

Murs de soutènement

par **François SCHLOSSER**

*Professeur à l'École Nationale des Ponts et Chaussées
Président-Directeur Général de Terrasol*

| | |
|---|-----------------|
| 1. Différents types d'ouvrages de soutènement | C244 - 2 |
| 1.1 Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement | — 2 |
| 1.2 Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement dans le sol de fondation | — 3 |
| 1.3 Cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages | — 3 |
| 2. Dimensionnement des ouvrages de soutènement | — 4 |
| 2.1 Modes de rupture des ouvrages de soutènement..... | — 4 |
| 2.2 Résistance au cisaillement du sol et frottement sol-mur | — 4 |
| 2.3 Calcul des efforts de poussée ou de butée..... | — 5 |
| 3. Dimensionnement des murs poids en maçonnerie ou en béton | — 5 |
| 3.1 Sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur..... | — 6 |
| 3.2 Sécurité au renversement..... | — 7 |
| 3.3 Sécurité vis-à-vis d'une rupture du sol de fondation | — 7 |
| 3.4 Sécurité au grand glissement..... | — 8 |
| 4. Murs en Terre Armée et murs à ancrages multiples | — 8 |
| 4.1 Fonctionnement de la Terre Armée..... | — 9 |
| 4.2 Principes du dimensionnement interne des ouvrages en Terre Armée.. | — 9 |
| 4.3 Avantages et limitations de la Terre Armée | — 10 |
| 4.4 Clouage et murs à ancrages multiples | — 10 |
| 5. Murs caissons et batardeaux cellulaires | — 12 |
| 5.1 Dimensionnement des murs caissons..... | — 13 |
| 5.2 Dimensionnement des batardeaux cellulaires fondés sur le rocher..... | — 14 |
| 5.3 Dimensionnement des batardeaux cellulaires fondés dans le sable | — 15 |
| 5.4 Dispositions constructives pour les batardeaux cellulaires..... | — 16 |
| 6. Rideaux de palplanches..... | — 16 |
| 6.1 Généralités sur les méthodes de calcul des rideaux et des parois | — 16 |
| 6.2 Méthodes de calcul aux états limites..... | — 17 |
| 6.3 Méthode de calcul au module de réaction | — 20 |
| Références bibliographiques | — 23 |

Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre. Il en existe une grande variété se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques.

Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Par contre, c'est principalement la manière dont est reprise cette force de poussée qui différencie les différents types d'ouvrages.

Après avoir donné une classification des divers ouvrages de soutènement, on indique pour chaque type les étapes principales de la méthode d'étude de dimensionnement.

1. Différents types d’ouvrages de soutènement

Un ouvrage de soutènement peut retenir soit des terres en remblai, c’est-à-dire rapportées, soit le terrain en place. On dit, dans ce dernier cas, qu’il s’agit d’un ouvrage de soutènement en déblai.

L’effort de poussée exercé par le massif de terre retenu (cf. article *Ouvrages de soutènement. Poussée et butée* [C 242]) peut être repris de diverses manières. Trois modes principaux peuvent être distingués :

- la poussée est reprise par le poids de l’ouvrage de soutènement ;
- la poussée est reprise par encastrement de l’ouvrage de soutènement ;
- la poussée est reprise par des ancrages.

Le tableau 1 montre les divers types d’ouvrages de soutènement classés d’après la distinction précédente, en séparant les ouvrages rigides des ouvrages souples ou semi-souples.

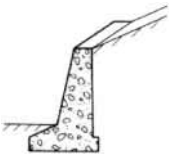
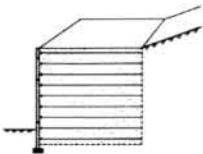
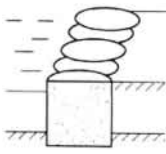
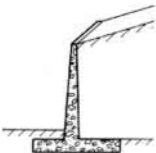
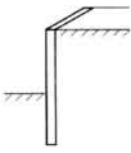
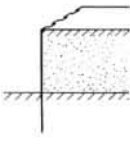
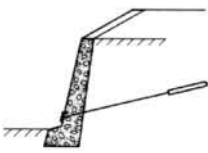
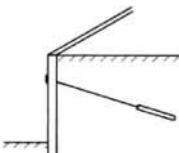
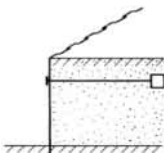
1.1 Cas où la poussée est reprise par le poids de l’ouvrage de soutènement

■ Le type d’ouvrage le plus classique et le plus ancien est le mur poids **en béton** ou **en maçonnerie**. Ce sont des ouvrages rigides qui ne peuvent supporter sans dommages des tassements différentiels supérieurs à quelques pour-mille.

■ Les **murs en Terre Armée**, dans lesquels le sol est renforcé par des inclusions souples résistant à la traction, sont des ouvrages souples qui supportent les tassements différentiels du sol de fondation.

■ Les **ouvrages cellulaires** sont très variés et le type le plus ancien est le mur caisson en éléments préfabriqués. Dans les travaux maritimes, par exemple, on utilise pour la construction des quais de grands batardeaux cellulaires en palplanches métalliques ou de grands caissons en béton armé. Dans un ouvrage cellulaire, la cellule est remplie de sol et l’ensemble forme un ouvrage qui peut être, dans certains cas, très souple.

Tableau 1 – Classification des ouvrages de soutènement d’après le mode de reprise de la poussée

| Mode de reprise de la poussée | Ouvrages de soutènement | | |
|-------------------------------|--|--|--|
| Poids de l’ouvrage |  Mur poids en béton ou maçonnerie |  Mur en Terre Armée |  Ouvrage cellulaire |
| Encastrement |  Mur cantilever en béton armé |  Paroi moulée |  Rideau de palplanches |
| Ancrage |  Mur en béton, ancré |  Paroi moulée ancrée |  Rideau ancré |

1.2 Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement dans le sol de fondation

Parmi les ouvrages de ce type, on citera :

- le **mur cantilever en béton armé** qui, doté d'une base élargie et encastree à la partie supérieure du sol de fondation, fonctionne en faisant participer à l'action de soutènement une partie du poids du remblai. Un mur cantilever peut d'ailleurs être considéré comme un ouvrage poids si l'on y inclut le poids du remblai compris entre le mur et la verticale I passant par l'extrémité arrière de la semelle (figure 1). Les murs cantilever en béton armé sont également des ouvrages rigides ;

- les murs en **parois moulées**, technique qui consiste à construire un mur au sein du sol en place, avant toute excavation, par bétonnage d'une tranchée remplie de boue pour en assurer la stabilité. Cette technique est particulièrement utilisée pour les travaux sous la nappe, en zones urbaine et portuaire. Une paroi moulée fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation (cf. article *Parois moulées. Ancrages* [C 252] dans cette rubrique) ;

- les **rideaux de palplanches**, encastres dans le sol de fondation : ce sont des ouvrages de soutènement flexibles, où l'interaction structure-remblai a une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage.

C'est le cas notamment des rideaux des parois moulées et des parois berlinoises. À la différence d'une paroi moulée, une **paroi berlinoise** est réalisée à partir de poteaux placés préalablement dans le sol en place. Au fur et à mesure de l'excavation, on vient placer entre les poteaux des éléments de soutènement soit préfabriqués (poutres, plaques), soit coulés en place, et l'on reprend la poussée des terres par des ancrages précontraints fixés sur les poteaux (figure 2a). Il existe également des techniques d'ouvrages en déblai où la poussée des terres est totalement reprise par des ancrages précontraints. C'est le cas des **murs épinglés** construits par excavations successives de 2 m de hauteur environ, avec coulage d'éléments verticaux en béton armé et mise en place d'ancrages précontraints (figure 2b).

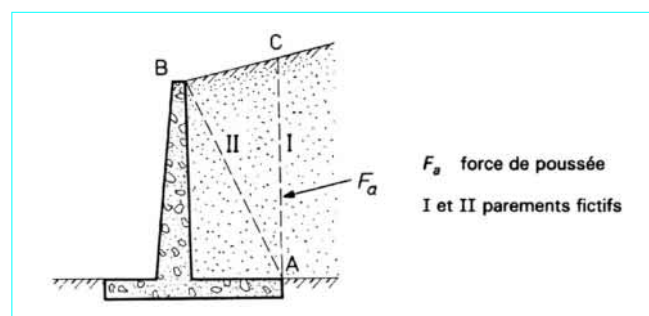
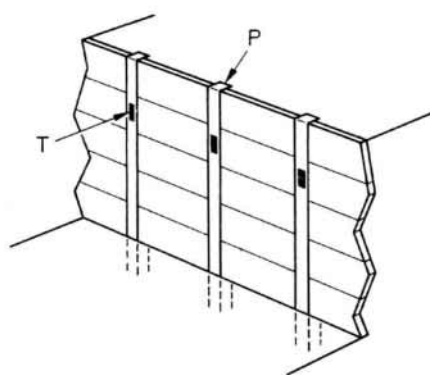


Figure 1 – Mur cantilever en béton armé

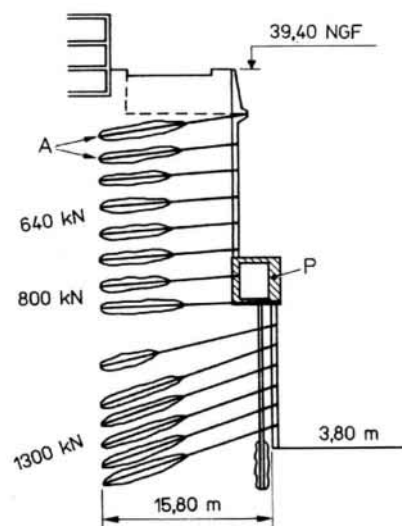
1.3 Cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages

Dans les ouvrages de soutènement en déblai, l'effort de poussée est fréquemment repris en partie ou en totalité par des ancrages.



P poteau
T tête d'ancrage de tirant précontraint

Ⓐ paroi berlinoise



A ancrages précontraints
P poutre
NGF nivellement général de la France

Ⓑ mur épinglé de 35 m de hauteur construit à Monaco

Figure 2 – Murs partiellement ou totalement ancrés

2. Dimensionnement des ouvrages de soutènement

Dimensionner un ouvrage de soutènement consiste à déterminer ses éléments géométriques et ses éléments structuraux pour qu'il soit stable sous l'action des forces qui lui sont appliquées et notamment de la poussée des terres qu'il retient.

La plupart des méthodes de dimensionnement reposent sur des calculs à la rupture avec la prise en compte de coefficients de sécurité. Dans le cas des parois souples ou semi-flexibles ancrées, telles que les rideaux de palplanches et les parois moulées, il est courant de dimensionner l'ouvrage par un calcul en déformation à partir de la méthode au module de réaction qui consiste à assimiler la paroi retenant le sol à une poutre sur un appui élasto-plastique continu.

2.1 Modes de rupture des ouvrages de soutènement

Cinq modes de rupture, illustrés à la figure 3 peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement :

- le glissement de l'ouvrage sur sa base (figure 3a) ;
- le renversement de l'ouvrage (figure 3b) ;
- le poinçonnement du sol de fondation (figure 3c) ;
- le grand glissement englobant l'ouvrage (figure 3d) ;
- la rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (figure 3e).

Les quatre premiers types de rupture sont relatifs à l'instabilité externe de l'ouvrage, la rupture des éléments structuraux constituant l'instabilité interne.

Les parois de soutènement (rideaux de palplanches, parois moulées) ont une instabilité externe limitée aux ruptures par renversement et par glissement. Par contre, on rencontre dans ce type d'ouvrage une rupture par renard hydraulique lorsqu'existe une dénivellation de nappe de part et d'autre de la paroi (cf. article *Ouvrages de soutènement. Poussée et butée* [C 242]).

L'étude de la stabilité externe d'un ouvrage de soutènement fait appel à des concepts et à des méthodes de calcul qui sont communs à l'ensemble des ouvrages. Nous ne les détaillerons que dans le cas des murs en béton ou en maçonnerie.

Par contre, l'étude de la stabilité interne est assez spécifique à chaque type d'ouvrage. Nous l'expliquerons systématiquement, sauf dans le cas des murs poids en béton ou en maçonnerie où cette étude relève des calculs classiques de béton.

2.2 Résistance au cisaillement du sol et frottement sol-mur

2.2.1 Paramètres de résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement du sol est l'un des paramètres les plus importants dans l'étude de la stabilité d'un ouvrage de soutènement. En dehors des sols pulvérulents où seul intervient l'angle de frottement interne φ , les sols comportant une partie notable de fines ont une résistance au cisaillement dépendant à la fois de leur état de saturation et de la rapidité de la sollicitation de cisaillement. Pour un sol fin saturé, la résistance à court terme est caractérisée par la seule cohésion non drainée c_u , l'angle de frottement étant alors nul ($\varphi_u = 0$). Par contre, la résistance effective ou à long terme

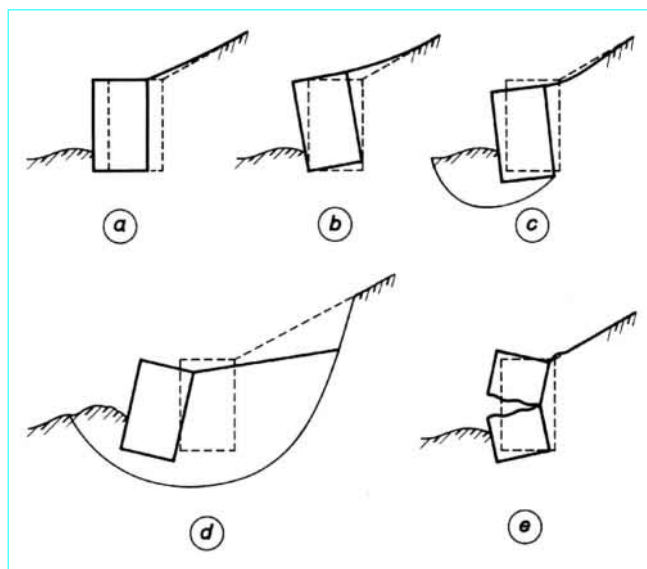


Figure 3 – Modes de rupture des ouvrages de soutènement

est caractérisée par deux paramètres : c' la cohésion effective et φ' l'angle de frottement interne effectif (cf. article *Résistance au cisaillement* [C 216] dans cette rubrique).

Pour le calcul des efforts de poussée ou de butée d'un sol **non saturé** on prendra généralement la résistance effective (c' , φ') mesurée sur le sol saturé.

Dans le cas d'un **sol fin saturé** (limon, argile), il sera parfois nécessaire de faire deux calculs, l'un à court terme correspondant aux conditions juste après la construction, l'autre à long terme correspondant aux conditions dans lesquelles les surpressions interstitielles se sont dissipées, soit quelques semaines à quelques mois après la construction. C'est le cas des parois exécutées dans le sol en place avec excavation. Cependant l'expérience montre que c'est le calcul à long terme et en contraintes effectives (c' , φ') qui est le plus défavorable, aussi se contente-t-on souvent de ce seul calcul.

Il convient d'être prudent sur la prise en compte de la cohésion effective c' dans le cas des sols saturés. On la néglige souvent dans le calcul de la poussée considérant qu'elle peut être facilement détruite sous l'effet, notamment, des déplacements de l'ouvrage.

2.2.2 Frottement sol-mur

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.

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.

Tableau 2 – Angle de frottement sol-mur en fonction de l'état de surface du parement

| État de surface du parement | Angle de frottement sol-mur |
|---|-----------------------------------|
| Surfaces très lisses ou lubrifiées | $\delta = 0$ |
| Surface peu rugueuse (béton lisse, béton traité)..... | $\delta = \frac{1}{3} \varphi$ |
| Surface rugueuse (béton, béton projeté, maçonnerie, acier)..... | $\delta = \frac{2}{3} \varphi$ |
| Murs caissons..... | $\delta \geq \frac{2}{3} \varphi$ |
| Parements fictifs inclinés des murs cantilever (figure 1)..... | $\delta = \varphi$ |

2.3 Calcul des efforts de poussée ou de butée

Le calcul des efforts de poussée ou de butée dans les ouvrages de soutènement doit tenir compte des paramètres et des facteurs suivants :

- le poids volumique du sol ;
- la résistance au cisaillement du sol ;
- le frottement entre le sol et l'ouvrage ;
- l'inclinaison de la surface du sol à l'amont et à l'aval de l'ouvrage ;
- les déformations et déplacements relatifs de l'ouvrage par rapport au sol ;
- la présence d'une nappe d'eau ;
- les surcharges à la surface du sol.

Les méthodes permettant de déterminer les forces de poussée et de butée exercées sur un ouvrage de soutènement ont été exposées dans l'article *Ouvrages de soutènement. Poussée et butée* [C 242] de cette rubrique.

Même si l'étude de la stabilité externe des ouvrages de soutènement repose sur des méthodes de calcul à la rupture, la poussée ou la butée calculée tient compte des déformations de service de l'ouvrage.

Ainsi, lorsqu'il n'y a pas possibilité de déplacement d'un mur de soutènement, comme cela est le cas pour les murs latéraux d'un pont cadre, la force de poussée doit être calculée avec le coefficient de pression des terres au repos K_0 et non avec le coefficient de poussée K_a .

D'une façon générale, le calcul de la force de poussée ou de butée doit tenir compte de l'amplitude et de la direction du mouvement relatif de l'ouvrage par rapport au sol. On admet que pour atteindre les états de poussée et de butée limites dans des sables moyennement denses et dans des sols fins normalement consolidés (avec un indice de consistance I_C compris entre 0,75 et 1,00), il faut des mouvements tels qu'indiqués au tableau 3.

Pour des sols granulaires très denses et des sols fins très surconsolidés ($I_C > 1,00$), des mouvements plus faibles sont suffisants pour mobiliser soit la poussée limite, soit la butée limite.

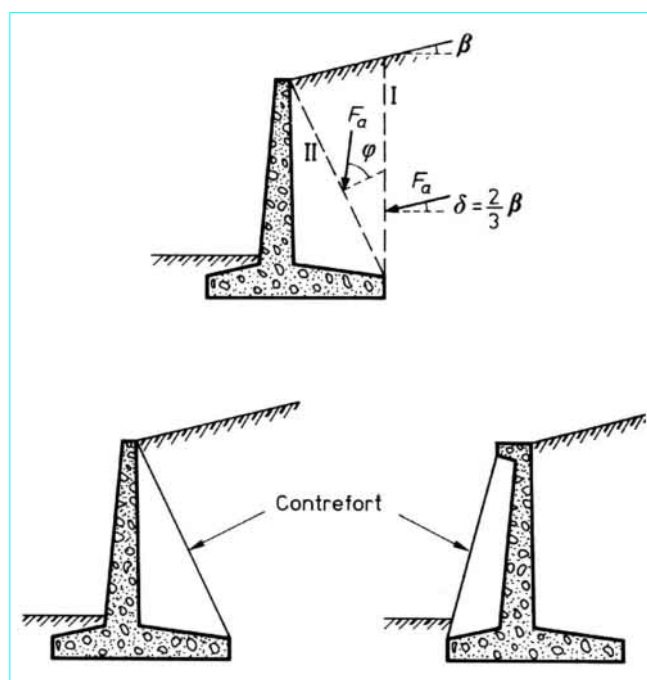
Tableau 3 – Mouvements pour mobiliser la poussée ou la butée limite

| Poussée | | Butée | |
|-------------|--|-------------|---|
| Déplacement | Rotation θ | Déplacement | Rotation θ |
| 0,001 H | $\arctan 0,002$ (rotation autour du pied) | 0,05 D | $\arctan 0,100$ (rotation autour du pied) $\arctan 0,020$ (rotation autour de la tête) |

H : hauteur totale de l'ouvrage, fiche comprise.
D : fiche de l'ouvrage dans le sol de fondation.

3. Dimensionnement des murs poids en maçonnerie ou en béton

On distingue essentiellement les murs-poids et les murs cantilever simples ou avec des contreforts pour augmenter leur résistance structurale (figure 4).

**Figure 4 – Murs cantilever en béton armé, simple et avec contreforts**

Dimensionner un mur consiste à déterminer sa géométrie et sa structure (ferraillage pour un mur en béton armé) pour qu'il soit stable sous l'action des forces suivantes (figure 5) :

- le poids du mur W
- la force de poussée F_a
- la force de butée à l'aval F_p
- la réaction du sol sous la fondation R

Le dimensionnement comporte les étapes suivantes en ce qui concerne la stabilité externe :

- calcul des efforts de poussée et de butée ;
- sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur ;
- sécurité au renversement ;
- sécurité vis-à-vis d'une rupture du sol de fondation ;
- sécurité vis-à-vis d'un grand glissement englobant le mur.

En premier lieu, il convient de vérifier que les déplacements du mur sont suffisants pour mobiliser la poussée ou la butée (cf. article *Ouvrages de soutènement. Poussée et butée* [C 242]).

La force de poussée doit, par ailleurs, être calculée en fonction des conditions hydrauliques probables les plus défavorables derrière le mur.

Il faut avoir présent à l'esprit qu'un remblai horizontal totalement saturé d'eau pousse environ 2,5 fois plus que le même remblai sec.

Il est donc nécessaire d'éviter toute saturation du remblai et de toujours assurer un bon drainage à l'arrière d'un mur de façon à diminuer, autant que faire se peut, l'effet de l'eau sur la force de poussée exercée.

Parmi les dispositifs de drainage couramment adoptés, on distingue (figure 6) :

- les **barbacanes** qui sont des tubes légèrement inclinés vers l'aval et traversant le mur, ce qui permet à l'eau située derrière le mur d'être évacuée ;
- le **filtre placé à l'arrière du mur**, soit directement contre le parement vertical, soit sur le terrain naturel en pente. Lorsque la pente du talus naturel est plus faible que $\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right)$, où φ' est

l'angle de frottement interne du sol, la mise en place d'un filtre sur ce talus empêche le coin de Coulomb d'intercepter la nappe et élimine complètement son effet sur la poussée exercée sur le mur.

Lorsque la géométrie du parement du mur, du côté du remblai, est complexe, on utilise pour évaluer la force de poussée un parement fictif qui englobe une partie du remblai (figures 1, 4 et 7).

3.1 Sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur

Le coefficient de sécurité F_G vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur est défini comme le rapport de la force résistante de cisaillement à la composante tangentielle de la réaction exercée sur la base.

Si R est cette force de réaction, T et N ses composantes suivant la base du mur et la normale (figure 8), $\tan \delta$ le coefficient de frottement entre le sol de fondation et la base du mur, le coefficient de sécurité vis-à-vis d'un glissement a pour expression :

$$F_G = \frac{N}{T} \tan \delta$$

En règle générale, on ne tient pas compte, dans la détermination de la force R , de la butée des terres qui s'exerce sur la partie frontale du mur.

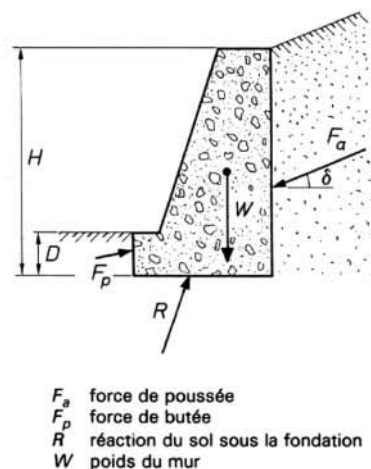


Figure 5 – Forces s'exerçant sur un mur-poids

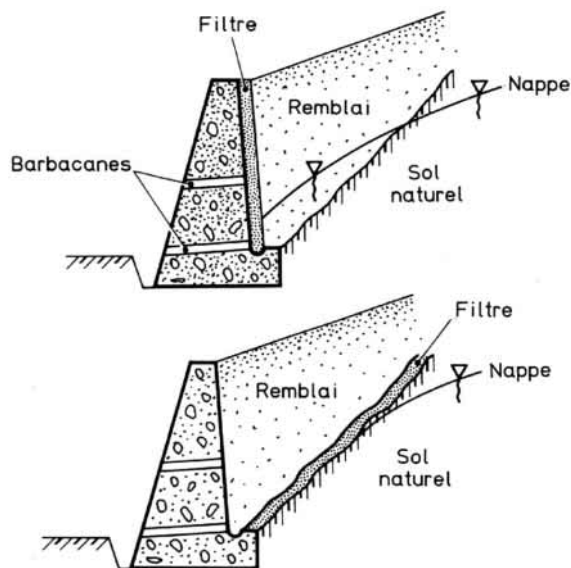


Figure 6 – Dispositifs de drainage derrière un mur

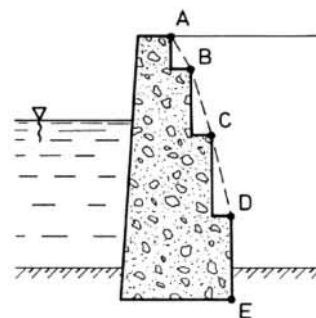


Figure 7 – Parement fictif utilisé pour la détermination de l'effort de poussée sur un mur poids

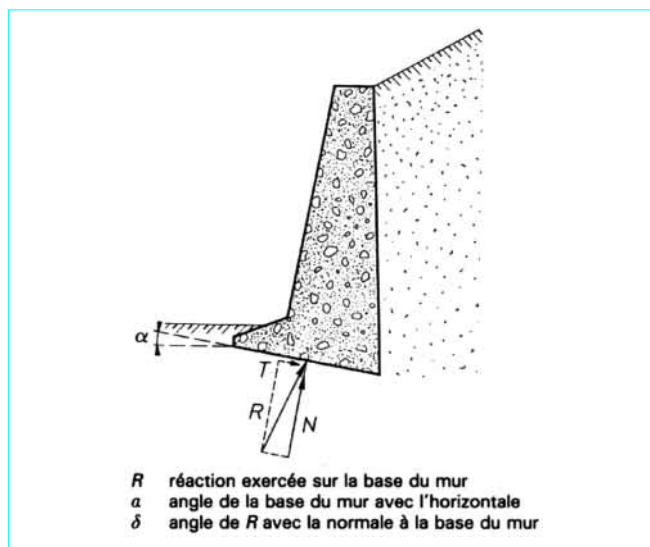


Figure 8 – Sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur

Pour un contact sol-béton, on admet que le frottement sol-mur sur la base a la même valeur qu'au parement :

$$\delta = \frac{2}{3} \varphi$$

avec φ angle de frottement interne du sol.

Le coefficient de sécurité F_G doit être supérieur ou égal à 1,5.

3.2 Sécurité au renversement

La sécurité au renversement d'un mur traduit son équilibre statique par rapport au moment des forces exercées. Le coefficient de sécurité est calculé en considérant l'équilibre limite, généralement lorsque le mur se renverse autour de son arête extérieure.

Au-dessus de la base, le mur est sollicité par deux types de forces (figure 9) :

- des forces qui tendent à renverser le mur autour de son arête extérieure ; principalement la force de poussée ;
- des forces qui tendent à stabiliser le mur autour de cette arête ; principalement le poids du mur.

Si M_1 et M_2 sont les moments de ces forces autour de l'arête extérieure, on définit le coefficient de sécurité au renversement F_R par le rapport de ces deux moments :

$$F_R = \frac{M_2}{M_1} = \frac{W d_1}{F_a d_2}$$

La valeur de F_R doit être supérieure ou égale à 1,5.

On utilise aussi parfois la **règle du tiers central**, qui consiste à s'assurer que la réaction R sur la base passe dans le tiers central de la semelle de fondation (figure 10). Cette règle équivaut à ce que, dans une distribution linéaire des contraintes verticales sous la semelle, aucune zone de cette semelle ne soit décomprimée.

Vis-à-vis de la sécurité au renversement, la règle du tiers central est plus sévère que la méthode du rapport des moments ; elle correspond à une valeur de F_R supérieure à 2 et voisine de 3 selon les cas. Lorsque le mur est fondé sur un terrain résistant, on peut admettre que la réaction sur la base soit en dehors du tiers central.

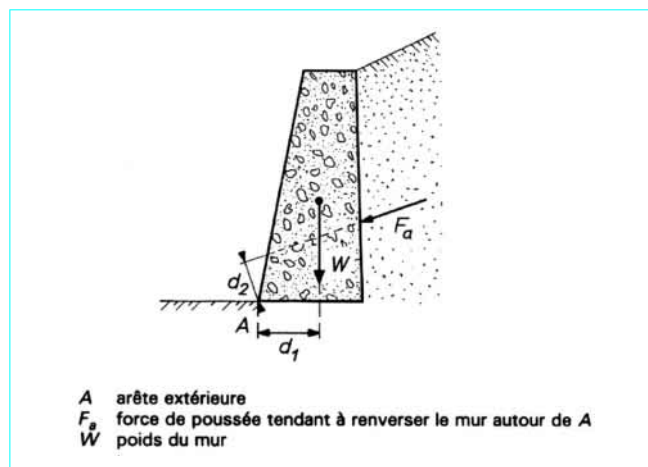


Figure 9 – Sécurité au renversement

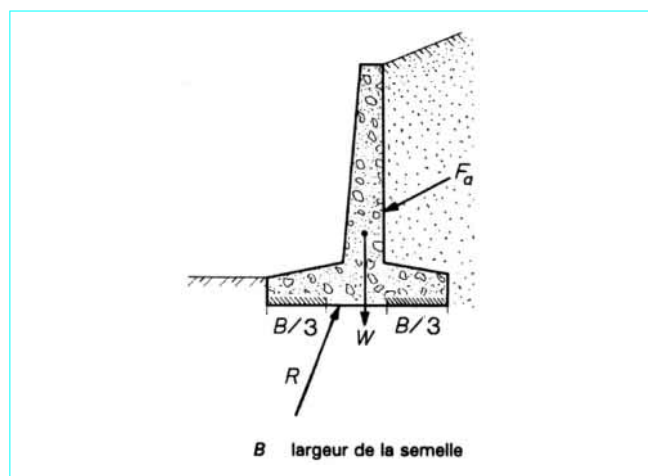


Figure 10 – Règle du tiers central pour le calcul de la sécurité au renversement

3.3 Sécurité vis-à-vis d'une rupture du sol de fondation

La sécurité vis-à-vis d'une rupture du sol de fondation (figure 11) est obtenue par l'adoption d'un coefficient de sécurité égal à 3 sur la capacité portante du sol de fondation relative à une charge excentrée et inclinée.

L'étude de la capacité portante q repose soit sur des essais de laboratoire, soit sur des essais en place (cf. articles *Fondations superficielles* [C 246] et *Fondations profondes* [C 248]).

Pour tenir compte de l'excentrement e de la charge, on peut utiliser fréquemment la **formule de Meyerhof** qui consiste à calculer la force portante sur la largeur réduite $B - 2e$ de la semelle.

■ Méthode basée sur les essais en laboratoire

$$q = (B - 2e) q_a$$

avec
$$q_a = q_0 + \frac{1}{3} \left[c N_c + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + q_0 (N_q - 1) \right]$$

où γ est le poids volumique du sol.

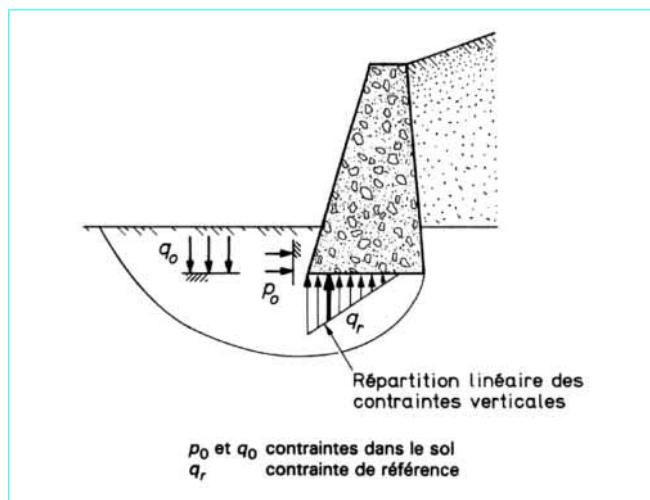


Figure 11 – Surface de rupture du sol de fondation

Les coefficients N_q , N_c et N_γ dépendent de l'angle de frottement interne φ et de l'inclinaison de la charge (article *Fondations superficielles* [C 246] dans cette rubrique).

■ **Méthode basée sur les essais en place** (par exemple, la méthode pressiométrique)

La force portante est :

$$q = (B - 2e) q_a$$

avec

$$q_a = q_0 + \frac{k_p}{3} (p_\ell - p_0)$$

où p_ℓ est la pression limite déterminée au pressiomètre,

p_0 et q_0 contraintes initiales dans le sol,

q_a pression admissible.

Le facteur de portance k_p dépend à la fois de la géométrie de la fondation et de la nature du sol.

La force portante Q du sol de fondation doit être supérieure ou égale à la composante verticale R_v de la réaction sur la base.

Lorsque la fondation du mur est placée en tête de talus, la portance doit être calculée en apportant des facteurs de correction pour la géométrie du terrain [1]. On peut obtenir une première approximation en considérant des plans de rupture recoupant la surface du talus (figure 12).

De façon plus courante maintenant, on compare la capacité portante q_a , précédemment calculée, à la contrainte de référence q_r , qui est la contrainte verticale existant aux trois quarts de la largeur comprimée dans l'hypothèse d'une répartition linéaire des contraintes verticales à la base du mur (figure 11).

3.4 Sécurité au grand glissement

Il y a rupture du mur par grand glissement lorsque la partie du massif de sol qui glisse englobe le mur, la surface de rupture passant alors à l'arrière du mur (figure 13).

Le coefficient de sécurité correspondant est défini comme le rapport du moment des forces motrices (forces de pesanteur) au moment des forces résistantes mobilisables le long de la surface de rupture.

On utilise, en général, des surfaces de rupture cylindriques, à section circulaire, et l'on détermine par un calcul systématique, le plus souvent fait à l'ordinateur, la valeur minimale du coefficient de sécurité et la position du cercle du rupture correspondant.

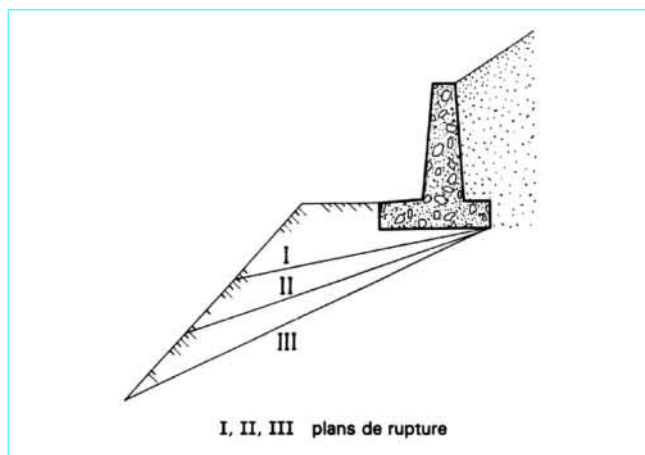


Figure 12 – Plans de rupture pour le calcul de la portance

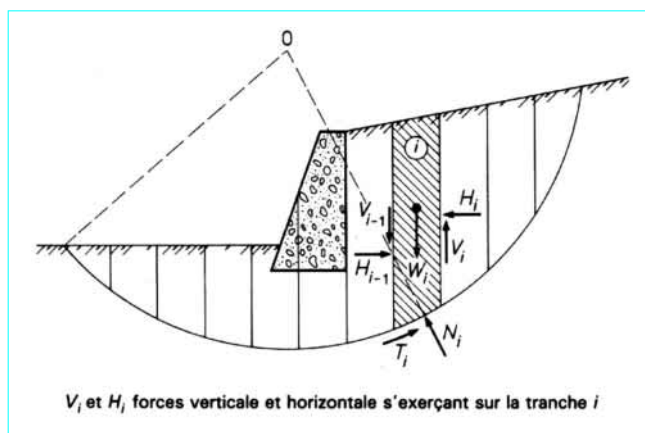


Figure 13 – Rupture par grand glissement

La méthode la plus fréquemment utilisée est la **méthode des tranches de Bishop** (cf. article *Stabilité des pentes* [C 254] dans cette rubrique).

La valeur du coefficient de sécurité doit être supérieure ou égale à 1,5.

4. Murs en Terre Armée et murs à ancrages multiples

La Terre Armée est un matériau résultant de l'association d'un sol de remblai et d'armatures métalliques sous forme de bandes, généralement en acier galvanisé.

Lorsque le massif de Terre Armée est sollicité, les armatures, par le biais du frottement, se mettent en traction et apportent au sol une cohésion anisotrope. Les principaux avantages de ce matériau sont d'être souple et déformable, donc peu sensible aux tassements du sol de fondation, et économique. Les ouvrages réalisés avec ce matériau sont de trois types : murs de soutènement, culées de pont et radiers de fondation.

La figure 14 montre la disposition des armatures dans un mur en Terre Armée.

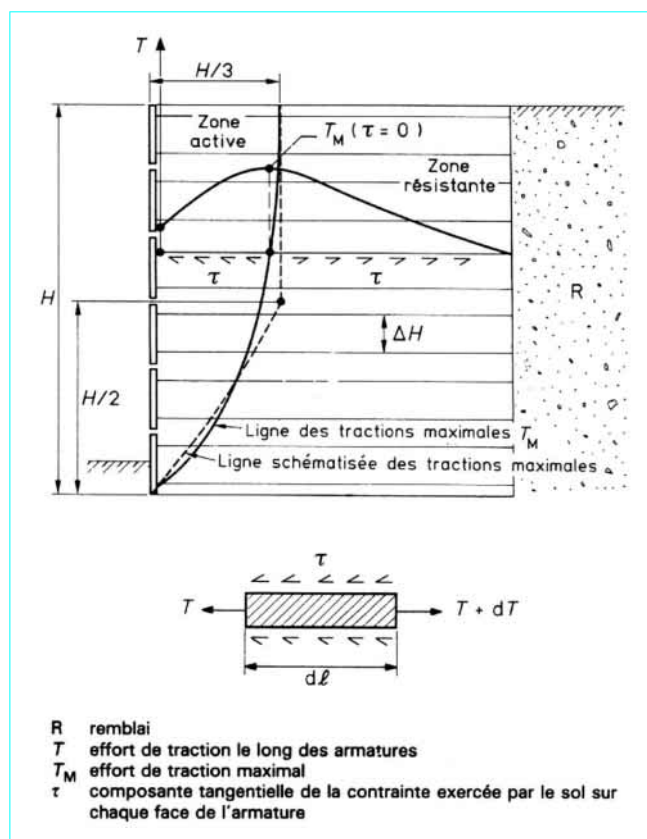
On donne ci-après quelques indications sur le dimensionnement interne.

Des expérimentations sur ouvrages réels et des modélisations numériques ont permis d'expliquer le mécanisme de fonctionnement d'un massif en Terre Armée, en précisant la répartition des efforts de traction le long des armatures. La figure 15 schématise cette répartition.

- la composante tangentielle de la contrainte exercée par le sol sur chaque face de l'armature étant égale à :

$$\tau = \frac{dT}{d\ell} \frac{1}{2b}$$

- avec b largeur de l'armature,
 ℓ abscisse sur l'armature,
 T effort de traction dans l'armature,



Le phénomène essentiel dans la Terre Armée est le frottement entre le sol et l'armature. Celui-ci doit avoir une valeur suffisante, ce qui impose l'utilisation d'un remblai frottant (c'est-à-dire ne contenant pas plus de 15 % en poids d'éléments inférieurs à 15 μ m).

- la rupture par cassure des armatures ;
- la rupture par manque de frottement dans la zone résistante, dite rupture par défaut d'adhérence.

On écrit d'une part que la traction maximale T_M est inférieure ou égale à la résistance en traction de l'armature, d'autre part qu'elle est inférieure ou égale à la résistance au frottement de l'armature dans la zone résistante, soit :

$$T_M \leq \frac{1}{F_1} \cdot \sigma_r \cdot b \cdot e \quad (1)$$

$$T_M \leq \frac{1}{F_2} \int_0^{\ell_a} \mu^* \sigma_v(x) \cdot 2b \, dx \quad (2)$$

avec F_1 et F_2 coefficients de sécurité,
 σ_r contrainte de résistance en traction de l'armature,
 b et e largeur et épaisseur de l'armature,
 ℓ_a longueur de l'armature dans la zone résistante,
 σ_v contrainte verticale de pression des terres,
 μ^* coefficient de frottement apparent entre le sol et l'armature.

La traction maximale T_M dans chaque armature est calculée à partir de la contrainte verticale $\sigma_v(z)$ s'exerçant à la profondeur z par la formule :

$$T_M = \frac{1}{n} K \sigma_v \Delta H$$

avec n nombre d'armatures par mètre linéaire dans le lit d'armatures considéré,
 ΔH espacement constant entre deux lits d'armatures,
 K coefficient semi-expérimental variant de K_0 en tête des murs jusqu'à K_a dans le bas comme indiqué à la figure 16a.

La contrainte verticale σ_v est calculée en tenant compte de la force de poussée exercée à l'arrière du mur en Terre Armée. C'est la répartition de Meyerhof qui est la plus fréquemment utilisée.

Le coefficient de frottement apparent μ^* est sensiblement différent du coefficient de frottement réel μ dont la valeur maximale est $\tan \varphi$. Il intègre en effet l'aspect tridimensionnel du frottement sol-armature et le fait que la contrainte normale σ qui s'exerce sur l'armature peut varier fortement avec l'augmentation de la contrainte de cisaillement. Il en résulte que le coefficient μ^* diminue généralement avec la profondeur et, dans le cas des armatures nervurées classiquement utilisées dans la technique de la Terre Armée, cette variation est présentée à la figure 16b.

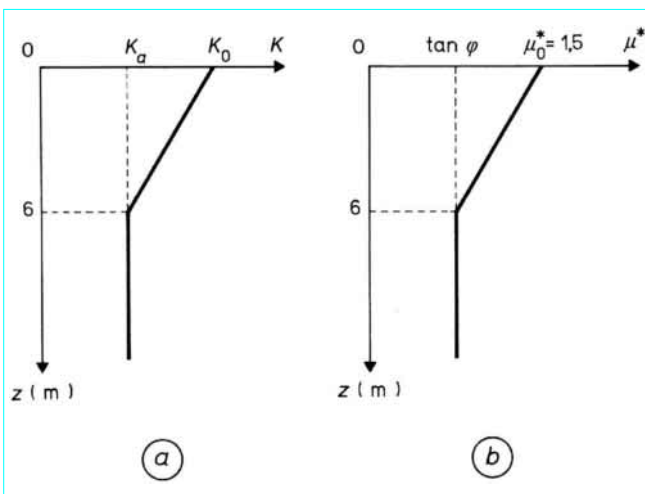


Figure 16 - Variation, en fonction de la profondeur, du coefficient K et du coefficient de frottement apparent μ^*

Le coefficient de sécurité F_1 vis-à-vis de la rupture des armatures est implicitement déterminé en faisant travailler l'acier à sa limite élastique. On adopte, par ailleurs, vis-à-vis de la rupture par défaut d'adhérence un coefficient de sécurité égal à 2.

4.3 Avantages et limitations de la Terre Armée

Les avantages de la technique de la Terre Armée sont les suivantes :

- rapidité d'exécution ;
- murs souples pouvant supporter sans dommage des tassements différentiels importants ;
- construction ne nécessitant qu'un matériel très léger ;
- coût compétitif.

La principale limitation à l'utilisation de cette technique est la qualité du remblai, qui doit être frottant.

4.4 Clouage et murs à ancrages multiples

La technique du clouage consiste à réaliser un mur de soutènement d'excavation en utilisant le sol en place et en y incluant au fur et à mesure du terrassement, des barres passives subhorizontales travaillant essentiellement à la traction, comme les armatures de Terre Armée. Ces barres peuvent être soit battues, soit scellées au coulis de ciment dans des forages. Le parement, vertical ou incliné, est généralement constitué d'un béton projeté armé dont le rôle local est de retenir la terre entre les barres. On appelle les barres des **clous** et l'ouvrage de soutènement ainsi obtenu un **mur en sol cloué**. La figure 17 montre la coupe d'un mur en sol cloué de 16 m de hauteur.

La construction d'un mur en sol cloué se fait par phases successives comme l'indique la figure 18. Il y a tout d'abord la phase de terrassement ou d'excavation que l'on exécute sur 1 à 2 m de profondeur, ce qui requiert l'existence d'une légère cohésion à court terme dans le sol (dans le cas du sable de Fontainebleau, une cohésion de 5 kPa est suffisante pour assurer la stabilité de phases d'excavation de 1 m de hauteur). Puis l'on procède à la mise en place des clous comme indiqué précédemment. Ensuite on réalise le parement, lequel est souvent un béton projeté, armé par un treillis soudé. On recommence alors une phase de terrassement et ainsi de suite.

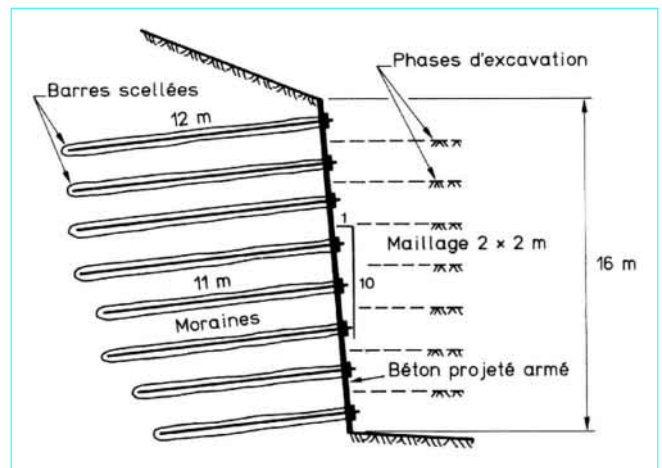


Figure 17 - Mur de soutènement en sol cloué

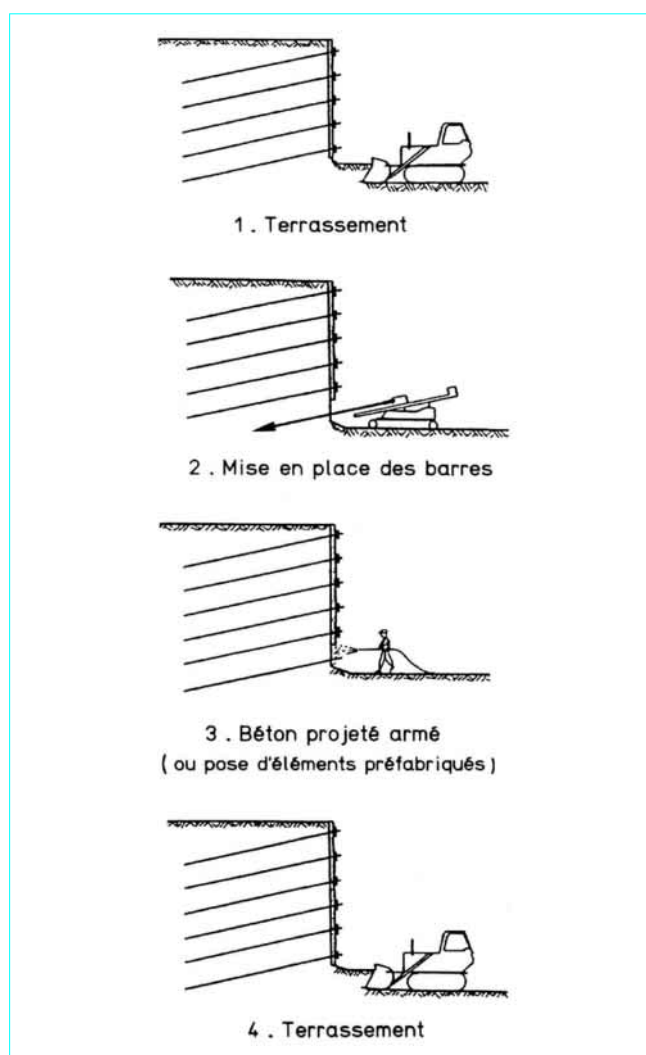


Figure 18 – Phases d'exécution d'un mur en sol cloué

Compétitivité et rapidité d'exécution sont les deux avantages principaux du clouage. Cette technique ne peut être utilisée que hors nappe et requiert à la fois une légère cohésion à court terme et une bonne valeur du frottement interne du sol en place considéré.

Le mode de fonctionnement d'un mur en sol cloué est assez similaire à celui d'un mur en Terre Armée avec des contraintes de cisaillement le long des barres permettant de séparer une zone active proche du parement et une zone résistante à l'arrière.

Le calcul de ces ouvrages se fait par des méthodes de calcul à la rupture à l'aide de logiciels utilisant la méthode des tranches et analysant la stabilité vis-à-vis de surfaces de rupture potentielles. La figure 19 montre le calcul d'un ouvrage en sol cloué réalisé à

l'aide du programme Talren [10]. On fait généralement travailler les barres à une contrainte ne dépassant pas la limite élastique, et l'on prend vis-à-vis du frottement sol-clou et de la résistance au cisaillement du sol un coefficient de sécurité de 1,5.

Les **murs à ancrages multiples**, construits en remblai ou en déblai se différencient de la Terre Armée et du clouage en ce sens que l'interaction entre le sol et le tirant d'ancrage est localisée à l'extrémité libre du tirant, dans la zone de l'ancrage généralement constitué soit d'un corps mort (ouvrage en remblai), soit d'un bulbe de scellement au coulis injecté (ouvrage en déblai). Le dimensionnement des murs à ancrages multiples se fait par des méthodes de calcul à la rupture et de logiciels comme le programme Talren.

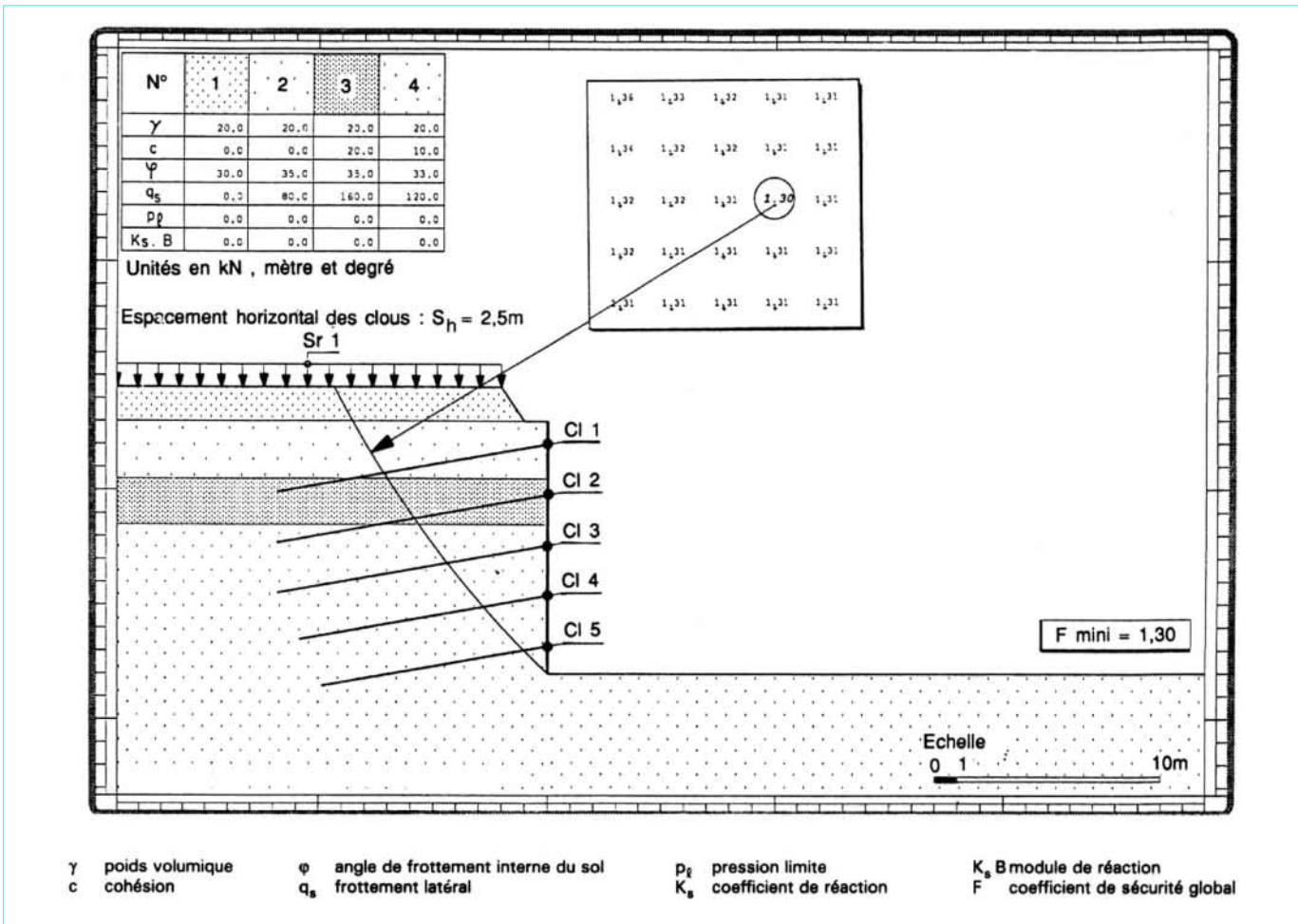


Figure 19 – Étude de stabilité. Programme Talren (doc. Terrasol)

5. Murs caissons et batardeaux cellulaires

Les murs caissons sont constitués par un assemblage d'éléments structuraux préfabriqués en béton armé ou en acier (figure 20), formant une série de cellules sans fond et remplies de terre appelées **caissons**. Ce type de mur est très ancien et a été utilisé pendant des siècles dans les Alpes autrichiennes avec des éléments en bois (troncs d'arbre).

Compétitivité, rapidité et facilité d'exécution sont les principaux avantages de ces murs caissons. Ils sont, par contre, limités en hauteur à cause de leur élancement et l'un des facteurs les plus importants reste leurs déplacements latéraux. À titre d'exemple, un mur caisson vertical à éléments préfabriqués en béton subit un déplacement latéral maximal, situé à mi-hauteur du mur, égal à 2 % de la hauteur totale lorsque le mur est construit en même temps que le remblai et à 5 % de la hauteur totale lorsque le remblai est placé une fois le mur construit. Une inclinaison du mur à 1/10 (verticale/horizontale) divise ces déplacements par 2.

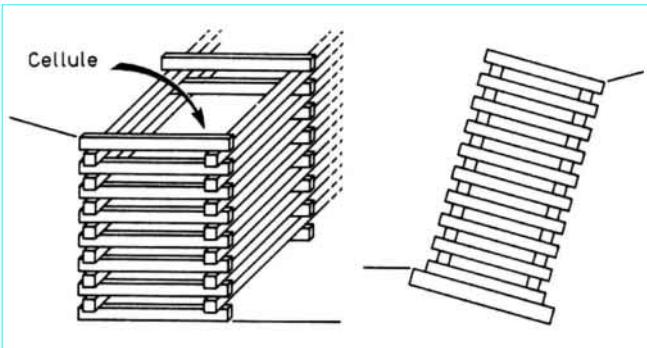


Figure 20 – Murs caissons avec éléments préfabriqués en béton armé

Parmi les ouvrages de soutènement cellulaires, les batardeaux de palplanches métalliques représentent un type très fréquemment utilisé pour construire, en site aquatique, des enceintes étanches, à l'intérieur desquelles les ouvrages projetés (écluse, usine hydro-électrique, etc.) sont réalisés en totalité ou en partie.

Ils sont également utilisés pour la réalisation, en site aquatique, de structures définitives telles que des murs de quai par exemple.

Les cellules sont construites à partir de palplanches métalliques, et remplies d'un sol frottant, généralement du sable. Leurs formes sont variées, et elles sont juxtaposées pour constituer le massif de soutènement proprement dit (figure 21).

Les palplanches métalliques sont battues et enfilées les unes dans les autres par l'intermédiaire de joints appelés *serrures*, qui permettent une certaine mobilité des éléments les uns par rapport aux autres. L'enveloppe extérieure des cellules est donc flexible. Les palplanches de profil plat sont en général limitées en longueur à 25 ou 30 m (figure 22).

Les cellules sont fondées de préférence dans un sol résistant. Lorsque les cellules sont hautes, on construit, chaque fois que possible, une risberme du côté où elles ne sont pas chargées, afin d'améliorer la stabilité du batardeau (figure 23).

Le dimensionnement des batardeaux cellulaires est encore essentiellement empirique. La méthode la plus couramment utilisée est celle de Terzaghi [3], qui distingue les batardeaux fondés sur le rocher et ceux fondés dans le sable.

5.1 Dimensionnement des murs caissons

Le dimensionnement d'un mur caisson se fait en considérant que le mur se comporte comme un monolithe pour l'étude de la stabilité externe et en utilisant la théorie des silos (cf. article *Ouvrages de soutènement. Poussée et butée* [C 242] de cette rubrique pour l'étude de la stabilité interne).

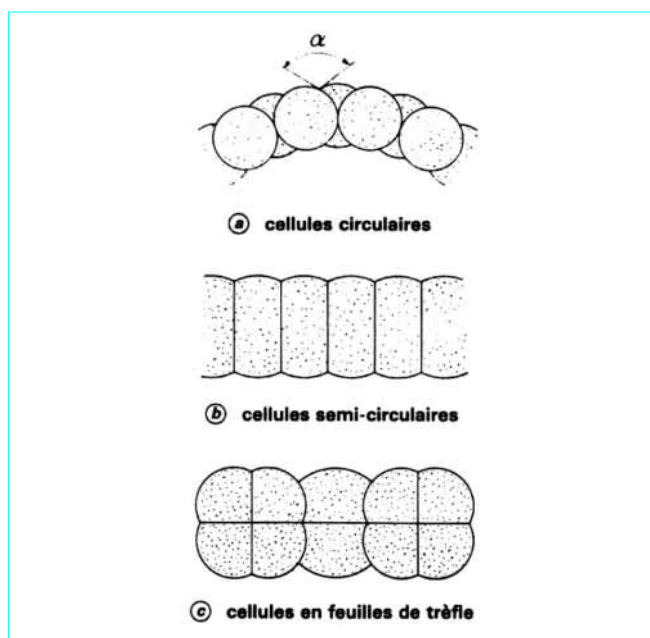


Figure 21 – Types classiques de cellules dans les batardeaux de palplanches

Pour la **stabilité externe**, l'excentricité de la résultante ne doit pas excéder $b/6$ dans toute section du mur, si b est la largeur du mur. Par ailleurs, la force de poussée sur le mur est généralement calculée avec un angle de frottement $\delta \approx 0,8 \varphi$ et il convient de considérer des surfaces potentielles de rupture passant à l'intérieur du mur caisson que l'on ne peut pas, malgré tout, considérer complètement comme un monolithe.

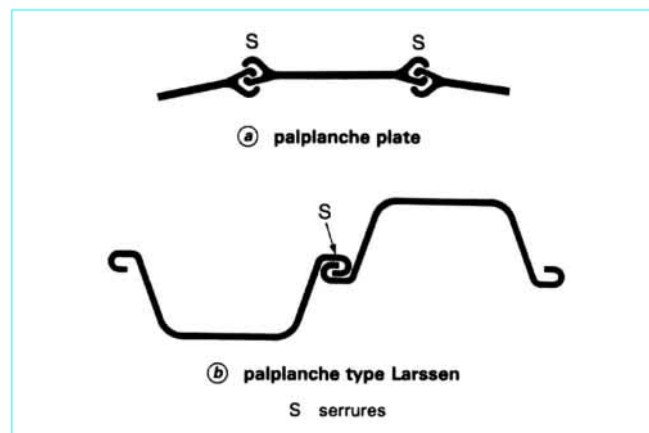


Figure 22 – Exemples de palplanches

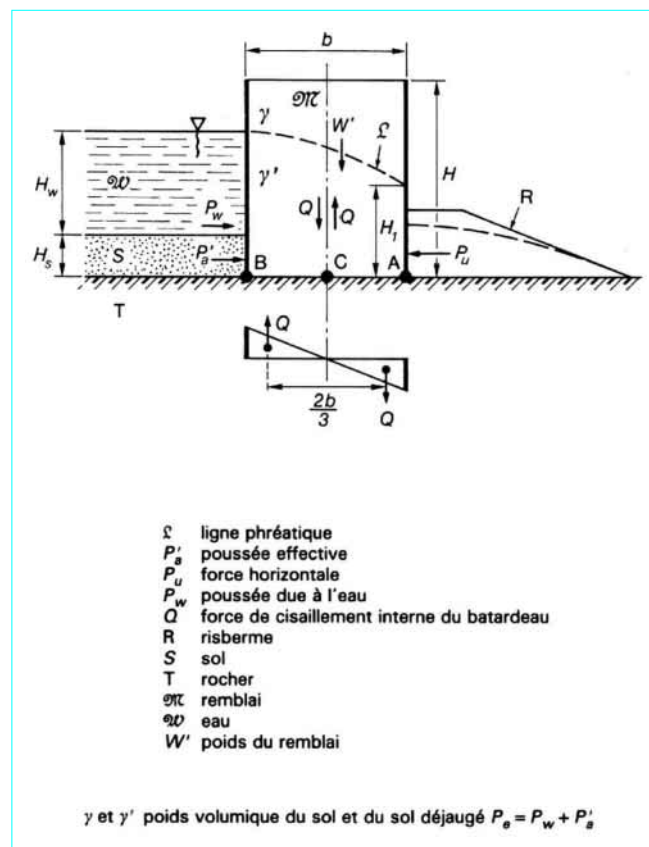


Figure 23 – Batardeau

Pour l'étude de la **stabilité interne**, de nombreuses expérimentations, tant sur modèles que sur ouvrages réels, ont montré que les contraintes dans le sol des cellules étaient à l'état au repos K_0 et que l'angle δ_s de frottement entre les parois des caissons et le remblai était voisin de :

$$\delta_s \approx 2/3 \varphi$$

La théorie des silos donne alors (figure 24) :

$$\begin{cases} \sigma_v(z) = \gamma z_0 [1 - e^{-z/z_0}] \\ \sigma_h(z) = K_0 \sigma_v(z) \\ \tau(z) = \tan \delta_s \sigma_h(z) \end{cases}$$

avec

$$z_0 = \frac{A}{P} \cdot \frac{1}{K_0 \tan \delta_s}$$

Ces expressions permettent de dimensionner les éléments structuraux préfabriqués longitudinaux et transversaux.

Il convient cependant de remarquer que l'état des contraintes dans les cellules est très dépendant du déplacement relatif vertical entre le remblai et les parois. Ainsi, si le mur caisson repose sur un sol compressible sans interposition d'une semelle de fondation, la contrainte verticale peut dépasser γz par suite d'un frottement inversé ($-\delta_s$). Il convient, par ailleurs, de ne pas utiliser de sol de remblai très argileux qui, sous l'effet d'imbibitions, peut fortement tasser à l'inférieur des cellules, conduisant à des reports d'efforts très importants sur les parois par mobilisation de la cohésion c . La formule précédente de la contrainte verticale devient en effet dans ce cas :

$$\sigma_v(z) = \left(\gamma - c \frac{P}{A} \right) z_0 (1 - e^{-z/z_0})$$

conduisant à un report complet sur les parois si $c = \gamma \frac{A}{P}$.

5.2 Dimensionnement des batardeaux cellulaires fondés sur le rocher

En supposant que le batardeau constitue une structure rigide résistant par son poids, il faut vérifier sa stabilité vis-à-vis des modes de rupture suivants :

- glissement sur la base ;
- renversement ;
- tractions excessives dans les serrures ;
- désorganisation interne.

Dans la géométrie du batardeau, on considère la largeur équivalente b , ou largeur moyenne, et la longueur de la cellule L .

Dans les calculs, la cellule est remplacée par une cellule équivalente rectangulaire, de dimensions respectives b et L .

5.2.1 Glissement sur la base

Le coefficient de sécurité F_G vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur est défini comme le rapport des forces résistantes aux forces motrices, soit par l'expression :

$$F_G = \frac{W' \tan \delta}{P_e - P_u}$$

avec P_e force horizontale totale par unité de longueur agissant sur la partie chargée du batardeau ($P_e = P_w + P'_a$, cf. figure 23),

P_u force horizontale par unité de longueur s'exerçant sur la partie non chargée du batardeau,

W' poids effectif du remblai dans la cellule par unité de longueur, c'est-à-dire somme du poids total du remblai au-dessus de la ligne phréatique et du poids déjaugé au-dessous de celle-ci,

$\tan \delta$ coefficient de frottement entre le rocher de fondation et le batardeau. On prend en général $\tan \delta = \tan \varphi'$ (φ' étant l'angle de frottement interne du remblai à l'intérieur de la cellule) ou plus simplement $\tan \delta = 0,5$.

La valeur du coefficient de sécurité F_G doit être comprise entre 1,25 et 1,5.

5.2.2 Renversement

La rupture par renversement est peu probable car elle serait toujours précédée d'une désorganisation des cellules due, par exemple, à un échappement du matériau de remblai dans une zone soulevée. Pour éviter une telle désorganisation, on s'assure que les contraintes calculées à la base du batardeau ne deviennent jamais négatives, en faisant l'hypothèse que la structure reste rigide.

Cette condition correspond à une valeur du coefficient de sécurité au renversement F_R comprise entre 3 et 3,5. Ce coefficient est défini par :

$$F_R = \frac{M_2}{M_1}$$

avec M_2 moment par rapport au point A des forces résistantes (\vec{W}'),

M_1 moment par rapport au point A des forces motrices (P_w et P'_a) (figure 23).

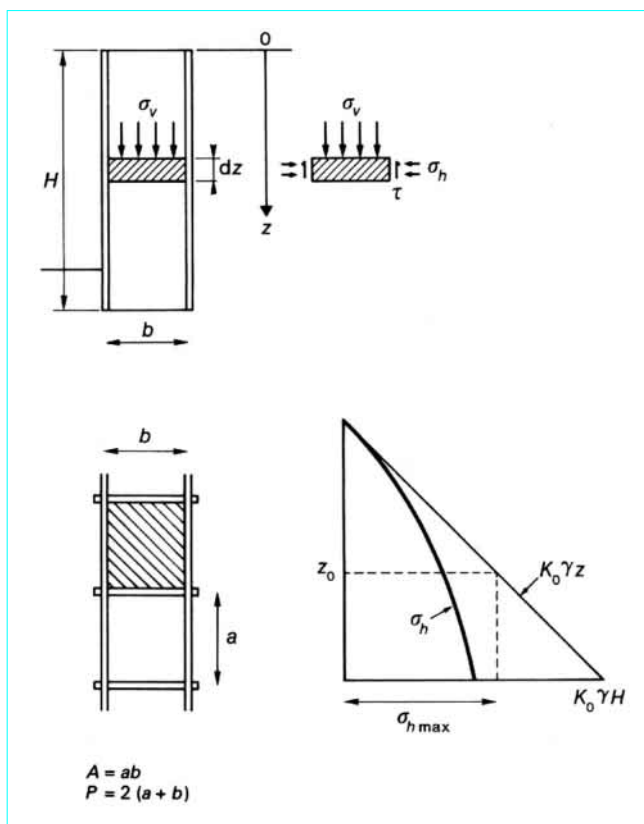


Figure 24 – Dimensionnement interne d'un mur caisson

5.2.3 Traction excessive dans les serrures

Le coefficient de sécurité F_T vis-à-vis d'un arrachement des serrures par traction excessive est défini comme le rapport de la contrainte de rupture σ_r à la contrainte maximale σ_M s'exerçant dans les différentes serrures :

$$F_T = \frac{\sigma_r}{\sigma_M}$$

Si p est la pression horizontale exercée par le matériau de remblai sur l'enveloppe de la cellule, la traction σ_M dans les serrures, en un point où le rayon de courbure de l'enveloppe est R , a pour expression :

$$\sigma_M = pR$$

En se rapportant à la cellule fictive rectangulaire de largeur b et de longueur L , on écrit plutôt :

$$\sigma_M = pL$$

L'effort de traction maximal dans les cellules est lié aux différentes phases de la vie du batardeau. Les conditions sont critiques, d'une part, au moment du remplissage des cellules et, d'autre part, lorsqu'il y a la plus grande différence de charge entre la partie chargée et la partie non chargée du batardeau.

Compte tenu d'un certain encastrement des palplanches dans le rocher de fondation, la traction maximale t est calculée au quart de la hauteur H de la cellule à partir de la base.

La pression horizontale p est calculée à partir d'un coefficient K de pression horizontale des terres, de telle sorte que, sur la partie non chargée du batardeau :

$$\sigma_M = \left\{ K \left[\gamma(H - H_1) + \gamma' \left(H_1 - \frac{H}{4} \right) \right] + \gamma_w \left(H_1 - \frac{H}{4} \right) \right\} L \quad (3)$$

avec les notations de la figure 23, γ , γ' et γ_w étant respectivement les poids volumiques du sol, du sol déjaugé et de l'eau.

Les valeurs recommandées du coefficient K sont les suivantes :

- pendant le remplissage des cellules $K = 0,4$
- sur la face non chargée du batardeau $K = 0,4$
- sur la face chargée du batardeau $K = 0,7$ à 1

Les valeurs du coefficient de sécurité F_T , calculées sur la face non chargée du batardeau, doivent être comprises entre 1,75 et 2.

La rupture de la cellule par désagrafage des serrures est la cause la plus fréquente de rupture des batardeaux cellulaires en palplanches.

5.2.4 Désorganisation interne

Contrairement à ce que l'on a supposé pour les ouvrages précédents, un batardeau ne se comporte pas comme une structure rigide. Sous l'effet des forces dissymétriques appliquées, il subit des déformations de distorsion. Il importe de vérifier que ces déformations restent limitées ou, en d'autres termes, que la stabilité interne du batardeau est assurée. La méthode consiste à examiner les points suivants :

- cisaillement sur le plan central vertical de la cellule ;
- inclinaison de la cellule par déformation interne ;
- cisaillement au contact entre le remblai et les palplanches.

On détaille ci-après la méthode proposée par Terzaghi [3] pour la sécurité vis-à-vis du cisaillement sur le plan central.

En supposant une distribution linéaire des pressions sur la base, la force de cisaillement Q sur le plan vertical central a pour expression :

$$Q = \frac{3M}{2b}$$

avec M moment par rapport au point C des forces de renversement \vec{P}_w , \vec{P}_a et \vec{P}_u (figure 23).

La force Q est compensée :

— d'une part, par la résistance au cisaillement du sol le long du plan central, soit :

$$P'_c \tan \varphi'$$

avec P'_c force horizontale effective au centre de la cellule,

— d'autre part, par la résistance au cisaillement des serrures des palplanches, soit :

$$(P_d - P_u)f$$

avec P_d force totale horizontale exercée par le remblai sur la face non chargée de la cellule, calculée en utilisant un coefficient K de pression horizontale des terres égal à 0,4,

f coefficient de frottement dans les serrures.

Le coefficient de sécurité vis-à-vis d'une rupture par cisaillement sur le plan central a alors pour expression :

$$F_C = \frac{2}{3} \frac{b}{M} [P'_c \tan \varphi' + (P_d - P_u)f]$$

La valeur de ce coefficient doit être comprise entre 1,25 et 1,5.

5.3 Dimensionnement des batardeaux cellulaires fondés dans le sable

Un batardeau fondé dans le sable doit, bien sûr, remplir les conditions de stabilité décrites précédemment pour le cas d'une fondation sur du rocher. Il faut cependant prendre comme plan de base pour les calculs de stabilité (plan AB de la figure 23) un plan intermédiaire entre la base de la cellule et la surface du sol de fondation du côté non chargé du batardeau.

Deux points particuliers doivent par ailleurs être examinés :

- la fiche des palplanches ;
- les problèmes d'hydraulique.

5.3.1 Fiche des palplanches

La fiche des palplanches doit être suffisante pour empêcher leur pénétration dans le sol de fondation sous l'effet des forces de frottement exercées sur l'enveloppe par le remblai de la cellule.

Le coefficient de sécurité F_p contre cette pénétration est défini comme étant le rapport de la résistance au cisaillement sur les deux côtés de la fiche des palplanches, du côté non chargé du batardeau, à la force de frottement exercée sur l'enveloppe par le remblai du côté non chargé.

On recommande la valeur de 1,5 pour ce coefficient de sécurité.

5.3.2 Hydraulique

Les problèmes posés par l'écoulement de l'eau, sous le batardeau, de la face chargée à la face non chargée se résument essentiellement par le fait que les gradients hydrauliques à la base du batardeau et le long de la fiche des palplanches du côté non chargé doivent être faibles pour prévenir tout risque de renard ou de diminution de la capacité portante du sol.

Ces problèmes se résolvent par la construction du réseau d'écoulement en régime permanent (cf. article. *L'eau dans le sol* [C 212] dans cette rubrique). La figure 25 montre un tel réseau pour les dimensions suivantes :

$$b/H = 0,85$$

$$D/H = 2/3$$

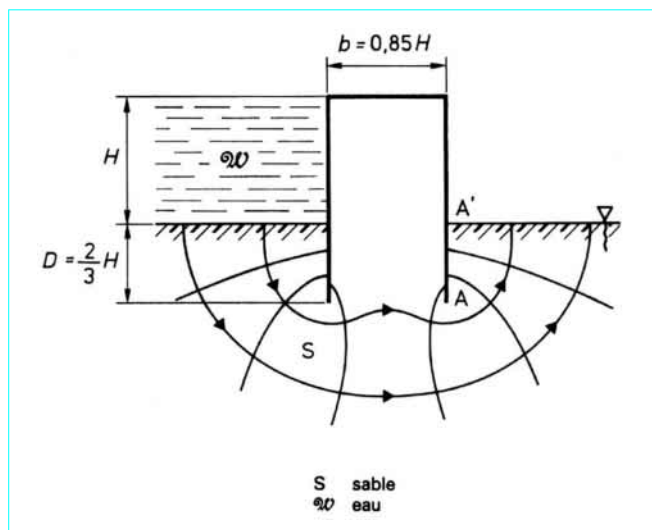


Figure 25 – Réseau d'écoulement sous un batardeau

5.4 Dispositions constructives pour les batardeaux cellulaires

L'expérience montre que les batardeaux cellulaires sont stables si le rapport B/H a une valeur comprise entre 0,75 et 1.

Le matériau de remblai à l'intérieur des cellules doit être essentiellement drainant. Il est recommandé d'utiliser un sol grenu, ayant une bonne résistance au cisaillement et relativement peu compressible. Un mélange de sable et de grave, en proportions égales, constitue le matériau idéal.

6. Rideaux de palplanches

Les rideaux de palplanches sont constitués de palplanches métalliques en général, emboîtées les unes dans les autres et battues dans le sol de fondation, pour former un écran vertical, le plus souvent rectiligne, servant de soutènement à un massif de sol.

Les rideaux de palplanches peuvent constituer des ouvrages provisoires ou définitifs. Leur caractéristique essentielle est que le soutènement ainsi formé est souple, ce qui nécessite une méthode spécifique de dimensionnement.

Les pressions exercées par le massif de terre à retenir peuvent être équilibrées par les forces de butée mobilisées dans la partie en fiche, si la hauteur hors fiche est faible. Dans le cas contraire, on a souvent recours à un système d'ancrage en tête au moyen de tirants (tableau 1).

Outre les sécurités classiques vis-à-vis d'une rupture de l'ouvrage par renversement ou grand glissement, la méthode consiste à vérifier que les déformations du rideau restent en tout point admissibles, c'est-à-dire que la contrainte maximale dans une palplanche ne dépasse pas le niveau de contrainte admissible pour l'acier, soit :

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{2I/b} \leq \sigma_a$$

en assimilant la palplanche à une poutre dont la section a pour inertie I , pour épaisseur b , et dans laquelle le moment maximal est M_{\max} .

6.1 Généralités sur les méthodes de calcul des rideaux et des parois

La flexibilité du rideau rend le schéma de calcul beaucoup plus complexe que pour les ouvrages rigides. Ainsi, la distribution des efforts sur la partie en fiche dépend considérablement de l'intensité de l'effort F exercé par le massif de remblai, comme le montre la figure 26.

Pour de faibles valeurs de F , la réaction du sol est proportionnelle aux déplacements du rideau et le sol se comporte comme un matériau élastique (figure 26a).

À partir d'une valeur F_2 de F , la réaction du sol se réduit à une butée et à une contre-butée. Tant que F reste inférieur à la valeur F_3 , il n'y a pas de déplacement du pied du rideau (figure 26b).

Lorsque F atteint la valeur F_3 , le pied du rideau se déplace vers l'amont, ce qui mobilise la contre-butée maximale. Le moment d'encastrement est alors maximal, on dit qu'il y a *encastrement complet dans le sol* (figure 26c).

Lorsque F continue à croître, la butée augmente, tandis que la contre-butée diminue, le rideau est dit *partiellement encasté*. Pour la valeur F_4 , la contre-butée disparaît et la butée maximale est mobilisée sur toute la hauteur en fiche. Le rideau, qui est alors en équilibre limite, est dit *simplement buté en pied* (figure 26d).

En pratique, la fiche adoptée pour un rideau flexible est généralement comprise entre la fiche correspondant à l'encastrement complet et celle correspondant à la butée simple.

En dehors des calculs par éléments finis dans lesquels on peut modéliser complètement l'interaction entre le sol et le rideau, les méthodes de calcul les plus courantes consistent à considérer une interaction simplifiée dans laquelle le rideau (ou la paroi) est assimilé à une poutre soumise à une distribution de pression normale $p(z)$ sur toute sa hauteur (figure 27) et où l'inconnue est la déformée $y(z)$ de la poutre (cf. rubrique *Résistance des matériaux* dans ce traité).

La pression normale $p(z)$ apportée par le sol est supposée être proportionnelle à la contrainte normale verticale supposée, quant à elle, égale au poids des terres, avec un coefficient K ne dépendant que du déplacement $y(z)$ du rideau au niveau considéré :

- pour $z \leq H$: $p(z) = K(y) \gamma z$
- pour $z \geq H$: $p(z) = K(y) \gamma z - K(-y) \gamma (z - H)$

avec $K_a \leq K \leq K_p$.

La valeur du coefficient $K(y)$ est comprise entre celle du coefficient de poussée K_a et celle du coefficient de butée K_p (cf. article *Ouvrages de soutènement. Poussée et butée* [C 242]).

L'ensemble de ces hypothèses est malgré tout assez restrictif. Par exemple, l'hypothèse d'un coefficient K ne dépendant que du déplacement y au niveau considéré est généralement fautive, et cela d'autant plus que se développent des effets de voûte dans le sol derrière la paroi ou le rideau. Cette hypothèse suppose, en effet, que le sol réagisse par tranches horizontales sans aucune interaction de cisaillement entre elles (figure 28a), alors que la mobilisation d'un effet de voûte impose au contraire que se développent de fortes contraintes de cisaillement entre les tranches (figure 28b). L'existence de contraintes de cisaillement sur des plans horizontaux entraîne par ailleurs que la contrainte σ_v n'est plus principale et n'est donc plus égale à γz .

L'équilibre de la poutre se traduit par l'équation :

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + p(z) = 0$$

avec E module d'élasticité,
 I moment d'inertie.

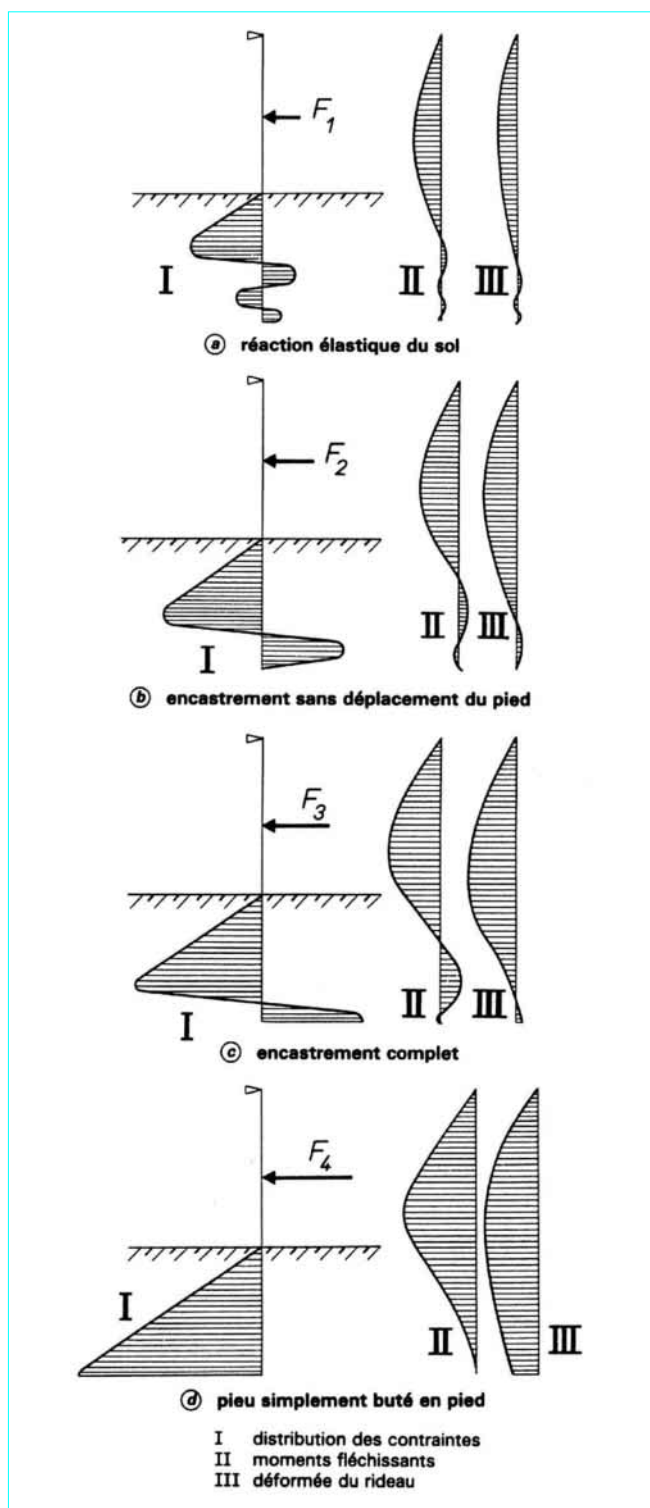


Figure 26 – Comportement d'un rideau ancré en tête, soumis à une force horizontale croissante

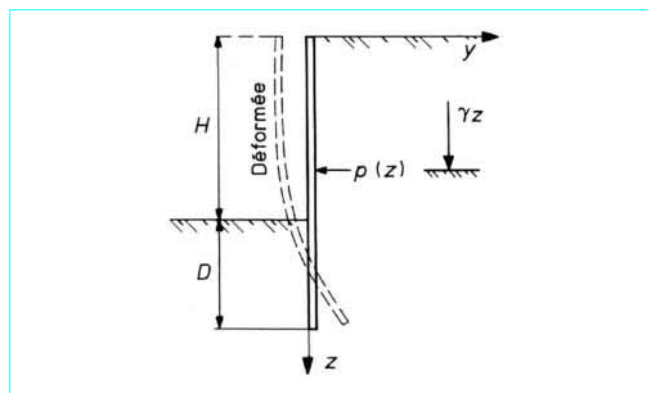


Figure 27 – Rideau de palplanches soumis à une distribution de pression normale $p(z)$

La résolution de cette équation, qui donne la déformée $y(z)$ et, par suite, les contraintes de flexion dans les palplanches, nécessite la connaissance de la fonction $K(y)$ et des conditions aux limites du rideau. Or la fonction $K(y)$ est très mal connue et certaines des conditions aux limites, comme la longueur de la fiche des palplanches, sont des inconnues du problème. C'est pourquoi la plupart des méthodes sont fondées sur des hypothèses simplificatrices. On peut distinguer schématiquement les deux types de méthodes suivantes :

- méthodes aux états limites : $K(y) = K_a$ ou K_p ;
- méthodes aux déformations : utilisation d'un module de réaction du sol, $K(y) = m|y|$ par exemple.

Dans le dimensionnement d'un rideau de palplanches, l'inertie I du rideau est une inconnue dont la valeur détermine le type de palplanches à utiliser. Le problème général du dimensionnement ne peut donc être résolu que par approximations successives.

On développera ici les deux types de méthodes, bien que la méthode aux modules de réaction soit actuellement la plus utilisée.

6.2 Méthodes de calcul aux états limites

Deux méthodes classiques sont couramment utilisées :

- la première, où le rideau est ancré en tête et simplement buté en pied ;
- la seconde, dans laquelle le rideau n'est pas ancré en tête, mais résiste uniquement par un bon encastrement dans le sol de fondation.

6.2.1 Rideau ancré, simplement buté en pied

Un rideau ancré en tête est dit simplement buté en pied lorsque sa fiche est suffisamment faible pour permettre une rotation du rideau autour de son point d'ancrage et un déplacement du pied mobilisant la butée maximale. Le diagramme des efforts exercés sur le rideau, dans le cas d'un sable, est représenté sur la figure 29.

Les inconnues à déterminer sont la fiche D et l'effort d'ancrage T . L'équilibre statique du rideau fournit les deux équations nécessaires au dimensionnement.

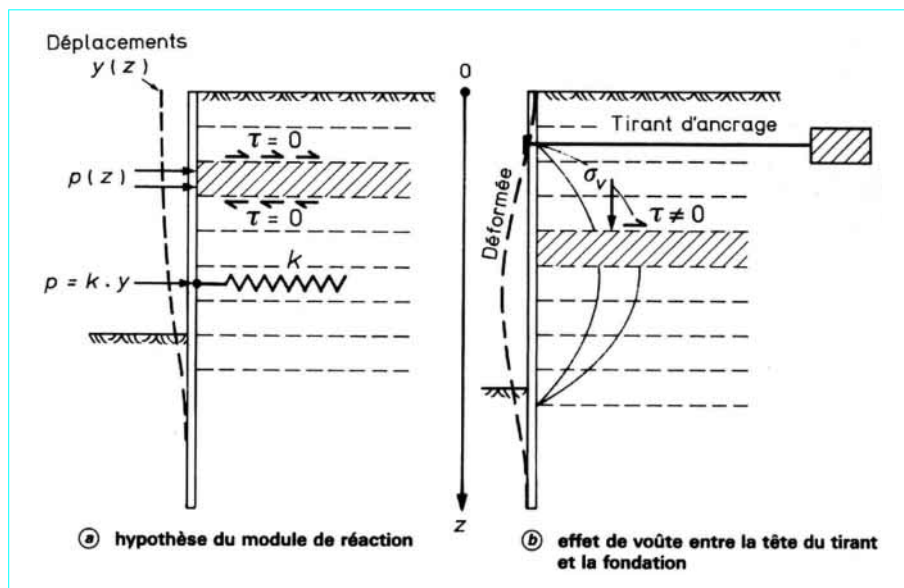


Figure 28 – Incompatibilité entre l'hypothèse du module de réaction et le développement d'un effet de voûte

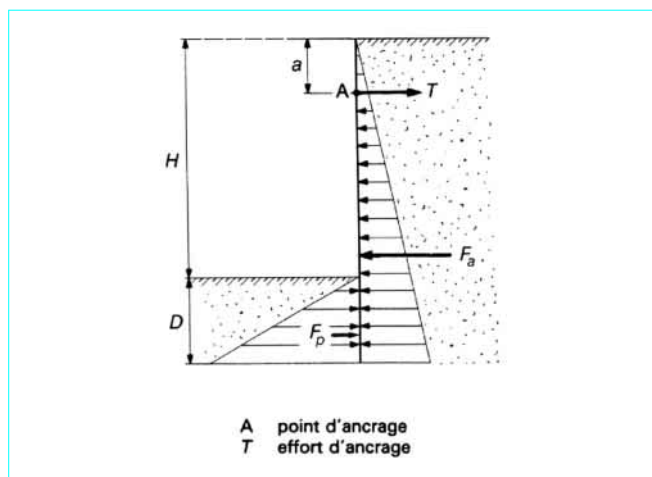


Figure 29 – Rideau ancré en tête, simplement buté en pied

a) Moment résultant nul au point d'ancrage A :

$$F_a \left[\frac{2}{3} (H + D) - a \right] = F_p \left(\frac{2}{3} D + H - a \right) \quad (4)$$

avec F_a force de poussée exercée sur la face amont du rideau,
 F_p force de butée sur la face aval,
le coefficient $2/3$ étant dû à la répartition triangulaire des pressions.

b) Résultante horizontale nulle :

$$T = F_a - F_p \quad (5)$$

La première relation explicitée permet de déterminer la fiche D à partir d'une équation du 3^e degré, à savoir :

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

La valeur de D étant alors connue, l'équation (5) fournit la valeur de l'effort d'ancrage T .

Pour tenir compte d'un coefficient de sécurité par rapport à l'équilibre limite ainsi calculé, on admet généralement que l'on ne mobilise que la moitié de la butée, ce qui, dans l'équation déterminant la fiche, conduit à remplacer K_p par $K_p/2$.

6.2.2 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 30 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 31) :

- le sol des deux côtés du rideau, au-dessus du point de rotation O, est en état d'équilibre limite ;
- les efforts de contre-butée sont équivalents à une force horizontale F_c appliquée au niveau du centre de rotation O.

On prend généralement une hauteur de contre-butée égale à 20 % de la hauteur de butée z_0 .

Cela réduit les inconnues du problème au nombre de deux :

- la hauteur de butée z_0 ;
- la force de contre-butée F_c .

Elles peuvent alors être calculées par les équations de la statique traduisant l'équilibre du rideau.

La valeur de z_0 est déterminée en écrivant l'équilibre des moments autour du point O, ce qui donne une équation du troisième degré en z_0 , analogue à celle donnant la valeur de la fiche D au paragraphe 6.2.1 [formule (6)].

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 $K_p/2$. Il est alors possible de déterminer la valeur maximale du moment fléchissant dans le rideau à partir du diagramme des pressions de figure 31, et de choisir un type de palplanche d'inertie convenable.

Prenons un **exemple**, en supposant que le diagramme des poussées s'exerçant sur le rideau conduise à un moment fléchissant maximal de $200 \text{ kN} \cdot \text{m}$.

Le rideau sera constitué de palplanches en acier (article *Pieux et palplanches* [C 140] dans ce traité). On adoptera pour taux de travail maximal de l'acier les 2/3 de la limite élastique, soit 160 MPa .

Les palplanches peuvent *a priori* être choisies parmi les profils dont les caractéristiques par mètre courant de rideau sont données dans le tableau 4.

Tableau 4 – Caractéristiques des palplanches Larssen-Rombas (Sacilor)

| Profil | Module de résistance I/ν (cm^3) | Inertie I (cm^4) | Masse par mètre carré de rideau (kg) |
|--------|--|-------------------------------------|--|
| SL 2 | 300 | 1 950 | 72 |
| SL 3 | 550 | 5 550 | 84,5 |
| SL 4 | 850 | 10 600 | 104 |
| SL 5 | 1 050 | 14 700 | 117 |
| L II | 850 | 8 500 | 122 |
| L III | 1 360 | 16 800 | 155 |

6.2.3 Cas des rideaux fichés dans l'argile

Les rideaux fichés dans l'argile et supportant un remblai de sol pulvérulent, ou les rideaux foncés entièrement dans de l'argile avec dragage ultérieur, se calculent par des méthodes tout à fait analogues.

Il faut cependant noter que, pour l'argile, le calcul doit être fait à la fois à court terme ($c_u, \varphi_u = 0$) et à long terme (c', φ') (article *Résistance au cisaillement* [C 216]). Ainsi, l'étude d'un rideau battu dans une argile est plus complexe que celle d'un rideau battu dans un sable, puisqu'il faut tenir compte de l'évolution dans le temps du comportement de l'argile.

À court terme, les efforts de poussée et de butée sont évalués à partir de la cohésion non drainée c_u du matériau, et les contraintes utilisées sont les contraintes totales.

À long terme, où l'on utilise les caractéristiques intergranulaires de résistance au cisaillement (c', φ'), il faut tenir compte des pressions interstitielles correspondant au régime permanent.

L'équilibre des poussées et des butées s'exerçant sur un rideau non ancré dans une argile (figure 32) n'est possible que si l'on a l'inégalité :

$$c_u \geq \gamma H/4$$

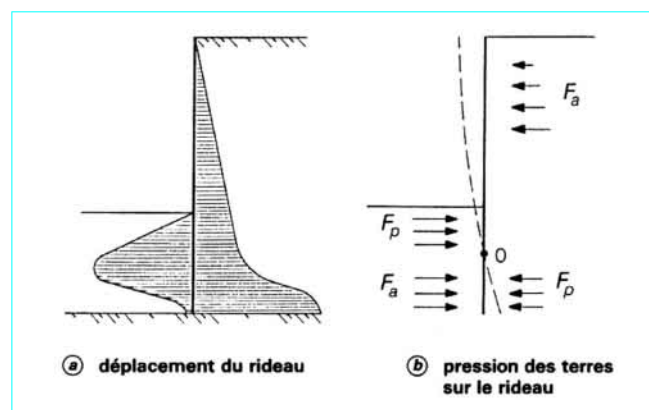


Figure 30 – Calcul à l'état limite d'un rideau encastré, non ancré (sol pulvérulent)

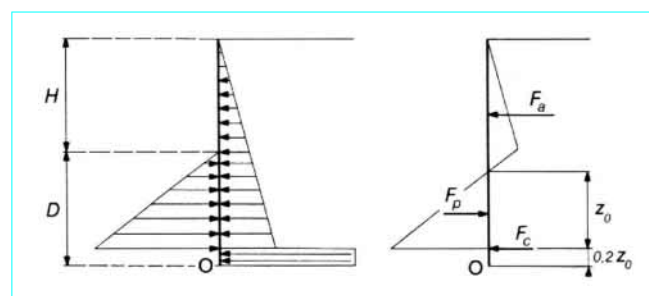


Figure 31 – Hypothèses admises pour le calcul d'un rideau non ancré

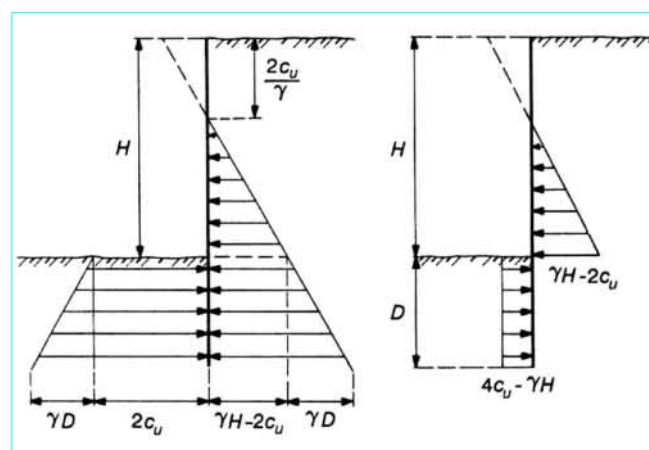


Figure 32 – Pression des terres à court terme sur un rideau battu dans une argile homogène

Ce n'est que dans ce cas que l'on peut ouvrir une fouille étayée par rideau.

Exemple : pour une argile ayant une cohésion de $0,08 \text{ MPa}$ ($0,8 \text{ bar}$) et $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, on obtient une hauteur maximale de 16 m .

6.3 Méthode de calcul au module de réaction

Cette méthode n'est présentée ici que dans ses généralités puisqu'elle est déjà étudiée dans l'article *Parois moulées. Ancrages* [C 252] de la présente rubrique.

Son principal intérêt est de pouvoir tenir compte des phases de construction qui jouent un rôle essentiel sur la détermination des efforts et des déformations en phase finale d'un ouvrage flexible ou semi-flexible, comme le montre la schématisation simple suivante qui illustre le principe de la méthode.

Soit une excavation à réaliser à l'abri d'une paroi moulée retenue en tête par un lit d'ancrages précontraints (figure 33a). La paroi moulée est schématisée par trois éléments rigides reliés entre eux par des ressorts spirales. Le sol est supposé être constitué de tranches horizontales indépendantes les unes des autres. Chaque tranche se comportant vis-à-vis de la paroi comme un ressort muni d'un patin, ce qui schématise un comportement élastoplastique (figure 33b) et unidimensionnel. Dans la phase élastique la relation entre la pression des terres σ_h sur la paroi et le déplacement latéral Δ a pour expression :

$$\sigma_h = K_0 \gamma z + k\Delta$$

avec K_0 coefficient de pression latéral des terres au repos ($\approx 1 - \sin \varphi$ dans les sables),

k (kN/m³) coefficient de réaction.

Cette schématisation du sol est, en fait, celle de la méthode élastoplastique au module de réaction. La schématisation de la paroi par éléments rigides permet de développer des calculs analytiques mettant en évidence l'influence de la construction de l'ouvrage. Supposons qu'il y ait deux phases d'excavation, chacune de 5 m de profondeur, et que les tirants soient mis en place à la fin de la première phase. Le but étant de réduire les déplacements latéraux à leur minimum, la tension des tirants est déterminée pour ramener le déplacement Δ à la valeur 0 au moment de leur mise en tension.

Les figures 34a et b montrent les distributions successives de la pression des terres au cours des différentes phases d'excavation. La raideur en rotation k_s est prise égale à 100 000 kN · m/rad et par mètre linéaire. La première excavation a pour effet de mettre le sol en poussée sur presque toute la hauteur de la partie excavée et de provoquer une rotation de la paroi de $\theta_1 = 0,001$ rad. La remise à

zéro de ce déplacement latéral nécessite d'appliquer un effort d'ancrage $T = 204$ kN par mètre. La partie supérieure du sol est alors en butée sur 1 m de hauteur et les pressions des terres sont comprises entre $K_p \gamma z$ et $K_0 \gamma z$. Il est intéressant de remarquer que, si la paroi n'avait pas bougé, l'effort d'ancrage, nécessaire pour la maintenir après excavation, n'aurait plus été que de 154 kN par mètre, ce qui montre qu'il est préférable de multiplier les niveaux d'ancrage lorsque l'on veut réduire les déplacements.

La deuxième phase d'excavation ramène la poussée des terres à une valeur proche de la poussée ($K_a \gamma z$) dans le tiers central de la paroi. En supposant la tête d'ancrage fixe, la traction T du tirant augmente sensiblement et atteint 520 kN par mètre. La zone en butée en tête augmente également, la paroi ayant tendance à rester dans le sol au-dessus du lit de tirant.

Cet exemple montre l'influence de l'interaction sol-structure associée aux phases d'excavation. Il montre aussi que les méthodes classiques à la rupture (poussée et butée) ne sont pas adaptées dans le cas des ouvrages flexibles et semi-flexibles.

Comme son nom l'indique, la méthode au module de réaction repose principalement sur la détermination d'un coefficient de réaction horizontale du sol k_h . Il n'est pas possible de mesurer directement ce coefficient, aussi utilise-t-on fréquemment des corrélations ou formules empiriques établies par divers auteurs.

Le tableau 5 montre l'état des connaissances sur ce sujet. À côté des anciennes formules données par Terzaghi et Rowe, où l'on distingue le cas des sables avec un coefficient variant avec la profondeur et le cas des argiles où le module est constant, il faut noter l'apport intéressant fait par Ménard et Bourdon en 1964. Ces auteurs proposent de relier le coefficient de réaction k au module pressiométrique E_M par une formule empirique dans laquelle interviennent le coefficient rhéologique α du sol ($\alpha = 1/3$ pour les sables, $1/2$ pour les limons, $2/3$ pour les argiles) et un paramètre dimensionnel a , qui peut être considéré comme la hauteur d'écran rigide équivalent à la partie d'écran réel considérée. Plus récemment, il a été proposé de relier le coefficient de réaction au module de déformation du sol E_s et à une longueur L_0 caractéristique de la rigidité relative sol-écran. Cette dernière proposition concerne essentiellement la partie hors fiche de l'écran. Il faut retenir que, d'une formule à une autre, il peut y avoir de fortes variations dans les valeurs du coefficient de réaction.

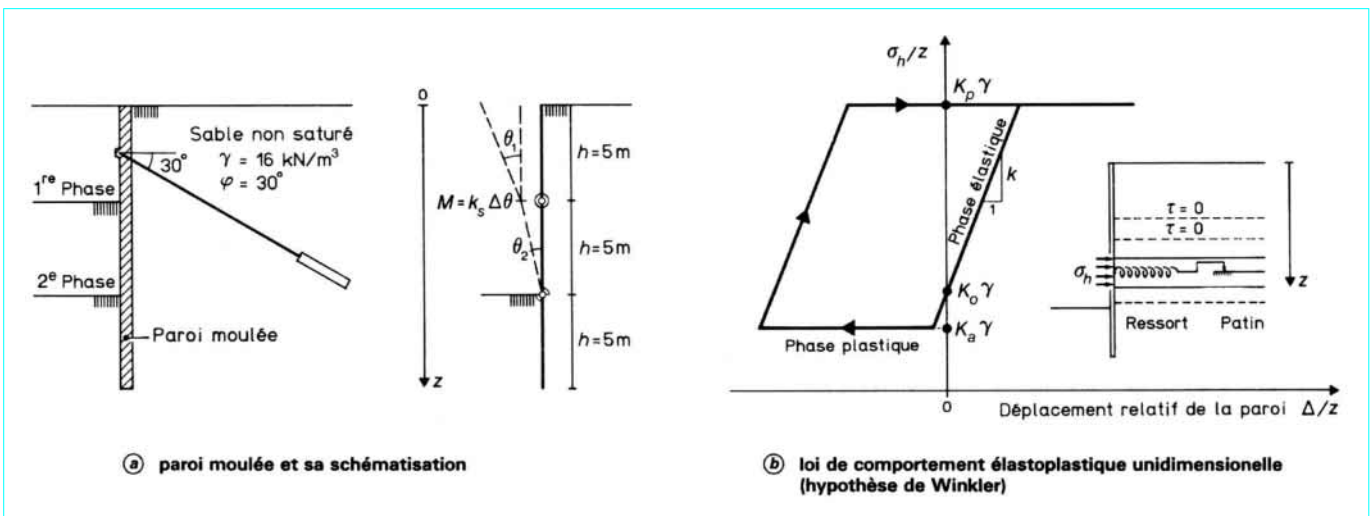


Figure 33 – Schématisation d'une paroi moulée et principe de la méthode aux modules de réaction

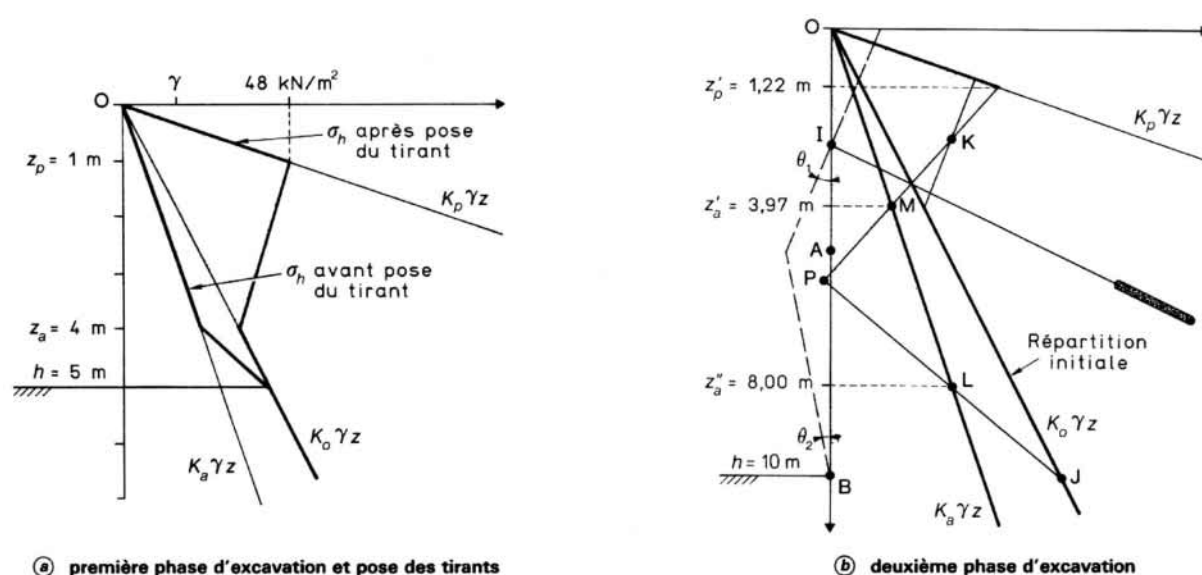


Figure 34 – Influence des phases de construction sur la pression exercée par le sol sur la paroi moulée

Tableau 5 – Évaluation du coefficient de réaction k du sol

| | | |
|--|--|--|
| | <p>Terzaghi (1955) :</p> $k = k_0 \frac{z}{D} \text{ (sables)}$ $k = Cte \text{ (argiles)}$ <p>avec z profondeur, D fiche.</p> <p>Rowe (1957) :</p> $k = 33,3 \frac{c_u}{D}$ <p>avec c_u cohésion non drainée</p> | <p>Ménard, Bourdon (1964) :</p> $\frac{1}{k} = \frac{1}{E_M} \left[\frac{\alpha a}{2} + 0,133 (9a)^\alpha \right]$ <p>avec E_M module pressiométrique, a paramètre dimensionnel, α coefficient rhéologique</p> <p>Gigan (1989) :</p> $k = \frac{4E_s}{L_0}$ <p>avec E_s module de réaction, $L_0 = 4 \sqrt{\frac{EI}{E_s}}$</p> |
|--|--|--|

L'hypothèse fondamentale du calcul au module de réaction concerne l'interaction sol-écran. On suppose que le sol n'agit sur l'écran que par des couches horizontales indépendantes les unes des autres, c'est-à-dire parfaitement lisses et ne transmettant donc aucune contrainte de cisaillement ($\tau=0$) (figure 35). Cette hypothèse revient à considérer que les plans horizontaux sont des plans principaux, et que les directions principales des contraintes sont verticale et horizontale. Il est évident que ce n'est pas là qu'une approximation de la réalité, et d'autant plus inexacte que les déplacements de l'écran et du sol s'éloignent d'une translation horizontale.

Jointe à l'hypothèse du module de réaction, cette simplification de l'interaction sol-écran permet de ramener le calcul des efforts et des déplacements de l'écran au cours des diverses phases de travaux à celui d'une poutre sur appui élastique continu (modèle de Winkler), soit à la résolution de l'équation différentielle :

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + k(z) \cdot y = 0$$

avec y déplacement de l'écran,
 E module d'élasticité,
 I inertie de l'écran.

L'hypothèse des tranches planes indépendantes est contredite lorsqu'il se développe des effets de voûte le long de l'écran. Il y a effet de voûte lorsque les déplacements naturels se trouvent bloqués (ou fortement réduits) entre deux points de l'écran (figure 35). Il se développe alors de fortes contraintes de cisaillement entre les tranches horizontales de sol, lesquelles ont pour effet de reporter les pressions sur l'écran, de la zone centrale vers les points de déplacement nul. Ainsi dans la figure 35, il pourrait se développer un effet de voûte entre la tête du tirant et le niveau du sol de fondation.

Cette effet a pour conséquence d'augmenter l'effort de traction dans le tirant et l'effort de butée sur le sol de fondation. Cependant l'effet de voûte n'est significatif que si la distance entre les points fixes est inférieure à une certaine limite, fonction à la fois de la pression sur l'écran et de la nature du sol. L'effet de voûte se développe en général beaucoup plus dans les sols à squelette granulaire que dans les sols fins.

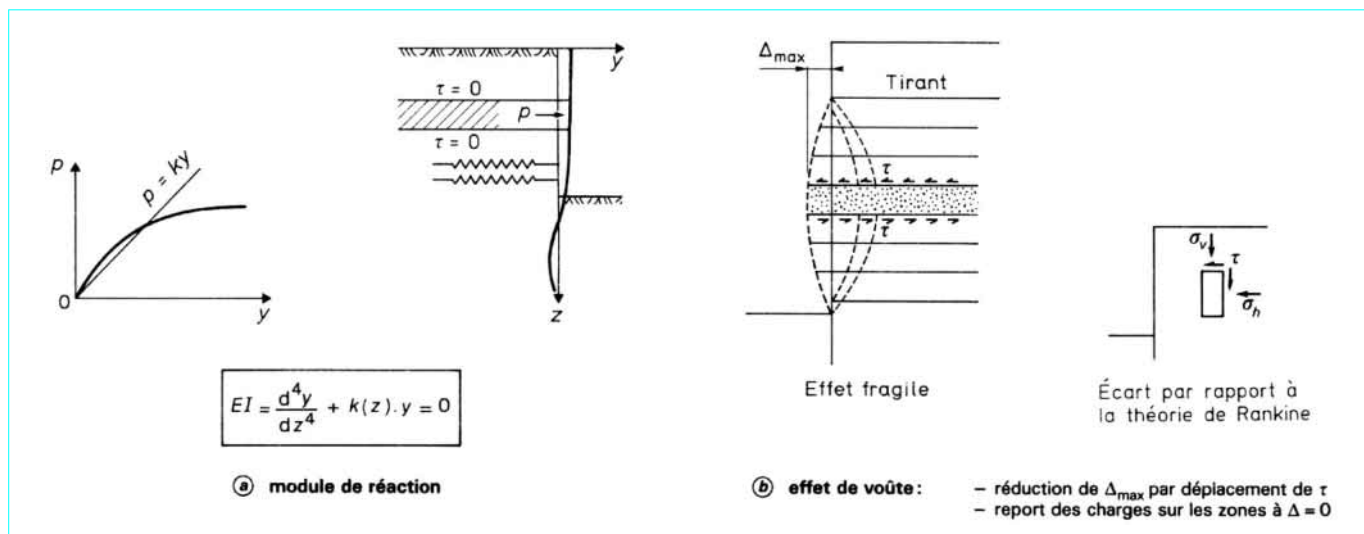


Figure 35 – Hypothèse de base du calcul au module de réaction et son contraire l'effet de voûte

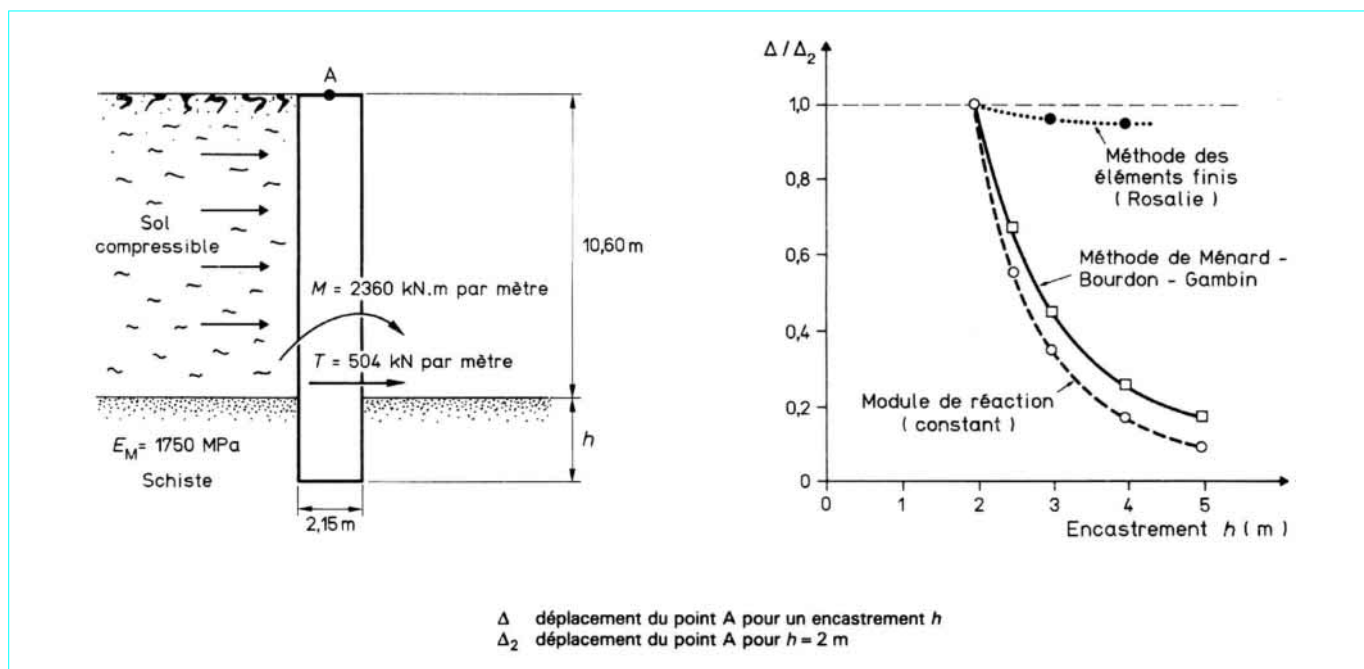


Figure 36 – Comparaison entre méthode des éléments finis et méthode aux modules de réaction (Corté, 1979)

Il faut voir dans l'effet de voûte l'une des raisons pour lesquelles le calcul au module de réaction est très mal adapté à l'évaluation des déplacements de l'écran. Il peut y avoir des différences très importantes, ce qui incite à être prudent dans l'interprétation des résultats. Ce point est parfaitement illustré à la figure 36 qui montre les résultats de calculs effectués par Corté (1979) sur une paroi moulée à partir de la méthode au module de réaction et de la méthode aux éléments finis. On constate, d'une part, que les déplacements de la paroi sont considérablement surévalués dans la méthode au module de réaction, d'autre part, que ces déplacements ne sont pas trop sensibles au type de module pris en compte.

La plupart des résultats d'expérimentations effectuées sur des rideaux de palplanches, ou des parois moulées avec ancrages actifs, montrent qu'en dehors du calcul des déplacements, la méthode au module de réaction est assez bien adaptée au dimensionnement des ouvrages. Il convient bien sûr d'y introduire un état initial des contraintes représentatif ainsi que des modules de réactions convenables. Ce dernier point est toujours délicat, même s'il s'avère qu'une petite variation du module de réaction a peu d'effet sur la distribution des efforts. C'est la raison pour laquelle cette méthode s'est, à l'heure actuelle, bien développée.

Références bibliographiques

- [1] GIROUD (J.P) et TRAN VO NHIEM. – *Force portante d'une fondation sur pente*. Annales ITBTP (Série Théories et Méthodes de Calcul n° 142), juil.-août 1971.
- [2] HOUY (A.). – *Dimensionnement des ouvrages en palplanches en acier*. 492 p., M. Houy éd. (1986).
- [3] TERZAGHI (K.) et PECK (R.B.). – *Mécanique des sols appliquée aux Travaux Publics et au Bâtiment*. Dunod (1957).
- [4] LACROIX (Y.), HELVIN (I.) et LUSCHER (U.). – *Design, construction and performance of cellular cofferdams*. Speciality Conference at Cornell University. Am. Soc. Civil Engineers, New York (1970).
- [5] JOSSEAUME (H.). – *Méthodes de calcul des rideaux de palplanches. Étude bibliographique*. Bull. Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 72, juil.-août 1974.
- [6] BRANDL (H.). – *Retaining walls and other restraining structures*. Ground Engineer's Reference Book, § 47, Butterworths and Co. (1987).
- [7] *Interactions sols-structures*. Colloque ENPC, Presses École Nationale des Ponts et Chaussées, 5-7 mai 1987.
- [8] SCHLOSSER (F.). – *Éléments de mécanique des sols*. Presses École Nationale des Ponts et Chaussées (1988).
- [9] *Les ouvrages en Terre Armée : Recommandations et Règles de l'Art*. Ministère des Transports, Direction des Routes (1979).
- [10] *Recommandations Clouterre 1991*. Presses de l'ENPC (1991).