

Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement

III. La modélisation des écrans de soutènement par la méthode des éléments finis

Luc DELATTRE

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

RÉSUMÉ

Une revue bibliographique des travaux effectués depuis plus de trente ans pour développer l'application de la méthode des éléments finis au calcul des écrans de soutènement est présentée. Après un rappel des travaux menés par les précurseurs, les efforts effectués et les résultats obtenus pour modéliser différentes facettes du comportement des ouvrages sont analysés.

Les aspects du comportement des sols spécifiquement mis en jeu dans le cas des ouvrages de soutènement, et leurs conséquences du point de vue du choix des lois de comportement à adopter, sont abordés. Le rôle déterminant joué par l'eau dans les conditions de stabilité des ouvrages est souligné. L'accent est mis sur l'apport de la méthode des éléments finis à l'analyse des phénomènes de consolidation qui se produisent dans le cas des excavations menées dans les sols fins.

Les solutions adoptées pour la modélisation des éléments de structure constituant les ouvrages (rideaux de palplanches, écrans de parois moulées, parois composites, tirants forés et scellés ou remblayés, butons), sous l'angle géométrique, mécanique et d'interaction avec le sol, sont ensuite présentées. Les solutions adoptées pour la modélisation des phases de construction des écrans de soutènement, de la mise en place des parois et écrans, des phases de remblaiement ou d'excavation sont également discutées.

Enfin, les conditions qui déterminent le choix d'une modélisation en déformation plane, axisymétrique ou tridimensionnelle sont discutées.

En conclusion, deux aspects du comportement des ouvrages pour lesquels l'apport de la méthode des éléments finis, par rapport aux méthodes utilisées plus traditionnellement, relève du saut technologique, sont identifiés : l'analyse du comportement tridimensionnel des ouvrages, d'une part, et le couplage hydromécanique, d'autre part.

DOMAINE : Géotechnique et risques naturels.

ABSTRACT

**A CENTURY OF RETAINING WALL COMPUTATION METHODS
III : MODELING OF RETAINING WALLS BY MEANS OF THE FINITE
ELEMENT METHOD**

A bibliographical review of the research conducted over the past thirty-plus years, aimed at developing an application of the finite element method to computing retaining walls is presented. Following a review of the efforts undertaken by precursors in the field, the modeling work and results obtained on the various facets of structural behavior are assessed.

The behavioral aspects of soils targeted in the case of retaining structures and their consequences on the choice of which behavioral laws to adopt will also be discussed. The determinant role played by water under conditions of structural stability is to receive special emphasis, along with the contribution provided by the finite element method in analyzing the consolidation phenomena that arise in the case of excavations carried out in fine-grained soils.

The solutions adopted for modeling the basic structural elements (sheet piles, diaphragm walls, composite wall panels, bored and embedded or backfilled tie rods, braces), from a geometrical, mechanical and soil interaction perspective, are all displayed. Next, those solutions adopted for modeling the various construction phases of retaining walls, installation of wall as well as the backfilling or excavation phases, are also discussed herein.

Moreover, the conditions used to determine the modeling choice in plane deformation, whether axisymmetrical or three-dimensional, will be set forth.

In conclusion, two aspects to structural behavior, for which the contribution of the finite element method represents a true technological advance (especially in comparison with more conventional methods), will be given special focus: analysis of three-dimensional structural behavior, and hydromechanical coupling.

FIELD: Geotechnical engineering and natural hazards.

INTRODUCTION

La méthode des éléments finis est un outil très général qui permet de trouver une solution numérique à tout problème que l'on peut décrire à l'aide d'équations aux dérivées partielles sur un domaine fini. Différentes extensions permettent par ailleurs de prendre en compte des discontinuités spatiales ou temporelles des solutions recherchées, des domaines d'extension infinie, etc. Elle offre la possibilité de prendre en compte des modèles de comportement très sophistiqués, plus réalistes que ceux pris

en compte par des méthodes plus traditionnelles, et il est donc naturel qu'elle ait suscité un grand intérêt de la part des ingénieurs de la géotechnique et du génie civil.

Ainsi, après des premières applications aux barrages [Clough et Woodward, 1967], aux excavations [Chang et Duncan, 1970] et aux murs de soutènement [Duncan et Clough, 1971 ; Clough et Duncan, 1971], l'utilisation de la méthode des éléments finis pour le calcul des écrans de soutènement a débuté dans les années 1970 [Bjerrum *et al.*, 1972 ; Egger, 1972 ; Clough *et al.*, 1972 ; Palmer et Kenney, 1972]. Ces premières analyses ont été suivies d'efforts importants pour examiner de manière systématique les apports potentiels de la méthode des éléments finis au calcul des ouvrages géotechniques en général et des ouvrages de soutènement en particulier [Duncan, 1994 ; Gens, 1995]. L'utilisation des éléments finis en géotechnique reste néanmoins limitée dans la pratique des ingénieurs, à l'exception remarquable des tunnels, en raison de son efficacité lorsqu'elle est combinée à la méthode convergence-confinement pour analyser en configuration bidimensionnelle le processus de creusement d'un tunnel, qui est tridimensionnel par nature.

Une des raisons qui expliquent ce caractère limité de l'application pratique de la méthode est que les méthodes traditionnelles de calcul ont longtemps donné satisfaction, au moins pour vérifier le dimensionnement des ouvrages vis-à-vis de leur résistance à la rupture. En revanche, ces méthodes ne donnent en général que peu d'informations sur les déplacements et les déformations des ouvrages, ce qui peut devenir pénalisant dans certains contextes (en site urbain, par exemple, il est intéressant de prévoir l'impact sur les bâtiments voisins de la réalisation d'une excavation destinée à accueillir un parking souterrain par exemple ; les méthodes traditionnelles de calcul sont inadaptées).

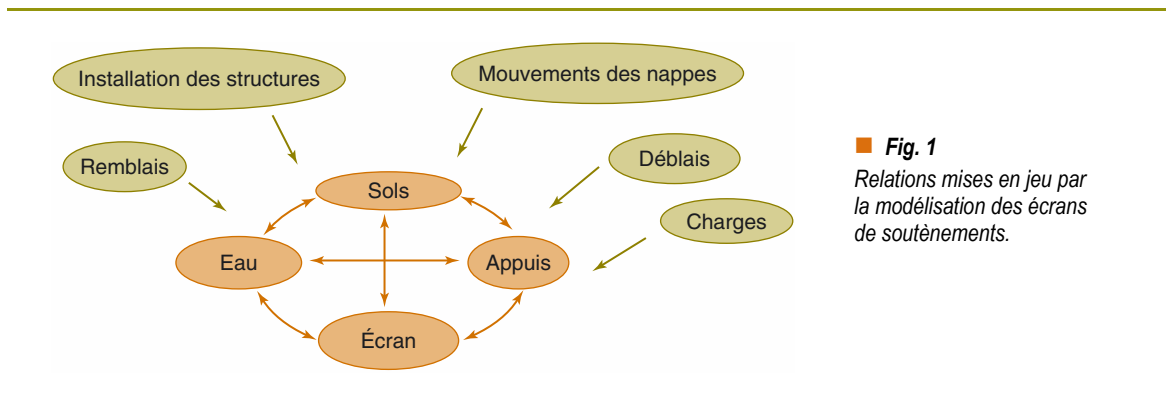
Une autre raison tient aux spécificités des problèmes géotechniques, qui renchérissent le coût de la modélisation : on a en général affaire à des matériaux naturels dont le comportement est plus difficile à identifier que celui de matériaux artificiels industriels, d'une part, et on s'intéresse à un système qui évolue, d'autre part : le processus de construction suppose en effet l'apport et l'enlèvement de matériaux, selon un enchaînement d'étapes souvent complexe.

Dans le cas particulier des excavations et des ouvrages de soutènements, la méthode des éléments finis est depuis trente ans considérée comme appelée à se substituer aux méthodes plus traditionnelles de calcul, compte tenu des limitations particulières de ces dernières. Néanmoins, les spécificités des problèmes géotechniques que l'on vient d'évoquer sont autant de facteurs qui compliquent la mise en œuvre de la méthode et ont limité son emploi.

Les méthodes de calcul traditionnelles présentent en effet l'inconvénient majeur de ne traiter valablement que des formes d'ouvrages très particulières, pour lesquelles des solutions particulières ont été dégagées [Delattre, 2002 ; Delattre et Marten, 2003]. Ainsi, pour ne citer que les limites d'emploi les plus évidentes :

- la géométrie du terrain ne peut être prise en compte de façon rigoureuse que dans quelques configurations ; ainsi, les contraintes de poussée ou de butée du sol ne sont exprimées que pour les configurations d'ouvrages dans lesquelles le terrain naturel est limité par un plan, horizontal ou incliné, les interfaces entre couches du sol sont parallèles au terrain et l'ouvrage connaît une cinématique particulière ;
- les interactions du soutènement avec d'autres composantes de l'ouvrage ne peuvent être prises en compte que par un torseur d'effort applicable au soutènement, ce qui ne permet pas de rendre compte des formes d'interaction complexes comme celles qui sont dues aux ouvrages avoisinants ; la modélisation d'un soutènement au voisinage d'une fondation, d'un tunnel ou d'un autre soutènement reste ainsi inaccessible aux méthodes traditionnelles. De la même façon, l'interaction du soutènement avec d'autres composantes de l'ouvrage, comme des murs en retour, par exemple, reste toujours laborieuse ;
- la modélisation de l'interaction du sol avec la structure reste insuffisamment explicite et fait appel à des notions qui restent largement discutées, telles que le coefficient de réaction.

Face à ces limitations, la démarche proposée par la méthode des éléments finis vise à prendre en compte explicitement le comportement de chacune des parties de l'ouvrage et leurs interactions, pour les différents types de chargement, de manière à reproduire l'ensemble des aspects du comportement des ouvrages (Fig. 1). Sans revenir sur les aspects théoriques sous-jacents, on présente ci-dessous différents aspects du comportement des ouvrages auxquels la méthode des éléments finis peut dorénavant donner accès alors que les méthodes plus anciennes, en restant captives de solutions prédéfinies et de limites intrinsèques, ne permettaient pas de les appréhender.



■ **Fig. 1**
Relations mises en jeu par la modélisation des écrans de soutènements.

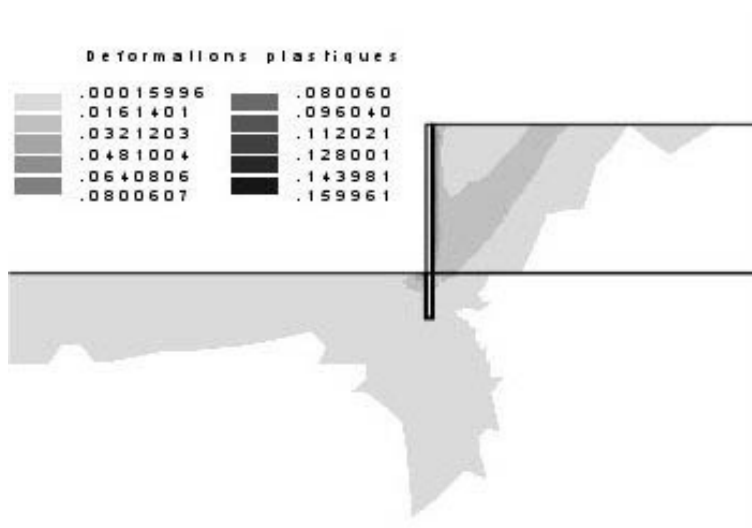
QUELQUES ASPECTS DE LA MODÉLISATION DES SOUTÈNEMENTS PAR ÉLÉMENTS FINIS

La méthode des éléments finis est, avant tout, une méthode de recherche d’une solution approchée d’un problème défini par un système d’équations aux dérivées partielles. La physique représentée par ce problème est évidemment fonction des options disponibles ou non dans un logiciel donné, mais elle dépend surtout des choix faits par le modélisateur. On présente ici rapidement les principaux éléments de la modélisation numérique pour lesquels des choix sont nécessaires, ainsi que les avantages et inconvénients des différentes options.

Modélisation du comportement des différents éléments de l’ouvrage

Sol

À la différence de la grande majorité des autres ouvrages de génie civil, les ouvrages de soutènement sont caractérisés par le fait qu’en phase de service d’importantes zones de sol travaillent en plasticité. C’est le cas des terrains soutenus, qui se trouvent très souvent à l’état d’équilibre limite de poussée. C’est aussi le cas des terrains situés en fond de fouille, qui peuvent être amenés en plasticité tant sous l’effet du déchargement subi lors de l’excavation que du fait de la compression latérale due au soutènement (Fig. 2).



■ **Fig. 2**
Zones en plasticité aux environs d'un soutènement d'excavation. Cas d'un soutènement ancré [Delattre, 1999].

La présence de zones plastiques limite l'emploi des lois de comportement qui ne permettent pas de rendre compte des états de rupture du sol. Le champ d'application de l'élasticité linéaire est ainsi restreint à l'analyse à court terme des excavations dans les argiles raides, surconsolidées, qui, du fait de leur grande résistance, ne sont pas amenées à la rupture. Cole et Burland [1972] et Ward et Burland [1973, dans Burland et *al.*, 1979] font une telle utilisation de l'élasticité linéaire pour évaluer, en conditions non drainées, les déformations dues à des excavations réalisées dans les argiles surconsolidées du bassin de Londres.

L'association de l'élasticité linéaire avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb constitue le modèle élastoplastique le plus simple, et le plus couramment utilisé, pour la modélisation du comportement des sols dans les problèmes de soutènement et d'excavations. Les paramètres de la loi de comportement sont en nombre limité et accessibles au moyen d'essais courants ; détermination de la résistance au cisaillement à l'aide d'essais triaxiaux en laboratoire et des paramètres d'élasticité à l'aide d'essais triaxiaux ou d'essais pressiométriques [Dauvis et Ménard, 1964].

Les simulations numériques reposant sur cette loi de comportement ne rendent toutefois qu'imparfaitement compte du comportement des soutènements et des excavations. La réalisation des soutènements et des excavations conduit en effet à solliciter de façon importante les zones de sol situées à proximité des ouvrages, cette sollicitation diminuant avec la distance à l'ouvrage. Une telle variation est observée pour les déformations auxquelles est soumis le sol aux environs de l'ouvrage (Fig. 3). L'utilisation de lois de comportement faisant appel à un module d'élasticité indépendant de la déformation ne permet pas d'accéder à des valeurs correctes de la déformation en chaque point du modèle, mais rend seulement compte de la déformation moyenne du modèle. En particulier, on observe qu'elle conduit à propager des déformations à plus grande distance de l'ouvrage.

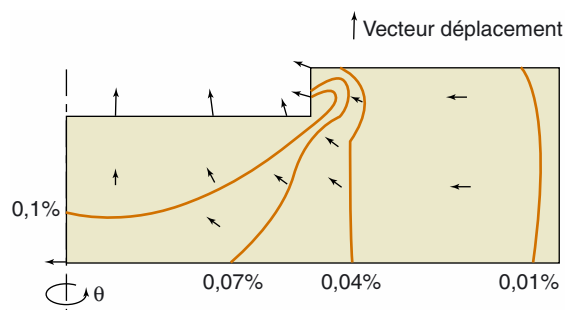
Le taux de confinement du matériau joue également un rôle significatif, qui se traduit par un accroissement de la rigidité du matériau avec la contrainte moyenne appliquée au milieu. Ainsi, pour les matériaux granulaires, l'analyse en élasticité du comportement d'un assemblage de particules permet de montrer que le module de compression volumique est proportionnel à une puissance $1/3$ à $1/2$ de la contrainte moyenne appliquée au milieu [Mestat, 1993], tandis qu'une proportionnalité entre la contrainte moyenne et le module d'élasticité est plus représentative du comportement des argiles raides [Jardine et *al.*, 1991].

Ce constat conduit à privilégier des lois de comportement pour lesquelles le comportement non linéaire du sol est bien représenté. Ainsi, le modèle de Duncan et Chang [1970] a longtemps constitué une des lois de comportement des sols les plus populaires pour le calcul des ouvrages de soutènement. Plus récemment, les relations « en S », traditionnellement utilisées pour la modélisation du comportement dynamique des sols, ont également été proposées pour la modélisation du comportement quasi statique des sols [Simpson, 1992] : tant que les déformations restent faibles, le module est élevé tandis qu'au-delà d'un certain seuil de déformation, le module chute rapidement.

De façon plus générale, les modèles de comportement des sols mis en avant pour la modélisation des ouvrages de soutènement associent maintenant, d'une part, une phase élastique non linéaire tenant compte de la pression moyenne, de la déformation et du sens du chargement (chargement/déchargement) et, d'autre part, un palier plastique, éventuellement écrouissable [voir par exemple Jardine et *al.*, 1991].

Une attention particulière doit par ailleurs être apportée au calage de la loi de comportement choisie, en termes de chemin de contrainte. Les essais utilisés pour le calage des paramètres du comporte-

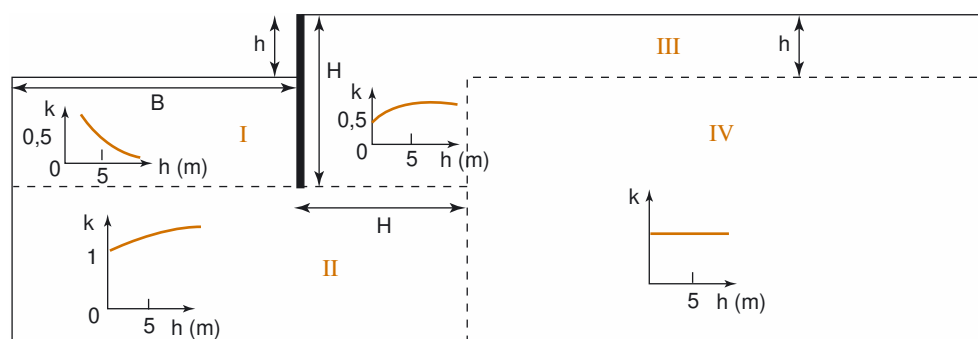
Fig. 3
Isovaleurs de déplacement au voisinage d'une excavation (calcul en élasticité, pour un déplacement maximal du soutènement égal à 0,2 % de la hauteur de l'écran) [Simpson et *al.*, 1979].



ment sont, le plus souvent, des essais de chargement réalisés suivant la direction correspondant à la verticale du terrain : essais triaxiaux et essais oedométriques. Les paramètres identifiés sur cette base permettent de rendre compte du comportement du terrain vis-à-vis d'un chargement (remblaiement). Ils rendent moins bien compte du comportement du sol vis-à-vis du chargement ou du déchargement latéral ou du déchargement vertical.

L'utilisation d'une loi élastique linéaire associée à un critère de rupture de Mohr-Coulomb, généralement calée sur des essais de chargement, conduit ainsi à des soulèvements importants du fond de fouille et des abords des fouilles lors de la simulation d'excavations [Rampello et *al.*, 1992, dans le cas d'argiles molles ; Mestat et Arafati, 1998, dans le cas des sables].

Pour résoudre ce problème, tout en continuant à faire appel à des lois de comportement simples, certains auteurs ont proposé d'identifier les différentes zones du modèle correspondant aux différents chemins de contrainte suivis. Une illustration en est donnée par Zhu et Liu [1994, Fig. 4] qui identifie quatre zones dans le sol. Immédiatement devant l'écran, le rapport des contraintes principales diminue, tandis que le résultat est inversé en profondeur devant l'écran et juste derrière l'écran. Dans ces deux zones, le rapport des contraintes principales croît. Pour la quatrième zone, en profondeur en arrière de l'écran, le rapport des contraintes principales reste constant. L'identification de ces différentes zones permet à Zhu et Liu d'adapter les essais de sol servant au calage du modèle de calcul. Dans le même ordre d'idée, Arafati [1996], pour les lois de comportement qui font appel à l'élasticité linéaire, distingue, dans les zones du massif qui ne sont pas soumises à un éventuel chargement plastique, les zones qui sont soumises à un chargement élastique des zones qui sont soumises à un déchargement élastique.



■ Fig. 4

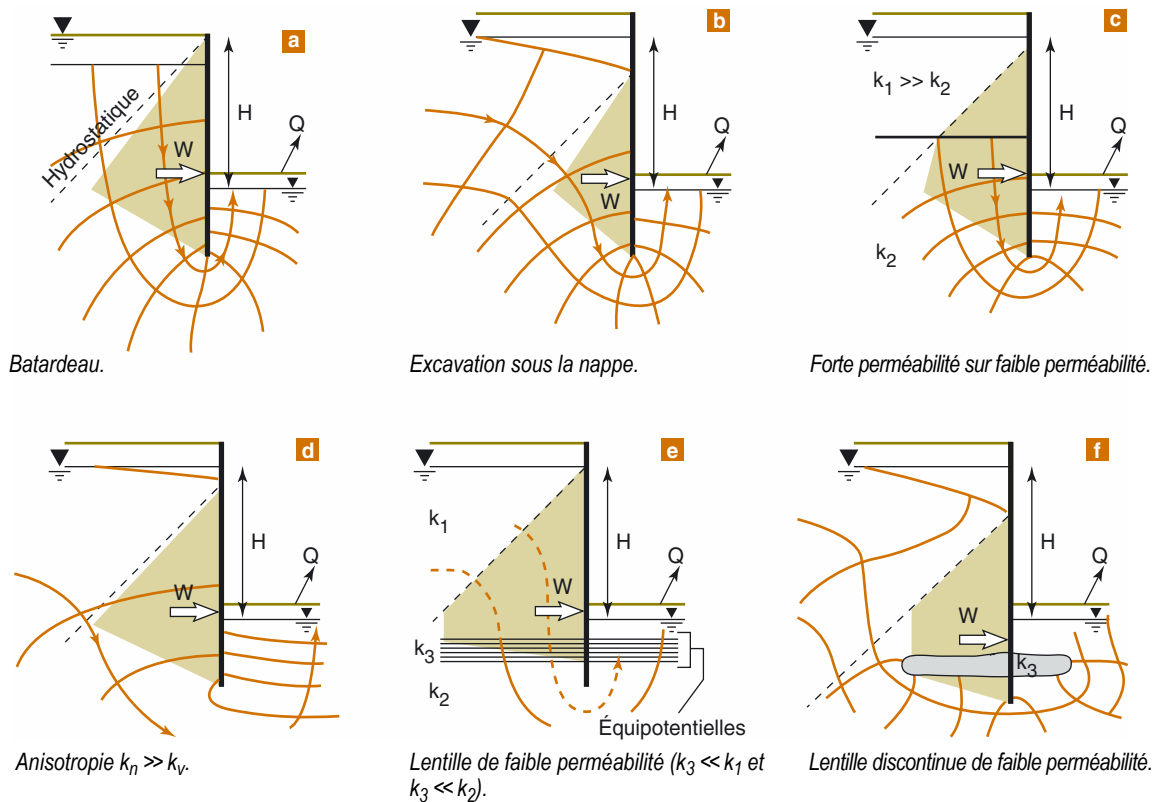
Variation du rapport $k = \frac{\sigma_1}{\sigma_3}$ des contraintes principales au voisinage d'une excavation [Zhu et Liu, 1994]. Le massif est délimité en quatre zones (I à IV), la hauteur libre du soutènement est désignée par h et la hauteur totale par H .

Conditions hydrogéologiques

Les conditions hydrogéologiques sont souvent déterminantes dans l'équilibre d'un ouvrage de soutènement, comme dans la plupart des problèmes de mécanique des sols. La méthode des éléments finis a permis la réalisation de progrès importants à deux niveaux.

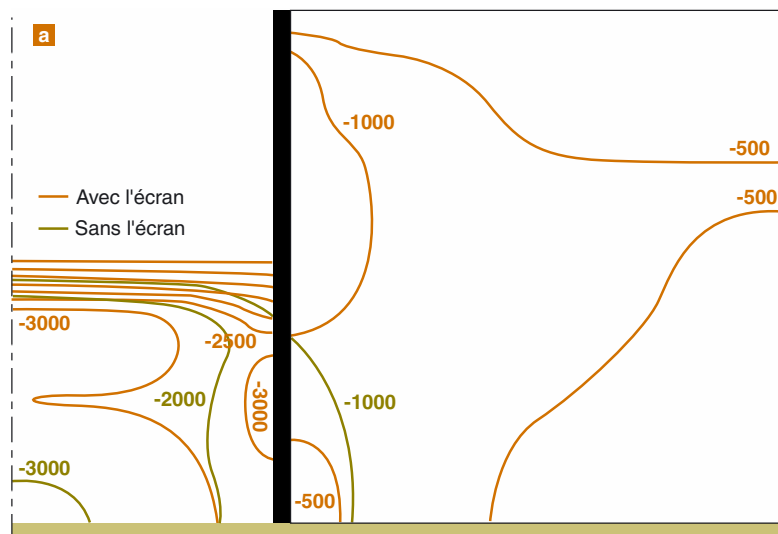
Pour les problèmes dans lesquels le champ de pression qui s'établit en régime permanent ou transitoire, en fonction des conditions hydrogéologiques et des caractéristiques hydrauliques de l'ouvrage, peut être calculé indépendamment des aspects mécaniques, la méthode des éléments finis est simple à mettre en œuvre et affine l'analyse des méthodes classiques (Fig. 5).

Pour les problèmes où il apparaît que le couplage hydromécanique doit être pris en compte, la théorie de la consolidation développée sur les bases des travaux de Terzaghi [1925] et de Biot [1941] permet de substituer à la modélisation traditionnelle du comportement apparent du sol à court terme et du comportement effectif à long terme une modélisation complète de l'équilibre hydromécanique et de son évolution au cours du temps. Cette théorie constitue un apport indiscutable sur le plan de la compréhension et de la représentation des phénomènes mis en jeu, mais elle est restée limitée au problème de la consolidation unidimensionnelle, jusqu'à ce que le calcul par éléments finis permette



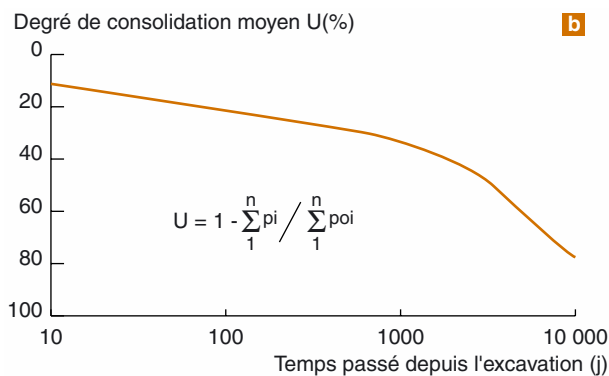
■ Fig. 5

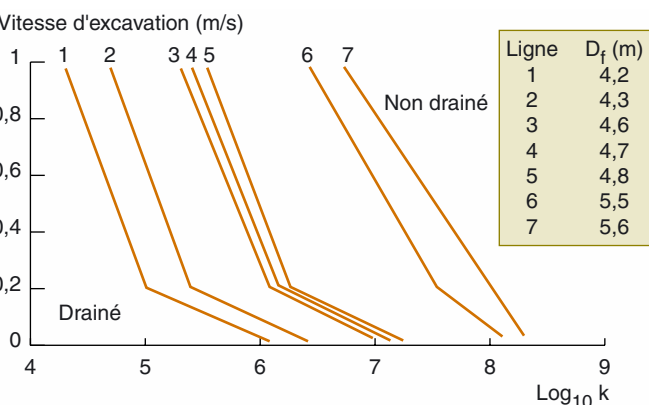
Schémas d'équilibre à long terme de l'écoulement autour d'un écran de soutènement pour différentes configurations géotechniques [Kaiser et Hewitt, 1982].



■ Fig. 6

Surpressions négatives à la fin de l'excavation (massif élastique soutenu par un écran imperméable) et dissipation au cours du temps ; p_i désigne la pression existante à l'instant courant au point i et p_{0i} la pression initiale ; les pressions sont exprimées en psi [Osaimi et Clough, 1979].





101

Écran et interaction sol-écran

Éléments de poutre – éléments de massifs

Pour représenter l'écran de soutènement lui-même, on peut faire appel à des éléments de « massif » (c'est-à-dire à des éléments qui ont une épaisseur ou un volume non nul) ou à des éléments de « structure », c'est-à-dire des poutres en déformations planes ou des coques (dans des calculs tridimensionnels). L'utilisation de l'une ou l'autre de ces modélisations se traduit, selon le type d'écran, par une approximation plus ou moins forte sur la géométrie de l'ouvrage que l'on modélise : pour modéliser un écran de palplanches à l'aide d'éléments de massif, on est contraint en pratique à s'écarter assez fortement de la géométrie réelle (Fig. 8). Inversement, le choix d'éléments de poutre réduit à zéro l'épaisseur de la structure dans la modélisation, ce qui n'est pas forcément très judicieux pour une structure qui a une épaisseur significative, comme une paroi moulée par exemple.

Par ailleurs, sur le plan mécanique, le choix entre les deux modélisations n'est pas indifférent, car elles ne représentent pas de la même façon les contraintes tangentielles appliquées par le sol sur l'écran : l'utilisation d'éléments de poutre réduit les moments fléchissants dans la structure aux seuls moments issus des contraintes normales des contraintes appliquées par le sol. À ces moments fléchissants, l'utilisation d'éléments de massif ajoute des moments dus aux composantes tangentielles des contraintes appliquées par le sol (Fig. 10).

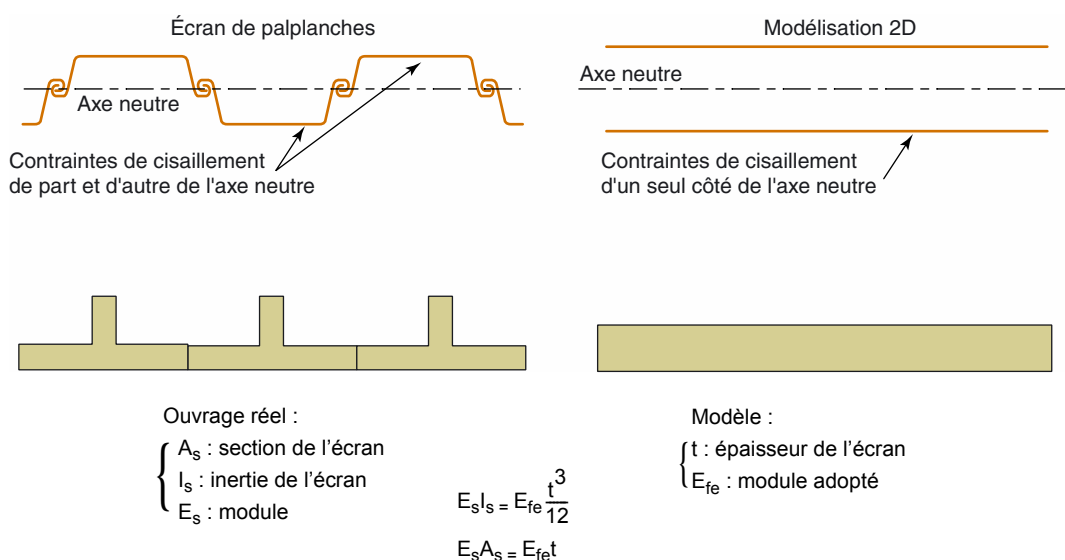
Une autre distinction importante entre les deux modélisations concerne la modélisation des efforts appliqués en pied d'écran. La transmission d'efforts normaux et d'efforts tangentiels en pied d'écran est plus facile à comprendre et à interpréter avec des éléments de massif (même si la précision dépend fortement du maillage employé).

Parois composites

La modélisation 2D des parois composites, berlinoises, parisiennes ou lutéciennes, mais également des parois à contreforts, transforme la paroi réelle en une paroi plane de même rigidité en flexion [Tsui et Clough, 1974 ; Fig. 9], et le plus souvent de mêmes rigidités en flexion et en compression que la paroi réelle [Day et Potts, 1993 ; cf. Fig. 8].

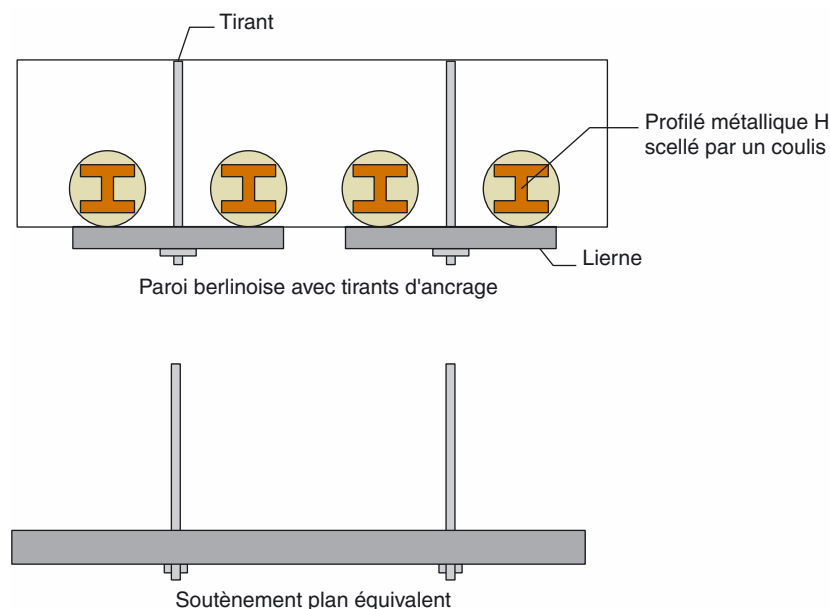
Comportement mécanique

Le comportement mécanique des matériaux qui constituent les écrans de soutènement est généralement modélisé, dans les conditions de service de l'ouvrage, par l'élasticité linéaire. Des modèles plus sophistiqués peuvent toutefois être adoptés pour rendre compte du comportement plastique.



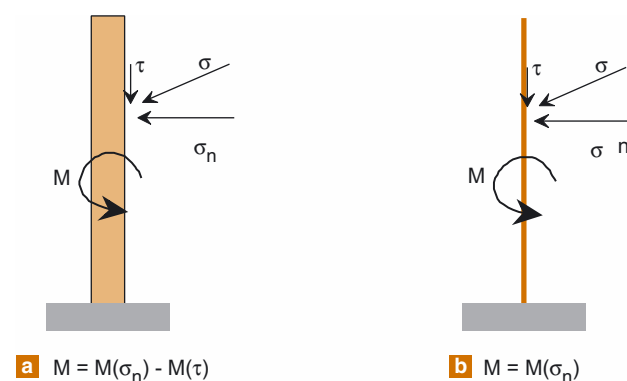
■ Fig. 8

Modélisation d'une structure non plane par des éléments de massif [Day et Potts, 1993].



■ Fig. 9

Paroi plane équivalente à une paroi berlinoise : conservation de la rigidité en flexion [Tsui et Clough, 1974].

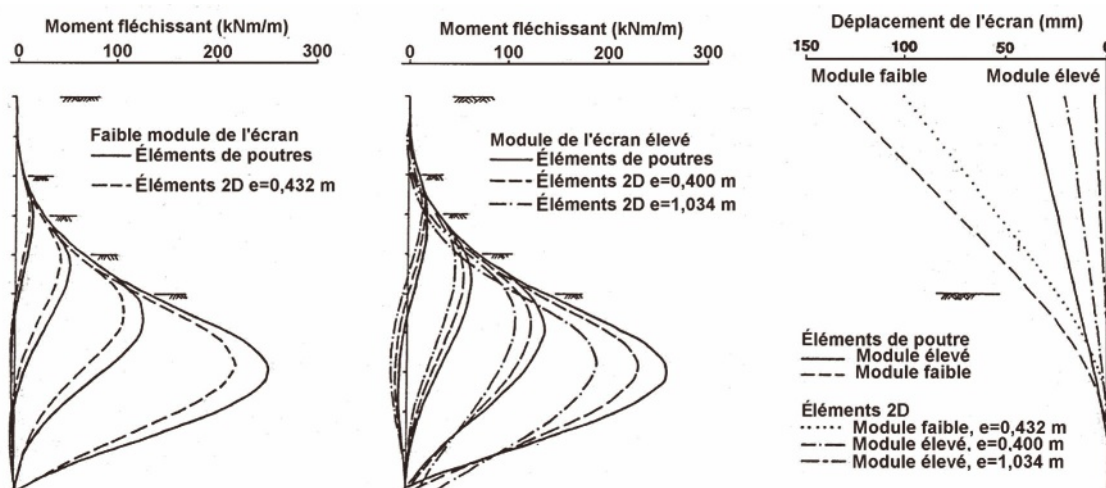


■ Fig. 10

Influence du modèle adopté pour l'écran.

a) et b) Équilibre d'écrans d'épaisseurs respectives non nulle et nulle.

c) Résultats obtenus par Day et Potts [1993].



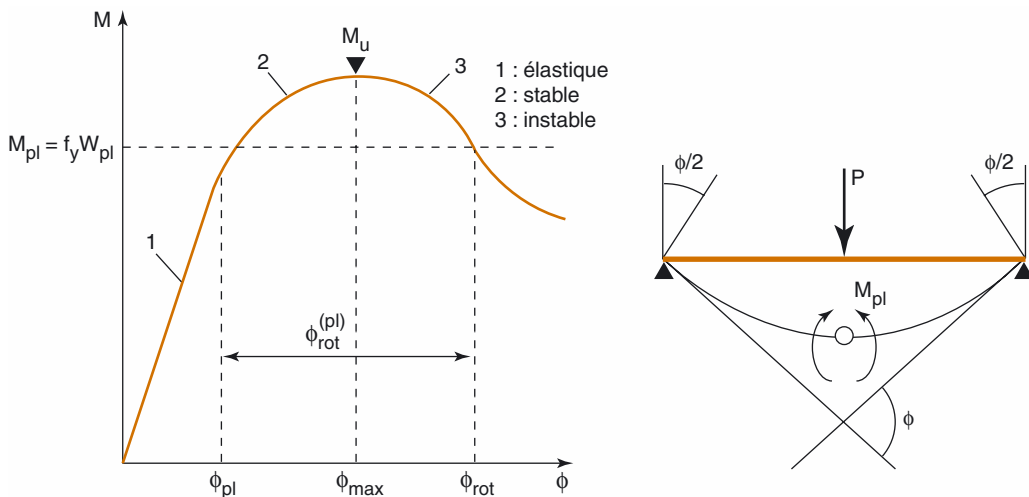
■ c) Sensibilité du comportement d'un écran simplement encastré à différents modèles

Le comportement plastique sous sollicitation de flexion des écrans de palplanches a été bien décrit par Kort [2002 ; Fig. 11]. Smith et Ho [1992] présentent des calculs dans lesquels un écran de palplanches est modélisé à l'aide d'éléments de massif dont le comportement fait appel à un critère de plasticité ajusté de façon à rendre compte du moment plastique de la section d'acier.

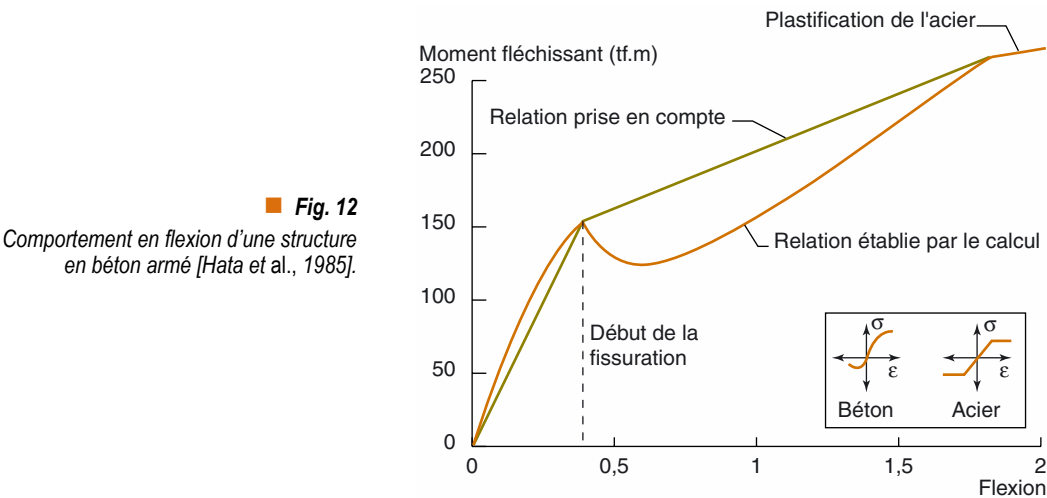
Hata et *al.* [1985 ; Fig. 12] ont pris en compte dans la modélisation du comportement d'une paroi moulée l'apparition d'une fissuration à partir d'un certain taux de travail en flexion. Le modèle utilisé est en conséquence un modèle de poutres dont le comportement en flexion présente deux pentes, la deuxième pente correspondant à la flexibilité de la poutre fissurée.

Transmissivité hydraulique

La modélisation hydromécanique du comportement du sol baigné par une nappe nécessite de se doter de valeurs de la transmissivité de l'écran. Dans le cas général, cette transmissivité est prise égale à zéro. Des valeurs non nulles peuvent toutefois être adoptées [Chew et *al.*, 1997, par exemple]. Des valeurs, mesurées *in situ*, de la transmissivité des rideaux de palplanches sont proposées par Sellmeijer et *al.* [1995].



■ Fig. 11
Comportement en flexion d'une palplanche [Kort, 2002].



■ Fig. 12
Comportement en flexion d'une structure en béton armé [Hata et al., 1985].

Modélisation des appuis

Butons

Les butons ne font généralement pas l'objet d'une modélisation détaillée, le modèle adopté se réduisant le plus souvent à la définition d'un élément de rigidité (ressort) au point d'application du bouton. En première approximation, la valeur de cette rigidité est prise égale à la rigidité en compression des éléments de butonnage. Le comportement observé des ouvrages montre toutefois que cette rigidité est le plus souvent surestimée compte tenu de la déformation en flexion que subissent les éléments de butonnage sous leur poids propre et du comportement des assemblages réalisés aux points d'application des butons [Hata et *al.*, 1985 ; Duca, 2001 ; Fig. 13]. Par ailleurs, les variations de température jouent un rôle significatif dans le comportement des butons. Ainsi, une chute de température peut conduire à un raccourcissement significatif des butons, tandis qu'une augmentation de la température peut conduire à augmenter les efforts de butonnage.

Les butons induisent par ailleurs des déformations tridimensionnelles dans la structure qu'ils soutiennent, ce qui pose des problèmes particuliers de modélisation (pour la prise en compte dans un calcul 2D par exemple, ou pour définir une densité correcte du maillage autour de la zone d'appui du bouton sur la structure ; Fig. 14).

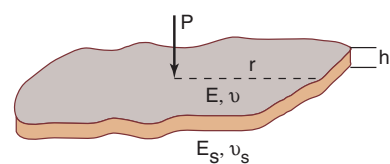
Butonnage par des planchers

La modélisation des appuis constitués par des planchers, dans le cas de sous-sols d'immeubles et de parkings souterrains, fait également appel à des appuis élastiques, comme la modélisation des butons. La raideur de l'appui est généralement estimée par la rigidité en compression du plancher. Whittle et *al.* [1993], en procédant à l'analyse à rebours de résultats d'instrumentation, montrent tou-



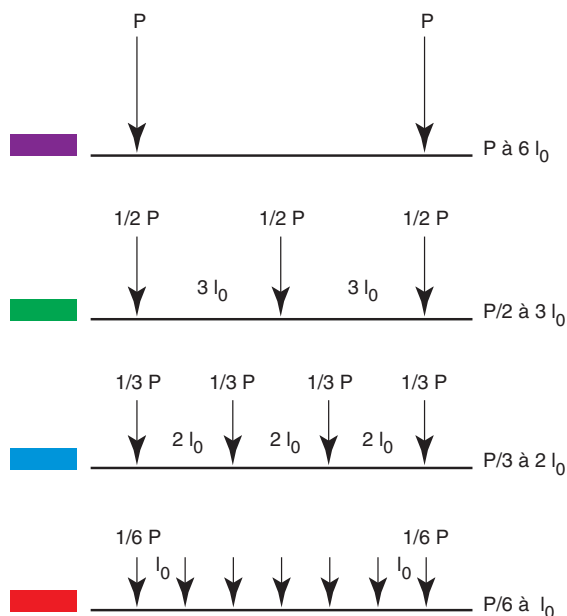
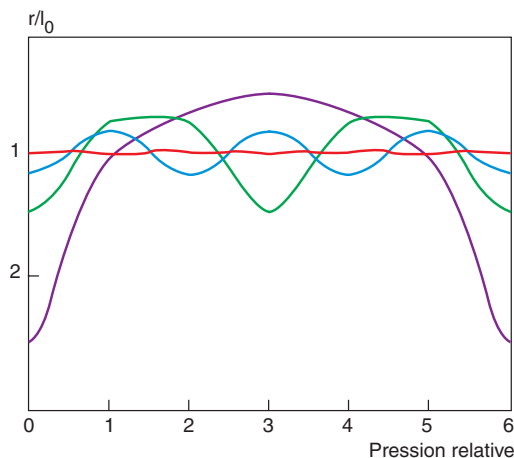
■ Fig. 13

Butonnage provisoire d'une tranchée couverte, et dispositif de la zone d'appui.



Longueur caractéristique

$$l_0 = \sqrt{\frac{2D(1-\nu_s^2)}{E_s}}, \text{ avec } D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}$$



■ Fig. 14

Répartition des pressions sur l'écran en fonction de la distance entre les appuis d'après la théorie des radiers sur massifs élastiques [Tsui et Clough, 1974].

tefois que cette modélisation peut être trop sommaire, compte tenu du comportement du béton : dans le cas étudié, le retrait a conduit à un décollement de 13 mm entre le plancher et la paroi, qui a été comblé par le déplacement de la paroi lors de la poursuite de l'excavation. Pour tenir compte de cet effet du retrait, St-John et *al.* [1992] procèdent à un abattement de la raideur du plancher, en ne considérant que 20 % de sa raideur théorique.

Powrie et Li [1991] montrent pour leur part que les planchers ne jouent pas seulement le rôle d'appui : ils transmettent au soutènement une part de leur propre poids et des charges auxquelles ils sont soumis (Fig. 15). Dans le cas d'une tranchée couverte, le type de connexion adopté entre le plancher et le soutènement (encastrement ou appui simple sur un corbeau) peut influencer sensiblement sur les moments de flexion dans le soutènement.

Whittle et *al.* [1993] notent enfin que les variations de température peuvent ici encore modifier sensiblement la raideur apparente du plancher.

Tirants d'ancrage forés et scellés

Les tirants d'ancrage forés et scellés sont généralement modélisés par des éléments de barre [Stroh et Breth, 1976 ; Day et Potts, 1991, par exemple], de raideur prise égale à celle de l'armature du tirant, et reliant le point de fixation du tirant à l'écran à un point du terrain pris au droit du scellement (Fig. 16). Le scellement et son interaction complexe avec le terrain ne sont alors pas modélisés.

La précontrainte éventuelle des tirants est obtenue pour sa part par le biais de forces appliquées d'une part à l'écran et d'autre part au point de scellement (Fig. 16b).

Tirants passifs travaillant en frottement

La modélisation des tirants passifs travaillant en frottement nécessite en principe que soit pris en compte leur caractère tridimensionnel.

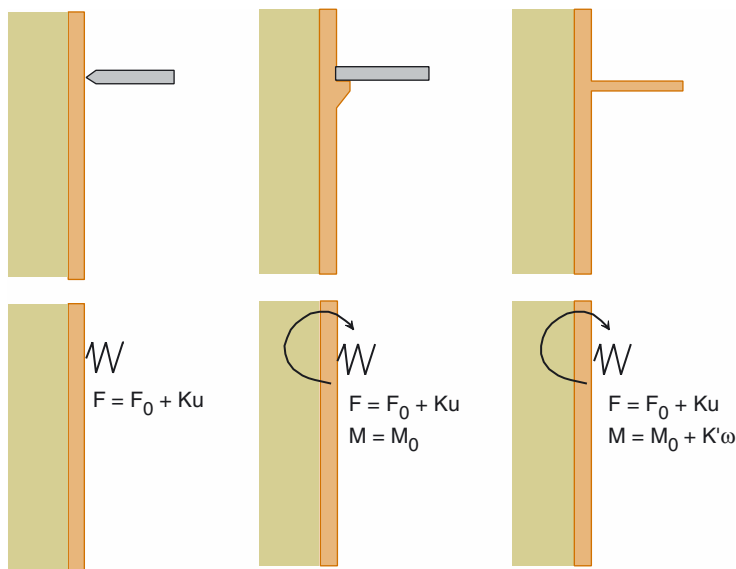
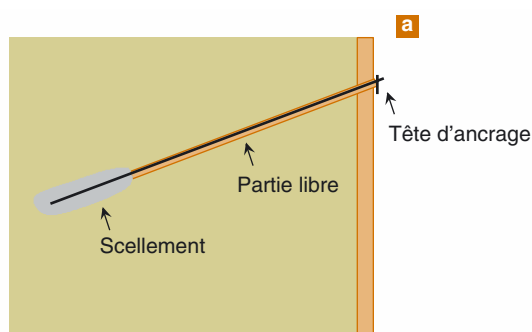
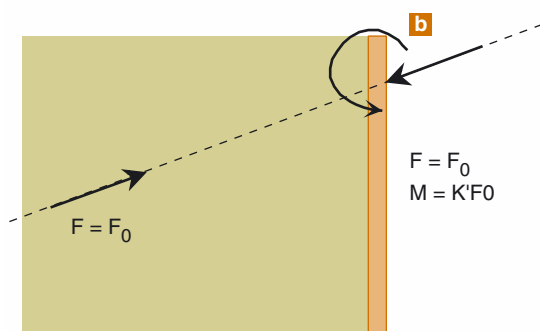


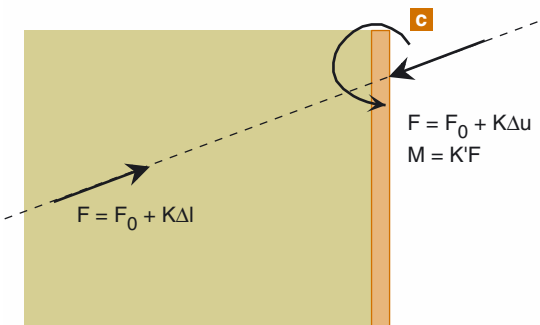
Fig. 15
Différentes configurations de butonnage
et modélisations associées.



Principe de l'ancrage.



Modélisation de la prétension.



Modélisation pour les phases ultérieures.

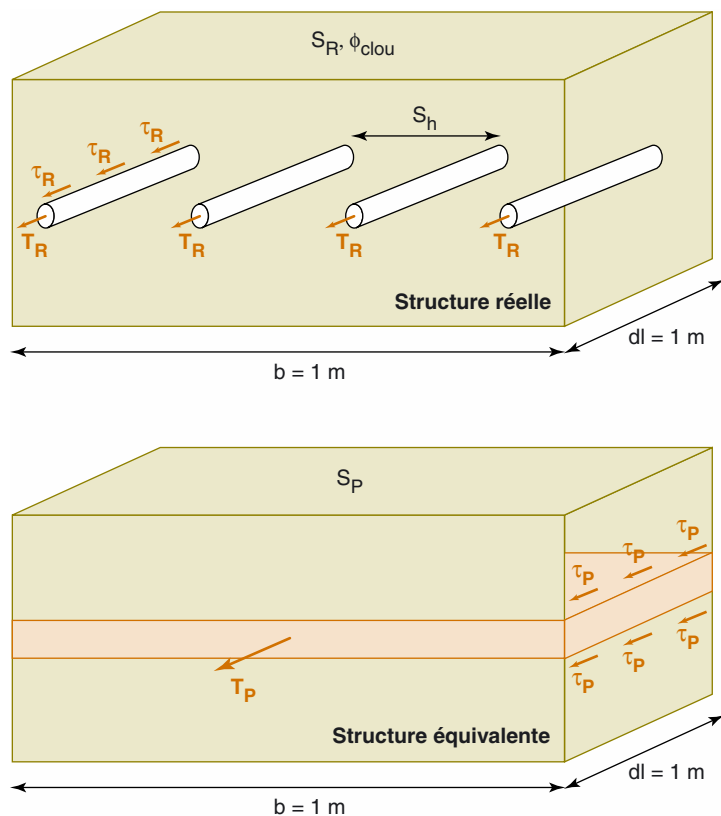
Fig. 16
Principe de modélisation de tirants forés, scellés
et précontraints.

F_0 : tension de précontrainte donnée au tirant
 $M = K F_0$: moment induit dans l'écran du fait de
l'inclinaison du tirant et de l'excentrement de la
réaction d'ancrage par rapport à l'axe neutre de
l'écran.

$$K' = \frac{e}{2} \sin \alpha$$

où e désigne l'épaisseur de l'écran et α
l'inclinaison
du tirant sur l'horizontale.

Nota : le moment n'est introduit dans le modèle
des charges que si l'excentrement de la réaction
d'ancrage n'est pas modélisé dans le modèle
géométrique.



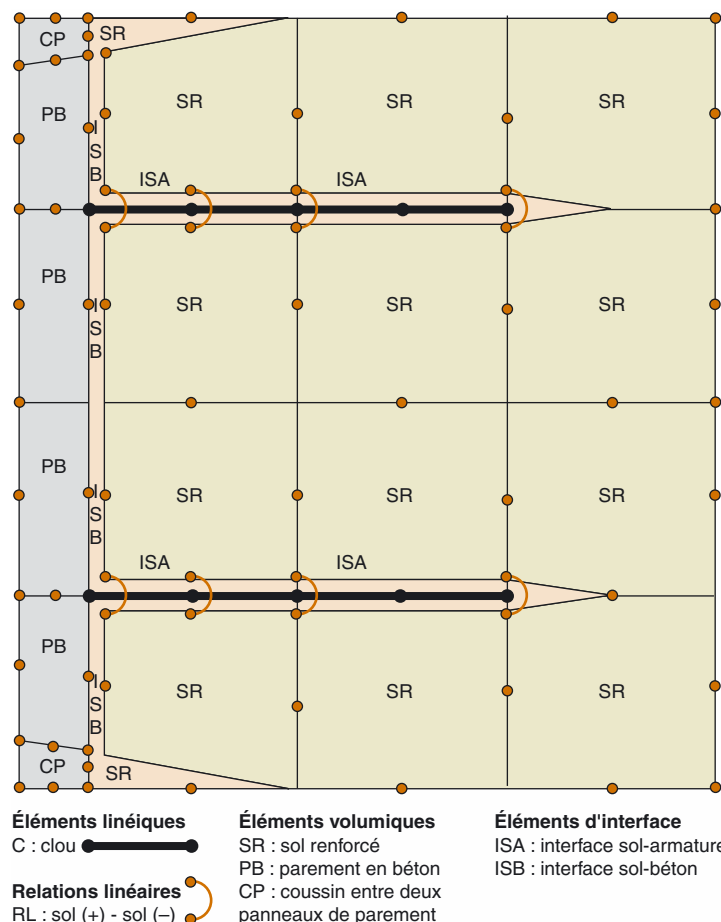
a) Modèle équivalent en conditions bidimensionnelles.

Détermination du modèle équivalent :

- Conservation de la rigidité longitudinale des armatures : $E_{eq}A_{eq} = E_tA_t$
- Conservation du frottement armatures sol (cas des tirants passifs) : $q_{s,eq}S_{eq} = q_{s,t}S_t$
- Conservation de la rigidité en flexion : $E_{eq}I_{eq} = E_tI_t$
- Conservation des déplacements du sol de part et d'autre de la plaque.

Notations (valant par mètre linéaire d'ouvrages, respectivement réel et modélisé).

- A_t, A_{eq} : sections des tirants
- I_t, I_{eq} : inerties des tirants
- E_t, E_{eq} : modules d'élasticité des tirants
- $q_{s,t}, q_{s,eq}$: frottement sol-tirant
- S_t, S_{eq} : aire soumise au frottement sol-tirant



b) Exemple de maillage d'un modèle équivalent en conditions bidimensionnelles.

■ Fig. 17

Principe de modélisation en déformations planes d'un mur en terre armée [Benhamida, 1998].

Dans un modèle tridimensionnel, la prise en compte de ce type de tirant obéit aux principes généraux de la modélisation des interactions sol-structure : elle se traite en modélisant le sol et les tirants ainsi que des éléments particuliers pour représenter l'interface entre les deux [par exemple les éléments dits « de contact » de CESAR-LCPC, employés notamment dans Al Hallak, 1999 ; Sellali, 1999]. Le problème posé est alors généralement celui de la taille du modèle numérique, compte tenu du fait que les ancrages, de faibles dimensions par rapport à la structure, nécessitent un raffinement important du maillage.

Dans un calcul en déformations planes (ce qui correspond au cas le plus courant pour les calculs de soutènement), il est nécessaire d'adopter des dispositions permettant de rendre compte du caractère tridimensionnel des tirants : la démarche consiste à conserver les rigidités axiales et, si possible, les rigidités en flexion, les résistances à l'arrachement, la rigidité de l'interface sol-tirant et à assurer la continuité des déplacements du sol de part et d'autre du tirant [Benhamida, 1998 ; Fig. 17].

Modélisation des interfaces sol-structure

L'interface entre le sol et les structures constitue une zone de déformations privilégiée dans laquelle des phénomènes de localisation des déformations sont susceptibles d'apparaître : glissement relatif du massif de sol le long de la structure, décollement du sol et de la structure. De tels comportements d'interface sont fréquents dans le cas des ouvrages de soutènement. Ainsi, pour un rideau simplement encastré soutenant un remblai de sable, le tassement du remblai qui accompagne la mobilisation en flexion (et donc le déplacement latéral) de l'écran se traduit, à l'interface sol-écran, par un glissement relatif du sol sur l'écran (Fig. 18a). Un autre exemple classique est celui du soutènement d'une excavation pratiquée dans des sols fortement cohérents : dans la partie supérieure de l'excavation, la cohésion du sol lui permet de se soutenir seul et il se produit un décollement du soutènement si ce dernier n'est pas maintenu appuyé contre le terrain (Fig. 18b).

Par ailleurs, l'interface sol-structure présente généralement une résistance au cisaillement différente des résistances au cisaillement du sol et de la structure : elle dépend de nombreux facteurs [Subba Rao *et al.*, 1996] et on adopte généralement une valeur réduite à une fraction donnée de celle du sol.

La modélisation des interfaces entre le sol et le terrain nécessite donc l'utilisation d'éléments pouvant rendre compte de ces phénomènes de glissement et de décollement d'une part, et d'une moindre résistance au cisaillement, d'autre part.

La solution généralement adoptée, initialement proposée pour la modélisation des discontinuités des massifs rocheux, est due à Goodman *et al.* [1968] et consiste à modéliser ces discontinuités par des éléments d'épaisseur nulle pour lesquels deux nœuds peuvent être initialement confondus et avoir ensuite des déplacements différents. Dans le cas plan, un tel élément ne peut être soumis qu'à des efforts de compression normalement à son plan et à des efforts de cisaillement dans son plan. Son comportement fait donc appel à deux constantes de rigidité, une rigidité vis-à-vis des efforts de compression et une rigidité vis-à-vis des efforts de cisaillement.

Le décollement et le glissement sont simulés par ajustement de ces rigidités en fonction de la direction et de l'intensité des efforts appliqués à l'élément. Ainsi, si les efforts appliqués normalement au plan de l'élément sont des efforts de traction, les rigidités en compression et en cisaillement de l'élément sont prises égales à zéro, rendant possible le décollement des nœuds initialement collés. Si ces efforts sont des efforts de compression, la rigidité en compression prend une valeur forte, limitant

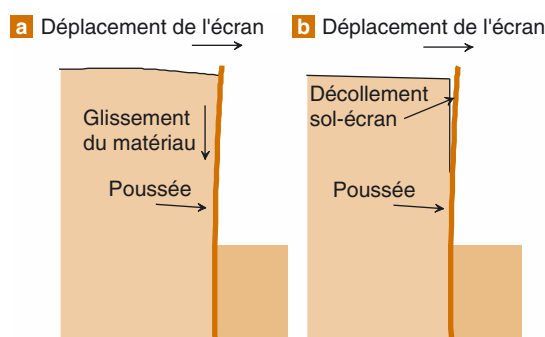


Fig. 18
Cinématique du terrain soumis à une décompression latérale.
a) Cas d'un terrain purement frottant.
b) Cas d'un terrain cohérent.

l'interpénétration des milieux situés de part et d'autre de la discontinuité. Dans le même temps, la rigidité vis-à-vis du cisaillement est ajustée de façon à rendre compte d'une mobilisation initiale du cisaillement et, au-delà d'un certain déplacement, d'un glissement frottant de l'interface.

Modélisation des opérations de travaux

Modélisation de l'état initial des contraintes

En règle générale, l'état initial des contraintes est inconnu.

Il est légitime de faire des hypothèses simplificatrices lorsque la géométrie et le chargement passé sont simples, c'est-à-dire dans le cas fréquent en pratique de couches de terrain horizontales dont le chargement a été uniforme. On utilise la notion de coefficient de pression des terres au repos pour caractériser l'état des contraintes régnant dans le massif de sol : les contraintes verticales sont les contraintes résultant du poids des terrains sus-jacents, tandis que les contraintes effectives horizontales sont simplement reliées aux contraintes effectives verticales par le biais d'un coefficient qui ne dépend que de la nature du matériau et de l'histoire du chargement. Cette notion de coefficient de pression des terres au repos a , par ailleurs, fait l'objet de beaucoup de travaux et, pour un terrain donné, des ordres de grandeur sont généralement connus [Jaky, 1944 ; Mayne et Kulhawy, 1982].

Dans des configurations plus complexes, l'état des contraintes n'est généralement pas déterminé. Il peut faire l'objet de mesures, mais il est généralement admis que les résultats sont éloignés des contraintes existant réellement.

L'initialisation des contraintes dans de telles configurations ne peut donc être obtenue que par simulation. Partant d'une situation initiale pour laquelle l'état des contraintes est déterminé de façon simple, les principales transformations ayant permis d'aboutir à la situation existante sont simulées. Une telle simulation n'est toutefois pas toujours possible, notamment quand elle met en jeu des phénomènes géologiques complexes. Les différentes transformations subies par le site ne sont pas en effet pas toujours connues et leur modélisation peut s'avérer complexe. Enfin, une telle simulation peut se révéler très lourde à mettre en œuvre en termes de calcul.

Compte tenu de ces différentes limitations, l'initialisation des contraintes dans de telles configurations est souvent menée en calculant le champ des contraintes qui s'établit sous le poids propre du sol. L'histoire du site est donc considérablement simplifiée et le champ résultant d'un tel chargement peut être relativement éloigné du champ des contraintes réel.

En présence d'une nappe, la distribution des pressions d'eau régnant dans le sol doit également être initialisée en tenant compte des conditions hydrologiques réelles. Dans le cas où la nappe est initialement le siège d'un écoulement, un calcul préalable par la méthode des éléments finis, en fonction des conditions hydrogéologiques et des caractéristiques hydrauliques du site, permettra de préciser le champ des pressions initiales régnant dans le site avant travaux.

Mise en place de l'écran

La technique de mise en place des écrans de soutènement fait généralement appel à une succession d'opérations. Elle procède par plots élémentaires, ce qui en fait un problème tridimensionnel. Ainsi, une paroi moulée est réalisée par panneaux successifs, la réalisation de chacun d'entre eux comprenant trois étapes : l'excavation sous boue, le bétonnage et le durcissement du béton. Les rideaux de palplanches font intervenir moins d'étapes, les palplanches étant simplement mises en place les unes après les autres. Le problème n'est toutefois pas plus simple, les opérations de mise en place des palplanches (battage, fonçage par vibration) mettant en jeu des phénomènes complexes et mal connus. Le cas des parois berlinoises, enfin, est sans doute encore plus complexe, puisqu'il est dominé par un aspect fortement tridimensionnel.

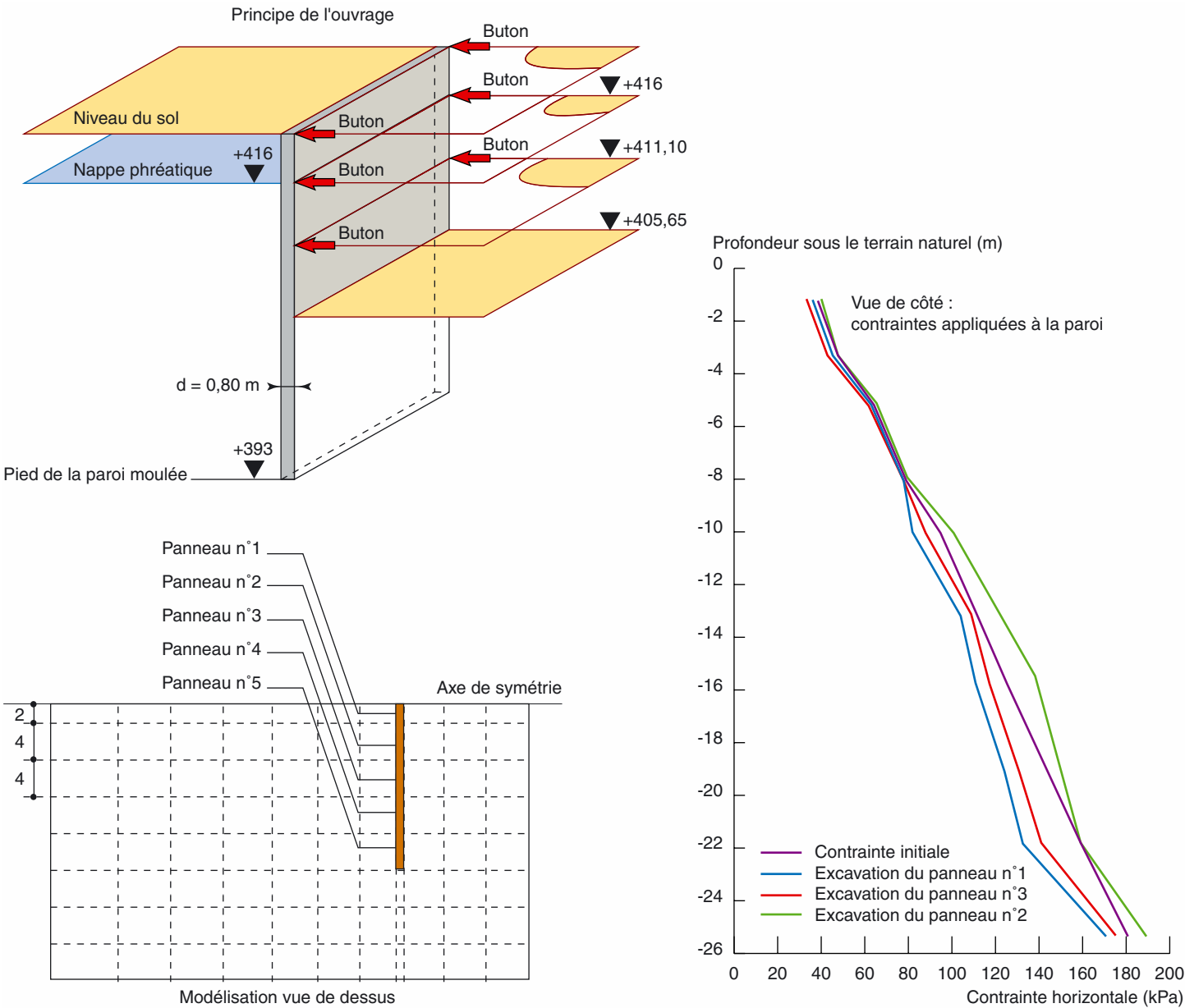
Cette complexité fait que l'étude du problème de la mise en place des écrans de soutènement n'a commencé que récemment tandis que les modèles traditionnellement adoptés procèdent à des simplifications importantes.

Pour les parois moulées, la modélisation tridimensionnelle de la construction de la paroi reste encore trop coûteuse pour être opérationnelle [Schweiger et Freiseder, 1994 ; Gourvenec et Powrie, 1999 ; Ng

et Yan, 1999 ; Fig. 19]. Les études réalisées n’ont par ailleurs pas permis d’aboutir à un modèle équivalent permettant de simuler en déformations planes cette phase de construction de l’ouvrage.

Pour les calculs les plus courants, en déformations planes, des hypothèses simplificatrices sont donc faites. Izumi *et al.* [1976], St-John *et al.* [1992], Whittle *et al.* [1993] considèrent que l’installation de la paroi ne modifie pas l’état des contraintes dans le sol. Schweiger et Freiseder [1994] indiquent que l’installation de la paroi est souvent simulée par application du poids de cette dernière, solution adoptée par Schweiger *et al.* [1997]. Dans la mesure où les analyses menées montrent que la réalisation de la paroi tend à réduire les contraintes latérales dans le sol, ces hypothèses de non-modification des contraintes peuvent être considérées comme conservatrices [Ng et Lings, 1995].

La modélisation de l’installation des écrans de palplanches ou des parois berlinoises procède généralement de la même simplification, les propriétés de la structure étant affectées aux éléments concernés sans modification de l’état des contraintes existant.



■ Fig. 19

Modélisation tridimensionnelle de la mise en place des parois moulées. Exemple de résultat [Schweiger et Freiseder, 1994].

Modélisation du remblaiement

Le remblaiement est une opération courante de travaux dont la modélisation peut être abordée par des moyens variés. De manière générale, les zones du modèle correspondant à des remblais doivent être définies dès la phase initiale et activées lors de la phase voulue. Cette « activation » des parties correspondantes du maillage comprend l'attribution d'un comportement mécanique, et donc l'introduction de sa rigidité dans le modèle général, et la prise en compte du chargement volumique correspondant (poids du matériau).

Cette initialisation des contraintes dans un remblai peut toutefois être discutée, compte tenu des différentes procédures de mise en place des remblais et du compactage dont ils font généralement l'objet. Des procédés de simulation numérique plus complexes spécifiquement destinés à prendre en compte les contraintes liées au compactage dans les remblais peuvent être élaborés [voir notamment Seed et Duncan, 1986].

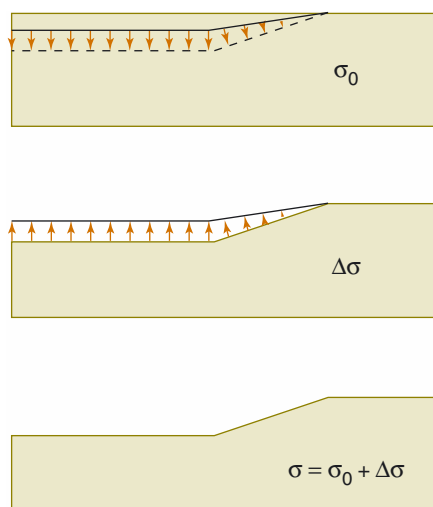
Modélisation de l'excavation

La procédure traditionnellement utilisée pour modéliser l'excavation se décompose en deux volets principaux. D'une part, la rigidité des éléments excavés est ramenée à zéro et, d'autre part, le vecteur-contrainte est ramené à zéro sur le bord devenu libre. Le principe en usage pour annuler les contraintes sur le bord devenu libre consiste à appliquer une densité surfacique de force égale en intensité, mais opposée en direction au vecteur-contrainte s'appliquant sur ce bord (supposé connu, par hypothèse sur les contraintes initiales ou comme résultat d'un calcul préalable) : la somme de ces deux chargements conduit à un chargement nul [Chang et Duncan, 1970 ; Fig. 20].

Cette méthode est critiquée car elle ne permet pas d'assurer que les contraintes sont véritablement ramenées à zéro sur le bord devenu libre, puisque le calcul par élément fini ne permet pas de déterminer avec précision les valeurs des contraintes à la frontière des éléments. Ainsi, dans les configurations géométriquement complexes (angles de l'excavation, par exemple), le bord libre reste soumis à des chargements souvent non complètement négligeables.

La méthode proposée par Ghaboussi et Pecknold [1984] consiste à analyser de façon directe l'équilibre du massif excavé, sans passer par le calcul des forces nodales le long de la frontière du domaine excavé. Partant d'une situation en équilibre avant excavation entre, d'une part, le chargement externe et, d'autre part, les contraintes dans le massif, le calcul porte sur la recherche d'un nouvel équilibre, compte tenu de la suppression d'une partie de chargement externe et de chargement interne résultant de la modification de géométrie. Le problème résolu est donc celui de l'équilibre du massif « géométriquement altéré », pour lequel les contributions des éléments correspondant à l'excavation ont été supprimées, tant en termes de rigidité qu'en termes de chargement externe et de chargement interne.

■ Fig. 20
Modélisation d'une excavation
[Chang et Duncan, 1970].



Cette formulation peut également être utilisée pour l'analyse de la modification de la géométrie apportée par la mise en place de remblais [Ghaboussi et Pecknold, 1984]. Dans ce cas, la matrice de rigidité intègre la rigidité des éléments nouvellement activés, et le déséquilibre de chargement réside entre, d'une part, le chargement externe qui intègre le chargement externe des éléments nouvellement activés et, d'autre part, le chargement interne qui lui n'intègre pas le chargement interne de ces éléments. Cette formulation numérique donnée par Ghaboussi et Pecknold [1984] permet de procéder à l'analyse des excavations dans les massifs élastiques en respectant le principe d'Ishihara (indépendance du résultat au phasage de l'excavation). Elle a été étendue aux massifs élastoplastiques par Borja *et al.* [1989], le comportement du massif étant régi par une loi élastoplastique associant élasticité linéaire et critères de Drucker-Prager et de Von-Mises, et par Borja [1990], le comportement du massif étant régi par le modèle Cam-Clay modifié. Cette formulation a également été couplée avec le problème de l'écoulement à surface libre dans le sol [Hsi et Small, 1992a, 1992b ; Borja, 1992], de façon à permettre l'analyse couplée de l'incidence de l'excavation du terrain, d'une part, et des modifications apportées aux conditions de nappe par l'excavation, d'autre part.

Modélisation en déformations planes, axisymétrique ou tridimensionnelle

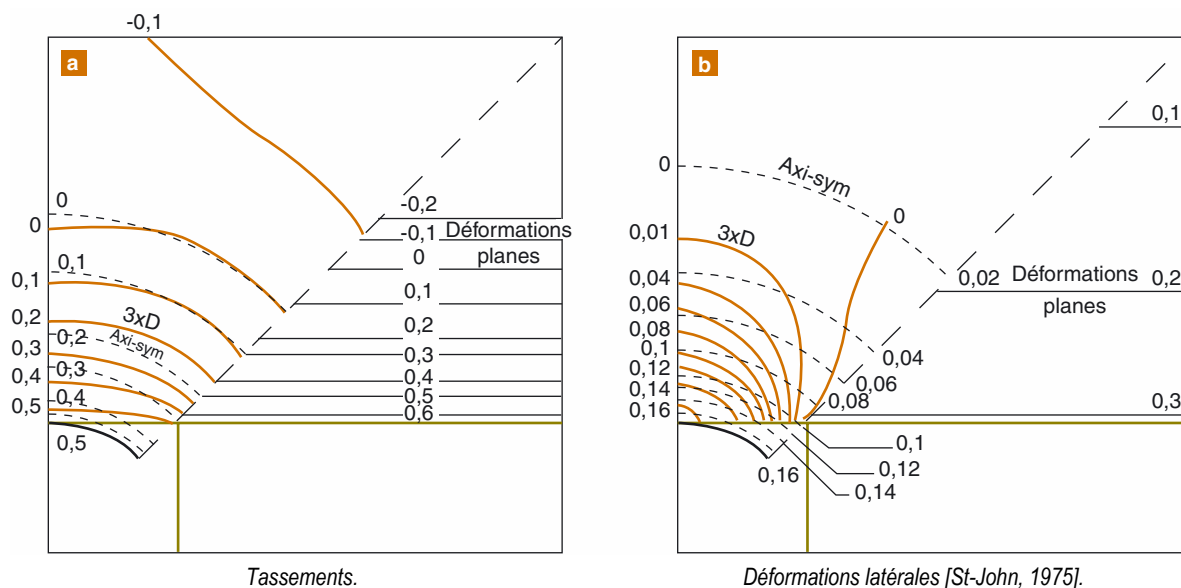
Les limites des méthodes de calcul traditionnelles ont jusqu'ici conduit à ramener les problèmes d'ouvrages de soutènement à des problèmes plans. La méthode des éléments finis ne présente, en théorie du moins, pas les mêmes limitations, puisqu'elle permet l'analyse de configurations tridimensionnelles. D'un point de vue pratique, toutefois, il convient d'observer que les capacités des ordinateurs, tant en termes de puissance de calcul que de capacité de stockage, ont le plus souvent limité son emploi à des configurations bidimensionnelles.

Plusieurs aspects sont toutefois susceptibles de limiter la pertinence de modélisations en déformations planes des ouvrages de soutènement et des excavations :

- pour les ouvrages de grande longueur, une telle hypothèse est plus généralement acceptable, au moins pour des sections d'ouvrages suffisamment distantes d'éventuelles singularités ; pour les ouvrages de longueur limitée, une telle hypothèse n'est généralement plus recevable (cf. Fig. 22) ;
- les différentes étapes de la réalisation de l'ouvrage n'intéressent pas simultanément toutes les sections de l'ouvrage, mais connaissent une « progression », généralement dans le sens longitudinal de l'ouvrage. C'est notamment le cas de la mise en place du soutènement (paroi moulée ou rideau de palplanches), mais aussi des terrassements ainsi que de la mise en place des appuis. Ainsi tous les tirants d'une même nappe d'ancrages ne sont pas pré-tendus simultanément, mais les uns après les autres, suivant un phasage lié à l'organisation du chantier. L'application des charges n'est donc pas strictement bidimensionnelle ;
- certains composants de l'ouvrages ne sont pas plans, mais s'apparentent davantage à des éléments répartis de manière discrète : appuis de l'ouvrage d'une façon générale, tirants et butons, mais également éléments de fondation au voisinage de l'ouvrage.

Dans ces conditions, le choix du modèle de calcul revêt une importance particulière. Il apparaît ainsi qu'un modèle axisymétrique peut être préféré à un modèle en déformations planes pour évaluer le comportement d'une fouille faiblement élancées en plan. La figure 21 [St-John, 1975] superpose ainsi les isovaleurs de mouvements causés au voisinage d'une fouille carrée, calculés en conditions tridimensionnelle, d'une fouille cylindrique, calculés en conditions axisymétrique, et d'une fouille linéaire, calculés en déformation plane (les trois fouilles ont la même dimension transversale). Elle met en évidence que le modèle axisymétrique donne une bonne approximation des mouvements du sol causés par la fouille carrée, hors du voisinage immédiat de la fouille, tandis que la fouille linéaire est à l'origine de mouvements plus importants que les fouilles carrées et cylindriques de mêmes dimensions transversales.

Plus généralement, la pertinence des modélisations en déformations planes pour l'analyse des fouilles rectangulaires, en fonction de leur élancement, a été étudiée [Ou *et al.*, 1996 ; Moormann et Katzenbach, 2002 ; Fig. 22]. Ces travaux illustrent les limites de l'analyse en déformations planes du comportement des ouvrages, et témoignent du potentiel offert en géotechnique par les applications en trois dimensions de la méthodes des éléments finis, à l'instar de leur application maintenant courante dans le domaine de la mécanique industrielle.

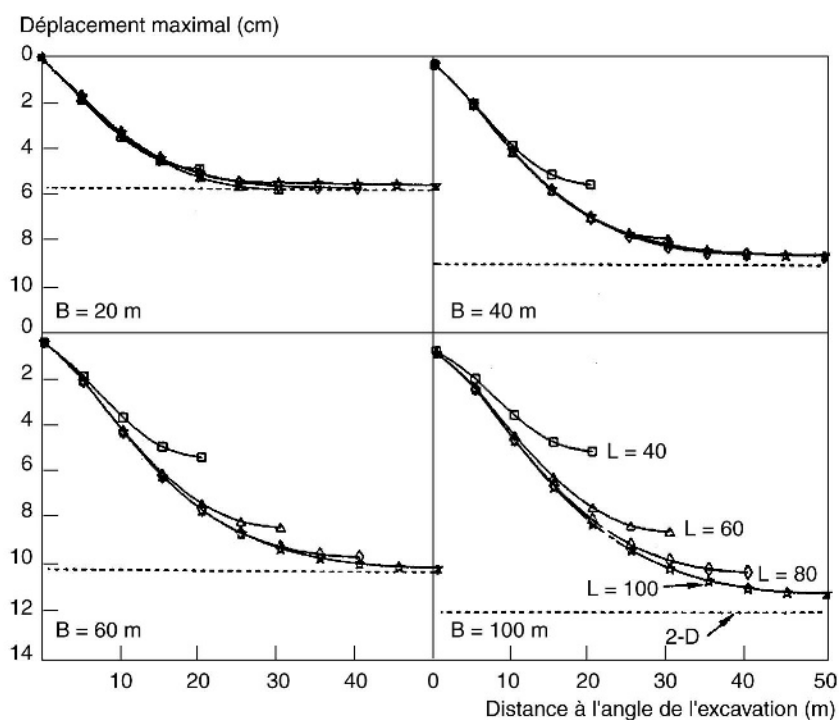
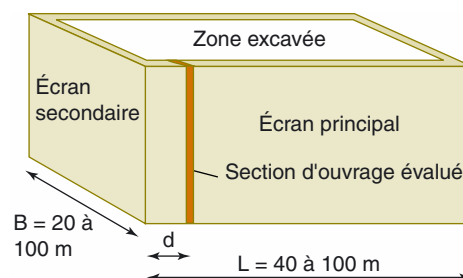


■ Fig. 21

Comparaison des résultats de calcul des mouvements causés à la surface du sol par trois fouilles de même dimension transversale (calculs en déformations planes d'une fouille linéaire, axisymétrique d'une fouille cylindrique et 3D d'une fouille carrée). La fouille est non soutenue et creusée dans un massif élastique.

■ Fig. 22

Exemple de caractère tridimensionnel : déplacement latéral de l'écran principal en fonction de sa longueur L pour différentes largeurs B de la fouille [Ou et al., 1996].



CONCLUSION

La revue bibliographique présentée met en évidence la grande étendue des réponses aujourd'hui apportées par la méthode des éléments finis à la diversité des questions posées par la modélisation des ouvrages de soutènement. Par effet de miroir, elle met en évidence les grandes faiblesses des méthodes traditionnelles de calcul des ouvrages de soutènement, qui finalement ne peuvent prétendre rendre compte que d'un nombre limité d'aspects du problème.

En guise de conclusion, il nous apparaît possible de distinguer deux aspects de la modélisation des ouvrages de soutènement pour lesquels la méthode des éléments finis apporte un éclairage tout à fait nouveau par rapport aux méthodes plus traditionnelles : le comportement souvent tridimensionnel des ouvrages, d'une part, et les phénomènes de consolidation liés aux excavations, d'autre part.

Le comportement tridimensionnel, tant pour ce qui a trait à la géométrie de l'ouvrage qu'aux méthodes de construction utilisées, ne peut être représenté par une modélisation plane que dans des conditions bien particulières. Cela constitue certainement une limite importante des méthodes utilisées plus traditionnellement et le calcul tridimensionnel des ouvrages par la méthode des éléments finis, rendu maintenant possible par le progrès des puissances de calcul des ordinateurs, est voué à un développement significatif.

Les phénomènes de consolidation ont pour leur part été étudiés très largement dans le cas où ils sont provoqués par la construction des remblais. L'étude de ces phénomènes est par contre restée très embryonnaire dans le cas où ils sont provoqués par des excavations, bien qu'ils revêtent une importance toute aussi significative, tant pour ce qui concerne la stabilité à long terme des ouvrages que les déformations différées qui peuvent suivre les travaux. Ainsi, il n'existe pas de méthode d'analyse des phénomènes de consolidation simple à mettre en œuvre dans le cas des soutènements d'excavation. La méthode des éléments finis reste la seule méthode d'analyse possible et devrait à terme s'imposer.

Au titre des difficultés encore rencontrées dans la mise en œuvre de la méthode des éléments finis pour la modélisation des ouvrages de soutènements, un aspect nous semble encore mal résolu. Les solutions permettant de représenter au sein d'un même modèle par éléments finis des structures planes ou volumiques (terrain, écran) et des structures linéiques (tirants) restent peu satisfaisantes, et la modélisation des soutènements ancrés doit donc encore progresser.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ARAFATIN., *Contribution à l'étude des problèmes de déchargement dans les massifs de sol. Application à la modélisation des ouvrages de soutènement*, Thèse de doctorat, Paris, ENPC, **1996**, 231 pages.

AL HALLAK R., *Étude expérimentale et numérique du renforcement du front de taille par boulonnage dans les tunnels en terrain meuble*, Thèse de doctorat, Paris, ENPC, **1999**, 240 pages.

BENHAMIDA B., *Modélisation numérique des murs en sol cloué : Application aux calculs en déformation des murs expérimentaux en vraie grandeur, n° 1 et 2 du projet National Clouterre*, Thèse de doctorat, Paris, ENPC, **1998**, 394 pages.

BIOT M.A., General theory of three dimensional consolidation, *J. Applied Physics*, **2**, **1941**, pp. 155-164 et pp. 426-430.

BJERRUM L., FRIMANN CLAUSEN C.J., DUNCAN J.M., Earth pressure on flexible structures. A state of the art report, *Comptes-rendus du V^e CEMSTF* (Madrid), ed. SEMSC, vol. 2, **1972**, pp. 169-196.

BORJA R.I., LEE S.R., SEED R.B., Numerical simulation of excavation in elastoplastic soils, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **13**, **1989**, pp. 231-249.

BORJA R.I., Analysis of incremental excavation based on critical state theory, *Proc. ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 116, **6**, **1990**, pp. 964-985.

BORJA R.I., Free boundary, Fluid flow and Seepage forces in excavation, *Proc. ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 118, **1**, **1992**, pp. 125-146.

BURLAND J.B., SIMPSON B., ST. JOHN H.D., Movements around excavations in London Clay, *Comptes-rendus du VII^e CEMSTF* (Brighton), Ed. BGS, Vol. 1, **1979**, pp. 13-29.

CHANG C.Y., DUNCAN J.M., Analysis of soil movement around a deep excavation, *Proc. ASCE, J. of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 96, **SM5**, **1970**, pp. 1655-1681.

CHEW S.H., YONG K.Y., KIM A.Y.K., Three-dimensional finite element analysis of a strutted excavation, *Proc. 9th Int. Conf. Computer Methods and Advances in Geomechanics* (Wuahn), Vol. 3, **1997**, pp. 1915-1919.

CLOUGH G.W., WOODWARD R.J., Analysis of embankment stresses and deformations, *Proc. ASCE, J. of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 93, **SM4**, **1967**, pp. 529-549.

- CLOUGH G.W., DUNCAN J.M., Finite element analysis of retaining wall behavior, *Proc. ASCE, J. of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 97, **SM12**, 1971, pp. 1657-1673.
- CLOUGH G.W., WEBER P.R., LAMONT J., Design and observation of a tied-back wall, *Proc. ASCE Special Conf. Perf. Earth and Earth Supp. Struct.* (Purdue Univ.), New York, ASCE, Vol. 1, 1972, pp. 1367-1389.
- COLE K.W., BURLAND J.B., Observation of retaining wall movements associated with a large excavation, *Comptes-rendus du V^e CEMSTF* (Madrid), Ed. SEMSC, Vol. 1, 1972, pp. 445-453.
- DAUVISIS J.-P., MÉNARD L., Étude expérimentale du tassement et de la force portante de fondations superficielles, *Sols-Soils*, **10**, 1964, pp. 11-23.
- DAY R.A., POTTS D.M., Modelling sheet-pile retaining walls, *Computers and Geotechnics*, Vol. 15, 1993, pp. 125-143.
- DELATTRE L., *Comportement des écrans de soutènement - Expérimentations et calculs*, Thèse de doctorat, Paris, ENPC, 1999, 498 pages.
- DELATTRE L., Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement I. L'approche par le calcul. Les méthodes classiques et la méthode du coefficient de réaction, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **234**, 2002, pp. 35-55.
- DELATTRE L., MARTEN S., Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement II. Les approches empiriques et semi-empiriques, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **244-245**, 2003, pp. 31-51.
- DUCA V., *Étude expérimentale des composantes normales des contraintes totales en laboratoire et in situ*, Thèse de doctorat, Paris, ENPC, 2001, 489 pages.
- DUNCAN J.M., CLOUGH G.W., Finite element analysis of Port Allen lock. *Proc. ASCE, J. of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 97, **SM8**, 1971, pp. 1053-1068.
- DUNCAN J.M., The role of advanced constitutive relations in practical applications, *XIII^e CIMSTF* (New Delhi), Vol.5, 1994, pp. 31-48.
- DUNCAN J.M., CHANG C.Y., Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Proc. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 96, **SM5**, 1970, pp. 1629-1653.
- EGGER P., Influence of wall stiffness and anchor prestressing on earth pressure diaphragms (cut-off walls) in Italy, *V^e CIMSTF* (Paris), Vol. 2, 1972, pp. 403-411.
- GENS A., *General report : prediction, preformance and design, Pre-failure deformation of geomaterials* (Sapporo), Vol. 2, 1995, pp. 1233-1247.
- GHABOUSSI J., PECKNOLD D.A., Incremental finite element analysis of geometrically altered structures, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, **20**, 1984, pp. 2051-2064.
- GOODMAN R.E., TAYLOR R.L., BREKKE T.L., A model for the mechanics of jointed rock, *Proc. ASCE, J. of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 94, **SM3**, 1968, pp. 637-659.
- GOURVENEC S.M., POWRIE W., Three dimensional finite element analysis of diaphragm wall installation, *Geotechnique*, Vol. 49, **6**, 1999, pp. 801-823.
- HATA S., YOSHIDA S., OHTA H., KITAMURA H., HONDA H., A deep excavation in soft clay : performance of an anchored diaphragm wall, *5th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics* (Nagoya), Vol. 2, 1985, pp. 725-730.
- HOLT D.A., GRIFFITHS D.V., Transient analysis of excavation in soil, *Computers and Geotechnics*, Vol. 13, 1992, pp. 159-174.
- HSI J.P., SMALL J.C., Simulation of excavation in a poro-elastic material, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **16**, 1992a, pp. 25-43.
- HSI J.P., SMALL J.C., Analysis of excavation in an elasto-plastic soil involving drawdown of the water table, *Computers and Structures*, Vol. 13, **1**, 1992b, pp. 1-19.
- IZUMI H., KAMEMURA K., SATO S., Finite element analysis of stresses and movements in excavations, *2nd Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics* (Blacksburg), Vol. 2, 1976, pp. 701-712.
- JAKY J., The coefficient of earth pressure at rest, *Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers*, **78 (22)**, 1944, pp. 55-358.
- JARDINE R.J., POTTS D.M., ST-JOHN H.D., HIGHT D.W., Some practical applications of a non-linear ground model, *Comptes-rendus du X^e CEMSTF* (Florence), Rotterdam : Balkema, Vol. 1, 1991, pp. 223-228.
- KAISER P.K., HEWITT K.J., The effect of groundwater flow on the stability and design of retained excavations, *Revue Canadienne de Géotechnique*, **19**, 1982, pp. 139-153.
- KORT D.A., *Steel Sheet Pile walls in Soft Soils*, PhD thesis, Technical University Delft, 2002, 279 pages.
- MAYNE P.W., KULHAWY F.H., K_0 - OCR Relationship in soil. *Proc. ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 108, **GT6**, 1982, pp. 851-872.
- MESTAT P., *Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis*, Paris, LCPC, Collection des Études et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, **GT52**, 1993, 193 pages.
- MESTAT P., ARAFATI N., Modélisation par éléments finis du comportement du rideau de palplanches expérimental de Hochstetten, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **216**, 1998, pp. 19-39.

- MOORMANN CH., KATZENBACH R., Three dimensional finite element analysis of corner effects on deep excavation behaviour, *Proc. 5th Int. Conf. Num. Methods in Geotechnical Eng.*, Ph. Mestat (Ed.), **2002**, pp. 633-640.
- NG C.W.W., LINGS M.L., Effects of modelling soil nonlinearity and wall installation on back-analysis of deep excavation in stiff clay, *Proc. ASCE, J. of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 121, **10**, **1995**, pp. 687-695.
- NG C.W.W., YAN R.M.W., Three dimensional modelling of a diaphragm wall construction sequence, *Géotechnique*, Vol. 49, **6**, **1999**, pp. 825-834.
- OSAIMI A.E., CLOUGH G.W., Pore pressure dissipation during excavation, *Proc. ASCE, J. of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 105, **GT 4**, **1979**, pp. 481-497.
- OU C.Y., CHIOU D.C., WU T.S., Three-dimensional finite element analysis of deep excavations, *Proc. ASCE, J. of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 122, **5**, **1996**, pp. 337-345.
- PALMER J.H.L., KENNEY T.C., Analytical study of a braced excavation in weak clay, *Revue Canadienne de Géotechnique*, **9**, **1972**, pp. 145-164.
- POTTS D.M., DAY R.A., Use of sheet pile retaining walls for deep excavations in stiff clay, *Proc. Inst. Civ. Engineers*, Part I, **88**, **1990**, pp. 899-927.
- POWRIE W., LI E.S., Finite element analyses of an in-situ wall propped at formation level, *Géotechnique*, Vol. 41, **4**, **1991**, pp. 499-514.
- RAMPELLO S., TAMAGNINI C., CALABRESI C., Observed and predicted response of a braced excavation in soft to medium clay, *Proc. Wroth Mem. Symp. Predictive Mechanics* (Oxford), Londres : Th. Telford, **1992**, pp. 544-561.
- SCHWEIGER H.F., FREISESER M., Three dimensional finite element analysis of diaphragm wall construction, *8th Int. Conf. on Computer Methods and Advances in Geomechanics* (Morgantown), Vol. 3, **1994**, pp. 2493-2498.
- SCHWEIGER H.F., FREISESER M., BREYAMNN H., Deep excavation in soft ground - in situ measurements and numerical predictions, *IVth CIMSTF*, Hambourg, Vol. 1, **1997**, pp. 589-594.
- SEED R.B., DUNCAN J.M., Analysis of compaction-induced stresses and deformation, *2nd Int. Symp. on Numerical Models in Geomechanics* (Gand), **1986**, pp. 439-449.
- SELLALI N., *Modélisation des contacts dans le calcul tridimensionnel des ouvrages géotechniques*, thèse ENPC, **1999**, 297 pages.
- SELLMEIJER J.B., COOLS J.P.A.E., DECKER J., POST W.J., Hydraulic resistance of steel sheet pile joints, *Proc. ASCE, J. of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 121, **2**, **1995**, pp. 105-110.
- SMITH I.M., D.K.H. HO, Influence of construction technique on the performance of a braced excavation in marine clay, *Int. J. Num. Analyt. Methods in Geomechanics*, **16**, **1992**, pp. 845-867.
- SIMPSON B., Retaining structures : displacement and design, *Géotechnique*, Vol. 42, **4**, **1992**, pp. 541-576.
- SIMPSON B., O'RIORDAN N.J., CROFT D.D., A computer model for the analysis of ground movements in London clay, *Géotechnique*, Vol. 29, **2**, **1979**, pp. 149-175.
- ST-JOHN H.D., *Field and theoretical studies of the behaviour of ground around deep excavations in London Clay*, PhD Thesis, University of Cambridge, **1975**.
- ST-JOHN H.D., POTTS D.M., JARDINE R.J., HIGGINS K.G., Prediction and performance of ground response due to construction of a deep basement at 60 Victoria Embankment, *Proc. Wroth Mem. Symp. Predictive Mechanics* (Oxford), **1992**, pp. 581-608.
- STROH D., BRETH H., Deformation of deep excavations, *2nd Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics* (Blacksburg), New York, ASCE, Vol. 2, **1976**, pp. 686-700.
- SUBBA RAO K.S., ALLAM M.M., ROBINSON R.G., A note on the choice of interfacial friction angle, *Proc. Institution of Civil Engineers*, **119**, **1996**, pp. 123-128.
- TERZAGHI, *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage*, F. Devitke, Vienne, **1925**.
- TSUI Y., CLOUGH G.W., Plane strain approximations in finite element analysis of temporary walls, *Proc. of the Conf. on Analysis and Design in Geomechanics* (University of Texas), New York, ASCE, **1974**, pp. 173-198.
- WARD W.H., BURLAND J.B., *The use of ground strain measurements in civil engineering*, Phil. Trans. Royal Soc. Londres, **A274**, **1973**, pp. 421-428.
- WHITTLE A.J., HASHASH Y.M., WHITMAN R.V., Analysis of deep excavation in Boston, *Proc. ASCE, J. of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 119, **1**, **1993**, pp. 69-90.
- ZHU B., LIU G., Elasto-plastic analysis of deep excavation in soft clay, *Comptes-rendus du XIII^e CIMSTF* (New Delhi), New-Delhi, Oxford & IBH Publishing CO. PVT. LTD, Vol. 2, **1994**, pp. 905-908.

