

La méthode cinématique régularisée appliquée à l'étude de la stabilité des pentes (module LIMI)

Nicolai DRONIUC
Jean-Pierre MAGNAN
Pierre HUMBERT
Philippe MESTAT

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

RÉSUMÉ

Cet article présente deux applications de la méthode cinématique régularisée à l'étude de la stabilité des pentes.

DOMAINE : *Sciences de l'ingénieur.*

ABSTRACT

APPLICATIONS OF THE LIMI MODULE TO STUDYING THE STABILITY OF SLOPED HILLSIDES

This article presents several applications of the regularized kinematic method, which has been described in a previous article, to studying the stability of sloped terrain.

FIELD: *Engineering Sciences.*

INTRODUCTION

La validation d'un programme de calcul mettant en œuvre l'approche cinématique de l'analyse limite est un problème difficile, puisque l'on doit prouver que le résultat obtenu est une borne supérieure d'un chargement et non pas une quantité prédéterminée.

Les études de validation peuvent s'appuyer sur différentes catégories de solutions :

- les solutions théoriques complètes, qui fournissent exactement la charge limite de rupture (par exemple, la pression interne de rupture d'un tube épais) ;
- les solutions théoriques incomplètes, qui donnent des bornes supérieures des charges limites (par exemple, la charge limite de rupture d'une fouille verticale) ;
- les solutions issues d'études expérimentales.

Dans le cas des solutions théoriques exactes, on vérifie que la solution obtenue avec le programme LIMI est toujours supérieure à la solution théorique exacte, quels que soient le maillage et les valeurs des paramètres utilisés pour la recherche de la borne supérieure de la charge limite : paramètres liés à la minimisation du problème régularisé, paramètres liés à la convergence du calcul, etc.

Pour les solutions théoriques incomplètes, on ne connaît pas la charge limite, mais on connaît une borne supérieure de la charge limite. Dans ce cas, les calculs de validation permettent de comparer les bornes supérieures fournies par le programme LIMI aux bornes supérieures existantes, pour un problème donné.

La validation par rapport aux études expérimentales est la plus complexe : sa complexité tient aux incertitudes associées au choix des données des calculs, mais aussi aux imperfections éventuelles des expérimentations. Il y a en effet toujours une certaine variabilité des propriétés mécaniques des sols sur un site, ce qui rend délicate l'interprétation et la détermination des caractéristiques de résistance des sols et il existe donc une incertitude sur la capacité du critère de rupture à décrire le comportement du sol à la rupture.

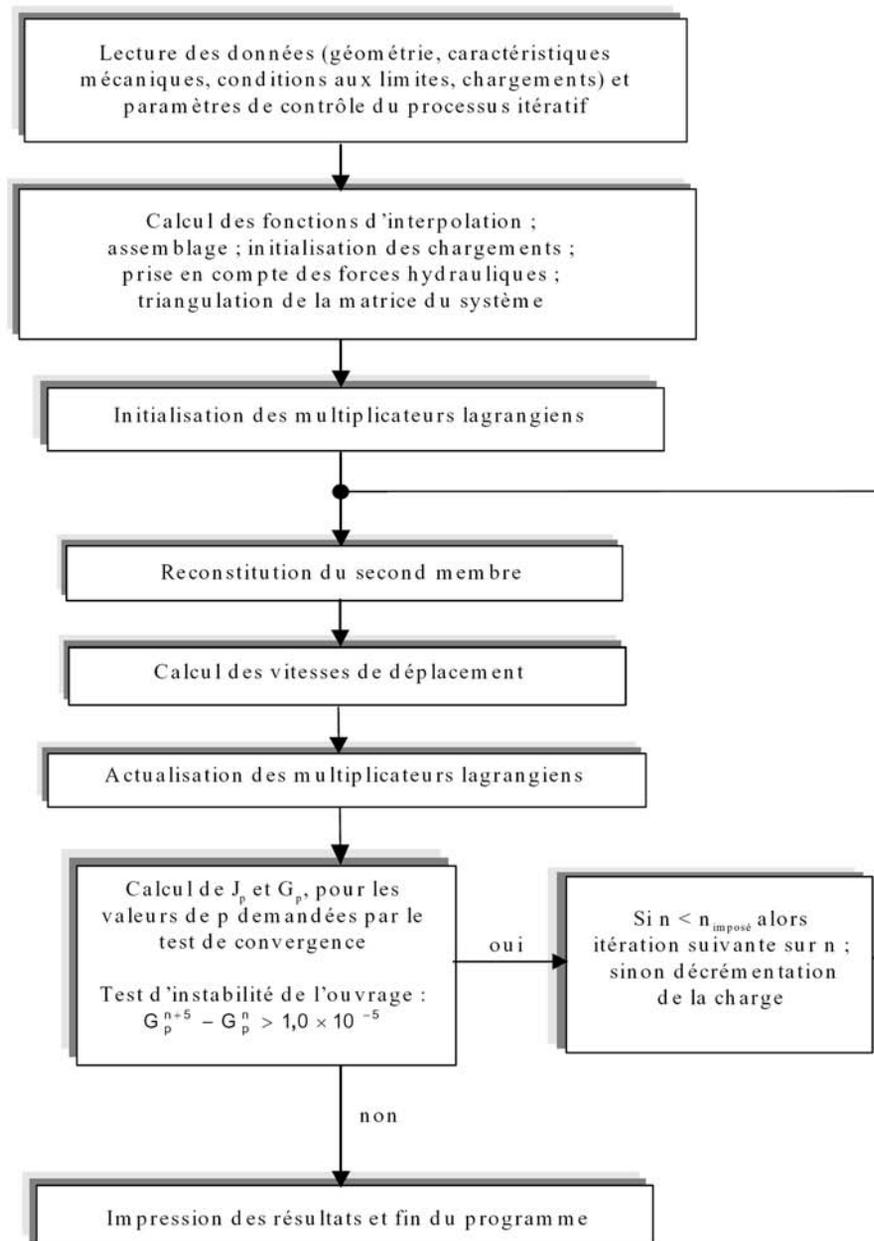
Cet article présente l'ensemble des validations effectuées pour le module LIMI et, notamment, deux études sur la rupture de pentes. Les résultats obtenus ont été comparés à des méthodes analytiques, à des solutions issues d'études expérimentales, et à des calculs élastoplastiques effectués avec le module MCNL (calculs élastoplastiques) de CESAR-LCPC.

UTILISATION PRATIQUE DU MODULE LIM1

Le module de calcul LIM1 représente la mise en œuvre numérique par la méthode des éléments finis des algorithmes utilisés pour la résolution des problèmes de stabilité par la méthode cinématique régularisée. La figure 1 décrit l'organigramme associé à la méthode de résolution présentée dans l'article précédent.

L'utilisation pratique du module LIM1 suppose des connaissances variées sur les procédures directement liées au logiciel CLEO, mais aussi sur la manière de définir les caractéristiques du modèle de calcul (extension du maillage, nature et position des conditions aux limites, choix du type d'éléments, choix du critère de rupture) et de contrôler la convergence des résultats.

Le module LIM1 fonctionne avec des éléments finis de type massif de la famille 01 ou 02 de la bibliothèque de CESAR-LCPC. La famille 01 regroupe les éléments finis isoparamétriques bidimension-



□ **Figure 1**

Organigramme du module LIM1 (d'après Droniuc et al. [1]).

nels et chaque nœud possède deux degrés de liberté (vitesses de déplacement). La pratique de LIMI permet d'affirmer que les éléments triangulaires à trois nœuds permettent d'aboutir à de meilleures solutions et à une convergence plus rapide. Ces éléments sont obtenus en divisant des quadrilatères à quatre nœuds en quatre triangles à trois nœuds, en ajoutant un nœud central correspondant à l'intersection des diagonales du quadrilatère. Cette configuration dans un maillage correspond également à celle recommandée par Nagtegaal *et al.* [2] pour assurer la condition d'incompressibilité liée à l'emploi des critères de rupture de von Mises et de Tresca. Pour les problèmes tridimensionnels, les éléments utilisés sont des tétraèdres à quatre nœuds, obtenus par la division d'hexaèdres à huit nœuds en vingt-quatre tétraèdres.

L'important est que les maillages réalisés avec CLEO soient réguliers et ne privilégient pas de mécanismes ou de directions de rupture. La réalisation de ces types de maillage a été facilitée par la mise en œuvre d'une procédure automatique de « division » de maillage de quadrilatères ou d'hexaèdres. Dans les zones éloignées des mécanismes de rupture, il est possible d'adopter des éléments de taille plus grande, par un passage progressif et régulier vers les bords du modèle. Sauf cas très particulier, il est indispensable que ces mécanismes ne « touchent » pas les bords où il y a des conditions aux limites en vitesses de déplacement imposées. Dans le cas contraire, on aboutit à une forme erronée du mécanisme de rupture qui ne peut se développer librement dans le massif de sol et à des valeurs erronées (par excès) des bornes supérieures de la charge de rupture.

Pour trouver une bonne estimation de la borne supérieure de la charge limite, le maillage doit être « assez » fin dans la zone où l'on peut avoir de fortes variations de vitesses de déformation. Ces variations peuvent être causées par les zones directement sollicitées par les chargements, par des singularités géométriques ou par des variations de caractéristiques mécaniques. Les très nombreuses analyses menées montrent qu'au-delà d'un seuil dépendant du type de problème étudié (forme et étendue du mécanisme de rupture), le nombre d'éléments finis n'a qu'une faible influence sur les résultats. Ce nombre peut être très variable : on a constaté des seuils de 1 000 éléments pour des problèmes d'expansion de cavité cylindrique et de 150 000 éléments pour des fouilles verticales non soutenues. Il est ainsi important de trouver un compromis entre la capacité de calcul disponible et la précision acceptable sur la valeur de la borne supérieure attendue.

Comme l'illustre la figure 1, la recherche des bornes supérieures avec LIMI s'appuie sur deux processus numériques. Le premier fonctionne de manière itérative pour la recherche d'un champ de vitesses cinématiquement admissibles optimal pour une valeur du paramètre viscoplastique p donnée. Le deuxième fonctionne par passage à la limite quand p tend vers l'unité. Lorsque la fonctionnelle J_p , qui est la différence entre la puissance résistante maximale et la puissance des efforts extérieurs, tend vers zéro avec des valeurs négatives, le système modélisé est instable : il y a écoulement plastique sous les charges appliquées. Plus cette différence est proche de zéro, meilleure est la borne supérieure de la charge limite. C'est une première indication sur la bonne convergence d'un calcul. Plus la valeur de G_p est proche de l'unité, avec des valeurs supérieures, plus on est proche de la charge limite. Cela est une seconde indication sur la convergence d'un calcul.

La régularisation viscoplastique passe par l'emploi de la loi de Norton-Hoff généralisée, qui tend vers une loi rigide parfaitement plastique lorsque le coefficient p tend vers l'unité. Les considérations théoriques conduisent à utiliser une valeur de p aussi proche que possible de l'unité. Cette donnée peut influencer la valeur des bornes supérieures des charges de rupture et la forme des mécanismes associés. Aussi, pour chaque cas étudié, il est conseillé d'utiliser plusieurs valeurs de p , avec des valeurs de plus en plus proches de l'unité, en commençant par la valeur 1,001. Sans problème numérique particulier, on peut aller jusqu'à des valeurs de p de l'ordre de $1,000001$ (soit $1 + 10^{-6}$).

À chaque incrément de chargement, les résultats du module LIMI sont les suivants :

- le champ des vitesses cinématiquement admissibles, qui minimise la fonctionnelle J_p correspondant à la borne supérieure de la charge de rupture ;
- le champ des vitesses de déformation, qui traduit la forme et l'étendue du mécanisme de rupture ;
- la valeur de la borne supérieure de la charge limite, obtenue par la multiplication de la charge appliquée par le coefficient de réduction (λ_{\min}) de la charge initiale, correspondant au champ des vitesses cinématiquement admissibles minimisant la fonctionnelle J_p .

VALIDATION DU MODULE DE CALCUL LIMI

Des milliers de calcul de bornes supérieures de charges de rupture ont été effectués pour la vérification du bon fonctionnement du module LIMI. Les tests ont concerné aussi bien des problèmes élémentaires [1, 3] que des fondations superficielles [1, 4, 5], des fouilles [3, 4, 6], des remblais ou des

ouvrages souterrains [3, 4, 7-8]. Des géométries différentes ont été considérées : analyses 2D et 3D, fondations circulaires ou carrées, etc. Ces tests ont permis de conclure à la pertinence de l'approche programmée, les résultats obtenus étant en bonne concordance avec les solutions exactes connues, ou les meilleures bornes supérieures correspondant aux cas étudiés, ou bien encore avec des résultats expérimentaux.

STABILITÉ D'UNE PENTE INFINIE

Un problème très fréquent dans le calcul de la stabilité des pentes est l'analyse d'un glissement plan. Le calcul est simple et met en évidence aisément l'influence d'un écoulement hydraulique sur la stabilité de la pente. On considère pour cela une pente de hauteur h , limitée à sa partie inférieure par un substratum rigide et imperméable, et on considère que le plan de séparation est parallèle à la surface du sol et fait un angle β avec l'horizontale (Fig. 2). Soient c' et j' les paramètres de résistance du sol (critère de rupture de Mohr-Coulomb). Le sous-ensemble borné C' de l'ensemble des contraintes statiquement admissibles s'écrit sous la forme :

$$C' = \{\sigma' \in L^\infty(W) \mid \sup_{i \neq j} [\sigma'_i (1 + \sin \varphi) - \sigma'_j (1 - \sin \varphi) - 2c \cos \varphi], \sup_k (-\sigma'_k - T)\} \quad (1)$$

On se propose de déterminer la borne supérieure γ_{LIMI} du poids propre g du sol pour lequel il y a rupture du sol, en tenant compte des forces d'écoulement qui se développent. Ce problème a été traité par divers auteurs par la méthode de l'équilibre limite et les solutions obtenues sont considérées comme exactes [59-10].

Le problème de stabilité de la pente infinie est un problème bidimensionnel en déformations planes et la discrétisation en éléments finis porte sur la zone désignée par ABCD sur la figure 2. Les conditions aux limites sont les suivantes : sur AB les vitesses de déplacement v sont nulles dans les deux directions et, sur les faces BC et AD, on considère des variations linéaires en fonction de la profondeur des composantes normale et tangentielle des forces de contact exercées par les parties amont et aval de la zone discrétisée.

L'ensemble des vitesses de déplacement cinématiquement admissibles s'écrit sous la forme :

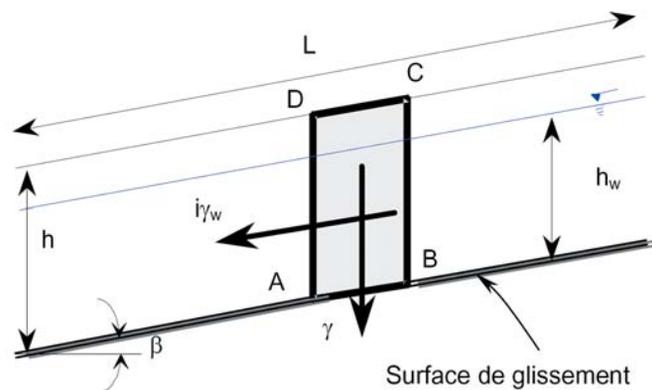
$$V = \{\mathbf{v} \mid \mathbf{v} \in W^{1,1}(\Omega) \text{ dans } \Omega ; \mathbf{v} = 0 \text{ sur } \Gamma_u = AB\} \quad (2)$$

où $\Omega \subset \mathbf{R}^2$ est le domaine ABCD discrétisé.

L'ensemble des efforts extérieurs F est le dual de l'espace V et le sous-espace F_Σ , de dimension n , est un sous-ensemble de F . Le sous-espace F_Σ définit le processus de chargement à n paramètres. Dans ce cas, $n = 4$, parce que les chargements sont : le poids volumique total du sol γ , le poids volumique de l'eau γ_w , les pressions qui agissent sur le contour Γ_F (où $\Gamma_F = AD \cup CD \cup BC$), complémentaire de Γ_u , et les forces d'écoulement hydraulique.

Les n chargements peuvent être classés en deux groupes de la façon suivante : le premier groupe est celui des chargements qui vont être minimisés au cours du calcul (pour notre problème, c'est le cas du poids total du sol), et le deuxième groupe celui des chargements qui sont constants au cours du calcul (par exemple, les forces d'écoulement).

□ **Figure 2**
Pente infinie : géométrie et chargement.



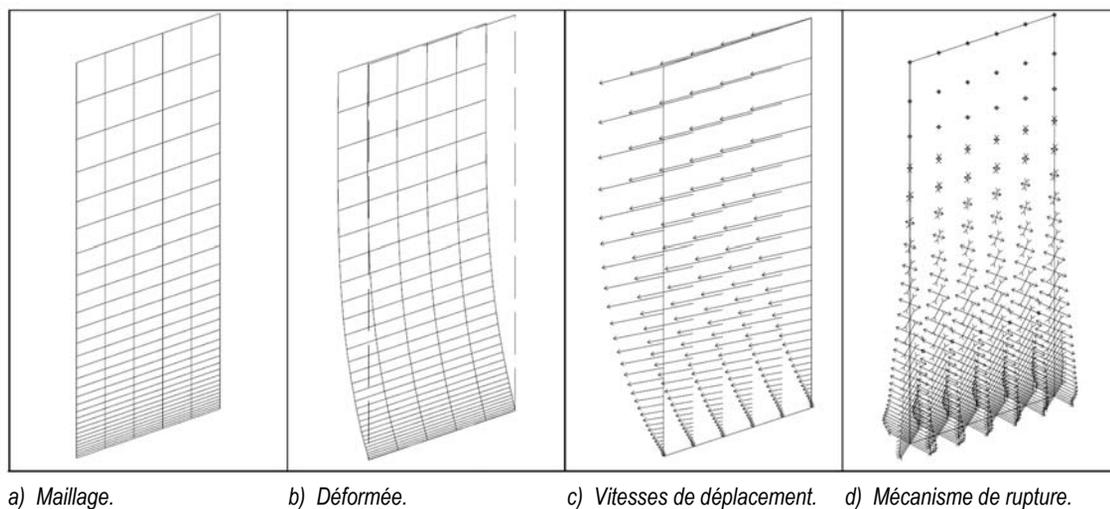
Les valeurs numériques pour le problème étudié sont les suivantes :

- hauteur de la pente : $h = 10 \text{ m}$;
- angle d'inclinaison de la pente : $\beta = 20 \text{ degrés}$;
- cohésion drainée : $c' = 45 \text{ kPa}$;
- angle de frottement interne : $\varphi' = 10 \text{ degrés}$.

Pour le problème de la stabilité de la pente infinie, on s'intéresse à la valeur du poids volumique total du sol pour lequel il y a rupture de la pente, tout en faisant varier la hauteur de la nappe h_w , de 0 à 10 mètres.

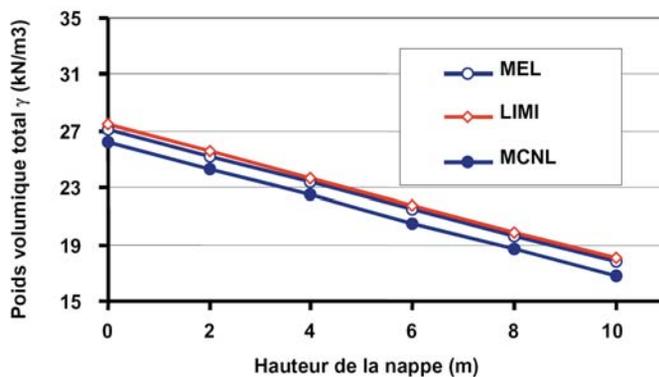
Les figures 3a à 3d montrent respectivement le maillage, la déformée du maillage, le champ des vitesses de déplacement et le mécanisme de rupture matérialisé par le champ des vitesses de déformation. On remarque que les vitesses de déformation ont une distribution parallèle à la pente et sur une largeur constante.

Par ailleurs, des calculs d'équilibre limite ont été effectués, en prenant un coefficient de sécurité égal à 1 (les résultats sont donnés sur la figure 4 et la courbe correspondante est notée MEL), mais aussi des calculs élastoplastiques par éléments finis en déplacements avec le module MCNL de CESAR-LCPC. La figure 4 montre la variation de la valeur du poids volumique total du sol provoquant la rupture en fonction du niveau de la nappe. Les calculs élastoplastiques avec le module MCNL de CESAR-LCPC (cf. Fig. 4) ont été effectués pour obtenir une estimation des charges de rupture. Toutefois, le résultat obtenu avec le module MCNL n'est théoriquement ni une borne supérieure, ni une borne inférieure car ce type d'analyse (en déformation) n'assure pas la continuité des contraintes entre les éléments du maillage. Néanmoins, les résultats de MCNL sont intéressants, puisque toujours très proches de ceux de LIM1.



□ **Figure 3**

Pente infinie : résultats de LIM1 (correspondent à une hauteur de la nappe h_w de 8 mètres).



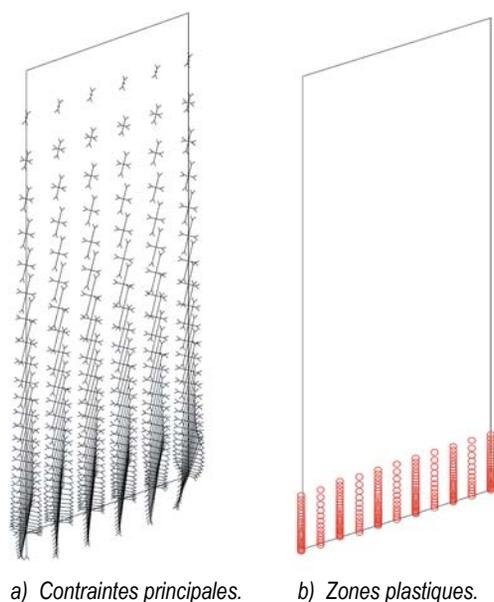
□ **Figure 4**

Variation de la charge limite de rupture en fonction du niveau de la nappe dans une pente infinie.

On remarque sur la figure 4d, qui montre la variation des vitesses de déformation et donc la forme et l'étendue du mécanisme de rupture, et sur la figure 5a, qui montre la variation des contraintes dans le massif de sol, que les champs des vitesses de déformation et des contraintes principales ont la même allure. Par ailleurs, la zone plastique qu'on peut observer sur la figure 5b correspond à la zone des fortes variations des vitesses de déformations (Fig. 3d).

Les calculs ont porté principalement sur la détermination de la valeur de rupture du poids volumique γ du sol en fonction de la hauteur de la nappe h_w et la figure 4 montre une très bonne concordance entre les résultats obtenus avec la méthode d'équilibre limite, le module MCNL et le module LIM1 pour la valeur de la charge de rupture.

Figure 5
Pente infinie : calcul élastoplastique avec le module MCNL de CESAR-LCPC. Les résultats correspondent à une hauteur de la nappe de 8 mètres.



STABILITÉ DES PENTES – ÉTUDE DU SITE DE SALLÈDES

Le site expérimental de Sallèdes

Cette deuxième partie est consacrée à l'étude de la stabilité du remblai A du site expérimental de Sallèdes par la méthode cinématique régularisée. Le site expérimental, situé à 30 km au sud-est de Clermont-Ferrand, est implanté sur un versant naturel en limite de stabilité, qui descend vers le ruisseau du Crinzoux (Fig. 6). Différentes investigations réalisées entre 1974 et 1978, lors de la préparation de l'expérimentation, ont permis de préciser les conditions géologiques, hydrogéologiques et mécaniques du site. Les mesures inclinométriques indiquent un mouvement de translation (cf. Fig. 6) d'une couche dont l'épaisseur varie de 4,8 à 7,9 mètres.

Caractéristiques mécaniques des sols en place et du matériau du remblai

Des sondages au pénétromètre vibrostatique ont été réalisés suivant un profil principal situé dans l'axe du remblai et deux profils latéraux aux extrémités de celui-ci. Les résultats (tableau I) peuvent être résumés comme suit :

- dans les colluvions de surface : $q_c = 0,4$ à $1,5$ MPa, avec quelques pics correspondant à des cailloux de calcaire ou de basalte ;
- dans le substratum marno-calcaire : $q_c = 10$ à 20 MPa, mais les valeurs sont très dispersées suivant que le passage est plus ou moins marneux. Le refus est obtenu sur des bancs plus calcaires ;
- il peut exister une zone de transition avant le substratum marneux, où les colluvions sont nettement plus compactes et caractérisées par des valeurs de $q_c = 3$ à 6 MPa.

Les résultats des essais au scissomètre de chantier conduisent à distinguer quatre zones :

- en surface, sur une épaisseur variant de 0 à 1,5 m, la cohésion varie entre 50 et 90 kPa ;
- au-dessous, sur une épaisseur assez faible de l'ordre de 1 à 1,5 m, la cohésion présente des valeurs supérieures à 100 kPa ;
- plus en profondeur, sur une épaisseur de 0,5 à 4,5 m, on constate une diminution de la cohésion (valeurs de 50 à 80 kPa) ;
- en dessous, la cohésion augmente progressivement jusqu'à plus de 100 kPa.

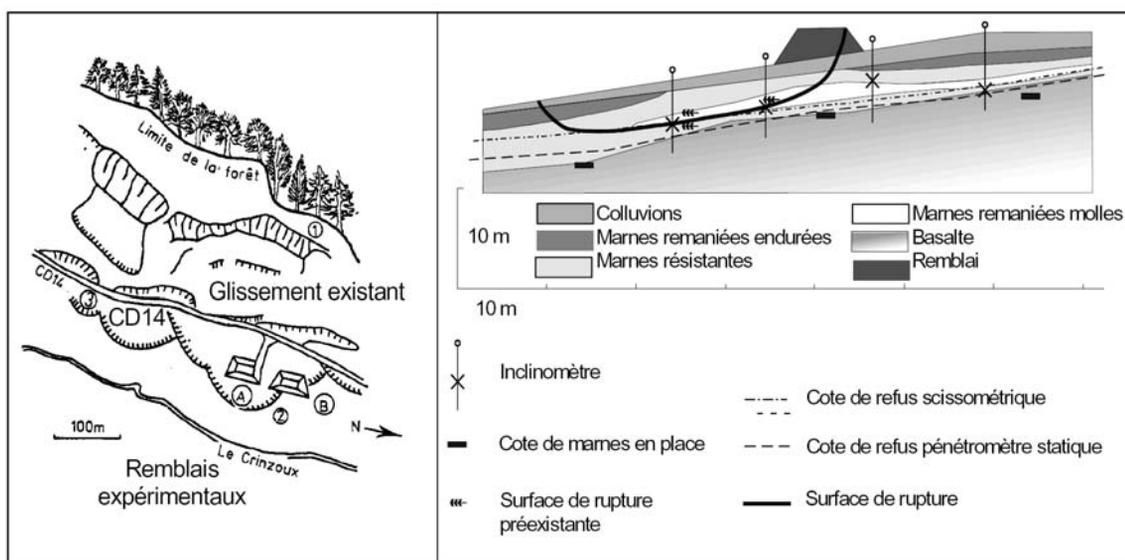
Le refus a été obtenu à des profondeurs différentes suivant la position dans la pente. Le niveau de la surface de rupture (Fig. 6) correspond aux refus scissométriques, c'est-à-dire à la base de la couche des marnes remaniées.

Les essais pressiométriques indiquent des caractéristiques plus médiocres en profondeur à proximité de la surface de rupture. Cependant, l'espacement vertical entre les essais et la longueur de la sonde limitent l'utilisation du pressiomètre pour la recherche fine des surfaces de glissement [11].

Les résultats des essais en laboratoire sont résumés dans le tableau I. L'hétérogénéité du sol et, notamment, les fortes variations de la teneur en carbonate de calcium (CaCO_3), se manifestent par des valeurs très dispersées des paramètres de résistance au cisaillement.

TABLEAU I
Caractéristiques géotechniques des sols du site expérimental de Sallèdes

Profondeur (m)	Couche	w (%)	γ (kN/m^3)	γ_d (kN/m^3)	C_2 ($\leq 2 \mu\text{m}$) (%)	Résistance au cisaillement				
						c_u (kPa) (scisso)	c_u (kPa) (UU)	Pic		Résiduelle
								c' (kPa)	ϕ' (°)	
0-3,3	Colluvions	30-50	17-18	11-13	30-65	50-75	35-70	≤ 5	28-33	17-27
3,3-5,4	Marnes remaniées indurées	30-50	17-18	11-13	30-65	≥ 100	35-90	≤ 5	28-33	17-27
5,4-5,6	Marnes molles	50-60	17-18	11-13	30-65	75	30-75	≤ 5	35-40	12-22
> 5,6	Marnes résistantes	35-60	17-18	11-13	30-65	≥ 100	50-90	≤ 5	35-40	12-22



❑ **Figure 6**
Vue en plan et coupe amont-aval du site expérimental de Sallèdes (d'après Morin [12]).

Géométrie du remblai et caractéristiques mécaniques du matériau du remblai

Le remblai a une base trapézoïdale, de dimensions 70 m pour la grande base et 30 m pour les côtés obliques. Les talus latéraux sont inclinés à 2/3 et la différence de niveau h_r entre la crête et le pied du remblai est de 5,80 m (Fig. 7). Cette hauteur a été atteinte à la vitesse de 0,70 m par jour pendant la construction du remblai.

Le matériau de remblai est une grave extraite dans la plaine de l'Allier. Cette grave a été mise en place dans l'état suivant :

- teneur en eau : 5 % ;
- poids volumique : 22,5 kN/m³ ;
- résistance au cisaillement déterminée à l'appareil triaxial (essai CD, consolidé-drainé) : $c' = 40$ kPa et $\varphi' = 42$ degrés. La valeur de la cohésion est très élevée pour un matériau granulaire et il faut vraisemblablement l'attribuer à un défaut de saturation de l'éprouvette.

La construction du remblai a été effectuée du 6 mars au 16 mars 1978, par beau temps, avec une seule journée de précipitations (1 à 2 mm d'eau, le 13 mars). L'hygrométrie, très régulière, connaît de forts écarts entre la nuit et le jour (rosées abondantes) jusqu'au 12 mars, puis des différences moins importantes en fin du chantier. Ces conditions ne sont pas exceptionnelles pour le site : pour la même période (première quinzaine de mars) en 1976, la pluviométrie était de 8 mm d'eau et en 1977 de 5 mm d'eau.

La figure 7 présente la géométrie du problème, en conditions bidimensionnelles (Fig. 7a) et tridimensionnelles (Fig. 7b), respectivement. La zone discrétisée comporte trois couches de sol :

- la couche 1, de 3,3 m d'épaisseur, est constituée d'alluvions ;
- la couche 2, d'épaisseur 2,1 m, est constituée de marnes remaniées indurées ;
- la couche 3, d'épaisseur 0,2 m, est constituée de marnes remaniées plus molles.

Ces couches sont posées sur un substratum de marnes résistantes et la frontière entre les marnes remaniées plus molles et ce substratum constitue la limite inférieure de la zone discrétisée. Les zones notées 4 et 5 sur la figure 7a concernent l'analyse en contraintes effectives, et ont des caractéristiques mécaniques résiduelles. Sur la figure 7b, h_s désigne l'épaisseur de la zone discrétisée (5,6 m) et d_w désigne la profondeur de la nappe.

156

Évolution de la nappe

Entre le 23 février et le 14 mars 1978, les piézomètres ont mis en évidence une baisse de la nappe d'un mètre en moyenne, cette baisse variant de 0,5 à 2,5 m suivant la profondeur du piézomètre. Entre le 14 mars et le 23 mars, la baisse de la nappe est en moyenne de 0,60 m. La nappe a donc baissé en moyenne de 0,60 m pendant les dix jours de chantier. Cette baisse régulière peut être attribuée à des phénomènes superficiels (évapo-transpiration) ou à un drainage par infiltration vers le ruisseau. Ces fluctuations de la nappe concernent les formations peu profondes (jusqu'à 4 m) ; les piézomètres plus profonds indiquent souvent des drainages plus accentués.

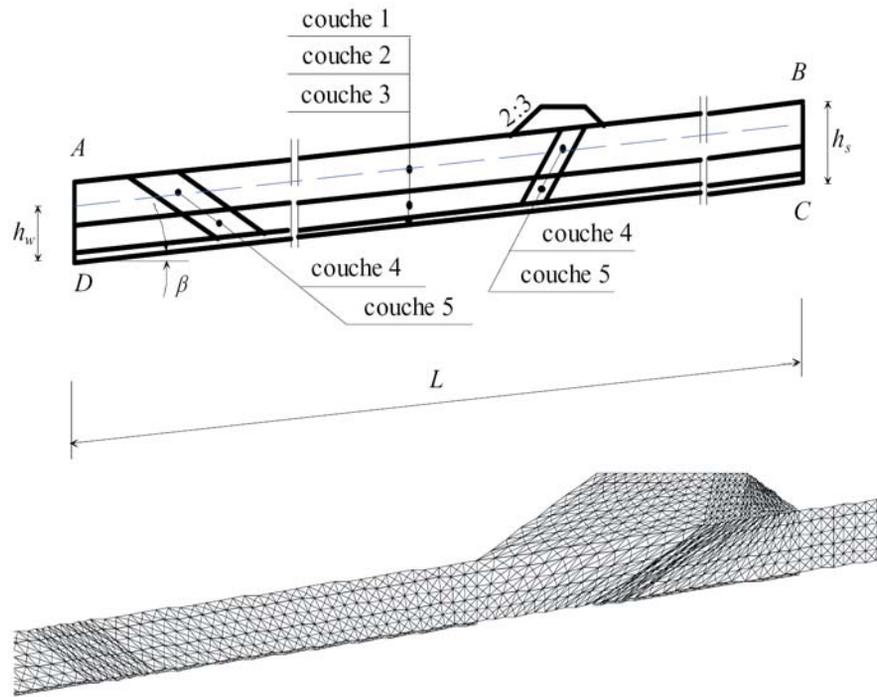
Analyse de la rupture du remblai

Généralités

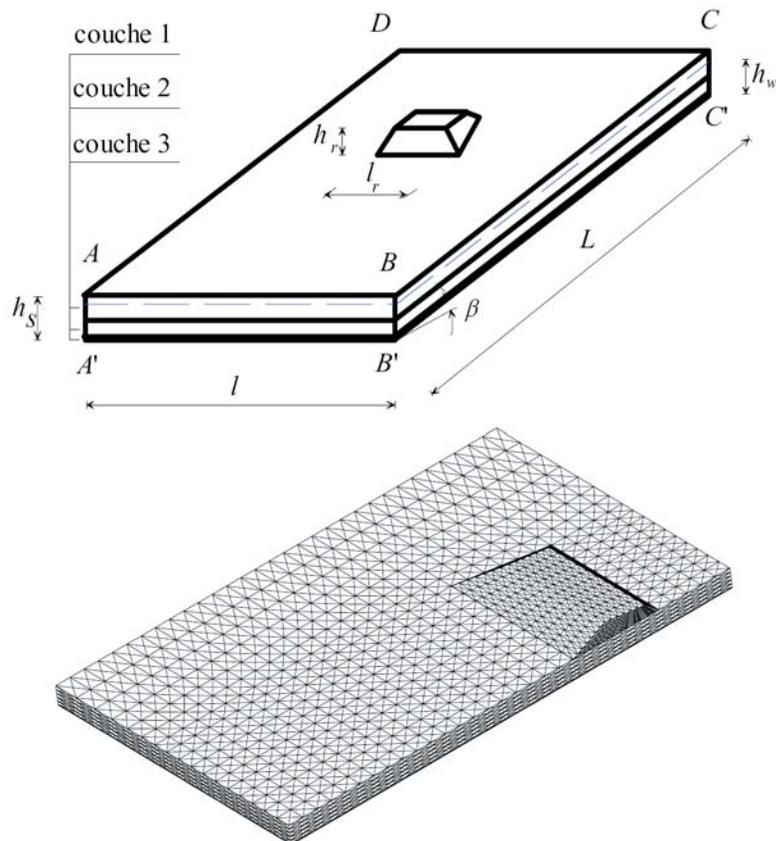
Dans les études usuelles de stabilité, on évalue la résistance pour des valeurs imposées des paramètres mécaniques du sol et des autres matériaux. L'impossibilité de définir un jeu de paramètres représentatifs des propriétés des sols du site de Sallèdes a conduit à examiner différemment le problème de validation de l'analyse cinématique régularisée, qui était l'objectif final de cette étude : on a fait des calculs pour des hypothèses différentes sur les propriétés des sols et on a comparé les cinématiques de rupture aux mouvements observés, afin de voir s'il existait des hypothèses expliquant les mouvements et validant au passage l'outil de calcul. Il est évident que cette démarche indirecte ne suffit pas à valider la méthode d'analyse, mais elle a donné des résultats allant dans ce sens, comme on le voit ci-après.

Stabilité à court terme

L'analyse de stabilité du remblai en contraintes totales a été faite en utilisant plusieurs profils de résistance déduits des mesures expérimentales. Le tableau II compare les hauteurs critiques fournies



a) Modèle bidimensionnel.



b) Modèle tridimensionnel.

□ **Figure 7**

Remblai A de Sallèdes : géométrie et maillage en éléments finis.

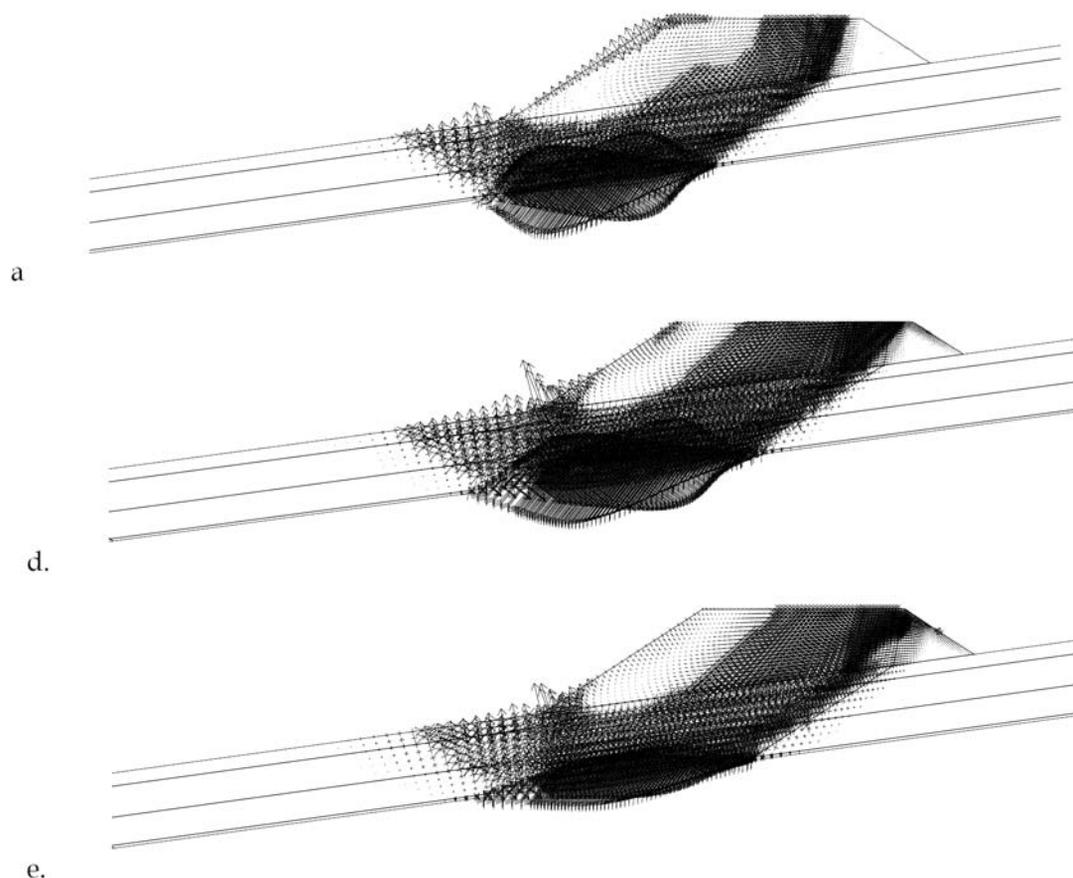
TABLEAU II
Caractéristiques de résistance pour l'analyse en contraintes totales

	Hypothèses	Cohésion non drainée c_u (kPa)			Hauteur critique (m)		
		Couche 1	Couche 2	Couche 3	Morin [12]	LIMI-2D	LIMI-3D
a	scissomètre (pic, non corrigé)	70	100	70	16	19,7	18,7
b	scissomètre (résiduel)	40	100	21	9	9,2	9,1
c	laboratoire (triaxial UU)	47	60	37	8	10,7	10,4
d	60 % laboratoire (triaxial UU)	28	36	22	6,5	6,0	5,8
e	30 % scissomètre (pic, non corrigé)	20	30	20	4	4,4	4,6

par le module LIMI à celles obtenues par Morin [12] en utilisant la méthode de l'équilibre limite. Les différences entre les hauteurs critiques sont importantes (23,1 et 33,8 %) dans les calculs (a) et (c), mais plus faibles quand on réduit les valeurs mesurées des paramètres.

Comme les premières fissures sont apparues lorsque la hauteur du remblai a atteint 5,35 m (le 15 mars), les caractéristiques mécaniques issues des essais « 60 % laboratoire » et « 30 % scissomètre » (lignes d et e du tableau II) donnent des hauteurs critiques qui se rapprochent le plus de la valeur réelle : 12,1 et 21,6 %, respectivement.

Les figures 8 et 9 présentent les champs de vitesses de déformation (mécanismes de rupture) obtenus avec le module LIMI pour les cinq profils de résistance considérés, en conditions bidimensionnelles et tridimensionnelles. Les premiers désordres observés sur le site furent, d'une part une fissure en



□ **Figure 8**

Mécanismes de rupture et vitesses de déplacement à court terme (les notations a, d et e correspondent aux paramètres de résistance du tableau II).

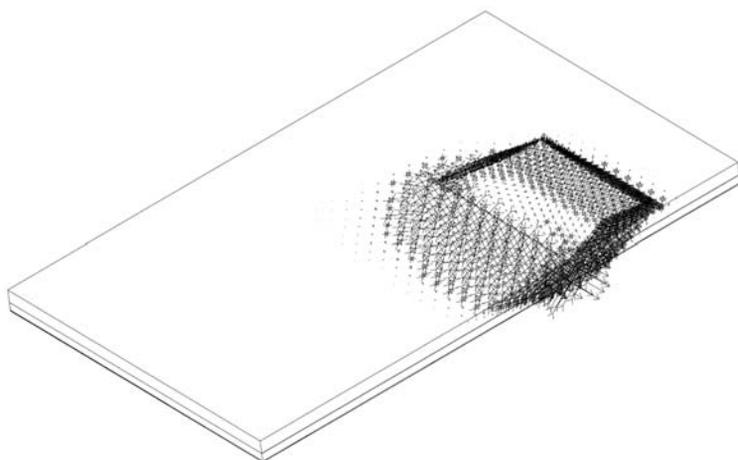


Figure 9
 Mécanisme de rupture et vitesses de déplacement correspondant à une hauteur du remblai de 5,35 m.
 Analyse tridimensionnelle.

ped du remblai et, d'autre part, des fissures à l'arrière de la plate-forme du remblai : seuls les mécanismes et les déplacements totaux correspondant aux profils de résistances (d) et (e) semblent reproduire la forme des mouvements observés à court terme.

Stabilité à long terme

L'analyse en contraintes effectives avec le module LIM1 a été faite pour différentes profondeurs de la nappe, tant en conditions bidimensionnelles qu'en conditions tridimensionnelles. En configuration bidimensionnelle, il n'a pas été possible d'obtenir un mécanisme de rupture dont la forme et l'étendue soient proches de la forme des mouvements observés sur le site.

Dans les meilleurs cas (pour certains profils de résistances, mais qui sont éloignés des valeurs expérimentales), on a obtenu des mécanismes de rupture qui traduisent une cinématique semblable à celles obtenues à court terme. Des calculs sans prise en compte de l'eau ont été faits par Sassi [7], qui a utilisé le modèle discrétisé de la figure 7a : dans ces calculs, les zones (couches) 4 et 5 correspondent aux zones du terrain naturel ayant des caractéristiques résiduelles.

Le même modèle bidimensionnel a été repris ultérieurement, en tenant compte de l'effet mécanique de l'eau sur le sol : la poussée d'Archimède et les forces d'écoulement pour différentes profondeurs de la nappe, considérée comme parallèle à la pente. On a cherché quelles valeurs des paramètres c et j devaient être utilisées dans les zones 4 et 5 du maillage pour obtenir la rupture. Le tableau III

TABLEAU III
 Caractéristiques de résistance pour l'analyse en contraintes effectives

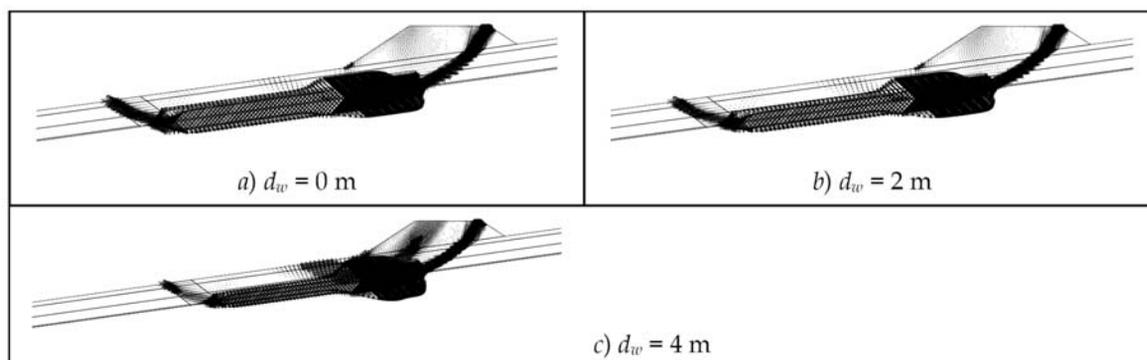
d_w (m)	Caractéristiques mécaniques à long terme						Caractéristiques mécaniques mobilisées à la rupture : LIM1 2D			
	Couche 1		Couche 2		Couche 3		Couche 4		Couche 5	
	c' (kPa)	φ' (°)	c' (kPa)	φ' (°)	c' (kPa)	φ' (°)	c' (kPa)	φ' (°)	c' (kPa)	φ' (°)
0	5	22	5	23	5	21	0	9	0	11
1	5	22	5	23	5	21	0	10	0	12
2	5	22	5	23	5	21	0	11	0	13
3	5	22	5	23	5	21	0	12	0	15
4	5	22	5	23	5	21	0	14	0	15
5,6	5	22	5	23	5	21	0	17	0	18

Remarque : La profondeur de la nappe de 5,6 m coïncide avec la limite du maillage, c'est-à-dire que le sol est sec.

rassemble les caractéristiques mécaniques du modèle qui produisent la rupture pour chaque niveau de la nappe dans le sol. On remarque que le module LIM1 donne des valeurs de ϕ inférieures à 12 degrés lorsque la nappe se trouve à une profondeur inférieure à 2 m du terrain naturel. Si la nappe est à une profondeur supérieure à 3 m, les valeurs de l'angle de frottement interne mobilisé à la rupture sont supérieures à 12 degrés.

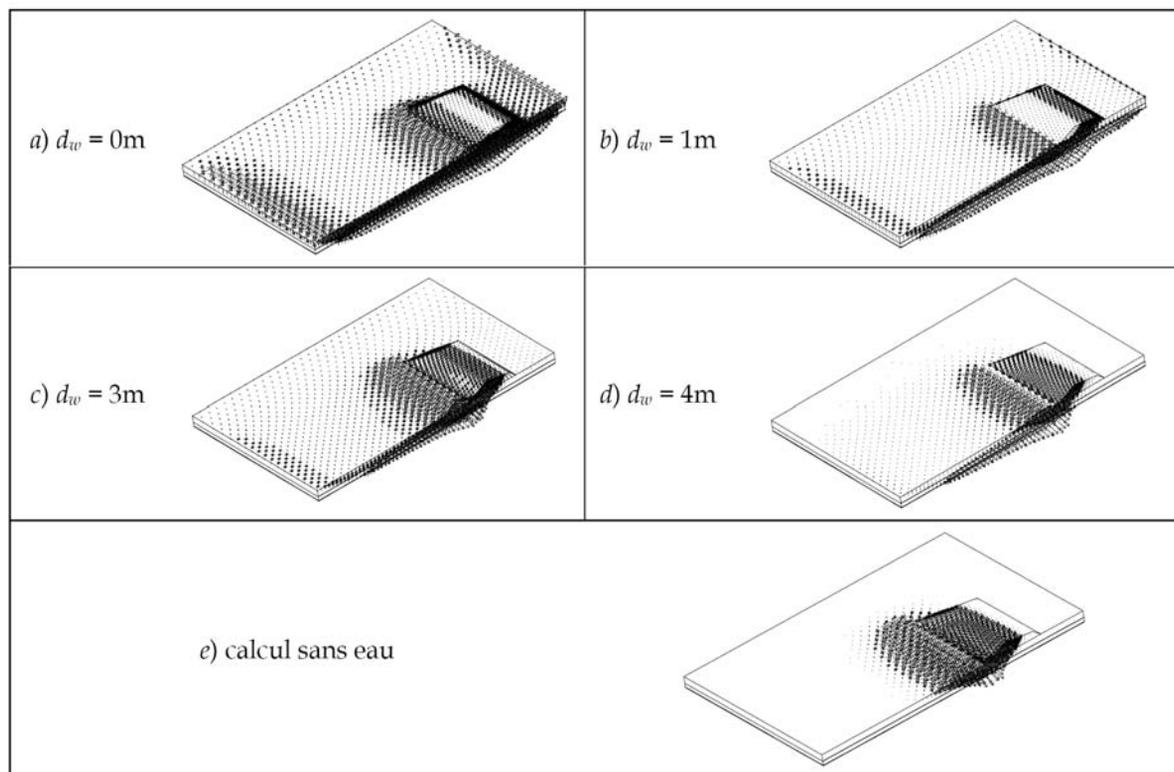
Les mécanismes de rupture obtenus pour trois profondeurs de la nappe (tableau III) sont présentés sur la figure 10. Lorsqu'il n'y a pas d'eau dans le sol, le mécanisme de rupture est pratiquement identique à celui donné pour une profondeur $d_w = 4$ mètres.

Dans l'analyse en conditions tridimensionnelles (Fig. 11), la difficulté réside dans la modélisation géométrique de la zone qui possède des caractéristiques résiduelles, qui était plus facile en conditions bidimensionnelles. On a adopté pour cette raison un modèle comportant trois couches de sols (cf. Fig. 7) et ce sont les caractéristiques résiduelles de la dernière couche (couche 3) qu'on a essayé de déterminer.



□ **Figure 10**

Calculs en contraintes effectives pour différentes profondeurs d_w de la nappe : mécanismes de rupture en analyse bidimensionnelle.



□ **Figure 11**

Calculs en contraintes effectives pour différentes profondeurs d_w de la nappe : mécanismes de rupture en analyse tridimensionnelle.

Lorsque la nappe est à une profondeur inférieure à 1 m, la zone discrétisée se caractérise par une instabilité globale : toute la pente est en mouvement. Quand la nappe est à une profondeur de 3 m, on obtient un mécanisme qui ressemble aux mouvements observés sur le site : la rupture du remblai à partir de la crête arrière et jusqu'à une distance d'environ 40 m en aval du remblai, mais il s'y ajoute un glissement global de la pente. Ce mécanisme pourrait traduire la réactivation de la surface de rupture préexistante (cf. Fig. 11). Les deux derniers mécanismes de rupture ne se développent pas à partir de la crête arrière du remblai et, comme le premier mécanisme d'ailleurs, ne ressemblent pas à la cinématique du mouvement observé sur le site.

CONCLUSION

Cet article montre les applications de la méthode cinématique régularisée, dont la résolution en éléments finis est faite dans le programme LIM1 de CESAR-LCPC, à deux exemples de pentes et de remblais.

Le grand nombre de calculs (quelques milliers) exécutés dans le cadre du développement et de la validation de LIM1 permettent d'affirmer aujourd'hui que la méthode est validée et le programme LIM1 sera disponible en 2005 dans la version distribuée de CESAR-LCPC, pour qu'elle puisse être appliquée par les ingénieurs aux études courantes de la mécanique des sols.

Il reste cependant un certain nombre de problèmes liées aux hypothèses de l'analyse limite, qui font l'objet des recherches qui se poursuivent au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées : les problèmes liés à notre désir d'utiliser des lois d'écoulement plastique non-associées au critère de rupture, les problèmes de déformations des massifs des sols avant la rupture et les « contraintes » liées à l'utilisation du schéma rigide parfaitement plastique pour le comportement des sols, etc. Par ailleurs, différents travaux de recherche sur l'approche statique ont débuté, pour avoir la possibilité de déterminer les bornes inférieures des charges de rupture, complémentaire donc aux résultats que l'on peut obtenir avec le programme LIM1 de CESAR-LCPC, pour encadrer les charges de rupture des ouvrages.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] DRONIUC N., MAGNAN J.-P., HUMBERT P., MESTAT Ph., *Analyse limite – Bases théoriques et mise en œuvre de la méthode cinématique régularisée*, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Études et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, **GT 76, 2003**, 146 pages.
- [2] NAGTEGAAL J.C., PARKS D.M., RICE J.R., On numerically accurate finite element solutions in the fully plastic range, *Comp. Meth. Appl. Mech. Engng.*, vol. 4, **1974**, pp. 153-177.
- [3] JIANG G.L., *Application de l'analyse limite à l'étude de stabilité des massifs de sol*, Thèse de Doctorat, École nationale des ponts et chaussées, Paris, **1992**, 205 pages.
- [4] DRONIUC N., *Développements et applications géotechniques du calcul à la rupture par la méthode des éléments finis*. Thèse de doctorat, École nationale des ponts et chaussées, Paris, **2001**, 340 pages.
- [5] MAGNAN J.-P., DRONIUC N., CANEPA Y., Les méthodes de calcul de la portance des fondations superficielles, *Symposium International sur les Fondations Superficielles*, FONDSUP, 5-7 novembre 2003, Paris, vol. 2, **2004**, pp. 79-155.
- [6] MESTAT PH., DRONIUC N., BERTHELON J.-P., Note technique. Étude de la stabilité d'excavations partiellement soutenues, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **249, 2004**, pp. 101-108.
- [7] SASSI K., *Contribution à l'étude des mécanismes de déformation des pentes instables*, Thèse de Doctorat de l'Institut national des sciences appliquées de Lyon, **1996**, 433 pages.
- [8] ANTAO A.S., *Analyse de la stabilité des ouvrages souterrains par une méthode cinématique régularisée*, Thèse de Doctorat de l'École nationale des ponts et chaussées, **1997**, 216 pages.
- [9] BROMHEAD E.N., *The stability of slopes*. Blackie Academic and Professional, London, **1992**, 411 pages.
- [10] HAEFELI R., *The stability of slopes acted upon by parallel seepage*, Proceedings of Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, **1948**, pp. 57-62.
- [11] CARTIER G., POUGET P., *Étude du comportement d'un remblai construit jusqu'à la rupture sur un versant instable – le remblai de Sallèdes (Puy-de-Dôme)*, Rapport de recherche LPC, **153, 1988**, 130 pages.
- [12] MORIN P., *Étude du comportement avant la rupture d'un remblai expérimental sur versant à Sallèdes (Puy-de-Dôme)*, Thèse de Doctorat de l'École nationale des ponts et chaussées, Paris, **1979**, 314 pages.

