

# Développement d'une loi de comportement élastoplastique anisotrope pour les excavations profondes

## Development of an anisotropic elastoplastic constitutive law for deep excavations

Agustín VROONLAND<sup>1</sup>, Martin CAHN<sup>1</sup>, Fahd CUIRA<sup>1</sup>, Jean-Michel PEREIRA<sup>2</sup>

*1 Terrasol, Paris, France*

*2 ENPC, Champs sur Marne, France*

**RESUME :** Dans un contexte de densification urbaine croissante, la capacité à prédire de manière fiable les mouvements de surface induits par les excavations profondes constitue un enjeu majeur pour l'évaluation de la vulnérabilité des structures avoisinantes. Le recours aux méthodes numériques, comme la méthode aux éléments finis, apparaît souvent comme la réponse permettant d'améliorer la précision de la prévision. Si ces outils permettent effectivement d'avoir accès aux déformations dans l'ensemble du massif représenté, ils sont limités par les hypothèses simplificatrices pour simuler le comportement des sols. Cet article propose une nouvelle version du « Hardening Soil Model » permettant notamment d'évaluer l'intérêt d'introduire l'élasticité isotrope transverse.

**ABSTRACT:** In a context of increasing urban densification, the ability to reliably predict surface movements induced by deep excavations constitutes a major challenge for assessing the vulnerability of surrounding structures. The use of numerical methods, such as the finite element method, is often regarded as a mean to improve prediction accuracy. Although these tools make it possible to access deformations throughout the entire modelled ground mass, they are limited by the simplifying assumptions adopted to represent soil behaviour. This paper proposes a new version of the Hardening Soil Model, aimed in particular at evaluating the relevance of introducing transversely isotropic elasticity.

**Mots-clés :** anisotropie ; lois de comportement ; cuvettes de tassements.

### 1 INTRODUCTION

La densification croissante des milieux urbains conduit à la réalisation d'ouvrages de génie civil de plus en plus proches de structures existantes, souvent sensibles. Parmi ces ouvrages, les fouilles profondes constituent une source potentielle de déformations du sol, susceptibles d'engendrer des dommages sur les bâtiments voisins. L'un des enjeux majeurs dans ce contexte réside dans la prédiction fiable des tassements induits, en particulier les tassements différentiels et les déformations horizontales, généralement source de plus de dommage que les tassements (AFTES, 2018).

La forme et l'ampleur de la cuvette de tassement générée autour d'une fouille dépendent fortement du comportement mécanique du sol ainsi que du processus d'excavation. Les outils numériques, notamment la méthode aux éléments finis (MEF), permettent d'évaluer ces déplacements en intégrant la géométrie du projet et le phasage de construction. Cependant, malgré leur puissance, ces méthodes présentent encore des limites pour reproduire fidèlement les cinématiques observées sur le terrain,

en particulier en ce qui concerne les déplacements verticaux du sol à l'arrière des parois de soutènement.

Ces difficultés s'expliquent principalement par les hypothèses simplificatrices adoptées dans les lois de comportement des sols utilisées dans les simulations, ainsi que par les défis liés à la détermination des paramètres de ces lois. En effet, le recours à une élasticité linéaire isotrope ou à des modèles élastoplastiques simples peut conduire à une mauvaise représentation des effets de déchargement et à la prédiction de soulèvements irréalistes dans des zones où un tassement est observé. La caractérisation en laboratoire et in situ démontre que le comportement réel des sols est à la fois non linéaire et irréversible, avec des modules de déformation qui varient en fonction de l'histoire de chargement et du niveau de contrainte. L'anisotropie pourrait également expliquer les écarts observés entre les prédictions numériques et les mesures sur le terrain. En effet, les modes de dépôts des sols et la diagénèse des terrains sédimentaires est généralement associée à un comportement isotrope dans le plan de stratification, mais différent dans la direction perpendiculaire. Ce type de comportement est appelé isotropie transverse. Une loi élastoplastique

parfaite incorporant l'élasticité isotrope transverse et l'élasticité non-linéaire a été utilisée pour la prédiction des tassements induits par le creusement des tunnels (Gilleron et al., 2021). Néanmoins, ce type de modèles n'arrive pas à reproduire le comportement volumique des sols lors du chargement, ce qui engendre des soulèvements irréalistes. Il est impératif d'incorporer un mécanisme d'écroûissage pour surmonter cet inconvénient.

L'objectif de cet article est de développer une nouvelle loi de comportement élastoplastique avec écroûissage, intégrant l'isotropie transverse, et d'étudier l'effet de l'anisotropie sur les cuvettes de tassement.

## 2 NOTATION ET CONVENTIONS

Dans ce travail, nous adoptons la convention de signe de la mécanique des milieux continus, où les contraintes et déformations de compression sont considérées comme négatives. Les grandeurs tensorielles sont exprimées en notation indicielle et les notations suivantes sont adoptées :  $\sigma_{ij}$  est le tenseur des contraintes effectives de Cauchy ;  $\epsilon_{ij}$  est le tenseur des petites déformations ; et  $\delta_{ij}$  est le delta de Kronecker.

Les invariants de contrainte sont définis comme suit : la contrainte moyenne  $p = 1/3 \sigma_{ii}$ , le déviateur de contraintes  $q = \sqrt{3/2 s_{ij}s_{ij}}$ , où  $s_{ij} = \sigma_{ij} - p\delta_{ij}$  est la composante déviatorique du tenseur des contraintes effectives. Un troisième invariant de contrainte est l'angle de Lode, défini par  $\sin 3\theta =$

$27/2 \cdot J_3/q^3$  où  $J_3 = \det s_{ij}$  est l'invariant d'ordre trois du tenseur déviatorique et  $\theta$  est l'angle de Lode. Les invariants de déformation correspondants sont la déformation volumique  $\epsilon_v = \epsilon_{ii}$  et la déformation de cisaillement  $\gamma_s = \sqrt{3/2 e_{ij}e_{ij}}$ , où  $e_{ij} = \epsilon_{ij} - 1/3 \epsilon_v \delta_{ij}$  est la composante déviatorique du tenseur de déformation. La contrainte principale mineur est  $\sigma_1$ , la contrainte principale majeur est  $\sigma_3$  et la contrainte principale intermédiaire est  $\sigma_2$ .

## 3 LOI DE COMPORTEMENT ELASTOPLASTIQUE ANISOTROPE

### 3.1 Elasticité isotrope transverse

Les matériaux stratifiés, comme de nombreux sols et roches, présentent un comportement anisotrope caractérisé par un plan de stratification où les propriétés sont identiques dans toutes les directions. Ce type de comportement est appelé isotropie transverse, un cas particulier d'anisotropie et d'orthotropie. Pour décrire le comportement élastique linéaire d'un matériau stratifié axisymétrique, cinq paramètres élastiques indépendants sont nécessaires.

Seuls trois des cinq paramètres peuvent être mesurés à partir d'un essai triaxial classique. Un modèle isotrope transverse simplifié (Graham and Houlsby, 1983) a été développé pour permettre l'extrapolation des conditions triaxiales à des conditions de contraintes plus générales. La relation contrainte déformation est donné par :

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{Bmatrix} = \frac{E_z}{(1+\nu^*)(1-2\nu^*)} \begin{bmatrix} \alpha^2(1-\nu^*) & \alpha\nu^* & \alpha^2\nu^* & 0 & 0 & 0 \\ \alpha\nu^* & 1-\nu^* & \alpha\nu^* & 0 & 0 & 0 \\ \alpha^2\nu^* & \alpha\nu^* & \alpha^2(1-\nu^*) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \alpha(1/2-\nu^*) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \alpha(1/2-\nu^*) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \alpha^2(1/2-\nu^*) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_{xx} \\ \epsilon_{yy} \\ \epsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} \quad (1)$$

où  $E_z$  est le module d'Young verticale,  $\nu^*$  est le coefficient de Poisson dans le plan horizontal, et  $\alpha$  est la racine carrée du rapport entre le module horizontal et le module vertical.

### 3.2 Critère de résistance de Wilam-Warnke

Le critère de résistance proposé par Willam & Warnke (1974) a été formulé pour décrire le comportement du béton dans des conditions triaxiales. Une surface de rupture à trois paramètres est développée pour le béton

soumis à une charge triaxiale dans le régime de traction et de faible compression.

L'adaptation du critère de résistance de Willam-Warnke (WW) proposée dans cette étude est :

$$f(p, q, \theta) = g(\theta) q + M_\phi p - c^* \quad (2)$$

où  $M_\phi$  décrit la variation de la résistance avec la contrainte moyenne,  $c^*$  est relié à la résistance en extension isotrope et  $g(\theta)$  est une fonction de l'angle de Lode, exprimée tel que :

$$g(\theta) = \frac{4 \cdot (1-e^2) \cdot \cos^2\left(\theta - \frac{\pi}{6}\right) + (2 \cdot e - 1)^2}{2 \cdot (1-e^2) \cdot \cos\left(\theta - \frac{\pi}{6}\right) + (2 \cdot e - 1) \cdot \sqrt{4 \cdot (1-e^2) \cdot \cos^2\left(\theta - \frac{\pi}{6}\right) + 5 \cdot e^2 - 4 \cdot e}} \quad (3)$$

où  $e$  est le rapport entre la résistance en extension et en compression triaxiale, lequel est borné entre 0,5 et 1.

La résistance des sols en compression et en extension triaxiale est très généralement exprimée à l'aide du critère de Mohr-Coulomb. C'est ainsi que les paramètres du critère WW peuvent être calculés à partir des paramètres  $c$  et  $\phi$  afin de reproduire la même résistance dans ces deux cas :

$$M_\phi = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi} \quad (3)$$

$$c^* = \frac{6 \cdot c \cdot \cos \phi}{3 - \sin \phi} \quad (4)$$

$$e = \frac{3 - \sin \phi}{3 + \sin \phi} \quad (5)$$

La Figure 1 présente l'intersection des surfaces de rupture avec le plan déviatorique dans l'espace des contraintes principales. On observe que les résistances en compression et en extension triaxiale (arêtes de la surface) coïncident. Néanmoins, le critère de WW prend en compte la contrainte intermédiaire pour le calcul de la résistance et aboutit à des résistances plus élevées. Sa prise en compte apparait nécessaire, puisque plusieurs études ont montré que la contrainte intermédiaire influence la résistance finale du sol (Shibata and Karube, 1985).

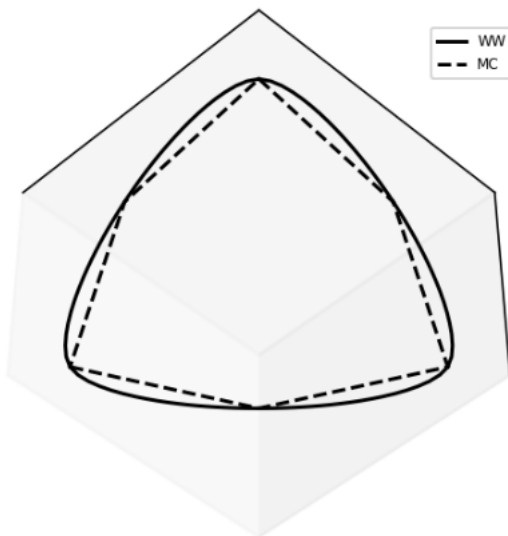


Figure 1 : Comparaison des critères de résistance de Mohr-Coulomb et Willam-Warnke dans le plan déviatorique pour un angle de frottement égal à 30°.

### 3.3 Formulation dépendante de l'angle de Lode du « Hardening Soil Model »

Le modèle développé dans ce travail s'inspire des travaux de Benz et al., (2008), où le modèle Hardening Soil Model (HSM) a été reformulé pour utiliser le critère de résistance de (Matsuoka and Nakai, 1982)). Dans la formulation proposée, le critère de Willam-Warnke est introduit et seule la surface en cisaillement est considérée, la surface cap n'étant pas incluse dans le modèle. Le critère de plasticité avec écrouissage est défini par l'équation suivante :

$$f(\sigma_{ij}, \gamma_s^p) = \frac{3q}{4E_{50}} \frac{1 - \sin \phi_m}{1 - \sin \phi_m - K_\phi \sin \phi_m} - \frac{3q}{2E_{ur}} - \gamma_s^p \quad (6)$$

où le paramètre  $K_\phi$  est défini en fonction des paramètres  $\phi$  et  $R_f$  par :

$$K_\phi = R_f \frac{1 - \sin \phi}{\sin \phi} \quad (7)$$

Le frottement mobilisé peut être exprimé en fonction des invariants du tenseur de contraintes et de la fonction  $g(\theta)$ , définie dans la Section 3.2 :

$$\sin \phi_m = \frac{3q}{\frac{6}{g(\theta)}(c \cdot \cot \phi - p) + q} \quad (8)$$

La variable d'écrouissage dans ce cas est l'invariant de déformations plastiques  $\gamma_s^p$ .

La loi d'écoulement adoptée est non associée, utilisant le potentiel plastique de Drucker-Prager, noté  $g$ . Il permet de modéliser efficacement les déformations volumiques associées à l'angle de dilatance  $\psi$ . Le potentiel plastique est défini par la fonction suivante :

$$g(\sigma_{ij}) = q + M_\psi \cdot p \quad (9)$$

où :

$$M_\psi = \frac{6 \sin \psi_m}{3 - \sin \psi_m} \quad (10)$$

L'angle de dilatance mobilisé  $\psi_m$  dans l'équation ci-dessus est défini selon la théorie de la dilatance sous contrainte de Rowe (1962). Le modèle HSM utilise la loi de variation de la dilatance suivante pour résoudre le problème du comportement hautement contractant à de faibles angles de frottement mobilisés :

$$\sin \psi = \max \left( \begin{array}{l} 0 \text{ si } \sin \phi_m \leq 3/4 \sin \phi \\ \frac{\sin \psi - \sin \phi_{cv}}{1 - \sin \psi \sin \phi_{cv}}, 0 \end{array} \right) \text{ si } \sin \phi_m \leq 3/4 \sin \phi \text{ et } \psi \geq 0 \quad (11)$$

$$\psi \text{ si } \sin \phi_m \geq 3/4 \sin \phi \text{ et } \psi \leq 0$$

Où  $\sin \phi_{cv}$  est défini par :

$$\sin \phi_{cv} = \frac{\sin \phi - \sin \psi}{1 - \sin \psi \sin \phi} \quad (12)$$

La loi d'écroûissage dépend du potentiel plastique, car le paramètre d'écroûissage  $\gamma_s^p$  est un invariant du tenseur des déformations plastiques  $\epsilon_{ij}^p$ . Elle est définie par l'équation suivante :

$$\gamma_s^p = \sqrt{\frac{3}{2} e_{ij}^p e_{ij}^p} = \frac{3}{2} \lambda = \lambda \cdot h_{\gamma_s^p} \quad (13)$$

Les modules  $E_{50}$  et  $E_{ur}$  dépendent des contraintes selon une loi de puissance, exprimée par les équations suivantes :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cos \phi - \sigma_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p_{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (14)$$

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cos \phi - \sigma_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p_{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (15)$$

où  $E_{ur}^{ref}$  et  $E_{50}^{ref}$  représentent les modules de rigidité du matériau à la pression de référence  $p_{ref}$  et  $m$  est l'exposant de la loi de puissance.

Dans le domaine élastique, une matrice de rigidité isotrope transverse simplifiée est utilisée. Cette matrice est déterminée à partir des paramètres élastiques  $E_{ur}^*$ ,  $\nu^*$ , et  $\alpha$ , comme décrit dans la Section 3.1. Notons que seul le paramètre élastique  $E_{ur}$  est

modifié par le rapport d'anisotropie, tandis que le paramètre décrivant la plasticité,  $E_{50}$ , n'est pas affecté par le facteur  $\alpha$ .

#### 4 MISE EN ÉVIDENCE DU COMPORTEMENT DE LA LOI DANS DES ESSAIS TRIAXIAUX

L'une des différences entre la loi de comportement que nous avons développée et la loi HSM de PLAXIS réside dans le nombre de surfaces de charge. Notre modèle utilise une seule surface de charge, tandis que le modèle HSM de PLAXIS en intègre une supplémentaire pour simuler le comportement volumique des sols lors des chargements de compression isotropes. Bien que cette partie de la loi soit cruciale pour la modélisation des remblais, elle est moins nécessaire pour les excavations, qui produisent principalement une décompression du sol ce qui limite l'utilité de cette surface supplémentaire dans ce contexte. Il apparaît par ailleurs difficile d'analyser clairement le couplage entre ces deux surfaces. Un exemple de cet effet est présenté dans la Figure 2 sous chargement déviatorique. On observe que le comportement dans un essai de compression triaxiale est influencé par la valeur du paramètre  $E_{oed}$ , qui contrôle la surface cap du modèle HSM. La différence devient significative pour les déformations volumiques, car celles-ci ne sont plus contrôlées uniquement par l'angle de dilatance.

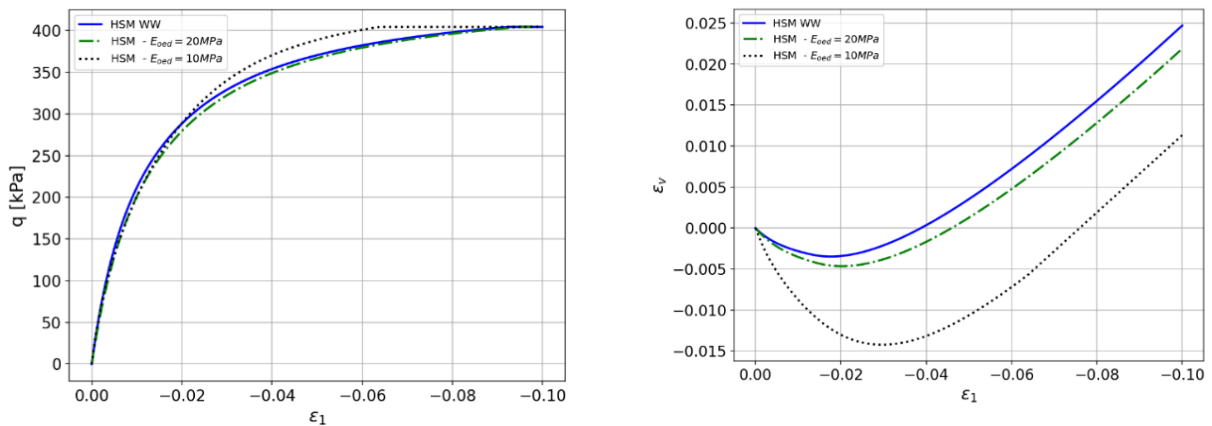


Figure 2 : Comparaison entre la loi HSM et la loi HSM WW : effets du couplage entre les deux surfaces de charge.

Enfin, la formulation isotrope transverse implémentée reproduit la courbe de Duncan et Chang (1970) dans la direction verticale, mais on obtient une courbe différente si le chargement est appliqué dans une autre direction. La Figure 3 montre les résultats de deux essais de compression triaxiale : dans le premier, la charge est appliquée dans la direction verticale, tandis que dans le second, elle est appliquée dans la

direction horizontale. On observe que, même si le module  $E_{50}$  utilisé est le même dans tous les cas, la courbe horizontale diffère selon le rapport d'anisotropie. Cela montre que l'anisotropie influence le critère de plasticité, en plus du comportement élastique contrôlé par la matrice de rigidité

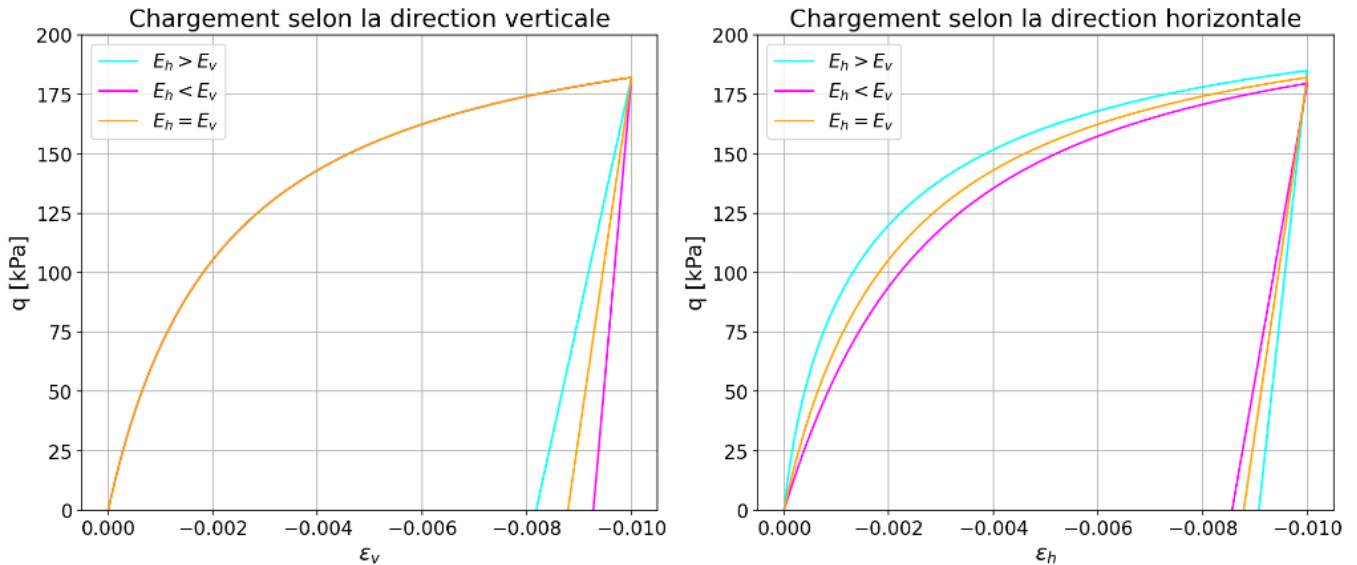


Figure 3 : Courbes de chargement triaxial selon les directions verticale et horizontale avec la loi HSM WW isotrope transverse.

## 5 ANALYSE PARAMÉTRIQUE DES TASSEMENTS AUTOUR D'UNE EXCAVATION

L'objectif de cette section est de modéliser un cas d'étude réaliste afin de mener une analyse paramétrique et de comprendre l'influence de l'anisotropie sur le profil de tassement. La méthodologie adoptée consiste à pré-dimensionner la fiche de l'écran à l'aide d'un modèle aux coefficients de réaction K-Réa. Ce modèle permet d'obtenir une déformée fiable de l'écran à partir du faible nombre de paramètres classiquement disponibles dans les projets courants. Puis, le logiciel de calcul par éléments finis Plaxis est utilisé pour modéliser le même cas d'étude. Les paramètres de raideur des lois de comportement sont ajustés afin d'obtenir une déformée de l'écran similaire à celle obtenue avec le modèle aux coefficients de réaction. Ce modèle est utilisé comme référence car il a été développé, calibré et validé grâce à un important retour d'expérience issu de projets réels (Schmitt, 1995).

La fouille modélisée présente une profondeur de 18 mètres pour une largeur de 20 mètres, dans un massif homogène. L'écran de soutènement est une paroi moulée en béton de 80 centimètres d'épaisseur, avec un module d'Young de 20 GPa. Afin d'étudier uniquement l'influence du sol, la nappe phréatique n'est pas prise en compte dans le modèle, et les effets de l'eau ne sont pas considérés. Les paramètres du sol idéalisé modélisé sont issus des essais pressiométriques et des essais en laboratoire

- $E_M = 20 \text{ MPa} - \alpha = 0,5$
- $\gamma = 20 \text{ kN m}^{-3}$
- $c = 0 \text{ kPa} - \phi = 30^\circ$ .

Le phasage de l'excavation s'articule autour de plusieurs étapes successives : il débute par la réalisation de l'écran, puis se poursuit avec une première phase d'excavation jusqu'à une profondeur de 3 mètres. Ensuite, un buton est installé à 2 mètres de profondeur, permettant de reprendre l'excavation jusqu'à atteindre 13 mètres. Un second buton est alors

mis en place à 12 mètres de profondeur, avant de finaliser l'excavation jusqu'à une profondeur totale de 18 mètres. La rigidité des butons est de 105000 kN/m<sup>2</sup>.

La longueur de fiche de 5 m a été déterminé afin d'obtenir un rapport de butées, défini comme le rapport entre la butée mobilisable et la butée mobilisée, égal à 1,5 (valeur normative en phase travaux).

Un modèle aux éléments finis en déformations planes de l'excavation a été réalisé à l'aide du logiciel PLAXIS. Grâce à la symétrie du problème, seule une moitié du domaine a été modélisée. La profondeur du modèle est de 25 mètres, tandis que sa largeur est de 60 mètres. Le modèle comprend 5533 éléments et 45072 nœuds.

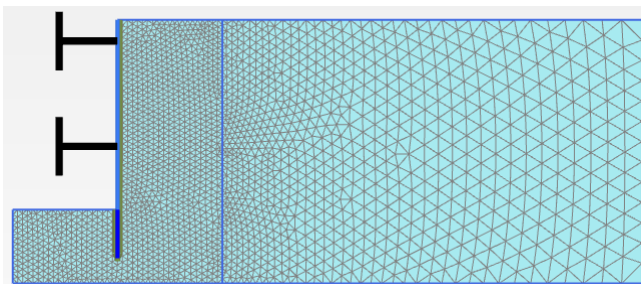


Figure 4 : Géométrie et maillage de la fouille dans le logiciel aux éléments finis Plaxis.

La procédure de calage consiste à ajuster les paramètres de raideur des lois de comportement, soit le paramètre  $E_{50}$ , afin d'obtenir un déplacement maximal similaire à celui obtenu avec K-Réa. Le coefficient de Poisson est fixé à 0,2. La dilatance est considérée comme nulle, et le paramètre  $m$ , décrivant la variation du module avec le confinement, est également nul. En règle générale, un rapport de 3 est utilisé entre les modules  $E_{ur}$  et  $E_{50}$  tandis qu'une valeur de 0,9 est recommandée pour le paramètre  $R_f$ . Cependant, ce rapport de modules sera modifié pour les cas anisotropes. Le paramètre lié à l'anisotropie est le paramètre élastique  $E_{ur}$ . Dans les modélisations anisotropes, le choix retenu a été de maintenir le même paramètre de la surface de charge  $E_{50}$  que dans le cas isotrope, puis de modifier le rapport des modules afin d'obtenir un déplacement de l'écran similaire. Trois valeurs du rapport d'anisotropie  $\alpha$  sont testées dans l'analyse paramétrique. Les paramètres obtenus après la calibration sont détaillés dans le

Tableau 1. Paramètres de rigidité calibrés à partir du déplacement maximal de l'écran.

| Modèle                | $E_{50}$ | $E_{ur}$ | $\alpha$ |
|-----------------------|----------|----------|----------|
| HSM WW<br>$E_h = E_v$ | 50 MPa   | 150 MPa  | 1        |
| HSM WW<br>$E_h > E_v$ | 50 MPa   | 100 MPa  | 1,4142   |
| HSM WW<br>$E_h < E_v$ | 50 MPa   | 250 MPa  | 0,7071   |

L'un des résultats les plus significatifs de cette analyse concerne l'intégration de l'anisotropie dans la matrice élastique d'un modèle élastoplastique avec écrouissage. Les rapports d'anisotropie entre les modules vertical et horizontal ont été fixés à 0,5 et 2, ce qui implique un contraste de rigidité marqué. Ces valeurs ont été choisies pour mettre en évidence les effets de l'anisotropie. Cependant, en comparant les cuvettes de tassement obtenues pour les différents modèles, aucune différence significative peut être observée. Le fort rapport d'anisotropie ne modifie pas la largeur de la cuvette de tassement, comme le montre la Figure 5.

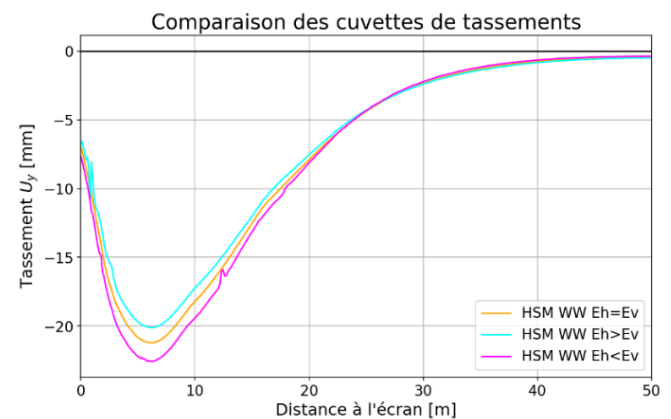


Figure 5 : Cuvettes de tassement obtenues avec la loi de comportement élastoplastique avec écrouissage pour différents rapports d'anisotropie.

Ce phénomène peut s'expliquer par le fait que les déformations sont majoritairement plastiques et se produisent pendant la phase d'écrouissage. L'anisotropie n'ayant aucune influence sur la partie plastique, les cuvettes obtenues sont presque identiques. Une observation intéressante est que le cas où le module horizontal est plus élevé que le module vertical produit des tassements moins importants, ce qui peut sembler contre-intuitif. Une explication possible pourrait être liée au rôle de  $E_{ur}$  dans le critère de plasticité. Le module élastique est intégré dans le critère de plasticité afin de prendre en compte les déformations élastiques produites et de calculer les déformations plastiques nécessaires pour reproduire la courbe de chargement hyperbolique de Duncan-Chang

dans un essai triaxial. Ainsi, cette courbe devient indépendante de  $E_{ur}$ . Pour un matériau isotrope, cette indépendance est valable dans toutes les directions. Cependant, la formulation isotrope transverse développée dans ce travail produit des courbes indépendantes de  $E_{ur}$  uniquement dans la direction verticale. Comme l'illustre la Figure 3, dans la direction horizontale, on obtient des courbes légèrement différentes en fonction de la valeur du coefficient  $\alpha$ . Pour les valeurs utilisées dans cette analyse, la courbe de chargement triaxial dans la direction horizontale est moins rigide lorsque la direction verticale est moins rigide  $\alpha$ , ce qui pourrait expliquer la rigidité globale moindre de ce modèle.

## 6 CONCLUSIONS

Dans la pratique courante, les lois de comportement utilisées pour le calcul des déplacements autour des excavations sont généralement des lois élastoplastiques avec écrouissage, car elles permettent de capturer la raideur variable du sol selon le chargement, le comportement plastique irréversible et les déformations volumiques de manière adéquate.

L'objectif principal de cet article était d'évaluer si l'intégration de l'élasticité isotrope transverse dans ce type de loi de comportement permettrait d'améliorer la prédiction des cuvettes de tassement autour des excavations. Pour ce faire, une adaptation du modèle « Hardening Soil Model » en incorporant l'isotropie transverse directement dans la matrice de rigidité élastique du matériau a été proposée.

Contrairement à d'autres modèles où l'anisotropie est modélisée à l'aide de mécanismes d'écrouissage cinématique (Pestana and Whittle, 1999), notre choix s'est porté sur cette adaptation pour des raisons pratiques. En effet, ces modèles alternatifs, bien que théoriquement robustes, nécessitent un nombre élevé de paramètres, ce qui rend leur calibration complexe et leur utilisation peu envisageable pour les projets courants. L'approche envisagée visait ainsi à proposer un modèle à la fois performant et accessible aux ingénieurs dans la pratique.

La conclusion principale de cette étude est que l'isotropie transverse, telle qu'elle a été implémentée sur la matrice de rigidité élastique, n'a pas d'influence significative sur la cuvette de tassement lorsque l'on utilise ce type de lois de comportement. En effet, les déformations sont principalement plastiques et ne sont pas affectées par la matrice de rigidité élastique du matériau.

## RÉFÉRENCES

- AFTES (2018). Prise en compte des effets induits par le creusement sur les constructions avoisinantes dans la conception et la réalisation des ouvrages souterrains – GT16R2F1. AFTES.
- Benz, T., Wehnert, M. and Vermeer, P.A., (2008). A lode angle dependent formulation of the hardening soil model. 12th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics 2008, 1, pp.653–660.
- Duncan, J.M. and Chang, C.-Y., 1970. Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 96(5), pp.1629–1653.  
<https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001458>.
- Gilleron, N., Bourgeois, E., Chatellier, P. and Saïtta, A., 2021. An Anisotropic Model for the Numerical Analysis of Tunneling-Induced Settlements in the Paris Area. *Geotechnical and Geological Engineering*, 39(4), pp.3133–3146.  
<https://doi.org/10.1007/s10706-021-01683-5>.
- Graham, J. and Houlsby, G.T., 1983. Anisotropic elasticity of a natural clay. *Géotechnique*, 33(2), pp.165–180.  
<https://doi.org/10.1680/geot.1983.33.2.165>.
- Matsuoka, H. and Nakai, T., 1982. A new failure criterion for soils in three dimensional stresses. IUTAM Conference on Deformation and Failure of Granular Materials. Delft. pp.253–263.
- Pestana, J.M. and Whittle, A.J., 1999. Formulation of a unified constitutive model for clays and sands. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 23(12), pp.1215–1243.  
[https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9853\(199910\)23:12%253C1215::AID-NAG29%253E3.0.CO;2-F](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9853(199910)23:12%253C1215::AID-NAG29%253E3.0.CO;2-F).
- Rowe, P.W., 1962. The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences*, 269(1339), pp.500–527.
- Schanz, T., Vermeer, P.A. and Bonnier, P.G., 1999. The hardening soil model: Formulation and verification. In: R.B.J. Brinkgreve, ed. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*, 1st edn. [online] Routledge. pp.281–296.  
<https://doi.org/10.1201/9781315138206-27>.
- Schmitt, P., 1995. Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol vis-à-vis des ouvrages de soutènement souples. *Revue Française de Géotechnique*, (71), pp.3–10.  
<https://doi.org/10.1051/geotech/1995071003>.
- Shibata, T. and Karube, D., 1985. Influence of the variation of the intermediate principal stress on

mechanical properties of normally consolidated clay. In: Proc. 6th Int. Conf. SMFE. Paris. pp.359–363.

Willam, K.J. and Warnke, E.P., 1974. Constitutive model for the triaxial behaviour of concrete. [online] <https://doi.org/10.5169/SEALS-17526>.