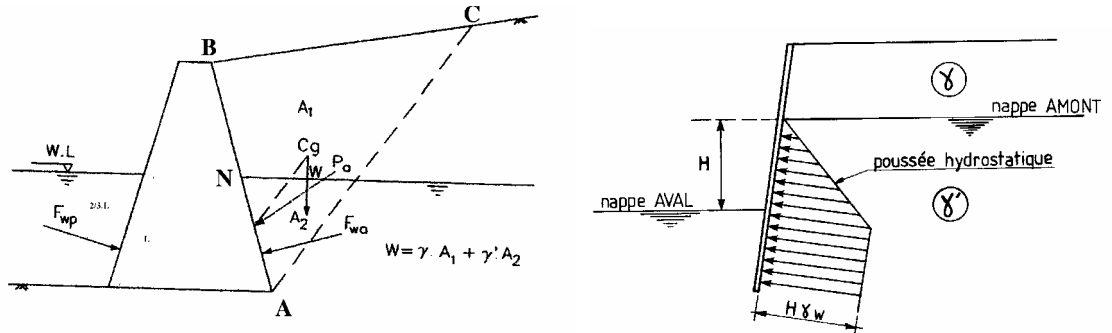


Fig. 3.15 : Structures de soutènement partiellement immergées : prise en compte de l'eau

S'il existe également une nappe côté aval et amont de l'écran, la poussée hydrostatique est constante et égale à la différence H de niveau entre le côté amont et aval en dessous du niveau de cette nappe.

A noter :

La poussée due à l'eau est considérable. Dans les murs classiques **on prévoit des systèmes de drainage et des barbacanes pour éviter cette poussée** (voir cours de Technologie de construction). Pour les rideaux de palplanches ou les parois moulées, ceci n'est pas toujours possible.

5.4. Masse de sol soumis à une infiltration d'eau

L'infiltration à travers une masse de sol est un phénomène fréquemment rencontré. Il se produit généralement lorsque la nappe phréatique se trouvant légèrement en dessous de la fondation de la structure monte en raison des chutes de pluie ou dans le cas de protection des berges lorsque le niveau du cours d'eau baisse rapidement. L'eau qui s'infiltrate à travers la masse de sol à proximité du soutènement peut augmenter la poussée active.

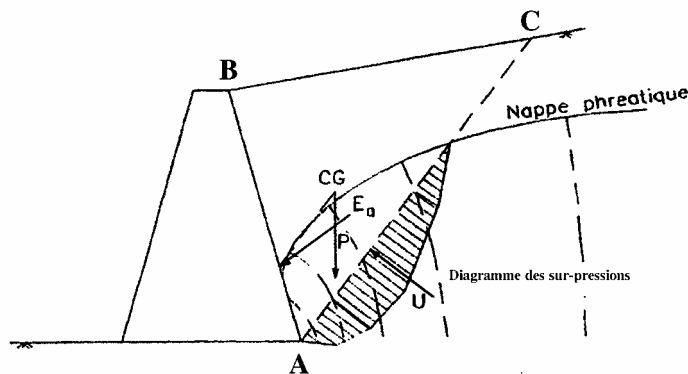


Fig. 3.16 : Réseau d'écoulement d'eau à travers un soutènement

Si l'on peut déterminer le réseau des lignes d'écoulement, il est alors possible de calculer les forces dues aux pressions interstitielles qui s'exercent sur les différents plans issus de la base du mur. On détermine la poussée en prenant le plan pour lequel la poussée hydraulique est maximale.

5.5. Cas des massifs stratifiés

Les terres situées au-dessus de la couche dans laquelle la pression des terres doit être calculée sont supposées agir comme une surcharge.

En effet, pour déterminer la poussée des terres le long de AB dans le cas général (cf. figure ci-après), il est possible de superposer les actions suivantes :

- La poussée due à la couche i ,
- L'action des couches supérieures et de la surcharge q_1 (éventuellement),
- L'action de la cohésion (le cas échéant).

Soit $S = q_1 + \sum_1^{i-1} \gamma_i \cdot H_i$, le poids des terres et de la surcharge au-dessus de la couche i considérée.

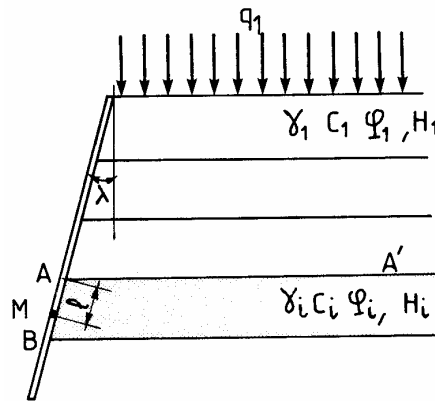


Fig. 3.17 Multicouche – Poussée le long de AB

En un point M compris entre A et B, la composante normale au parement de la pression des terres est la somme des actions suivantes:

- La contrainte apportée par S, soit $q_s = K_p \cdot S \cdot \cos(\delta)$,
- La contrainte apportée par la poussée due à la couche i , elle-même $q_i = K_p \cdot \gamma_i \cdot l_i \cdot \cos(\delta)$,
- La contrainte apportée par la cohésion $q_c = (1 - K_p \cdot \cos(\delta)) \cdot C_i / \tan(\varphi)$,

La démarche est identique pour l'équilibre limite de butée.

A noter :

1. Procéder ainsi en utilisant une forme de théorème de superposition, n'est pas rigoureux. C'est cependant la seule façon pratique d'estimer l'action tant en poussée qu'en butée dans le cas de sol stratifié. Les résultats obtenus sont dans le sens de la sécurité,
2. A la limite de deux couches par exemple au point A, la contrainte peut être différente selon que le point A (point A⁻) est considéré comme étant situé à la base de la couche $i-1$ de caractéristiques C_{i-1} et φ_{i-1} ou comme étant situé en tête de la couche i de caractéristique C_i et φ_i (point A⁺). Il est donc indispensable de considérer séparément les points A⁻ et A⁺ pour établir le diagramme de pression des terres,
3. Le calcul conduit à des discontinuités parfois importantes. Dans la pratique, de telles discontinuités ne sauraient exister de façon brutale.

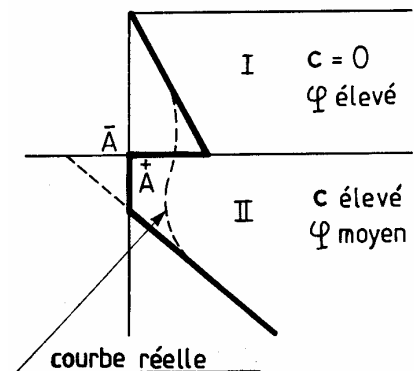


Fig. 3.18 Discontinuité des pressions sur l'écran à la limite de 2 couches

6. RANKINE OU COULOMB ?

La prise en considération d'un écran lisse ($\delta = 0 \Leftrightarrow$ Méthode de Rankine) conduit en général à des valeurs pessimistes de K_B et K_p , on pourra donc retenir que, sauf exception, cette hypothèse est du côté de la sécurité.

L'utilisation d'un coefficient de rugosité de l'écran ($\delta \neq 0$) conduit obligatoirement à utiliser la méthode de Coulomb.

A noter :

- La **poussée** conduit à un déplacement vertical de haut en bas : on a **donc $\delta > 0$** (déplacement du sol par rapport au mur),
- La mise en **butée** conduit à un déplacement ascendant du sol le long de l'écran : donc **$\delta < 0$** .

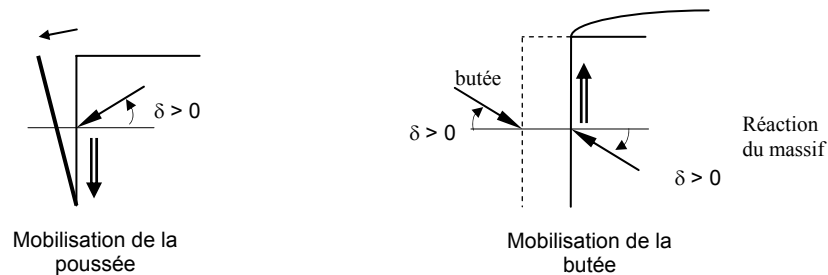


Fig. 3.19 Signe de δ

6.1. Valeur de δ en poussée

La valeur de δ est fonction du frottement entre le parement du mur et du sol. Elle dépend de l'état de surface du mur et de l'angle de frottement interne du sol.

La valeur de δ par rapport à φ est fixée a priori en fonction de ces critères :

Nature du parement	Angle de frottement φ' du sol		
	< 30 °	30 ° à 35 °	> 35 °
Lisse	0	0	1/3
Rugueux	0	1/3	2/3
Très rugueux	1/3	2/3	1

A noter :

1. L'accroissement de la valeur de δ à $1/3 \cdot \varphi'$ ou $2/3 \cdot \varphi'$ diminue le coefficient de poussée et recentre la résultante vers la semelle,
2. Lorsque le sol derrière l'écran est un **remblais**, il est d'usage de prendre la valeur **$\delta = 0$** ,
3. En **poussée** l'angle de frottement δ est en général positif, car le massif a tendance à tasser plus le mur. Dans le cas contraire δ est alors négatif (ce qui est en butée),
4. Quelque soit la rugosité où le déplacement relatif entre mur et écran : **$-\varphi' \leq \delta \leq +\varphi'$** .

6.2. Valeur de δ en butée

La valeur de δ est fonction du frottement entre le parement du mur et du sol. Il est d'usage de prendre :

- = $1/3 \cdot \varphi$ si l'angle de frottement du sol $\varphi \leq 30^\circ$,
- = $2/3 \cdot \varphi$ si l'angle de frottement du sol $\varphi > 30^\circ$.

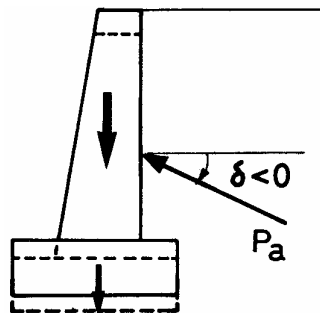
6.3. Conclusion

1. La prise en compte d'une rugosité ($\delta \neq 0$) modifie de façon significative le coefficient de butée (à la baisse) : aussi un coefficient de rugosité pris trop fort risque de conduire globalement à un sous-dimensionnement de l'ouvrage de soutènement, \Leftrightarrow DANGER !

2. Pour $\delta = 0$ on peut utiliser indifféremment la méthode de Coulomb ou de Rankine.

Exercice 3.3 :

Déterminer le coefficient de poussée K_p dans le cas rare suivant où le mur de soutènement fondé sur un sol compressible tasse sensiblement, et d'où $\delta = -\varphi'$. On prendra $\varphi' = 35^\circ$, $\beta = 0$, $\alpha = 0$. Même question mais en prenant (par erreur) $\delta = +\varphi'$. Conclure.



Réponse : $K_p = 0,94$; $K_p =$

Exercice 3.4 :

Calculer le coefficient de poussée et butée, pour un écran vertical, une surface libre horizontale et un angle de frottement interne $\varphi' = 35^\circ$:

Pour un écran parfaitement lisse ($\delta = 0$) :

Pour un écran rugueux ($\delta = \varphi$) :

Réponse : 1) $K_p = 0,27$

$K_b = 3,69$

2) $K_p = 0,26$

$K_b = 10,5$

7. CALCUL DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

7.1. Introduction

Il existe une grande variété d'ouvrages destinés à résister à la poussée des terres. On distingue les ouvrages rigides (murs en béton) les ouvrages flexibles (rideaux de palplanches).

Dans ce paragraphe, nous ne nous intéresserons qu'aux murs de soutènement les plus courants.

La poussée peut être reprise de trois manières différentes :

- Par le poids de l'ouvrage (mur poids),
- Par encastrement de l'ouvrage dans le sol de fondation (mur profilé),
- Par ancrage.

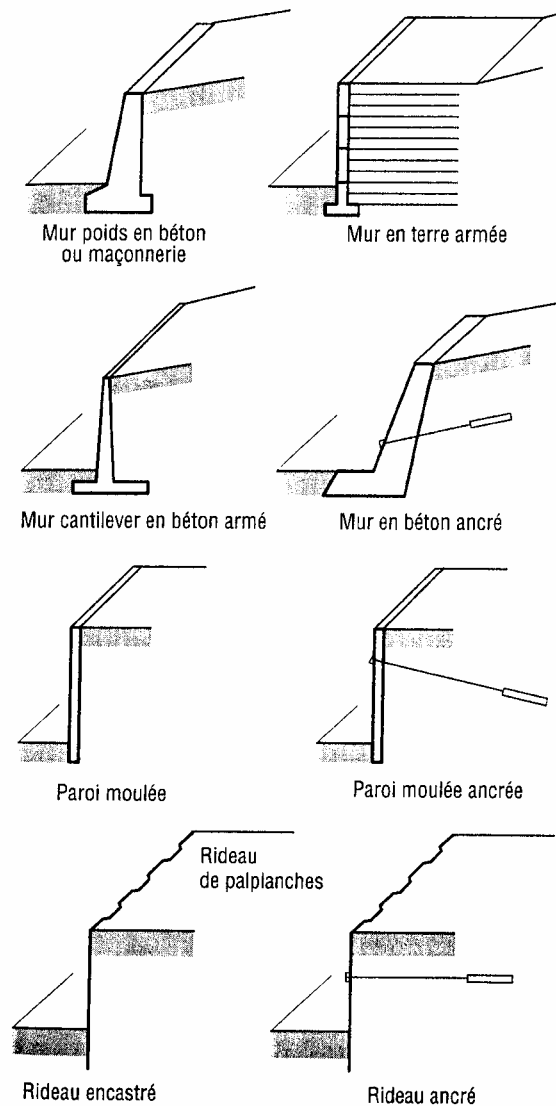
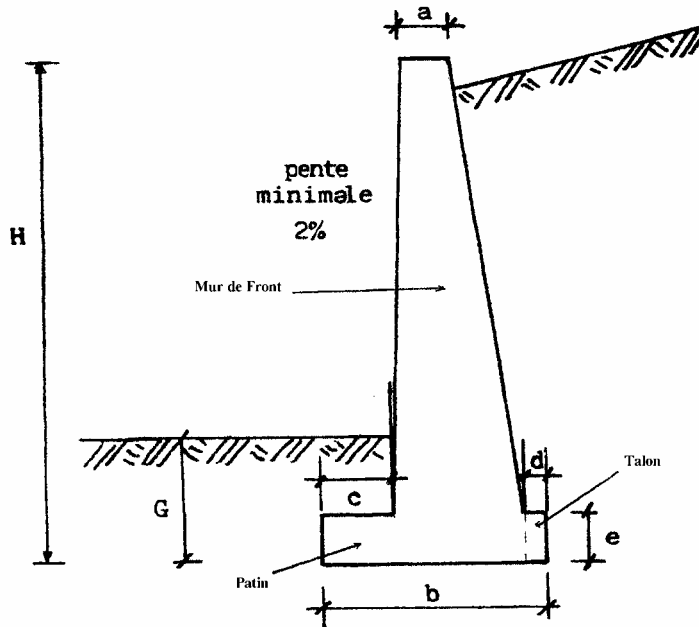


Fig. 3.19 Quelques types d'ouvrages de soutènement

7.2. Les principaux murs et leurs dimensions courantes

7.2.1- Les murs poids

Ils résistent aux poussées par leur propre poids. Ils peuvent être construits en béton, en maçonnerie de moellon ou en gabions.



H = hauteur en m

G = garde au gel (sans objet en Afrique à moins que ... En France prendre 50 cm en plaine et 1 m en montagne ; sécurité 0,70 cm en plaine \leftrightarrow valeur préconisée par les bureau de contrôle)

Valeurs minimales :

$A = 0,15$ (béton)

$= 0,30$ m (maçonnerie)

$B = 0,20 + 0,30.H$ en m

$C = 0,10.H$ à $0,15.H$ en m

$D = 0,10$ m à $0,15$ m

$E = 1,5$ à 2 fois C

Fig. 3.20 : Mur poids

7.2.2- Les murs profilés

Ils sont construits généralement en béton armé. Ils résistent par encastrement du voile sur la semelle.

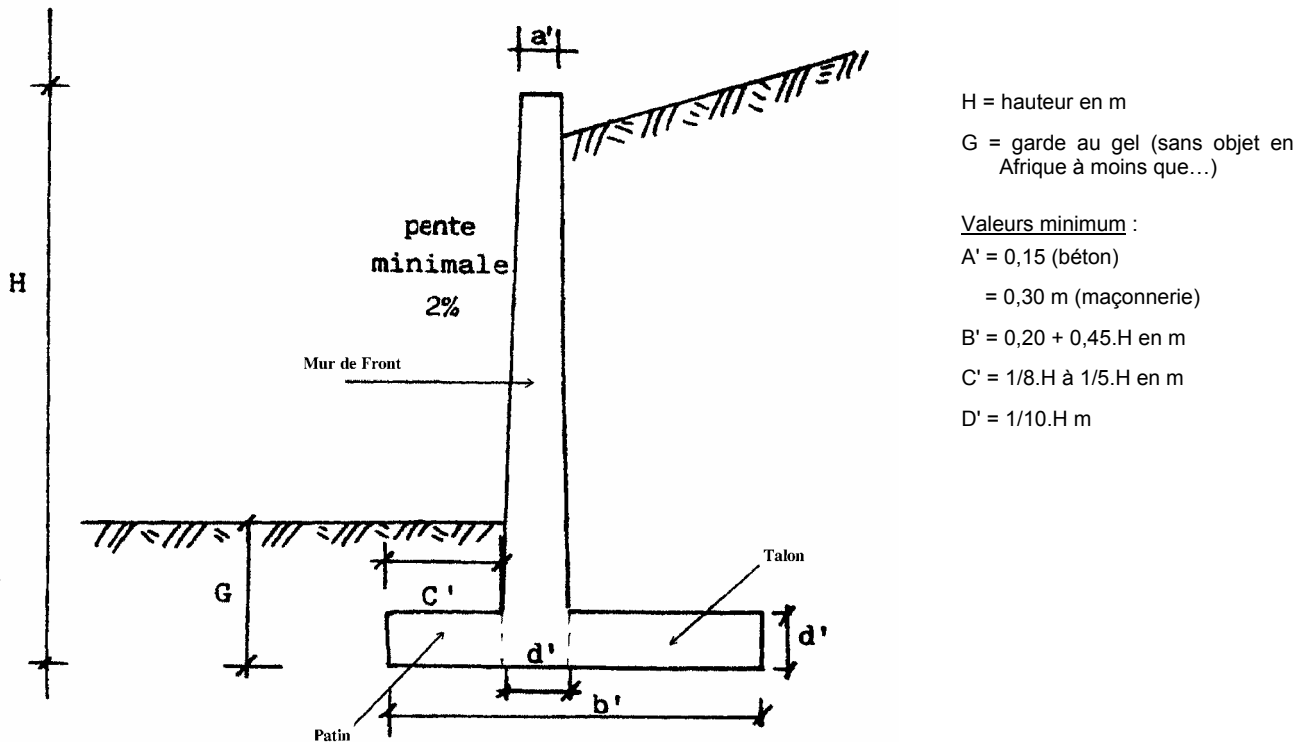


Fig. 3.21 : Mur profilé

Parmi les murs profilés, on distingue :

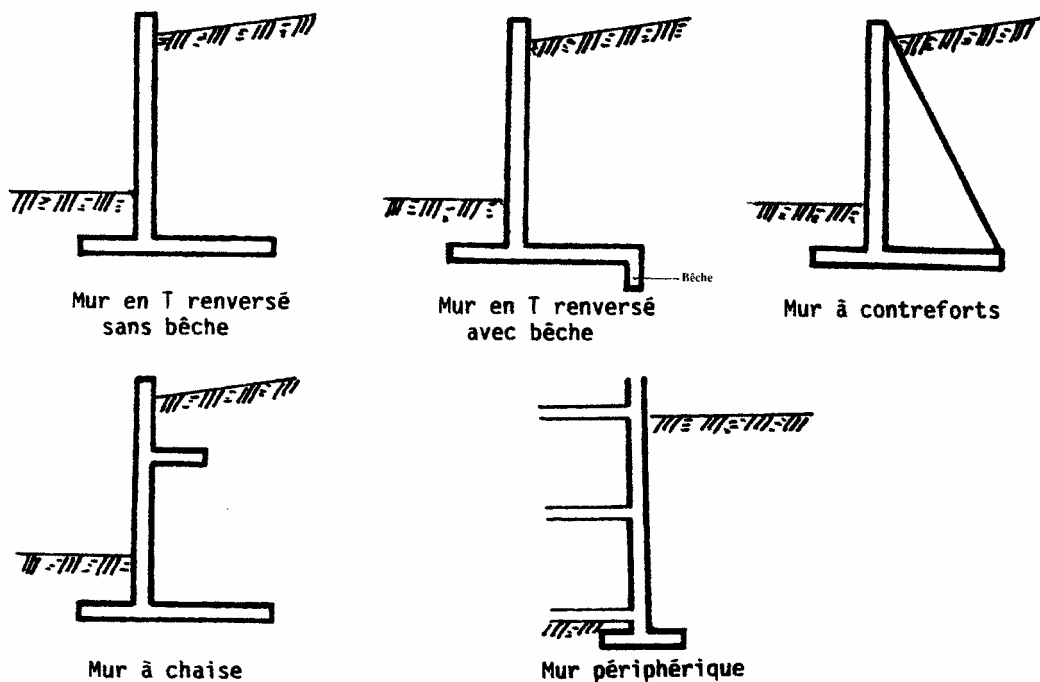


Fig. 3.22 : Différents types de murs profilés

7.3. Principe de calcul

Le principe de calcul pour la vérification des murs de soutènement commence par l'identification de toutes les forces extérieures agissant sur l'ouvrage.

Ensuite il faut procéder à un certain nombre de vérification :

1. Stabilité au renversement,
2. Stabilité au glissement,
3. Stabilité du sol de fondation,
4. Stabilité vis-à-vis du grand glissement (équilibre général de l'ensemble mur + sol).

A noter:

Nous ne traitons pas ici de la méthode de calcul utilisée pour calculer en particulier la poussée des terres sur le parement du mur de soutènement (Méthodes de Rankine ou de Coulomb).

7.3.1 Forces agissant sur le mur

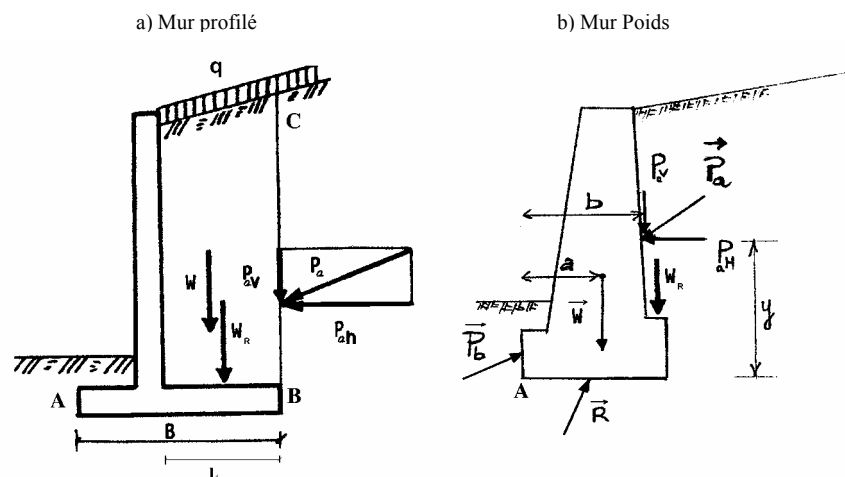


Fig. 3.23 : Forces agissantes

- P_a : Résultante de la poussée des terres sur le parement (horizontal ou incliné),
 - P_{ah} : Composante horizontale de P_a ,
 - P_{av} : Composante verticale de P_a ,
- P_b : Résultante de la butée sur le patin (pour mémoire, car toujours négliger dans les calculs),
- W : Poids propre du mur (vertical),
- W_r : Poids vertical des terres associés au mur (cas des murs profilés),
- BC : Parement pour la détermination de la poussée,
 - AB : Base de la semelle du mur de largeur B ,
- $q.L$: Surcharge éventuelle (Attention ! : à manipuler avec précaution, car pas toujours présente et tantôt favorable ou défavorable),
- R : Résultante de réaction du sol sur le mur.

A noter :

En général on ne tient pas compte, par mesure de sécurité, de la butée P_b qui ne peut être mobilisée qu'après un certain déplacement du mur (effort difficilement mobilisable et pouvant d'ailleurs être supprimé par des travaux de terrassement ultérieurs !).

7.3.2. Stabilité vis-à-vis du renversement

La poussée totale sur le parement due à la poussée des terres et aux surcharges tend à faire basculer le mur par rotation autour du point A. Le poids du mur et de la terre au-dessus du talon tend à s'opposer à cette rotation.

- Moment stabilisateur M_s : Moment de P_{av} , W et W_r par rapport à A,
- Moment de renversement M_r : Moment de P_{ah} par rapport à A,
- F_r coefficient de sécurité vis à vis du renversement pris généralement supérieur ou égal à 1,5

La condition de sécurité vis à vis du renversement s'écrit :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq F_1$$

A noter :

1. q.L n'est pas considéré dans le moment stabilisateur car est souvent favorable au non déversement ... mais pas toujours présente !. Vous devez isoler le cas d'actions le plus défavorable, tant en phase provisoire que définitive de l'ouvrage.
2. Le poids des terres sur le patin avant de la fondation du mur est toujours négligé.

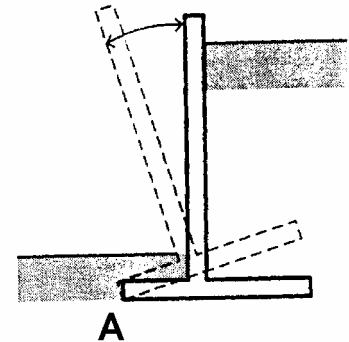


Fig. 3.24 Renversement

7.3.3. Stabilité vis-à-vis du glissement

La composante horizontale de la poussée des terres P_{ah} tend à provoquer le glissement suivant la base du mur. Si l'on néglige la butée (toujours), la seule force s'opposant au glissement est la résistance au cisaillement mobilisable sous la base de la semelle. Soit :

- δ : L'angle de frottement sur la base (interface sol/semelle du mur),
- a : L'adhérence (liée à cohésion du sol, c'est-à-dire. à C', et à la rugosité δ du mur),
- R : La résultante des forces extérieures agissant sur l'ouvrage, avec :
 - N : Composante verticale R
 - T : Composante horizontale de R
- F_g : Coefficient de sécurité vis à vis du glissement.

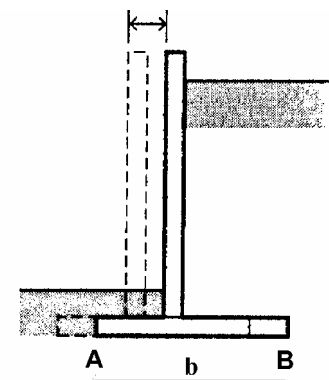


Fig. 3.25 Glissement

La résistance au cisaillement mobilisable le long de AB s'écrit :

$$S = a.b + N.tg\delta$$

Le coefficient de sécurité au glissement s'exprime comme le rapport des forces horizontales qui peuvent s'opposer au glissement aux forces horizontales qui tendent à le provoquer, d'où :

$$F_g = \frac{S}{T} = \frac{a.B + N.tg\delta}{T} \quad (\text{avec } \delta \text{ angle de frottement sol/mur, B largeur de la semelle})$$

A noter :

1. Dans le cas des murs en béton, on considère que le coefficient de frottement "sol sur béton de fondation" est donné par :

$$tg \delta = 0,67 tg \varphi'$$

, avec φ' l'angle de frottement interne du sol sous la fondation,

2. On pourra ajouter une bêche pour mobiliser un effort de butée supplémentaire ; en pré dimensionnement on pourra prendre sa hauteur égale à 2 fois l'épaisseur du talon,
3. a (adhérence) ne concerne que les sols cohérents. Dans la pratique on admet la relation suivante :

$$a = C' \cdot \frac{tg\delta}{tg\varphi'} \quad (\Rightarrow a = 0,67.C' \text{ dans le cas d'un mur en béton})$$

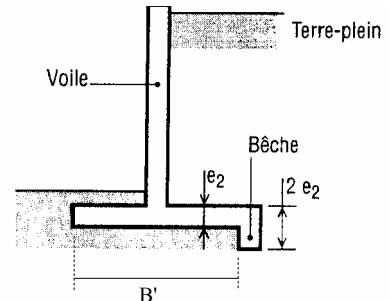


Fig. 3.26 Mur en béton avec bêche

A noter : B devient B' dans le cas d'une semelle avec bêche pour le calcul de la résistance au cisaillement S

7.3.4. Stabilité du sol de fondation

L'action des différentes forces conduit à une résultante oblique R et le plus souvent excentrée au niveau de AB. Il s'agit donc ici d'un calcul classique de fondation superficielle de type semelle continue soumise à une charge excentrée et/ou inclinée.

Le chapitre IV ci-après aborde spécifiquement ce calcul par l'interprétation d'essais de laboratoire, en donnant la contrainte admissible q_a du sol.

Ce chapitre IV aborde également la détermination du tassement prévisible de type pressiométrique. **Bien entendu ces tassements doivent être compatibles avec la bonne tenue de l'ouvrage.**

A noter: Si l'on craint des tassements différentiels on placera des joints de structure tous les 8 à 10 m.

Connaissant donc la contrainte admissible q_a du sol de fondation (chap. IV), on conduit les calculs comme suit :

Calcul de l'excentricité, et des contraintes maxi et mini:

$$d = \frac{M_s - M_r}{N}$$

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

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{6.e.N}{B^2}$$

(cf. déf. de M_r et M_s au paragraphe 5.3.2 ci-avant)

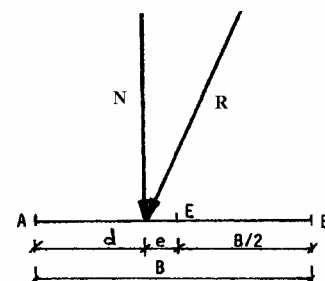


Fig. 3.27 : Stabilité du sol de fondation

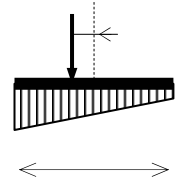
$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{6.e.N}{B^2}$$

On définit par ailleurs σ_0 la contrainte moyenne par mètre linéaire du mur :

$$\sigma_0 = \frac{N}{B}$$

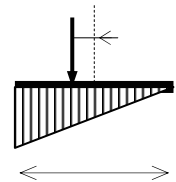
- Si $e \leq \frac{B}{6}$, la résultante est dans le tiers central. On doit vérifier que la contrainte de référence σ_{ref} est telle que :

$$\sigma_{ref} = \frac{3\sigma_{\max} + 4\sigma_{\min}}{4} = \sigma_0 \left(1 + \frac{3e}{B} \right) \leq q_a$$



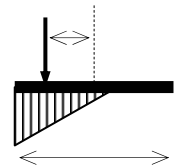
- Si $e = \frac{B}{6}$, la résultante est à la frontière du tiers central. On doit vérifier que :

$$\sigma_{ref} = \frac{3\sigma_{\max}}{4} = \frac{3}{2}\sigma_0 \leq q_a$$



- Si $\frac{B}{6} < e < \frac{B}{2}$, la résultante est hors du tiers central. On doit vérifier que :

$$\sigma_{ref} = \frac{3}{4}\sigma_{\max} = \sigma_0 \left(\frac{1}{1 - \frac{2e}{B}} \right) \leq q_a$$

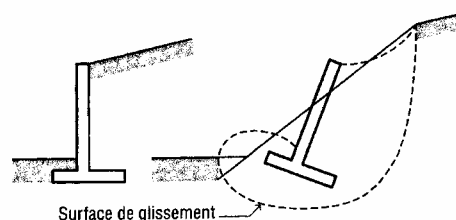


A noter :

- Dans le dimensionnement d'un mur de soutènement, il faut s'efforcer de faire passer la résultante dans le tiers central,
- Pour les sols de caractéristique médiocre, il faut s'orienter vers une résultante centrée,
- Pour les sols rocheux, on pourra avoir une excentricité pouvant aller jusqu'à $e = \frac{B}{4}$,
- Quel que soit le type de sol et le cas de charge, il est fortement déconseillé d'avoir une excentricité supérieure à $\frac{B}{4}$ car un écart de 10% dans le sens défavorable sur la valeur de l'excentricité signifie des augmentations de contrainte importantes,
- Voir la définition de q_a au chapitre IV.

7.3.5. Vérification de la stabilité d'ensemble (stabilité vis-à-vis du grand glissement)

Cette vérification concerne la stabilité de l'ensemble (mur + sol) le long d'une surface de rupture potentielle superficielle ou profonde du sol.



Ce cas est souvent déterminant pour un mur de grande hauteur.

Fig. 3.28 : Grand glissement

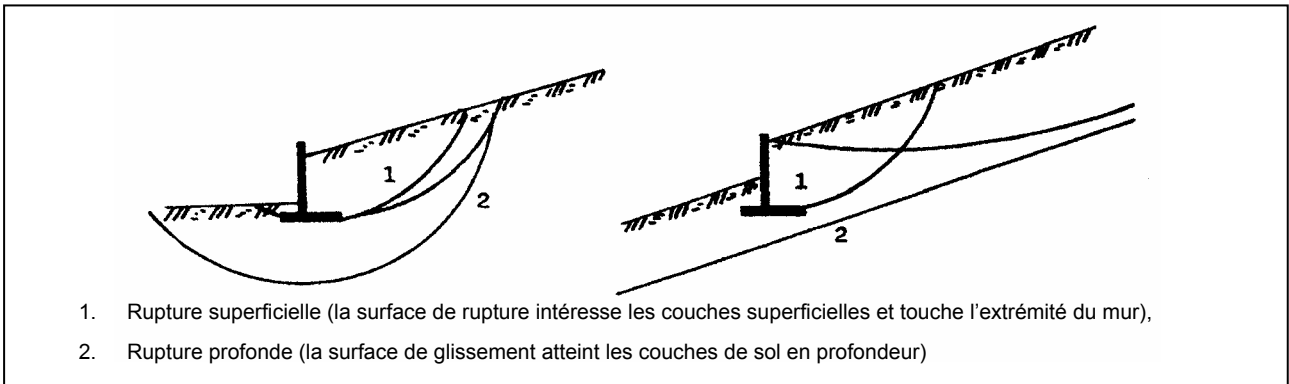


Fig. 3.29 : Stabilité vis-à-vis du grand glissement : quelques exemples de surface de rupture.

Le problème de la stabilité d'ensemble peut être abordé en première approximation par l'utilisation des abaques extraient de l'ouvrage Mécanique des sols et des chaussées de R. l'HERMINIER pour le cas des sols homogènes et isotropes.

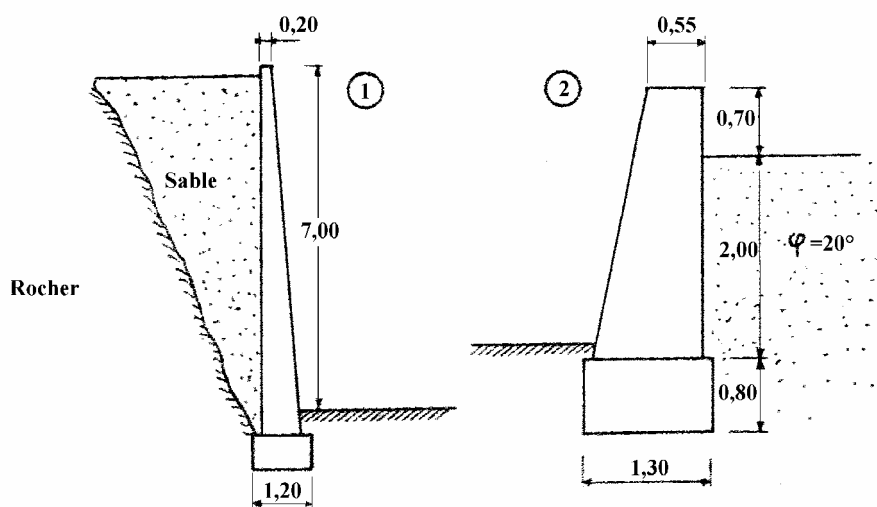
Dans le cas des sols non homogènes, il est nécessaire de faire l'étude sur ordinateur en utilisant une des méthodes des tranches de BISCHOP ou de FELLENIUS pour le calcul de la stabilité des pentes et des talus.

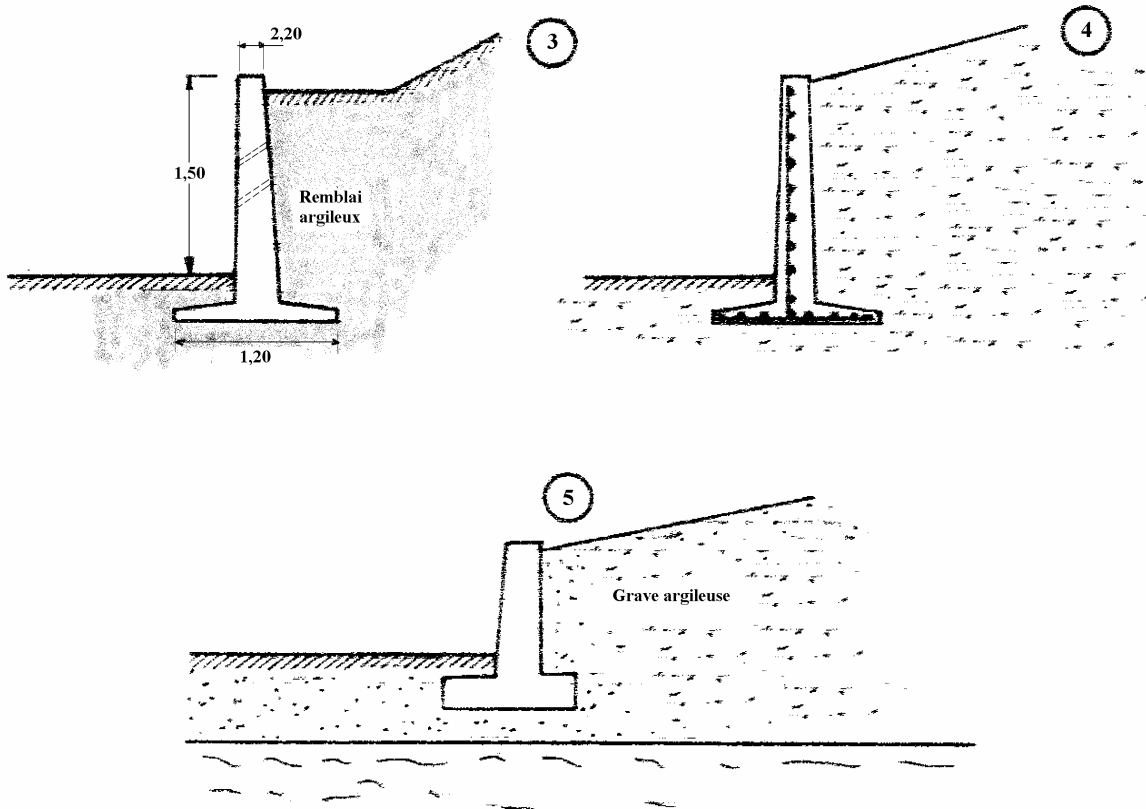
En tout cas il s'agit de calculs longs et compliqués.

8. EXERCICES

Exercice 3.3

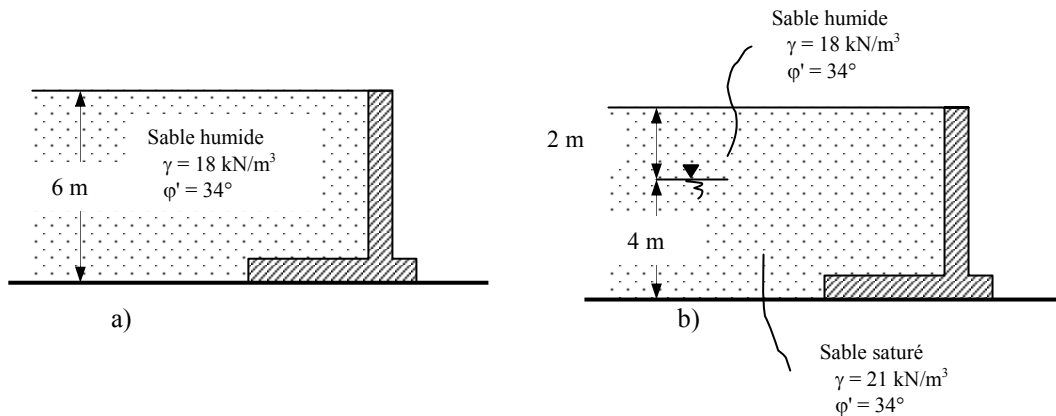
Les cinq murs représentés sur les figures ci-après ont donné lieu à des sinistres (ruptures, renversement, ...). Pouvez-vous en donner les causes évidentes ?





Exercice 3.4

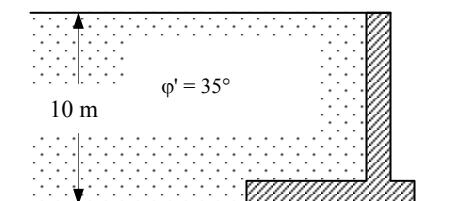
Calculer, par la méthode de Rankine, la force de poussée exercée sur un mur à parement vertical dans les cas suivants :



Exercice 3.5

On considère un mur de soutènement à paroi verticale retenant un remblai sableux. Calculer, par la méthode de Rankine, la force de poussée exercée sur un mur à parement vertical dans les cas suivants :

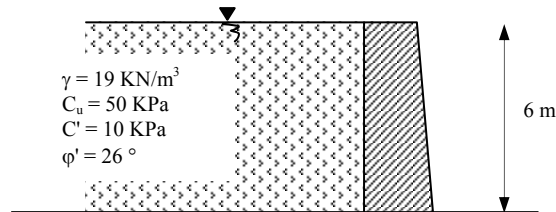
a) Sable sec $\gamma_d = 18 \text{ KN/m}^3$,



- b) Sable humide avec un degré de saturation $S_r = 0,8$
- c) Sable entièrement saturé avec une nappe à la surface et sans drainage

Exercice 3.6

Un mur de soutènement retient une couche d'argile dont les caractéristiques sont indiquées sur la figure suivante :



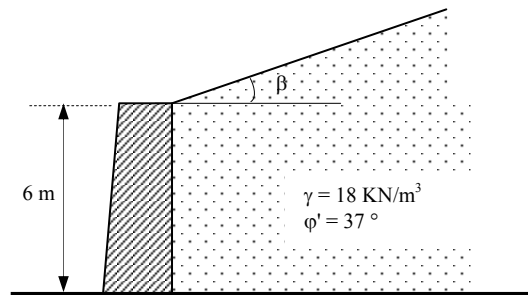
Déterminer le diagramme des poussées :

- a) A long terme (on cherchera le point où $\sigma'h = 0$),
- b) A court terme (on cherchera le point où $\sigma_h = 0$).

Exercice 3.7

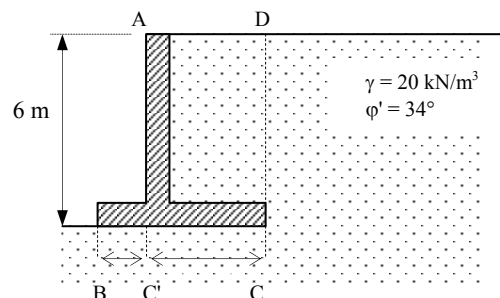
On construit un mur en béton de 6 m de hauteur derrière lequel on a constitué un stock de sable fillérisé. Calculer la poussée du sable sur le mur ($\beta = 30^\circ$):

- a) Par la méthode de Rankine,
- b) Par la méthode de Coulomb, en supposant que l'angle de frottement entre le sable et le mur soit égale à $2/3 \cdot \phi'$



Exercice 3.8

Calculer les stabilités au glissement et au renversement du mur cantilever schématisé ci-dessous, en supposant le mur non pesant et en utilisant la méthode de Rankine pour calculer la force de poussée sur le parement fictif DC (le massif ADCC' sera supposé partie intégrante du mur).



On prendra comme coefficient de sécurité les rapports suivants :

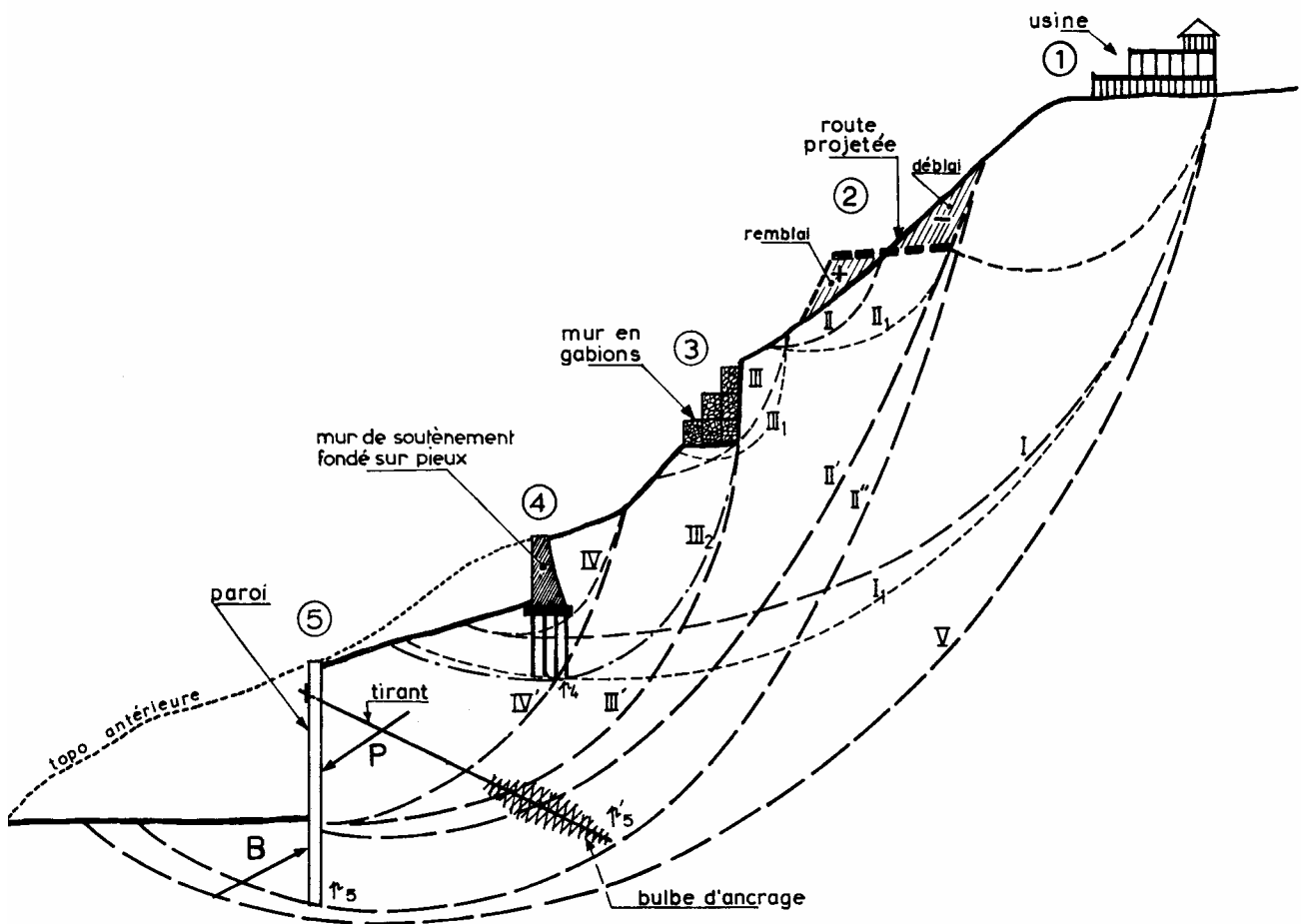
$$\text{Stabilité au glissement : } F_G = \frac{\text{Force résistante sur la base}}{\text{Force motrice sur la base}}$$

$$\text{Stabilité au renversement : } M_G = \frac{\text{Moment résistant en B}}{\text{Moment moteur en B}}$$

Exercice 3.9

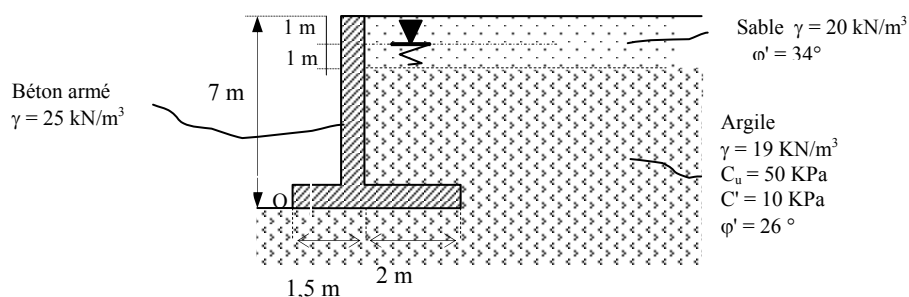
Un expert en géotechnique, missionné par un maître d'ouvrage, a synthétisé son expertise au moyen de la figure ci-après. Son analyse a consisté à expliquer l'influence des différents ouvrages construits sur le développement de surfaces de glissements pouvant affectés ce versant.

Commenter.



Exercice partiellement corrigé de synthèse

Un mur de soutènement en béton armé (40 cm d'épaisseur, mur & semelle) retient une couche d'argile surmonté d'une couche de sable dont les caractéristiques sont indiquées sur la figure ci-après :



1. Tracer le diagramme des poussées horizontales en utilisant la méthode de Rankine,
 2. Faire l'inventaire des forces en présence,
 3. Calculer le coefficient de stabilité $F_{S \text{ renv.}}$ au renversement (point O),
 4. Calculer le coefficient de stabilité $F_{S \text{ gliss.}}$ au glissement,
 5. Calculer la contrainte maxi du sol atteinte sous la semelle de fondation de ce mur.
- A noter : On tiendra compte de la cohésion dans tous les calculs.

Réponses :

1. Tableau des poussées horizontales :

Poussées horizontales	σ_v	u	σ'_v	σ'_h	σ_h
	A	0	0	0	0
B⁺	20	0	20	5,7	5,7
B⁻	20	0	20	5,7	5,7
C⁺	40	10	30	8,49	18,49
C⁻	40	10	30	0	10
D	43,8	12,2	31,6	0	12,2
O	135	60	75	16,8	76,8

Pour le sable :

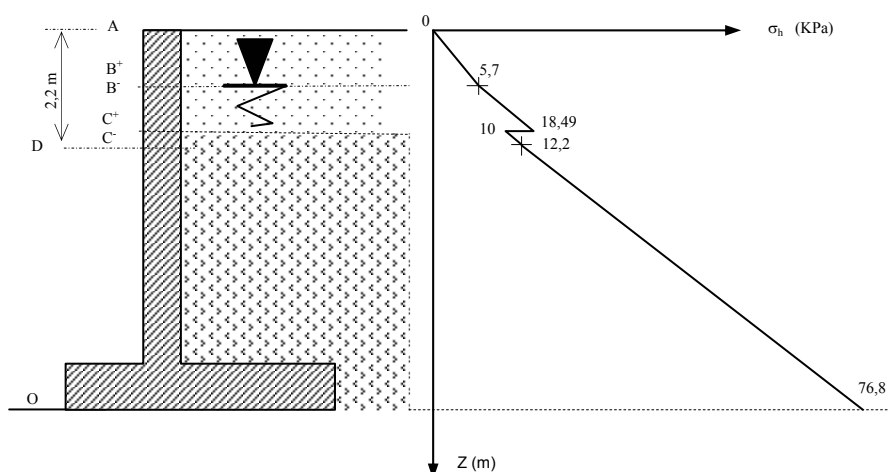
$$K_{p \text{ sable}} = t_g^2 \left(\frac{\Pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,283$$

$$\sigma'_h = K_p \cdot \sigma_v$$

Pour l'argile :

$$K_{p \text{ argile}} = 0,390$$

$$\sigma'_h = k_p \cdot \sigma'_v - 2 \cdot C' \sqrt{k'_p}$$



Commentaires :

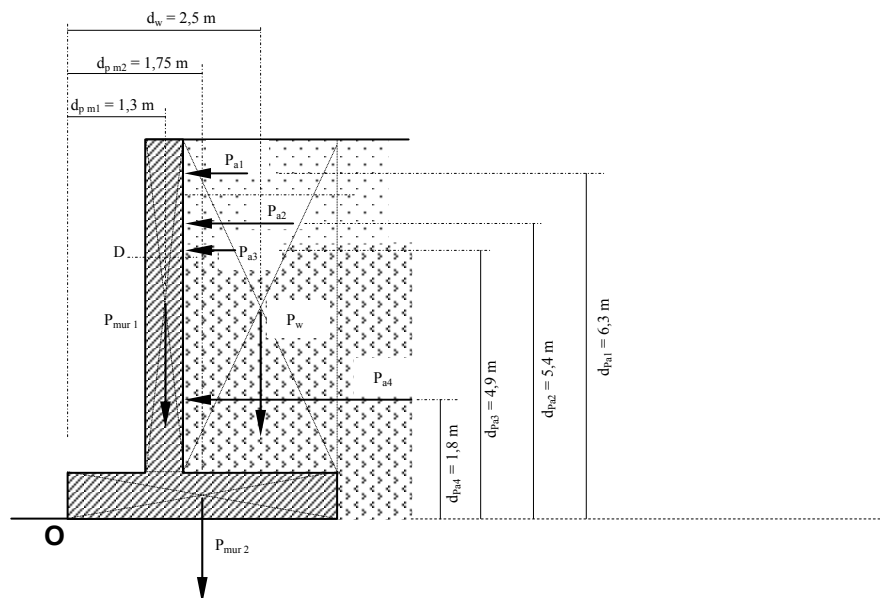
1. Nécessité d'introduire le point D, tel qu'en D(z) :

$$\sigma'_h = 0 \Leftrightarrow 0,390 [40 + (19 - 10)(z - 2)] - 2 \times 10 \times \sqrt{0,390} = 0 \text{ d'où } \Rightarrow z = 2,2 \text{ m,}$$

2. Le calcul est ici fait à long terme (utilisation de C' et non de C_u) ; c'est le cas le plus défavorable,
3. Nous tenons compte ici de la cohésion de l'argile pour le calcul des poussées horizontales ; L'utilisation de la théorie de Rankine étant plus pessimiste que celle de Coulomb (voir exo 3.7 de ce chapitre), on peut en tenir compte (à contrario si le calcul avait été fait selon Coulomb cf. "A noter n° 3, article 4.2" du présent chapitre, on préfère alors ne pas en tenir compte). Cette "position" de tenir compte ou non de la cohésion, en fait est liée aux hypothèses de calculs de chaque méthode Rankine/Coulomb : les revoirs pour bien comprendre,
4. Entre C et D seule la pression de l'eau agit, cf. "A noter" de l'article 3.2.2 du présent chapitre.

2. Inventaire des forces :

	Nom de la force	Composante verticale	Composante horizontale	Point d'application
P_{mur1} P_{mur2}	Poids du mur { partie verticale Partie de pied	$0,4 \times (7-0,4) \times 25 = 66$ $0,4 \times 3,5 \times 25 = 35$	-	Voir schéma ci-dessous
P_{a1}	Poussée entre A et B	-	$\frac{5,7 \times 1}{2} = 2,8$	
P_{a2}	Poussée entre B et C	-	$\left(\frac{5,7 + 18,49}{2}\right) \times 1 = 12,1$	
P_{a3}	Poussée entre C et D	-	$\left(\frac{10 + 12,2}{2}\right) \times 0,2 = 2,2$	
P_{a4}	Poussée entre D et O	-	$\left(\frac{12,2 + 76,8}{2}\right) \times 4,8 = 213,6$	
P_w	Poids des terres appuyant sur le pied	$(20 \times 2 + 4,6 \times 19) \times 2 = 254,8$		
	TOTAL	356 KN	231 KN	



3. Calculer le coefficient de stabilité $F_{S,renv.}$ au renversement (point O) :

$$F_{S \text{ rev.}} = \frac{\text{Moments stabilisateurs}}{\text{Moments moteurs}} = \frac{1,3 \times 66 + 1,75 \times 35 + 2,5 \times 254,8}{12 \times 213,6 + 2,2 \times 4,9 + 12,1 \times 5,4 + 2,8 \times 6,33}$$

$$F_{S \text{ rev.}} = \frac{784,0}{478,3} = 1,6 > 1,5 \Rightarrow \text{Ok}$$

4. Calculer le coefficient de stabilité $F_{S \text{ gliss.}}$ au glissement :

$$F_{S \text{ gliss}} = \frac{\text{Forces stabilisatrices}}{\text{Forces motrices}} = \frac{0,67.C' + 356 \times 0,67.tg(\varphi')}{231} = \frac{123}{231} = 0,53 < 1,5 \Rightarrow$$

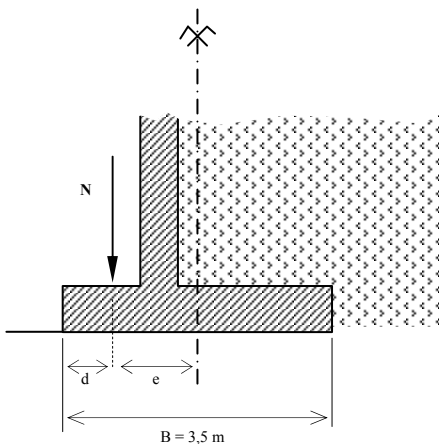
stabilité au glissement non assurée.

\Rightarrow Il manque une bêche.

Commentaires :

Nous utilisons ici les formules présentées aux "A noter" 1 et 3, article 7.3.3. du présent chapitre.

5. Calculer la contrainte maxi sous la semelle de fondation du mur :



Ce calcul est de type fondation avec force excentrée et inclinée. La procédure de calcul est décrit dans le polycopié (article 7.3.4 du présent chapitre).

Calcul de l'excentrement :

$$d = \frac{M_s - M_r}{N} = \frac{784,0 - 478,3}{356} = 0,86 \text{ m}$$

Commentaires:

$N = \Sigma$ des composantes verticales.

Modélisation du mur de soutènement et des charges verticales au regard du calcul de fondation

$$\text{D'où } e = \frac{B}{2} - d = \frac{3,5}{2} - 0,89 \Rightarrow \text{la résultante a un excentrement supérieur}$$

à $B/6$ et même $B/4 \Rightarrow$ instable.

Commentaires : $B/4$ est réservé au assise sur de la roche, ... ce qui n'est pas le cas ici.

Conclusion :

La semelle de ce mur de soutènement n'est pas viable au regard de sa fondation (excentrement de la résultante trop fort),

La largeur B doit être augmentée, en particulier côté patin de la semelle (partie gauche de la semelle),

Le calcul de la contrainte maxi dans le sol est donc, à ce stade, sans objet.

On demande (partie à faire par les élèves) :

Ce mur de soutènement, est donc en fait instable au glissement et de résultante verticale trop excentrée au droit de sa semelle de fondation.

L'objet de la suite est de déterminer au plus économique possible :

- La bêche nécessaire pour assurer le non glissement ($\Leftrightarrow F_{S\text{ gliss}} = 1,5$),
- L'augmentation en conséquence du patin nécessaire afin d'obtenir un excentrement de la résultante des efforts verticaux : $e = B/6$
- Puis de calculer la contrainte maxi atteinte dans le sol.

1. Calculer la hauteur h de bêche nécessaire pour ramener le coefficient de non glissement à :

$$F_{S\text{ gliss}} = 1,5 .$$

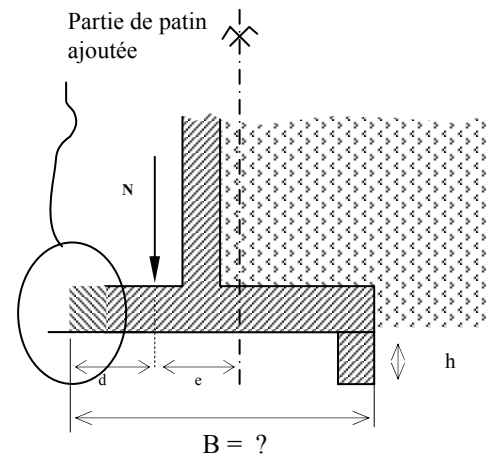
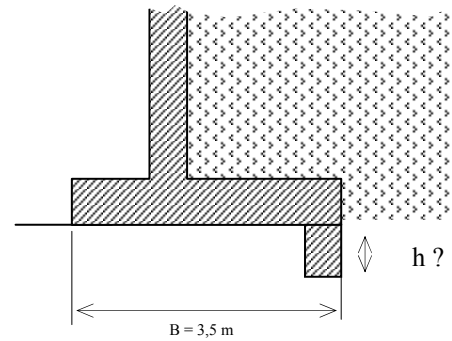
On prendra comme hypothèses que le bêche a une épaisseur de 40 cm de béton armé et qu'elle ne travaille qu'en butée face au glissement (cf. "A noter de la figure 3.26 du présent chapitre).

Vérifier le résultat trouvé avec le pré dimensionnement proposé au "A noter" n° 2, article 7.3.3. du présent chapitre.

2. Dans ce contexte (semelle avec bêche), refaite un inventaire des forces et recalculer l'excentrement ; puis déterminer, toujours au plus économique, l'augmentation nécessaire du patin afin d'obtenir un excentrement de la résultante des efforts verticaux égale à $e = B/6$ (en d'autre terme qu'elle est la nouvelle valeur de B pour ...)

Bien entendu l'augmentation de patin fait 40 cm d'épaisseur.

3. Calculer la contrainte maxi atteinte par le sol avec toutes ces modifications.



1. INTRODUCTION

1.1. Courbe de tassement, charge limite et contrainte admissible

Les fondations sont des ouvrages enterrés destinés à transmettre au sol les surcharges provenant de la superstructure.

Pour remplir cette fonction le sol support doit présenter une résistance suffisante et des tassements compatibles avec l'ouvrage.

Les tassements qui se produisent sous une semelle superficielle sont fonction de l'intensité de la charge appliquée et ont l'allure de la fig. 4.1.

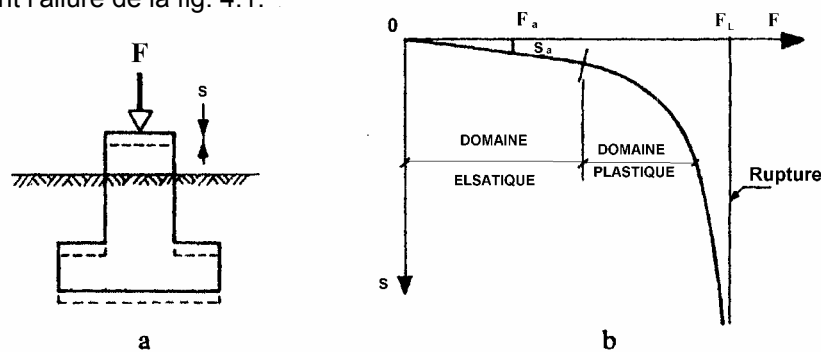


Fig. 4.1 : Chargement d'une semelle superficielle – courbe de tassement

F_l est appelée **charge limite** de la semelle ; C'est la charge maximale que peut supporter celle-ci et qui entraîne la rupture. Comme cette valeur n'est pas très bien définie, elle correspond à un certain enfoncement, soit par exemple 10 cm.

Si S est la surface de la base de la semelle, la **contrainte de rupture** de la semelle est :

$$q_l = \frac{F_l}{S}$$

La **contrainte admissible** q_a est la pression moyenne acceptable (absence de tassements excessifs et/ou de risques de rupture du sol). C'est avec cette contrainte que l'on dimensionnera les fondations. Elle est en général égale à une certaine fraction de la contrainte de rupture :

$$q_a = \frac{q_l}{F_s} \quad F_s \text{ est un coefficient de sécurité}$$

A noter :

- F_s est toujours supérieure ou égale à 2. **La valeur de F_s est fonction du calcul entrepris.** Plus rarement de l'ouvrage calculé,
- En effet une fondation devra satisfaire deux exigences principales :
 - **Un critère de rupture** en utilisation extrême (calcul à l'**ELU** => $F = 1,35 G + 1,5.Q$; $F_s = 2$),
 - **Un critère de déformation et de rupture** en utilisation normale: Le tassement qui se produira sous F devra rester compatible avec le bon fonctionnement de l'ouvrage et compatible avec q_a (calcul à l'**ELS** => $F = G + .Q$; $F_s = 3$),

3. Vous trouverez fréquemment (par facilité) un calcul intermédiaire où seule la non rupture du sol est vérifiée, mais avec une pondération des charges de l'ELU et un coefficient de sécurité de l'ELS ($\Leftrightarrow F = 1,35 G + 1,5.Q ; F_s = 3$) : à réserver que pour les bons sols, et ouvrages en béton armé courants.
4. A dire vrai, nous ne traitons pas dans ce chapitre du calcul de F (descente de charge, pondérations, ...) : pour le calcul de F il convient de se rapporter au polycopier "Introduction à la réglementation et aux pré-dimensionnements des éléments de structure" – tome IV du cours de Structure.
5. Il est à remarquer que l'on définit le matériau "sol" par sa contrainte de rupture ; habituellement un matériau est défini à partir d'une contrainte limite élastique (exemple : acier E24 => limite élastique $\sigma_e = 24 \text{ DaN/mm}^2$).

Le but de ce chapitre est la détermination de q_l à partir des essais de laboratoire ($C', C_u, \gamma, \varphi'$...), la détermination par interprétation d'essais in situ, étant hors programme.

1.1 Notations

Dans toute la suite de ce cours nous adopterons les notations suivantes :

- B : Largeur de la semelle ou la plus petite dimension
- D : Encastrement ; C'est l'épaisseur minimale des terres au-dessus du niveau de la fondation.
- L : Longueur de la semelle (dimension dans le sens perpendiculaire à la largeur)
- F : Charge totale provenant de la superstructure

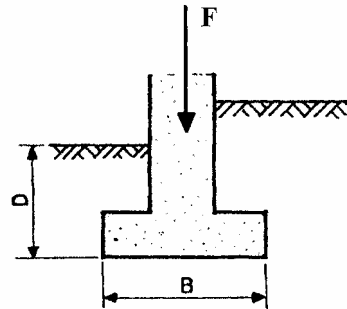


Fig. 4.2 : Notations

1.2 Définitions

On appellera **fondation superficielle** toute fondation dont le rapport $\frac{D}{B}$ est plus petit que quatre. $\left(\frac{D}{B} < 4\right)$

Parmi les fondations superficielles, on distinguera :

- **les semelles continues ou filantes** lorsque l'une des dimensions est grande par rapport à l'autre ; en pratique : $\frac{L}{B} > 5$
- **les semelles isolées** lorsque $\frac{L}{B} \leq 5$
- **les radiers généraux** : ce sont des semelles de grandes dimensions portant en général tout un ouvrage ou partie d'ouvrage. Les dallages sont des cas particuliers de radier général.

On distinguera parmi les semelles isolées :

- Les semelles circulaires $B = 2.R$

- Les semelles carrées $L = B$
- Les semelles rectangulaires $B < L < 5B$

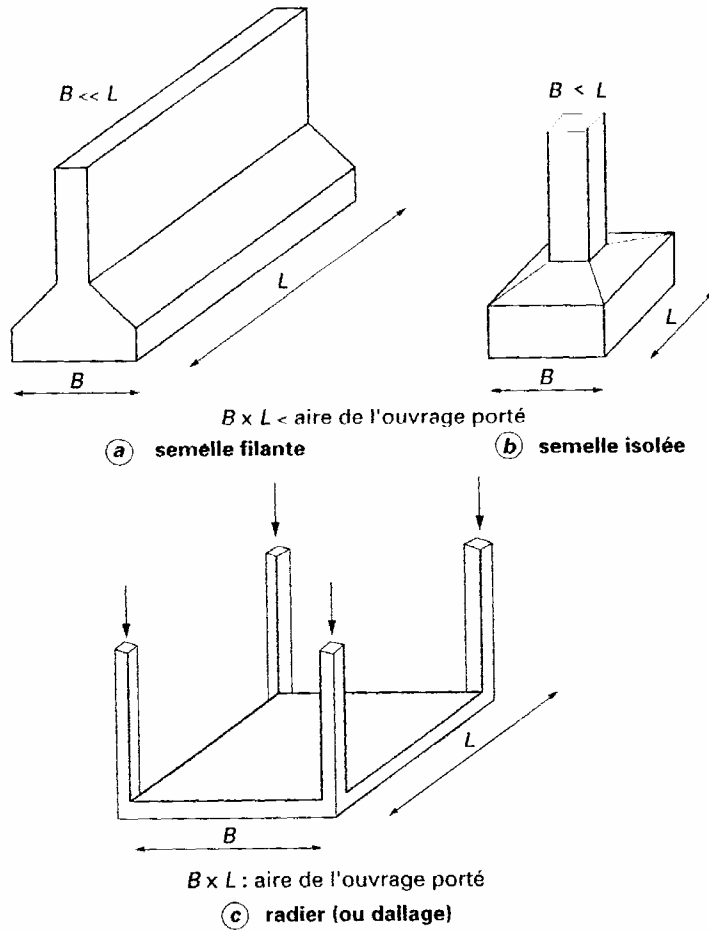


Fig. 4.3 : Définitions

2. RUPTURE ET CAPACITE PORTANTE

2.1. Analyse qualitative de la rupture

Avant l'application de la charge sur une semelle, le sol de fondation est en état d'équilibre élastique. Lorsque la charge augmente au-delà d'une certaine valeur critique, le sol est en état d'équilibre plastique. Au moment de la rupture on peut distinguer sous une semelle trois zones principales (fig. 4.4).

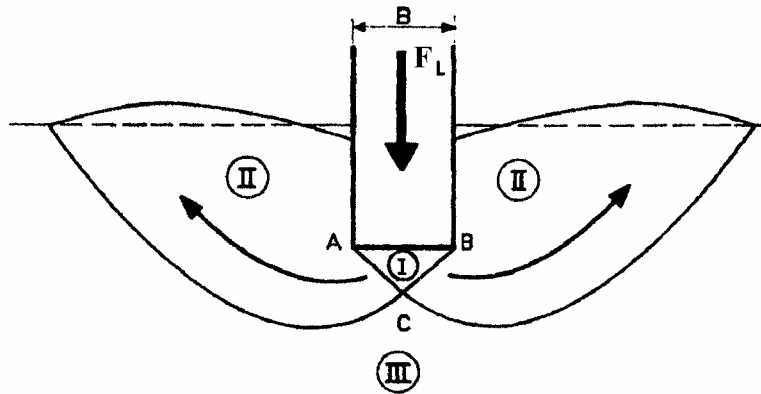


Fig. 4.4 : Schéma de rupture d'une semelle

- La zone I, limitée par les points A, B ; C, forme un coin ; elle est située directement sous la fondation. Le sol dans cette zone se déplace avec la fondation et fait corps avec elle,
- La zone II est refoulée vers la surface, les déplacements et cisaillements sont très importants et il se produit une rupture généralisée dans cette zone,
- Dans la zone III, le sol n'est pas ou peu perturbé par la rupture.

Conclusion :

La rupture d'une fondation se fait toujours par cisaillement

2.2 Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (méthode "C-φ")

2.2.1. Semelle filante. Charge verticale et centrée

Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante (méthode de superposition de TERZAGHI)

$$q_l = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma(\varphi) + C \cdot N_c(\varphi) + (q + \gamma_2 \cdot D) \cdot N_q(\varphi)$$

avec : q_l contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface),
 γ_1 poids volumique du sol sous la base de la fondation,
 γ_2 poids volumique du sol latéralement à la fondation,
 q surcharge verticale latérale à la fondation,
 C cohésion du sol sous la base de la fondation.

A noter :

$N_\gamma(\varphi)$, $N_c(\varphi)$ et $N_q(\varphi)$ facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne φ du sol sous la base de la fondation :

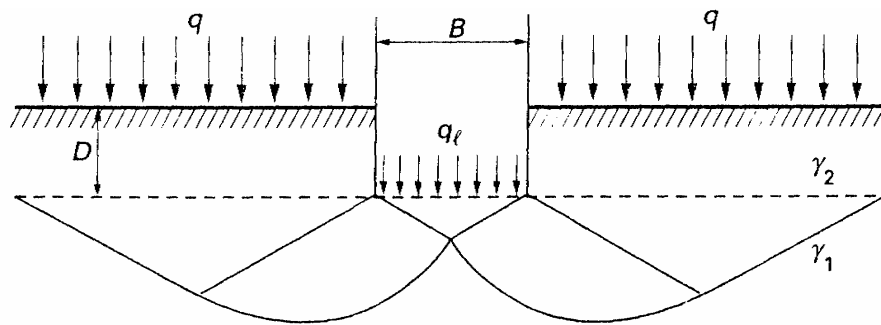


Fig. 4.5 Schéma de rupture d'une fondation superficielle

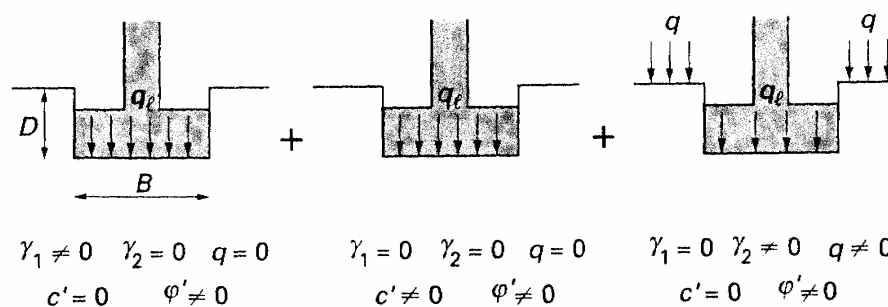


Fig. 4.6 Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (méthode C-φ)

A noter :

- La méthode de superposition de TERZAGHI consiste donc à additionner trois termes :
 - Le premier terme ($\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma(\varphi)$) est le terme de surface (ou de pesanteur), car il est fonction de la largeur de la fondation B et du poids volumique γ_1 du sol sous la fondation. C'est la charge limite pour un massif pesant et frottant uniquement,

- Le deuxième terme ($C.N_c(\varphi)$) est le terme de cohésion. C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant,
 - Le troisième terme ($(q + \gamma_2.D).N_q(\varphi)$) est le terme de surcharge de profondeur. C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement (γ_2 est le poids volumique du sol latéralement à la fondation et au dessus du niveau de base).
2. Les valeurs des facteurs de portance N_c , N_γ et N_q ici mentionnées (voir tab.1 ci-après) ne sont rigoureusement applicables que si :
- La couche de fondation est homogène (ie. Elle peut être caractérisée par une valeur de la cohésion ou de l'angle de frottement interne unique),
 - La couche de fondation a une épaisseur suffisante pour que la mécanique des ruptures puisse entièrement s'y développer (ie. 2 à 3 fois la largeur B sous la semelle est un même sol).

Dans l'application pratique de cette méthode, on doit distinguer, selon la mécanique des sols classique, le calcul à court terme en conditions non drainées (en contraintes totales) et le calcul à long terme en conditions drainées (en contraintes effectives).

2.2.1.1. Calcul en conditions non drainées

Lorsque le sol porteur est un sol fin cohérent saturé, on doit faire un **calcul à court terme**, en contraintes totales. Le sol est caractérisé par la cohésion non drainé C_u . On prend :
 $C = C_u$ et $\varphi = 0$

Il en résulte $N_\gamma = 0$ et $N_q = 1$, donc pour une semelle filante :

$$q_1 = C_u.N_c(0) + q + \gamma_2.D$$

avec : $N_c(0) = \pi + 2$ pour les semelles lisses,
 $N_c(0) = 5,71$ pour les semelles rugueuses.

A noter :

- γ_2 est le poids volumique total. Il n'y a pas lieu de tenir compte de la poussée d'Archimède dans F_w . En d'autres termes, on ne déjauge pas la fondation,
- Une semelle rugueuse est dite rugueuse pour un angle de frottement fondation-sol supérieur à $\varphi'/2$

2.2.1.2. Calcul en conditions drainées

Le **calcul à long terme** pour les sols cohérents et le calcul dans les sols pulvérulents sont des calculs en conditions drainées, en contraintes effectives. Les paramètres de résistance drainés sont :

$$C = C' \text{ et } \varphi = \varphi'$$

Dans ce cas, et toujours pour une semelle filante :

$$q_1 = \frac{1}{2}.\gamma'_1.B.N_\gamma(\varphi') + C'.N_c(\varphi') + (q + \gamma'_2.D).N_q(\varphi')$$

avec γ'_1 et γ'_2 poids volumiques déjaugés (effectifs).

A noter :

Il y a lieu de déjauger les poids volumiques si les sols correspondants sont immergés (et on tient compte de la poussée d'Archimède sur la fondation dans F_w , c'est-à-dire que l'on déjauge également le poids de la fondation) :

Ainsi, par exemple, pour la nappe affleurant à la surface (sol saturé) l'expression devient :

$$q_1 = \frac{1}{2}.\gamma_1 - \gamma_w).B.N_\gamma(\varphi') + C'.N_c(\varphi') + (q + (\gamma_2 - \gamma_w).D).N_q(\varphi')$$

, et pour une nappe à grande profondeur (sol sec) :

$$q_1 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma(\varphi') + C' \cdot N_c(\varphi') + (q + \gamma_2 \cdot D) \cdot N_q(\varphi')$$

2.2.2. Valeurs des facteurs de portance N_c , N_γ et N_q : DTU 13.12 et EUROCODE 7-1

Pour les valeurs des facteurs de portance sans dimension $N_c(\varphi')$ et $N_q(\varphi')$, on utilise la solution classique de PRANDTL (solution exacte) :

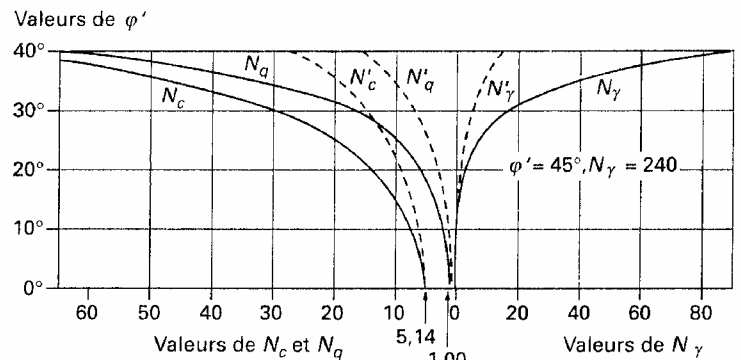
$$N_q = \exp(\pi \cdot \tan \varphi') \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) \text{ et } N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi')$$

Ces valeurs sont données sur la figure 8 et le tableau 1.

Il existe diverses recommandations concernant les valeurs du facteur de portance $N_\gamma(\varphi')$, pour lequel on ne dispose pas d'une solution exacte. Le projet EUROCODE 7-1 préconise l'expression suivante : $N_\gamma(\varphi') = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi')$ lorsque la base est rugueuse (pour un angle de frottement fondation-sol supérieur à $\varphi'/2$).

Les valeurs de N_γ retenues par le DTU 13.12 sont données dans le tableau 1. Elles sont légèrement inférieures à celles du projet d'EUROCODE 7-1

φ' en degrés	N_c	N_γ	N_q
0	5,14	0	1,00
5	6,50	0,10	1,60
10	8,40	0,50	2,50
15	11,00	1,40	4,00
20	14,80	3,50	6,40
21	15,80	4,10	7,10
22	16,90	4,90	7,80
23	18,10	5,80	8,70
24	19,30	6,90	9,60
25	20,70	8,10	10,70
26	22,20	9,50	11,80
27	24,00	11,40	13,20
28	25,80	13,20	14,70
29	27,90	15,50	16,40
30	30,00	18,10	18,40
31	32,70	21,30	20,60
32	35,50	25,10	23,20
33	38,70	29,50	26,10
34	42,20	34,80	29,40
35	46,00	41,10	33,30
36	50,60	49,00	37,80
37	55,70	58,50	42,90
38	61,40	70,00	48,90
39	67,90	84,00	56,00
40	75,30	100,00	64,20
45	134,00	254,00	135,00



Pour les semelles filantes sur sols mous ou lâches, Terzaghi et Peck recommandent d'utiliser $\frac{2}{3} c'$ et $\frac{2}{3} \varphi'$ en lieu et place de c' et φ' , pour tenir compte de la rupture localisée et non généralisée. Les valeurs des courbes en tireté (N'_c , N'_q , et N'_γ) correspondent à $\frac{2}{3} \varphi'$.

Tab. 1 Facteurs de portance N_c , N_γ et N_q (DTU 13.12)

2.2.3. Influence de la forme de la fondation. Charge verticale et centrée

La relation est modifiée par l'introduction des coefficients multiplicatifs S_c , S_γ et S_q pour tenir compte de la forme de la fondation :

$$q_1 = \frac{1}{2} \cdot S_\gamma \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma(\varphi) + S_c \cdot C \cdot N_c(\varphi) + S_q \cdot (q + \gamma_2 \cdot D) \cdot N_q(\varphi)$$

Les valeurs de TERZAGHI sont données dans le tableau 2. Pour les fondations rectangulaires ou carrées le DTU 13.12 retient les mêmes valeurs.

Les valeurs de l'EUROCODE 7-1 sont très semblables pour les conditions non drainées. Elles sont sensiblement différentes pour les conditions drainées, en ce qui concerne S_c et S_q .

Tableau 2 – Coefficients de Forme . Valeurs de TERZAGHI (DTU 13.12). (conditions non drainées et drainées)			
Fondations	Rectangulaires ou carrées ($\frac{B}{L} = 1$)		Circulaires
S_γ	$1 - 0,2 \cdot \frac{B}{L}$	0,8	0,6
S_c	$1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L}$	1,2	1,3
S_q	1	1	1

(1) Conditions drainées, seulement.

Tableau 3 - Coefficients de forme (EUROCODE 7-1)				
Fondations	Conditions non drainées		Conditions drainées	
	rectangulaires	Carrées ou circulaires ($B/L = 1$)	rectangulaires	Carrées ou circulaires ($B/L = 1$)
S_γ	$1 - 0,2 \cdot \frac{B}{L}$	0,7	$1 - 0,3 \cdot \frac{B}{L}$	0,7
S_c	$1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L}$	1,2	$\frac{1 + \frac{B}{L} \cdot \sin \varphi' \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{1 + \sin \varphi' \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$
S_q	1	1	$1 + \frac{B}{L} \cdot \sin \varphi'$	$1 + \sin \varphi'$

2.2.4. Charge limite d'une semelle excentrée horizontale supportant une charge verticale et ancrée dans un sol homogène à surface horizontale

Soit « e » l'excentricité de la charge par rapport à l'axe de la semelle.

Le DTU 13-12 stipule d'adopter une semelle de largeur fictive $B' = B - 2e$ (fig. 4.7).

Il faut donc utiliser les mêmes formules que précédemment, mais avec B' au lieu de B .

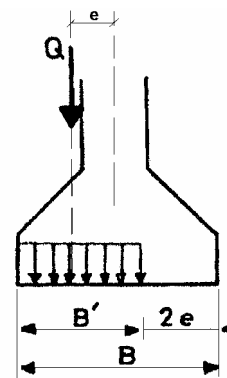


Fig. 4.7 Charge excentrée

2.3. Semelles, charges et sols inclinés

Divers auteurs parmi lesquels E Absis, G. Meyerhof, Y Lebègue, Trân-Vô-Nhiêm, ont étudié le problème.

Les cas examinés dans ce paragraphe conduisent à une réduction du facteur de portance de la semelle. Ces auteurs ont défini, à partir de méthodes expérimentales et de calculs de nouveaux coefficients N_γ , N_q , N_c dont les valeurs numériques sont plus faibles que les précédentes.

Y Lebègue a défini des coefficients réduits qui s'appliquent avec les mêmes formules de capacité portante que pour les semelles horizontales chargées verticalement.

Dans les cas les plus simples, la définition des coefficients est donnée sur les figures 5.8, 5.9, 5.10 et les valeurs numériques correspondantes sur les tableaux 4 à 6 ci-après.

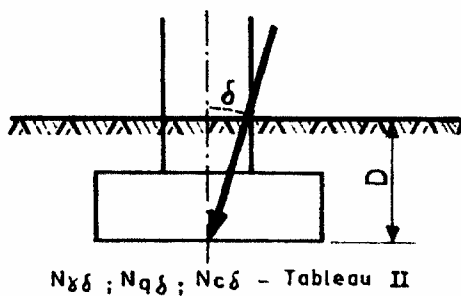


Fig. 5.8 : Semelle horizontale chargée obliquement

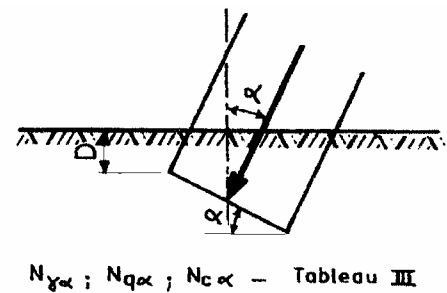


Fig. 5.9 : Semelle inclinée chargée normalement et reposant sur une assise horizontale

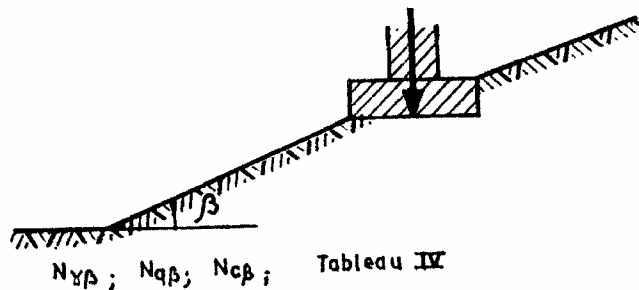


Fig. 5.10 : Semelle horizontale reposant sur une pente et supportant une charge verticale

TABLEAU 4

a) Coefficient de terme de surface $N_{\gamma\delta}$

$\delta \backslash \varphi$	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
10	1,0	0,14	0							
15	2,3	1,1	0,17	0						
20	5,0	2,9	1,3	0,26	0					
25	10,4	6,7	3,8	1,8	0,41	0				
30	21,8	14,8	9,2	5,1	2,3	0,5	0			
35	48,0	32,5	21,1	12,9	7,3	3,1	0,67	0		
40	113	77	51	32	18,6	9,7	4,1	1,1	0	
45	297	196	131	84	50	28,0	14,0	5,5	1,5	0

b) Coefficient de terme de profondeur $N_{q\delta}$

$\delta \backslash \varphi$	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
10	2,5	2,2	1,5							
15	3,9	3,5	2,8	1,9						
20	6,4	5,6	4,7	3,8	2,2					
25	10,7	9,2	7,8	6,3	4,9	2,7				
30	18,4	15,7	13,1	10,7	8,47	6,3	3,2			
35	33,3	28,0	23,1	18,8	14,8	11,3	8,0	3,8		
40	64	53	44	34,4	27,2	20,6	15,1	10,3	4,5	
45	135	108	87	68	52	39,2	29,2	20,3	13,3	5,3

c) Coefficient de terme de cohésion $N_{c\delta} = \frac{(N_{q\delta} - \cos \delta)}{\text{tg} \varphi}$

$\delta \backslash \varphi$	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
10	8,4	6,6	3,0							
15	11,0	9,2	6,9	3,3						
20	14,8	12,6	10,2	7,7	3,5					
25	10,7	17,6	14,5	11,5	8,4	3,8				
30	30,1	25,5	21,0	16,9	13,0	9,3	4,0			
35	46	38,5	31,6	25,4	19,8	14,8	10,2	4,1		
40	75	62	51	40	31,2	23,5	17,0	11,3	4,4	
45	134	107	85	67	51	38,3	28,3	19,5	12,6	4,6

TABLEAU 5

a) Coefficient du terme de surface $N_{\gamma\alpha}$

$\alpha \backslash \varphi$	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
10	1,01	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
15	2,33	2,29	2,24	2,17	2,11	2,03	1,95	1,87	1,82	1,69
20	4,96	4,69	4,42	4,15	3,88	3,64	3,39	3,15	2,92	2,68
25	10,4	9,49	8,66	7,89	7,17	6,55	5,90	5,33	4,80	4,29
30	21,8	19,4	17,2	14,2	13,3	11,8	10,4	9,11	7,96	6,92
35	48,0	41,2	35,2	31,6	25,8	22,1	18,9	16,1	13,4	11,5
40	113	93,3	76,8	63,7	52,5	43,3	35,6	30,0	24,2	19,8
45	297	230	181	145	115	91,4	72,6	57,3	45,0	35,3

b) Coefficient du terme de profondeur $N_{q\alpha}$

$\alpha \backslash \varphi$	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
10	2,47	2,42	2,32	2,25	2,18	2,13	2,06	1,97	1,93	1,87
15	3,94	3,76	3,59	3,42	3,27	3,12	2,98	2,84	2,71	2,59
20	6,40	5,90	5,64	5,30	4,96	4,62	4,37	4,04	3,84	3,60
25	10,7	9,83	9,24	8,35	7,70	7,10	6,54	6,03	5,56	5,13
30	18,4	16,4	15,0	13,6	12,3	11,2	9,96	9,10	8,24	7,40
35	33,3	29,5	25,9	23,1	20,4	18,1	15,9	14,15	12,5	11,1
40	64,2	55,5	47,7	41,8	35,7	31,5	26,5	22,8	19,8	17,4
45	135	113	95,1	79,9	67,1	56,3	47,4	39,8	33,4	28,0

c) Coefficient du terme de cohésion $N_{c\alpha} = \frac{(N_{q\alpha} - 1)}{\text{tg}\varphi}$

$\alpha \backslash \varphi$	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
10	8,40	8,05	7,51	7,09	6,72	6,40	5,99	5,50	5,29	4,93
15	11,0	10,3	9,67	9,05	8,47	7,91	7,38	6,87	6,39	5,92
20	14,8	13,4	12,7	11,8	10,9	9,94	9,26	8,35	7,81	7,14
25	20,7	18,9	17,7	15,8	14,4	13,1	11,9	10,8	9,78	8,86
30	30,1	26,6	24,3	21,8	19,6	17,6	15,5	14,0	12,5	11,0
35	46,1	40,6	35,6	31,5	27,7	24,4	21,3	18,8	16,4	14,4
40	75,3	64,9	55,7	48,6	41,4	36,5	30,4	26,0	22,4	19,5
45	134	112	94,1	78,9	66,1	55,4	46,4	38,8	32,4	27

TABLEAU 6

a) Coefficient du terme de surface $N_{\gamma\beta}$

$\beta \backslash \varphi$	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
10	1,0	1,0	0,4							
15	2,3	2,1	1,7	0,8						
20	5,2	4,3	3,6	2,7	1,2					
25	10,4	9,2	7,3	5,7	4,0	1,7				
30	21,8	17,9	14,9	11,5	8,2	5,8	2,3			
35	48,1	38,9	31,1	24,3	18,1	12,7	8,0	3,0		
40	113	87,5	68,3	51,8	37,8	27,8	18,4	10,1	3,9	
45	297	219	165	123	88,6	62,1	42,2	26,4	13,6	4,8

b) Coefficient du terme de profondeur $N_{q\beta}$

$\beta \backslash \varphi$	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
10	2,5	2,2	1,5							
15	3,9	3,5	2,9	1,9						
20	6,4	5,6	4,7	4,0	2,2					
25	10,7	9,2	7,8	6,3	4,9	2,7				
30	18,4	14,7	13,1	10,8	8,5	6,3	3,2			
35	33,3	28,0	23,1	18,8	14,8	11,3	8,0	3,8		
40	64,2	52,9	43,0	34,4	27,0	20,6	15,2	9,6	4,5	
45	135	111	86,5	67,8	52,5	38,9	29,2	20,2	13,3	5,3

c) Coefficient du terme de cohésion $N_{c\beta}$

$\beta \backslash \varphi$	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
10	8,4	8,0	7,5	7,1	6,7	6,4	6,0	5,5	5,3	4,9
15	11,0	10,3	9,7	9,0	8,5	7,9	7,4	6,9	6,4	5,9
20	14,8	13,4	12,7	11,8	10,9	9,9	9,3	8,3	7,8	7,1
25	20,7	18,9	17,7	15,8	14,4	13,1	11,9	10,8	9,8	8,8
30	30,1	26,6	24,3	21,8	19,6	17,6	15,5	14,0	12,5	11,0
35	46,1	40,6	35,6	31,5	27,7	24,4	21,3	18,8	16,4	14,4
40	75,3	64,9	55,7	48,6	41,4	36,5	30,4	26,0	22,4	19,5
45	134	112	94	79	66	55	46	39	32	27

Dans les cas plus complexes, les réductions pourront être cumulées : par exemple, soit une semelle supportant une charge d'inclinaison δ sur un sol de pente β et d'angle de frottement interne φ auquel correspondent les coefficients N_γ , N_q , N_c définis dans le Tableau 1.

Posons : $k_{\gamma\delta} = \frac{N_{\gamma\delta}}{N_\gamma}$ et $k_{\gamma\beta} = \frac{N_{\gamma\beta}}{N_\gamma}$

Le coefficient à appliquer au terme de surface sera :

$$N_{\gamma\delta} = k_{\gamma\delta} \cdot k_{\gamma\beta} \cdot N_\gamma$$

Il en sera de même pour $N_{c\beta\delta}$ et $N_{q\beta\delta}$

2.4. Cas particulier de sol constitué par une bicouche.

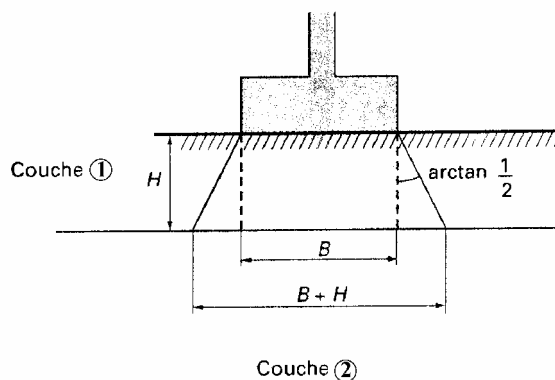


Fig. 5.11 Semelle sur un sol bicouche

Dans le cas de bicouche, les caractéristiques du sol à prendre en compte sont :

- Si $\frac{H}{B} < 1,5$: tout se passe comme si la semelle se repose sur (2),
- Si $\frac{H}{B} > 3,5$: tout se passe comme si la semelle se repose sur la couche (1),
- Si $1,5 < \frac{H}{B} < 3,5$; on adopte une semelle fictive de largeur B' telle que et on prend en compte la couche (2). D'après figure $B' = B + H$.

2.5. Problèmes divers rencontrés en fondation

2.8.1. Interaction entre les semelles

Il s'agit de réaliser une semelle nouvelle à côté d'une semelle existante.

Il faudra veiller à respecter une distance minimale égale à B (largeur de la semelle). Si cette condition n'est pas respectée, il faudra descendre la nouvelle semelle d'eau profondeur supplémentaire égale à B.

2.8.2. Dimensions minimales des semelles

Pour des raisons constructives, on adopte les dimensions suivantes (largeur minimale) :

- 0,70 m pour les semelles isolées,
- 0,40 m pour les semelles filantes de construction à R.D.C.,
- 0,50 m pour les semelles filantes de construction à plusieurs niveaux.

2.8.3. Présence d'arbres

Pour les sols très sensibles aux variations de teneur en eau (argile), il est conseillé d'éloigner les arbres d'une dizaine de mètres environ des semelles.

3 CALCUL DES TASSEMENTS

Tous les ouvrages tassent.

Les désordres dus aux tassements des fondations sont fréquents et parfois spectaculaires.

Si les plus célèbres, comme la Tour de Pise ou les mouvements de certains ouvrages de la ville de Mexico sont bien connus, il faut savoir que des désordres liés aux tassements ne sont pas nécessairement dommageables. Moyennant quelques dispositions constructives ils peuvent être acceptables. **Tout est question d'ordre de grandeur et de qualité d'usage liée à l'ouvrage.**

Exemple : Cyclotron de Genève (accélérateur de particules de 8 km de diamètre) => tolérance sur le tassement des ouvrages de génie civil drastique ... les particules accélérées doivent rester dans la boucle !

Trois méthodes sont couramment utilisées pour estimer la valeur des tassements :

- 1) La méthode d'intégration par tranches,
- 2) La méthode globale,
- 3) La méthode préssiométrique.

Les deux premières méthodes reposent sur l'essai oedométrique. La méthode d'intégration par tranche a été largement étudiée au Chapitre 6 du tome I.

3.1. Tassements admissibles

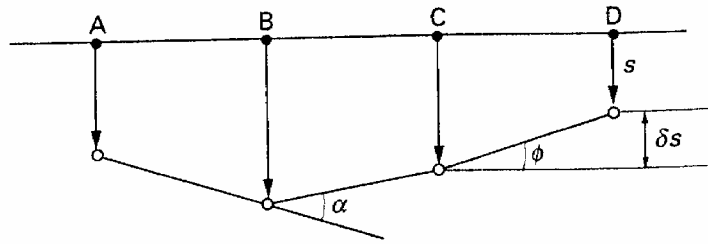
3.1.1. Tassement total et tassement admissibles des bâtiments

Lorsqu'une construction tasse de façon uniforme ou bascule légèrement sans distorsion, l'ossature n'est pas affectée ; seules donc les liaisons avec l'extérieur limiteront les tassements admissibles (rupture de canalisation, rez-de-chaussée plus à niveau...).

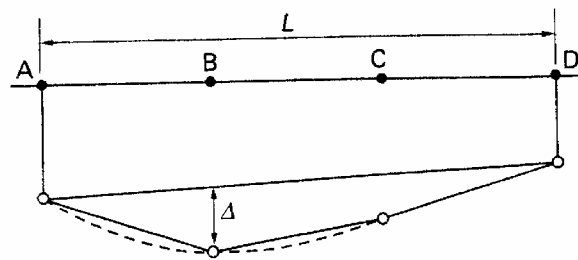
Par contre si le tassement n'est pas uniforme, les risques de désordre dépendent de la structure de l'ouvrage et de la valeur du tassement différentiel entre les différents appuis.

La plupart des règles empiriques concernant les tassements admissibles pour les bâtiments ont été établies dans les années 1955-1975 :

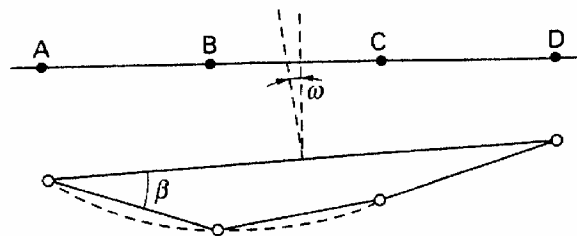
Synthèse des déformations admissibles				
Bâtiments à ossature et murs porteurs armés. Valeurs admissibles de la rotation relative (distorsion angulaire) β				
	Skempton et MacDonald (1956), [58]	Meyerhof (1956)	Polshin et Tokar (1957)	Bjerrum (1963)
Dommages structurels	1/150	1/250	1/200	1/150
Fissures dans les murs et cloisons	1/300 (mais 1/500 recommandé)	1/500	1/500 (0,7/1000 à 1/1000 pour baies extrêmes)	1/500
Murs porteurs non armés. Valeurs admissibles de la déflexion relative Δ/L pour l'apparition de fissures visibles				
	Meyerhof (1956)	Polshin et Tokar (1957)		Burland et Wroth (1975), [56]
Déformations en U (concaves vers le haut)	1/2500	$L/H < 3$; de 1/3500 à 1/2500 $L/H > 5$; de 1/2000 à 1/1500		1/2500 pour $L/H = 1$ 1/1250 pour $L/H = 5$
Déformations en \cap (concaves vers le bas)				1/5000 pour $L/H = 1$ 1/2500 pour $L/H = 5$



(a) tassement s , tassement différentiel δs , rotation ϕ et déformation angulaire α



(b) déflexion Δ et déflexion relative Δ/L



(c) inclinaison ω et rotation relative (distorsion angulaire) β

A, B, C, D sont des points de la structure

Fig. 5.12 Définitions de déformations de bâtiments

Ordres de grandeurs :

Nous indiquerons à titre indicatif quelques ordres de grandeurs à partir de la distorsion. La distorsion β est définie comme le rapport :

$$\beta = \frac{\Delta s}{L}$$

Δs : tassement différentiel entre deux appuis consécutifs
 L : distance entre les deux

Immeubles à ossature

- tassements totaux < 5 cm,
- tassement différentiel inférieur à 2 cm, soit environ $\beta < \frac{1}{250}$.

3.1.1. Tassement total et tassement admissibles des ponts

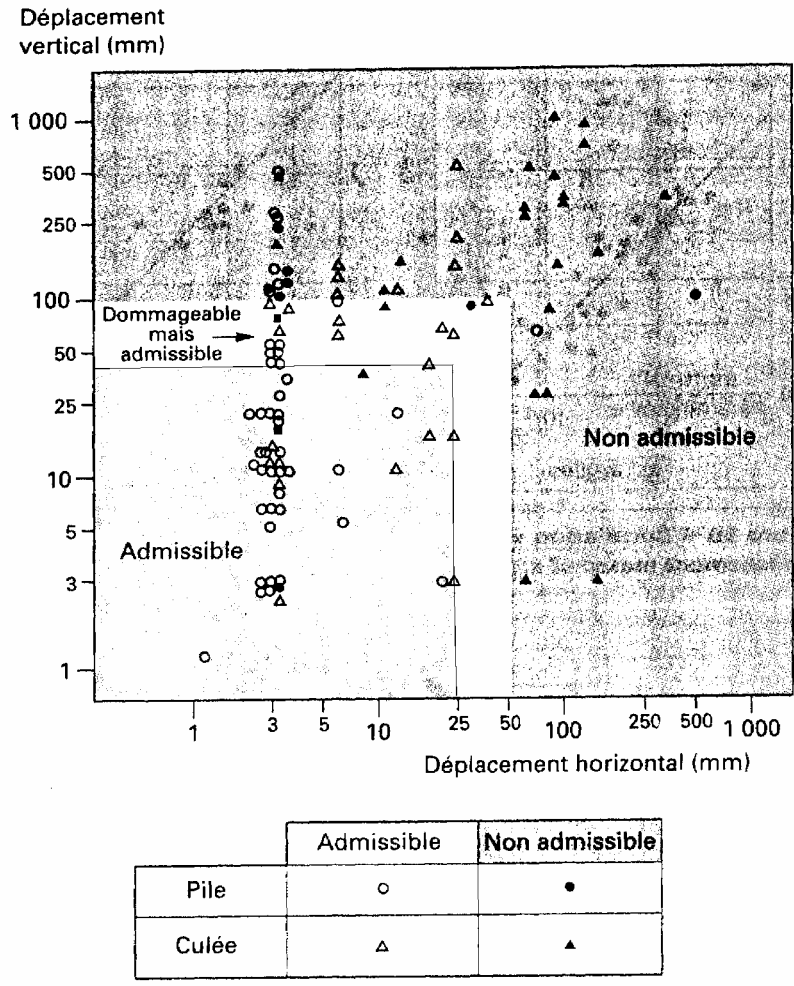


Fig. 5.13 Enquête sur 314 ponts au USA et Canada par le Federal Highway Administration

Au vu de l'enquête citée sur la figure 5.13, les limites suivantes sont proposées, quel que soit le type de fondation pour le tassement vertical S_v et le tassement horizontal S_h :

Admissible	$S_v < 50$ mm	et	$S_h < 25$ mm
Domageable mais admissible	$50 \leq S_v \leq 100$ mm	et	$25 \leq S_h \leq 50$ mm
Non admissible	$S_v > 100$ mm	et	$S_h > 50$ mm

A noter : en la matière les dispositions constructives et/ou les choix constructifs, sont importants sur ce genre d'ouvrage, ci-confère la figure ci-après :

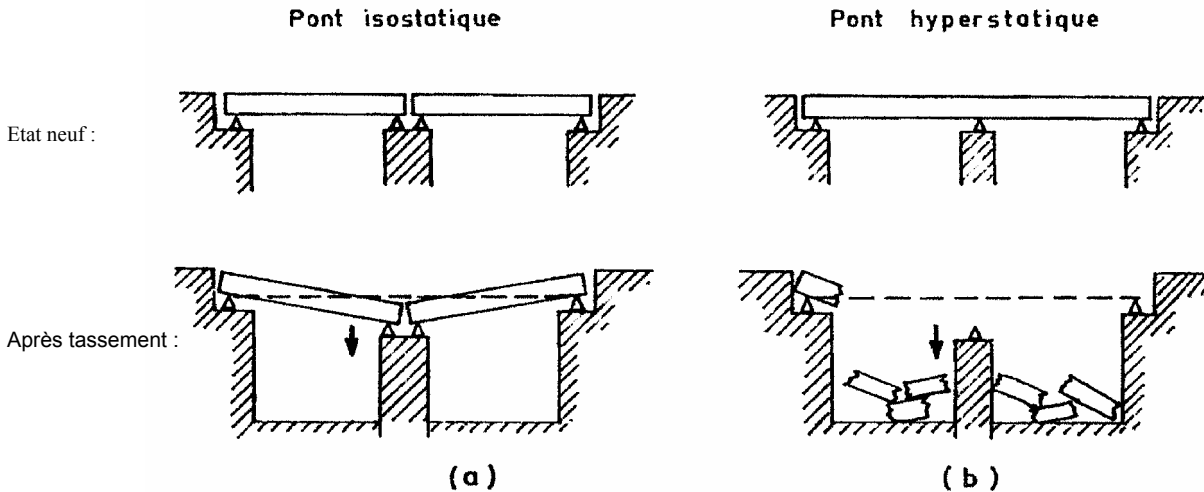


Fig. 5.14 Effet du tassement de la pile centrale sur un pont à deux travées.

3.1.2. Pathologie : cas de la Tour de Pise

La tour de Pise est l'exemple le plus connu et le plus marquant des tassement différentiels. Sa construction a commencé en 1173 et a duré pratiquement un siècle. Des tassements se sont manifestés au cours de l'exécution, entraînant à plusieurs reprises l'arrêt des travaux.

Le poids de la tour est de 14 500 tonnes. La fondation (de type semelle superficielle filante) repose sur un sol ayant provoqué un tassement qui est actuellement de l'ordre de 3 m du côté sud et de 1,20 m du côté nord, soit un tassement différentiel de 1,80m. En conséquence, la tour a basculé de 9% environ.

Ce basculement ne peut qu'aggraver la situation. En effet, dans l'état actuel, le centre de gravité G de la tour et le centre O de sa fondation ne sont plus situés sur la même verticale. De ce fait, le poids total P de la tour surcharge plus le côté sud que le côté nord. Les graphiques et figures de la page ci-après donnent l'évolution de la pression sur le sol et du tassement en fonction du temps sous les deux côtés nord (N) et sud (S) de la fondation.

Actuellement, la tour continue à s'incliner à une vitesse de 7 seconde/an.

A noter :

La fonction d'usage d'origine de la Tour était d'être un clocher (lieux où se trouve les cloches pour l'appel à la prière).

Aujourd'hui la fonction d'usage du monument est touristique ("venez voir cet ouvrage penché !" = curiosité mondiale).

Question : le système de fondation de la Tour de Pise est-il adapté à sa fonction d'usage d'aujourd'hui ?

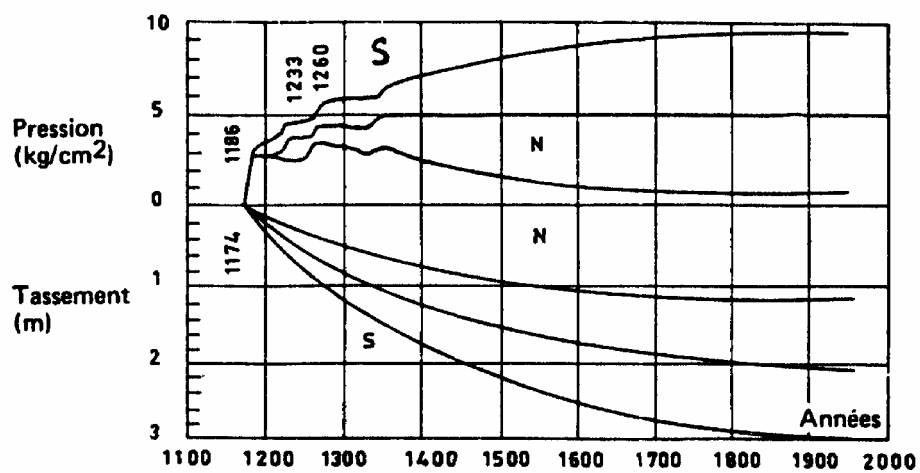
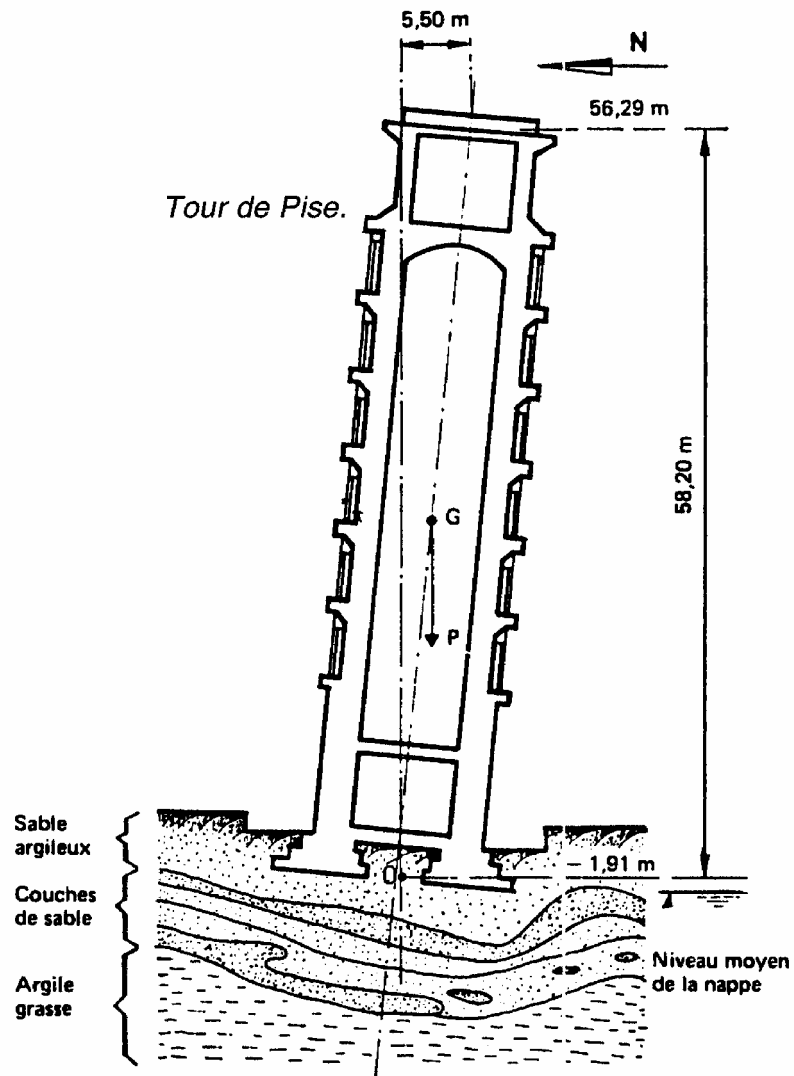


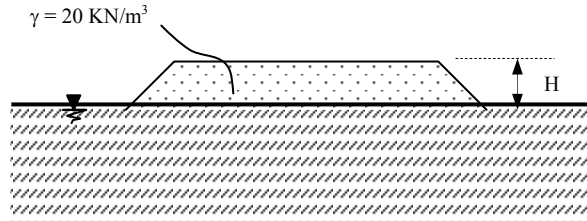
Fig. 5.15 Evolution des tassements et des pressions sous les fondations de la Tour de Pise.

4. EXERCICES

Exercice 4.1

On construit un remblai très large de poids volumique $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$ sur un sol vaseux. A la surface, la cohésion non drainée a pour valeur $C_u = 15 \text{ Kpa}$.

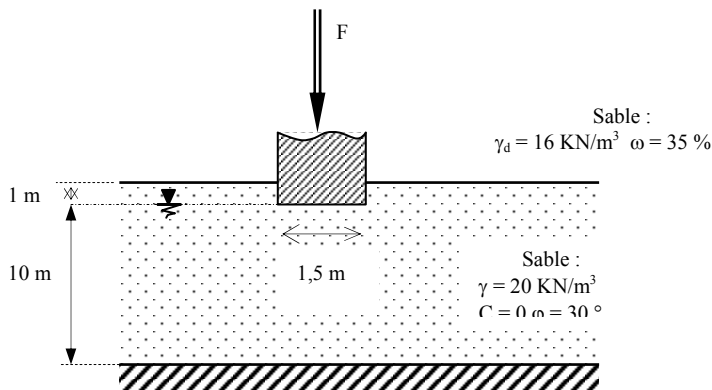
Jusqu'à quelle hauteur peut-on monter le remblai sans qu'il y ait rupture du sol de fondation ?



Exercice 4.2

Déterminer la valeur de la force F pour que, sous la semelle filante, la pression soit égale à la pression admissible, sans qu'il soit tenu compte des tassements.

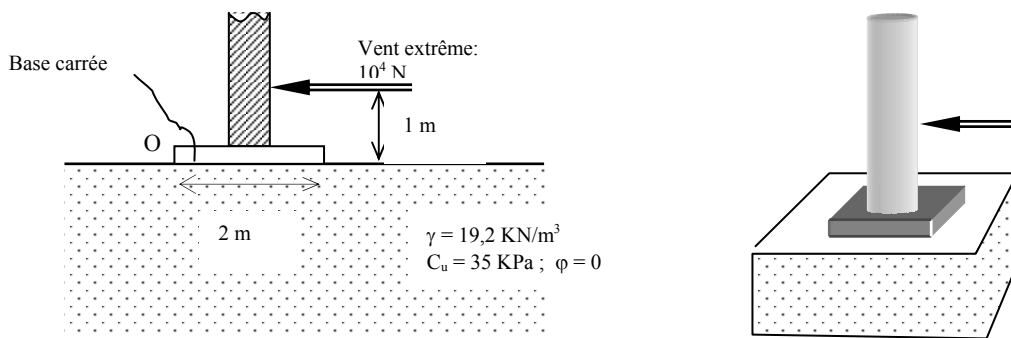
De combien faut-il augmenter la largeur de la fondation pour que celle-ci soit stable avec un coefficient de sécurité égale à 3 sous une charge $2.F$?



Exercice 4.3

Une cheminée pesant 5.10^4 N repose à la surface d'une épaisse couche d'argile, comme indiqué sur la figure ci-dessous. Cette cheminée est soumise à un effort horizontal dû au vent (vent extrême).

- Déterminer la valeur du coefficient de sécurité pour la fondation de cette cheminée.

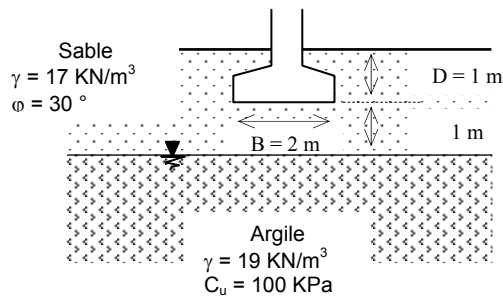


A noter : Pour le calcul de ce premier coefficient de sécurité, on se réfère aux méthodes de calculs utilisées pour les murs de soutènement, en particulier à l'exercice résolue en fin de chapitre 3.

2. Calculer le coefficient de sécurité au renversement,
3. Calculer le coefficient de sécurité au glissement (coef. de frottement sol/semelle $\delta = 13^\circ$; prendre $T = N \cdot \text{tg}(\delta)$),
4. Pourquoi fait on tous ces calculs à court terme ? (On rappelle que le vent extrême = 1,75 x le vent normal, cf. polycopier "Introduction à la réglementation et pré dimensionnement des ouvrages de structure" – tome IV du cours de Structure).

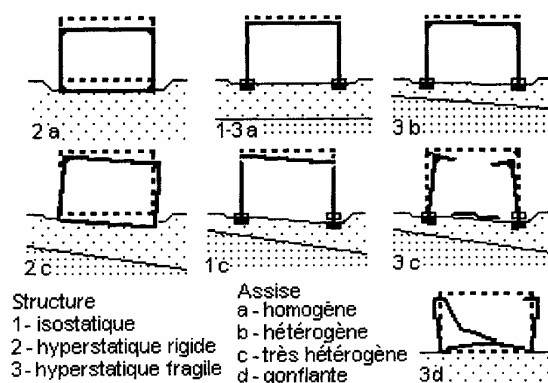
Exercice 4.4

Une fondation carrée de côté $B = 2 \text{ m}$ est fondée comme l'indique la figure ci-dessous. Cette fondation est-elle stable à court terme si la pression sous la fondation est la pression admissible dans le sable ?



Exercice 4.5 :

Analyser et commenter les figures ci-dessous :



Exercice 4.6 :

Analyser et commenter les désordres structuraux suivants :

