

LES METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES ECRANS DE SOUTÈNEMENT

2-1 Rappels sur les pressions latérales de la terre :

L'analyse de la pression latérale des terres est d'un aspect très important en mécanique des sols. Les applications sont très diverses et s'étendent du dimensionnement des ouvrages de soutènement jusqu'à l'étude de la stabilité des pentes et des talus. Les hypothèses généralement admises sont un état de déformation plane et un comportement rigide-parfaitement plastique car l'écoulement par cisaillement se produit à contrainte constante.

2-1-1 Catégories de pression latérale de la terre :

Il y a trois catégories de pression latérale de la terre et chacune dépend du mouvement éprouvé par le mur vertical sur lequel la pression agit. Les trois catégories sont:

- Etat de repos du sol.
- Etat de poussée du sol (Pression active de la terre).
- Etat de butée du sol (Pression passive de la terre).

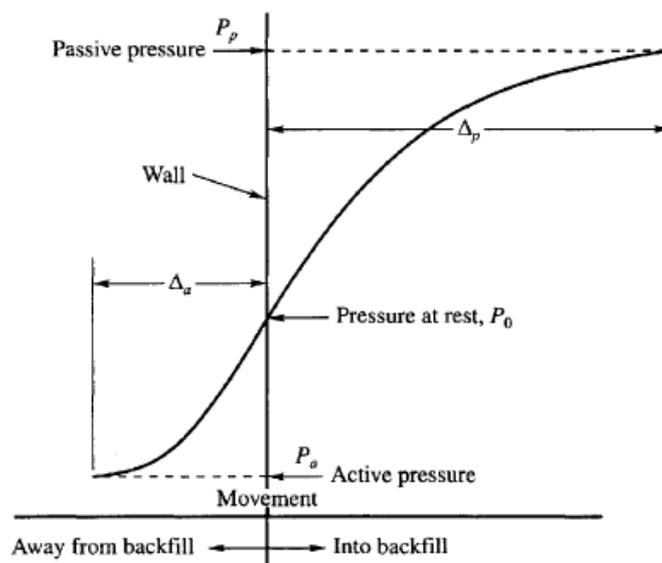


Figure.2-1- Développement des pressions actives et passives de la terre

2-1-1-1 Etat de repos du sol :

L'état des contraintes dans le sol n'est pas hydrostatique: la contrainte horizontale ou latérale n'est pas égale à la contrainte verticale. En mécanique des sols, la contrainte latérale totale est définie en fonction de la contrainte verticale totale par la relation:

$$\sigma_h = K \sigma_v$$

Où **K** est dit coefficient de la pression des terres. Puisque les contraintes totales peuvent changer selon le degré de saturation du sol, le coefficient **K** n'est pas constant pour un sol donné. C'est pour cette raison que nous écrivons cette relation en termes de contraintes effectives: $\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$

K₀ est le coefficient des terres au repos. Il est indépendant de l'état de saturation du massif. Il est constant pour une même couche de sol et une même masse volumique. De ce fait, ce coefficient est très important pour l'analyse de stabilité et la conception des différents ouvrages. Lorsque le sol subit des déformations, on parle de coefficient de pression latérale tout court. La variation de ce coefficient en fonction des déformations latérales est montrée ci-contre figure.2-1. On peut remarquer que la déformation latérale nécessaire à la mobilisation de la poussée passive est beaucoup plus grande

(2 à 4 % pour les sables denses, de 10 à 15 % pour les sables lâches) que la déformation nécessaire à la mobilisation de la pression active (de l'ordre de 0,25 et 1 % respectivement). Le coefficient **K₀** peut être déterminé expérimentalement par un essai triaxial pendant lequel on empêche toute déformation latérale. D'autres parts, on peut trouver des relations analytiques donnant **K₀** en fonction des propriétés du sol.

A titre d'exemple, Jaky propose la relation (1944): $K_0 = 1 - \sin \phi'$

Mayne et Kulhawy proposent l'expression suivante pour les sols sur consolidés en phase d'expansion seulement: $K_0 = (1 - \sin \phi')^{rsc} \sin \phi'$

L'expression la mieux adaptée au sable de Fontainebleau est celle de Meyerhof [1976]

$$K_{0(sc)} = (1 - \sin \phi) \sqrt{\frac{\sigma_A}{\sigma_M}}$$

$$\frac{\sigma_A}{\sigma_M}$$

Selon les points A et M de la figure 2-2

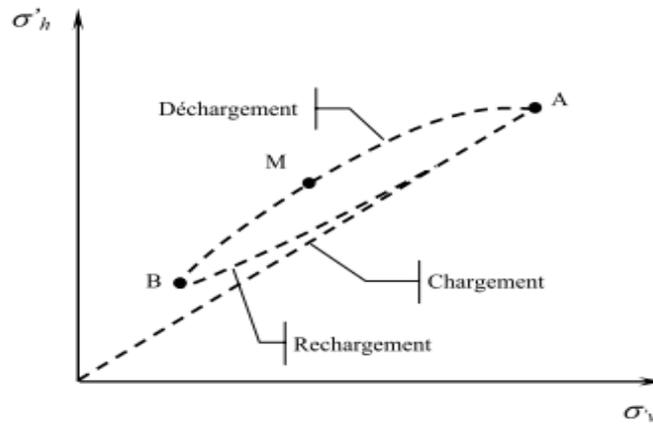


Figure 2-2- Evolution du coefficient K0 lors d'un cycle chargement, déchargement, rechargement

Les mesures réalisées en centrifugeuse [Gaudin, 1999] ont également montré que le coefficient K_0 pouvait être déterminé à partir de l'indice de densité du sol I_d selon l'expression suivante

$$K_0 = -\frac{1}{2,9} I_d + 0.63$$

La valeur de K_0 peut également être obtenue sur la base de la théorie élastique. Si un échantillon cylindrique de sol est sollicité par la contrainte vertical σ_v , et l'effort horizontal σ_h la déformation latérale ε_l peut être exprimé :

$$\varepsilon_l = \frac{1}{E} [\sigma_h - \mu(\sigma_h + \sigma_v)]$$

Où E : Module de Young, μ : Coefficient de Poisson

Pour que cette déformation latérale soit nulle (matériau au repos) il faut que le rapport

$$\frac{1}{E} [\sigma_h - \mu(\sigma_h + \sigma_v)] = 0 \quad \text{ou} \quad \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\mu}{1-\mu}$$

Et

$$\sigma_h = \left(\frac{\mu}{1-\mu} \right) \sigma_v = K_0 \sigma_v = K_0 \gamma z \qquad \frac{\mu}{1-\mu} = K_0, \quad \sigma_v = \gamma z$$

2-1-1-2 Etat de poussée du sol (Pression active de la terre) :

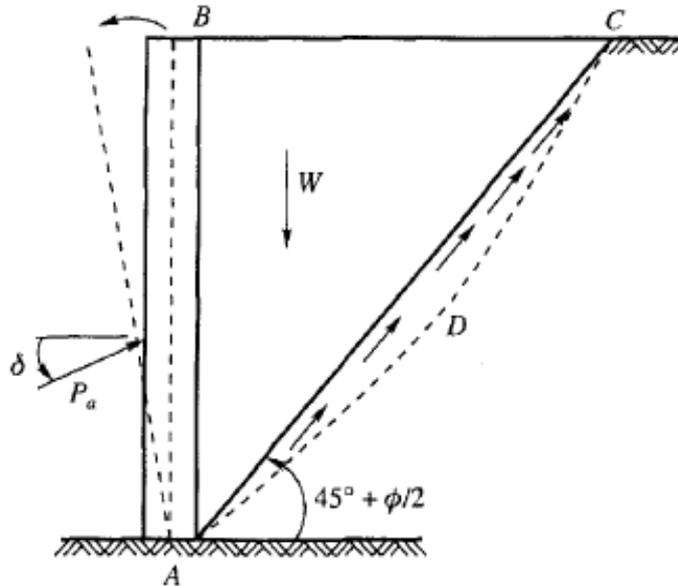


Figure 2-3- Pression active de la terre

Le soutènement s'oppose au mouvement du massif de sol. Dans ce cas, le massif exerce sur chaque élément de surface de l'ouvrage une action appelée pression active ou poussée. Les études expérimentales, montrent que cette pression active est fonction de la densité, de l'angle de frottement interne, de la cohésion, du coefficient de frottement du massif de sol sur le mur, de la rigidité de l'ouvrage de soutènement et du mode de son déplacement possible, de la forme de la surface libre du massif et de l'inclinaison de l'écran sur la vertical. Pour que la pression des terres sur le soutènement coïncide avec le niveau de la poussée, il est nécessaire qu'un certain déplacement puisse se produire. Le tableau 2-1 donne les déplacements nécessaires pour le développement de la poussée dans les sables et les argiles. Lorsque la poussée minimale s'établit, une partie du massif se déplace légèrement et se sépare des restes par une faible bande

Types de sol	Déplacement du mur
Sables	0.001H à 0.004H
Argiles	0.01H 0 0.04H

Tableau 2-1- Déplacement du mur nécessaire pour une poussée

2-1-1-3 Etat de butée du sol (Pression passive de la terre) :

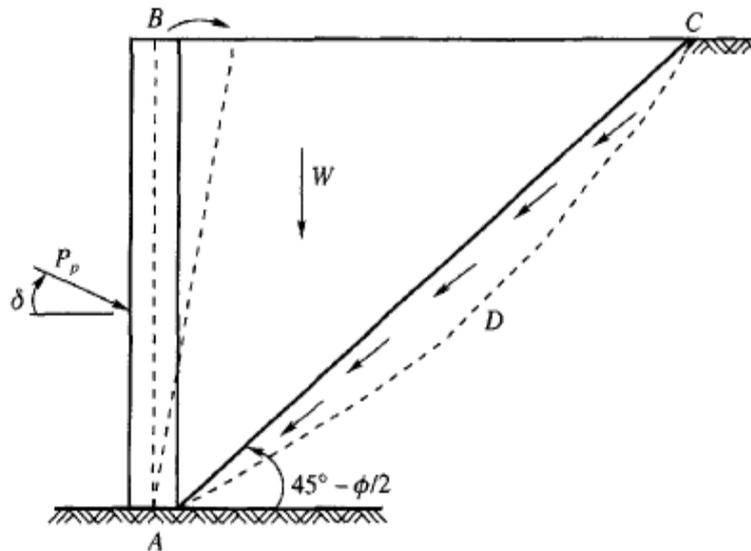


Figure 2-4- Pression passive (butée) de la terre

Le soutènement exerce un effort sur le massif, dans ce cas, le massif oppose sur chaque élément de surface de l'ouvrage une pression passive ou butée.

Des déplacements importants de l'ordre de 1 à 1/3 de la hauteur du mur selon la nature et la compacité des sols sont indispensables pour mobiliser la résistance maximale, bien supérieure à celui qui conduit à la poussée minimale. Le tableau 2-2 donne les déplacements nécessaires pour produire une butée. La butée maximale dépend des mêmes paramètres que la poussée. La ligne de rupture par cisaillement délimite une zone de massif en mouvement beaucoup plus importante que la poussée.

La poussée et la butée correspondent à deux états extrêmes d'équilibre de rupture du massif d'un sol.

Types de sol	Déplacement du mur
Sable dense	0.005H
Sable meuble	0.01H
Argile tendre	0.01H
Argile molle	0.05H

Tableau 2-2- Déplacement du mur nécessaire pour une pression passive

2-1-2 Equilibres de poussée et de butée :

Pour qu'il y ait équilibre de poussée ou de butée, il faut qu'il y ait déplacements figure.2-5 grossièrement de l'ordre de $(H/1000)$ pour mobiliser la poussée et supérieur à $(H/100)$ pour mobiliser la butée.

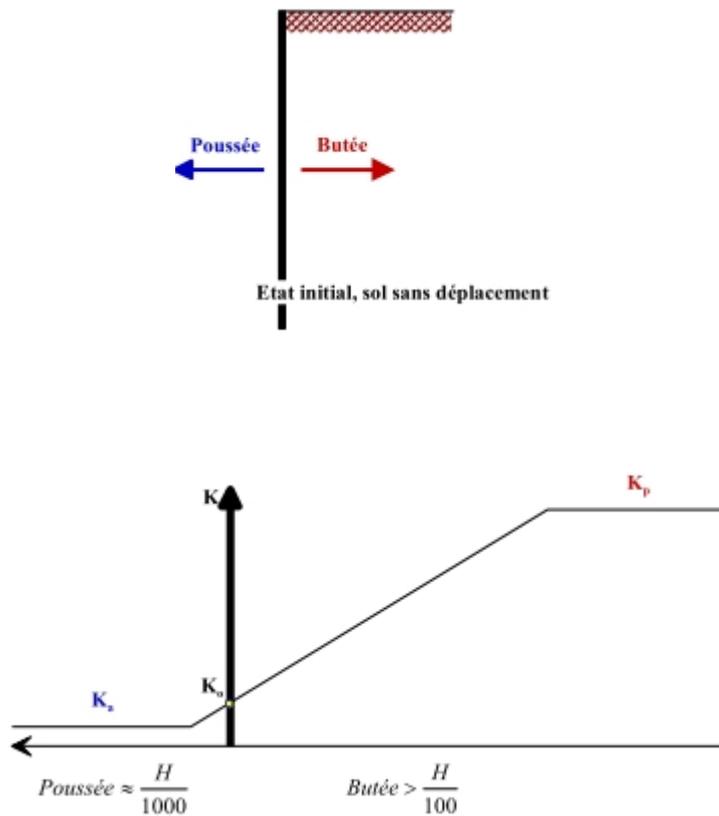


Figure 2-5- Déplacements nécessaires à la mobilisation des états limites de poussée et butée

2-1-2-1 Equilibre de poussée :

Le sol pousse sur l'écran et le met en poussée. Le sol se déplacera jusqu'à ce que la Contrainte effective horizontale initiale σ'_{h0} diminue, le sol se décomprime, pour atteindre une valeur limite σ'_a (équilibre actif ou inférieur) inférieure à σ'_{h0} . Par rapport à l'état initial, la contrainte σ'_{v0} étant constante, la contrainte horizontale σ'_{h0} diminue jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à la droite de Mohr-Coulomb pour une valeur de $\sigma'_h = \sigma'_a$ figure.2-6. Le sol est à l'état de poussée ; la contrainte de poussée est reliée à la contrainte verticale σ'_{v0} , dans le cas d'un écran vertical sans frottement sol-écran, par le coefficient de poussée K_a (a comme actif).

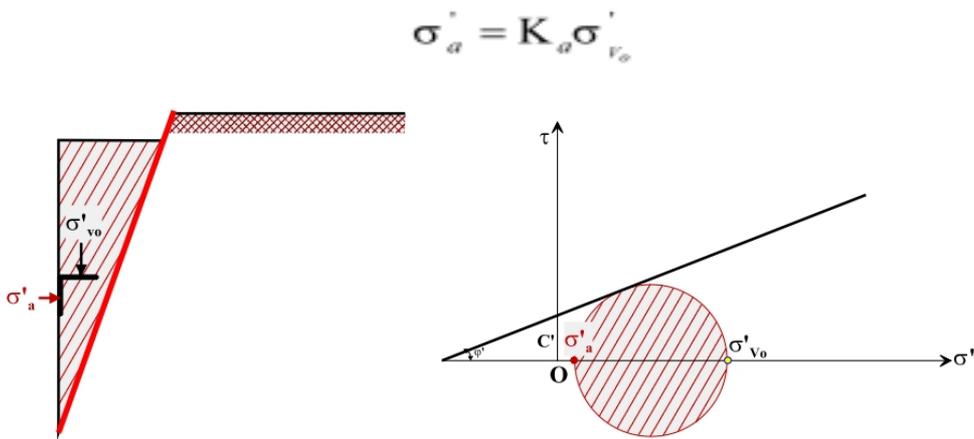


Figure 2-6- Etat limite de poussée du sol (sans talus $\beta = 0$, et sans frottement sol-écran $\delta = 0$)

2-1-2-2 Equilibre de butée :

L'écran pousse sur le sol et le met en butée. Le sol se déplacera jusqu'à ce que la contrainte horizontale initiale σ'_{h0} augmente, le sol se comprime, pour atteindre une valeur limite σ'_p (équilibre passif ou supérieur) supérieure à σ'_{h0} . Par rapport à l'état initial, la contrainte σ'_{v0} étant constante, la contrainte horizontale σ'_{h0} augmente jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à la droite de Mohr-Coulomb pour une valeur de $\sigma'_h = \sigma'_p$ figure.2-7. Le sol est à l'état de butée la contrainte de butée est liée à la contrainte verticale σ'_v , dans le cas d'un écran vertical sans frottement sol-écran, par le coefficient de butée K_p (p comme passif).

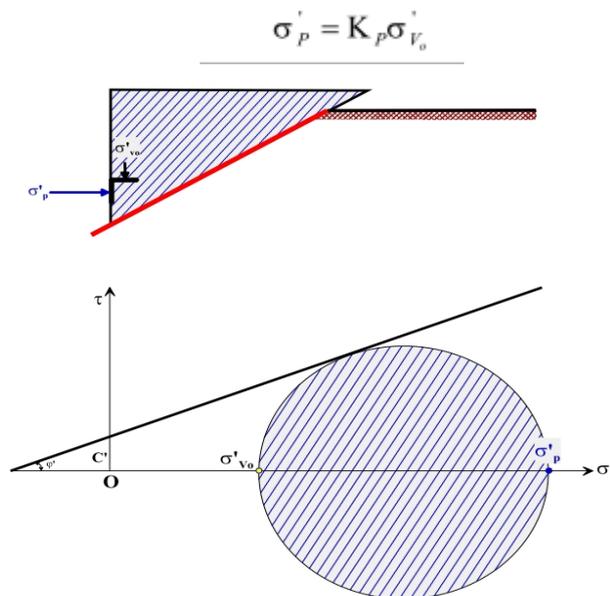


Figure 2-7 : Etat limite de butée du sol (sans talus $\beta = 0$, et sans frottement sol-écran $\delta = 0$)

2-1-3 Facteurs intervenant dans la distribution de la pression des terres :

Les études de différents auteurs (Rowe (1952-55), Blum (1931), Terzaghi (1953)) montrent que les facteurs intervenant dans la distribution de la pression des terres sur l'écran sont :

1. La densité du massif, nature du sol et sa stratification.
2. L'angle de frottement interne du sol.
3. La cohésion C .
4. Angle de frottement sol-écran δ .
5. La flexibilité de l'écran.
6. L'inclinaison de l'écran.
7. Le mode de son déplacement et de sa déformation possible.
8. La rigidité de système d'étais.
9. L'histoire des contraintes subies par le sol.
10. L'intensité de la surcharge.
11. Les conditions aux limites.
12. Les conditions cinématiques.

2-1-4 Choix de l'angle de frottement sol-écran δ :

L'angle de frottement δ entre le sol et le parement arrière du mur dépend des facteurs suivants :

- La rugosité du parement.
- L'angle de frottement interne du sol φ .
- Le tassement relatif entre le mur et le sol.
- L'inclinaison de la surface.

En première approximation on peut déterminer cet angle de frottement en fonction de l'état de surface du parement, comme il est indiqué dans le tableau 2-3.

Lorsque l'ouvrage de soutènement a tendance à tasser plus que le sol retenu, ce qui est le cas, par exemple, d'un mur plaqué contre un talus de déblai, l'angle δ est alors négatif. Le tassement relatif entre le sol et le mur joue ainsi un rôle important.

Dans tous les cas courants de murs rugueux en béton ou en maçonnerie, la valeur de $2/3 \varphi$ est celle à retenir.

Angle de l'interface en fonction de l'état de surface du parement	
Let de surface du parement	Angle de frottement sol-mur
Surfaces très lisses ou lubrifiées	$\delta = 0$
Surface peu rugueuse (béton lisse, béton traité	$\delta = 1/3 \varphi$
Surface rugueuse (béton, béton projeté , maçonnerie , acier..	$\delta = 2/3 \varphi$
Murs caissons	$\delta \geq 2/3 \varphi$
Parements fictifs inclinés des murs cantilevers	$\delta = \varphi$

Tableau 2-3- Angle du frottement sol mur en fonction de l'état de surface du parementure

2-1-5 Influence du frottement :

Si on prend en compte le frottement du mur avec le sol , on observe une inclinaison des efforts de poussée et de butée figure 2-8.

Soit δ l'angle de frottement du mur avec le sol :

- En poussée, le sol a tendance à « descendre » : la force est inclinée vers le bas et
 $\sigma_h = K_a \sigma_v \cos \delta_a$
- En butée au contraire, le sol est poussé vers le haut : la force est inclinée vers le haut et $\sigma_h = K_p \sigma_v \cos \delta_p$

Il en résulte une inclinaison dans les directions opposées :

- Lors de la projection des efforts pour écrire l'équilibre en moment, l'angle étant le même en poussée et en butée, un facteur en $\cos \delta$ affectent les poussées des terres mais pas pour le tirant ou la contrebutée.
- Pour l'écriture de l'équilibre en force, seuls les coefficients de poussée et de butée sont affectés par l'angle, les résultantes demeurent horizontales : les valeurs sont donc également modifiées.
- Par conséquent les efforts tranchants dans la paroi et donc les moments fléchissant sont également affectés.

En pratique, on prend souvent l'hypothèse $\delta_a = 0$ et $\delta_p = -\varphi/2$. Ceci n'affecte que peu les efforts structurels observés : empiriquement, l'influence du frottement du rideau se révèle donc faible,

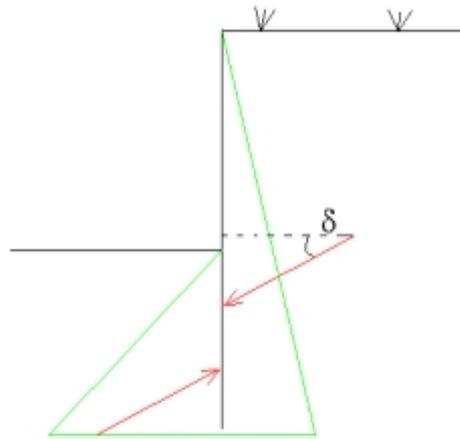


Figure 2-8 : Cas du mur avec frottement

2-1-6 Le cas particulier des écrans souples :

La caractérisation de la souplesse d'une paroi reste difficile. Le taux de déformation définissant les écrans flexibles varie en effet selon les auteurs de 5% de la hauteur totale pour Packshaw [1948] à 0,26% pour Bros [1972]. Malgré cela, la répartition triangulaire classique des forces de pressions a rapidement été mise à défaut dans le cas des ouvrages dont la déformation entre appuis paraissait importante. A partir d'analyses empiriques sur le dimensionnement des palplanches en bois, l'ingénieur danois Christiani (début XX^e siècle) a évoqué l'hypothèse d'une redistribution des pressions de poussée des zones situées entre appuis (qui subissaient un important déplacement) vers les zones situées au niveau des appuis (dont les déplacements restaient faibles).

Cette redistribution a été observée expérimentalement par Stroyer en 1935 et attribuée par Terzaghi [1943] à un effet de voûte conduisant à un report des pressions de poussée, par la mobilisation du cisaillement au sein du sol, des zones les moins rigides (entre appuis) vers les zones les plus rigides (sur appuis). La poussée résultante reste néanmoins inchangée.

Cet effet de voûte a par la suite été caractérisé plus précisément en fonction des spécificités de l'ouvrage et du type d'appuis [Delattre, 1999]. Les méthodes permettant de le prendre en compte dans le dimensionnement des ouvrages n'en restent pas moins très empiriques et sont peu appliquées dans la pratique. Citons pour mémoire celle de Terzaghi et Peck [1967] qui donne une estimation de la répartition des efforts sur les appuis, sans toutefois préciser la répartition des pressions de poussée sur l'écran.

Dans le cas des écrans souples autostables (sans appui), aucune théorie ou observation expérimentale ne fait allusion à un quelconque effet de voûte. Notons simplement que plusieurs travaux, notamment ceux de Rowe [1952], Terzaghi [1953] et Tschebotarioff [1944] ont montré que la répartition des pressions dépendait de nombreux paramètres (caractéristiques du sol, géométrie de l'écran, éventuelles surcharges) mais surtout de la cinématique de l'ouvrage, c'est à dire de la façon dont il se déplace. Dans le cas des écrans autostables dont la souplesse peut modifier la cinématique, la répartition des pressions peut être modifiée.

2- 2 Dimensionnement d'écran de soutènement :

Le dimensionnement des écrans de soutènement pour résister à la poussée des terres qu'ils doivent retenir est un problème classique de l'ingénierie civile et militaire qui a intéressé de nombreux scientifiques dès le début du XVIII^e siècle. Une discussion des premiers travaux sur ce sujet (dont Bullet 1691, Gautier 1717, Couplet 1726 et 1727, Bélidor 1729, Gadroy 1746, Rondelet, 1767) est présentée par Heyman (Heyman 1972). Verdeyen donne également quelques repères historiques concernant le développement de la mécanique des sols, dans lequel les écrans de soutènement prennent une place importante (Verdeyen 1959). Les modèles de calcul cités par exemple par l'Eurocode 7-1 (2004) sont les modèles analytiques, semi-empiriques ou numériques. S'il n'existe pas de modèle de calcul fiable pour un état limite particulier, on peut aussi se servir d'essais de chargement ou de la méthode observationnelle. Le choix de la méthode reste alors assez libre.

Delattre (2001) distingue cinq familles de méthodes de calcul des écrans de soutènement

- 1- Les méthodes dites « classiques », faisant appel à des calculs analytiques de la poussée et de la butée des terres,
- 2- La méthode du coefficient de réaction, prenant en compte une certaine interaction sol-structure,
- 3- La méthode des éléments finis, développée à partir des années 1970,
- 4- Les méthodes empiriques et semi-empiriques, s'appuyant sur un référentiel qui tient compte du comportement observé des ouvrages,
- 5- Les méthodes de calcul de l'état limite ultime, fondées sur des théories de plasticité.

2-2-1 les méthodes dites « classiques » : faisant appel à des calculs analytiques de la poussée et de la butée des terres,

Plusieurs théories permettent de calculer les coefficients de poussée et de butée d'un sol pulvérulent ($C = 0$). On mentionne les principales par ordre chronologique.

2-2-1-1 Méthode de Coulomb :

Charles Augustin Coulomb (1736 - 1806) a été d'abord un ingénieur du génie militaire avant de devenir plus tard un physicien encore plus célèbre par ses mémoires sur l'électricité et le magnétisme entre 1785 et 1791. Son premier ouvrage important fut, en tant que « Lieutenant en Premier du Génie », la construction de 1764 à 1772 à la Martinique du fort Bourbon. A son retour en métropole en 1773 il publie à l'Académie des Sciences un important mémoire de mécanique appliquée intitulé : **Sur une application des règles de Maximis & Minimis à quelques Problèmes de Statique, relatifs à l'Architecture.** (Par **M. Coulomb, Ingénieur du Roi**).

Ce mémoire est destiné à déterminer, autant que le mélange du Calcul et de la Physique peuvent le permettre, l'influence du frottement et de la cohésion, dans quelques problèmes de Statique. Après avoir expérimenté la résistance des piliers de maçonnerie en pierres, il étudie la pression des terres et des revêtements. Coulomb (1776) qui, le premier, a mis au point une méthode de calcul des murs de soutènement. A l'heure actuelle, la méthode de Coulomb est universellement employée, principalement aux Etats-Unis, en raison de sa simplicité théorique et pratique.

La théorie de Coulomb repose sur deux hypothèses :

- Le sol se rompt suivant une surface de rupture plane mais souligne bien figure 2-9
- La force agissant sur le mur a une direction connue. En d'autre terme cela signifie que l'angle de frottement δ entre l'écran et le mur est connu ; Ces deux hypothèses faites, la force agissante sur le mur est calculée par de simples considérations d'équilibre statiques à partir d'une règle d'extremum.

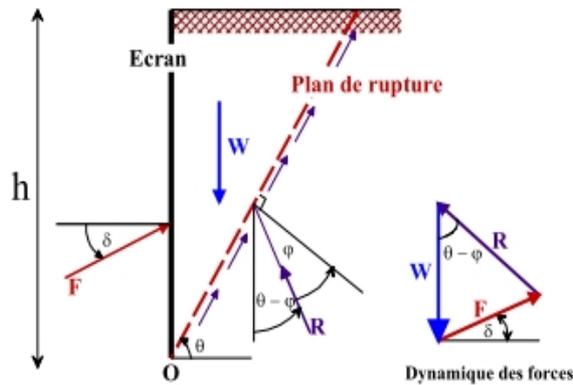


Figure 2-9 : Equilibre du coin de Coulomb

On suppose que la **surface de rupture** potentielle est un **plan (coin de Coulomb)** passant par le pied de l'écran et faisant un angle θ avec l'horizontale.

On fait l'hypothèse que la contrainte de cisaillement $\tau = \sigma' \text{tg } \varphi'$ est complètement mobilisée le long de ce plan. Le coin de Coulomb se comporte de façon rigide-plastique, ce qui n'est pas le cas généralement surtout si l'écran est de grande hauteur.

La réaction totale du sol R sur lequel glisse le coin de Coulomb est donc inclinée de l'angle φ sur la normale au plan de rupture.

En application de la méthode de Coulomb, on calcule la poussée en supposant que $\delta = 0^\circ$ Coulomb a défini les coefficients de pression de terre actifs et passifs respectivement par les expressions :

$$K_a = \left[\frac{\sin(\alpha - \varphi) / \sin \alpha}{\sqrt{[\sin(\alpha + \delta)] - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}}} \right]^2 \quad 2-1$$

$$K_p = \left[\frac{\sin(\alpha + \varphi) / \sin \alpha}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta)] - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}}} \right]^2 \quad 2-2$$

Où :

φ : Angle de frottement interne du sol.

δ : Angle de frottement sol – écran.

α : Inclinaison du mur avec l'horizontale. β : inclinaison de la surface du sol avec l'horizontale.

Dans les problèmes passives si $\delta > \varphi/3$, la courbure de la surface de rupture derrière le mur doit être tenue en compte, d'où l'équation (2.2) mène à une surestimation de la pression de terre. Très vite ce mode de calcul est mis en défaut tant sur le plan expérimental que sur le plan théorique, dans la validité des suppositions de sa théorie Coulomb n'a payé aucune attention du tout au mode de mouvement du mur et ça supposé que la distribution de pression latéral de la terre ait été simplement hydrostatique, il avait restreint l'application des règles de « Maximis et Minimis » dans le cas de la poussée à des familles de surfaces de ruptures planes.

La discussion de cette hypothèse fondamentale à la fin du 19ième siècle, a été acceptable pour l'étude de la majorité des problèmes de poussée posés par l'ingénieur. Elle reste encore largement acceptée un siècle plus tard.

En revanche, l'hypothèse de planéité des surfaces de rupture est remise en cause pour l'étude de la butée, il est ainsi montré que l'adoption des lignes brisées, d'arcs de cercles, d'arcs spirales logarithmiques, de combinaisons de surfaces planes et d'arcs de cercles, pour la modélisation de surfaces de rupture, permet d'obtenir des « Minimis » de la valeur de résistance en butée inférieure à ceux données par des surfaces planes.

2-2-1-2 Méthode de Rankine :

En plus des hypothèses suivantes :

- Sol semi-infini, homogène, isotrope,
- Condition de déformation plane,
- Courbe intrinsèque de Mohr-Coulomb
- Massif à surface libre plane,

Rankine (1857) avait rajouté l'hypothèse que la **présence d'un écran ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif.**

• Cas général :

Avec cette hypothèse, on peut déterminer la répartition des contraintes de poussée (ou de butée) le long d'un plan OD, dans le cas d'un sol **pesant pulvérulent** (γ, φ) **non surchargé.**

• Cas particuliers :

La méthode de Rankine peut prendre en compte des surcharges uniformes réparties sur toute la surface du sol. Cependant, il est impossible de réaliser un calcul littéral dans trois cas simples représentés sur la figure 2-10.

Pour ces situations, la solution communément adoptée consiste à calculer les contraintes appliquées au mur en l'absence de surcharge et à y superposer les efforts dus à la seule surcharge et calculés par la formule élastique de Boussinesq. Cette approche n'est pas pleinement satisfaisante, le principe de superposition ne pouvant être appliqué en toute rigueur. Une alternative pouvant être trouvée dans la résolution numérique du problème, avec un algorithme d'éléments finis par exemple.

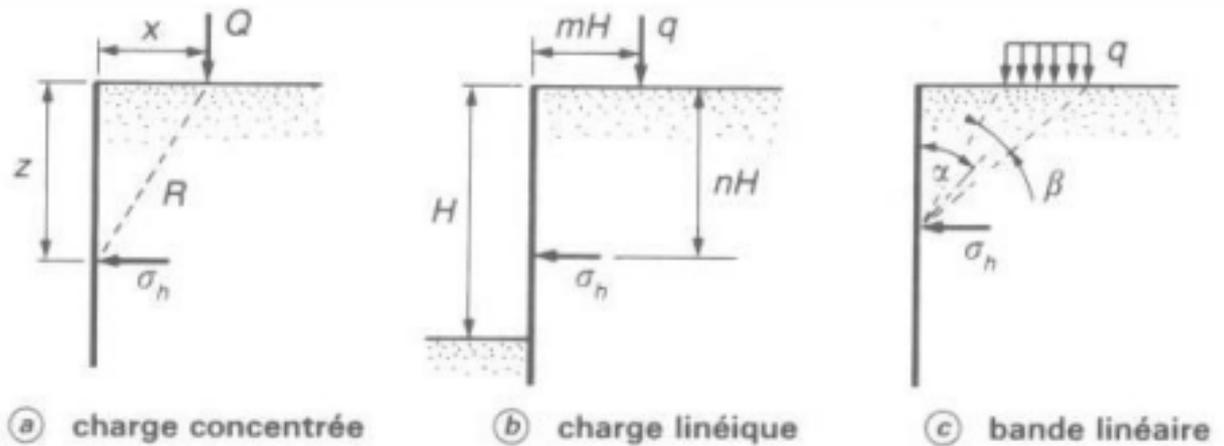


Figure 2-10- Calcul élastique des contraintes horizontales apportées sur un écran par des surcharges (d'ap. Schlosser)

Les surcharges correspondant à ces 3 cas sont données par les formules suivantes :

- a : $\sigma_h = \frac{3}{2} \frac{Q}{\pi} x^2 \frac{z}{R^5}$
- b : $\sigma_h = 1,27 \frac{q}{H} \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2}$ si $m > 0,4$ et $\sigma_h = 0,203 \frac{q}{H} \frac{m}{(0,16 + n^2)^2}$ si $m < 0,4$
- c : $\sigma_h = \frac{2}{\pi} q [(\beta + \sin \beta) \sin^2 \alpha + (\beta - \sin \beta) \cos^2 \alpha]$

2-2-1-3 Méthode de Boussinesq :

Boussinesq (1882) a amélioré la théorie de Rankine en prenant l'interaction réelle entre le sol et l'écran, c'est-à-dire en choisissant la valeur de l'angle de frottement δ sol-écran. Dans cet équilibre, Boussinesq considère une première zone où on a l'équilibre de Rankine se raccordant à une seconde zone où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran figure 2-11

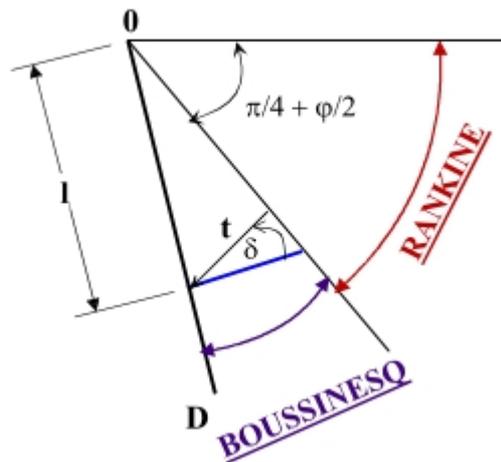


FIGURE 2-11- Equilibres de Boussinesq et de Rankine.

Boussinesq garde les résultats de Rankine concernant la répartition des contraintes sur l'écran :

- L'obliquité des contraintes est constante le long de l'écran OD, elle est choisie et fixée à δ
- La répartition des contraintes sur l'écran est triangulaire :

$$t_a = K_a \times \gamma \times \ell$$

Si **Boussinesq** avait bien posé le problème, il n'a été résolu qu'en 1948 par Caquot et Kerisel qui en ont donné la démonstration suivante.

On travaillera en coordonnées polaires, pour lesquelles les équations d'équilibre

$\text{divt} + F = 0$ s'écrivent :

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \tau}{r \partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = \gamma \cos \theta$$

$$\frac{\partial \tau_r}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_\theta}{r \partial \theta} + 2 \frac{\tau}{r} = -\gamma \sin \theta$$

σ_r : Contrainte normale radiale

σ_θ : Contrainte normale orthoradiale

τ : Contrainte de cisaillement

$$\frac{\partial \sigma_{\theta}}{\partial \theta} + 3\tau = -\gamma r \sin \theta$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial \theta} + 2(\sigma_r - \sigma_{\theta}) = -\gamma r \cos \theta$$

avec $\sigma_{\theta} = k \sigma_r$

Le système des deux équations différentielles a été intégré par Caquot et Kérisel, les calculs étant améliorés par ABSI pour donner des tables complètes de poussée et butée fournissant les coefficients K_a et K_p . Le problème est déterminé par les conditions aux frontières :

- surface libre : contraintes nulles
- sur l'écran : obliquité imposée δ de la contrainte.

Entre la surface libre et la première ligne de glissement on a un équilibre de Rankine et entre la première ligne de glissement et l'écran un équilibre de Boussinesq.

Le tracé des lignes de glissement montre que les lignes de glissement diffèrent peu de lignes droites dans le cas d'équilibre de poussée, par contre elles s'en éloignent fortement dans le cas d'équilibre de butée.

2-2-1-4 Terzaghi (1936) :

Cette ambiguïté est à la base d'une critique sévère du travail de Rankine par Terzaghi en 1936. Selon lui, le fait d'admettre qu'un déplacement négligeable suffise à atteindre un état de rupture actif ou passif (comportement rigide-plastique du sol) va contre toutes les observations in situ qui mettent en évidence la présence d'un état intermédiaire, appelé état au repos. D'après lui, des déformations qui dépendent des propriétés élastiques du sol sont nécessaires pour atteindre les états de rupture.

En particulier, les déformations nécessaires pour atteindre un état passif ne sont pas envisageables dans les conditions réelles.

Dans sa prise de position, Terzaghi critique également la théorie de Coulomb. Il dénonce surtout la généralisation de son utilisation, au même titre que l'utilisation de la théorie de Rankine, pour le dimensionnement des ouvrages de soutènement, sans distinction du type de structure. Meem avait déjà mis en cause l'application de ces théories aux parois de fouilles étayées, car les efforts mesurés in situ dans les étais ne coïncidaient pas avec les valeurs prévues par le calcul (Meem 1908).

Selon Terzaghi, les hypothèses à la base de la théorie de Coulomb ne sont que rarement

valables dans les cas pratiques. Le fait d'admettre une surface de rupture plane est une limitation, mais c'est principalement l'hypothèse sur la distribution des poussées le long du mur, admise arbitrairement triangulaire, qui est discutée. Elle dépend selon lui du mode de déplacement du mur (rotation ou translation) et de ses conditions d'appuis (mur de soutènement ou paroi de fouille étayée). Cet article de Terzaghi est surtout intéressant au niveau de sa perception de l'interaction sol-structure qui est beaucoup plus avancée et précise que chez Coulomb ou Rankine. La figure 2-12, tirée de ce document, résume les progrès réalisés par Terzaghi à ce sujet. Elle présente l'évolution de l'intensité et de la position de la résultante de la poussée des terres agissant contre un mur de soutènement, premièrement lorsque le mur est en rotation par rapport à sa base, et deuxièmement lorsque le mur se déplace par translation.

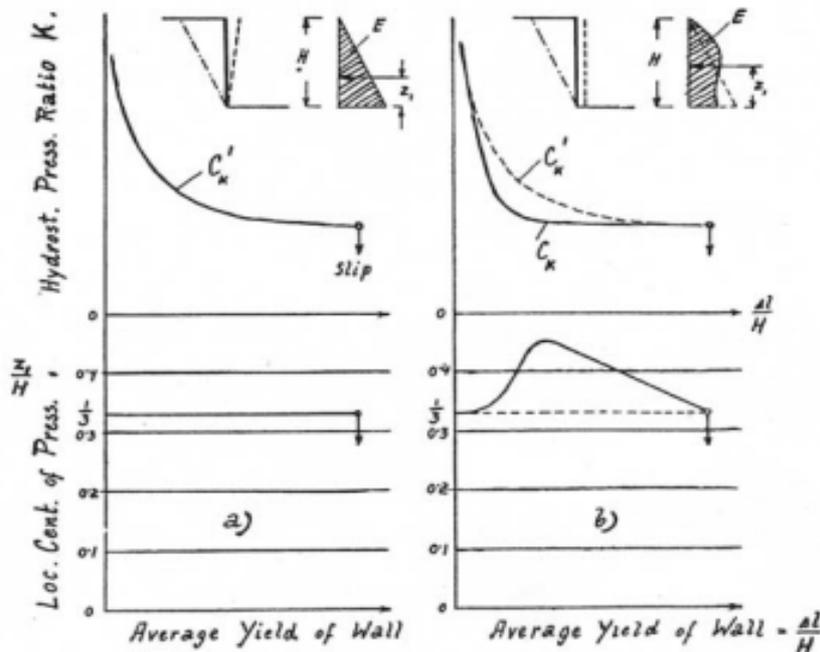


Figure 2-12- Coefficient de poussée latérale des terres contre un mur vertical et position du point d'application de la résultante (selon Terzaghi 1936a). Distinction du mode de déplacement du mur

Selon lui, la poussée des terres dépend de l'intensité et du mode de déplacement du mur de soutènement. Lorsque le mur se déplace, la poussée diminue depuis la poussée au repos pour atteindre progressivement un plateau. La courbe exprimant l'intensité de la poussée en fonction du déplacement varie selon le mode de déplacement admis pour le mur mais la valeur finale est identique pour les deux modes et correspond à la poussée active de Rankine. Ce dernier résultat peut être montré dans le cas d'un mur parfaitement lisse par la

théorie de la plasticité. La position de la résultante varie également en fonction du mode de déplacement.

Terzaghi introduit donc deux notions nouvelles, représentées sur la figure 2-13. Premièrement, la réponse du sol ne peut pas être décrite seulement par les deux états de rupture active et passive. La poussée des terres varie entre ces deux valeurs en fonction du déplacement du mur. Il mentionne aussi que l'état actif est obtenu pour des déplacements relativement faibles alors que l'état passif nécessite des déplacements importants. Deuxièmement, le mode de déplacement du mur a une influence sur l'intensité et la distribution des poussées. A ce sujet, il évoque aussi qu'il existe une différence entre un mur de soutènement en maçonnerie rigide et une paroi étayée souple. La rigidité du sol et les conditions d'appui de la structure ont une influence sur les poussées des terres contre la structure.

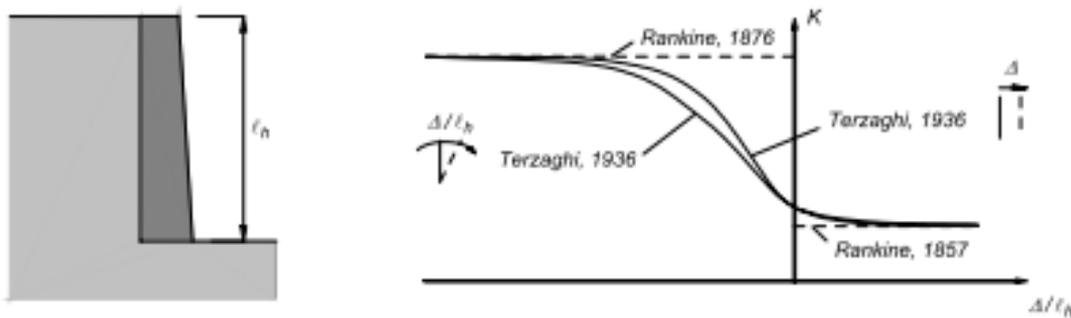


Figure 2-13- Progrès réalisés par Rankine et Terzaghi dans la perception de l'interaction sol-structure

Terzaghi écrira ensuite un certain nombre d'ouvrages de référence (dont Terzaghi 1951 et Terzaghi et al. 1996, 1ère édition 1948), dans lesquels il applique ces principes pour évaluer les pressions des terres sur différents types de soutènement.

Lors de l'application de différentes théories à des cas pratiques (dont celles de Coulomb et de Rankine), il insiste sur le fait que les hypothèses doivent être justifiées et vérifiées, particulièrement celles concernant les propriétés du sol, la rugosité de la structure et l'état de déformation admis dans le sol (plastique ou non). Cela le conduit à proposer des approches différentes suivant le type de structure à dimensionner, en fonction de la rigidité et des conditions d'appui de la structure. Il distingue ainsi, entre autres, les murs de soutènement, les blindages de fouilles et les parois ancrées souples et rigides.

2-2-1-5 Méthodes de Krey et Blum :

Krey (rapporté par Bica et Clayton, [1989]) a établi les premières hypothèses sur la répartition des forces de pressions sur un écran encastré dans le sol et soumis à un effort en tête. Il considère notamment que, pour la partie en fiche, la partie supérieure mobilise la butée devant l'écran et la partie inférieure derrière l'écran

Figure 2.14a. La transition entre ces deux états est supposée linéaire. La hauteur en fiche est alors déterminée en écrivant l'équilibre en moments et en efforts de la paroi.

Ces hypothèses ont été reprises peu après par Blum [1931] qui suppose que la transition entre les états d'équilibre limite en fiche s'effectue selon une répartition plus nuancée

figure 2.14b, La pente du profil de pression au voisinage du point de rotation reste à déterminer, mais Blum montre que le dimensionnement de l'ouvrage dépend peu de la valeur de cette pente et que l'adoption d'un schéma simplifié figure 2.14c, qui simplifie la résolution mathématique du problème, est suffisant pour dimensionner l'ouvrage. Sur ce schéma simplifié, les pressions du sol au-dessous du centre de rotation sont assimilées à une force ponctuelle qui s'applique au niveau de ce dernier.

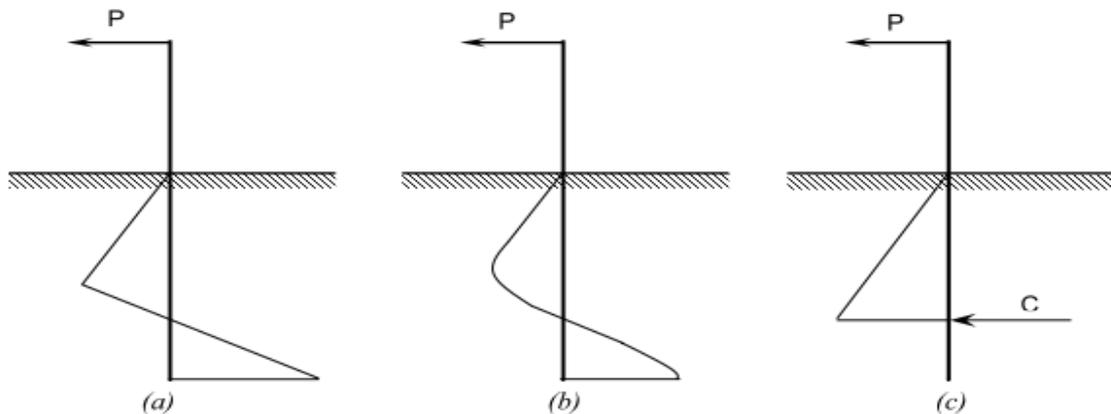


Figure 2-14- Schéma de calcul à l'équilibre limite adopté par Krey (a) et par Blum (b) et (c)

Une étude paramétrique menée par Blum montre que ce schéma simplifié conduit à une sous-estimation de la fiche d'environ 20%. L'extrapolation de ces résultats aux écrans de soutènement autostables, simplement encastrés, conduit Blum à préconiser le dimensionnement de l'ouvrage avec le diagramme simplifié en appliquant une majoration forfaitaire de 20% de la fiche ainsi calculée.

2-2-2 Méthode du coefficient de réaction : prenant en compte une certaine interaction sol-structure,

Dans la plupart des cas, les ouvrages en parois moulées dans le sol sont dimensionnés à partir de la méthode dite «aux coefficients de réaction» (également appelée parfois méthode «élastoplastique»).

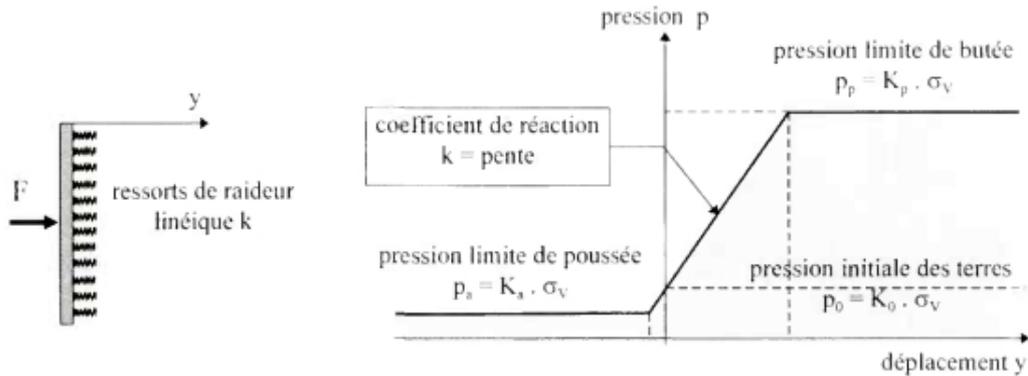


Figure 2-15- Modélisation du comportement du sol $p = k.y$

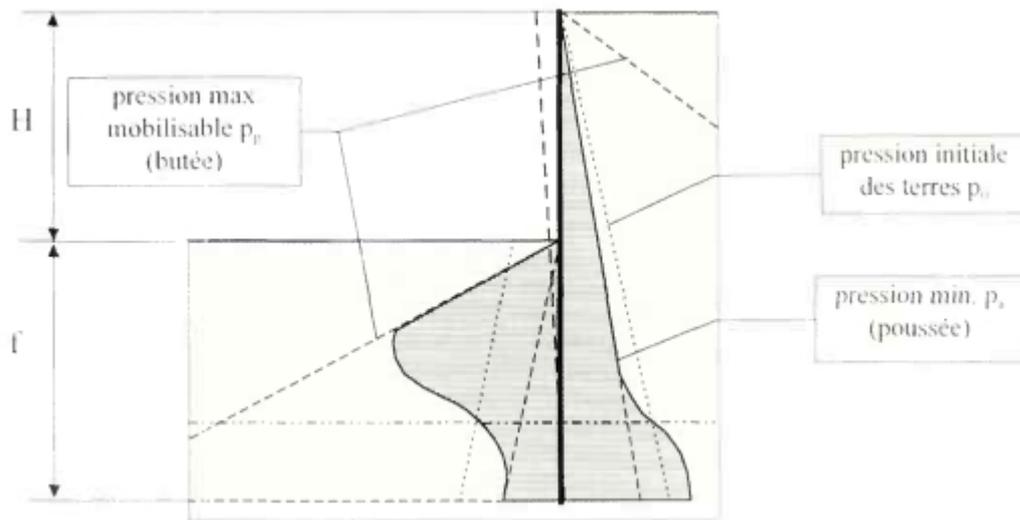


Figure 2-16- Schématisation du comportement de parois simplement encastées dans le sol

En France, la méthode du coefficient de réaction a été utilisée à partir des années 1970 et elle a été relativement vite intégrée dans des logiciels spécialisés (Delattre, 2001). Le succès de cette méthode, particulièrement en France, peut être expliqué entre autres pays. Les résultats de l'essai pressiométrique sont utilisés pour déterminer le coefficient de réaction horizontal du sol,

k_h . La méthode de calcul aux coefficients de réaction permet de déterminer les efforts et déformations dans un écran de soutènement fiché dans le sol, aux différentes phases des travaux et d'exploitation. La méthode repose sur une modélisation simplifiée de l'action du sol sur l'écran : cette action est réduite, en chaque point de l'écran, à gauche et à droite, à une pression horizontale, liée au déplacement du niveau considéré par une loi de réaction. Les lois de réaction utilisées, couramment mais abusivement désignées par le terme de « lois élastoplastiques », sont des lois de mobilisation linéaire avec paliers de poussée et de butée, dont le domaine pseudo-élastique est caractérisé par le coefficient de réaction k_h (Delattre et al. 2000). L'un des défauts de cette méthode est la difficulté de déterminer le coefficient de réaction, qui n'est pas un paramètre intrinsèque du sol mais dépend non seulement de la nature du sol mais aussi de la géométrie de l'écran et du système de support, entre autres. Des propositions pour sa détermination ont été faites par Balay (1984), Monnet (1994), Schmitt (1995, 1998) et Simon (1995) pour ne citer que les principaux contributeurs. Pour de plus amples renseignements sur cette méthode, ses conditions d'application et la détermination des paramètres de calcul, on pourra utilement se rapporter à la note d'information technique du LCPC de Juillet 1984 intitulée «Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction».

2-2-3 Méthode des éléments finis : développée à partir des années 1970,

La méthode des éléments finis est un outil très général qui permet de trouver une solution numérique à tout problème que l'on peut décrire à l'aide d'équations aux dérivées partielles sur un domaine fini. Différentes extensions permettent par ailleurs de prendre en compte des discontinuités spatiales ou temporelles des solutions recherchées, des domaines d'extension infinie, etc. Elle offre la possibilité

de prendre en compte des modèles de comportement très sophistiqués, plus réalistes que ceux pris en compte par des méthodes plus traditionnelles, et il est donc naturel qu'elle ait suscité un grand intérêt de la part des ingénieurs de la géotechnique et du génie civil. Ainsi, après des premières applications aux barrages

[Clough et Woodward, 1967], aux excavations

[Chang et Duncan, 1970] et aux murs de soutènement [Duncan et Clough, 1971 ; Clough et Duncan, 1971], l'utilisation de la méthode des éléments finis pour le calcul des écrans de soutènement a débuté dans les années 1970 [Bjerrum et al. 1972 ; Egger, 1972 ; Clough et al. 1972 ;

Palmer et Kenney, 1972]. Ces premières analyses ont été suivies d'efforts importants pour examiner de manière systématique les apports potentiels de la méthode des éléments finis au calcul des ouvrages géotechniques en général et des ouvrages de soutènement en particulier [Duncan, 1994 ; Gens, 1995]. la mise en œuvre de la méthode et ont limité son emploi.

Les méthodes de calcul traditionnelles présentent en effet l'inconvénient majeur de ne traiter valablement que des formes d'ouvrages très particulières, pour lesquelles des solutions particulières ont été dégagées [Delattre, 2002 ; Delattre et Marten, 2003]. Ainsi, pour ne citer que les limites d'emploi les plus évidentes

- La géométrie du terrain ne peut être prise en compte de façon rigoureuse que dans quelques configurations ; ainsi, les contraintes de poussée ou de butée du sol ne sont exprimées que pour les configurations d'ouvrages dans lesquelles le terrain naturel est limité par un plan, horizontal ou incliné, les interfaces entre couches du sol sont parallèles au terrain et l'ouvrage connaît une cinématique particulière ;

-Les interactions du soutènement avec d'autres composantes de l'ouvrage ne peuvent être prises en compte que par un torseur d'effort applicable au soutènement, ce qui ne permet pas de rendre compte des formes d'interaction complexes comme celles qui sont dues aux ouvrages avoisinants ;

la modélisation d'un soutènement au voisinage d'une fondation, d'un tunnel ou d'un autre soutènement reste ainsi inaccessible aux méthodes traditionnelles. De la même façon, l'interaction du soutènement avec d'autres composantes de l'ouvrage, comme des murs en retour, par exemple, reste toujours laborieuse ;

- La modélisation de l'interaction du sol avec la structure reste insuffisamment explicite et fait appel à des notions qui restent largement discutées, telles que le coefficient de réaction.

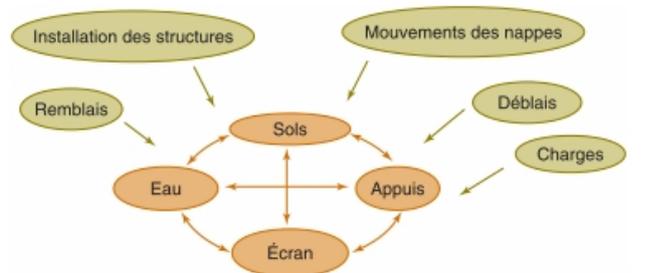
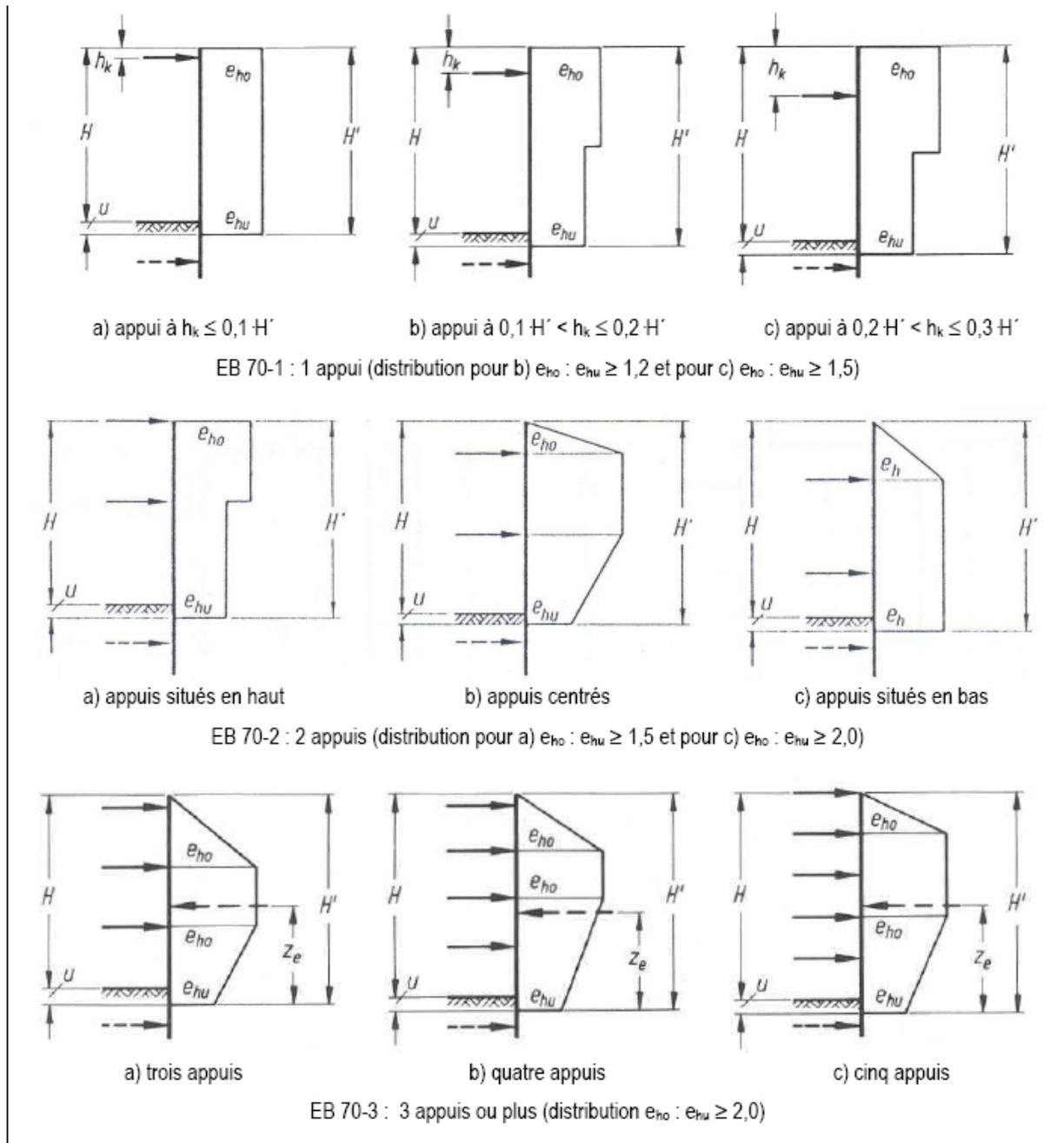


Figure 2-17- relations mises en jeu par la modélisation des écrans de soutènement

2-2-4 Méthodes empiriques et semi-empiriques : s'appuyant sur un référentiel qui tient compte du comportement observé des ouvrages,

En Allemagne, la méthode du coefficient de réaction est rarement appliquée dans l'ingénierie quotidienne. La méthode de calcul utilisée habituellement pour le dimensionnement des écrans de soutènement est de type semi-empirique. La poussée est calculée analytiquement d'après la norme DIN 4085 (1987), qui s'appuie sur les règles classiques de Coulomb et Rankine. S'il est probable que les mouvements du soutènement attendus n'atteindront pas les mouvements nécessaires pour activer l'état limite de la poussée (paroi rigide, tirants pré-contraints), la norme DIN se réfère aux recommandations de l'EAB4 (1994) et demande la prise en compte d'une « poussée majorée ». Dans un deuxième temps, la poussée est « redistribuée » selon le type de soutènement et les conditions d'appui. La figure 2.18 montre la redistribution de la poussée pour des écrans continus, c'est à dire des rideaux de palplanches, des parois moulées ou des parois de pieux forés (qui, contrairement aux parois berlinoises, forment tous un écran continu en fiche). Ces diagrammes ont été établis à l'aide de nombreuses données expérimentales, provenant à l'origine principalement de chantiers de métro. À côté de l'EAB, il existe d'autres recommandations nationales, par exemple l'EAU (1996) relatif aux ouvrages de rives, ainsi que des recommandations locales (par exemple les « Stadtbahn-Richtlinien » à Francfort-sur-le-Main). Une fois les sollicitations déterminées, les efforts dans l'écran sont calculés en considérant l'écran comme une poutre, appuyée d'une part sur la butée et d'autre part sur les appuis. Lors de ces calculs, il est possible de considérer la partie en fiche comme un système appuyé sur des ressorts, à l'instar de la méthode du coefficient de réaction



(Figure 2-18- Figures de redistribution pour des rideaux de palplanches et des parois en béton coulé en place données par les règles EAB (3ème édition, 1994).

Les notions signifient : e_h = poussée horizontale, « e » étant la notation pour « Erddruck »

en allemand e_{ho} , e_{hu} = poussées maximale et minimale, « o » = oben (haut) et « u » = unten (bas) H = profondeur de la fouille H' = hauteur de la poussée effective jusqu'au point d'intersection obtenu par la différence « poussée moins butée effective » u = partie de H' en dessous du fond de la fouille h_k = niveau de l'appui z_e = point d'application de la force résultante de la poussée

La flèche pointillée en fiche symbolise la résultante de la butée effective.

2-2-5 Méthodes de calcul de l'état limite ultime : fondées sur des théories de plasticité.

Plusieurs méthodes permettent de calculer les écrans de soutènements à l'état limite ultime

- Où le rideau est ancré en tête et simplement buté en pied
- Où le rideau n'est pas ancré en tête, mais résiste uniquement par un bon encastrement dans le sol de fondation.
- Travaux de Brinch Hansen (1953)

2-2-5-1 Rideau ancré, simplement buté en pied (BUTEE SIMPLE) :

La plus immédiate des méthodes de calcul des écrans de soutènement, et probablement la première pour le dimensionnement des écrans de soutènement, tels les rideaux de palplanches, s'est inspirée de la théorie des murs de soutènement rigides.

Hypothèses

Dans cette approche,

- Le rideau ou écran de soutènement est supposé rigide ;
- Il est soumis aux forces de poussée et butée de Rankine ;
- Le pied est libre de se déplacer, la tête tourne autour de l'ancrage.

Dans cette situation, le mécanisme de rupture est celui d'une rotation autour du point d'ancrage.

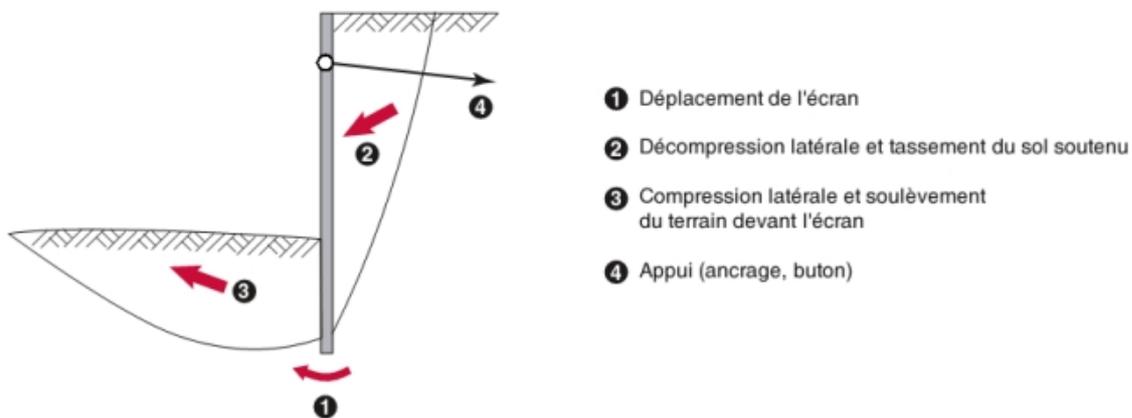


Figure 2-19- Mécanisme de rupture d'un écran simplement buté, d'après Delattre (2001)

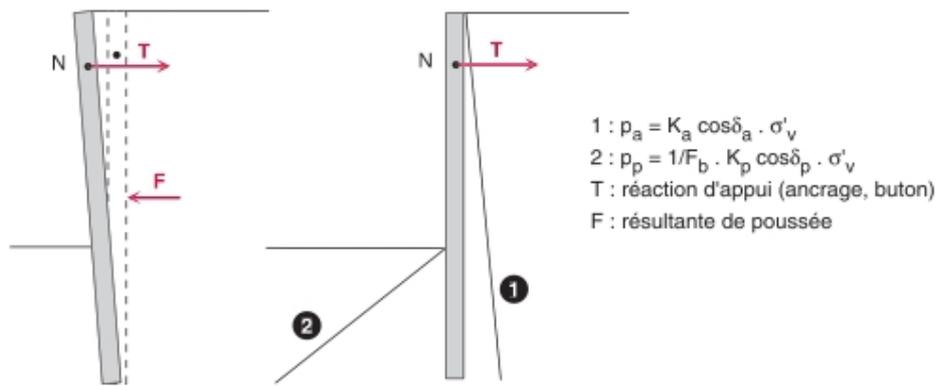


Figure 2-20 - Cinématique d'un écran rigide ancré et distribution résultante des pressions (Cas d'un terrain frottant homogène).

A la rupture, le mur est en rotation autour de l'ancrage (ou tirant), placé à proximité du haut du rideau. On peut donc considérer qu'il y a mobilisation complète des pressions des terres passives d'un côté du mur et actives de l'autre : on parle alors de rideau ancré et simplement buté en pied. La figure 2-19 montre la répartition de la pression des terres.

On notera qu'en pratique le tirant n'est pas tout en haut de la paroi, par conséquent, la partie de sol au dessus du tirant n'est pas en poussée. Cependant, Fourrie et Potts (1988) ont étudié numériquement l'influence de la position de l'ancrage et en ont conclu que l'hypothèse de mobilisation totale des pressions actives (ou poussée) des terres reste acceptable si le tirant est situé dans le tiers supérieur de l'excavation.

Le problème se résout en écrivant :

- l'équilibre horizontal en force : $T + F_p = F_a$
- la nullité du moment autour de l'ancrage : $F_a [2/3(H+d) - B] = F_p [2/3d + H - B]$

avec les résultantes de poussée des terres $F_a = K_a \gamma'(D+H)^2/2$ et $F_p = K_p \gamma'D^2/2$

Le problème est statiquement déterminé : l'équation en moment est un polynôme de 3^o degré en D avec une seule racine réelle positive. L'équilibre horizontal des efforts permet ensuite le calcul de la force T à appliquer au tirant.

Cas de la présence d'eau :

Nous avons jusqu'ici supposé implicitement que le matériau était sec. Dans le cas où de l'eau est présente dans le massif, le calcul doit la prendre en compte.

La stabilité de l'ouvrage se calcule alors en incluant les efforts dus à l'eau et calculés séparément, comme indiqué sur la figure 2-21. S'il y a écoulement d'eau dans le massif, il faudra commencer par résoudre le problème hydraulique

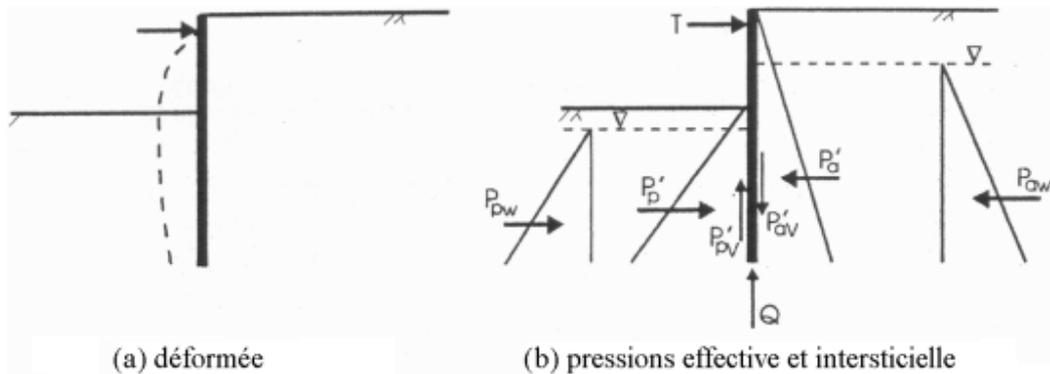


Figure 2-21- Cas de l'écran en présence d'eau (adapté de Potts)

2-2-5-2 Rideau non ancré en tête et encastré en pied :

Un rideau non ancré, battu dans un sol pulvérulent, subit une rotation autour d'un point O situé dans sa partie en fiche. La figure 2-22 montre les déplacements du rideau et les efforts normaux correspondants. Le calcul est fait par la méthode de Rankine, à partir des hypothèses simplificatrices suivantes (figure 2-23) :

- Le sol des deux côtés du rideau, au-dessus du point de rotation O, est en état d'équilibre limite ;
- Les efforts de contrebutée sont équivalents à une force horizontale Fc appliquée au niveau du centre de rotation O.

On prend généralement une hauteur de contrebutée égale à 20 % de la hauteur de butée z0. Cela réduit les inconnues du problème au nombre de deux :

- la hauteur de butée Z0 ;
- la force de contrebutée Fc.

Elles peuvent alors être calculées par les équations de la statique traduisant l'équilibre du rideau. La valeur de Z0 est déterminée en écrivant l'équilibre des moments autour du point O, ce qui donne une équation du troisième degré en Z0, analogue à celle donnant la valeur de la fiche D par la formule

$$2(K_p - K_a)D^3 + [3(H - a)K_p - 3(2H - a)K_a] D^2 - 6H(H - a) K_a D - H^2 (2H - 3a)K_a = 0$$

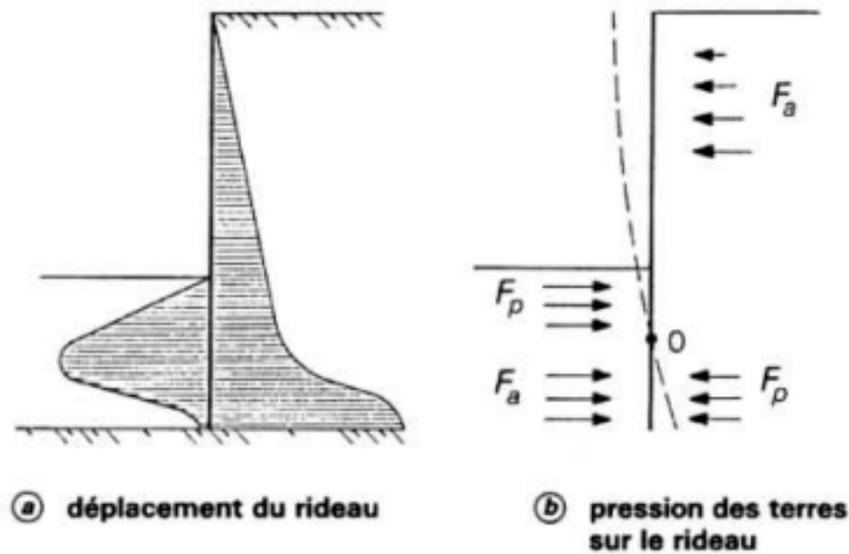


Figure 2-22– Calcul à l'état limite d'un rideau encastré, non ancré (sol pulvérulent)

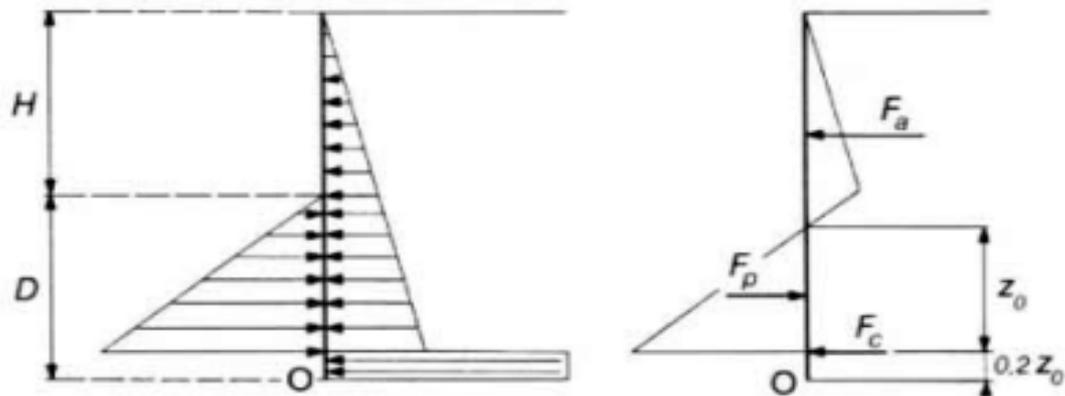


Figure 2-23 – Hypothèses admises pour le calcul d'un rideau non ancré

La fiche du rideau a alors pour expression :

$$D = \frac{H}{K_p^2 - 1} + z_0 + 0,2z_0$$

La force de contre-butée F_c s'obtient en écrivant qu'en projection horizontale la résultante générale des forces s'exerçant sur le rideau est nulle, soit :

$$F_c = F_p - F_a$$

Pour tenir compte d'un coefficient de sécurité par rapport à l'équilibre limite ainsi calculé, on considère que la moitié de la butée est mobilisée, ce qui, dans les calculs, conduit à remplacer K_p par $1/2 K_p$. Il est alors possible de déterminer la valeur maximale du moment fléchissant dans le rideau à partir du diagramme des pressions de figure 2-23, et de choisir un type de palplanche d'inertie convenable.

2-2-5-3 Travaux de Brinch Hansen (1953) :

Jusqu’alors, la démarche adoptée pour le dimensionnement des ouvrages de soutènement, qu’il basé sur des méthodes théoriques ou semi-empiriques, fait intervenir la structure dans une seconde étape après avoir estimé les pressions de contact auxquelles elle est soumise.

Celles-ci sont dans certains cas évaluées sur la base d’observations faites à l’état de service, lorsque les déplacements de la structure sont relativement faibles et que le sol est proche d’un état au repos. La vérification de la sécurité structurale du mur ou de la paroi de soutènement est donc effectuée sur la base d’hypothèses qui ne sont pas forcément vérifiées lors d’une rupture par défaillance interne de la structure. La cinématique avec laquelle sont déterminées les pressions de contact n’est en effet pas

forcément compatible avec les modes de rupture de la structure. Ceci est particulièrement le cas pour les parois étayées ou ancrées pour lesquelles différents modes de rupture peuvent être envisagés : rupture d’un étai ou d’un ancrage, rupture de la paroi par flexion ou par effort tranchant, rupture globale par glissement,... . La cinématique de rupture dans le sol et les pressions de contact diffèrent par conséquent selon le mode de rupture considéré.

Brinch Hansen propose en 1953 une méthode générale, systématique et innovante pour évaluer la poussée des terres contre des ouvrages de soutènement en tenant compte de la cinématique de rupture du système sol-structure (Brinch Hansen 1953).

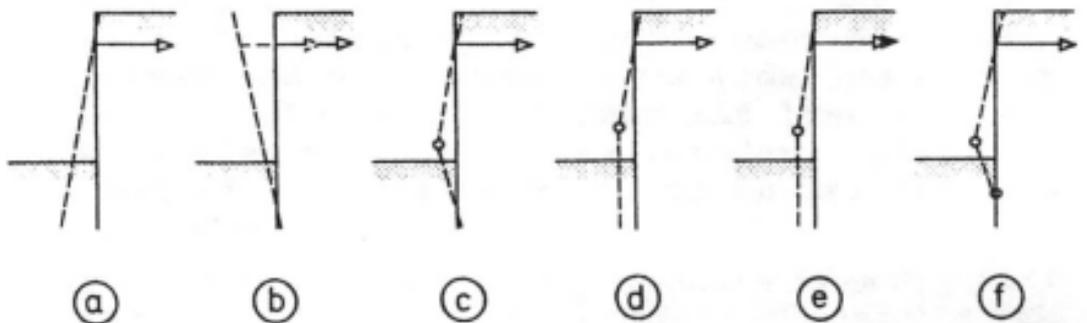


Figure 2-24- Modes de rupture possibles pour une paroi ancrée et fichée avec ou sans formation de rotules plastiques dans la structure (figure tirée de Steenfelt et al.1981)

Le calcul de l'intensité et de la distribution des pressions de contact contre une paroi de soutènement est effectué en fonction du mode de rupture admis pour la structure. Dans une première étape, la méthode consiste à construire un mécanisme de rupture dans le sol, appelé figure de rupture et composé de lignes de rupture, de surfaces ou zones de rupture et de zones élastiques, qui est compatible avec le mode de rupture de la structure. Par certaines simplifications, Brinch Hansen propose ensuite une démarche systématique, basée sur les conditions d'équilibre, pour déterminer les pressions de contact contre les différentes parties de la paroi. La figure 2-24, tirée d'un article faisant référence à la méthode de Brinch Hansen, présente différents modes de rupture possibles pour une paroi ancrée et fichée. Un fait intéressant est que selon Brinch Hansen, le mode de rupture peut être choisi lors d'un dimensionnement. Ceci est normalement vrai pour une solution statiquement admissible au sens de la théorie de la plasticité. La méthode de Brinch Hansen ne remplit cependant pas rigoureusement les conditions requises par cette théorie.

Brinch Hansen est le premier à intégrer directement le comportement de la structure à la ruine dans le calcul des poussées des terres. Il assure ainsi une compatibilité cinématique entre le sol et la structure à l'état limite ultime, ce qui conduit à une représentation plus réaliste du comportement du système sol-structure. L'interaction sol-structure joue donc un rôle prépondérant dans son approche.

Par contre, cette méthode qui se base sur des considérations à la rupture fait partie de la catégorie des méthodes d'équilibre limite. Elle ne renseigne pas sur les états intermédiaires et les déplacements nécessaires pour atteindre l'état de rupture admis ne peuvent pas être évalués.

2-3 Les méthodes actuelles :

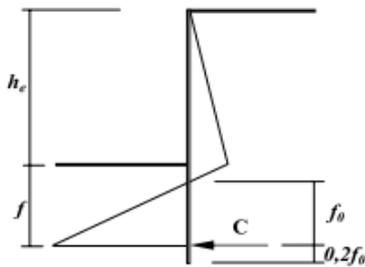
Les méthodes utilisées actuellement reposent toutes sur les hypothèses établies par Krey puis par Blum. Elles se sont par la suite différenciées selon la pratique et l'intérêt que les différents praticiens leur ont portées. Ainsi, si les méthodes françaises n'ont pas évolué depuis leur établissement, les méthodes anglo-saxonnes ont connu quelques développements, la théorie de l'équilibre limite restant très prisée par les géotechniciens de ces pays. Le présent paragraphe présente donc les deux méthodes françaises et les derniers développements des méthodes anglaises et américaines.

La première méthode française est celle rapportée par Josseaume [1974]. Elle suppose un diagramme des pressions réparties comme indiqué sur la figure 2-25a. La hauteur sur laquelle s'exercent les efforts de contrebutée est égale à 20 % de la hauteur de butée f_0 . Ces efforts de contrebutée sont ramenés à un effort ponctuel C appliqué au niveau du point de rotation O .

L'écriture des équations d'équilibres en forces et en moments selon ce schéma conduit à la résolution d'un système de deux équations où h_e et f_0 sont les inconnus. Ces mêmes équations conduisent à la détermination de l'effort de contrebutée C ainsi qu'au moment de flexion dans la paroi.

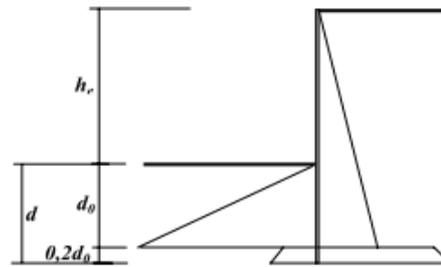
La seconde méthode française est l'œuvre de Houy [1976]. Elle repose sur le même schéma d'équilibre mécanique et consiste à déterminer la fiche et le moment maximal à partir d'abaques de dimensionnement fonctions respectivement de l'angle de frottement interne et du moment de flexion au niveau du fond de fouille. Ces deux méthodes conduisent sensiblement aux mêmes résultats.

(a) Méthodes françaises
(Jossaume, [1974] et Houy, [1976])



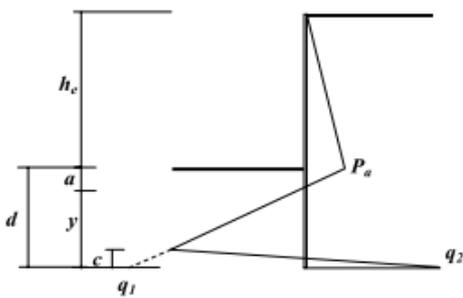
- h_e, f_0, C et M_f à partir des équations d'équilibre en force et en moments.

(b) Méthode anglaise
(Padfield and Mair, [1984])



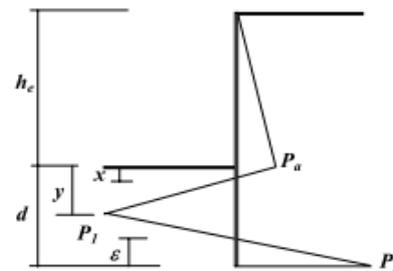
- h_e et d_0 à partir de l'équilibre en moments.
- Niveau du point de pression nulle et du point de moment maximal identique. Moment maximal à partir du moment de fond de fouille.

(c) Méthode américaine
(Bowles, [1988])



- h_e, a, y et c à partir des équations d'équilibre en force et en moments.

(d) Méthode de King
(King, [1995])



- ϵ à partir d'abaques.
- Ecriture des équations d'équilibre et des relations sur les triangles similaires.
- Moment maximal à partir du moment de fond de fouille.

Figure 2-25- Méthodes classiques de dimensionnement des parois autostables à l'équilibre limite

La méthode anglaise, rapportée par Padfield et Mair [1984], repose sur le diagramme de pressions présenté sur la figure 2-25b. Elle se différencie des méthodes françaises par la forme du diagramme de pressions et notamment par la prise en compte complète de la contrebutée. La condition d'équilibre limite est définie par la hauteur en fiche d juste nécessaire pour assurer l'équilibre de la paroi et par les coefficients K_a et K_p . La hauteur d'excavation limite h_l est alors définie par l'expression suivante :

$$\frac{h_l}{d} = \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{K_p}{K_a}\right) - 1}{1,2}}$$

La méthode américaine repose sur l'hypothèse de base de Krey et considère une répartition linéaire des pressions comme indiquées sur la figure 2-25c. Le calcul repose sur la détermination de la hauteur en fiche d pour une hauteur libre h_e donnée. La résolution passe par la détermination de quatre inconnues : y , d , q_1 et q_2 . Deux équations sont issues de l'équilibre de la paroi. Les deux autres équations sont définies en faisant l'hypothèse que (i) la butée limite est pleinement mobilisée sous le fond de fouille (le gradient de la pente du diagramme est alors $\gamma(K_p - K_a)$) et (ii) la valeur de q_2 est supposée maximale et égale à la butée sur la hauteur totale de l'écran moins la poussée sur la partie en fiche.

La méthode de King est une adaptation de la méthode américaine générale. La butée n'est plus pleinement mobilisée dans la partie en fiche, les valeurs de P_1 et P_2 sont alors indépendante de K_a et K_p . Elles sont par contre liées l'une à l'autre par les relations entre triangles similaires. La quatrième inconnue est alors définie par ε et déterminée à partir d'abaques que King a établis à partir d'essais expérimentaux sur modèles réduits centrifugés [King & McLoughlin, 1992].

Les méthodes présentées ici ne prennent pas en compte l'introduction des coefficients de sécurité qui sont généralement laissés à l'appréciation du projeteur et varient selon les pays. Les règles usuelles préconisent le plus souvent de majorer la hauteur en fiche (de 20 ou 30%), de réduire le coefficient de butée ou la butée totale.

2-4 Conclusion :

Nous n'aspérons pas ici à tirer des leçons générales sur le dimensionnement des ouvrages de soutènement que nous avons décrits, ni à déclarer qu'une des méthodes « est la bonne ». Nous nous contenterons modestement de refermer cette introduction par quelques remarques conclusives :

La méthode aux coefficients de réaction, méthode aujourd'hui la plus utilisée, semble montrer ses limites. Les avancées faites sur la détermination des paramètres, et notamment du coefficient de réaction, ne peuvent masquer le manque de fondement théorique de la méthode. Son utilisation est justifiée essentiellement par le fait que les sollicitations issues du calcul sont généralement surabondantes et conduisent ainsi à un supplément de sécurité (à l'exception notable de certains ouvrages butonnés).

Cette méthode présente l'avantage de pouvoir être utilisée « pas à pas » en menant un calcul pour chaque étape de la construction. Elle permet donc d'intégrer l'historique de la réalisation.

La méthode des éléments finis semble la méthode la mieux appropriée à l'étude des problèmes de soutènement. Elle permet de modéliser le comportement de l'ensemble des éléments intervenant dans le comportement de l'ouvrage (sol, écran, eau, surcharges...) ainsi que les différents couplages entre ces éléments.

La méthode de Blum suppose un encastrement et donc des fiches plus longues. En pratique, elle fournit en effet des valeurs de fiches plus importantes que dans le cas du rideau simplement buté, mais avec des valeurs de moments maximums moins importantes, ce qui se traduit par des profils métalliques plus légers.

La diversité des méthodes de dimensionnement et des résultats qu'elles fournissent doit rappeler au concepteur d'ouvrage qu'elles ne sont pas des recettes exactes dont l'application scrupuleuse serait suffisante.