

METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE ET TECHNIQUES DE STABILISATION DES PENTES

Mohamed KHEMISSA

Laboratoire de Développement des Géomatériaux, Université de M'sila, Algérie

RÉSUMÉ : On présente dans cette communication les mécanismes de rupture et les causes d'instabilité des pentes. On analyse ensuite le comportement des sols fins et des massifs argileux en pente. Puis, on expose les méthodes de calcul de stabilité et de déformation des talus. On décrit enfin les techniques de confortement des pentes instables.

1. Introduction

La stabilité des ouvrages en terre (déblais, remblais, digues) et des pentes naturelles est un problème qui préoccupe les géotechniciens tant praticiens que chercheurs. Les désordres engendrés par la rupture des pentes sont généralement spectaculaires, souvent destructifs et parfois meurtriers. De nombreuses méthodes de calcul de stabilité ont été proposées. Celles-ci se différencient par les hypothèses admises par leurs auteurs (méthodes de calcul en équilibre limite, méthodes de calcul à la rupture, méthodes de calcul en déformations) et par la facilité de leur mise en œuvre (calculs à l'aide d'abaques, calculs automatiques à l'aide de logiciels), mais elles s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global en fonction duquel la stabilité du talus étudié est considérée comme assurée ou compromise, ou par des coefficients de sécurité partiels affectant, d'une part, les sollicitations appliquées et, d'autre part, les propriétés mécaniques des sols. Diverses techniques de renforcement des talus ont par ailleurs été développées. Elles se différencient par le procédé de leur réalisation, leur coût et leur durabilité.

La présente communication passe en revue les différentes méthodes d'analyse de stabilité et de stabilisation des versants naturels ou artificiels instables actuellement utilisées pour l'élaboration des projets.

2. Mécanismes de rupture et causes d'instabilité des pentes

Les mécanismes de rupture par cisaillement des talus de remblais et d'excavations ou de pentes naturelles dépendent de la forme de la surface de rupture observée ou supposée (plan, droite, calotte sphérique, arc de cercle, arc de spirale logarithmique, etc.). D'autres mécanismes de rupture par plastification et écoulement d'une partie de la masse de sol peuvent également exister (poinçonnement dans le cas des remblais sur sols compressibles, phénomènes de coulées boueuses et de fluage dans la masse des versants, etc.). Dans la pratique courante, les calculs se font en considérant un mode de rupture plane pour les glissements plans ou cylindrique pour les glissements rotationnels. Les glissements plans se produisent par cisaillement et par translation sur un plan incliné plus ou moins régulier, où la masse de sol en mouvement se comporte comme un monolithe dont les déformations sont très petites et très localisées au niveau de la surface de rupture. Les glissements rotationnels simples se traduisent par un basculement de la masse le long d'une surface (glissements superficiels) ou en profondeur (glissements profonds) dans un milieu homogène et isotrope et les glissements rotationnels complexes résultent d'un emboîtement les uns dans les autres de glissements rotationnels simples dont la surface de rupture globale n'est pas circulaire (glissements en escaliers - glissements épicycloïdaux - glissements régressifs) évoluant généralement dans les milieux hétérogènes et anisotropes.

Les causes d'instabilités sont multiples. Elles peuvent être dues soit à une augmentation des sollicitations (surcharges, suppression de la butée de pied, déboisement, séisme et autres sources de vibration), soit à une modification des caractéristiques mécaniques (perte de résis-

tance par remaniement) ou hydrauliques (apparition d'un écoulement : eaux pluviales, fonte de neige, eaux de ruissellement, etc. ; vidange rapide d'une digue en terre) du terrain.

3. Calculs de stabilité

L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode des tranches. Cette méthode donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque. Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme et/ou en contraintes effectives à long terme. Le degré de précision des calculs dépendra toutefois de la qualité de détermination des paramètres de cisaillement, mais aussi des moyens de calculs mis en œuvre.

3.1 Définition du coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité F est défini par l'expression suivante :

$$F = \frac{\tau_{\max}}{\tau} \quad (1)$$

dans laquelle τ_{\max} désigne la résistance au cisaillement du sol intéressé par le glissement et τ la contrainte de cisaillement effectivement mobilisée le long de la courbe de rupture (si $F > 1$, il n'y a pas rupture ; si $F < 1$, il y a rupture ; si $F = 1$, il y a équilibre limite).

3.2 Cas des ruptures planes (glissements plans)

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est constitué de plusieurs couches de caractéristiques physico-chimiques et mécaniques très différentes, ou lorsque la longueur de la surface de glissement potentielle est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain. Le coefficient de sécurité est donné par l'expression suivante :

$$F = \frac{c'L + (W \cos \alpha - U) \operatorname{tg} \varphi'}{W \sin \alpha} \quad (2)$$

dans laquelle L désigne la longueur du talus, α sa pente, W le poids des terres en mouvement, U la résultante des pressions interstitielles éventuelles, c' la cohésion effective et φ' l'angle de frottement interne effectif.

3.3 Cas des ruptures circulaires (glissements circulaires)

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est homogène. Deux méthodes de calcul permettent de traiter ce problème :

- *la méthode de Fellenius*, dans laquelle on admet que les forces externes inter-tranches sont égales. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_{\text{Fellenius}} = \frac{\sum [c'b + (W \cos^2 \alpha - ub) \operatorname{tg} \varphi'] / \cos \alpha}{\sum W \sin \alpha} \quad (3)$$

- *la méthode de Bishop*, dans laquelle on admet que seules les composantes horizontales des forces externes inter-tranches s'équilibrent. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_{\text{Bishop}} = \frac{\sum [c'b + (W - ub) \operatorname{tg} \varphi'] / (\cos \alpha + \sin \alpha \operatorname{tg} \varphi' / F_{\text{Fellenius}})}{\sum W \sin \alpha} \quad (4)$$

3.4 Cas des ruptures quelconques (glissements non circulaires)

Ce type de rupture est rencontré lorsque des hétérogénéités sont manifestes. Ce problème est traité par la méthode des perturbations, dans laquelle on considère que la contrainte normale n'est pas constante le long de la courbe de rupture comme c'est le cas des deux méthodes précédentes. Cette méthode est globale et applicable à une courbe de rupture quelconque envisagée. Elle est basée sur la simple résolution des équations de l'équilibre statique avec ajustement automatique de la distribution de la contrainte normale obtenue par une perturbation de la contrainte normale de Fellenius le long de la courbe de rupture.

4. Comportement des sols fins et des massifs argileux en pente

La reconnaissance géologique et géotechnique d'un massif de sol en pente doit d'abord permettre de localiser les différentes couches qui le constituent et d'en donner la configuration générale. Les sondages doivent être implantés à la périphérie du glissement, à l'intérieur de la masse de sol glissée et également dans la zone stable à proximité immédiate (leur nombre et leur implantation sont décidés après une étude géologique effectuée au préalable ; leur nature dépend des sols rencontrés et des caractéristiques géotechniques recherchées : les sondages à la tarière permettent de prélever des échantillons remaniés suffisants pour les identifications et les sondages carottés sont nécessaires pour la détermination des paramètres mécaniques). La reconnaissance géotechnique doit ensuite permettre d'obtenir des informations sur les caractéristiques physico-chimiques et minéralogiques des sols constituant le massif, mais aussi et surtout sur leurs caractéristiques mécaniques et hydrauliques (paramètres de résistance au cisaillement notamment : cohésion et angle de frottement) à partir des résultats d'essais in-situ (essais pénétrométriques, scissométriques et pressiométriques) et de laboratoire (essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande et essais de cisaillement à l'appareil triaxial).

Les études effectuées en laboratoire et en place montrent que le mécanisme de rupture par cisaillement des sols fins dépend non seulement de l'intensité des efforts exercés et de la manière dont ils leur sont appliqués, mais également des conditions de drainage de l'eau interstitielle. Le cisaillement drainé, caractéristique du comportement à long terme, est caractérisé par des déformations qui s'accompagnent d'une densification du sol dans le domaine normalement consolidé, d'où un accroissement de sa cohésion vraie. Le cisaillement non drainé, caractéristique du comportement à court terme, est accompagné du développement de fortes surpressions interstitielles, d'une réduction importante de la contrainte normale effective et de la résistance au frottement des particules solides. La rupture du sol est définie par le moment où celle-ci se produit et par la résistance aux sollicitations qu'on lui impose. Cette résistance est habituellement appelée : "résistance au cisaillement". Elle caractérise la position correspondant au point d'état limite ou d'état critique selon que les chemins de contraintes ou de déformations suivis se trouvent dans le domaine surconsolidé ou normalement consolidé.

4.1 Paramètres de résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement des sols dépend non seulement de l'état de consolidation dans lequel ils se trouvent, mais aussi des cheminements des sollicitations exercées au cours du cisaillement. La figure 1 présente divers chemins de contraintes, qui peuvent être suivis au cours des essais triaxiaux (a/chemins isotropes ; b/chemins radiaux à rapport de contraintes radiale et axiale constant ; c/chemins à contrainte radiale constante ; d/chemins à contrainte axiale constante). Il n'existe donc pas une résistance au cisaillement propre à un sol donné, mais une infinité de résistances au cisaillement qui dépendent du chemin de contraintes effectives suivi. En pratique, la rupture d'une éprouvette de sol est appréciée sur la courbe de cisaillement, représentant l'évolution de la sollicitation appliquée (déviateur des contraintes dans le cas des essais triaxiaux, contrainte de cisaillement dans le cas des essais à la boîte de Casagrande) en fonction de la déformation correspondante (déformation axiale de l'éprouvette triaxiale, déplacement de la boîte de cisaillement).

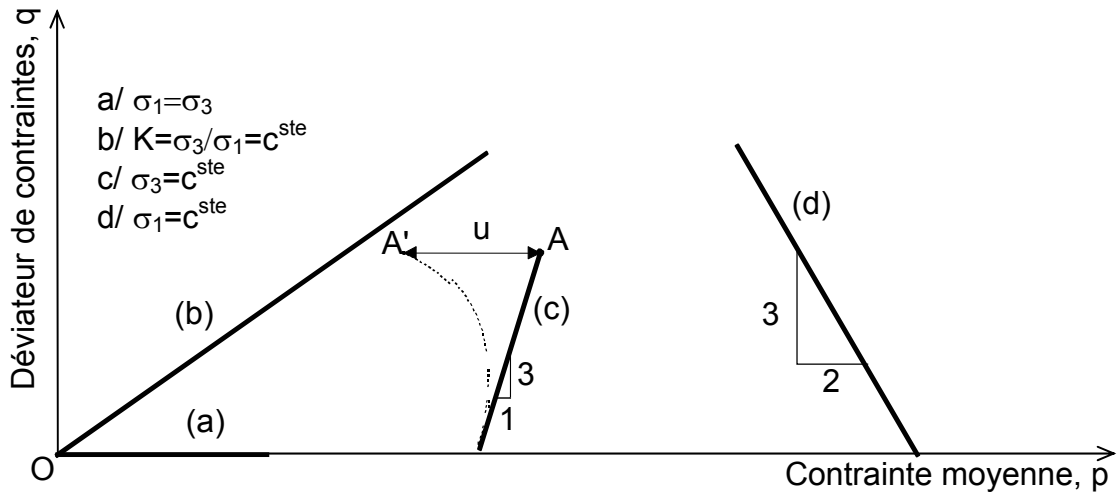


Figure 1. Chemins de contraintes suivis au cours des essais triaxiaux.

La courbe de cisaillement présente, selon la nature du sol étudié et l'état de densification (pour les sables) ou de structuration (pour les argiles) dans lequel il se trouve, l'une des deux allures schématisées sur la figure 2. La courbe (I), caractéristique d'un sable dense ou d'une argile surconsolidée, présente un pic de résistance τ_{max} correspondant à l'état de rupture ; la déformation continuant de croître au delà de ϵ_{I} alors que la sollicitation appliquée diminue ou au mieux reste constante. La courbe (II), caractéristique d'un sable lâche ou d'une argile normalement consolidée, présente une allure asymptotique ; la rupture étant définie arbitrairement à une valeur ultime τ_{ult} correspondant à la déformation ϵ_{II} au-delà de laquelle le comportement de l'ouvrage devient incompatible avec sa destination (on considère en général $\epsilon_{II} = 10\%$). Les paramètres de résistance au cisaillement (cohésion c et angle de frottement φ) se déterminent, pour un sol donné, sur la droite de Mohr-Coulomb représentant l'évolution de la résistance au cisaillement critique en fonction de la contrainte normale appliquée (figure 3).

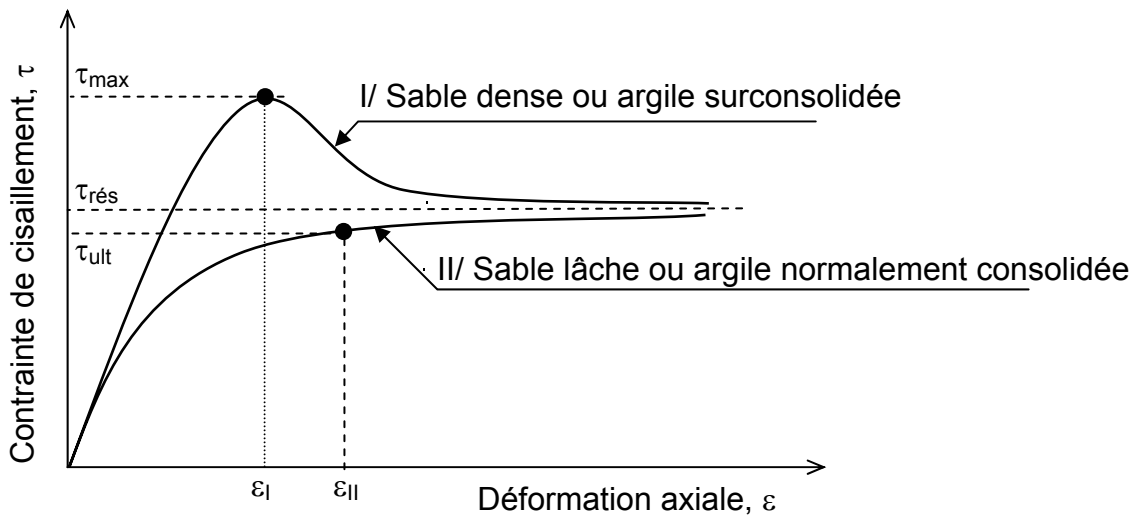


Figure 2. Courbes de cisaillement types et définition de la rupture des sols.

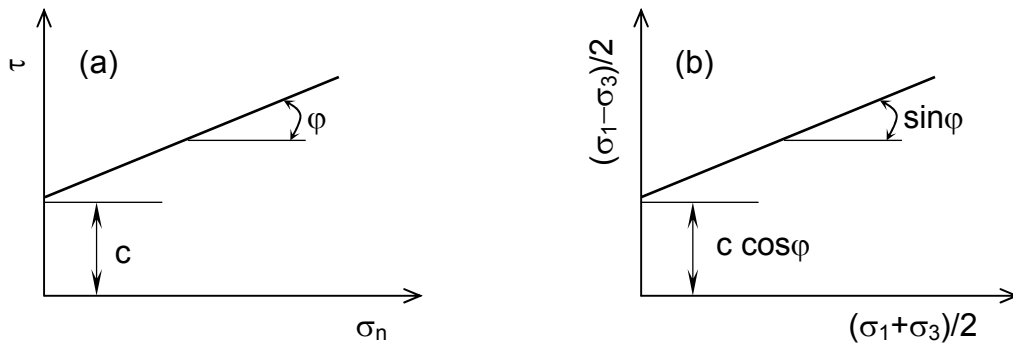


Figure 3. Définition des paramètres de résistance au cisaillement des sols à partir des résultats d'essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande (a) ou d'essais de cisaillement à l'appareil triaxial (b).

4.2 Comportement avant la rupture

Les concepts d'état limite et d'état critique constituent les règles de base pour l'étude du comportement des sols fins, notamment des argiles molles (Roscoe et al., 1958, 1963). L'état limite est défini par une surface de charge, appelée surface d'état limite, qui représente la limite entre les régions de l'espace des contraintes principales correspondant aux déformations réversibles et irréversibles. L'état critique, défini comme l'état où ne se produisent dans le sol que des déformations déviatoriques plastiques, est associé à l'existence d'un "indice des vides critique" (défini comme une extension de la notion de densité critique) atteint au moment où se développent des déformations plastiques de cisaillement sans variation de volume et de contraintes.

Dans leur forme originale, les concepts d'état limite et d'état critique ne s'appliquaient qu'à des argiles normalement consolidées et isotropes (argiles idéales). Des études postérieures ont montré que les principes qui forment la base de ces concepts sont qualitativement applicables aux argiles naturelles, surconsolidées et anisotropes (Tavenas et Leroueil, 1979 ; Magnan et al., 1982 ; Khemissa et al., 1993, etc.). La figure 4 présente les courbes d'état limite et d'état critique de deux argiles molles françaises : l'argile de Cubzac-les-Ponts (vallée de la Dordogne) et l'argile de Guiche (vallée de l'Adour).

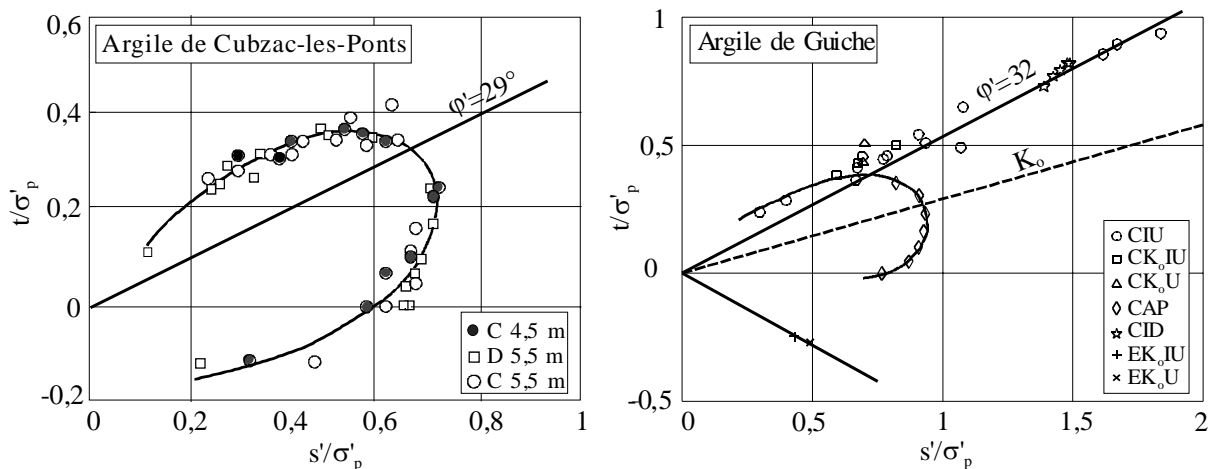


Figure 4. Courbes d'état limite et d'état critique des argiles molles françaises de Cubzac-les-Ponts (Magnan et al., 1982) et de Guiche (Khemissa et al., 1993).

Les modèles de comportement associés aux concepts d'état limite et d'état critique reposent sur des approches élastoplastiques ou élasto-viscoplastiques, permettant de décrire assez correctement le comportement des sols fins, notamment des argiles molles. On peut citer, à titre d'exemples, le cas du modèle Cam-clay (Roscoe et Burland, 1968) développé pour caractériser le comportement élastoplastique avec écrouissage isotrope des argiles reconstituées en laboratoire (figure 5) et le cas du modèle Mélanie (Mouratidis et Magnan, 1983) pour décrire le comportement élasto-viscoplastique des argiles molles naturelles anisotropes, écrouissables et sensibles au fluage (figure 6).

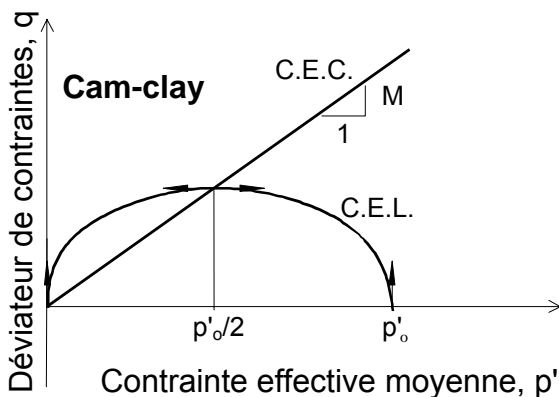


Figure 5. Courbes d'état limite (C.E.L) et d'état critique (C.E.C) du modèle Cam-clay (Roscoe et Burland, 1968).

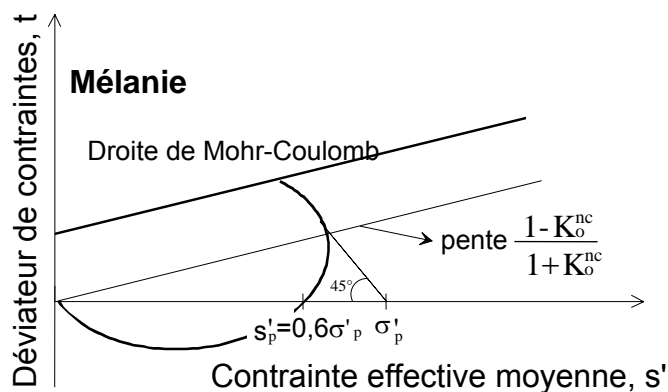


Figure 6. Couplage de l'élastoplasticité et du critère Mohr-Coulomb dans le modèle Mélanie (Mouratidis et Magnan, 1983).

5. Méthodes de calcul de stabilité et de déformation des talus

Le dimensionnement des ouvrages en terre et l'analyse de stabilité des pentes naturelles s'effectuent habituellement par la méthode des tranches. Cette méthode consiste à découper le talus en tranches verticales et résoudre le système hyperstatique des forces d'équilibre appliquées. Plusieurs variantes introduisant chacune des hypothèses de résolution simplificatrices peuvent être utilisées dans le cas d'une surface de rupture circulaire (méthodes de Fellenius, Taylor, Bishop, Caquot-Biarez) ou de forme quelconque (méthodes de Janbu, Morgenstern-Price, Spencer et méthode des perturbations). La méthode des tranches donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre du talus étudié par rapport à l'équilibre limite. Le coefficient de sécurité est défini par le rapport de la résistance au cisaillement critique et de la contrainte de cisaillement appliquée le long de la surface de rupture. Son expression est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque. Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme (cas des remblais) et en contraintes effectives à long terme (cas des versants). Le degré de précision des calculs dépendra toutefois de la qualité de détermination des paramètres de résistance au cisaillement des sols, mais aussi des moyens de calculs mis en œuvre. Le coefficient de sécurité est déterminé à l'aide d'abaques dans le cas de configurations simples ou d'avant projet (abaques de Taylor, etc.) ou à l'aide de logiciels pour les configurations complexes (PETAL-LCPC, PROSPER-LCPC, etc.). La figure 7 donne les résultats des calculs effectués à l'aide du logiciel PETAL-LCPC sur le versant instable de Sidi-Ahmed (Béjaïa) qui a été, au mois de janvier 1993, le siège d'un glissement ayant causé des désordres importants dans le versant lui-même et dans les ouvrages qui s'y trouvent (bâtiments, route, canalisations, etc.).

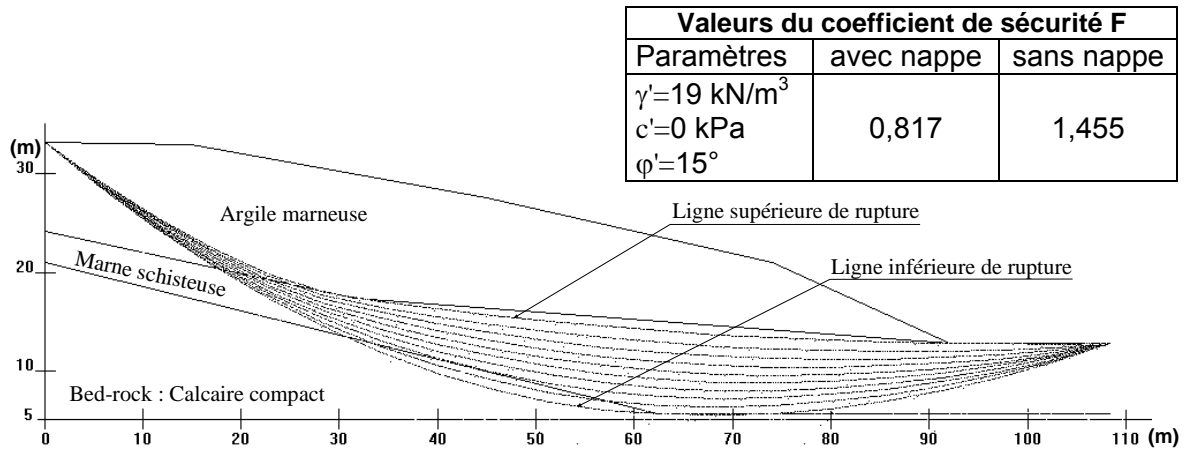


Figure 7. Résultats de calculs effectués sur le versant instable de Sidi-Ahmed (Béjaïa) par la méthode des perturbations à l'aide du logiciel PETAL-LCPC (Khemissa et Rahmouni, 2003).

Les déformations et les tassements différés que peuvent subir les remblais et les pentes naturelles évoluent soit vers un nouvel état d'équilibre, soit vers la rupture. Dans le cas des remblais, les calculs peuvent être effectués soit par la méthode œdométrique, soit à l'aide d'abaques, soit à l'aide de programmes de calcul sur ordinateur (CONMULT-LCPC, CESAR-LCPC, etc.), soit encore par extrapolation des mesures faites sur un remblai d'essai ou sur un autre ouvrage en terre voisin. Tandis que pour les pentes naturelles, les calculs en déformations ne se font pas parce qu'on ne peut pas définir leur géométrie exacte, on ne connaît pas encore la loi de comportement des sols constitutifs et on ignore l'état initial des contraintes nécessaires pour faire des calculs élastoplastiques.

6. Techniques de confortement des pentes instables

Les dispositifs utilisés pour le confortement des pentes instables, ou susceptibles de le devenir à cause des travaux, sont nombreux et variés. Ils peuvent être géométriques (modification de la pente du talus ou réduction de sa hauteur) ou hydrauliques (rabattement et drainage de la nappe). D'autres techniques peuvent aussi être utilisées comme le boisement, la recharge en pied du talus (berges), le clouage à l'aide de pieux ou barrettes et le soutènement par murs gabions ou en béton armé ou à l'aide de palplanches métalliques. Le choix de l'une de ces solutions dépendra de la nature du talus à conforter (versant naturel ou artificiel), de sa géométrie (pendage, longueur et profondeur), du massif de terrain constitutif (sol meuble ou compact) et du régime hydraulique existant (niveau de la nappe). Parmi les solutions techniquement possibles, on retiendra la moins coûteuse et la plus facile à mettre en œuvre. La figure 8 présente le confortement du versant instable de Sidi-Ahmed (Béjaïa) à l'aide de pieux en béton armé de 80 cm de diamètre et de 22 m de long disposés en milieu de pente.

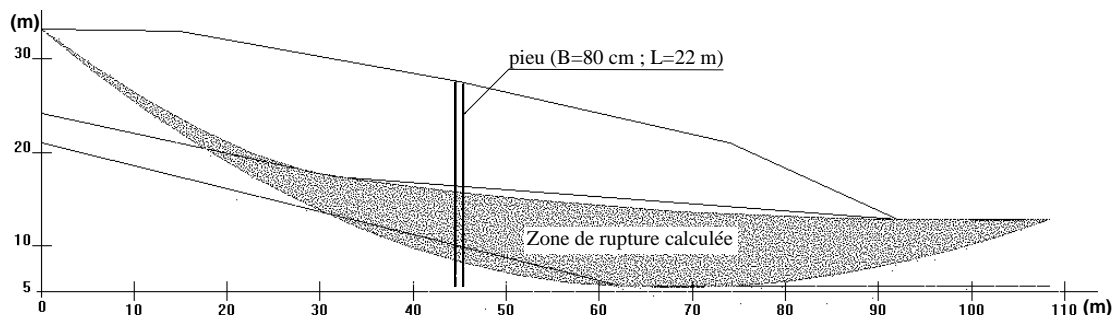


Figure 8. Confortement du versant instable de Sidi-Ahmed (Béjaïa) à l'aide de pieux disposés en milieu de pente (Khemissa et Rahmouni, 2003).

7. Conclusions

Le comportement des massifs de sol en pente (ouvrages en terre et pentes naturelles) a fait l'objet de nombreux développements depuis plusieurs décennies. Des méthodes d'analyse de stabilité et de stabilisation deviennent de plus en plus pratique courante, allant de la reconnaissance préliminaire du terrain aux mesures de contrôle, en passant par les essais en place et en laboratoire, les calculs de stabilité et le choix de la technique de confortement des pentes instables. La reconnaissance géologique et géotechnique permet de localiser la surface de rupture du talus étudié, d'en connaître la forme et d'en donner une explication sur les mécanismes de rupture et les causes d'instabilité probables, ainsi que de déterminer les paramètres de résistance au cisaillement de la masse de sols glissée et de son comportement avant la rupture. Les calculs de stabilité s'effectuent dans la pratique courante en équilibre limite par l'une des variantes de la méthode des tranches, dont l'utilisation pendant plusieurs dizaines d'années a prouvé leur efficacité et leur fiabilité. Dans tous les cas, le problème consiste à déterminer le coefficient de sécurité et de conclure à la stabilité ou non du talus étudié. Si la stabilité du talus n'est pas assurée, le renforcement de celui-ci s'impose afin de parer à tout glissement éventuel ou limiter son évolution dans le temps. Parmi les nombreuses techniques de renforcement disponibles, on retiendra le dispositif de confortement techniquement et économiquement possible.

8. Références bibliographiques

- Berche J.C., Cartier G. (1984) PETAL, programme d'étude de la stabilité des talus par ruptures circulaire ou non circulaire. *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Rapport de la Division Géotechnique-Mécanique des sols 1, Section des Ouvrages en Terre.*
- Cartier G. (1986) La stabilisation des pentes instables par clouage. *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Bulletin de liaison des LPC, 141, 45-56.*
- Delmas Ph., Berche J.C., Cartier G., Abdelhadi A. (1985) Une nouvelle méthode de dimensionnement du clouage des pentes : programme PROSPER. *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Bulletin de liaison des LPC, 141, 57-66.*
- Khemissa M., Magnan J.P., Josseume H. (1993) Etude expérimentale des propriétés mécaniques de l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour). *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Etudes et recherches des LPC, GT, 53, 204 pages.*
- Khemissa M., Rahmouni Z. (2003) Analyse de stabilité et stabilisation par pieux du versant instable de Sidi-Ahmed (Béjaïa, Algérie). *Actes du 13^{ème} Congrès régional de mécanique des sols, Marrakech, 8-11 décembre 2003, pp-pp.*
- Magnan J.P., Shahanguian S., Josseume H. (1982) Etude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique. *Revue française de Géotechnique, 20, 13-19.*
- Magnan J.P., Khemissa M. (1994) CONMULT-3.0, logiciel de calcul unidimensionnel de la consolidation des massifs de sols multicouches, version 3.0. *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, 63 pages.*
- Mouratidis A., Magnan J.P. (1983) Modèle élastoplastique anisotrope avec écrouissage pour le calcul des ouvrages sur sols compressibles. *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Rapport de recherche LPC, 121, 128 pages.*
- Roscoe K.H., Schoffield A.N., Wroth C.P. (1958) On the yielding of soils. *Géotechnique, 8(1), 22-53.*
- Roscoe K.H., Shoffield A.N., Thurairajah A. (1963) Yielding of clays in states wetter than critical. *Géotechnique, 13, 211-240.*
- Roscoe K.H., Burland J.B. (1968). On the generalized stress-strain behaviour of "wet clay". *Symposium on engineering plasticity, Cambridge (USA), 535-610.*
- Tavenas F., Leroueil S. (1979) Les concepts d'état limite et d'état critique et leurs applications pratiques à l'étude des argiles. *Revue française de Géotechnique, 6, 27-49.*