



HAL
open science

Modélisation non drainée et modélisation couplée dans les sols peu perméables

Jean-Pierre Magnan, Grégory Meyer

► **To cite this version:**

Jean-Pierre Magnan, Grégory Meyer. Modélisation non drainée et modélisation couplée dans les sols peu perméables. 11èmes journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon [INSA Lyon], CFMS, CFMR, CFGI, Jun 2022, Lyon, France. hal-03720261

HAL Id: hal-03720261

<https://hal.science/hal-03720261v1>

Submitted on 11 Jul 2022

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

MODÉLISATION NON DRAINÉE ET MODÉLISATION COUPLÉE DANS LES SOLS PEU PERMÉABLES UNDRAINED AND COUPLED MODELLING FOR LOW PERMEABILITY SOILS

Jean-Pierre MAGNAN^{1,2}, Grégory MEYER²

¹ Université Gustave Eiffel, Département Géotechnique, Environnement, Risques naturels et Sciences de la terre, Marne-la Vallée, France

² SYSTRA, Paris, France

RÉSUMÉ – Cette communication compare des calculs non drainés et des calculs couplés en contraintes effectives et commente l'évolution des résultats quand la durée du chargement augmente ou la perméabilité est plus forte. Les calculs sont effectués par la méthode des éléments finis et portent sur deux types d'ouvrages : remblais sur sols compressibles et déblais en terrain argileux, en s'appuyant sur des cas réels.

ABSTRACT – This paper compares undrained calculations and coupled effective stress calculations and comments on the evolution of results when the loading duration increases or permeability is larger. Numerical analyses are made using the finite element method and concern two types of structures: embankments on soft soils and cuttings in clayey ground, and refer to real situations.

Introduction

Le comportement non drainé est mobilisé lors des variations rapides des contraintes créées par le chargement ou le déchargement des sols saturés peu perméables. Cette réponse à court terme, à volume constant, existe pour tous les types d'ouvrages, mais sa modélisation a surtout été développée pour les remblais sur sols compressibles, dont on veut prédire à la fois la stabilité et les déformations. Pour d'autres types d'ouvrages comme les pentes argileuses et les déblais dans les terrains argileux ou peu déformables, l'attention s'est portée sur la stabilité plus que sur les déformations.

La modélisation des sols saturés fins à court terme s'effectue en imposant que le volume de chaque élément de sol reste constant. Une fois que l'écoulement de l'eau s'est établi dans le sol, en accord avec les conditions aux limites, les déformations volumiques sont libérées et le comportement du sol se stabilise par rapport à l'équilibre des contraintes effectives.

Tant que le sol fin saturé ne change pas de composition physique (mêmes particules, même quantité d'eau interstitielle), il possède une loi de comportement stable, que l'on peut par exemple déterminer à l'appareil triaxial. La relation entre la charge et la déformation comporte une partie initiale plus ou moins linéaire, peut atteindre un maximum puis évoluer de façon stable ou instable. Cette courbe permet de définir un module non drainé et une résistance non drainée qu'il est convenu d'appeler cohésion non drainée c_u . En utilisant ces paramètres, on peut calculer le comportement d'un massif de sol qui subit un chargement ou un déchargement. C'est comme cela que l'on a commencé à calculer le comportement de remblais sur sols mous dès le début des années 1970 (Magnan, 1984). On a d'abord analysé le comportement à la rupture des remblais sur sols mous par des calculs en éléments finis qui venaient en complément des méthodes classiques de calcul de stabilité en rupture circulaire. Dans ces calculs, en contraintes totales et en déformations planes, on imposait la condition de volume constant avec un coefficient de Poisson proche de 0,5. La loi de comportement était en général élasto-plastique avec un module linéaire non drainé E_u et une résistance non drainée c_u .

Deux situations ont été choisies pour servir de base pour la comparaison des calculs non drainés et des calculs couplés, avec quelques références à l'expérience acquises dans les études d'ouvrages réels : un calcul de remblai sur sol mou, inspiré des conditions prévalant sur le site expérimental de remblais sur sols mous des Laboratoires des Ponts et Chaussées à Cubzac-les-Ponts ; un calcul de déblai dans des sols argileux peu perméables.

Calcul de remblais sur sols argileux mous

Les calculs ont été effectués sur le maillage de la figure 1, en attribuant aux différents matériaux (remblai, croûte de surface, sol mou, substratum perméable) les propriétés indiquées sur la figure. Un remblai de quatre mètres d'épaisseur a été construit en quatre couches d'un mètre, au rythme d'une couche par semaine.

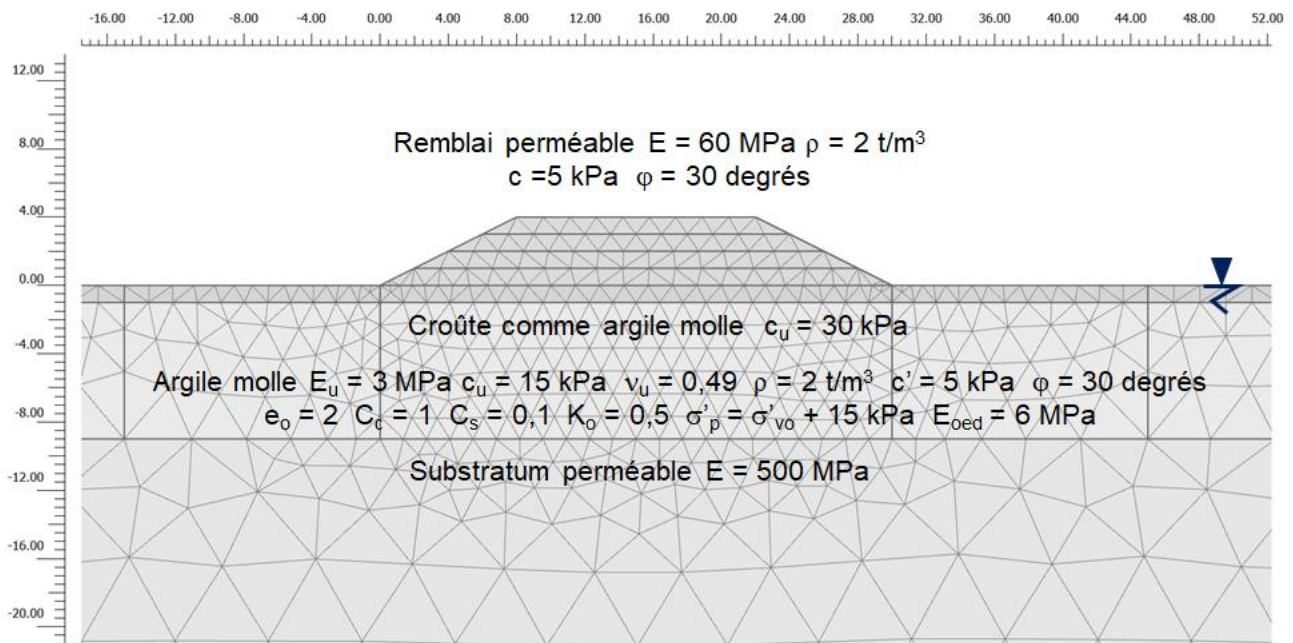


Figure 1. Maillage du calcul de remblai sur sol mou

Sur le site expérimental de Cubzac-les-Ponts, quatre remblais ont été construits. Le remblai A a atteint la rupture pour une épaisseur de 4,3m. Le remblai B avait une épaisseur de 2,6m pour un coefficient de sécurité de 1,5. Le remblai C avait une épaisseur de 3m (coefficient de sécurité de 1,3) et le remblai D une épaisseur de 1m (coefficient de sécurité de 3). Pour l'épaisseur de 4m du calcul, on est donc proche de la rupture et les tassements calculés sous le remblai, sans fluage, sont supérieurs aux tassements mesurés au bout de 25 à 30 ans : B : 106 cm ; C : 140 cm ; D : 16cm.

La figure 2 montre un comportement classique des remblais sur sols mous symétriques : l'ouverture d'une fissure sur l'axe avant la rupture. Cette fissure est liée à la cohésion des matériaux souvent légèrement argileux utilisés pour construire les corps de remblais. La cinématique associée produit un tassement plus important sous les bords de la plateforme que sur l'axe du remblai.

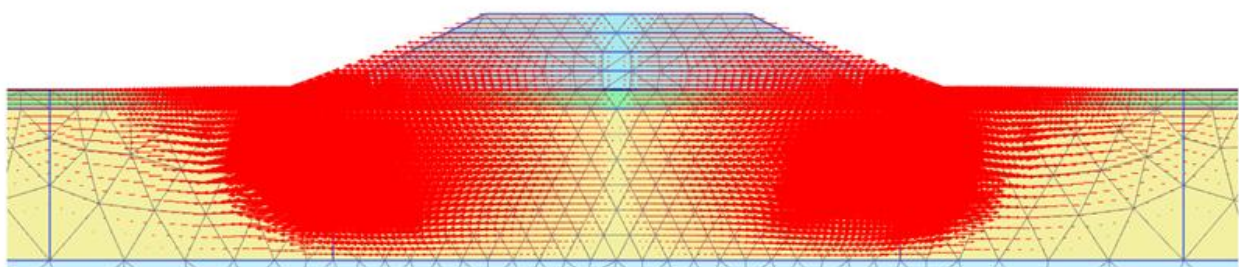


Figure 2. Schéma des déplacements calculés : deux mouvements opposés et cassure au milieu

La figure 3 montre une vue d'ensemble des déplacements horizontaux et des déplacements verticaux de la surface du terrain naturel. La forte valeur du soulèvement du sol au-delà du pied du remblai est liée aux conditions de stabilité (pour 4 m d'épaisseur le remblai est proche de la rupture).

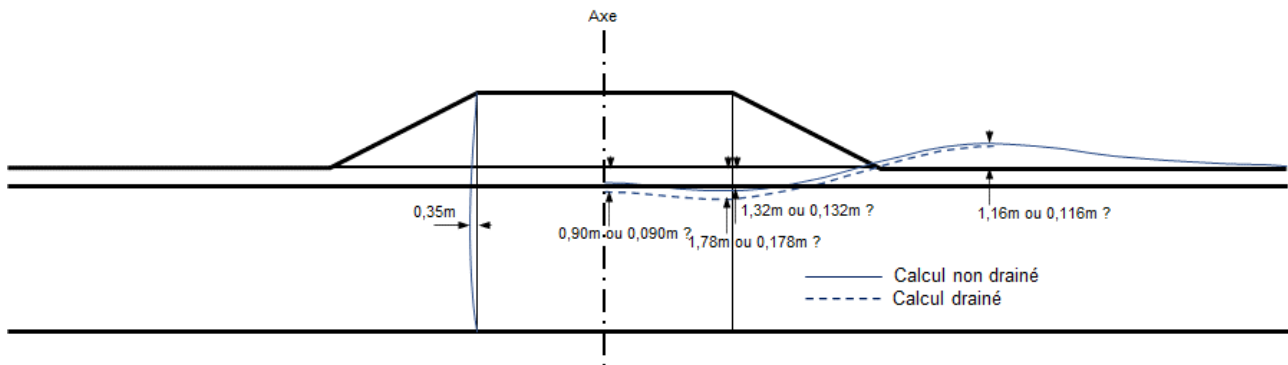
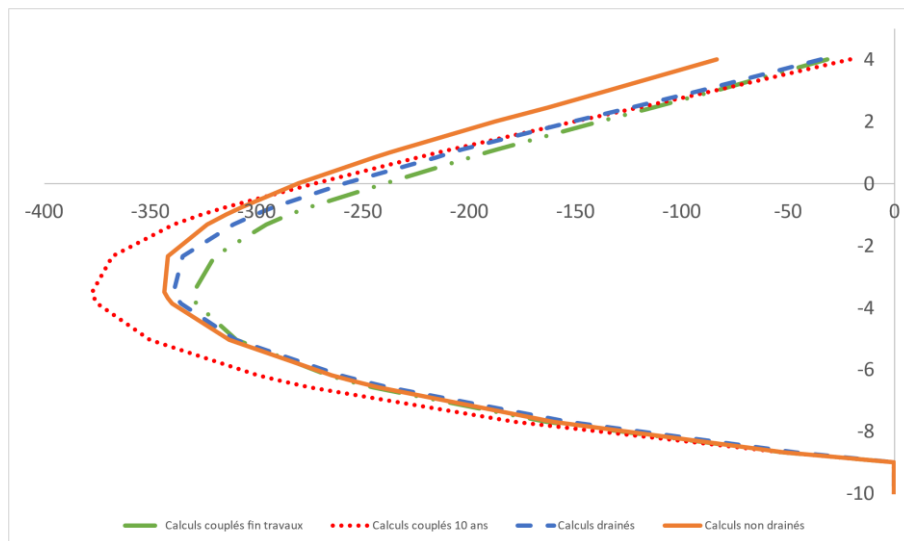


Figure 3. Déplacements horizontaux et tassements/soulèvements calculés

La comparaison détaillée des résultats des calculs non drainés (pour la phase de chargement), des calculs couplés en fin de chargement, des calculs couplés au bout de 10 ans et des calculs drainés est présentée sur la figure 4. On observe que les calculs non drainés et couplés donnent des déplacements peu différents à la fin de la construction du remblai, mais c'est lié aux valeurs données aux modules dans les deux cas. La consolidation produit une augmentation des déplacements, dont la valeur finale est plus importante pour le calcul couplé que pour le calcul drainé.



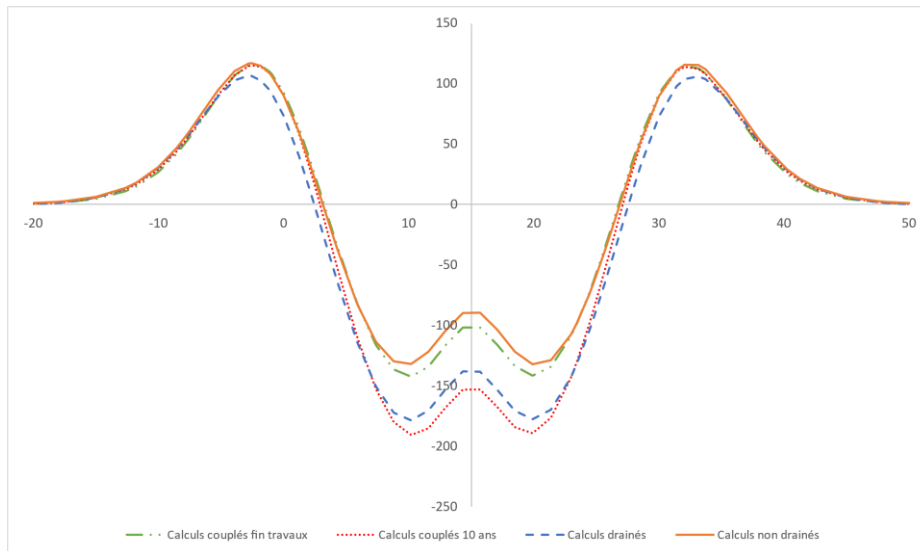


Figure 4. Comparaison des déplacements horizontaux et des déplacements verticaux

La figure 5 montre l'évolution des pressions interstitielles à 5m de profondeur (pression initiale et finale stabilisée, soit 50 kPa) dans le calcul couplé. Quatre courbes montrent l'augmentation de la pression avec la construction du remblai. La courbe rouge montre l'état des pressions interstitielles au bout de dix ans de consolidation. La consolidation du sol est alors presque terminée.

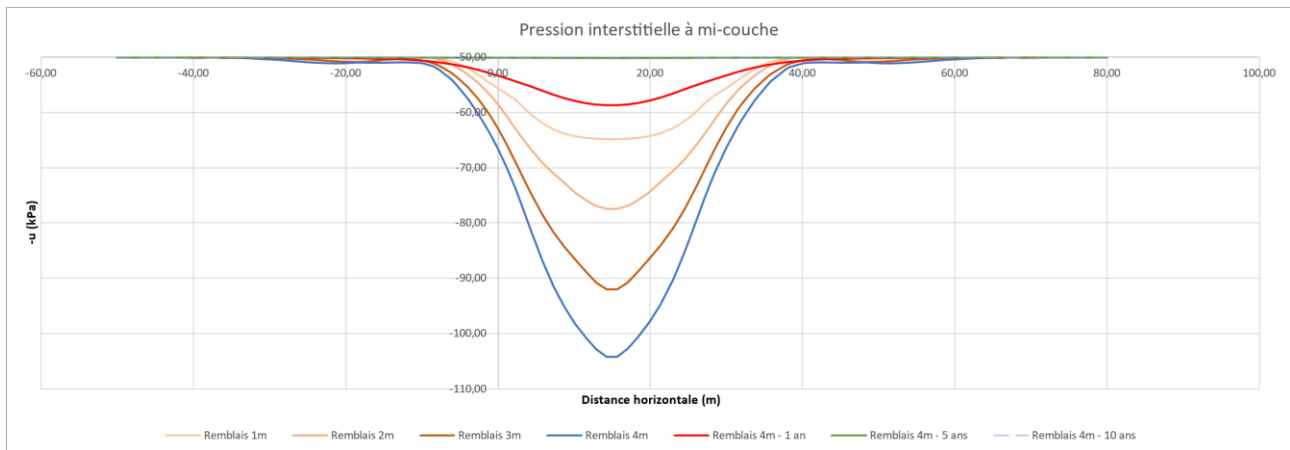


Figure 5. Pressions interstitielles à mi-couche

Calcul d'un déblai dans un massif argileux

La réalisation de déblais dans des massifs argileux mobilise deux comportements successifs du terrain : d'abord une réponse non drainée (à court terme, pendant l'excavation), puis une évolution des champs de contraintes effectives vers un état à long terme, en équilibre avec les conditions aux limites hydrauliques, l'état final pouvant être stable ou instable selon les propriétés mécaniques du terrain. Ce type d'évolution de la stabilité des déblais a été décrit par J.C. Blivet (1976). Le nombre des observations de glissements réels est limité mais, dans ces cas, les temps écoulés entre la construction et la rupture varient de quelques jours à plusieurs dizaines d'années et les explications avancées incluent des modifications des propriétés mécaniques du sol avec la déformation et le temps. Les calculs présentés dans ce qui suit sont limités à l'effet du passage des conditions de court terme aux conditions de long terme.

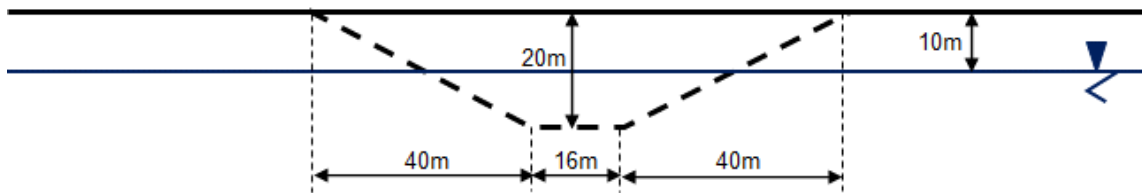
Les calculs ont été effectués dans les conditions définies sur la figure 6, en attribuant aux différents paramètres de la couche homogène les valeurs indiquées sur la figure. Le

déblai a été exécuté par tranches horizontales de 5m d'épaisseur, à raison d'une couche de 5m par semaine.

Trois calculs ont été réalisés : un calcul non drainé en contraintes totales, un calcul drainé en contraintes effectives et un calcul couplé, par lequel on a déterminé l'état du terrain à la fin de la construction du déblai, puis son évolution au cours du temps.

On a comparé d'une part les déformations du terrain à la fin de la réalisation du déblai (calcul non drainé, figure 7, et calcul couplé, figure 8) et d'autre part les déformations du terrain et pressions interstitielles au cours du temps (calcul couplé et calcul drainé), sur les figures 9 à 14.

Les déformations du terrain à la fin du creusement du déblai, qui a duré quatre semaines (quatre tranches de 5m d'épaisseur), sont un peu plus faibles dans le calcul non drainé que dans le calcul couplé. Cet écart est dû à la durée du creusement de la tranchée (presque un mois), qui a permis un début de déformation volumique du terrain, au moins à proximité des surfaces drainantes. Le découpage automatique des zones de couleur en fonction du déplacement maximal rend difficile la comparaison visuelle des champs de déplacements entre les figures.



Terrain argileux $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$ $e_o=0,7$ $c_u = 225 \text{ kPa}$ $c' = 10 \text{ kPa}$ $\phi'=24 \text{ degrés}$
 $C_s=0,017$ $C_c=0,17$ $E_{oed}=42\text{MPa}$ $k_v=1,2 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ $c_v=5 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ $E_u=40 \text{ MPa}$

Figure 6. Hypothèses du calcul du déblai

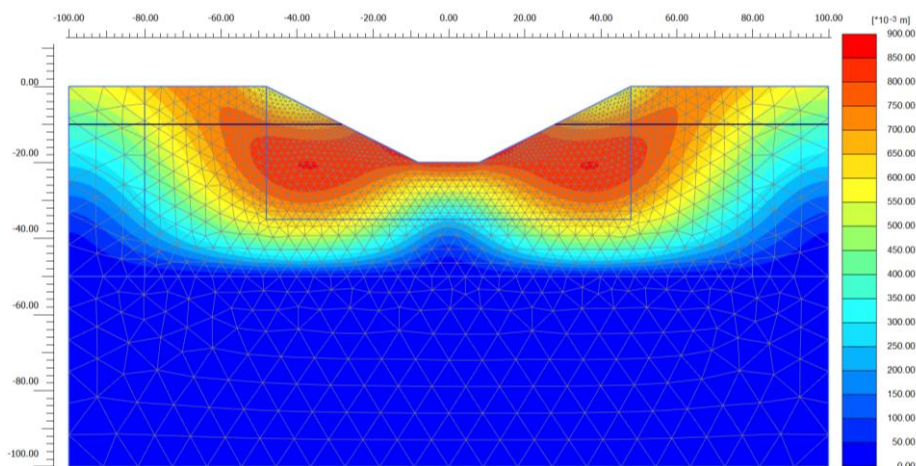


Figure 7. Résultat du calcul non drainé. Déplacement maximal calculé 0,87m

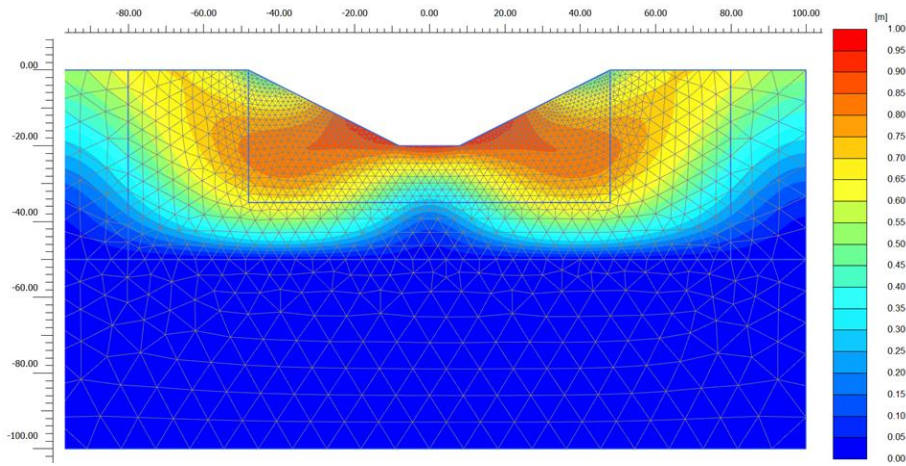


Figure 8. Résultat du calcul couplé. Fin d'excavation (28j). Déplacement maximal calculé 0,96m

Le calcul drainé, réalisé en contraintes effectives, a montré que les pentes étaient instables (Figure 9). C'est aussi le résultat obtenu par calcul classique en rupture circulaire. Le calcul s'est arrêté lors de la dernière phase de creusement du déblai (sous nappe). Les déformations de l'avant-dernière phase du calcul (figure 10) sont plus faibles. Compte tenu des codes de couleurs variables, il est difficile de comparer directement les figures. Mais les déformations du terrain augmentent aussi en profondeur.

Le calcul drainé, qui passe directement d'un état initial à un état final, masque totalement le comportement non drainé qui prévaut pendant longtemps sous le déblai et ne peut donc décrire l'évolution des terrains sous le déblai au cours du temps. L'instabilité finale reste un élément très important pour l'élaboration des projets, mais elle peut être établie par des calculs de stabilité classiques en rupture circulaire, sans recours à une modélisation par éléments finis.

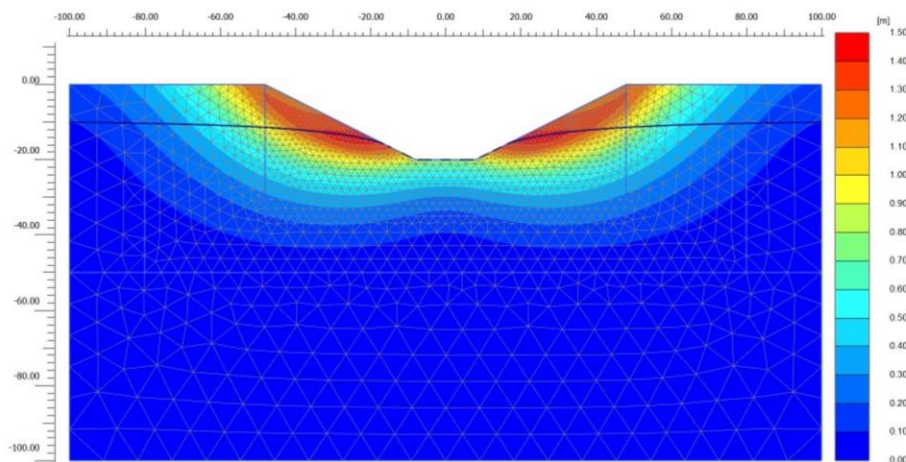


Figure 9. Résultat du calcul drainé. Déplacement maximal calculé 1,48m. Pente instable

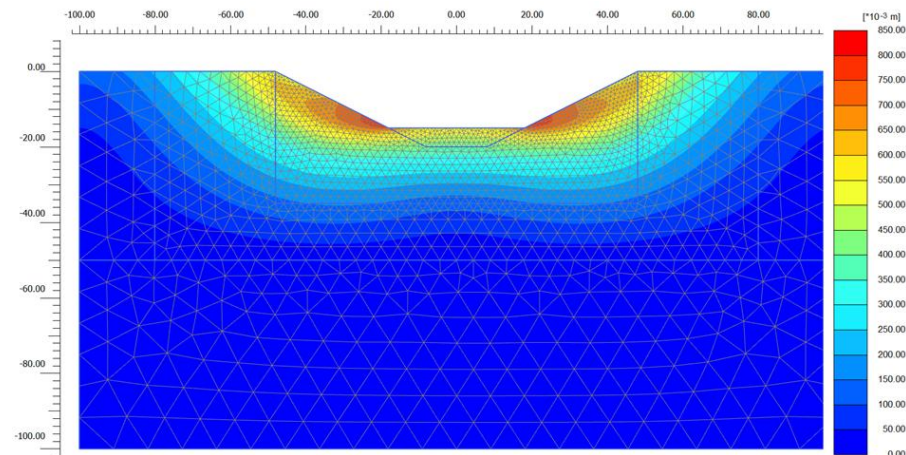


Figure 10. Résultat du calcul drainé. Avant-dernière phase. Déplacement maximal 0,81m

Si l'on poursuit le calcul couplé au-delà de la fin du creusement du déblai, les déformations continuent d'augmenter. Au bout d'un an, pour les hypothèses indiquées sur la figure 6, le déplacement maximal vaut 1,01m. Au bout de cinq ans il vaut 1,06m et au bout de dix ans il atteint 1,14m (Figure 11). Les déformations doivent devenir instables si l'on attend suffisamment longtemps.

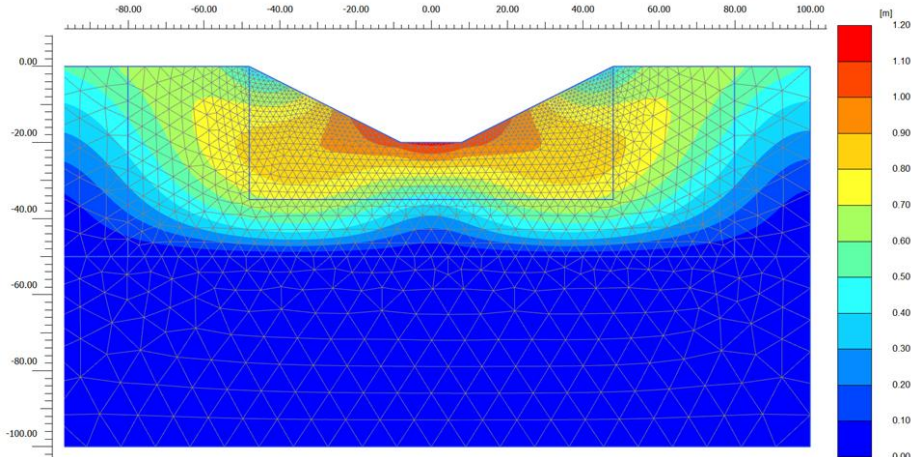


Figure 11. Résultat du calcul couplé. Au bout de 10 ans. Déplacement maximal calculé 1,14m.

La durée d'attente de la rupture est liée à l'évolution des pressions interstitielles dans le terrain sous le déblai. La pression interstitielle diminue autant que la contrainte totale lorsque l'on décharge un sol fin saturé. Cela assure la constance du volume du sol lors du déchargement et est visible d'une part sur les pressions interstitielles et d'autre part sur les déformations du massif de sol.

Les figures 12 à 14 montrent le champ des équipotentielles à différentes étapes du calcul :

- comme la nappe est imposée à -10m, initialement la charge est uniforme et égale à -10m au-delà de 10m de profondeur ;
- à la fin du creusement du déblai (Figure 12), on observe l'apparition d'une équipotentielle de charge -32m sous le déblai, donc l'eau cherche à s'écouler vers cette zone du massif ;
- au bout de dix ans (Figure 13), l'effet du déchargement se fait encore sentir et des charges hydrauliques très faibles continuent d'exister sous le déblai. Le champ de pressions interstitielles faibles continue d'assurer la stabilité des talus ;
- la situation finale (Figure 14) ne comporte plus de zone à faible charge, mais on ne la verra jamais parce que le déblai est instable avant.

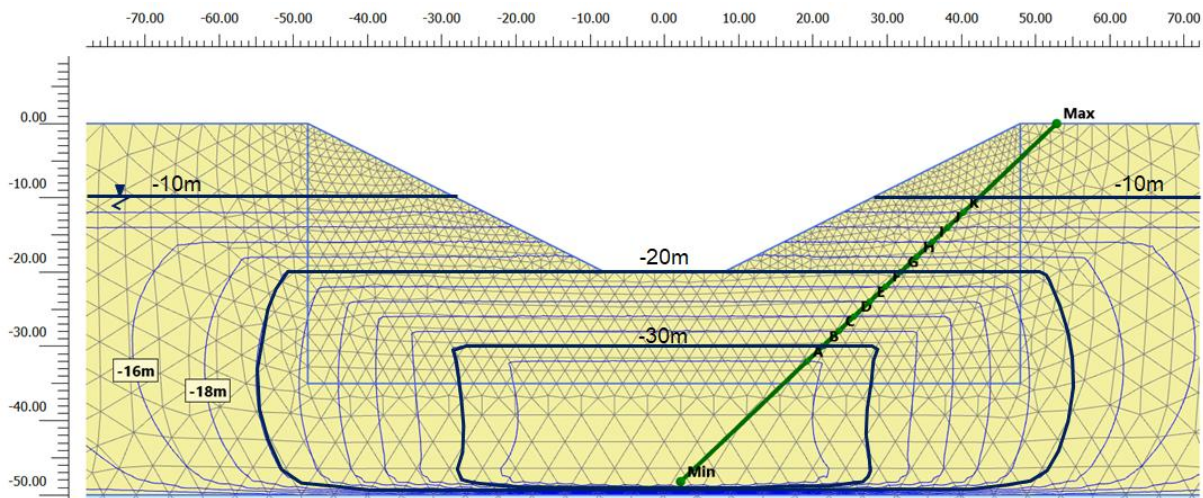


Figure 12. Equipotentielles à la fin du creusement du déblai

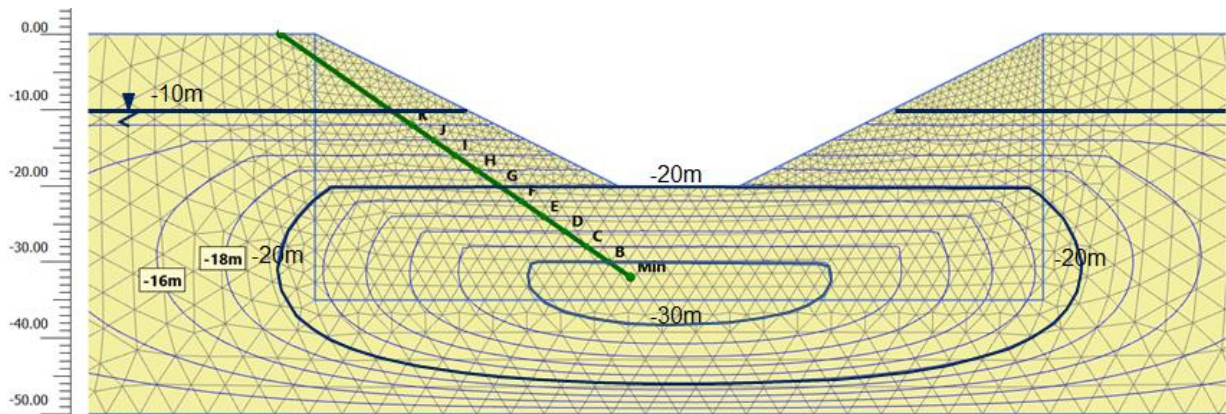


Figure 13. Equipotentielle au bout de 10 ans

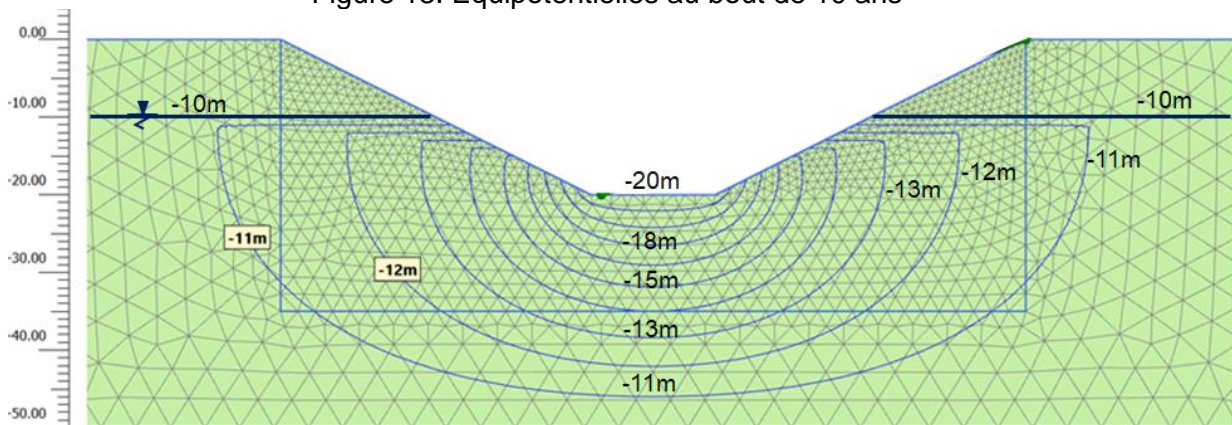


Figure 14. Equipotentielle en écoulement permanent

L'augmentation progressive des déplacements (Figures 15 et 16) confirme l'évolution des zones de pressions interstitielles très faibles, qui limitent les déplacements.

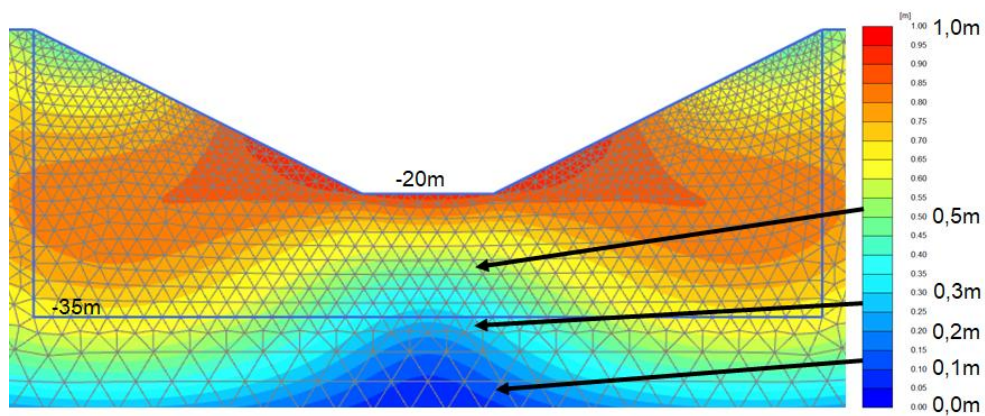


Figure 15. Déplacements à la fin du creusement du déblai

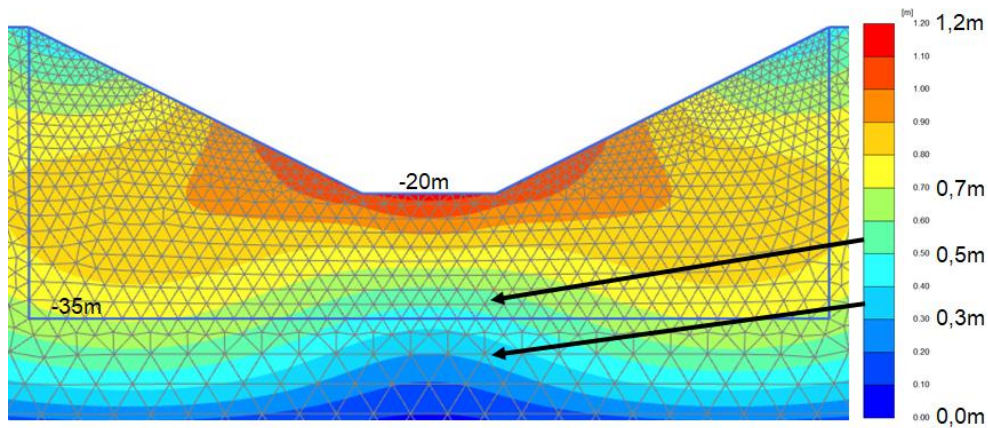


Figure 16. Déplacements dix ans après

Conclusion

Les calculs présentés, réalisés au moyen du logiciel Plaxis, avaient pour objectif d'éclairer la place des calculs couplés par rapport aux calculs non drainés et aux calculs drainés dans deux situations classiques d'ouvrages réalisés sur ou dans des massifs de sols argileux saturés. On déduit de ces exemples que les calculs couplés permettent de décrire les comportements à court terme et les comportements différés. Les calculs non drainés représentent le comportement à court terme et les calculs drainés semblent moins bien évaluer les déformations finales.

Mais tous ces résultats dépendent de la validité des valeurs des paramètres introduits dans les calculs et des modèles de calcul utilisés. L'utilisation d'un logiciel comme Plaxis permet d'utiliser des « aides » pour compléter les paramètres, voire les corriger. Cela nécessite beaucoup d'attention pour vérifier ce que fait réellement le calcul. Et il faut garder à l'esprit que certains aspects du comportement comme le fluage n'ont pas été modélisés.

Références bibliographiques

- Blivet J.-C. (1976). Stabilité des talus de déblais. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N° Spécial III, pp. 9-22.
- Magnan J.P. (1984). Modélisation numérique du comportement des argiles molles naturelles. Thèse de doctorat-ès-sciences physiques, Université Pierre et Marie Curie (Paris 6), Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Rapport de Recherche LPC n°141, 257 pages.