

Mécanique des Sols Avancée

Stabilité des pentes

Reiffsteck Ph.
LCPC div. MSRGI sec. CSOG

Sommaire

<u>1. CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS</u>	<u>5</u>
1.1. LES ECROULEMENTS	5
1.2. LES GLISSEMENTS	6
1.3. LES COULÉES	7
1.4. MOUVEMENTS DE FLUAGE	7
<u>2. ANALYSE DE STABILITÉ</u>	<u>7</u>
2.1. CALCULS A LA RUPTURE	7
2.1.1. ÉQUATION D'ÉQUILIBRE	8
2.1.2. CAS PARTICULIERS	10
2.1.3. EXPLOITATION PRATIQUE - RÉFLEXIONS SUR LA NOTION DE COEFFICIENT DE SÉCURITÉ	12
2.2. PERSPECTIVES D'AVENIR : CALCULS EN DÉFORMATION	12
<u>3. OUVRAGES SPÉCIFIQUES</u>	<u>13</u>
3.1. LES REMBLAIS SUR SOLS MOUS	13
3.2. LES TRANCHÉES DE DÉBLAI	13
3.2.1. DESCRIPTION GÉNÉRALE	13
3.2.2. ANALYSE DE STABILITÉ	14
3.2.3. MÉTHODES CONFORTATIVES	21
3.3. LES VERSANTS NATURELS	28
3.3.1. RAPPEL GÉOMORPHOLOGIQUE	29
3.3.2. CARACTÉRISTIQUES DES MOUVEMENTS	30
3.3.3. ANALYSE DE STABILITÉ	31
<u>4. INVESTIGATIONS - SURVEILLANCE - ALERTE</u>	<u>37</u>
4.1. RECONNAISSANCES PRÉLIMINAIRES	37
4.1.1. GÉOMORPHOLOGIE	37
4.1.2. GÉOLOGIE	37
4.1.3. TOPOGRAPHIE - ÉTUDE DES MOUVEMENTS ÉVENTUELS	38
4.1.4. HYDROGÉOLOGIE	38
4.1.5. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES	38
4.2. SURVEILLANCE - ALERTE	39
<u>5. CONCLUSION</u>	<u>39</u>
<u>6. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</u>	<u>41</u>
<u>7. EXERCICES</u>	<u>43</u>
7.1. EXERCICE 1	43
7.2. EXERCICE 2	43
7.3. EXERCICE 3	43
7.4. EXERCICE 4	44

Mécanique des sols avancée : Stabilité des pentes	
7.5. EXERCICE 5	44
7.6. EXERCICE 6	45
7.6.1. ETUDE DE STABILITÉ A COURT TERME	45
7.6.2. ÉTUDE DE LA STABILITÉ A LONG TERME	45

Mécanique des sols avancée : Stabilité des pentes

Par "stabilité des pentes" on entend l'étude de l'équilibre mécanique des masses de sol ou de roches pouvant être mises en mouvement, soit par des phénomènes naturels -érosion des versants montagneux, tremblement de terre- ou anthropiques -terrassements de déblais, mise en œuvre de remblais, constructions-.

Les mouvements de terrain historiquement connus et répertoriés (PASEK) ont fait de l'ordre de 150.000 victimes. L'un des plus anciens qui nous touche de près, est l'écroulement du Mont Granier, au nord de Chambéry, qui, en novembre 1248, fit, pense-t-on, entre 1.500 et 5.000 victimes (GOGUEL - PACHOUD 1972).

Plus récemment, des coulées de boue ont aussi entraîné des pertes humaines (Roquebillières dans les Alpes Maritimes, 17 victimes en 1926, Sanatorium du Plateau d'Assy, 43 victimes en 1970). Par ailleurs, d'un simple point de vue matériel, les glissements de terrains affectant, soit des zones urbaines, soit des ouvrages routiers ou autoroutiers, nécessitent des réparations dont le coût dépasse souvent le million de francs (2,8 millions à la tranchée de déblai de la Galaure sur l'autoroute A7 au sud de Vienne, en 1963, plus d'un million et demi de Francs pour la réparation de la rectification des virages d'Houdangeau sur le RN 13 en 1974).

Ils peuvent parfois mettre en cause l'économie de certains projets, surtout ceux qui, pour des raisons diverses, n'ont pas fait l'objet d'études préliminaires suffisantes.

Le domaine de la stabilité des pentes est vaste. Il est difficile à traiter. On va, dans ce qui suit, tenter d'en analyser les différents aspects :

- I.- Classification des mouvements
- II.- Analyse de stabilité
- III.- Ouvrages spécifiques - remblais sur sols mous - déblais - versants naturels
- IV.- Méthodes d'investigations

Nota - Ces éléments de cours ont été élaborés en s'appuyant sur les notes de cours de Francis Blondeau, Gilles Cartier, Gilles Sève et Pierre Pouget ainsi que sur les documents normatifs ou de la littérature spécialisée citée en bibliographie.

1. CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS

Nous avons, en introduction, évoqué des mouvements de type écoulement, coulée de boue, glissement de déblai ou remblai. Ce sont les différents aspects des mouvements de terrains que l'on peut classer en quatre classes distinctes (COLAS - PILOT 1976).

1.1. LES ECROULEMENTS

Ce sont des chutes soudaines (quelques secondes) de masses rocheuses importantes. Ils peuvent être dus à des causes internes au massif

- Dislocation d'une masse rocheuse diaclasée (Fig. 1) par altération interne ou accroissement de pressions interstitielles, par exemple.



Fig. 1 : Écoulement rocheux par dislocation interne

Le Col du Dérochoir, dans la Chaîne des Fiz (Haute-Savoie), a subi trois écoulements de ce type jusqu'en 1750. On a, depuis, construit sur le chaos d'éboulis.

- Glissements banc sur banc d'une masse rocheuse stratifiée (Fig. 2).

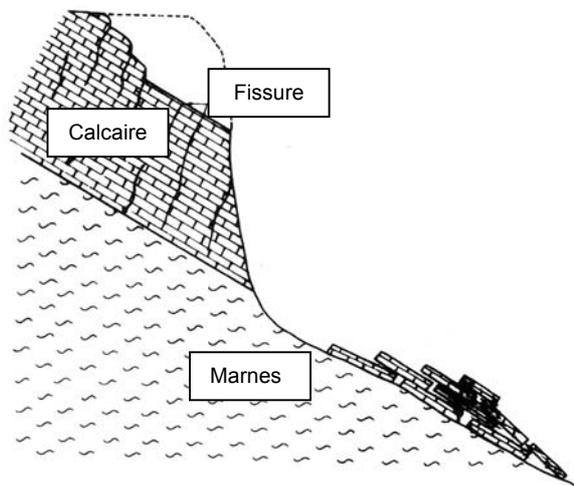


Fig. 2 : Écoulement par glissement banc sur banc

Un exemple de ce type de mouvement est donné par le "Clap" du Luc en Diois (Drôme) (1442). Sur l'autoroute Bayonne - Hendaye, un glissement analogue s'est produit en 1975 à la tranchée de déblai de Maritchou, nécessitant le terrassement de 100.000 m³ pour rétablir une pente de talus parallèle au pendage du flysch crétacé dans lequel il est taillé.

Ils peuvent aussi provenir de phénomènes externes au massif rocheux :

- Écoulements de masses mises en surplomb par érosion ou dislocation de couches tendres sous-jacentes (Fig. 3)

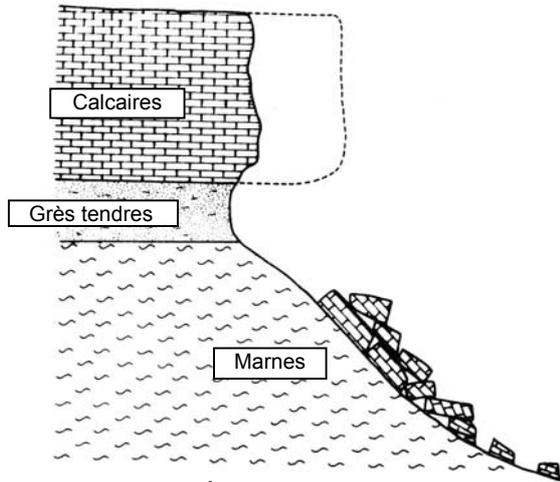


Fig. 3 : Écroulement de surplomb

- Écroulement par fluage ou glissement d'une couche sous-jacente (Fig. 4).

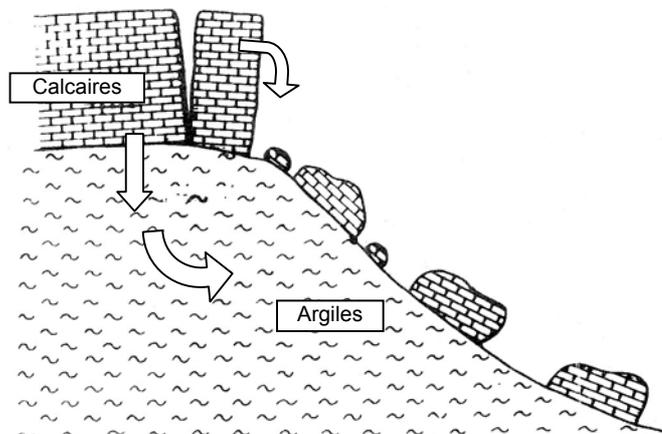


Fig. 4 : Écroulement par fluage d'une couche sous-jacente

L'écroulement du Mont Granier, cité en introduction, est de ce type (500 millions de m³ en mouvement se sont étalés sur 20 km², certains éléments ont parcouru 7 km).

1.2. LES GLISSEMENTS

Ils affectent les matériaux meubles, de type sols, et sont généralement beaucoup plus lents que les écroulements (quelques heures). Ils seront développés dans la suite de cet exposé, aussi n'en donne-t-on que les schémas élémentaires.

Les glissements simples sont assimilables à des mouvements de type rotationnel ou plan.

Glissements rotationnels

Ils sont caractérisés par un basculement de la masse glissée (Fig. 5), le long d'une "surface de rupture" dont la forme est parfois assimilable à un cylindre à directrice circulaire, c'est le cas en particulier des ruptures de remblais sur sols mous et de déblais en sols homogènes.

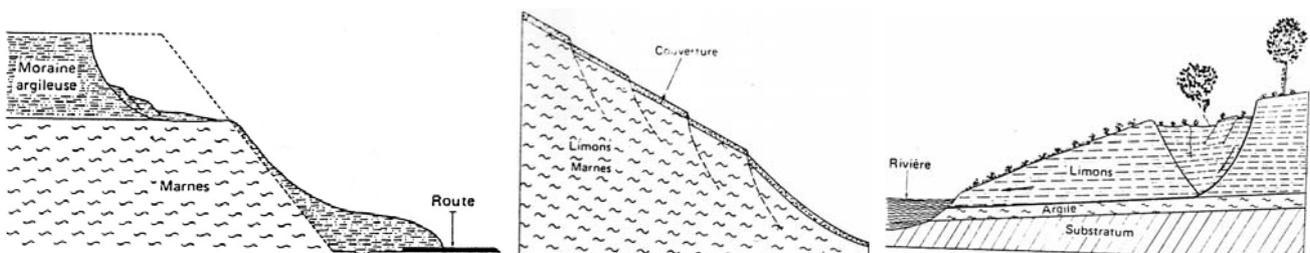


Fig. 5 : Glissements rotationnels

Glissements-Plans

Mécanique des sols avancée : Stabilité des pentes

Ils se produisent lorsqu'existe une surface topographique pouvant guider une rupture plane : couche de caractéristiques médiocres, contact manteau d'altération - substratum (Fig. 6). On en verra une application dans le cas des versants naturels.

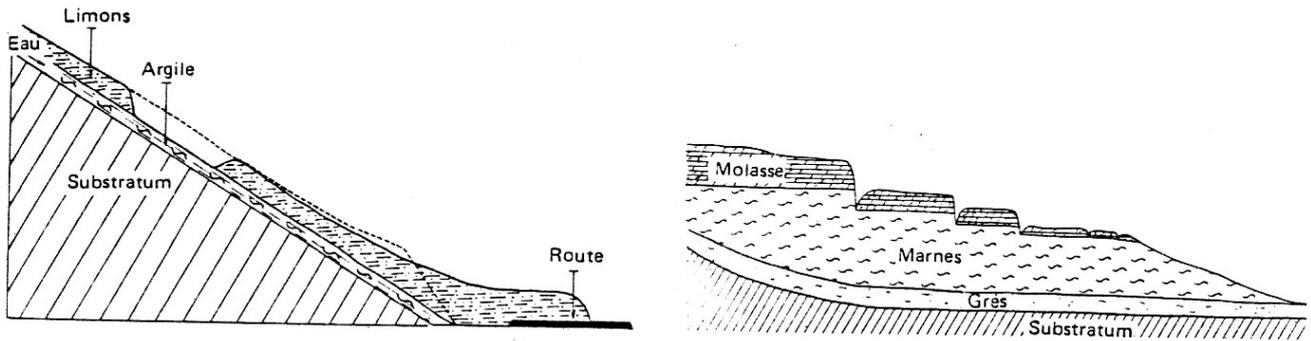


Fig. 6 : Glissements plans

Lorsque le sol est hétérogène, ou anisotrope, il peut y avoir formation de glissements "complexes", dont certaines parties correspondent à des mouvements rotationnels et d'autres à des mouvements plans. C'est le cas, en particulier, des remblais sur versants (Fig. 7).

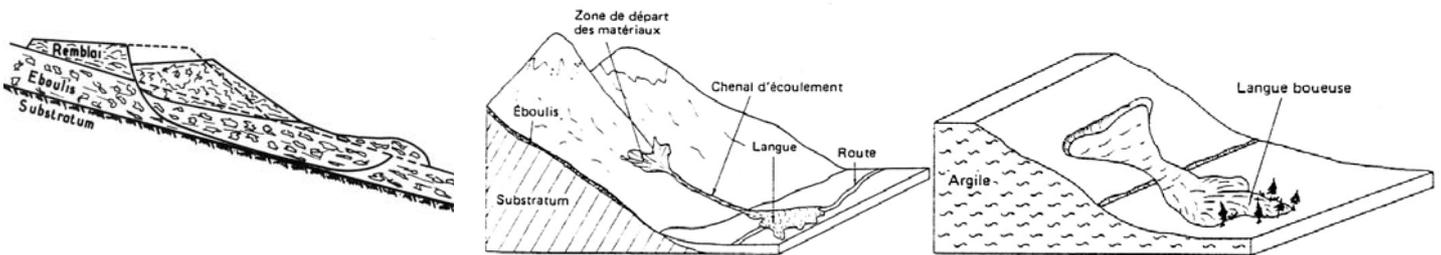


Fig. 7 : Glissement complexe d'un remblai sur versant et schémas de coulées

1.3. LES COULÉES

Elles sont dues à la mise en mouvement, généralement brutale, de masses de sol à l'état "liquide" qui, dans leur écoulement, peuvent transporter un débit solide important (rochers, troncs d'arbres, débris de constructions, etc.) dont l'impact sur les structures peut être désastreux. Nous avons cité les cas de Roquebillières et du Plateau d'Assy qui relèvent de ce type de mouvement.

En France, les coulées se produisent essentiellement en montagne, souvent du fait d'une rencontre de matériaux ayant glissé et d'un courant de torrent. Notons que la fonte des neiges est favorable à la formation de coulées boueuses.

1.4. MOUVEMENTS DE FLUAGE

Par opposition aux mouvements précédents, localisés dans le temps et caractérisés par une zone de rupture nettement définie, les mouvements de fluage constituent la manifestation externe des déformations du sol dans sa masse. Ce sont des mouvements lents, de faible amplitude, qui se développent dans une zone dont les contours sont généralement difficiles à définir, tant en extension qu'en profondeur.

Les cas de fluage pur (déformation sans modification des sollicitations extérieures) sont très rares et très délicats à mettre en évidence (BIAREZ – BOUCEK 1973). Par contre, de nombreux glissements d'ouvrages sont précédés de mouvements lents de fluage dont l'évolution provoque la rupture. C'est le cas de certains remblais construits sur versants (BLONDEAU - KHIZARDJIAN 1974).

Parmi les mouvements précédemment décrits, nous allons développer les glissements, qui relèvent de la mécanique des sols et pour lesquels on dispose de théories et d'expériences suffisantes pour dimensionner la plupart des projets. La stabilité des talus rocheux fait l'objet de théories développées par ailleurs (Cf. cours mécanique des sols et des roches et cours d'option mécanique des roches).

2. ANALYSE DE STABILITÉ

2.1. CALCULS A LA RUPTURE

Classiquement, l'analyse de stabilité d'un talus se fait par des "calculs à la rupture", dans un espace à deux dimensions. Le talus (Fig. 8) est supposé infiniment long et la surface de rupture potentielle (S) est cylindrique. L'étude se fait pour une tranche de talus d'épaisseur unité.

Mécanique des sols avancée : Stabilité des pentes

Le calcul consiste à comparer les contraintes de cisaillement τ s'exerçant le long de S, à la résistance au cisaillement τ_{\max} du sol dont on admet un comportement rigide-plastique.

On admet également que la rupture se produit simultanément en tout point de Le coefficient de sécurité F est défini par

$$F = \frac{\tau_{\max}}{\tau}$$

$F < 1$ = Le talus est stable le long de S

$F \geq 1$ = Il y a possibilité de rupture le long de S

On cherche la surface (S) correspondant au coefficient de sécurité minimum, appelé coefficient de sécurité du talus.

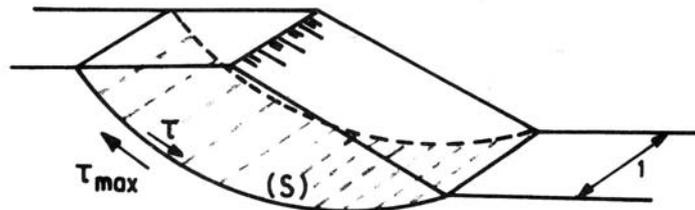


Fig. 8 : Schéma d'analyse de stabilité à la rupture

On a présenté en tronc commun les méthodes classiques les plus couramment utilisées :

- . calcul en rupture plane
- . calcul en rupture circulaire par la méthode de BISHOP simplifiée.

Il existe en réalité plusieurs dizaines de méthodes à la rupture. Elles présentent toutes des avantages et des inconvénients, tant théoriques que pratiques. Aucune n'est parfaite, dans la mesure où aucune ne tient compte de la déformabilité du sol. La confiance que l'on peut accorder à une méthode particulière est essentiellement fonction de l'expérience que l'on peut en avoir.

De façon plus précise, on ne peut dissocier les trois paramètres qui font la validité d'une analyse de stabilité :

- type d'ouvrage calculé (déblai, remblai, versant naturel)
- type d'appareil d'essai de sol utilisé (en laboratoire ou en place) - méthode de calcul retenue.

C'est ainsi l'expérience qui, dans le cas des remblais sur sols compressibles (Cf. cours spécifique) a permis d'appliquer un paramètre correctif à la résistance au cisaillement, mesurée au scissomètre de chantier, introduite dans les calculs en rupture circulaire.

2.1.1. Équation d'équilibre

On considère l'équilibre du volume AMB (Fig. 9) considéré comme monolithe rigide. On note :

- | | |
|---------------------------|--|
| $z(x)$ | l'équation de la ligne de talus |
| $y(x)$ | l'équation de la ligne de rupture étudiée |
| $\tan \alpha(x) = -dy/dx$ | la tangente à la ligne de rupture |
| $e(x)$ | l'équation de la "ligne d'action" de la force interne s'exerçant sur une section verticale |
| $T(x), E(x)$ | les composantes verticale et horizontale de cette force. |

Mécanique des sols avancée : Stabilité des pentes

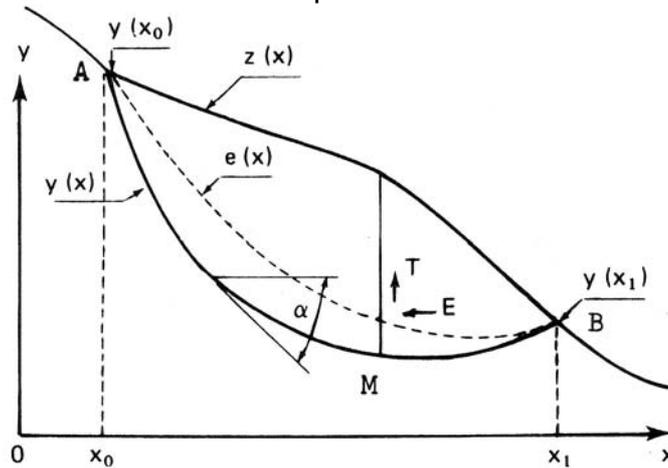


Fig. 9 : Schéma des forces mécaniques

L'équilibre d'une tranche élémentaire de talus (Fig. 10) se traduit par les équations suivantes

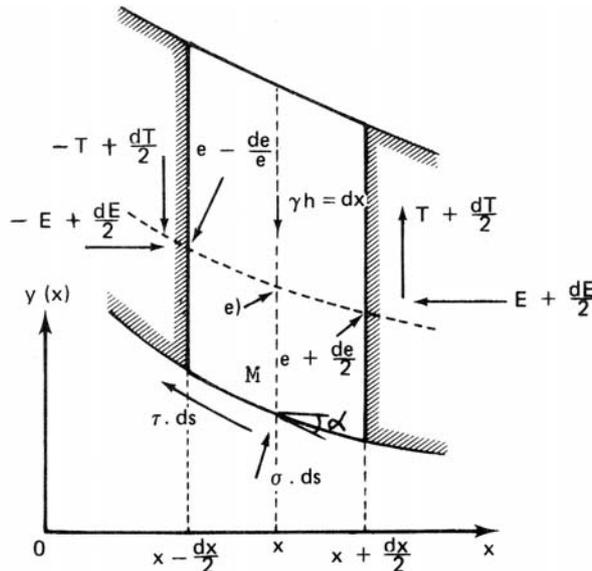


Fig. 10 : Équilibre d'une tranche élémentaire

- Projection sur OX

$$dE + \sigma \cdot \sin \alpha \cdot ds + \tau \cdot \cos \alpha \cdot ds = 0 \quad (1)$$

- Projection sur OY

$$dT + \sigma \cdot \cos \alpha \cdot ds - \tau \cdot \sin \alpha \cdot ds = \gamma \cdot h \cdot dx \quad (2)$$

avec

$$h = z(x) - y(x)$$

$$ds = \frac{dx}{\cos \alpha}$$

- moment par rapport à M

$$T \cdot dx + \left(E + \frac{dE}{2} \right) \left(e + \frac{de}{2} - y \right) + \left(-E + \frac{dE}{2} \right) \left(e - \frac{de}{2} - y \right) = 0:$$

Soit

$$T + E \cdot \frac{de}{2} + (e - y) \cdot \frac{dE}{dx} = 0$$

Les conditions aux limites sont :

$$\left. \begin{array}{l} e(x_0) = y(x_0) \quad - e(x_1) = y(x_1) \\ E(x_0) = 0 \quad E(x_1) = 0 \\ T(x_0) = 0 \quad T(x_1) = 0 \end{array} \right\}$$

(4)

La définition de F se traduit par

Mécanique des sols avancée : Stabilité des pentes

$$\tau = \frac{c' + \sigma' \cdot \tan \varphi'}{F}$$

soit: $\tau = \frac{c' - u \cdot \tan \varphi'}{F} + \frac{\sigma \cdot \tan \varphi'}{F}$ (5)

F est supposé constant le long de AB (ce qui n'est, en fait, pas exact).

Les équations (3) et (4) ne sont pas indépendantes, puisque

$$E(x_0) = E(x_1) = 0 \text{ et}$$

$$e(x_0) = y(x_0) \quad e(x_1) = y(x_1)$$

reportés dans (3) impliquent

$$T(x_0) (= T(x_1)) = 0$$

Nous disposons donc d'un système de trois équations différentielles (1), (2), (3) à résoudre, comportant quatre fonctions inconnues $\sigma(x)$, $T(x)$, $e(x)$ et la valeur de F cherchée. (τ est exprimé en fonction de σ par (5)).

Ce système ne peut se résoudre sans l'adjonction d'une équation complémentaire reliant certaines des fonctions inconnues.

Les diverses méthodes existantes divergent sur l'équation complémentaire indispensable à la résolution du système.

2.1.2. Cas particuliers

Nous présentons -ou rappelons- ici trois cas particuliers :

a - Rupture plane

C'est un cas à la fois dégénéré et simplifié du cas général. Si l'on suppose le versant infini de pente β , on a par invariance des efforts dans la direction β (Fig. 11)

$$\left\{ \begin{array}{l} E = \text{Cte} \\ T = \text{Cte} \end{array} \right.$$

De plus, $h = \text{Cte}$

$$\alpha = \beta$$

Les équations (1) et (2) deviennent

$$\sigma \cdot \sin \alpha + \tau \cdot \cos \alpha = 0 \tag{1}$$

$$\sigma \cdot \cos \alpha - \tau \cdot \sin \alpha = \gamma \cdot h \cdot \cos \beta \tag{2}$$

soit $\sigma = \gamma \cdot h \cdot \cos^2 \beta$

$$\tau = -\gamma \cdot h \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta$$

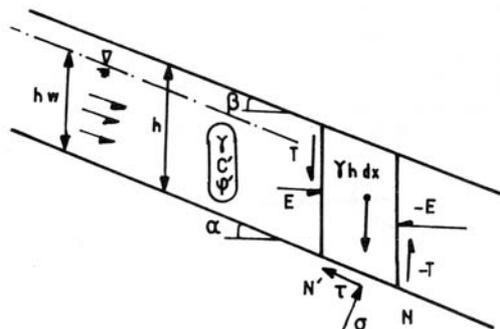


Fig. 11 : Rupture plane

Si l'écoulement est parallèle à la pente et caractérisé par la hauteur d'eau h au-dessus du plan de rupture étudié (Fig. 11), le coefficient de sécurité vaut alors :

$$F = \frac{c' + (\gamma_h - \gamma_w \cdot h_w) \cos^2 \beta \cdot \tan \varphi'}{\gamma \cdot h \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta}$$

b - Rupture circulaire : méthode de BISHOP simplifiée

Cette méthode repose sur deux hypothèses particulières

- la surface de rupture est circulaire

Mécanique des sols avancée : Stabilité des pentes

- les efforts intertranches sont horizontaux (T = 0)

Dans sa forme originale, elle a été présentée sous forme discrète (équilibre de tranches d'épaisseur finie b voir Fig. 12) et l'expression du coefficient de sécurité est alors

$$F = \frac{\sum (c' \cdot b + (W - u \cdot b) \cdot \tan \varphi') \cdot \frac{1}{\cos \alpha \cdot \left(1 + \tan \alpha \cdot \frac{\tan \varphi'}{F} \right)}}{\sum W \cdot \sin \alpha}$$

On peut montrer que cette expression du coefficient de sécurité F est équivalente à

$$F = \frac{\text{Moment des forces résistantes}}{\text{Moment des forces motrices}}$$

Avec : forces résistantes = Efforts résistants le long du cercle de rupture S

forces motrices = Poids du sol limité par S

Les moments sont pris par rapport à O.

Très couramment employée, cette méthode pose cependant certaines difficultés de convergence mathématique (BLONDEAU 1972).

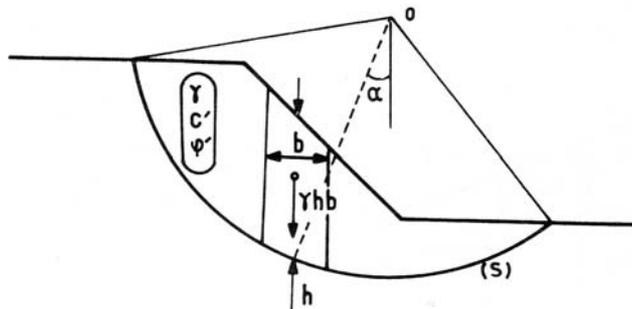


Fig. 12 : Méthode des tranches de BISHOP.

c – Rupture non circulaire : méthode des perturbations

Cette méthode a été mise au point au L.C.P.C. par MM. RAULIN, ROUQUES et TOUBOL (1974) et modifiée par M. VOGIEN (1975). Elle a pour but de :

- pouvoir calculer des surfaces de rupture non circulaires (elle s'applique naturellement aussi à la rupture circulaire)
- suppléer aux méthodes existantes qui posaient des difficultés de convergence mathématique (MORGENSTEIN et PRICE par exemple).

L'idée directrice de cette méthode est que la contrainte normale est fonction directe du poids des terres sus-jacentes (plus précisément de sa projection sur la normale a(S) : $\gamma \cdot h \cdot \cos^2 \alpha$), ainsi que de la géométrie du talus et de la surface de rupture considérée.

En terme de contraintes effectives, cela revient à adopter pour hypothèse complémentaire une expression de la forme

$$\sigma'(x) = (\gamma \cdot h \cdot \cos^2 \alpha - u) (\lambda + \mu \cdot y')$$

Dans laquelle

$\gamma \cdot h \cdot \cos^2 \alpha$ = projection normale du poids

u = pression interstitielle en M

y' = $\frac{dy}{dx}$

λ et μ sont deux paramètres d'ajustement déterminés par le calcul.

Une telle valeur de σ' constitue une "perturbation" de la valeur correspondant à la simple projection du poids ($\gamma \cdot h \cdot \cos^2 \alpha$).

Cette méthode n'a pas présenté de difficultés mathématiques de convergence et les valeurs obtenues pour F se raccordent à celles de BISHOP dans le cas de la rupture circulaire.

2.1.3. Exploitation pratique - Réflexions sur la notion de coefficient de sécurité

Hormis le cas de la rupture plane, il est exclu de faire des calculs de stabilité sans l'aide d'abaques ou d'un ordinateur.

Au stade du dimensionnement précis et dans le cas de géométries ou de régimes hydrauliques complexes, il faut faire appel à l'informatique. Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, ainsi que plusieurs autres firmes, disposent actuellement de programmes de calcul permettant de calculer en rupture circulaire et non circulaire toute configuration géomécanique et hydraulique (Talren de Terrasol, Géoslope de,).

Le calcul en rupture circulaire permet une recherche systématique de la surface de rupture critique au moyen d'un balayage de cercles de coordonnées (x y R) imposées en données du programme (Fig. 13). Il faut, en général, calculer 150 à 200 cercles pour obtenir un résultat précis.

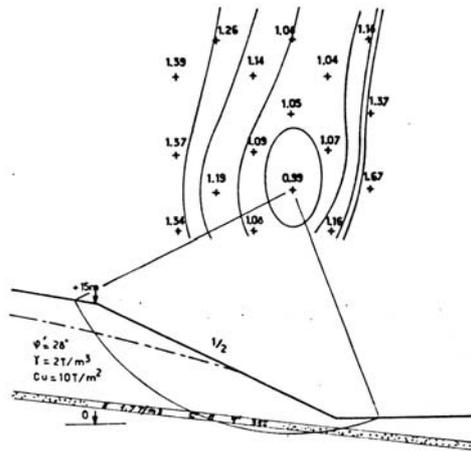


Fig. 13 : Exploitation de la rupture circulaire

Une prospection systématique et complète n'est guère possible en rupture non circulaire. On dispose de version des programmes sur PC avec environnement ergonomique. L'entrée des données à la souris, permet de traiter rapidement un grand nombre de cas de figures et d'optimiser ainsi en peu de temps la surface de rupture non circulaire donnant le coefficient de sécurité minimum.

Quelle que soit la méthode utilisée, la valeur obtenue pour F est directement fonction des paramètres géotechniques introduits dans le calcul. Toute incertitude sur la valeur de ces paramètres se traduit par une incertitude induite sur la valeur du coefficient de sécurité. Il est impératif d'apprécier la fourchette d'erreur finale sous peine de déboires graves. Ceci implique les remarques suivantes :

- On ne connaît jamais, a priori, la valeur exacte du coefficient de sécurité d'un talus. La seule valeur *contrôlable a posteriori* est $F= 1$ lorsqu'il y a eu rupture du talus.
- Il faut toujours chiffrer l'incidence des divers paramètres (c, ϕ, u) sur F, ou, en d'autres termes, la sensibilité de F aux variations ($\Delta c, \Delta \phi, \Delta u$) afin d'apprécier une bonne minimale raisonnable de F en fonction des paramètres cités.

On se préoccupe actuellement d'introduire la statistique dans la détermination de la sécurité des ouvrages en terre ou rocheux, mais l'expérience dans ce domaine est encore trop récente pour que l'on puisse considérer une telle voie comme opérationnelle.

L'expérience acquise a permis de dégager une valeur du coefficient F qui met, dans la plupart des cas, à l'abri des glissements ou de déformations trop importantes :

$$F = 1,5$$

Cette valeur, faible, doit être respectée. Nous verrons cependant, dans le cas des versants naturels, que ceci est parfois difficile.

2.2. PERSPECTIVES D'AVENIR : CALCULS EN DÉFORMATION

Malgré leur imperfection, les méthodes de calcul à la rupture seront vraisemblablement employées longtemps encore, car elles s'appuient sur une expérience acquise sur de nombreux cas concrets. Elles ont cependant un défaut majeur qu'il est impossible de corriger tant que l'on considère le sol comme rigide plastique : elles ne permettent pas de déterminer les efforts internes -poussées sur des ouvrages tels que pieux ou soutènements, efforts d'ancrages- ni les déformations, en particulier en surface. Or, les mouvements peuvent avoir une incidence fâcheuse sur des structures existantes -ouvrages d'art ou habitations, par exemple-.

C'est dans cet esprit que se développent actuellement des méthodes de calcul "en déformation" basées sur l'utilisation des lois de comportement des sols et leur traitement par la méthode des éléments finis. L'outil mathématique est actuellement opérationnel (il nécessite cependant l'usage de très gros ordinateurs) et des recherches sont en cours pour mettre au point les méthodes d'essais permettant de déterminer la loi de comportement des sols à introduire dans les calculs

3. OUVRAGES SPÉCIFIQUES

Les glissements de talus sont de nature différente, par leur géométrie et leur développement dans le temps, selon le type de pente affectée. On distingue habituellement

- . les remblais sur sols mous,
- . les tranchées de déblai,
- . les versants naturels (et les ouvrages s'y rapportant),
- . les barrages en terre.

3.1. LES REMBLAIS SUR SOLS MOUS

(pour mémoire, Cf., cours spécifique)

3.2. LES TRANCHÉES DE DÉBLAI

3.2.1. Description générale

a - Définition et caractéristiques géométriques d'un déblai

On appelle talus de déblai un talus bordant une tranchée réalisée par excavation et déchargement du terrain en place (Fig. 14). La hauteur H de tels ouvrages (différence de cotes entre crête et pied) peut dépasser 50 mètres dans le cas de tranchées exceptionnelles (70 mètres pour la tranchée de MARITCHOU sur l'autoroute BAYONNE - HENDAYE).

Classiquement, les pentes (tg β) adoptées pour les déblais dans les sols, valent $2/3$, $1/2$, $1/2,5$ ou $1/3$; selon les conditions locales, certaines pentes plus raides -voire verticales- peuvent être adoptées à titre provisoire ; des pentes plus douces ($1/4$) sont retenues dans le cas de sols de qualité exceptionnellement mauvaise ou soumis à un régime hydraulique particulièrement sévère.

On verra que, pour des raisons de stabilité, le parement du talus peut parfois être subdivisé par une ou plusieurs risbermes horizontales.

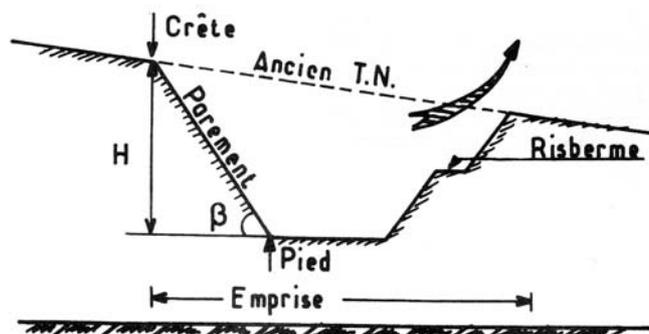


Fig. 14 : Schéma d'un talus de déblai

b - Nature des glissements de déblais

Les principales caractéristiques géométriques d'un glissement de déblai sont les suivantes :

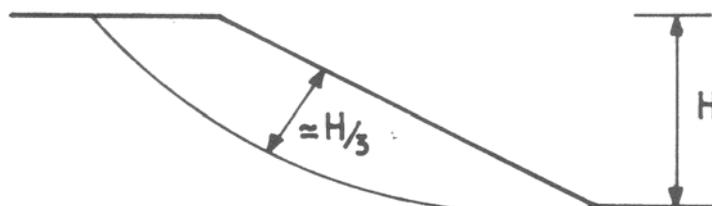


Fig. 15 : Coupe schématique d'un glissement de déblai.

- surface de glissement assimilable à un cylindre à directrice circulaire (Fig. 15) passant par le pied de talus

Mécanique des sols avancée : Stabilité des pentes

- profondeur d du glissement, relativement faible (inférieure à $H/3$), et d'autant plus faible que le sol est plus frottant et moins cohérent.

Il y a des exceptions à ces règles très schématiques : en particulier, toute hétérogénéité marquée du sol peut, soit induire une rupture locale (Fig. 16), soit modifier la forme de la surface de rupture (Fig. 17).

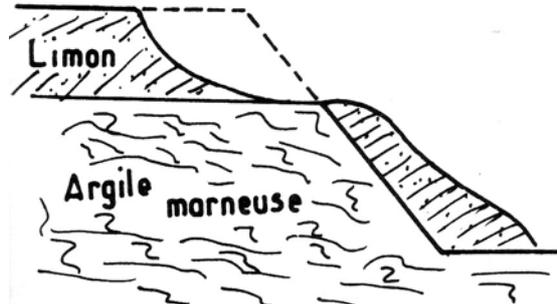


Fig. 16 : Rupture locale dans une formation plus faible

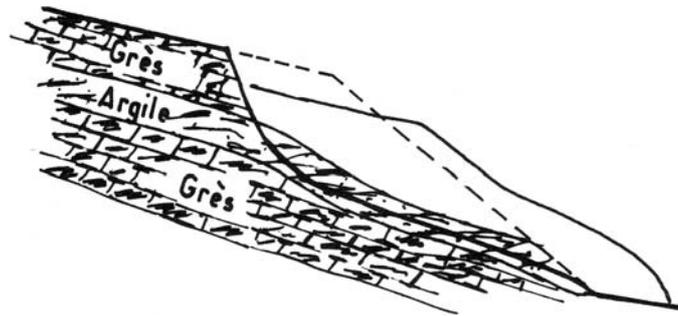


Fig. 17 : Rupture guidée par une zone faible

3.2.2. Analyse de stabilité

L'analyse de stabilité se fait par calcul en rupture circulaire ou non circulaire si l'hétérogénéité du sol le justifie a priori, il existe, par ailleurs, des abaques pour le traitement des cas simples (Cf. annexe).

Dans un tel calcul, rentrent trois types de paramètres caractérisant - la géométrie

- le régime hydraulique
- la résistance au cisaillement.

L'introduction des données concernant la géométrie ne pose généralement pas de problèmes. Le régime hydraulique est, par contre, souvent très délicat à apprécier avec précision car, d'une part, le régime initial n'est pas toujours connu et, d'autre part, comme on le verra au paragraphe suivant, son évolution dans le temps est très difficile à prévoir.

Les paramètres de *résistance au cisaillement* à introduire dans les calculs se déterminent essentiellement par *des essais de laboratoire*. Les valeurs à prendre en compte doivent faire l'objet d'une réflexion approfondie et ne se déduisent pas toujours simplement des résultats d'essais bruts.

a- Rôle de l'eau dans la stabilité. Court terme - long terme

Plus de 70 % des ruptures de déblais sont imputables à la présence d'eau dans les talus, il est donc utile d'examiner son incidence sur la stabilité.

Sur la Fig. 18, on a schématisé un cas simple de déblai : terrain homogène, horizontal, nappe phréatique initiale parallèle au terrain naturel.

Initialement, les contraintes totales s'exerçant en P sur la surface de rupture sont σ_0 , τ_0 (points A des figures 18 e et f). La pression interstitielle, donnée par la hauteur d'eau au-dessus de P est u_0 (Fig. 18 a, b, c, d). Les contraintes effectives sont donc σ'_0 ($\sigma'_0 = \sigma_0 - u_0$) et τ'_0 ($\tau'_0 = \tau_0$) (points A' des Fig. 18 e et f).

Le terrassement du déblai a eu pour effet de modifier les contraintes totales qui deviennent

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = \sigma_0 + \Delta\sigma \text{ (avec } \Delta\sigma < 0 \text{)} \\ \tau_1 = \tau_0 + \Delta\tau \text{ (avec } \Delta\tau > 0 \text{)} \end{array} \right\} \text{ points B des Fig. 18 e et f}$$

Dans le même temps, le sol se déforme avec tendance à variation de volume, d'où apparition de surpression interstitielle Δu s'il est peu perméable.

Mécanique des sols avancée : Stabilité des pentes

Pendant un certain laps de temps, définissant la phase de *court terme*, le sol est sollicité à volume constant. On peut, pour schématiser, quantifier la variation de pression interstitielle par la formule de HENKEL :

$$\Delta u = \Delta \sigma_{oct} + \alpha \cdot \Delta \tau_{oct}$$

avec $\alpha < 0$ si le sol est surconsolidé

$\alpha > 0$ si le sol est normalement consolidé

Compte tenu des valeurs algébriques respectives de $\Delta \sigma_{oct}$ (< 0), $\Delta \tau_{oct}$ (> 0) et α (< 0 ou > 0), on peut donc avoir

$\Delta u < 0$ pour les sols surconsolidés

$\Delta u > 0$ ou à $\Delta u < 0$ pour les sols normalement consolidés. En fin de chantier, la pression interstitielle vaut $u_1 = u_0 + \Delta u$ (Fig. 18 a, b, c, d)

et les contraintes effectives sur S deviennent

$$\left. \begin{array}{l} \sigma'_1 = \sigma_1 - u_1 \\ \tau'_1 = \tau_1 \end{array} \right\} \text{ points B' des Fig. 18 e et f}$$

Lorsque les travaux sont terminés, les contraintes totales n'évoluent plus, mais le régime hydraulique tend vers un régime d'équilibre (Fig. 18 a et b) de nappe rabattue par la tranchée. La pression interstitielle en P devient u_2 et les contraintes effectives deviennent

$$\left. \begin{array}{l} \sigma'_2 = \sigma_1 - u_2 \\ \tau'_2 = \tau_2 \end{array} \right\} \text{ points B'' des Fig. 18 c et f}$$

L'examen des chemins de contraintes montre que :

- dans le cas des sols surconsolidés ($\alpha < 0$), c'est pendant le passage de B' à B'', c'est-à-dire pendant le passage à long terme, que risque de se produire la rupture, si le chemin de contraintes coupe la courbe intrinsèque (c' , ϕ').
- dans le cas des sols normalement consolidés, la rupture peut se produire, soit à court terme ($\alpha_2 > 0$, fort), soit à long terme ($\alpha_1 > 0$, faible).

Dans les sols peu perméables, le passage à long terme (B' à B'') peut prendre des mois, voire des années. VAUGHAN et WALBANKE (1973) ont déterminé des pressions interstitielles négatives (donc de court terme) dans l'argile surconsolidée de Londres, plus de dix ans après le terrassement d'un déblai.

Plus le sol est imperméable, plus le temps de passage à long terme est important. Cependant, la plupart des sites sont hétérogènes (présence de passages perméables : lits de sables, bancs gréseux, fractures) ou sont formés de sols surconsolidés fissurés, dans lesquels l'évolution du régime hydraulique est conditionnée plus par la perméabilité "en grand" que par la perméabilité intrinsèque des sols concernés. Ceci modifie beaucoup l'impression que l'on peut avoir a priori de la faculté de passage à long terme de sites après terrassements.

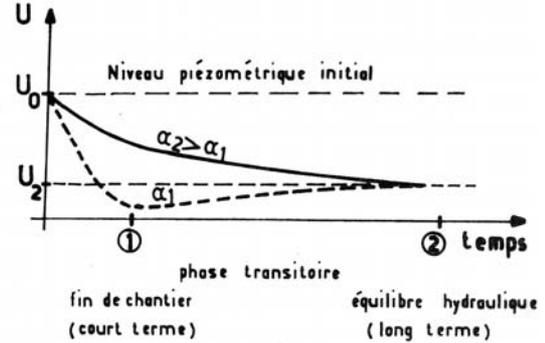
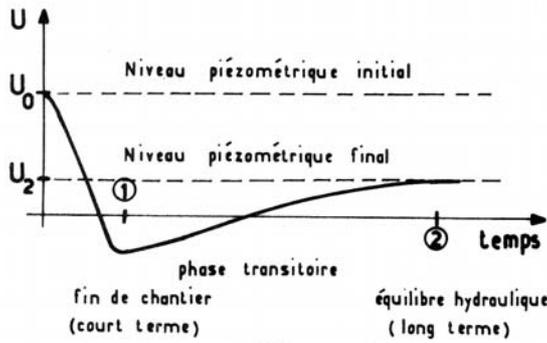
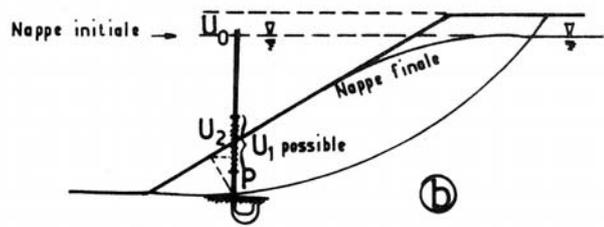
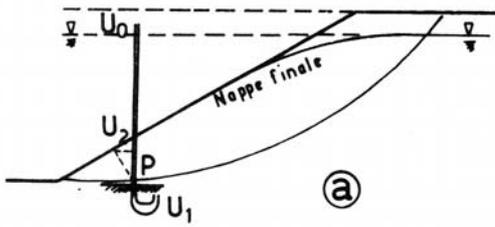
On réalise, de plus, à l'examen des Fig. 18 e et f, que plus la pression interstitielle finale u_2 est forte, c'est-à-dire plus la nappe est haute, plus le point B'' a de chances de se trouver dans la zone de rupture délimitée par la courbe intrinsèque. Ceci traduit le fait bien connu que plus il y a d'eau dans un talus, plus il y a risque de glissement.

SOL SURCONSOLIDÉ

$\alpha < 0$

SOL NORMALEMENT CONSOLIDÉ

$\alpha \geq 0$



CONSOLIDÉ

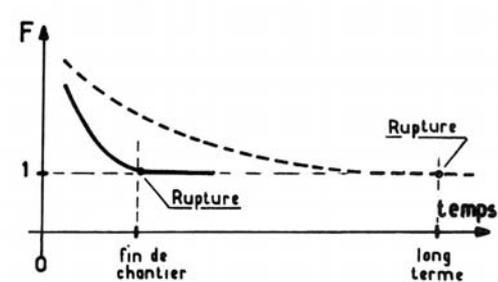
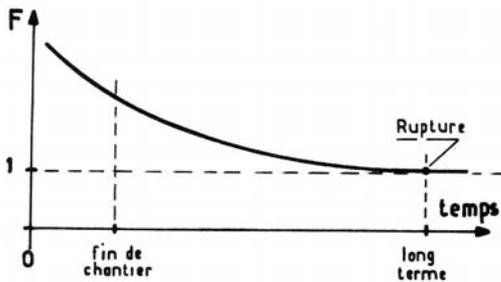
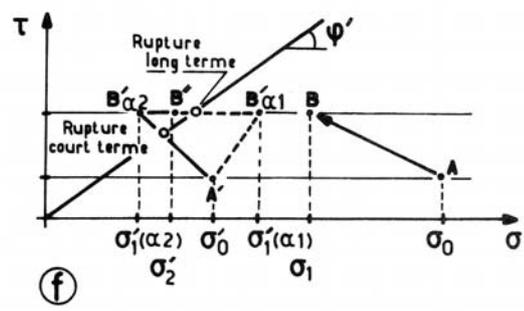
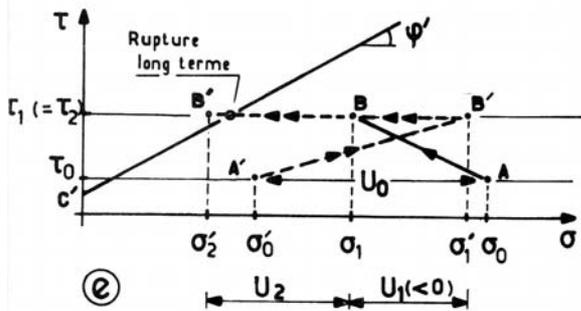


Fig. 18 : Évolution de la stabilité au cours du temps

A titre d'exemple, on indique, Fig. 19, l'incidence de la hauteur Y_E de la nappe, supposée horizontale, sur le coefficient de sécurité F d'un déblai homogène, frottant et cohérent.

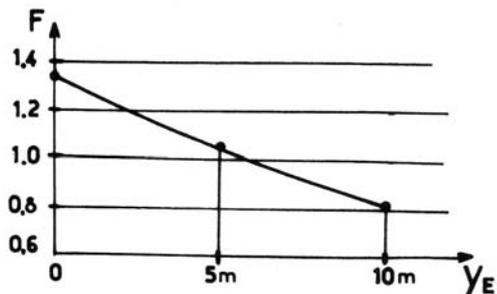
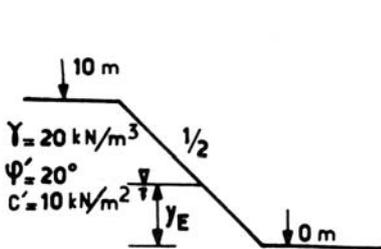


Fig. 19 : Incidence de la nappe sur F

Mécanique des sols avancée : Stabilité des pentes

On constate, dans le cas présent, que le coefficient de sécurité diminue de près de 70 % lorsque le niveau de la nappe passe du pied à la crête du talus. Cet ordre de grandeur est tout à fait classique.

Remarque importante

On a montré, dans le cours de tronc commun, l'équivalence entre les deux systèmes représentés Fig. 20.

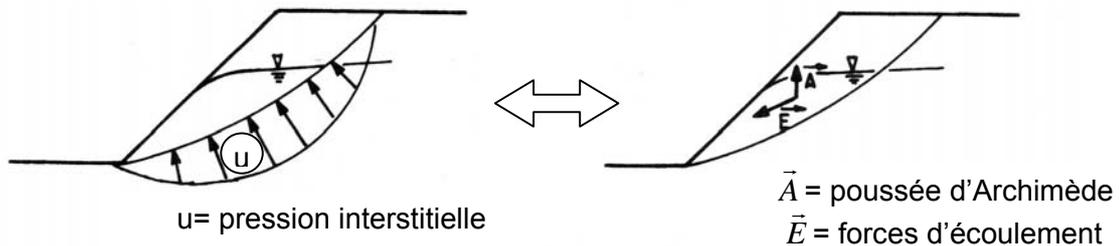


Fig. 20 : Équivalence pressions interstitielles - forces d'écoulement

Dans le calcul de stabilité, il faut donc utiliser, soit l'un, soit l'autre. Dans le premier cas, on entrera les valeurs des pressions interstitielles et le poids spécifique γ , dans le second, on utilisera les poids spécifiques déjaugés pour les sols sous la nappe et on ajoutera les forces d'écoulement. Il faut bien se garder d'ajouter ces dernières aux pressions interstitielles (sous peine d'avoir beaucoup de difficultés à assurer la stabilité théorique des ouvrages ! ...)

b - Résistance au cisaillement

Les paramètres mécaniques à introduire dans les calculs sont fonction de deux types de considérations :

-type de calcul effectué : stabilité à court terme ou à long terme (il faut, en principe, faire les deux types de calcul)

-terrassement dans un sol qui n'a jamais subi de glissement ou, à l'inverse, terrassement dans un sol initialement instable. En particulier, la reprise de glissements de déblais se rattache à cette deuxième catégorie.

Analyse à court terme

Si la formule de HENKEL permet, en théorie, d'exprimer de façon simple l'effet du terrassement sur la pression interstitielle, il est difficile, en réalité, de l'appliquer à des prévisions précises d'évolution du régime hydraulique à court terme. On ne connaît donc pas, a priori, les valeurs de la pression interstitielle à court terme, on ne peut donc pas prévoir les contraintes effectives pendant cette phase. Les calculs de stabilité se font alors en contraintes totales à l'aide de la cohésion non drainée - C_u - qui traduit la résistance au cisaillement globale du sol sollicité à volume constant, ce qui est le cas des sols fins pendant les terrassements. En sol homogène, le coefficient de sécurité est alors fonction linéaire du

coefficient $N = \frac{C_u}{\gamma \cdot h}$ soit $F = \frac{N}{N_0} \cdot F(N_0)$ avec les notations de la Fig. 21.

Il est donc

- proportionnel à la cohésion non drainée
- inversement proportionnel à la hauteur du talus.
-

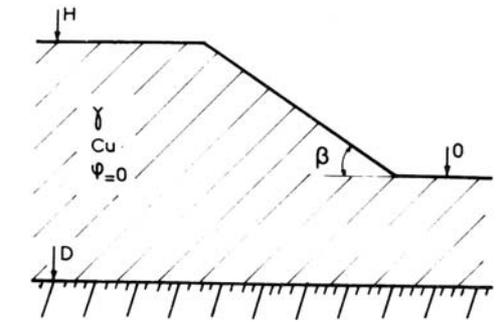


Fig. 21 : Schéma de calcul à court terme

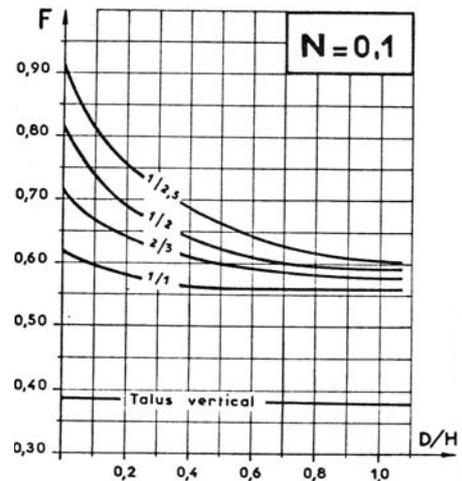


Fig. 22 : Abaques de FELLENIUS d'un déblai homogène

Des abaques correspondant à ce cas de figure ont été calculés par la méthode suédoise (FELLENIUS) et on peut les trouver sous leur présentation initiale (TERZAGHI, 1961) ou sous une présentation modifiée.

Dans le cas limite du talus vertical - qui se pose pour toute tranchée provisoire de drainage de VRD- le coefficient de sécurité, en rupture circulaire, est donné par $F = 0,38 \cdot 10 \cdot N$ soit $F = 3,8 \cdot N$ ce qui donne une hauteur critique ($F = 1$) égale à $H = 3,8 \cdot \frac{C_u}{\gamma}$ à comparer à celle que donne le calcul en

rupture de poussée $H = 4 \cdot \frac{C_u}{\gamma}$.

L'analyse à court terme, malgré son caractère théoriquement simple, soulève en réalité plusieurs difficultés:

- la première concerne la durée de la période "court terme" qu'il est impossible de prévoir sans expérience de sites semblables à celui étudié
- l'hétérogénéité est la règle et l'homogénéité l'exception" (LONDE - Symposium d'Orléans). Les poseurs de canalisations qui ont à faire des tranchées provisoires savent bien que les zones de transition entre sols de nature différente constituent des points sensibles. Chaque interface est une zone particulière vis-à-vis de la résistance mécanique et de la perméabilité qui peut constituer une surface de rupture potentielle
- la mesure de la cohésion non drainée se fait
 - soit en place à l'aide du scissomètre (seulement pour les sols mous - $C_u < 50 \text{ kN/m}^2$)
 - soit en laboratoire au moyen d'essais triaxiaux non consolidés non drainés (UU) pour les sols mous ou raides
 - Quelle que soit la méthode employée, la valeur mesurée de C_u est influencée par les paramètres de l'essai
- vitesse de rotation du scissomètre en place
- vitesse de cisaillement
- dimensions de l'éprouvette } en laboratoire

Or, vis-à-vis du calcul de stabilité, il faut, soit effectuer un essai reproduisant au mieux les conditions de sollicitation du sol en place (vitesse d'essai très faible, dimensions d'éprouvettes très grandes), soit affecter les valeurs obtenues sur essais classiques (réalisés en quelques minutes sur éprouvettes de petites dimensions) des coefficients correcteurs fonction de l'essai et de la nature du sol.

A titre d'exemple, la Fig. 23 montre les variations de C_u mesurées sur deux argiles raides fissurées, en fonction de la vitesse de cisaillement (rupture obtenue en quelques minutes ou en une semaine) et de la dimension des éprouvettes cisailées ($\varnothing 38 \text{ mm}$ à $\varnothing 300 \text{ mm}$) (BLIVET - BLONDEAU - UNG SEN Y - 1976).

L'incidence de la dimension est appréciable (40 % de chute de C_u) et, dans ce cas précis, un diamètre de 150 mm semble représentatif de la réalité. Selon que l'on fait le cisaillement en 10 min ou en une semaine, C_u chute de 30 % pour l'argile de Dozulé et 13 % pour l'argile de Provins. Il semble que cet effet est d'autant plus marqué que l'argile est plus raide.

On a, a priori, intérêt à travailler sur éprouvettes de gros diamètre (100 à 150 mm) et à vitesse faible (cisaillement en une journée).

Mécanique des sols avancée : Stabilité des pentes

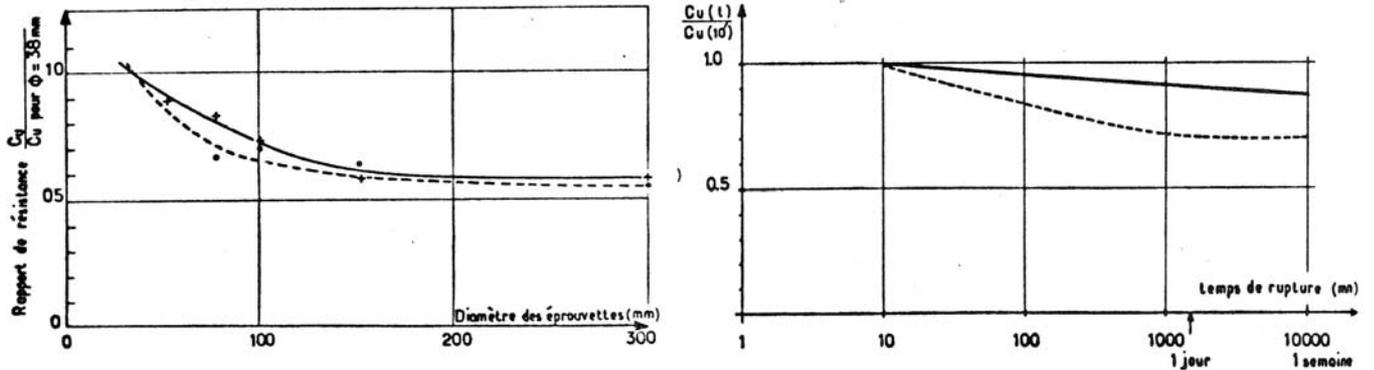


Fig. 23 : a - Incidence de la vitesse d'essai sur la mesure de C_u – b - Incidence du diamètre des éprouvettes sur la mesure de C_u

Analyse à long terme

Les calculs se font en contraintes effectives, à l'aide des paramètres c' , ϕ' et avec introduction de la pression interstitielle.

Les paramètres c' , ϕ' sont déterminés par essai triaxial (de type consolidé drainé (CD) ou consolidé non drainé (CU) avec mesure de la pression interstitielle) ou par essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande (de type consolidé-drain). Par analogie avec le paragraphe précédent, on peut considérer que, tous autres paramètres égaux par ailleurs, F est une fonction croissante du paramètre $N = c'/H$ (Fig. 24). On peut l'assimiler à une fonction linéaire par segments, ce qui permet de représenter le coefficient de sécurité sous forme d'abaques (BLONDEAU et al., 1975) calculés pour des valeurs de N particulières entre lesquelles on interpole linéairement.

Comme on l'a indiqué précédemment, le rôle de l'eau, visible sur les abaques où la nappe intervient par sa cote YE , est très important vis-à-vis de la stabilité.

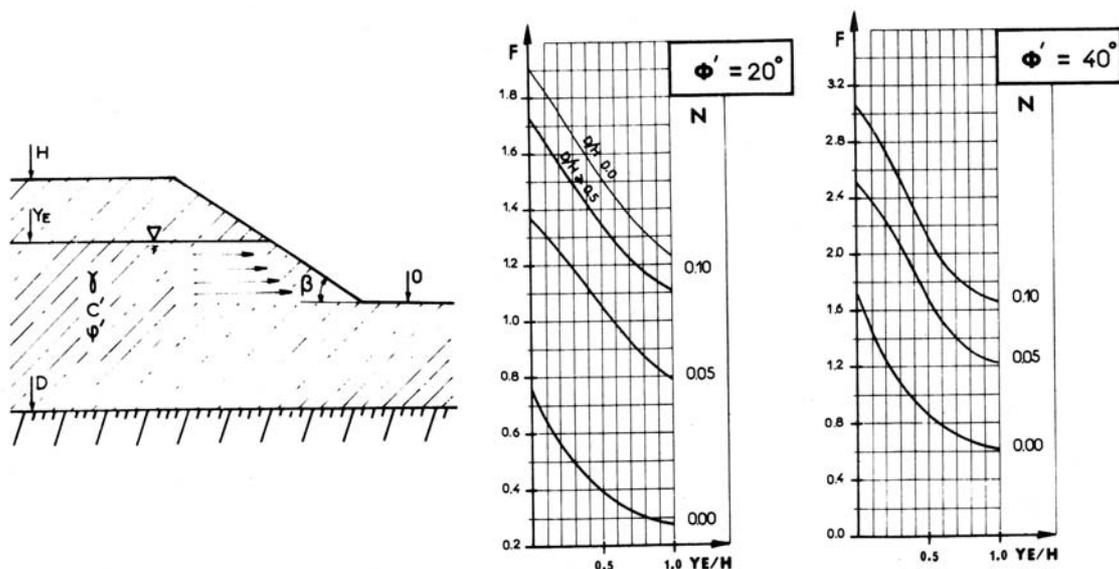


Fig. 24 : Stabilité à long terme

Remarquons que, dans la plupart des cas, la nappe est introduite dans les calculs de stabilité par son toit, que l'on suppose horizontal, dans la mesure où l'on ne dispose en général d'aucun élément permettant d'en prévoir la géométrie finale. Ceci revient à prendre en compte des pressions interstitielles légèrement plus fortes que dans la réalité (Fig. 25), ce qui va dans le sens de la sécurité. Les abaques LCPC sont calculés avec cette hypothèse, à la différence des abaques KERISEL qui prennent en compte une nappe rabattue selon un schéma à choisir par le projeteur.

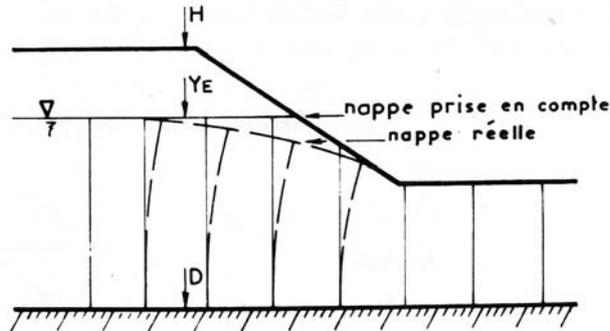


Fig. 25 : Schématisation de la nappe

D'un point de vue pratique, deux problèmes majeurs se posent :

- Quel est le régime hydraulique exact (initial et final) ? Cette question n'est cependant pas spécifique aux déblais, on verra qu'elle est encore plus courante pour les versants naturels. Certains moyens d'investigation (piézomètres) permettent d'y répondre, au moins partiellement.
- Quelle est la représentativité des caractéristiques c' , ϕ' mesurées en laboratoire ? La réponse à cette question n'est pas très claire, mais certaines expériences tant en place qu'en laboratoire permettent de dégager les principaux éléments suivants :
 1. L'angle de frottement de pic, ϕ' , mesuré en laboratoire, est apparemment significatif de la résistance du sol et, de plus, est peu sensible aux conditions d'essai (vitesse, dimension des éprouvettes notamment),
 2. La cohésion c' mesurée est toujours surestimée par rapport à sa valeur mobilisable en place. Il y a à cela, entre autres, deux raisons :
 - les appareils d'essais sont souvent affectés de frottements parasites, qui augmentent les efforts mesurés,
 - la cohésion traduit la résistance des liens de diagenèse du sol, qui sont des liens fragiles. Nous verrons, au chapitre des versants naturels, comment, par rupture progressive, ces liens se brisent in situ, sans que pour autant le sol ne subisse de grandes déformations. L'existence de fissures en particulier constitue un facteur d'absence locale de cohésion en place, alors que, par définition de l'essai de laboratoire, l'échantillon cisailé est a priori intact et la résistance mesurée est celle de la matrice du sol.

SKEMPTON (1970) a examiné plusieurs ruptures de déblais dans l'argile de Londres. Connaissant F ($F = 1$ à la rupture) et supposant $\phi' = \phi'_{pic}$ il en a déduit c' mobilisé au moment de la rupture ($c' = c' (F, \phi', u)$).

La Fig. 26 donne les résultats obtenus pour sept glissements dont le plus différé s'est produit 80 ans après le terrassement.

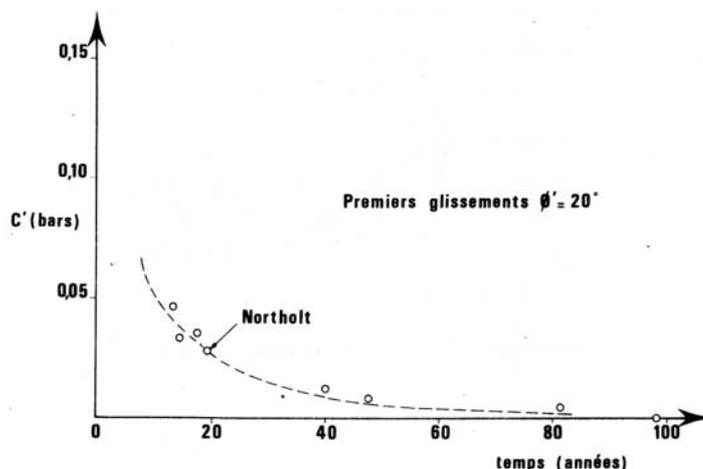


Fig. 26 : Diminution de C' mobilisé dans le temps

Il faut cependant noter que, dans un tel calcul, le régime hydraulique (u) pris en compte a une incidence très importante sur les conclusions que l'on peut en tirer. Il est à craindre que celui-ci ne soit pas toujours connu avec précision sur les cas étudiés.

Quoi qu'il en soit, tout concourt à laisser penser que *la cohésion mobilisée tend vers zéro dans le temps*.

Mécanique des sols avancée : Stabilité des pentes

Trois cas sont alors à considérer :

"Premier glissement". Le déblai est terrassé dans un sol vierge, qui n'a jamais glissé. On prendra

$$\varphi' = \varphi'_{pic}$$

$$c' \sim 0 \quad (5 \text{ kPa par exemple})$$

Ces caractéristiques ont été dénommées "caractéristiques ramollies" par SKEMPTON (1970).

"Réactivation d'un glissement." Le déblai est terrassé dans un sol qui a déjà subi des glissements (à l'échelle historique, voire géologique). Il faut adopter des caractéristiques résiduelles

$$\varphi' = \varphi'_{res}$$

$$c' = 0$$

que nous verrons au chapitre des versants naturels.

"Réparation d'un glissement". Un glissement constitue le meilleur essai de cisaillement dont on puisse disposer, puisqu'il mobilise la résistance en vraie grandeur (c'est d'ailleurs le principe des tranchées expérimentales que l'on terrasse jusqu'à la rupture (Cf. BLONDEAU QUEYROI, 1976). La démarche se fait alors en deux temps :

a.- Calage des caractéristiques mécaniques et hydrauliques - initiales.

On cherche, compte tenu de ce que $F = 1$, le jeu des paramètres c' , φ' , u qui assurent $F(c', \varphi', u) = 1$ (Fig. 27)

On admet, a priori, que les valeurs de frottement φ' mesurées en laboratoire, qui sont généralement comprises dans une fourchette $\varphi'_{min} < \varphi' < \varphi'_{max}$, sont représentatives.

.Si le régime hydraulique est connu avec précision, on en déduit les valeurs de c' mobilisées (c'_{mob}).

.Si le régime hydraulique n'est pas connu a priori -cas beaucoup plus fréquent- il faut en essayer plusieurs ($u_1, u_2 \dots$) afin de déterminer celui qui, considéré comme raisonnablement le plus défavorable, donne pour c' des valeurs relativement faibles ($< 10 \text{ kPa}$).

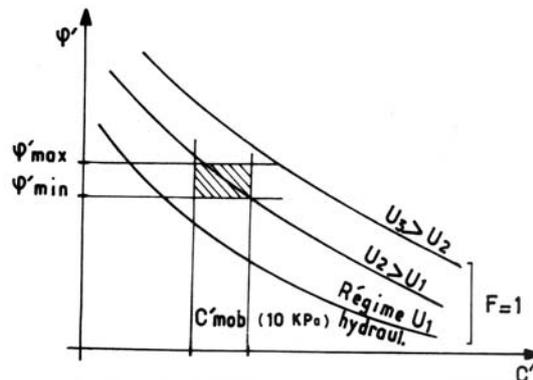


Fig. 27 : Calage des paramètres

b.- Calcul de la solution confortative

.Si les mouvements ont été faibles (inférieurs à une dizaine de centimètres par exemple) on fera les calculs du système confortatif sur la base de

$$\begin{cases} c'=0 \\ \varphi'_{min} < \varphi' < \varphi'_{max} \\ u \text{ déterminé par le calage initial} \end{cases}$$

et l'on cherchera à obtenir une valeur du coefficient de sécurité $F(\varphi'_{moyen}) \geq 1,5$, avec $F(\varphi'_{min}) > 1$.

.Si les mouvements ont été importants (rupture avec glissement sur plusieurs dizaines de centimètres, voire plusieurs mètres), on adoptera alors pour le calcul de la solution confortative, les paramètres résiduels.

$$\begin{cases} c'=0 \\ \varphi' = \varphi'_{res} \\ u \text{ déterminé par le calage initial} \end{cases}$$

L'expérience indique que, dans ces cas, on a alors, autant que faire se peut, intérêt à purger toute la masse glissée afin d'éliminer la zone faible que constitue la surface de rupture.

Il est évident que le schéma de calcul présenté ci-dessus est simplifié et doit être adapté à chaque cas particulier. Certains glissements demeurent d'ailleurs très difficiles à expliquer a posteriori par cette méthode.

3.2.3. Méthodes confortatives

Quatre types d'action peuvent être menées pour, à partir d'un état initial donné, améliorer la stabilité générale d'un déblai. Elles portent sur :

Mécanique des sols avancée : Stabilité des pentes

- la géométrie : modification du profil,
- le régime hydraulique : drainage,
- les forces mécaniques : soutènement, cloutage,
- la nature du sol : injection, substratum.

Il faut, de plus, assurer la pérennité de l'état de surface du talus et le préserver de l'érosion en le protégeant par une végétation appropriée. Les éléments nécessaires au choix et à la définition d'un dispositif de confortement pour un glissement de terrain peuvent être trouvés dans le Guide technique écrit par SEVE et POUGET, 1998.

A - Action sur la géométrie

Le meilleur moyen d'améliorer la stabilité d'un déblai est de le supprimer. Ceci n'est en principe possible qu'au niveau d'un avant-projet de tracé neuf où l'on est encore maître de la cote du projet par rapport au terrain naturel. Certains grands projets (train à grande vitesse Paris-Lyon, par exemple) ont été modifiés pour diminuer, voire supprimer, certains déblais susceptibles de poser des problèmes de stabilité à long terme.

A défaut de le supprimer complètement, on peut essayer d'en réduire la hauteur H , soit par déchargement en tête (allègement en tête), si l'emprise le permet, soit par chargement ou élévation du niveau de la plateforme en pied (butée en pied), si le profil en long de celle-ci l'autorise (Fig. 28).

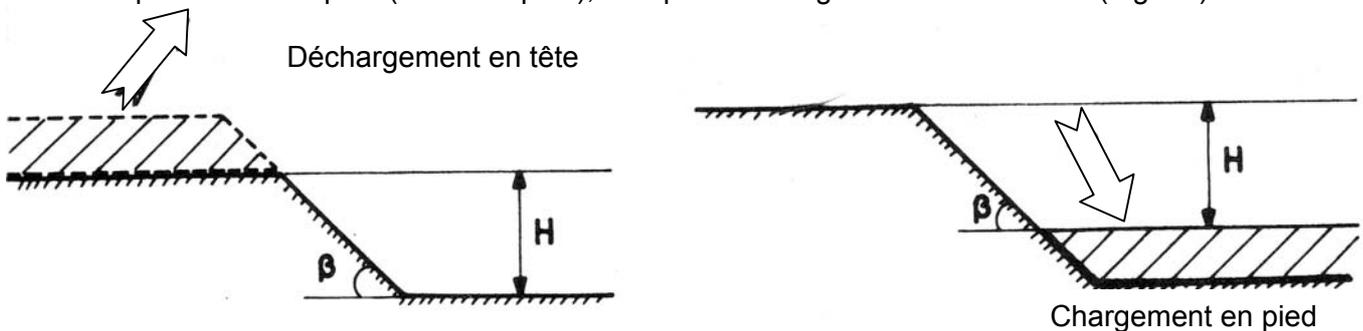


Fig. 28 : Diminution de la hauteur d'un talus de déblai.

Si l'on ne peut modifier la hauteur du talus, on peut alors essayer d'en abaisser la pente β par reprofilage (Fig. 29). Le coefficient de sécurité est pratiquement linéairement décroissant en fonction de $\tan \beta$. Cette solution, très efficace, a cependant le double inconvénient :

- d'augmenter les emprises, ce qui n'est pas toujours possible,
- d'augmenter le volume des terrassements.

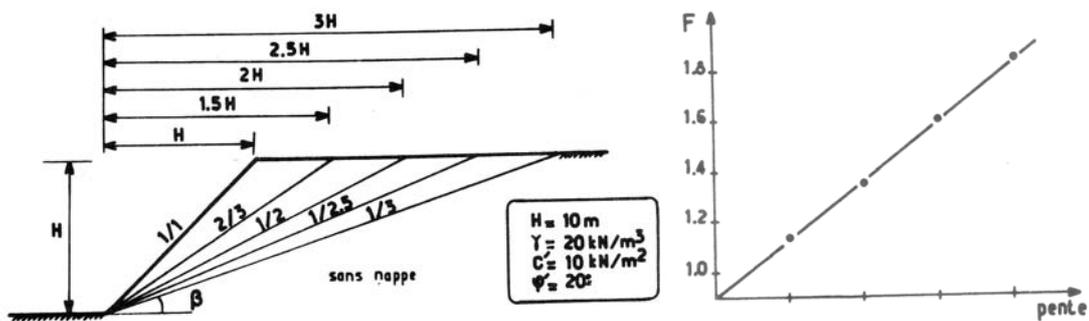


Fig. 29 : Incidence de la pente sur le coefficient de sécurité.

Si hauteur et emprise sont imposées, il reste alors la possibilité éventuelle de créer une ou plusieurs risbermes (Fig. 30) ce qui revient, au plan mécanique, à faire un transfert de masses de la tête du talus, où elles sont "motrices", au pied, où elles sont "résistantes".

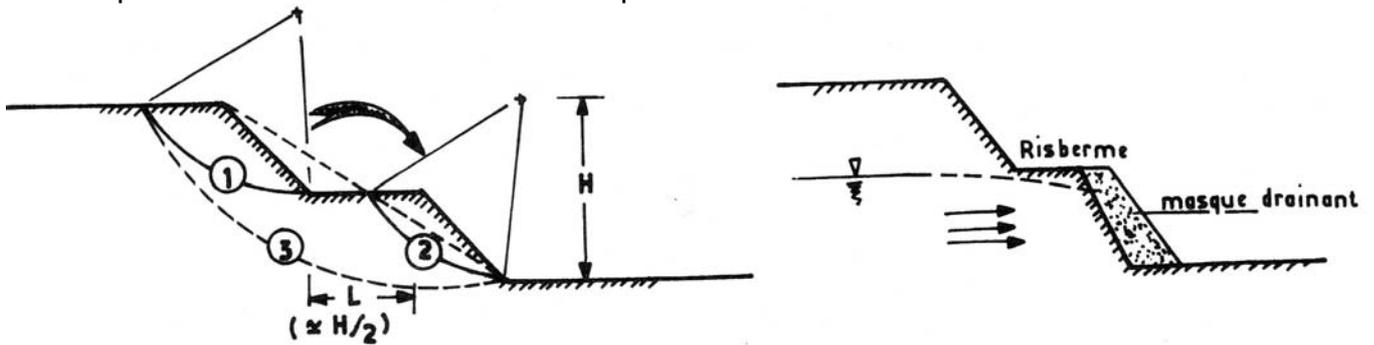


Fig. 30 : Effet d'une risberme

Il faut alors s'assurer que la stabilité est correcte vis-à-vis des trois types de rupture (1) talus amont (2) talus aval (3) stabilité générale. La largeur L de la risberme doit être de l'ordre de $H/3$, voire $H/2$ pour que celle-ci soit efficace (30 % d'amélioration sur F).

Cette solution a l'avantage de conserver emprises et volume des terrassements, tout en améliorant la stabilité d'ensemble par rapport au talus à pente unique.

De plus, en cas de sol hétérogène de type marne sur calcaire, par exemple (Fig. 31), elle a l'avantage de préserver la plateforme d'éventuels désordres de la partie supérieure. Elle sert alors de voie de service pour l'entretien du talus.

A l'inverse, elle a l'inconvénient de créer des talus, de hauteur plus faible, à pente plus raide. Le talus aval peut être instable, en particulier s'il y a présence d'eau. On peut alors adjoindre dans cette partie un masque drainant dont on verra le principe plus loin (Fig. 30 b).

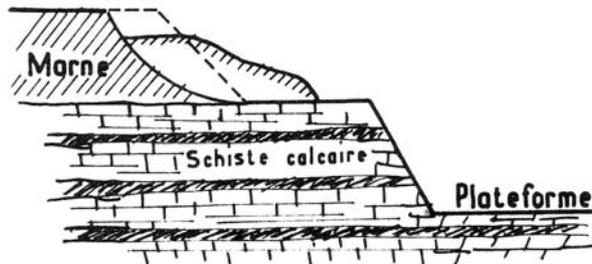


Fig. 31 : Rôle protecteur d'une risberme

Il faut assurer un drainage parfait de la risberme afin de ne pas accumuler d'eau en tête de talus aval. Dans cet esprit, elle sera, soit pentée vers l'aval, avec risque d'augmenter les quantités d'eau de ruissellement sur le talus aval, soit pentée vers l'amont avec nécessité de mettre un drain d'évacuation.

On peut aussi modifier la géométrie en introduisant un soutènement qui a pente donnée de talus, pourra, dans certains cas, diminuer sensiblement la hauteur du déblai, le volume des terrassements et les emprises (Fig. 32). Il faut alors chercher à optimiser la somme des coûts de terrassement et de soutènement.

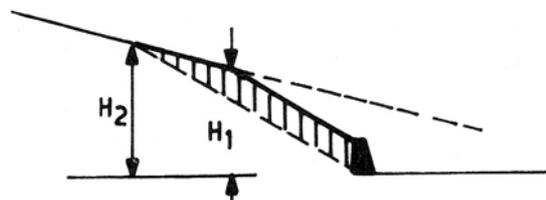


Fig. 32 : Effet géométrique d'un soutènement

B - Action sur le régime hydraulique

C'est généralement, au même titre que l'action géométrique, le procédé le plus efficace pour améliorer la stabilité d'un talus. On a vu la chute du coefficient de sécurité du fait de la présence d'une nappe (jusqu'à 70 % pour l'exemple cité Fig. 19), le gain sera dans la même proportion si l'on draine.

Masque drainant

Parfois appelé "cavalier", le masque drainant est un volume de matériaux, en parement de talus, qui, soit pas sa perméabilité propre, soit grâce à un dispositif particulier de drainage, n'est pas soumis aux pressions interstitielles.

Il peut être, soit intégré au profil du talus -ce qui est le cas le plus fréquent (Fig. 33)- soit hors profil -ce qui est le cas en particulier lorsqu'on conforte un glissement par rechargement en pied (Fig. 33 b).

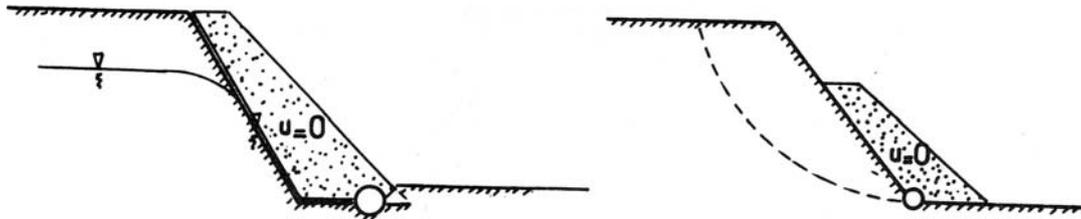


Fig. 33 : Coupes de masques drainants

Du point de vue de la stabilité, lorsqu'il est hors profil, le masque joue le même rôle qu'une banquette vis-à-vis d'un remblai, c'est-à-dire un rôle mécanique résistant, par augmentation des contraintes totales en pied de talus.

Lorsqu'il est dans le profil, son rôle revient à diminuer les pressions interstitielles u , donc à augmenter les contraintes effectives σ' ($\sigma' = \sigma - u$), c'est-à-dire la résistance au cisaillement τ'_{max} ($\tau'_{max} = c' + \sigma'.\tan \varphi'$) (Fig. 34).

Des abaques permettent de dimensionner un masque drainant dans les cas simples (sol homogène, nappe horizontale). On présente, titre d'exemple (Fig. 35) l'efficacité d'un masque sur le coefficient de sécurité, en fonction de sa géométrie.

L'exemple présenté est très schématisé, car, pour des raisons évidente de réalisation, s'il ne monte pas jusqu'à la crête du talus et s'il est assez haut ($> 3 - 4$ m), le masque doit avoir en tête une largeur l qui permette la circulation d'engins de terrassement ($l \geq 2 - 2,5$ m).

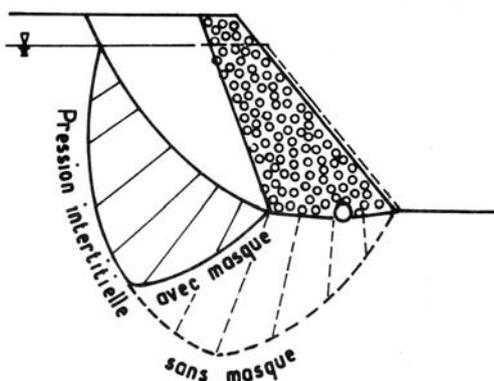


Fig. 34 : Incidence du masque sur les pressions interstitielles

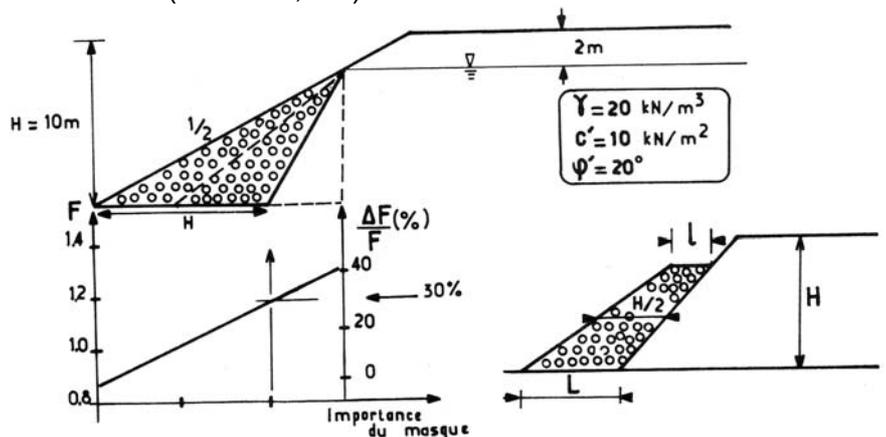


Fig. 35 : Incidence du masque selon son volume

Il est a priori inutile qu'il monte au-dessus de la cote maximale du toit de la nappe si celle-ci est bien identifiée.

Pour être efficace ($\Delta F/F > 30\%$) le masque doit avoir, en général, une largeur moyenne supérieure à la moitié de la hauteur du talus (Fig. 35b).

$$\frac{H}{2} < \frac{l + H}{2} \leq \frac{3}{4} \cdot H$$

Ceci se remarque sur le cas présenté Fig. 35 a qui correspond à un masque théorique triangulaire.

D'un point de vue pratique, le masque peut être, soit entièrement en matériau drainant (une grave propre 0/40 par exemple), soit en matériau moins noble, à condition qu'il soit, d'une part, autostable sans pressions interstitielles et que, d'autre part, l'eau soit drainée à l'amont par un filtre (soit en matériau drainant, soit en textile non tissé) comme l'indique la Fig. 36.

En tout état de cause, il faut prévoir un drain pour évacuer les eaux rabattues par le masque.

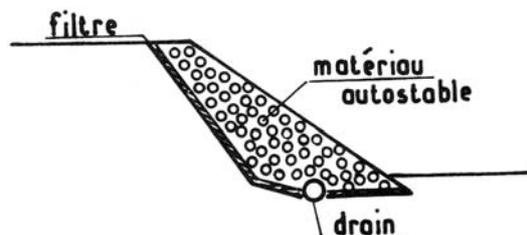


Fig. 36 : Coupe de masque drainant.

Mécanique des sols avancée : Stabilité des pentes

L'avantage du masque drainant est que son efficacité est généralement très bonne s'il est bien dimensionné et qu'elle est pérenne. L'inconvénient est qu'il nécessite un surcroît de terrassement et un déblai provisoire plus raide que le déblai définitif. On en limite la hauteur raisonnable à environ 5 ou 6 mètres.

On peut naturellement combiner masques et risbermes, comme vu précédemment, si le talus est très haut ($H > 10$ m).

Tranchées drainantes longitudinales

La tranchée drainante (Fig. 37) a pour but de rabattre le niveau de la nappe, donc de diminuer les pressions interstitielles. En coupe, elle est constituée de matériau drainant et d'un drain collecteur (0 100 mm par exemple) en PVC. L'adjonction d'un non tissé tapissant les parois permet d'assurer une non contamination du matériau drainant, donc la pérennité de l'ouvrage.

Ses caractéristiques géométriques sont limitées par celles des engins de terrassement (pelles hydrauliques) et par les conditions de stabilité à court terme des parois verticales. On admet généralement une profondeur maximale de l'ordre de 4 à 5 m (au-delà il faut mettre en place un blindage important) et une largeur de 0,75 à 1 m.

Certaines machines récentes, en cours de développement, semblent pouvoir réaliser des tranchées jusqu'à 11 m de profondeur (0,23 m de large) avec blindage et mise en place automatique du drain. Les premiers essais réalisés sur A 13 (déblai de Dozulé) sont prometteurs, tant du point de vue technique que financier. Ceci n'est valable que dans les sols fins ne contenant pas de blocs.

L'avantage de la tranchée drainante est double

- elle est faite à l'avancement des terrassements (voir avant) et permet ainsi d'assainir éventuellement le chantier,
- elle convient aux talus de grande hauteur ($H > 10$ m), puisqu'on peut en réaliser un nombre a priori quelconque en parallèle (Fig. 37)

Son inconvénient est aussi double

- elle est limitée en profondeur par la tenue à court terme des parois (et le blindage coûte cher)
- si le matériau drainant n'est pas d'excellente qualité, elle se colmate et ne remplit plus son rôle. Ceci implique une surveillance et un entretien réguliers.

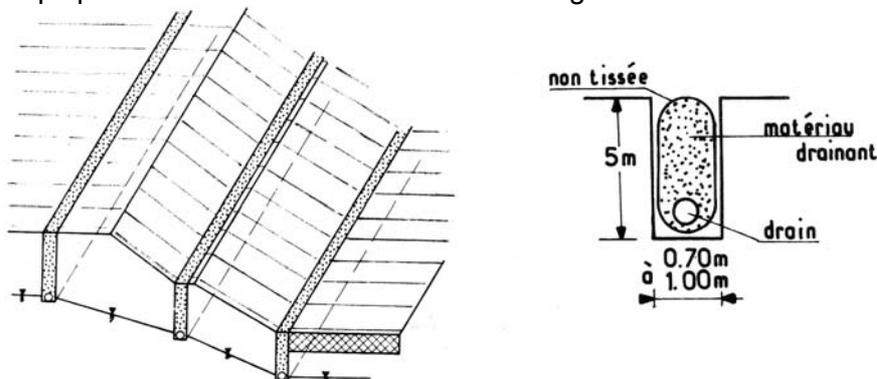


Fig. 37 : Tranchées drainantes longitudinales

Éperons drainants

Dans le cas de talus de faible hauteur (< 5 m), lorsque la réalisation de masque drainant ou de tranchée drainante n'est pas possible -ou ne s'impose pas- on peut envisager la solution "éperons drainants" (Fig. 38) qui consiste à faire des saignées perpendiculaires au talus et remplies de matériau drainant. Ils permettent notamment le drainage de zones de suintement.

Pour être efficaces, ces éperons doivent entamer très profondément le talus (plusieurs mètres) et ne pas être trop espacés ($d \leq H$).

L'avantage d'un tel système est de pouvoir être réalisé sans mettre en cause la stabilité du talus et de limiter en extension d'éventuels désordres, en jouant le rôle de prédécoupage latéral.

Ils n'ont naturellement pas la même efficacité qu'un masque continu de même section.

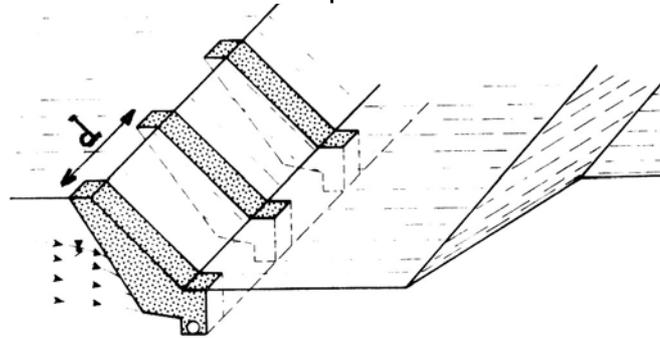


Fig. 38 : Schéma d'éperons drainants

Drains subhorizontaux

Lorsque l'eau est localisée dans des formations perméables, sans exutoire, il peut être utile de la décharger au moyen de drains subhorizontaux (Fig. 39). Ce sont des tubes crépinés en PVC (Ø 50 mm) mis en place par forage subhorizontal. Leur rayon d'action est très faible (quelques centimètres) dans les milieux cohérents, aussi faut-il en réserver l'usage au cas spécifique de nappes piégées dans des milieux perméables.

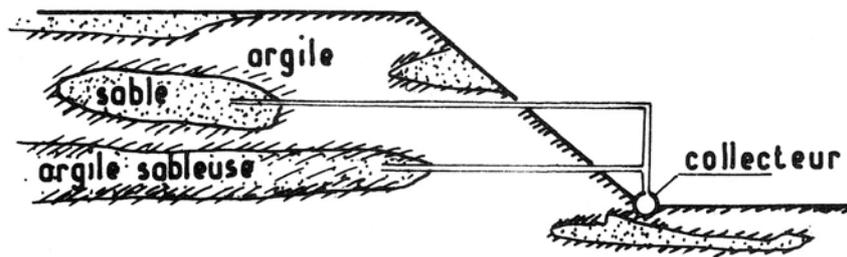


Fig. 39 : Type de drainage subhorizontal

Leur longueur est limitée couramment à une cinquantaine de mètres, mais peut, dans certains cas, atteindre 80 à 100 m. Ils sont généralement mis en place par nappes, chaque nappe comportant un ou plusieurs faisceaux de drains. Leur efficacité est certaine lorsqu'ils atteignent effectivement la zone drainer.

À l'inverse, il n'est pas toujours facile de couper les venues d'eau et il faut compter sur un pourcentage non négligeable de déchet. À ce titre, il est souhaitable de réaliser des essais de "faisabilité" avant de lancer une campagne complète de drains subhorizontaux si celle-ci doit porter sur plusieurs centaines, soit plusieurs milliers de mètres forés.

Le colmatage est craindre long terme, ce qui suppose une surveillance et un entretien réguliers (décolmatage l'air comprimé, à l'eau sous pression, reforage de drains complémentaires).

Puits drainants

Lorsque la nappe est trop profonde par rapport au terrain naturel, il peut être impératif d'avoir recours des puits drainants. Un tel système a été utilisé, en particulier, sur l'autoroute Nancy - Metz, au lieu-dit "Le Château Sous-Clévent" (PILOT, 1969) (Fig. 40) afin de décharger une nappe piégée dans les grès médioliasiques par les éboulis du toarcien sous-jacent. La combinaison puits - drains subhorizontaux a permis de décharger la nappe de plus de 7 m. On notera sur cet exemple la longueur du collecteur intermédiaire (67 m) foré partir du puits relié vers la chambre de travail du puits amont (Ø 4,50 m).

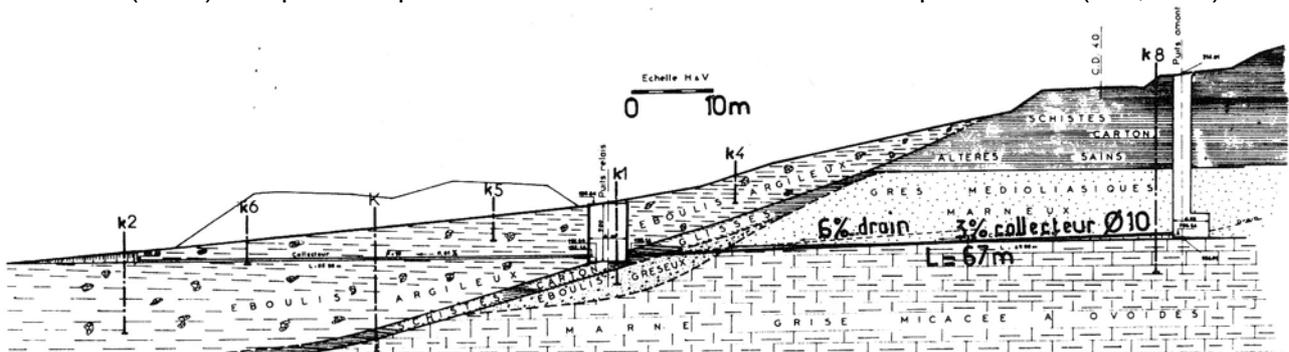


Fig. 40 : Coupe du système de drainage du Château Sous-Clévent

C – Action mécanique

Elle est de plusieurs types :

Blindage des tranchées provisoires.

Le calcul de tels ouvrages est très empirique. Notons qu’il existe des systèmes de coffrage glissants permettant de réaliser des blindages rapides et peu onéreux dans le cas de tranchées de faible profondeur.

Soutènement en pied du talus, soit par un mur classique en béton armé, soit par un mur cellulaire de type Gabions, Peller, Armco , etc, soit par un mur en terre armée, soit par un rideau (palplanches, parois moulées). La réalisation d’un soutènement, quel qu’il soit, hormis les rideaux, nécessite un surcroît de terrassement, à l’arrière du mur, pouvant poser des problèmes d’emprise et de stabilité à court terme.

Tirants actifs (précontraints)

Le but de tels tirants est d’augmenter l’effort normal, donc la résistance au cisaillement, le long d’une surface de rupture potentielle, tout en diminuant le moment moteur du talus. Il n’y a aucune méthode satisfaisante de calcul des tirants dans cette configuration.

Une méthode conservatrice consiste à déduire du moment moteur M_m d’un cercle de rupture donné le moment moteur négatif

$$M_{\text{tirants}} = \sum A_i \cdot d_i \text{ dû aux tirants.}$$

On calcule donc $F_{\text{initial}} = \frac{M_{\text{résistant}}}{M_{\text{moteur}}}$. On en déduit $F_{\text{avec tirants}} = \frac{M_{\text{résistant}}}{M_m - \sum A_i \cdot d_i}$ -

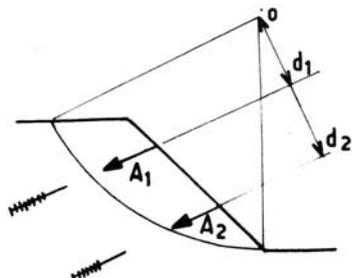


Fig. 41 : Principe de calcul

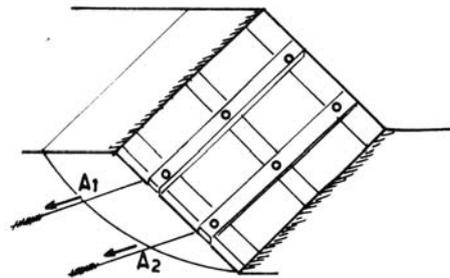


Fig. 42 : Schéma de confortation par tirants

Généralement, les tirants sont mis par nappes de forages parallèles. L’espacement entre tirants d’une même nappe est fonction de l’effort total désiré et de la tension admissible par tirant. Le problème est donc double :

- trouver la réaction d’ancrage, car on a en général affaire à des sols meubles peu propres à la précontrainte,
- répartir l’effort sur le parement du talus, ce qui se fait, soit au moyen d’un soutènement en béton armé, soit à l’aide d’un maillage de longrines (Fig. 42)

On vérifiera dans le cas des ancrages actifs, que le sol n’atteint pas l’état de butée, auquel cas il y aurait plastification du sol derrière les plaques de réaction entraînant une diminution de la tension dans les ancrages. Il est judicieux de prévoir un dispositif de suivi des déformations du terrain. Cette technique n’est pas recommandée en première solution, et sera limitée à des sites de faible extension et qui n’ont pas encore glissé.

Cloutage au moyen de barrettes, puits, pieux, micropieux, IPN, etc.

Cette solution est plus rarement employée. Son but est d’armer le sol au moyen de clous résistant au cisaillement (ΔT_i) ; le rayon d’influence de chaque clou étant très difficile à prévoir, leur densité est pratiquement impossible à calculer. Cependant, pour des petits talus, ceci peut parfois convenir. Pour la méthode de dimensionnement se référer aux recommandations CLOUTERRE 1991. La SNCF a, en particulier, utilisé des stocks de vieux rails pour stabiliser certains ouvrages par cette technique. (Fig. 43). Une technique plus récente consiste à injecter sous faible pression (3 à 4 bars) un maillage serré (1,5 m x 1,5 m) de forages de faible diamètre (\varnothing 100 ou \varnothing 150) armés d’un rond béton (\varnothing 20 mm).

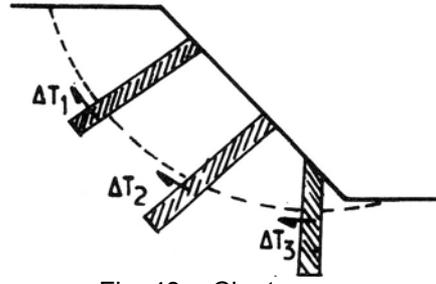


Fig. 43 : Cloutage

Les pieux et barrettes, compte tenu de leur inertie importante travaillent en flexion/cisaillement alors que les clous et micropieux travaillent en traction/flexion. Généralement on dispose deux ou trois rangées de pieux dans le tiers central de la pente instable. Pour la méthode de dimensionnement se référer à DELMAS et al. 1986.

D – Action sur les caractéristiques du sol

Il reste la possibilité d'améliorer les caractéristiques mécaniques du sol

- soit en lui substituant un matériau de meilleure qualité, ceci se rapproche de la technique du masque :
 - substitution totale des matériaux glissés après purge au delà de la surface de rupture,
 - substitution partielle (sur une profondeur inférieure à 5 m) et réalisation de contreforts, bèches, éperons ou masque en matériaux frottants et drainants,
- soit en réalisant des injections de coulis, mais tous les sols ne s'y prêtent pas : le recours à cette technique est exceptionnel.

D'autres techniques, cuisson, congélation, électroosmose, sont, soit très onéreuses, soit inefficaces et, de toutes façons, réservées à des cas tout-à-fait exceptionnels, du moins en France. Elles sont cependant développées dans certains pays (ex union soviétique) où l'énergie est un prix abordable.

E — Protection superficielle

La stabilité générale du talus étant assurée, il faut se préoccuper de lui conserver son état de surface, sous peine de le voir se dégrader par érosion sous l'action des agents météoriques pluie, vent, gel. On trouvera, par ailleurs (REIFFSTECK et al., 2004), des éléments précis concernant ce problème. Nous rappelons ici les principales caractéristiques des méthodes de protection superficielle

Semis classiques de graines (légumineuses et graminées) effectués soit sur le sol brut s'il est convenable, soit sur sol traité ou recouvert de terre végétale. Concernant cette dernière, rappelons que la pente maximale admissible est 2/3, pour des épaisseurs ne dépassant pas 10 à 15 cm, sous peine de décollements pelliculaires. Il y a, de toute façon, risque d'érosion pendant la phase de germination.

Procédés particuliers

Pour éviter le risque d'érosion, on projette sur le talus, en même temps que graines et semences, un produit destiné à fixer la surface pendant la germination. Ce sont des plastiques liquides, des films latex ou autres produits collants.

Certains procédés consistent à utiliser comme fixateur un produit formant couche poreuse, qui servira de réservoir tampon et régularisera l'alimentation en eau des graines incorporées. Ce produit peut être de la paille hachée (mulch) encollée avec du bitume, de la cellulose ou, plus récemment, une couche de mousse de synthèse à fort pouvoir de rétention d'eau.

Lorsque l'érosion est intense (berges de canaux par exemple), on est parfois amené à mettre en place des produits sensiblement plus résistants de type tapis de paille aiguilleté (avec semences et engrais incorporés), grillages plastiques avec éventuellement adjonction de plots stabilisateurs en béton.

Plus le produit est sophistiqué, plus il est cher. Il faut cependant être conscient de l'importance de la protection superficielle et de la nécessité de ne pas traiter cette question "au rabais" sous peine de subir des échecs très coûteux.

3.3. LES VERSANTS NATURELS

On regroupe dans ce chapitre tous les problèmes posés par la stabilité intrinsèque des versants, ainsi que par la stabilité des ouvrages que l'on y construit. L'urbanisation intensive de la périphérie des villes, la construction de stations de sport d'hiver et d'autoroutes de montagne font que, de plus en plus, on construit des bâtiments, des routes ou des ouvrages d'art sur les versants.

Les enquêtes sur les glissements de talus routiers réalisées par le Réseau Technique de l'Équipement dans les années 70 et ultérieures ont montré que 18 % des glissements étaient

Mécanique des sols avancée : Stabilité des pentes

constitués par des glissements de pentes naturelles (Fig. 44). En plus, on doit également considérer les glissements de remblais sur sol incliné qui représentaient 15 % du total. La subdivision des glissements de talus de déblai, selon que le terrain naturel en crête de talus est plat ou non, fournit encore environ 22 % de déblais dans un versant. On voit qu'au total, 55 % des glissements de terrain se sont produits sur des versants. Cette proportion a tendance à augmenter actuellement puisque l'on construit de plus en plus en zones accidentées.

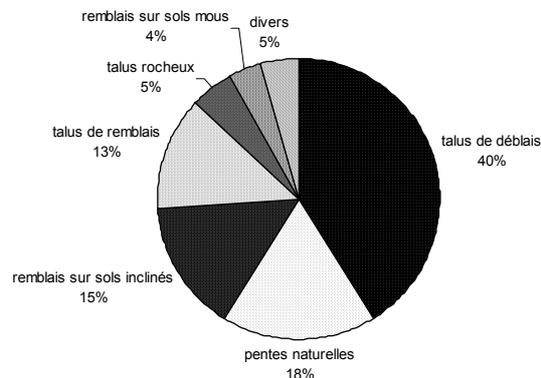


Fig. 44 : Répartition des ruptures de talus routier (enquête RST)

Par ailleurs, si on considère l'ampleur des glissements, c'est sur les versants que se produisent évidemment les mouvements les plus importants. Nous avons cité en introduction générale le glissement de Roquebillière (Alpes Maritimes), où une coulée de boue avait fait 17 victimes en 1926 ; un glissement plus récent (1971) a affecté le même versant sur 15 hectares environ, jusqu'à 60 mètres de profondeur (1,5 à 2 millions de mètres cubes), obligeant à évacuer le village (Menneroud, 1976).

On peut citer aussi, à titre d'exemples frappants :

- La commune du Beausset (Var) a subi des glissements chroniques depuis 40 ans, sur plus de 200 hectares,
- La route d'accès au tunnel du Fréjus (Savoie) se situe en partie sur un versant instable qui, après avoir subi un glissement important en 1924, est soumis depuis à des mouvements réguliers,
- La R.N. 57 (Nancy-Metz) a subi trois glissements depuis le début du siècle dans la zone de Corny (1937, 1956, 1970), 36 hectares sont affectés sur 15 mètres de profondeur,
- Le glissement de Piétroso, en Corse, a affecté la route d'accès au village, sur une centaine de mètres environ. Plus de deux millions de mètres cubes ont subi un déplacement d'une trentaine de mètres en quelques heures.

Si on place sur une carte les principales zones instables connues, on y note des zones liées à la lithologie (Fig. 45)

- La zone des argiles du Gault et du Kimméridgien en Normandie, dont l'affleurement donne lieu aux glissements des falaises de Trouville Hennequeville et du Pays d'Auge,
- La molasse de l'Agenais et de la région de Toulouse,
- Les marnes du Keuper en Provence,
- En Lorraine, 90 % des glissements répertoriés sont au niveau des affleurements des argiles du Rhétien (argiles de Levallois) et du Toarcien (schistes cartons).

Bien d'autres formations, en France, présentent des signes d'instabilité. Le problème est tel, que la Protection Civile a demandé que soit mise au point une procédure de cartographie des zones instables (PPR) en vue d'une réglementation de l'urbanisation des sites suspects. Les Laboratoires des Ponts et Chaussées, le B.R.G.M. et diverses autres institutions participent à cette opération et l'on trouvera, par ailleurs, des exemples d'essais de cartographie réalisés dans cet esprit (guides de préparation des PPR édition la Documentation Française).

Un bref rappel de géomorphologie permettra de situer le problème de la stabilité des versants naturels dans son contexte géologique, qui est fondamental. À la suite de quoi, nous analyserons les points désormais classiques caractéristiques des mouvements, analyse de stabilité, méthodes de construction.

3.3.1. Rappel géomorphologique

Les versants que l'on observe actuellement se sont formés au quaternaire. Le climat a comporté une alternance d'époques froides (péglaciaires) et d'époques chaudes (parfois plus chaudes qu'aujourd'hui) (Fig. 46).

Mécanique des sols avancée : Stabilité des pentes

Chaque cycle froid a correspondu au façonnement des versants par la gélifluxion avec mise en mouvement, même sur des pentes douces, de matériaux sursaturés en eau au dégel. Simultanément le creusement des vallées et l'érosion fluviale intense ont provoqué des glissements en masse. Ces cycles ont entraîné une diminution de la pente vers une valeur en équilibre avec la nature lithologique des matériaux et l'exposition de la pente. Ces périodes froides ont vu se déposer également des limons éoliens.

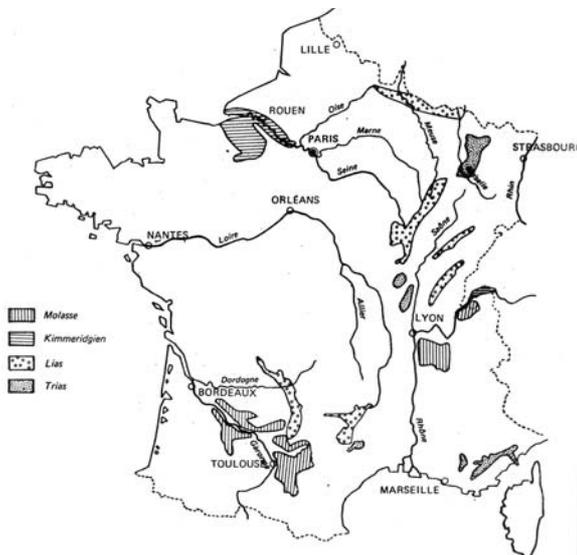


Fig. 45 : Carte des principales zones présentant des signes d'instabilité naturelle

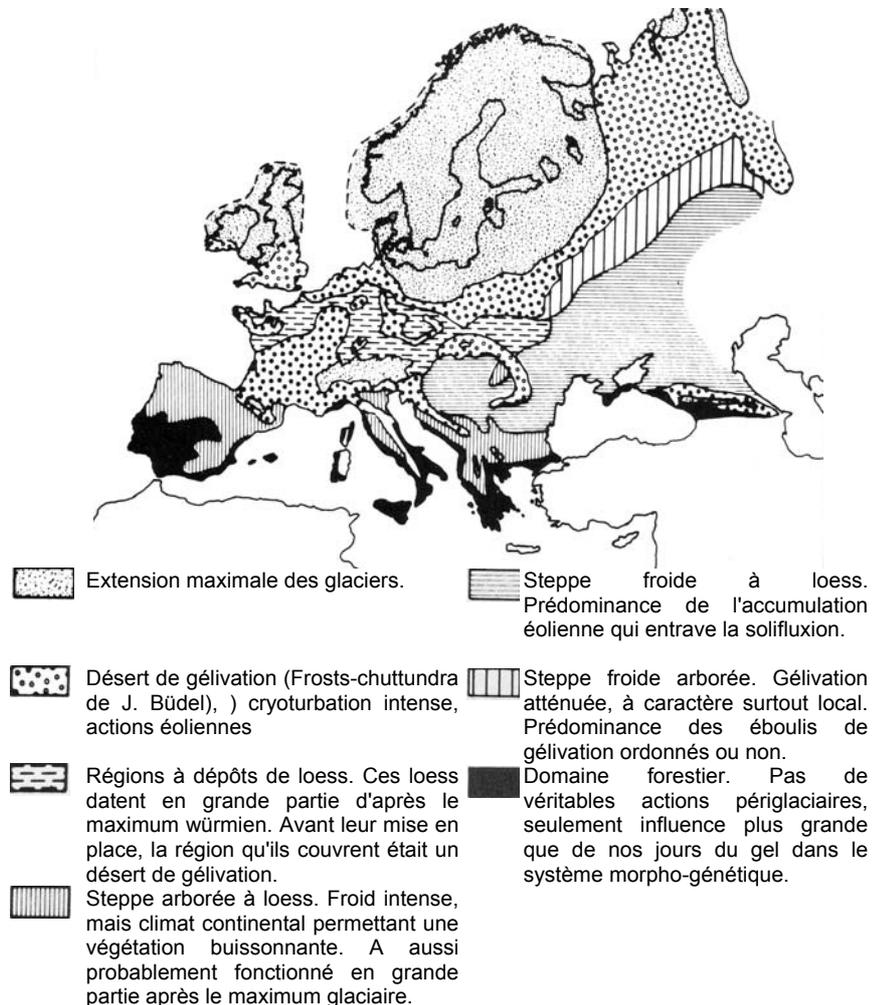


Fig. 46 : Synthèse climatique et stratigraphique du quaternaire

La phase chaude suivante a entraîné le dépôt d'une terrasse et l'altération en profondeur du substratum par la végétation.

Le cycle froid suivant causera une destruction du couvert végétal et l'ablation des formations d'altération ainsi qu'un déblaiement des manteaux de solifluxion et des dépôts du cycle précédent par suite de la reprise d'érosion.

Il est donc vraisemblable que les dépôts et les manteaux de solifluxion et les masses glissées que l'on rencontre actuellement sont d'âge relativement récent et correspondent aux derniers cycles climatiques (RISS et WÜRM). Les pentes naturelles instables sont des pentes raides pour les caractéristiques mécaniques du matériau et n'ont pas atteint leur pente limite d'équilibre lors de la dernière phase froide. Elles sont généralement situées dans une zone où une érosion fluviale relativement récente s'est produite (rive concave d'un méandre) et évoluent lentement sous le climat actuel, ou le long d'un cours d'eau n'ayant pas atteint son profil d'équilibre (érosion actuelle).

Un versant est donc constitué d'une série de replats et de pentes correspondant à différentes phases d'érosion. Il est recouvert d'une plus ou moins grande épaisseur de matériaux glissés soliflués ou déposés par gravité masquant la topographie du substratum.

Il est important, au niveau des études, de reconnaître avec le maximum de précision la topographie du substratum car celui-ci constitue une zone privilégiée pour le développement des surfaces de ruptures et pour les écoulements hydrauliques.

3.3.2. Caractéristiques des mouvements

A - Géométrie

Mécanique des sols avancée : Stabilité des pentes

Les glissements affectant les versants naturels se caractérisent par une importante extension en plan recouvrant généralement plusieurs hectares. On a cité certains cas particulièrement frappants.

La profondeur des zones en mouvement varie selon les sites. Elle atteint généralement la dizaine de mètres. Dans certains cas, elle peut dépasser 50 m (Roquebillière). La base du mouvement se situe souvent au contact sol en place - manteau d'altération. La géométrie du substratum joue alors un rôle fondamental, en particulier les thalwegs fossiles qui peuvent canaliser les mouvements (BLONDEAU - KHIZARDJAN - 1976).

Vus en coupe, les glissements se rattachent au type plan. Cependant, l'hétérogénéité des configurations géométriques et géotechniques, ainsi que l'extension, déjà mentionnée, des zones en mouvement, font que l'on est généralement en présence de mouvements emboîtés (Fig. 47) dont l'enveloppe inférieure est assimilable à un plan. L'existence d'une couche particulièrement plastique au pendage voisin de celui du versant peut conditionner la forme et la position d'une surface de rupture éventuelle.

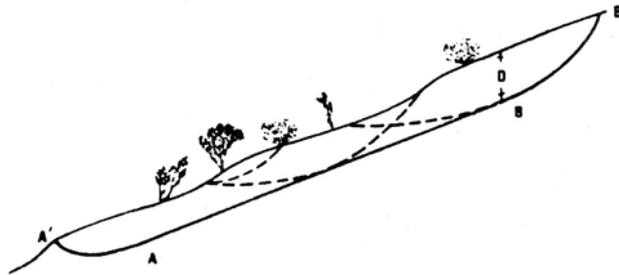


Fig. 47 : Configuration schématique d'un glissement de versant

Les glissements affectant les ouvrages que l'on y construit sont schématisés Fig. 48 et se caractérisent par les éléments suivants :

- Déblai : Rupture initiale analogue à celle d'un déblai en site horizontal, mais possibilité d'extension vers l'amont du fait de la pente du versant. C'est ce que l'on nommera un glissement dégressif (Fig. 48).
- Remblai (Fig. 48 b) : Deux types de ruptures sont possibles,
 - . une rupture du talus aval, que l'on peut assimiler à une rupture circulaire,
 - . un décrochement de l'ensemble du remblai sur une surface assimilable à un plan (Fig. 48 b).

On retiendra que, dans le cas des versants, plus la pente est raide, plus les mouvements de sols nécessaires pour rétablir l'équilibre statique sont importants, donc plus l'extension des glissements est grand.

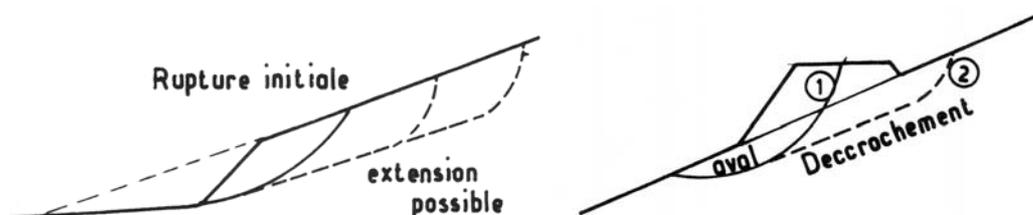


Fig. 48 : a - Déblai - b - Remblai/versant

B - chronologie

Les glissements sont, soit induits par une intervention humaine, généralement un terrassement en déblai ou en remblai, soit dus à une réactivation d'anciens glissements du fait de l'érosion en pied de versant ou bien de précipitations importantes. On connaît, en effet, certains sites (Corny en Meurthe-et-Moselle, le Beausset dans le Var) qui ont été affectés plusieurs fois au cours des 60 dernières années par des glissements répertoriés.

Les mouvements observables en surface sont la manifestation extérieure de tout ou partie du processus suivant :

- Fluage d'une zone d'extension limitée sous l'action des contraintes de cisaillement
- Rupture localisée aux points que les déformations de fluage amènent à l'état plastique.

3.3.3. Analyse de stabilité

A - Paramètres rhéologiques

Deux notions sont particulièrement attachées à la stabilité des versants naturels : le fluage, la résistance résiduelle.

Le fluage

Mécanique des sols avancée : Stabilité des pentes

On dénomme fluage le mouvement du sol soumis à une sollicitation constante. En réalité, dans la nature, si les contraintes totales peuvent être constantes -cas d'un versant naturel- les contraintes effectives sont variables du fait des variations de pressions interstitielles induites par les fluctuations de nappes. Malgré cette imprécision, les mouvements lents observés sur certains versants, en l'absence de toute action anthropique sont imputés au phénomène de fluage.

En réalité, il est extrêmement difficile de distinguer les cas de fluage pur (déformation de l'ensemble d'une masse de sol) des mouvements de glissement (le long d'une surface de rupture franche).

Les récentes observations faites sur sites expérimentaux (BLONDEAU - PERROT - 1976) tendent à indiquer qu'en phase drainée le phénomène de fluage est très limité et que le sol est très rapidement à l'état de rupture. En phase non drainée, par contre, le fluage peut être important avant la rupture. C'est le cas des remblais sur versants qui, pendant le terrassement, peuvent subir des déformations sensibles avant la rupture généralisée. Ceci est important car le suivi de ces mouvements permet éventuellement de prévenir une catastrophe.

En effet, les courbes de fluage d'un sol fin se présentent schématiquement sous l'une des deux formes présentées Fig. 49.

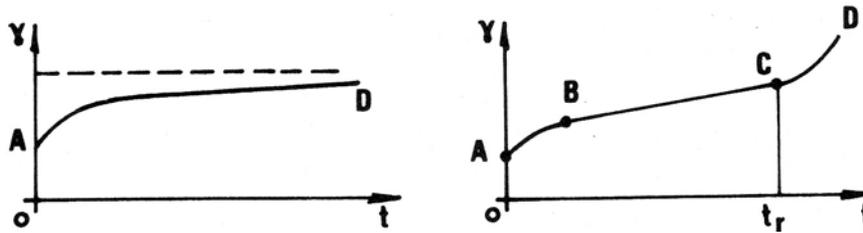


Fig. 49 : Courbes de fluage

- Fluage amorti (Fig. 49 a) dans lequel la déformation sous charge constante atteint une asymptote.
- Fluage non amorti (Fig. 49 b) dans lequel, après une phase pseudolinéaire (BC), la déformation s'accroît brusquement pour atteindre la rupture (CD). L'amorce du coude en C est signe de la rupture imminente.

L'utilisation de caractéristiques de fluage dans l'étude des versants naturels en est encore au stade expérimental.

La résistance résiduelle

Cette notion, mise en évidence par SKEMPTON en 1964, intervient par contre directement dans l'analyse de stabilité.

L'état résiduel est l'état d'un sol surconsolidé qui a subi une rupture avec déplacement important le long de la surface de glissement. La courbe de cisaillement de sols surconsolidés (surconsolidation mécanique ou diagénétique) présente en effet un pic prononcé (Fig. 50) au-delà duquel la résistance que peut offrir le sol chute de façon importante pour atteindre une valeur asymptotique. La relation entre τ' et σ' est de même nature que la relation de Coulomb relative au pic de cisaillement

$$\tau'_{res} = c'_{res} + \sigma' \cdot \tan \phi'_{res}$$

Généralement, la cohésion résiduelle est nulle.

La mesure des paramètres correspondants (c'_{res} et ϕ'_{res}) se fait, soit à la boîte de cisaillement, soit à l'appareil triaxial (plus rarement) (BLONDEAU - JOSSEAUME - 1976).

A titre d'exemple, nous donnons dans le tableau suivant des valeurs types relatives à des sols notoirement fragiles.

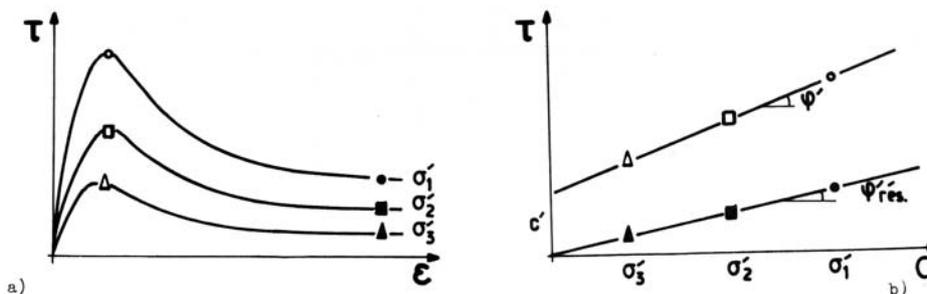


Fig. 50 : Schéma de la résistance au cisaillement résiduel

Mécanique des sols avancée : Stabilité des pentes

Tableau 1 - Principaux résultats d'essais de cisaillement résiduel L.P.C.

Nature du sol Provenance	Paramètres mécaniques		
	φ' (degrés)	c' (kPa)	φ'_{res} (degrés)
Argile du Toarcien (At) Ville-au-Val	17-24	10	10-16
Argile du Toarcien (At) Corny	20-26	10	9-13
Argile de Levallois (At) Bioncourt	22	20	7
Argile du sparnacien (At) Boulogne	13	7	5

La fragilité peut être définie par le paramètre

$$I_B = \frac{\tan \varphi' - \tan \varphi'_{res}}{\tan \varphi'}$$

Les résultats obtenus sur une vingtaine de sols différents indiquent que plus la fraction argileuse ($< 2 \mu\text{m}$) est forte, plus la résistance résiduelle est faible (Fig. 51) et plus la fragilité est forte (Fig. 52). On constate en particulier que certains sols contenant 60 à 70 % de fraction argileuse, voient leur résistance au cisaillement chuter de 60 à 70 % après rupture. Nous verrons plus loin l'incidence de ce phénomène sur le développement des ruptures progressives.

SKEMPTON a montré, en 1970, qu'avant d'arriver au stade résiduel, un sol surconsolidé passe par l'"état ramolli" caractérisé par :

$$\begin{cases} c' = 0 \\ \varphi' = \varphi'_{pic} \end{cases}$$

que nous avons déjà évoqué dans le chapitre "Déblais".

Ce stade correspond à l'ouverture des fissures induites par le début de cisaillement. Il n'y a pas encore de mouvement relatif le long de ces fissures. Seules les liaisons de diagénèse, qui constituent une grande partie de la cohésion du sol, sont brisées. Celui-ci conserve intacte sa capacité de frottement. La cohésion est réduite à zéro. Cette phase précède la rupture lorsqu'il s'agit d'un "premier glissement".

Au-delà, les mouvements relatifs amènent le sol à l'état résiduel.

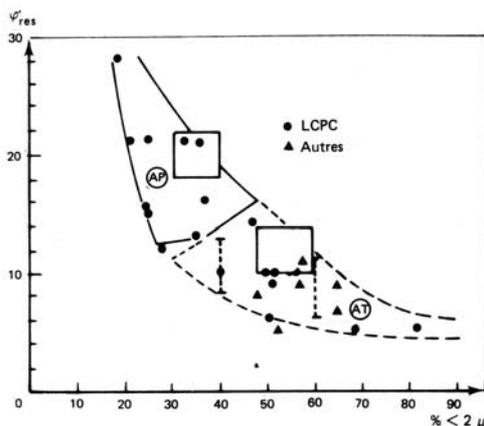


Fig. 51 : Incidence de la fraction argileuse sur le frottement résiduel

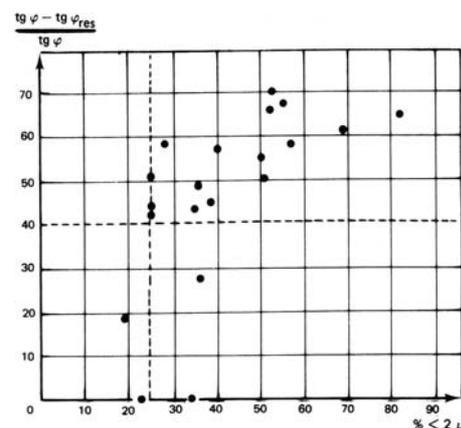


Fig. 52 : Incidence de la fraction argileuse sur la fragilité.

B - Rupture progressive

Le développement exact des ruptures n'a encore jamais été mis réellement en évidence. Les modèles mathématiques actuellement disponibles permettent théoriquement de traiter le cas des versants naturels, mais on ne dispose pas encore des appareils d'essais permettant de déterminer les conditions aux limites et les paramètres rhéologiques à injecter dans les modèles.

Aussi, nous contenterons nous d'exposer le schéma de rupture progressive proposé par BJERRUM en 1967 qui, par sa simplicité, permet de comprendre le phénomène.

Considérons le cas schématique d'un versant infini de pente A, au pied duquel, soit l'érosion, soit l'exécution d'un déblai, se traduit par un défaut de butée (Fig. 53).

Mécanique des sols avancée : Stabilité des pentes

Supposons A suffisamment loin pour que la force interne E préexistante demeure inchangée par ce qui se produit en O.

L'équilibre du massif OO'AA' veut que la force de butée E que l'on a supprimée en OO' soit reprise le long de OA sous forme d'un accroissement de contrainte moyenne $\Delta\tau_m = \frac{E}{OA}$ dont la répartition n'est pas uniforme et que l'on peut caractériser en O par $\Delta\tau_o = k \cdot \frac{E}{OA}$ k représentant un "facteur de concentration" de la contrainte tangentielle en O qui devient $\tau = \gamma \cdot z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta + k \cdot \frac{E}{OA}$ (Fig. 53 b).

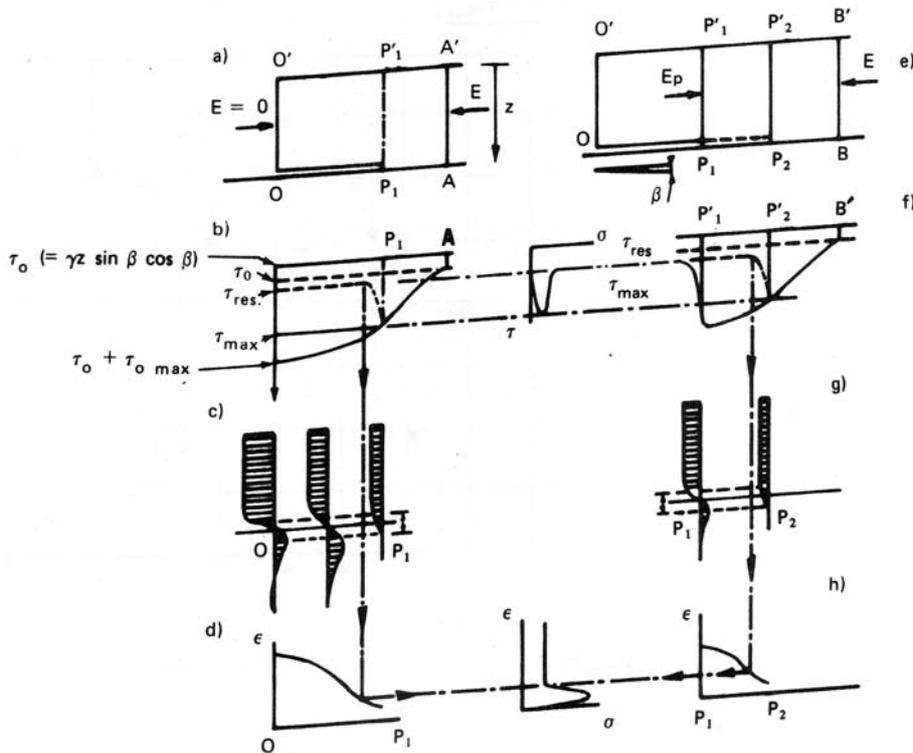


Fig. 53 : Schéma de rupture progressive (BJERRUM, 1967)

Deux cas sont possibles :

- $\tau < \tau_{max} (= c' + \sigma \cdot \tan \phi')$ Il n'y a pas de rupture.
- $\tau \geq \tau_{max}$ Il y a amorce de rupture en O, et la déformation relative amène une chute de résistance au cisaillement jusqu'à la valeur τ_{res} . La déformation relative le long de la surface de rupture diminue de O vers A (Fig. 53 c) et la résistance au cisaillement vaut τ_{max} en P_1 pour une déformation relative correspondant au pic de rupture du sol (Fig. 53 b) ce qui permet de déterminer la courbe des contraintes tangentielles le long de OA après cette première phase de rupture.

Faute de connaître la loi rhéologique du sol, on ne connaît pas la valeur de la contrainte latérale E_p agissant sur P_1 et P'_1 à ce stade de rupture, mais on en connaît une valeur maximale.

$$E_{P_{1max}} = O_{P_1} (\tau_{res} - \gamma \cdot z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta)$$

obtenue en supposant que la résistance mobilisée sur OP_1 vaut sa valeur minimale τ_{res} .

On se retrouve alors dans la situation précédente en considérant l'équilibre du bloc $P_1BB'P'_1$ et en remplaçant par $(E - E_p)$ dans l'équation de τ , c'est-à-dire :

$$\tau_{P_1} = \gamma \cdot z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta + \frac{E - E_{P_1}}{P_1 \cdot B}$$

avec $E_{P_1} < E_{P_{1max}}$

Ceci nous amène à la conclusion simple :

. Si τ_{res} est faible ou β fort, $E_{P_{1max}}$ est faible donc $E - E_{P_1}$ fort et voisin de E . La contrainte sera voisine de τ_o et la rupture progressive se développera vers l'amont, provoquant, à la limite, une rupture généralisée.

Mécanique des sols avancée : Stabilité des pentes

. A l'inverse, si τ_{res} est fort ou β faible, le terme E_p aura tendance à croître vers l'amont et la rupture progressive s'arrêtera lorsque l'on aura :

$$\tau_p \left(= \gamma.z.\sin\beta.\cos\beta + \frac{E - E_{P_1}}{P.B} \right) < \tau_{max}$$

A défaut de pouvoir espérer obtenir des résultats quantitatifs précis, on peut, d'après BJERRUM (1967) estimer qualitativement les conditions nécessaires au développement d'une rupture progressive.

- Il faut que localement puissent se développer des contraintes de cisaillement supérieures à τ_{max}
- La déformation différentielle dans la zone de la surface de rupture doit être suffisante pour faire chuter la résistance de τ_{max} à τ_{res}
- Le pic de la courbe effort-déformation doit être prononcé.

A la lumière des précisions apportées par SKEMPTON (1970) le rôle joué par τ_{res} pourrait, dans le cas des argiles raides fissurées, être remplacé par $\tau_{ramolli}$ lors d'un premier glissement. Les fissures jouent, en effet, un rôle de concentration de contraintes et sont propices aux mouvements différentiels.

C - Étude de stabilité

Les types de ruptures possibles schématisées sur les Fig. 47 et 48 guident le choix des méthodes de calcul :

- stabilité intrinsèque du versant : rupture plane, ou non circulaire
- stabilité d'un déblai : rupture circulaire, éventuellement non circulaire
- stabilité d'un remblai: rupture circulaire pour la stabilité avale, rupture non circulaire pour le décrochement.

Comme dans le cas des déblais classiques, le problème se repose ici de déterminer quels paramètres introduire dans les calculs : régime des pressions interstitielles, caractéristiques mécaniques. Deux cas peuvent se présenter, selon que le versant est initialement stable ou non.

Le raisonnement est analogue à celui que nous avons développé pour les déblais :

Il faut d'abord s'assurer que les paramètres mesurés en laboratoire satisfont aux conditions de stabilité du versant compte tenu du régime hydraulique déterminé in situ. Dans la mesure où le choix de la surface de rupture potentielle est guidée par la coupe géotechnique du site, il reste a priori trois inconnues :

- τ_{max} (résistance au cisaillement mobilisée en place)
- u (pression interstitielle)
- F (Coefficient de sécurité)

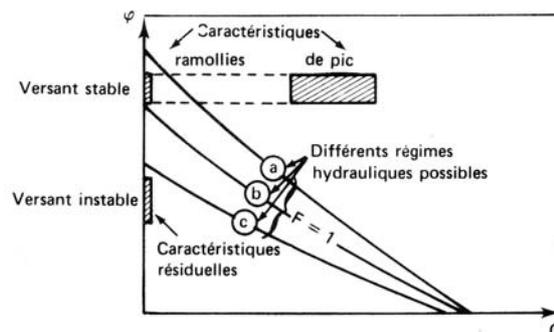


Fig. 54 : Analyse de la stabilité

Si le versant est visiblement instable, on dispose d'un essai de cisaillement en vraie grandeur permettant d'éliminer l'une des inconnues ($F = 1$). Dans le cas contraire, cette démarche donnera une valeur minimale des paramètres de résistance au cisaillement (pour un régime hydraulique donné). On retiendra les caractéristiques satisfaisant aux conditions (Fig. 54) :

- | | | | | |
|------------------|---|---------|-------------------------------------|--|
| Versant instable | : | $F = 1$ | $\phi'_{res} < \phi' < \phi'_{pic}$ | $c' = 0$ |
| Versant stable | : | $F > 1$ | $\phi' = \phi'_{pic}$ | $c'_{minimum}$ (si possible $c' = 0$) |
- a priori

Les valeurs de ϕ'_{res} et ϕ'_{pic} à considérer sont en fait les fourchettes "raisonnables" de valeurs déterminées en laboratoire. L'expérience indique (Corný) qu'il n'est pas toujours facile de satisfaire à toutes ces conditions et que l'on commet vraisemblablement, dans certains cas, une erreur importante d'appréciation du régime hydraulique.

Mécanique des sols avancée : Stabilité des pentes

Une fois cette opération réalisée, on détermine les fourchettes du coefficient de sécurité obtenu sur les ouvrages projetés, compte tenu des fourchettes de caractéristiques admissibles. Il est évidemment souhaitable que la valeur minimale de F ainsi calculée soit supérieure à 1 et que sa valeur moyenne soit voisine de 1,5. Cette dernière valeur est malheureusement très difficile à obtenir sur des ouvrages de grande ampleur et l'on est souvent obligé de se contenter de valeurs de l'ordre de 1,3.

Si l'analyse précédente semble trop imprécise et si l'ouvrage le nécessite, il peut être envisagé de réaliser un ouvrage d'essai afin de le tester en vraie grandeur sur une zone d'étendue limitée.

D- Méthodes de constructions - Confortations

La stabilisation d'un versant est toujours une question délicate et coûteuse eu égard aux superficies et aux volumes de sols concernés.

Si le versant est initialement instable, le seul dispositif confortatif a priori envisageable est de type hydraulique. On a déjà cité l'exemple du drainage de l'autoroute Nancy-Metz au Château Sous-Clévent. Tous les versants ne sont pas susceptibles d'un système aussi complexe, mais les ouvrages sont toujours conséquents. La difficulté majeure réside dans la détermination précise du régime hydraulique afin de repérer les zones propres au drainage. On est, en général, en présence de deux écoulements distincts :

- Un écoulement dans le manteau d'altération, alimenté par infiltration pluviométrique, réagissant rapidement aux précipitations,
- Un écoulement dans le substratum, parfois en charge sous la couverture, réagissant plus lentement aux pluies.

Le drainage doit donc comporter :

- Un dispositif de surface (tranchées drainantes), . Un dispositif en profondeur (puits, drains).
- Vis-à-vis des ouvrages que l'on peut être amené à réaliser, il faut avoir à l'esprit un certain nombre de règles simples. Au niveau du projet et de son exécution :
- Eviter, dans toute la mesure du possible, les zones instables, car toute solution -pour les stabiliser coûte cher quand elle est efficace,
- Coller le plus possible au terrain afin d'en modifier au minimum la géométrie initiale,
- Toute amorce de désordre localisé peut donner lieu à un mouvement s'étendant très rapidement sur une grande surface. Il faut donc éviter toute situation, même provisoire, susceptible de donner lieu à une amorce de rupture. Ceci implique, d'une part d'effectuer les terrassements par plots, en particulier pour l'exécution de tranchées ou de masques drainants, d'autre part, de juguler immédiatement les glissements éventuels ,
- Les ouvrages doivent être surveillés pendant leur exécution ! Observation des déformations, des pressions interstitielles. Ceci est en particulier valable pour les remblais qui se déforment suffisamment avant rupture pour que l'on puisse, à partir d'observation des déplacements de surface, adapter la cadence des terrassements afin d'éviter les glissements,
- Si le versant ou les terrassements présentent un danger vis-à-vis d'ouvrages adjacents (route, voie ferrée, maisons, etc.) il faut mettre en place un dispositif de surveillance et d'alerte permettant d'éviter d'éventuelles catastrophes. On en précisera la nature au chapitre suivant,
- Il est extrêmement difficile de stabiliser un versant au moyen de soutènements classiques. On peut montrer en effet (BLONDEAU - VIROLLET - 1976) que, si le versant est susceptible d'instabilité (par rupture progressive par exemple), l'état de contraintes derrière un soutènement correspond alors à un état de butée B (Fig. 55 a), ce qui entraîne deux conséquences :
 - les efforts développés sont très importants, ce qui impose des ouvrages considérables,
 - si l'ouvrage est stable, le versant continue à glisser et se déverse par-dessus.

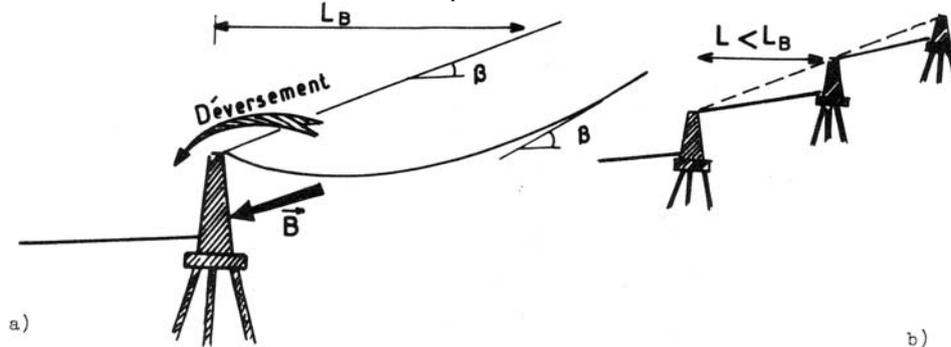


Fig. 55 : inefficacité d'un soutènement en site instable.

Si l'on veut stabiliser par soutènement, il faut alors envisager plusieurs niveaux d'ouvrages, afin de découper le versant en zones dont la longueur soit suffisamment faible pour éviter le développement de coins de butée (Fig. 55 b).

4. INVESTIGATIONS - SURVEILLANCE - ALERTE

4.1. RECONNAISSANCES PRÉLIMINAIRES

Dans le cas des déblais et plus spécialement des versants naturels, le comportement d'un ouvrage dépend non seulement des paramètres géomécaniques et hydrauliques au droit du talus, mais de la configuration de l'environnement géomorphologique sur une vaste zone avoisinant le talus. De même, les actions confortatives peuvent s'étendre très loin en amont du déblai ou du remblai projeté (Cf. Le Château Sous-Clévent où les drains ont été forés à plus de 100 mètres à l'amont du remblai).

Il importe donc de reconnaître les sites sur de vastes étendues, d'autant plus vastes que la pente du terrain initial est forte. Ces reconnaissances portent sur :

4.1.1. Géomorphologie

On a vu que la genèse des versants était très complexe car elle faisait appel à des notions très variées, telles que la climatologie, sédimentologie, tectonique, géologie, géotechnique, topographie, etc..

La géomorphologie a pour but de distinguer les versants ayant la même origine et la même histoire. En cela, elle sera très utile au géotechnicien pour implanter ses sondages.

La géomorphologie utilise beaucoup les techniques de photographies aériennes pour détecter les glissements anciens et les diverses formes typiques de conditions climatiques, lithologiques, tectoniques et de stabilité données.

4.1.2. Géologie

Toute étude de stabilité de talus doit débiter par une reconnaissance géologique approfondie mettant en évidence en particulier :

- la stratigraphie
- la topographie du substratum (thalwegs fossiles éventuels)
- la nature du manteau d'altération
- l'existence de failles ou d'accidents tectoniques qui sont toujours sources de singularités mécaniques et hydrauliques.

De plus, la reconnaissance doit porter sur une très vaste étendue. On sait en effet que la zone d'influence d'un terrassement peut atteindre 10 fois la hauteur de l'ouvrage (100 mètres à l'amont ou à l'aval pour un déblai ou un remblai de 10 mètres de haut).

Le coût des sondages carottés et l'hétérogénéité des sites poussent en faveur de méthodes indirectes d'investigation : géophysique, forages destructifs avec diagraphe.

Il faut cependant prélever des échantillons intacts en vue d'essais de mécanique des sols en laboratoire. On notera qu'un puits visitable fournit des renseignements très précieux et n'est pas toujours d'un coût excessif compte tenu des coûts d'investigations par ailleurs.

L'interprétation des reconnaissances doit autant que possible être faite au fur et à mesure afin de pouvoir réorienter, le cas échéant, le programme prévu initialement.

4.1.3. Topographie - Étude des mouvements éventuels

La topographie de surface est importante pour l'étude de stabilité. Cette méthode nécessite cependant un important travail au sol pour l'implantation de bornes repères et doit être utilisée par des spécialistes si l'on veut un résultat fiable et précis. Seule la restitution analytique est suffisamment précise. Il existe actuellement des télémètres optiques et distancemètres permettant de mesurer une distance D avec une précision de $10^{-6} D$, jusqu'à 3 km et sub-millimétrique en dessous de 100 mètres. L'avantage de ces stations est la possibilité d'automatisation des relevés par le tachéomètre et dans les dernières générations les relevés de surface en de nombreux points où sont positionnés des prismes par combinaison distancemètre-tachéomètre.

Lorsque l'étendue à topographier est très vaste, dans le cas des versants naturels (plus de 30 ha), ou très accidentée, on peut avoir recours à la restitution photogrammétrique de photos aériennes voire satellitaires. Des passages à diverses périodes (différentes campagnes IGN par exemple) permettent de suivre l'évolution du site s'il est instable.

L'étude des mouvements en profondeur se fait au moyen de tubes de déformation (\varnothing 50 à 100 mm selon les modèles) en PVC mis en place dans les forages. Le passage d'un inclinomètre dans le tube, à différentes périodes donne la déformée de terrain, dans le temps. Plusieurs remarques doivent être faites à propos des inclinomètres et des tubes de déformation :

- Aucun système n'est parfait,
- Les appareils dérivent dans le temps. Un calage de zéro doit être fait impérativement avant chaque campagne de mesure, si possible sur le terrain,
- Les têtes de tubes doivent être repérées en topographie afin de donner un repère de mouvement absolu (on n'est jamais sûr, a priori, de la fixité du pied du tube),
- Les mesures sont longues et coûteuses. Il est souhaitable d'accoler au tube un appareil à lecture rapide permettant de déceler immédiatement s'il y a eu mouvement justifiant une campagne de mesure inclinométrique. Un niveau à bulle de précision rend ce service, à faible prix.

Là encore, un puits visitable équipé de viroles indépendantes constitue un excellent inclinomètre géant.

4.1.4. Hydrogéologie

On a vu l'importance fondamentale des pressions interstitielles dans le domaine de la stabilité des pentes, plus particulièrement dans le cas des versants naturels. Malheureusement, la détermination du régime hydraulique est souvent extrêmement difficile du fait de l'étendue des zones à prospecter et de l'hétérogénéité des sols rencontrés, sans compter les accidents tectoniques qui perturbent sensiblement les nappes.

D'une façon générale, il est souhaitable de n'implanter les piézomètres (localisation et cote) que lorsque le contexte géologique est connu afin de pouvoir tester les formations spécifiques.

Les piézomètres ouverts doivent être crépinés sur une hauteur très courte (10 à 20 cm maximum) et bien isolés afin de ne pas mettre différentes nappes en contact. Dans les formations imperméables seuls les piézomètres à volume constant donnent des résultats valables. Étant donné les profondeurs de certaines mesures, il faut employer des piézomètres pneumatiques ou électriques.

La corrélation avec les conditions météorologiques est encore très difficile à faire. Des travaux sont en cours, qui tendent à mettre en évidence le rôle du "bilan hydrologique" - qui représente la différence entre les précipitations et l'évapotranspiration - sur le régime hydraulique, donc sur la stabilité.

Il peut être utile, lorsqu'on a affaire à un versant instable dont les mouvements sont historiquement répertoriés (au jour près) de faire une étude statistique des conditions météorologiques afin de dégager un "critère de rupture hydrologique", pouvant servir de critère d'alarme vis-à-vis de mouvements futurs.

Un puits équipé de système de pompage peut compléter, si nécessaire, les informations hydrauliques.

4.1.5. Caractéristiques mécaniques

A la stratigraphie géologique doit se superposer une stratigraphie géotechnique relative aux caractéristiques mécaniques des sols.

Comme on ne peut multiplier à l'infini les essais de cisaillement, il faut prévoir un nombre important d'essais d'identification comprenant en particulier des sédimentométries. La fraction argileuse joue en effet un rôle important vis-à-vis des paramètres mécaniques.

Les essais mécaniques se font essentiellement à l'appareil triaxial et la boîte de Casagrande. Les paramètres résiduels, nécessaires pour les versants instables ou les réparations de glissements, sont obtenus par essai de cisaillement alterné, complété par les corrélations avec la fraction argileuse mentionnées Fig. 51 et 52.

Mécanique des sols avancée : Stabilité des pentes

Ce n'est qu'à ce stade que l'on pourra effectuer une analyse de stabilité valable. Cela coûte cher, mais il faut être conscient que la réparation d'un glissement de talus mal étudié coûte encore plus cher.

4.2. SURVEILLANCE - ALERTE

Si l'on est familier des techniques d'investigation préliminaires, on est moins habitué à la notion de surveillance et d'alerte.

Certains ouvrages peuvent présenter, au cours de leur existence, un risque important pour des équipements avoisinants, voire un risque vis-à-vis des personnes. Les responsabilités en la matière ne sont pas toujours ressenties à leur niveau réel (Cf. Liochon, 1976). On n'est jamais absolument certain, en matière de stabilité de pentes, qu'un talus -même étudié avec le maximum de précautions- ne subisse pas de désordres. On peut, par ailleurs, être amené, dans certains cas, à accepter le risque de tels désordres à condition qu'ils soient prévisibles à brève échéance. Dans ce cas, il est nécessaire de mettre en place un ou plusieurs dispositifs de surveillance pouvant éventuellement servir de systèmes d'alerte.

Il y a encore énormément de progrès à faire dans ce domaine, mais on dispose cependant de moyens de mesure et de liaisons à distance qui, s'ils sont bien employés, peuvent être très efficaces : centrales reliées par GSM, internet, Wifi.

Les critères d'alerte peuvent venir du suivi régulier des éléments suivants :

- pluviométrie, bilan hydrologique
- niveaux piézométriques, corrélés au précédent
- mouvements de surface suivis par repères topographiques ou témoins de fissures
- mouvements en profondeur suivis par tubes de déformation ou puits visitables.

Les mouvements sont toujours coûteux à mesurer, que ce soit en surface ou en profondeur. Il est donc utile de disposer d'instruments rustiques et de lecture aisée, permettant de déceler rapidement s'il y a eu mouvement et, dans ce cas, s'il y a lieu de faire une campagne de mesures complète. L'utilisation de niveaux à bulle, solidaires du terrain, en est un exemple. Elle a en particulier été appliquée avec succès au Canada et au Japon.

La difficulté réside naturellement dans la définition d'un seuil d'alerte pour chaque type de paramètre. Il est, en principe, exclu de laisser à un appareil automatique trop tributaire des variations parasites, le soin de donner seul l'alerte. Celle-ci ne peut venir que du suivi régulier de la vitesse d'évolution des paramètres, dont toute accélération brutale dénote généralement l'annonce d'un processus irréversible pouvant conduire à la rupture.

5. CONCLUSION

On a pu constater que la stabilité des pentes constitue un domaine délicat de la mécanique des sols, dans lequel les méthodes classiques d'analyse à la rupture, bien que très imparfaites au plan théorique, ont encore un long avenir avant d'être supplantées par les méthodes de calcul en déformation.

Les recherches actuelles visent à améliorer la connaissance des paramètres à introduire dans l'un et l'autre type de méthode, essentiellement par la mise en évidence des lois de comportement. Des observations sur ouvrages réels permettent de compléter les études de laboratoire.

Vis-à-vis des ouvrages courants, il faut retenir certains points fondamentaux :

- Court terme et long terme permettent de schématiser les stades extrêmes de l'évolution du régime de contraintes en cours de tassement. Cette méthode ne donne pas toujours entière satisfaction et oblige à tenir compte de paramètres correcteurs, elle est cependant efficace dans la plupart des cas ;
 - La résistance au cisaillement, sous ses aspects divers, non drainée, drainée, ramollie, résiduelle, est la traduction du comportement du sol à la rupture selon divers modes de sollicitations, à volume constant, drainée, à surface de rupture préexistante, correspondant au stade critique des différents ouvrages : remblais ou déblais à court terme, déblais à long terme, versants naturels ;
 - Nombre de glissements surviennent à la suite de terrassements mal conduits : remblaiement trop rapide, ouverture d'un déblai sur une longueur trop importante. La réparation, dans ce cas, coûte généralement très cher car les travaux font l'objet d'avenants à des prix unitaires très supérieurs à ceux du marché ;
 - Malgré toutes les précautions que l'on peut avoir prises, on n'est jamais certain qu'il n'y aura pas de désordres sur un talus. S'il constitue un risque important, il faut alors envisager la mise en place de systèmes de surveillance et d'alerte.

Mécanique des sols avancée : Stabilité des pentes

Il convient, en tout état de cause, d'être modeste vis-à-vis de la nature et de ne pas rechercher a priori des économies, qui risquent de n'être que temporaires, au détriment d'une sécurité, bien souvent difficile à chiffrer et qui a tendance à être plus faible que prévue.

6. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- BIAREZ J., BOUCEK B. - Viscoplasticité de l'argile, in situ et en laboratoire VIIIe Congrès International de mécanique des Sols - Moscou 1.1. - 1973
- BLIVET J.C., BLONDEAU F. UNG SENG Y - Les talus de déblai Rapport général Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées N° Spécial : "La Stabilité des talus" - 1976
- BLONDEAU F. - Application de l'informatique à la mécanique des sols Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées N° Spécial Mathématiques - 1972
- BLONDEAU F. et al - La stabilité des talus de déblai - Abaques de calcul, Rapport interne L.C.P.C. - 1976
- BLONDEAU F., KHIZARD JIAN J.P.- Glissement d'un remblai sur versant à Monnetier-Mornex Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées N° Spécial "La stabilité des talus" - 1976
- BLONDEAU F., JOSSEAUME H. - Mesure de la résistance au cisaillement résiduelle en laboratoire, Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées N° Spécial "La stabilité des talus" 1976
- BLONDEAU F., PERROT A. - Le versant naturel instable de Corny, Le versant expérimental de Ville-au-Val Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées N° Spécial "La stabilité des talus" 1976
- BLONDEAU F., QUEYROI D. - Rupture de la tranchée expérimentale de Bosse-Galin Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées N° Spécial "La stabilité des talus" 1976
- CLOUTERRE -1991
- COLAS G., MOGIER J.C. - La stabilisation des cols stériles par enherbement Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées N° Spécial "La stabilité des talus" 1976
- DELMAS P., BERCHE J-C, CARTIER G. ABDELHEDI A. Une nouvelle méthode de dimensionnement du clouage des pentes : programme PROSPER BLPC 141 pp. 56-66 – 1986
- FAURE R.M., MOREAU M., GAURIAT M., GUENIOT M. - Application de la visualisation interactive aux calculs de stabilité des pente, Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées n° 78 - 1975
- GOGUEL J., PACHOUD A. - Géologie et dynamique de l'éroulement du Mont Granier dans le massif de Chartreuse, Bulletin du B.R.G.M. Section III n° 1 1972
- LIOCHON M. - Aspects juridiques des problèmes de glissements de terrain Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées N° Spécial "La stabilité des talus" 1976
- MASSON M. - Influence des héritages périglaciaires sur l'instabilité des pentes naturelles Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées N° Spécial "La stabilité des talus" 1976
- MEIMON Y. - Loi de comportement des sols mous et application au calcul des ouvrages en terre Thèse de Docteur-Ingénieur - Université PARIS VI - 1974
- MENNEROUD J.P. - Le glissement de Roquebillières, Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées N° Spécial "La stabilité des talus" - 1976
- PANET M., ROTHEVAL J.P. - Les talus rocheux Bulletin de Liaison des Ponts et chaussées N° Spécial "La stabilité des talus" - 1976
- PILOT G. - Groupe d'Étude de Château Sous-Clévant - Passage de l'Autoroute Nancy-Metz au lieu dit "Le Château Sous-Clévant" Bulletin de Liaison des ponts et Chaussées N° Spécial Hydraulique - 1970
- PILOT G., COLAS G.-Description et classification des glissements de terrain Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées N° Spécial "La stabilité des talus" - 1976
- PILOT G., MOREAU M. - La stabilité des remblais sur sols mous Abaques de calcul Eyrolles - 1973
- RAULIN P., ROUQUES G., TOUBOL A.- Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire Rapport de Recherche des L P.C. n° 36, 1974
- REIFFSTECK et al., Recommandations pour l'utilisation des géosynthétiques dans la lutte contre l'érosion, guide édité par le Comité Français des Géosynthétiques - 2004
- SEVE G., POUGET P. – Stabilisation des glissements de terrain – Techniques et méthodes des Laboratoires des Ponts et Chaussées – Guide technique – 1998
- SKEMPTON A.W. - First time slides in overconsolidated clays Géotechnique Vol. XX - 1970
- SPUREK M. - Historical catalogue of slide phenomena Studia Geographica n° 19 - BRNO - 1972
- TERZAGHI K., PECK R.B. - Mécanique des sols appliquée J. WILEY and SONS 1948 - Dunod Paris 1961
- VAUGHAN P.R., WALBANCKE H.- Pore pressure changes and delayed failures of cutting slopes in overconsolidated clays Géotechnique, Vol. XXIII - 1973
- JOURNEES NATIONALES GECTECHNIQUES - Problèmes posés par la dispersion des caractéristiques des sols et des roches - Orléans - 1975

7. Exercices

7.1. Exercice 1

La sonde américaine VIKING 1 a photographié dans le canyon Valles Marineris de la planète Mars des grands glissements de terrain d'une hauteur approximative de 2 km. Le sol trouvé sur Mars est un basalte riche en fer. En supposant qu'on puisse trouver sur terre un site composé d'un matériau de caractéristiques identiques, quelle serait la hauteur d'un glissement semblable sur terre, sachant que l'accélération de la pesanteur sur Mars est de 38 m/s^2 .

7.2. Exercice 2

Le coefficient de sécurité d'un talus dont la surface de rupture est connue, est F , lorsque les caractéristiques du sol sont c'_1, φ'_1 . F étant défini de la manière habituelle,

- Quel est le coefficient de sécurité lorsque ces caractéristiques sont égales à c'_2, φ'_2 telles que : $c'_2 = \alpha \cdot c'_1$ et $\text{tg } \varphi'_2 = \alpha \cdot \text{tg } \varphi'_1$?
- Dans le cas de la rupture plane infinie quelle est dans le repère $c, \text{tg } \varphi$ la famille de courbes $c' = f(\text{tg } \varphi', F)$, paramétrée en F .
- Généraliser pour une surface de rupture de forme quelconque, dans un sol homogène.

7.3. Exercice 3

L'analyse des mouvements d'un versant à l'aide d'inclinomètres et d'observations du terrain ont permis de mettre en évidence une surface de rupture située à une profondeur maximale de 10 m (voir fig. 56 ci-dessous). Les résultats des essais de laboratoire, très dispersés du fait de l'hétérogénéité du sol, donnent comme valeurs moyennes : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $c' = 10 \text{ kPa}$ $\varphi' = 25^\circ$.

Les relevés piézométriques indiquent que la nappe est affleurante au terrain naturel, l'écoulement est parallèle à la pente.

- On analyse en première phase, la stabilité du versant en assimilant la rupture à une rupture plane. Quel est le coefficient de sécurité du versant ?
- On analyse ensuite la rupture en l'assimilant à une rupture circulaire, et on calcule le coefficient de sécurité par la méthode de BISHOP (10 tranches). Quel est le coefficient de sécurité ?
On donne par tranche :

tranche	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
hauteur inter-tranches	0	4	7,5	9	9,8	10	8,5	7	5,5	3,5	0 m.
L'angle α .	41,5	34,5	27,5	21	15	9	3,5	-2,5	8,5	-14,5	0

- Quel rabattement de la nappe faut-il envisager pour augmenter de 50 % le coefficient de sécurité (cas du glissement plan) ?

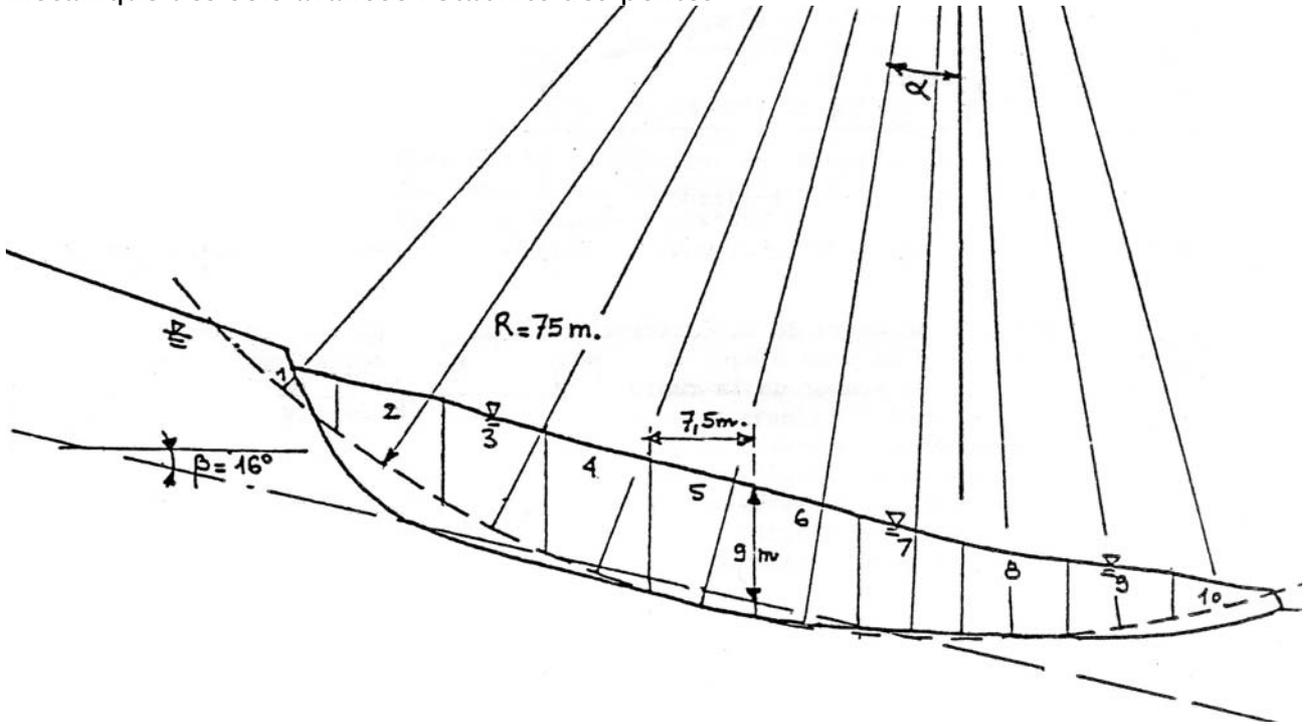


Fig. 56 : Exercice 3 .

7.4. Exercice 4

On construit rapidement, sans précautions particulières, un remblai en tête d'une pente. Constitué de matériaux divers de poids volumique moyen $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, il atteint la hauteur de 4 mètres, lorsque se développe une rupture profonde (voir figure 57 ci-dessous).

- a) Quelle est la cohésion à court terme du matériau, en supposant qu'il est homogène ?
- b) Quelle était le coefficient de sécurité du talus seul à court terme ?

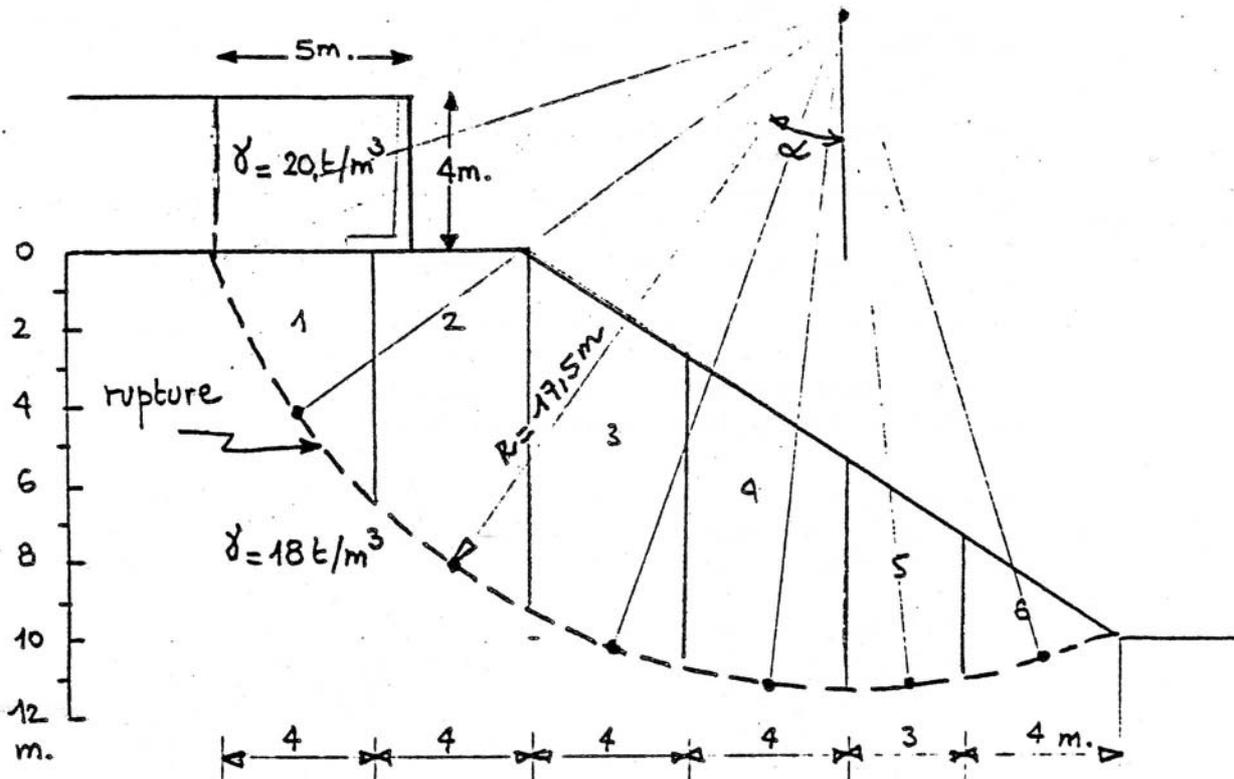


Fig. 57 : exercice 4

7.5. Exercice 5

Au cours de la construction d'un remblai sur une pente, le long d'un plan d'eau, une rupture s'est produite (géométrie du remblai et schéma de la rupture sur la figure 58 ci-dessous).

La reconnaissance géotechnique a mis en évidence :

Mécanique des sols avancée : Stabilité des pentes

- que le site était une zone de glissements naturels
- que la rupture s'était produite à l'interface éboulis, marnes, dans une couche remaniée, lieu vraisemblable de ruptures naturelles antérieures.

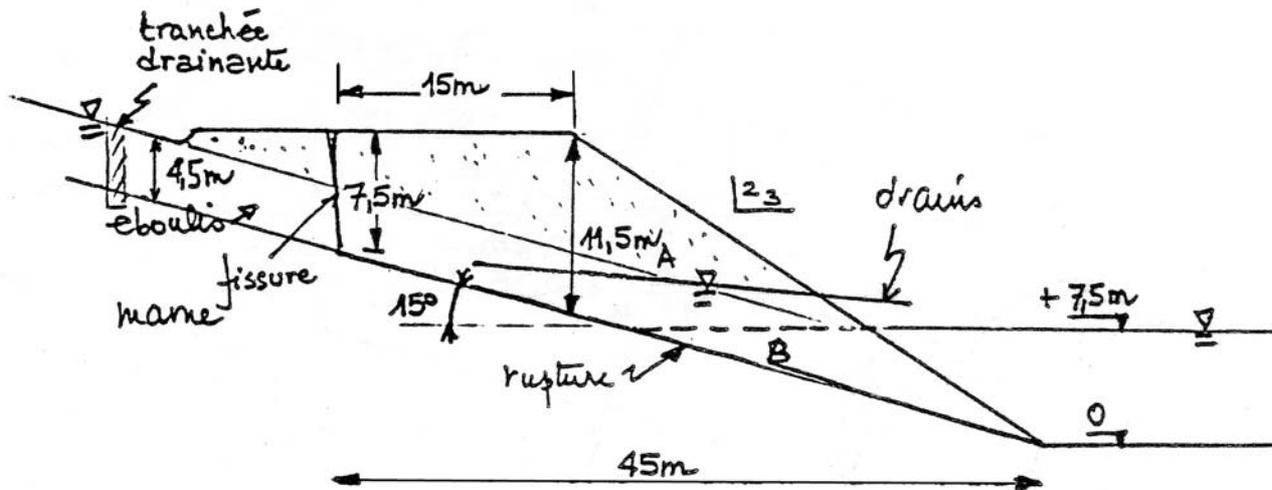


Fig. 58 : exercice 4

- 1°) Quelles sont les caractéristiques moyennes C' de cette couche remaniée ? La nappe A, d'écoulement parallèle au terrain naturel est à 4,5 m au-dessus de cette couche.
- 2°) On envisage de drainer le sol sous le remblai, à l'aide d'une tranchée drainante amont, et un réseau de drains à l'aval, Quel est le coefficient de sécurité obtenu ? (La nappe B est hydrostatique à + 7,5 m). Discuter la valeur obtenue. Mesures à prendre?

On envisage de réaliser une tranchée de déblai dans un site dont la coupe est représentée sur la figure jointe. Le bloc OABCO est constitué d'une argile consistante peu perméable dont les caractéristiques sont

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 \quad C_u = 130 \text{ kPa} \quad c' = 12 \text{ kPa} \quad \varphi' = 28^\circ$$

Ce bloc est adossé le long d'une faille à un massif rocheux fissuré très perméable. Ce massif est le siège d'une nappe statique dont le niveau est sensiblement constant. Compte tenu des conditions d'alimentation en eau, on admet que ce régime se maintiendra après ouverture de la tranchée. D'autre part, ce bloc repose sur une couche argileuse peu perméable dont les caractéristiques sont

$$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3 \quad C_u = 150 \text{ kPa} \quad c' = 15 \text{ kPa} \quad \varphi' = 20^\circ$$

On se préoccupe du risque de rupture soit en rupture circulaire dans le bloc OABCO lui-même, soit par glissement sur la couche d'argile en OA. Dans ce dernier cas, on admet que la face AB se décolle du massif rocheux et que le niveau d'eau dans la fissure ainsi formée s'établit au niveau de la nappe.

7.6. Exercice 6

7.6.1. ETUDE DE STABILITÉ A COURT TERME

a - Calculer la valeur du coefficient de sécurité relative au cercle de glissement ODB (le coefficient de sécurité sera défini comme un rapport de moments).

Poids de OCB appliqué en G_1 $P_1 = 8.000 \text{ kN}$

Bras de levier $d_1 = 67\text{m}$

Poids de OBD appliqué en G_2 $P_2 = 8.100 \text{ kN}$

Bras de levier $d_2 = 61,50 \text{ m}$

b - Calculer la valeur du coefficient de sécurité relative à la rupture plane OA (le coefficient de sécurité sera défini comme rapport de la résistance au cisaillement maximale à la composante tangentielle de la réaction le long de OA).

7.6.2. ÉTUDE DE LA STABILITÉ A LONG TERME

a - La stabilité le long de OA est-elle satisfaisante ?

b - On imagine que le niveau de la nappe du massif rocheux est ancré à la cote + 20m. Calculer le coefficient de sécurité dans ces conditions.

c - Comment pourrait être modifié le projet afin de garantir les meilleures conditions de stabilité ?

