

INFLUENCE DU COMPACTAGE SUR LE DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES EN SOL RENFORCÉ

INFLUENCE OF COMPACTION ON THE DESIGN OF REINFORCED SOIL STRUCTURES

Michalis CHIKARAS¹, Pavlos ASTERIOU², Benoit CHANTEPERDRIX³

¹ Consultant Indépendant, Athènes, Grèce

² Université Démocrite de Thrace (UDT), Xanthi, Grèce

³ Bouygues Travaux Publics (BYTP), Paris, France

RÉSUMÉ – Cet article présente une évaluation de l'influence du compactage sur le dimensionnement des ouvrages de soutènement en remblai renforcé par des armatures métalliques à l'aide d'une étude numérique aux éléments finis. L'exploitation des résultats obtenus démontre que les valeurs du coefficient K en tête des murs dépendent très fortement du taux de compactage adopté.

ABSTRACT – This paper presents an evaluation of the influence of compaction on the design of reinforced, by metallic reinforcements, soil structures using a finite element numerical study. The exploitation of the results obtained demonstrates that the values of the coefficient K at the top of the walls depend very strongly on the compaction rate adopted.

1. Introduction

Dès 1977 (Finlay et Sutherland, 1977) et puis en 1990 (Kuibboer et al., 1990) plusieurs auteurs constataient un effet de surtension des armatures sous l'effet du compactage. Ces auteurs indiquaient que les tractions développées pendant les phases de remblaiement et de compactage, pour de faibles couvertures des lits de renforcement, résultent en une sorte de « précontrainte » des inclusions métalliques. Ils signalaient également que l'effet induit par le compactage s'atténue au fur et à mesure que l'épaisseur de remblaiement croît.

Les charges statiques et dynamiques initiées lors du passage du compacteur induisent artificiellement une surconsolidation du remblai sur quelques décimètres d'épaisseur. On observe alors une nette augmentation de la contrainte verticale σ_v et par conséquent de la contrainte horizontale σ_h . Par interaction sol-armature, le surcroît de contrainte horizontale $\Delta\sigma_h = \sigma_{h,f} - \sigma_{h,i}$ dans le remblai engendre une augmentation des tractions dans les renforcements. A proximité des lits d'inclusions, le terrain se trouve littéralement confiné entre les éléments de renforcement peu extensibles et souples.

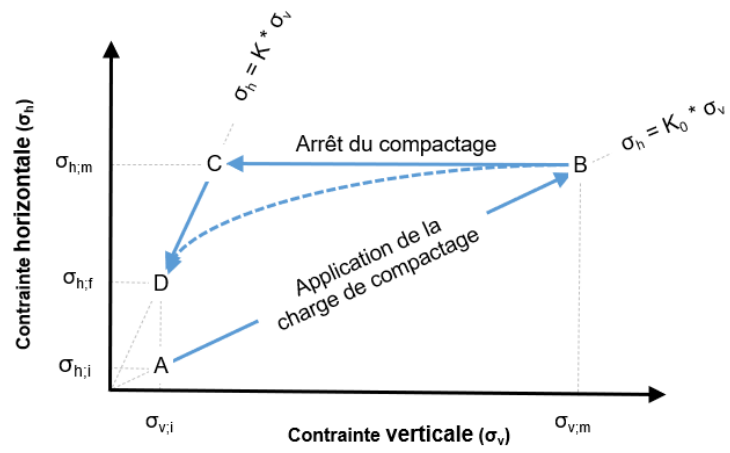


Figure 1. Influence du compactage sur K

A la fin du compactage, cet effet de confinement associé à la résistance intrinsèque du remblai empêche le sol de retrouver son état de contrainte horizontale initial. Finalement, à l'issue du compactage le sol a retrouvé le σ_v initial, alors que le σ_h final est bien supérieur à la valeur initiale. Il en résulte le surcroît d'effort constaté dans les renforcements. Donc, dans la mesure où $\sigma_{h,f}$ est considérablement plus importante que $\sigma_{h,i}$, la valeur du rapport $K = \sigma_h/\sigma_v$ associé se révèle très forte (Ingold, 1979).

La faible extensibilité du renforcement est définie par un module d'Young équivalent du renforcement supérieur à 20 MPa. Une inclusion est considérée comme souple si son matériau constitutif est ductile et si les efforts de flexion induits par les déformations du massif armé sont négligeables, par rapport aux efforts de la traction, pour le dimensionnement de l'ouvrage.

2. Calcul à la rupture (mobilisation d'un équilibre limite)

Dans le cadre de la méthode analytique proposée, la norme française NF P 94-270 (2020) fixe la valeur du coefficient K, reliant la traction maximale dans les inclusions T_{max} à la contrainte verticale σ_v , et utilisé dans le dimensionnement des ouvrages en sol renforcé, de la façon suivante :

$$\text{Si } z \leq z_0 : K(z) = \Omega_1 K_a \left[1,6 \left(1 - \frac{z}{z_0} \right) + \frac{z}{z_0} \right] \quad (1)$$

$$\text{Si } z > z_0 : K(z) = \Omega_1 K_a \quad (2)$$

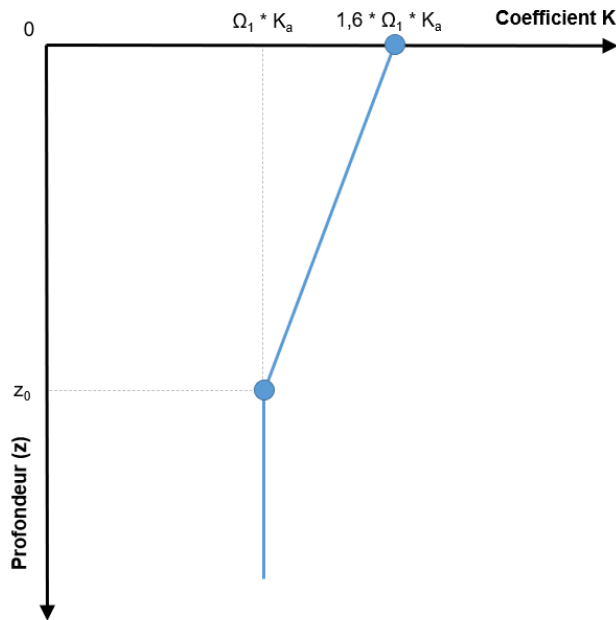


Figure 2. Règle de calcul pratique (NF P 94-270)

Où :

z_0 est la profondeur (prise égale à 6m) sur laquelle on constate que subsistent les effets

du compactage

Ω_1 est un coefficient ($\geq 1,0$) lié au type de renforcement

φ_1 est l'angle de frottement interne du remblai renforcé

K_0 est le coefficient de poussée des terres au repos

K_a est le coefficient de poussée active du remblai du massif donné par

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_1}{2} \right) \quad (3)$$

3. Calcul en déformation

La modélisation numérique a été réalisée à l'aide du programme d'éléments finis PLAXIS 3D afin d'estimer correctement le champ de contraintes et de déformations à la fin de la phase statique de la construction incluant les effets de compactage.

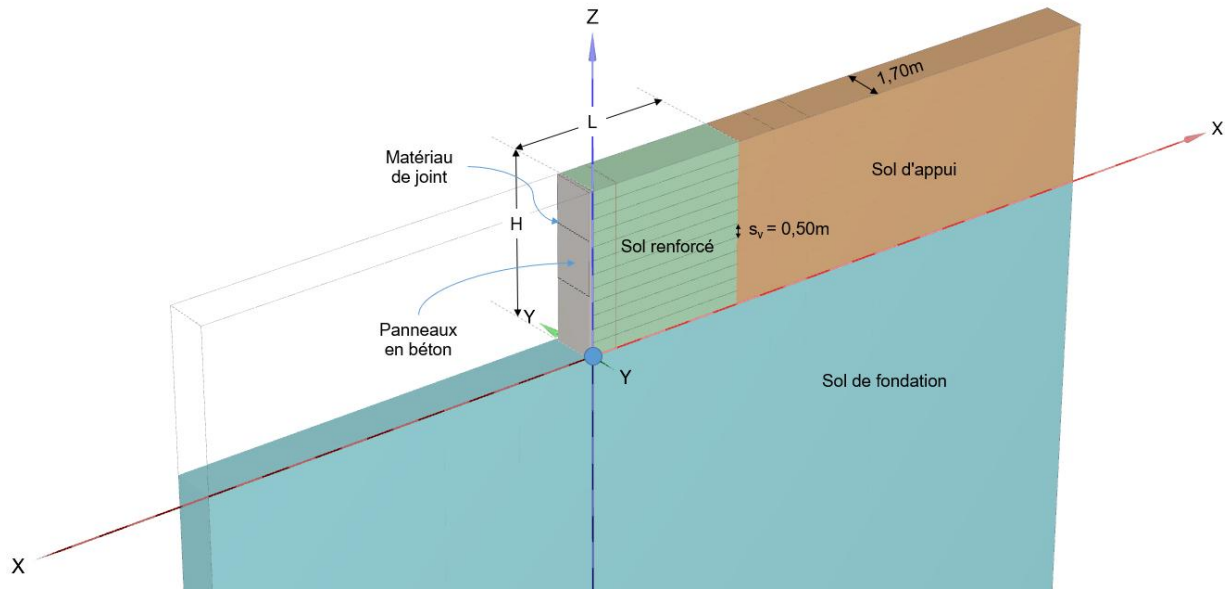


Figure 3. Modèle numérique

Le mur est d'une hauteur (H) et d'une largeur (L), toutes les deux étant égales à 6m. Les armatures sont placées horizontalement dans le massif de remblai à intervalles réguliers, formant une succession de lits parallèles généralement équidistants inclus dans le sol, depuis la base jusqu'au sommet et depuis l'arrière du massif jusqu'au parement.

Le calcul est effectué en «contraintes effectives» avec les propriétés «drainées» du sol. On modélise l'ensemble du phasage de construction (11 lits de renforcement), en adoptant des lois de comportement capables de prendre en compte la consolidation des sols sous compactage (modèle Hardening Soil). On impose une restriction de déplacement du parement lors de phases de construction (implantation des guides supports verticaux dans la semelle de réglage en béton) et puis on le relâche progressivement à la toute dernière phase nommée « fin de construction ».

Le mur est compacté, en distinguant la zone contigüe au parement sur 1m de largeur d'une part ($\Delta\sigma_v = 10\text{kPa}$), et le cœur du massif d'autre part ($\Delta\sigma_v = 10, 20 \text{ ou } 40\text{kPa}$).

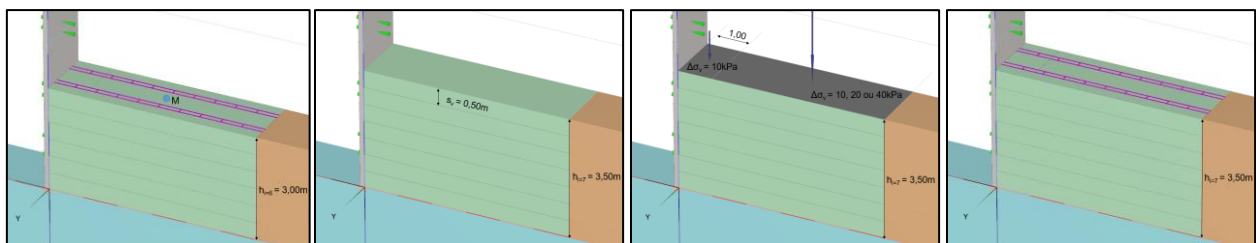


Figure 4. Phasage de la construction (point M)

Le phasage détaillé autour du point M (Figure 4, de gauche à droite & Figure 8) qui servira comme point de référence pour le dépouillement des résultats de calcul, est comme suit :

- mise en place des treillis de renforcement de sol du 6^{ème} lit ($h_{i=6} = 3,00\text{m}$) ;
- remblaiement à la cote du 7^{ème} lit ($h_{i=7} = 3,50\text{m}$) ;
- compactage ;
- mise en place des treillis de renforcement de sol du 7^{ème} lit.

Les hypothèses de calcul sont présentées dans les tableaux suivants 1 et 2. Les propriétés géométriques des inclusions sont présentées dans le tableau 3 ainsi que la figure 5.

Tableau 1. Valeurs caractéristiques des paramètres statiques des sols.

| Paramètre | Notation | Unité | Sol renforcé | Sol d'appui | Sol de fondation |
|-------------------------------------------|------------------|-------------------|----------------|-------------|------------------|
| Modèle | - | | Hardening Soil | | Mohr-Coulomb |
| Comportement | | | Drainé | | |
| Poids volumique du sol humide | $\gamma_{h;k}$ | kN/m ³ | 20 | | |
| Poids volumique du sol saturé | $\gamma_{sat;k}$ | | 22 | | |
| Cohésion effective (ou drainée) | c'_k | kPa | 0 | 0 | 10 |
| Angle de frottement effectif (ou interne) | ϕ'_k | ° | 36 | 30 | 30 |
| Angle de dilatance | ψ_k | | 6 | 0 | 0 |
| Module d'Young dans un essai triaxial | E_k | MPa | - | | 50 |
| Coefficient de Poisson | ν'_k | - | - | | 0,30 |
| Module sécant dans un essai triaxial | $E_{50;k}$ | MPa | 50 | 30 | - |
| Module tangent dans un essai œdométrique | $E_{oed;k}$ | | 50 | 30 | - |
| Module en décharge | $E_{ur;k}$ | | 150 | 90 | - |
| Puissance m | m_k | - | 0,50 | | - |
| Coefficient Poisson en décharge-recharge | $\nu'_{ur;k}$ | | 0,20 | | - |
| Facteur de réduction de l'interface | R_{inter} | | 0,67 | | |

Tableau 2. Caractéristiques physiques et mécaniques du calcul tridimensionnel.

| Paramètre | Notation | Unité | Panneaux en béton | Matériau de joint | Renforcement métallique |
|------------------------|-----------|-------------------|--------------------|-------------------|-------------------------|
| Modèle | | | Élastique linéaire | | Élastoplastique |
| Comportement | | | Non-poreux | | - |
| Masse volumique | γ | kN/m ³ | 25 | 10 | 77 |
| Module d'Young | E | MPa | $2,5 \cdot 10^4$ | 3,30 | $2,1 \cdot 10^5$ |
| Coefficient de Poisson | ν | - | 0,20 | 0,10 | - |
| Limite élastique | $f_{y;k}$ | Mpa | - | | 400 |

L'intérêt des renforcements est de donner au sol une cohésion d'ensemble (grâce à la résistance à la traction des renforcements) inexistante dans le sol d'origine et ainsi de permettre à la structure renforcée de faire face à la poussée des terres et ceci a priori sans parement.

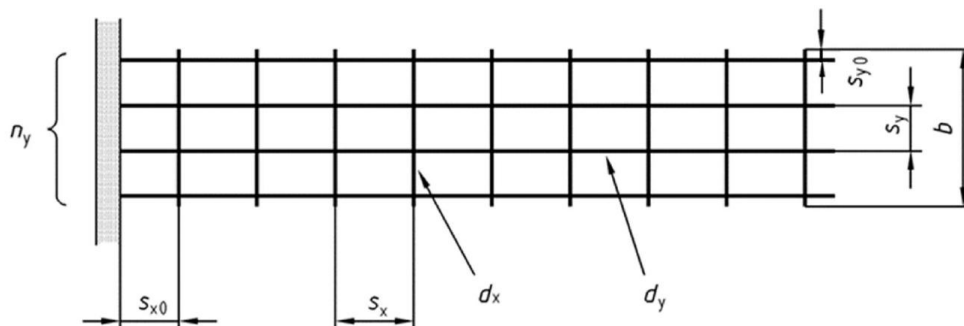


Figure 5. Schéma d'un panneau de renforcement en treillis soudé (NF P 94-270)

Les renforcements de sol sont constitués de treillis soudé VSoL[®] fabriqués en usine. Chaque treillis comprendra des barres longitudinales liaisonnées entre elles par des barres transversales du même diamètre nominal.

Tableau 3. Propriétés géométriques du renforcement métallique

| Description | Notation | Valeur | Unité |
|----------------------------------------------------------------|-------------|--------|-------|
| Diamètre nominal de la barre ronde ($\emptyset = d_x = d_y$) | \emptyset | 12 | mm |
| Nombre des barres longitudinales | n_y | 2 | - |
| Pas du motif du treillis (longitudinal) | s_y | 150 | mm |
| Nombre des barres transversales | n_x | 9 | - |
| Pas du motif du treillis (transversal) | s_{x0} | 600 | mm |
| Pas du motif du treillis (transversal) | s_x | 600 | mm |
| Espacement horizontal entre 2 renforcements successifs | s_h | 850 | mm |
| Espacement vertical entre 2 lits successifs de renforcement | s_v | 500 | mm |
| Coefficient de forme | Ω_1 | 1,00 | - |

4. Étude comparative

La figure suivante montre l'évolution des tractions maximales calculées dans les barres longitudinales en fonction de l'épaisseur de remblai mis en œuvre au-dessus du lit d'armatures suivant la méthode analytique de la NF P 94-270 pour K_0 , K_a et K ainsi que suivant la modélisation numérique pour des énergies de compactage différentes ($\Delta\sigma_v = 10,20$ ou 40kPa).

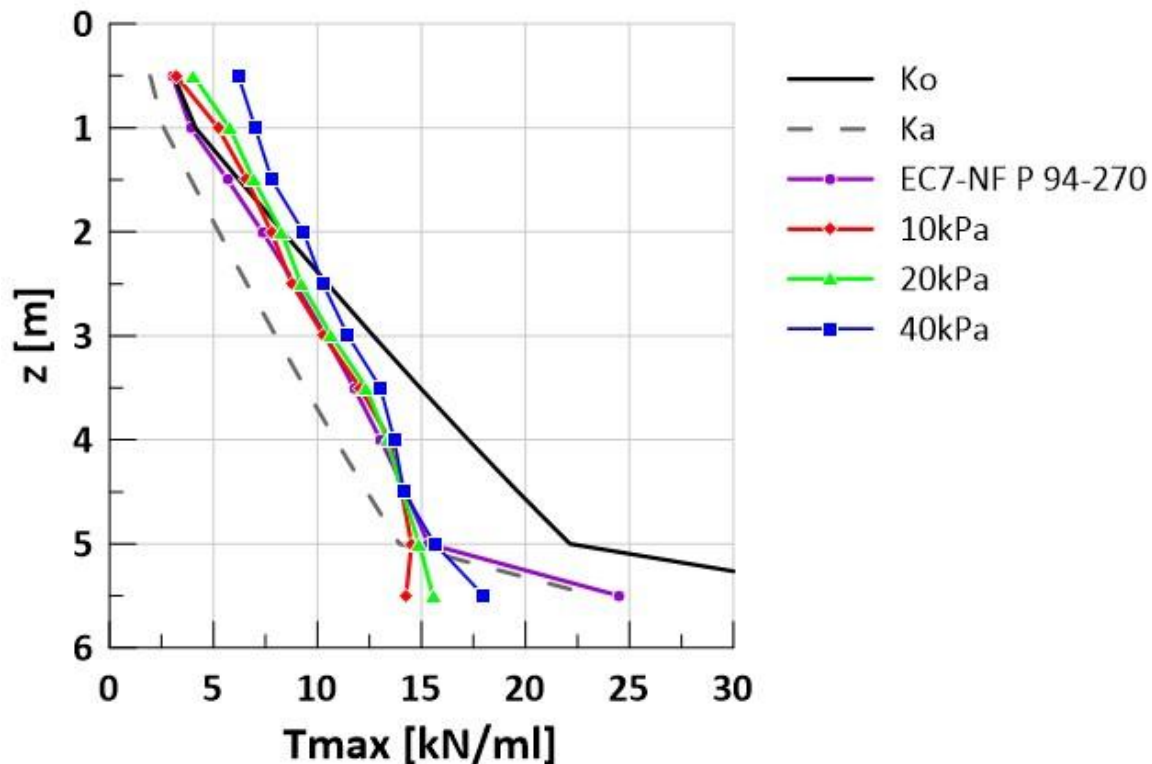


Figure 6. Tractions maximales dans les renforcements

La contrainte horizontale dans le remblai se déduit directement de T_{max} calculée.

$$\sigma_h = \frac{T_{max}}{s_h \cdot s_v} \quad (4)$$

Le coefficient K nécessite d'estimer également la contrainte verticale au même niveau.

$$K = \frac{T_{max}}{(s_h \cdot s_v) \cdot \sigma_v} \quad (5)$$

La figure suivante illustre les résultats obtenus en ce qui concerne le coefficient K qui exprime le rapport entre les contraintes horizontales et verticales dans le remblai du massif renforcé, au point où il est maximum, à un niveau donné. C'est bien ce rapport qui permet d'estimer les efforts de traction dans les renforcements suivant la méthode analytique classique puisqu'ils équilibrent la contrainte horizontale, d'où la nécessité d'avoir une estimation réaliste de ses valeurs.

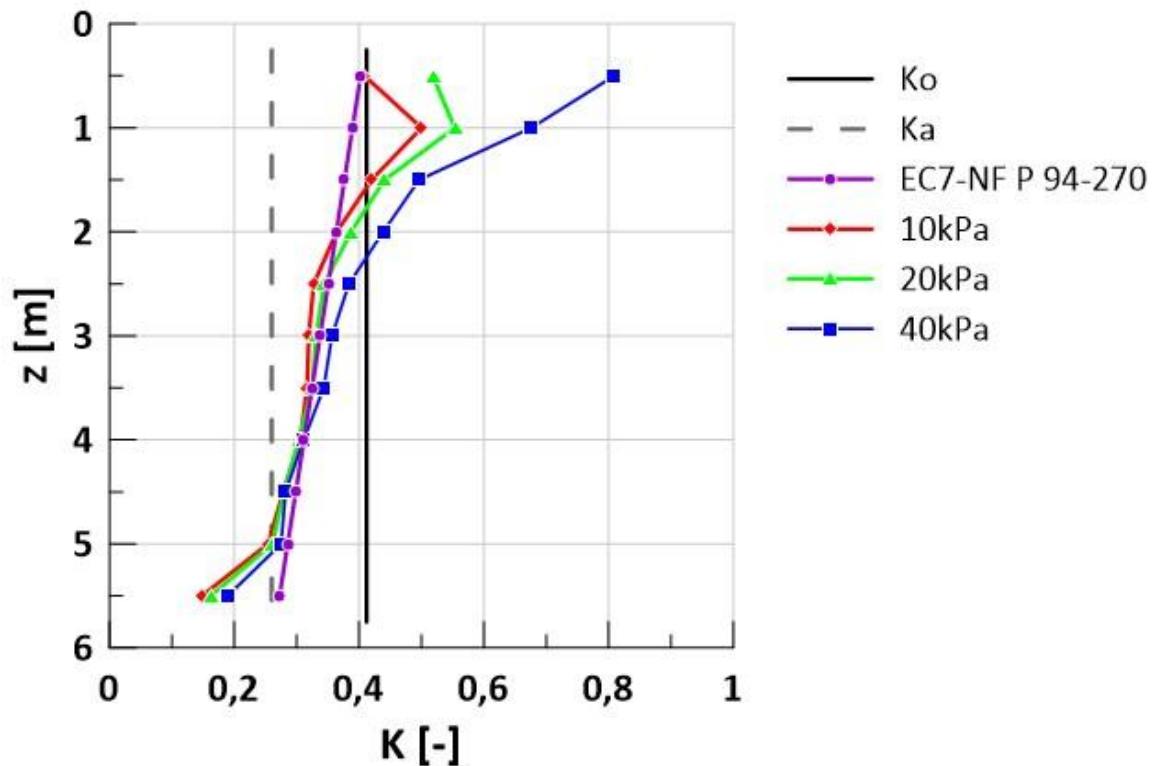


Figure 7. Résultats de calcul de K en fin de construction

Les résultats de calcul montrent très clairement que les valeurs de K sont d'autant plus importantes et éloignées des valeurs fixées par la norme française, que l'épaisseur de couverture est faible et que l'énergie de compactage est plus élevée.

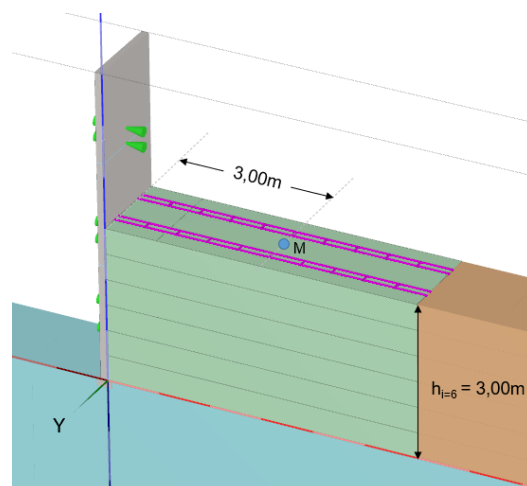


Figure 8. Détail du modèle numérique (point M) au niveau du lit N°6

On choisit un point M au milieu du mur ($X=3,00m$, $Y=0,85m$ et $Z=3,00m$) afin d'observer le chemin de contraintes et mettre en évidence l'influence du compactage sur les valeurs du coefficient K .

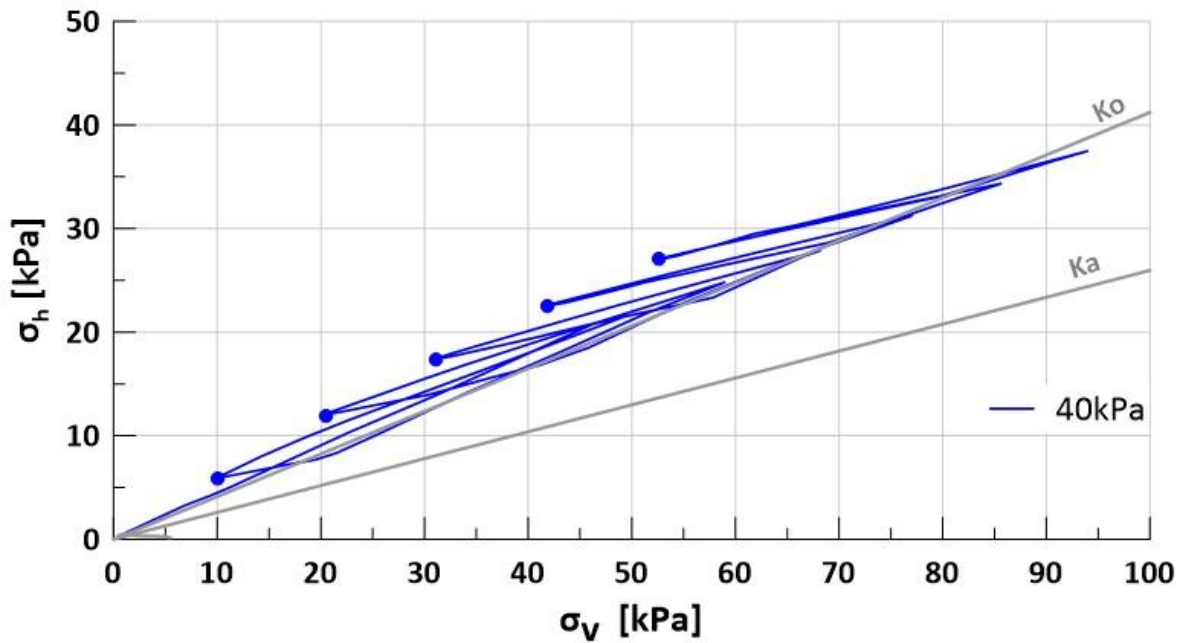


Figure 9. Chemin de contraintes effectives

Dans les ouvrages réels, le passage répété des engins de compactage entraîne une mise en place des grains du remblai et leur tassement vertical s'accompagne d'une tendance à une expansion latérale. Celle-ci étant contrariée par les renforcements, l'effort σ_h augmente au passage du compacteur. Mais il ne diminue pas quand l'engin s'éloigne, parce que les grains ne peuvent pas reprendre leur position antérieure (Figure 9).

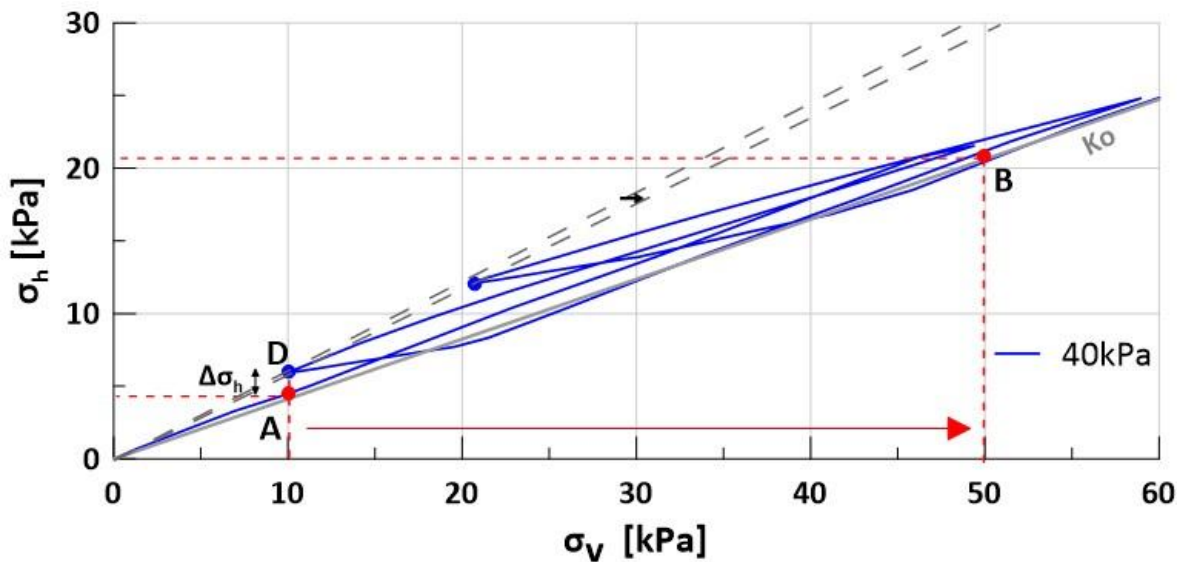


Figure 10. Influence de la profondeur sur le coefficient K

Par la suite, à mesure que la construction de l'ouvrage progresse et que l'épaisseur de remblai augmente au-dessus du renforcement considéré, la contrainte verticale finit, si le lit de renforcement est suffisamment profond, par dépasser celle qui avait été engendrée par le passage du compacteur. La mise en place des grains reprend alors, ainsi que la mise en tension progressive des renforcements. On peut dire que ceux-ci étaient soumis jusque-là à une sorte de précontrainte (Figure 10).

Cette explication de l'augmentation des efforts en haut des ouvrages a été évoquée dans plusieurs publications et elle est maintenant bien admise. Les données expérimentales suggèrent que l'effet de compactage est, grossièrement, équivalent à la charge d'une épaisseur de $z_0 = 6$ mètres de remblai. La Figure suivante (Figure 11) illustre l'influence de l'énergie de compactage sur le coefficient K.

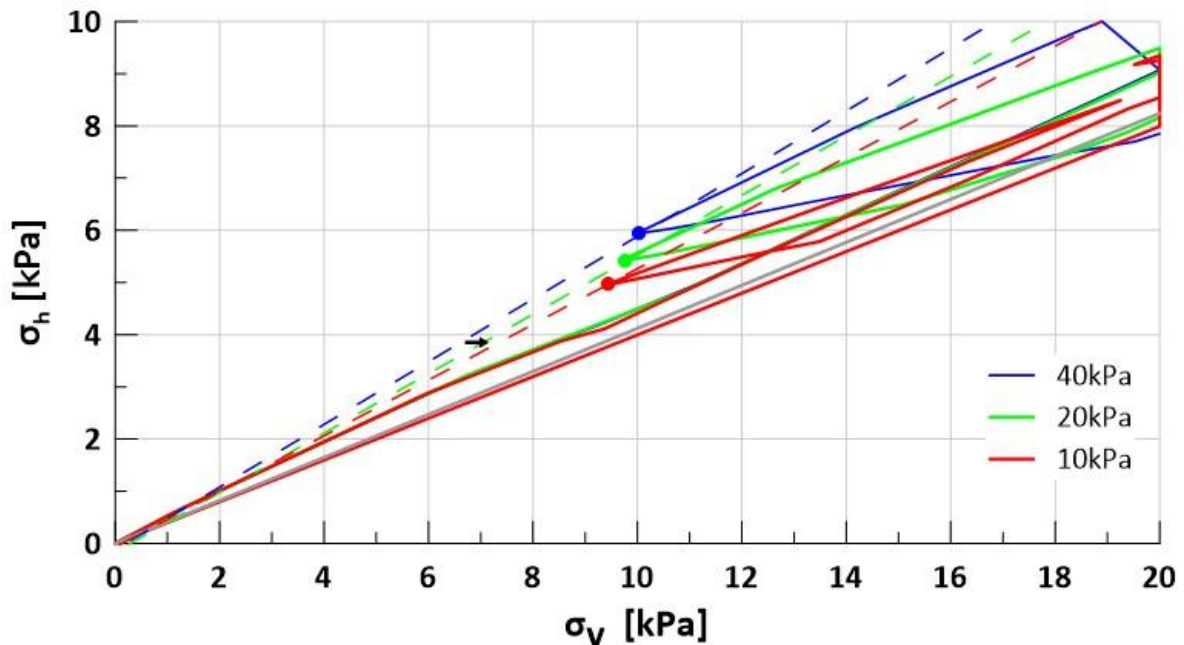


Figure 11. Influence de l'énergie de compactage sur le coefficient K

Les efforts calculés tout en haut des murs n'ont finalement qu'un intérêt relatif : ils sont de toute manière soit bien inférieurs à la résistance réelle des renforcements (les renforcements du bas du mur ont des sections plus importantes que celles du haut), soit déterminés en fait par des surcharges, en particulier les surcharges de circulation dont l'application semble dissiper, au moins en partie, les effets du compactage.

5. Conclusions

Le compactage conduit à des surtensions dans les renforcements ce qui se traduit par des valeurs très fortes du coefficient K durant la construction d'un mur en sol renforcé. Ces surtensions s'atténuent au fur et à mesure que la couverture de remblai augmente au-dessus du lit de renforcement considéré. Avec un fort compactage, les valeurs de K excèdent systématiquement le seuil fixé par la norme française NF P 94-270 (Figure 2).

6. Références bibliographiques

- Finlay T.W., Sutherland H.B. (1977). Field measurements on a reinforced earth wall at Granton. Proceedings, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. II, pp. 511-516.
- Ingold T.S. (1979). The effects of compaction on retaining walls. Geotechnique, vol. 29, n°3, pp. 265-284.
- Kuibboer, C.P.M., Bastick, M. et Segrestin, P. (1990). Monitoring of a Reinforced Earth Bridge Abutment at Amersfoort. Proceedings, International Symposium on Soil Reinforcement : Full Scale Experiments of the 80's, pp. 277-297.
- NF P 94-270 (2020), Association Française de Normalisation (AFNOR). Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – Remblais renforcés et massifs en sols cloués. Paris.