

CONSIDERATIONS PRATIQUES AUTOUR DE MODELES NUMERIQUES DE CERTAINES GARES DU FUTUR GRAND PARIS

PRACTICAL CONSIDERATIONS ABOUT NUMERICAL MODELING OF SOME STATIONS OF THE GRAND PARIS EXPRESS PROJECT

Gilles CHAPRON¹, Khadija NEJJAR², Hervé LE BISSONNAIS¹, Fahd CUIRA¹

¹ TERRASOL, Paris, France

² Thèse CIFRE, Université Grenoble Alpes, Laboratoire 3SR

RÉSUMÉ – Lors des études de conception des gares, particulièrement profondes, du tronçon Sud-Ouest de la ligne 15 du Grand Paris, la réalisation de modèles éléments finis a été privilégiée et systématisée. Nous présentons des illustrations de certains constats et propositions formulées à cette occasion, en lien en particulier avec le comportement non drainé et la justification de la stabilité du massif en butée.

ABSTRACT – In the scope of draft and project studies of the south-west section of Grand Paris line 15, preference was given to finite element modeling for stations design. The following paper shares some illustrations of observations and proposals we made on this occasion regarding in particular undrained behavior and rotational failure.

1. Introduction

La construction de la future ligne 15 du nouveau réseau de transport public du Grand Paris verra la réalisation de gares exceptionnellement profondes (40 à 50 m). Une des problématiques centrales du tronçon Sud-Ouest (12,5 km de tunnel et 8 gares reliant les stations Pont-de-Sèvres et Villejuif-Louis-Aragon), et plus particulièrement la zone du plateau entre Issy-les-Moulineaux et Cachan, est la présence d'Argile Plastique de l'Yprésien sous couverture importante de Calcaire Grossier du Lutétien. La spécificité de cette stratigraphie est qu'une couche molle est intercalée entre deux couches plus raides. Les fonds de fouille des gares de ce secteur sont situés dans, ou proches de la couche d'Argile Plastique.

Dans ce contexte urbain dense, il était par ailleurs essentiel de considérer la limitation des tassements de surface générés par l'excavation des gares comme une donnée d'entrée majeure contraignant le dimensionnement des soutènements. Si des méthodes analytiques liant flèche de la paroi au tassement côté terre existent, elles sont la plupart du temps mal adaptées à la présence d'un contraste de rigidité et/ou de résistance entre les couches, et leurs résultats sont à prendre avec précaution vis-à-vis d'ouvrages sensibles.

La pratique courante de la justification des soutènements, en particulier ceux en parois moulées comme celles des projets qui nous intéressent, est l'utilisation de la méthode aux coefficients de réaction (MISS-K). Cette méthode est largement éprouvée et les codes de calculs se développent toujours activement pour en améliorer l'efficacité et en diminuer les limitations. Néanmoins, les deux constats précédents, associés à la spécificité géométrique des stations étudiées (forte profondeur, faible largeur), nous ont conduits très tôt dans les études à privilégier les calculs éléments finis (MISS-F, type PLAXIS) pour le dimensionnement des soutènements de ces gares, tant pour l'estimation des tassements que pour l'évaluation des efforts dans les structures. L'article présente les hypothèses de ces calculs et certaines conclusions qui en ont été tirées.

2. Contexte et hypothèses

Le contexte géotechnique du plateau entre Issy-les-Moulineaux et Cachan se caractérise par la présence des niveaux Lutétien (une dizaine de mètres de Marnes et Caillasses recouvrant vingt mètres de Calcaire Grossier) à l'affleurement ou sous couverture faible de Marno-Calcaire de Saint-Ouen et de Sables de Beauchamp (figure 1).

Ces couches recouvrent une dizaine de mètres d'Argile Plastique yprésienne. Connue pour être une des formations sensibles de la région parisienne, cette argile est particulièrement plastique (Indice de Plasticité moyen supérieur à 50), gonflante, surconsolidée, et largement plus déformable que le Calcaire Grossier semi-rocheux sus-jacent et les Marnes de Meudon du Montien sous-jacentes.

2.1. Comportement et paramètres des sols

Cette présentation se focalise uniquement sur les formations clés afin de fixer les idées.

Même si l'accent a été mis, lors des campagnes de reconnaissances, sur la diversification des essais et mesures, le linéaire important et la variation lithologique sont tels que les essais pressiométriques in situ occupent une place centrale dans le choix des modules de déformation pour les calculs des soutènements.

La synthèse de ces réflexions et des calages réalisés n'est pas l'objet de cette communication. Elles nous ont en définitive permis d'évaluer, pour une loi de comportement retenue de type *Hardening Soil Model*, un module s'apparentant au module sécant E_{50} . L'épaisseur réduite de chaque couche de sol nous a conduit à négliger la variabilité du module avec la contrainte de confinement σ_3 : $E_{50} = E_{50}^{ref} = \text{constante}$ (facteur puissance m égal à 0). Enfin, le rapport entre E_{50} et le module en déchargement/rechargement E_{ur} a été choisi au regard, le plus souvent, des essais cycliques réalisés au pressiomètre. La définition du comportement est complétée par un critère de rupture de *Mohr-Coulomb* caractérisé directement à partir des paramètres de cisaillement effectifs (intrinsèques) c' / φ' .

Le tableau 1 donne la fourchette des paramètres de calcul proposés pour les trois formations principales et pour la couche intermédiaire de calcaire dégradé sableux. Pour le calcaire, subdivisé en trois sous-faciès, les paramètres de cisaillement dérivent d'une analyse RMR. Pour l'argile, le calage du module de déformation à partir de la mesure pressiométrique a profité de l'apport de mesures complémentaires au pénétromètre statique. Le rapport entre le module de déformation du calcaire et le module de l'argile est de l'ordre d'un facteur 15.

Tableau 1. Paramètres de calcul

Faciès	γ (kN/m ³)	E_{50} (MPa)	E_{ur} (MPa)	c' (kPa)	φ' (°)	Perméabilité (m/s)
Calcaire	20-21,5	1000-1500	2000-3000	110-200	40-42	10^{-5}
Base du calcaire	21,5	750	1500	0	37	$5 \cdot 10^{-5}$
Argile	19-20	60-90	120-180	10-20	18	10^{-9}
Montien	20-20,5	360-600	720-1200	30	27-30	10^{-6}

La perméabilité des sols est introduite dans les modèles. Le comportement de l'argile en particulier est défini comme non drainé (*Undrained A*).

Les nappes sont introduites par leur niveau de charge aux limites du modèle : deux nappes se superposent sur le plateau (nappe du calcaire portée par l'argile et nappe de la Craie, cf. figure 1). A chaque phase, la valeur cible des pressions interstitielle est évaluée par un calcul d'écoulement en régime permanent.

Notons enfin que, sous l'effet d'un déchargement du terrain en place, le caractère non-drainé de la loi de comportement retenue pour l'argile conduira nécessairement au

développement de surpressions Δu « négatives » au cours des phases de terrassement. Ces surpressions négatives (suctions relatives) sont automatiquement plafonnées, en valeur absolue, à la pression interstitielle u_0 de référence. La pression interstitielle résultante $u (= u_0 + \Delta u)$ demeure ainsi toujours positive dans le modèle (pas de succion absolue).

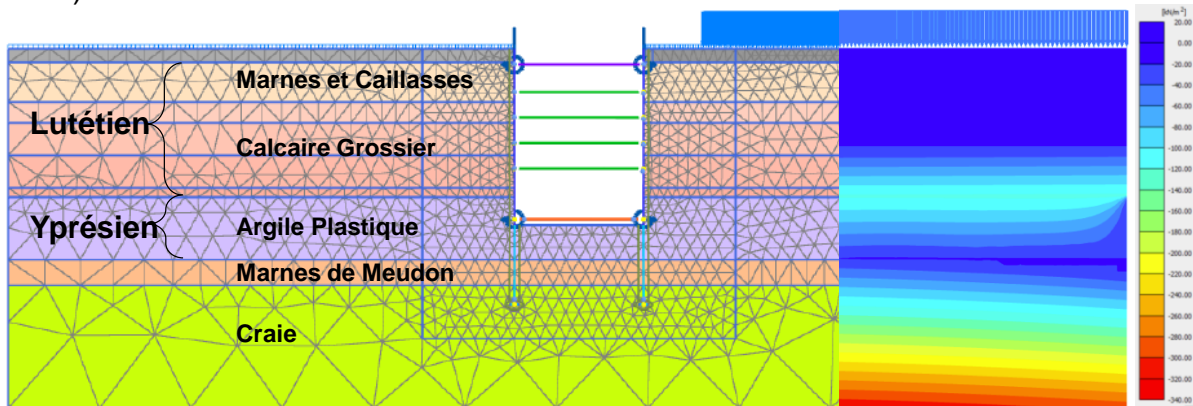


Figure 1. Stratigraphie, nappes, modèle type

2.3. Modèle et structures

Du fait des dissymétries potentielles de structure et de chargement, les modèles incorporent les deux parois de soutènements, distantes d'une vingtaine de mètres (figure 1). Raisonner symétriquement en enveloppe sur les cas de charge peut en effet conduire à passer à côté d'un cas dimensionnant.

Les soutènements sont des éléments de type plaque caractérisés par leur module axial, leur produit d'inertie et leur poids (corrigé compte tenu du volume de sol résiduel non remplacé par l'élément de plaque). Les éléments butonnants (butons provisoires, dalles et liernes définitives) sont des ressorts caractérisés par leur module axial, de nœud à nœud. Les chargements introduits dans le modèles sont les charges de surfaces (liées au bâti et la circulation de chantier) et les charges structurales se reportant sur les soutènements (couple effort axial / moment à chaque articulation avec un élément butonnant). De façon à se prémunir d'un éventuel effet de poinçonnement irréaliste, le pied de la dalle modélisant la paroi est soutenu par un élément horizontal rigide de largeur égale à l'épaisseur de la paroi.

2.4. Interfaces

La vérification de l'équilibre vertical est exigée par l'Eurocode 7 lorsque des modèles simplifiés de type « coefficients de réaction » ou « équilibres limites » sont utilisés pour analyser l'équilibre horizontal de l'écran. Cette vérification vise à juger de la pertinence des choix préalablement effectués sur le signe des inclinaisons de poussée/butée, notamment quand il s'agit d'écrans porteurs pour lesquels une inversion des cisaillements dans les zones de poussée peut conduire à une amplification des pressions limites de poussée active par rapport aux valeurs usuelles (cf. figure 2).

L'intérêt du modèle MISS-F réside à ce sujet dans sa capacité à gérer simultanément l'équilibre horizontal et l'équilibre vertical de l'écran et à garantir une cohérence avec le signe des inclinaisons de poussée/butée implicitement considérées dans le modèle. La question du contrôle du signe des inclinaisons ne se pose donc pas pour un tel modèle. Par l'intermédiaire des éléments d'interface, il est possible de fixer la valeur absolue du plafond : soit en y affectant une couche identique à la couche adjacente mais d'angle de frottement $\delta = k \times \varphi$, soit par l'intermédiaire du paramètre $R_{inter} = \tan(k \times \varphi) / \tan(\varphi)$, où k

est à choisir entre 0 à 2/3, voire jusqu'à 1,00 pour des parements en béton (cf. NF P94-282), ce paramètre s'appliquant alors également à la cohésion.

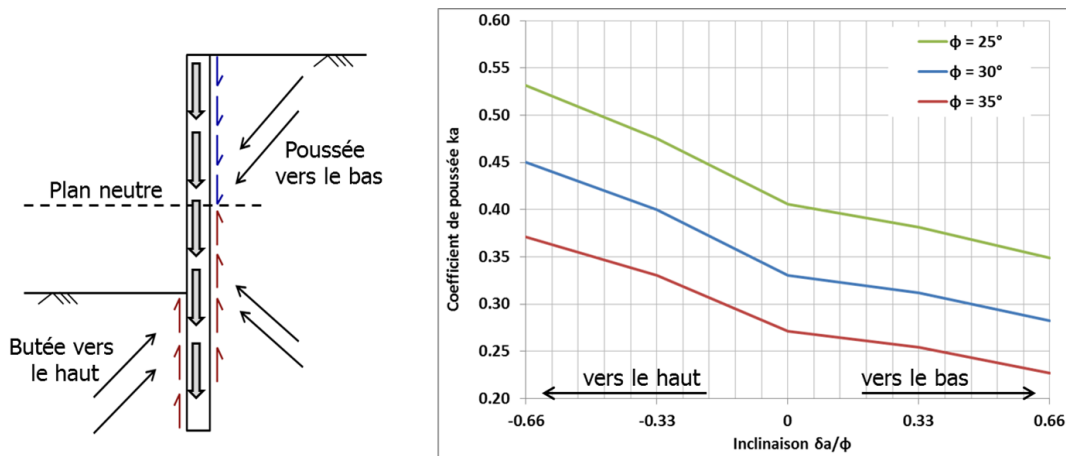


Figure 2. Vérification de l'équilibre vertical

2.5. Phasage

Le phasage type des modèles est résumé de façon sommaire en figure 3. La durée de chaque phase Δt est introduite selon le planning prévisionnel de construction.

Les surpressions sont recalculées pendant les phases de consolidation : terrassement (progressivité du déchargement induit) ou construction des structures préalablement à leur activation de façon instantanée. En dernière phase, ou lors d'une phase préalable à vérification de la stabilité, toutes les surpressions sont dissipées.

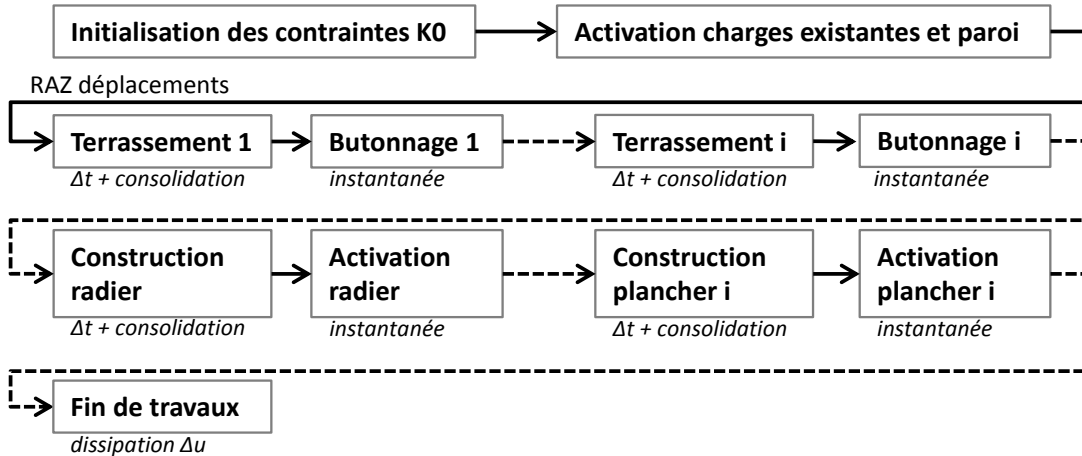


Figure 3. Principes du phasage

3. Calculs ELS : deux apports de la modélisation par éléments finis

L'intérêt des modèles MISS-F n'est pas limité à la détermination directe des tassements en surface. Nous présentons ci-après deux effets hors de portée des modèles MISS-K.

3.1. Contraste de raideur, effet de voûte

La configuration d'une couche molle intercalée entre deux couches plus raides est connue pour poser problème dans certaines modèles analytiques. Citons notamment le

modèle de Boussinesq qui conduit dans ce type de configuration à une surestimation des tassements et contraintes.

Dans notre cas particulier d'argile sous couverture de calcaire, nous avons constaté que le calcul MISS-F conduit à des efforts normaux aux parois largement plus importants que ceux calculés avec le calcul MISS-K. La figure 4 montre que cette poussée s'avère supérieure à la poussée des terres au repos au niveau des couches raides notées RB-CG et CG (couches molles notées FG et AP). Cet effet de dalle conduit, étant donné que la résultante des efforts de poussée doit rester constante, à des efforts de poussée inférieurs à la poussée limite au droit des couches molles.

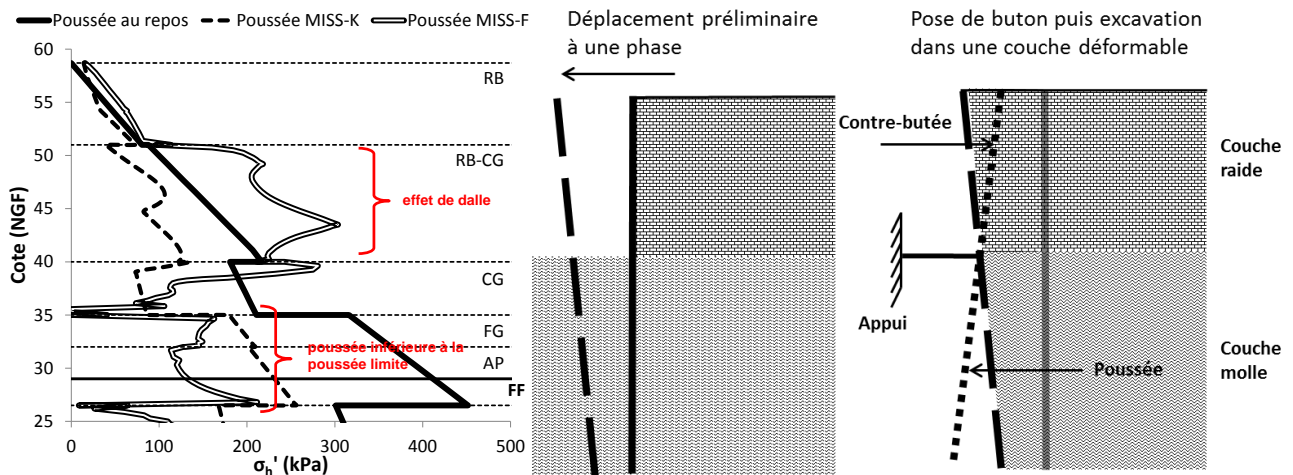


Figure 4. Illustration de l'effet de dalle

Les excavations profondes dans ce contexte nécessitent un butonnage régulier et de raideur importante de façon à limiter les tassements en surface. Comme le schématise la figure, ce phénomène trouve son origine dans l'effet de levier engendré par une première phase de déplacement suite au terrassement, phase suivie d'un blocage de la paroi par le butonnage, puis d'une nouvelle phase de terrassement dans l'Argile Plastique au cours de laquelle l'effort de poussée est particulièrement important. Il s'en suit que la paroi au-dessus du butonnage rentre en butée contre le sol raide.

La figure 5 illustre la rotation des contraintes principales au niveau des appuis butonnants, effet d'autant plus important que la couche de sol concernée est raide et que la poussée d'eau est faible. Cet effet de voûte affecte donc également de façon importante la répartition des efforts repris par les niveaux butonnants.

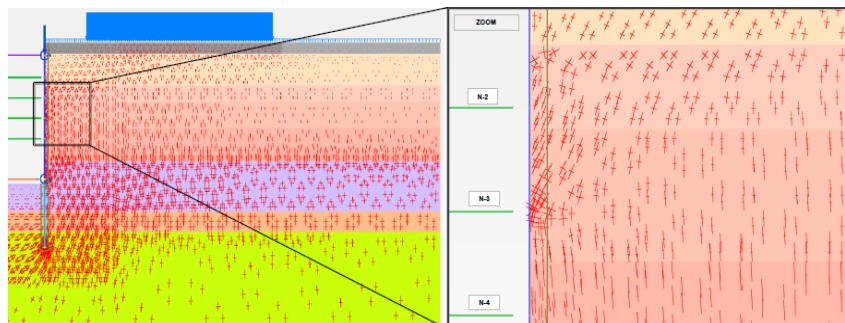


Figure 5. Illustration de l'effet de voûte

3.2. Le comportement non drainé

La prise en compte du comportement non drainé des couches peu perméables n'est pas possible de façon directe avec la méthode MISS-K. Il est pourtant légitime de tenter de

prendre en compte l'effet favorable de l'eau sur le cisaillement du sol pendant les phases de courtes voire moyennes durées.

Il s'est donc développé une pratique qui consiste à définir des paramètres de cisaillement apparent rendant compte du comportement du sol pendant la durée de ces phases (par rapport aux paramètres effectifs, par un gain de cohésion, et éventuellement une dégradation de l'angle de frottement). Leur définition ne bénéficie aujourd'hui d'aucune règle de bonne pratique ni d'essai approprié.

Une approche alternative consiste à élaborer un modèle calculant de façon explicite les suppressions interstitielles et permettant donc de représenter la résistance au cisaillement qui en résulte.

A ce titre, la figure 6 permet d'illustrer :

- Dans un premier temps, une différence importante des déplacements et efforts calculés entre le calcul MISS-F en comportement drainé avec paramètres effectifs et le calcul MISS-K équivalent. Cette différence s'explique notamment par les phénomènes décrits précédemment, mais également par la différence de déformabilité des sols (calage de modules de déformation d'une part, ressorts indépendants les uns des autres de raideur K_h d'autre part).
- Dans un second temps, que le calcul MISS-F avec prise en compte de la consolidation, qui permet de tenir compte du comportement du sol en phases travaux, va bien entendu également vers une réduction des déplacements et efforts.

La mise en œuvre d'un tel modèle conduit donc à l'optimisation de la solution technique. En contrepartie, il faut souligner qu'elle requiert une bonne maîtrise de l'outil de calcul, des paramètres introduits et, dans le cas de la prise en compte de la consolidation, du contrôle attentif du cisaillement mobilisé par le modèle.

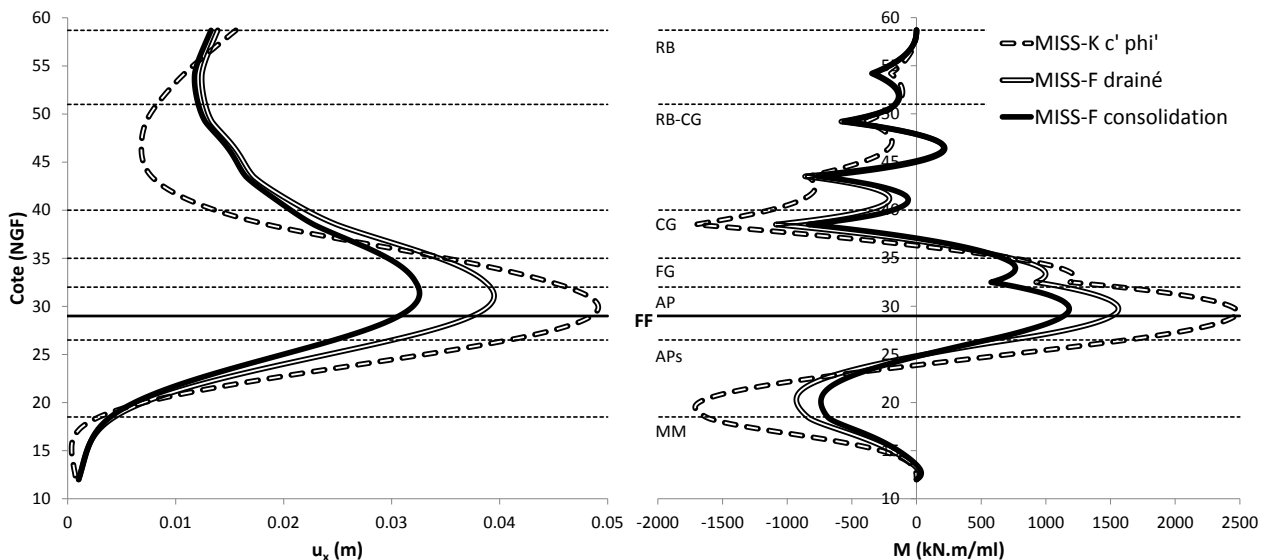


Figure 6. Résultats comparatifs MISS-F / MISS-K

4. Justification ELU : proposition d'une méthode intégrée au calcul MISS-F pour la vérification du défaut de butée

4.1. Principe

On s'intéresse dans ce paragraphe à la justification de la fiche vis-à-vis du défaut de butée.

L'intérêt d'une justification intégrée au calcul éléments finis est de pouvoir prendre en compte de façon simple l'interaction entre les écrans à travers le massif de sol en butée à la fois vis-à-vis de la pression mobilisée mais aussi de la pression limite. Si l'on s'intéresse à la pression limite, la méthode cinématique du calcul à la rupture peut constituer une alternative intéressante, mais son application devient rapidement délicate en cas de dissymétrie.

Nous proposons de mener cette justification à l'aide d'une interprétation simplifiée de la procédure décrite dans la norme écran NF P94-282 (méthode dite 2*), qui consiste à s'assurer de l'obtention de l'équilibre limite en appliquant un coefficient de sécurité global sur la résultante de la butée mobilisée (résistance). Ce coefficient F vaut 1,89 pour les situations durables et 1,5 pour les situations provisoires. La butée mobilisable, qui s'écrit, avec les notations habituelles, comme $\sigma'_{hb} = \ll k_{py} \gg \times \sigma'_v + \ll k_{pc} \gg \times c'$, peut être réduite de deux façons :

- De façon directe en agissant directement sur le poids volumique et la cohésion (réduction par F) : cette méthode n'est cependant pas applicable si la contrainte verticale effective n'est pas proportionnelle au poids volumique déjaugé (présence d'un gradient ou d'une surcharge en fond de fouille).
- De façon indirecte en dégradant le couple (c, ϕ) de manière à simuler une réduction par F de la butée disponible par rapport à sa valeur théorique (du moins celle évaluée par la formule de Coulomb ou les tables de Kerisel et Absi). Les valeurs de calcul du couple (c, ϕ)_d sont présentées figure 7 en fonction des valeurs caractéristiques (c, ϕ)_k, pour une paroi verticale et un sol horizontal.

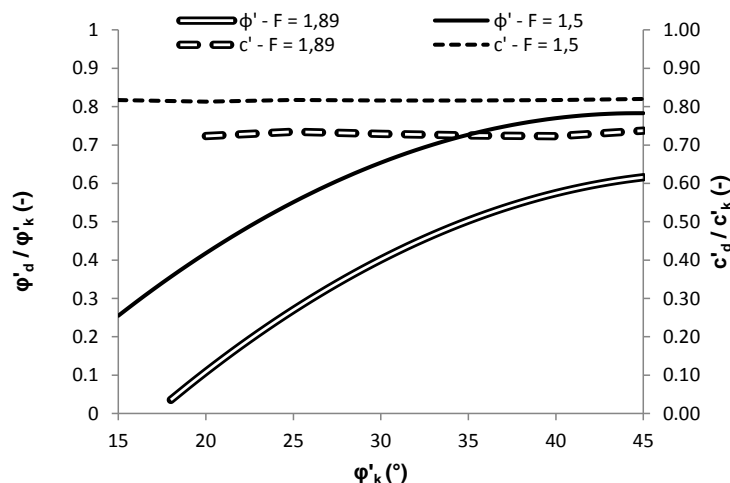


Figure 7. Détermination de la réduction de c et ϕ pour la réduction de la butée mobilisée

4.2. Mise en pratique

La figure 8 détaille la mise en pratique de la méthode. Après une phase dans laquelle toutes les éventuelles surpressions sont dissipées (afin de ne pas risquer de fausser la vérification de stabilité en introduisant l'effet de l'eau), on applique les paramètres dégradés dans les sols en butée tout en plafonnant les efforts repris par toutes les structures par ceux notés en phase i (afin d'éviter pour le besoin de la vérification que ces structures ne compensent partiellement l'effet de la réduction de butée).

Afin de vérifier que cette convergence est obtenue à la précision du calcul près, et de visualiser le mode d'instabilité présentant la sécurité la plus faible, on réalise une dernière phase de réduction progressive de c et de ϕ . La figure 9 illustre deux cas qui peuvent se produire à ce stade : le cas où l'instabilité en butée se déclenche lors du calcul c- ϕ réduction, en l'occurrence ici avec une importante interaction entre les deux écrans (9a) ;

le cas où le mode d'instabilité qui se déclenche n'est pas la butée, en l'occurrence dans le cas présenté, une instabilité générale du rideau gauche (9b).

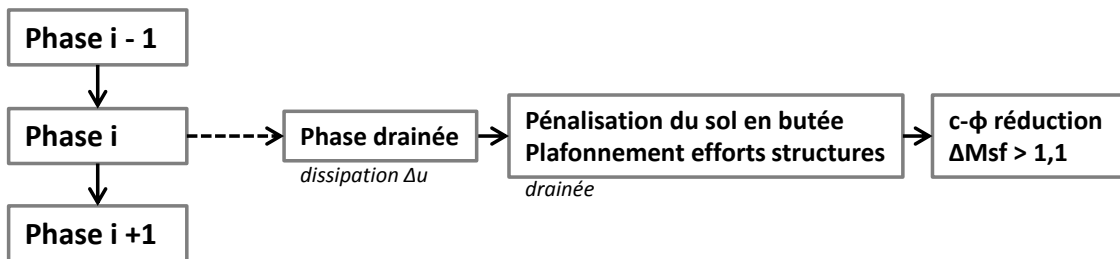
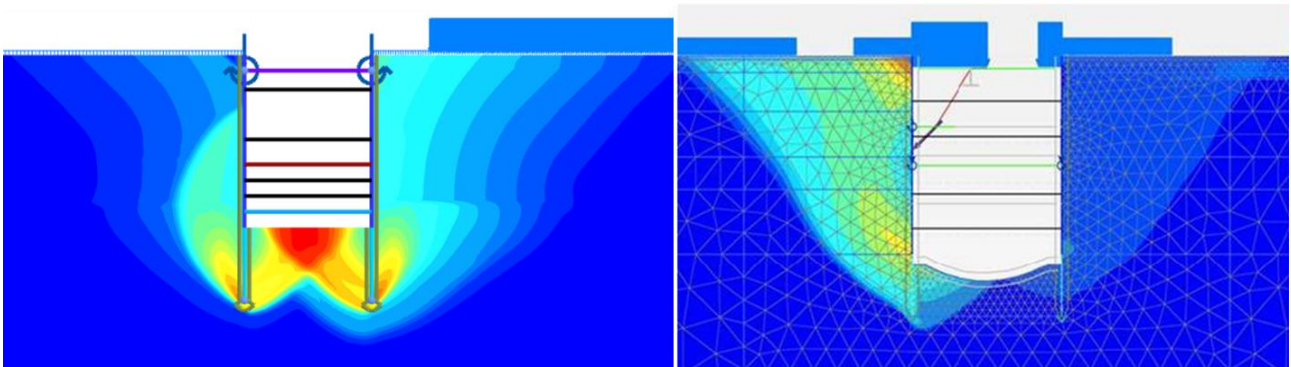


Figure 8. Calculs intermédiaires pour la vérification de la stabilité en butée d'une phase



Figures 9a et 9b. Déplacements incrémentaux à l'issue de la phase c-φ réduction

6. Conclusions

L'évolution des outils de calcul d'interaction sol structure avancés et leur démocratisation s'accompagne d'une prise de conscience de leur potentiel et de leur nécessité pour la vérification et l'optimisation d'ouvrages complexes, sensibles et dans des contextes particuliers. Les considérations présentées, qui pourraient être par ailleurs largement développées et complétées, constituent quelques illustrations, pour le cas des soutènements de grande hauteur, de leur pratique et de leur interprétation. Ces modélisations seront à n'en pas douter amenées à être perfectionnées à la faveur des retours d'expériences tirés des puits d'essais et des travaux.

7. Références bibliographiques

- Simon B. (2006). Application du calcul à la rupture aux soutènements. Symposium International ELU/ULS, Paris.
- Vezole P. (1995). Ecrans de soutènement, interaction sol-structure, à propos de la méthode des modules de réaction. Revue Française de Géotechnique n°71.
- Kastner R. (1982). Excavations profondes en site urbain. Dimensionnement des soutènements butonnés. Thèse de Docteur en science, INSA LYON et Université Claude Bernard.
- Burland J.B., Simpson B., St. John H.D. (1979), Movements around excavations in London Clay, Comptes-rendus du VIIe CEMSTF (Brighton), Ed. BGS, Vol. 1, pp. 13-29.
- Mestat P., Arafati N. (1998), Modélisation par éléments finis du comportement du rideau de palplanches expérimental de Hochstetten, Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées n°216, pp. 19-39.