

INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

Modélisation du tassement résiduel de structures géotechniques soumises à des chargements à grand nombre de cycles

Modelling the residual settlement of geotechnical structures submitted to long term cyclic loading

M. Abdelkrim

Laboratoire de Génie Civil, ENIT, Tunis, Tunisie

G. Bonnet

Laboratoire de Mécanique, Université de Marne-la-Vallée, France

P. de Buhan

Laboratoire des Matériaux et Structures du Génie Civil (LCPC, ENPC, UMR 113 CNRS), France

RÉSUMÉ

Les infrastructures de transport subissent des tassements résiduels provoqués par les charges de trafic auxquelles elles sont soumises. Ceci est dû aux déformations permanentes développées par les matériaux constitutifs, généralement de type granulaire, mises en évidence expérimentalement sur des essais triaxiaux cycliques. Partant de la formulation d'une loi de comportement cyclique fondée sur de tels essais, cette communication propose une approche de type calcul des structures, qui permet de simuler l'évolution du tassement résiduel sous chargement répété à grand nombre de cycles de ce type de structures géotechniques.

ABSTRACT

Transportation infrastructures usually experience residual settlements induced by traffic loading. This is to be attributed to the permanent deformations exhibited by the constituent granular materials, experimentally confirmed by cyclic triaxial tests. Starting from the formulation of a cyclic constitutive law, identified from such experiments, a structural analysis procedure is proposed, aimed at predicting the long term residual behaviour of this particular kind of geotechnical structures.

1 INTRODUCTION

La conception et la maintenance des infrastructures de transport telles que les routes ou les plateformes ferroviaires devraient être facilitées par l'élaboration de méthodes prédictives permettant d'évaluer les performances à long terme de ce type d'infrastructures. Dans ce contexte, le tassement d'une plateforme sous l'effet de l'application d'un grand nombre de cycles de chargement dû au trafic (typiquement plusieurs millions) ne peut à l'évidence être calculé par les méthodes traditionnelles utilisant par exemple une analyse élastoplastique pas-à-pas. Il apparaît en effet clairement qu'au delà de quelques centaines ou mêmes dizaines de cycles (cas des sollicitations sismiques), une telle approche qualifiée parfois d'« implicite » (Niemunis et al., 2004), devient beaucoup trop lourde à mettre en oeuvre, sans compter le risque considérable de cumul des erreurs numériques pouvant aboutir à des résultats totalement aberrants.

La présente communication propose une approche qui a l'avantage d'être beaucoup plus robuste et pragmatique. Elle repose sur la formulation d'une loi de comportement cyclique des matériaux, dite « explicite » (Wichtmann et al., 2004), consistant à relier les déformations permanentes cumulées subies localement par les matériaux, et qui sont à l'origine du tassement résiduel observé pour la structure, au nombre de cycles appliqués, ainsi qu'aux caractéristiques de ces derniers. Une telle loi, dont les paramètres sont déterminés à partir de résultats expérimentaux, peut être alors incorporée dans une analyse de type calcul des structures (Abdelkrim et al., 2003 ; Abdelkrim, 2004) qui permet de calculer l'évolution de l'état résiduel de la structure en fonction du nombre de cycles de chargement. Un outil de simulation numérique, intégré dans un code de calcul par éléments finis, a été ainsi mis au point en se fondant sur une telle procédure de calcul. On présente ici les résultats d'une telle simulation, que l'on compare avec les observations expérimentales faites sur un modèle physique de plateforme ballastée soumise à un grand nombre de cycles de chargement.

2 LOI DE COMPORTEMENT CYCLIQUE DES MATÉRIAUX

Qu'il s'agisse d'essais réalisés sur des sols fins de type argileux (Monosmith et al., 1975 ; Li et Selig, 1996) ou sur des matériaux granulaires tels que les ballasts ferroviaires (Raymond et Williams, 1978 ; Alva-Hurtado, 1980) ou encore les graves non traitées (GNT) utilisées dans les chaussées routières (Hornych et al., 1993 ; Lekarp et Dawson, 1998), le comportement de ces matériaux soumis à un grand nombre de cycles présente les caractéristiques suivantes.

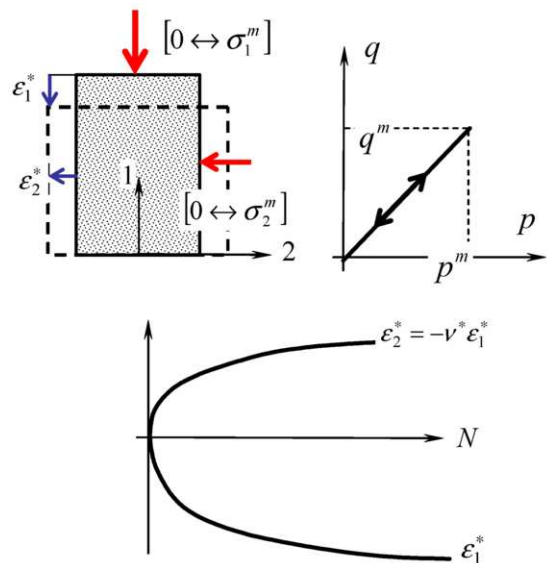


Figure 1. Evolution des déformations permanentes dans un essai triaxial cyclique à trajet de chargement radial

Se référant à des sollicitations triaxiales cycliques selon des trajets de chargements radiaux, avec les notations de la figure 1, où p et q définis par :

$$p = -(\sigma_1 + 2\sigma_2)/3 \quad , \quad q = |\sigma_1 - \sigma_2| \quad (1)$$

représentent respectivement la pression moyenne (effective) et le déviateur de contrainte, il apparaît tout d'abord qu'il y a accumulation continue de la déformation permanente axiale ε_1^* en fonction du nombre de cycles N , rapide dans un premier temps, puis se ralentissant progressivement, sans toutefois observer toujours de stabilisation. Cette déformation, dont l'incrément à l'échelle d'un cycle est négligeable par rapport à l'amplitude de la déformation élastique, devient du même ordre de grandeur, voire significativement plus importante, au terme d'un grand nombre de cycles, pouvant aller jusqu'à plusieurs millions.

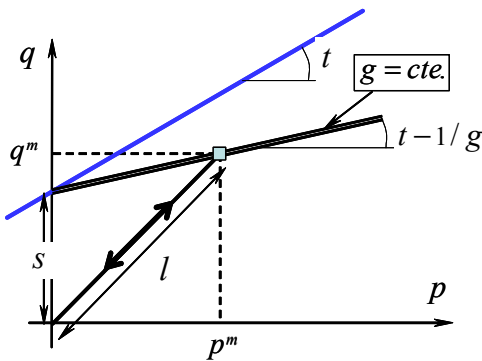


Figure 2. Interprétation de la fonction g

Les déformations permanentes latérales $\varepsilon_2^* = \varepsilon_3^*$ augmentent corrélativement. Elles peuvent être considérées en première approximation comme évoluant proportionnellement à la déformation permanente axiale :

$$\varepsilon_2^* = -\nu^* \varepsilon_1^* \quad (2)$$

où ν^* est un coefficient sans dimension, équivalent du coefficient de Poisson en élasticité linéaire. Compte tenu du fait que $\varepsilon_1^* < 0$, on en déduit en particulier que la déformation volumique permanente, définie par :

$$\varepsilon_v^* = \varepsilon_1^* + 2\varepsilon_2^* = (1 - 2\nu^*)\varepsilon_1^* \quad (3)$$

est négative (contractance) lorsque $\nu^* < 0,5$, positive (dilatance) dans le cas contraire.

La campagne d'essais triaxiaux réalisés par Gidel et al. (2001) sur des éprouvettes de GNT, en pilotant indépendamment la contrainte de confinement et le déviateur, a permis d'explorer le comportement de ce matériau soumis à un grand nombre de cycles pour des trajets de sollicitation radiaux dont la pente q/p varie de 0 (sollicitation isotrope) à 3. De tels essais ont permis de proposer, par exemple, la loi expérimentale suivante pour la grave de Poulmarch :

$$N > 1, \quad \varepsilon_1^* = \varepsilon_0^* (1 - N^{-\beta}) f(p^m, q^m) g(p^m, q^m) \quad (4)$$

où (p^m, q^m) représentent les coordonnées de l'extrémité du trajet cyclique (figure 1), tandis que les fonctions f et g sont définies par :

$$f(p^m, q^m) = \left(\frac{l}{100} \right)^n, \quad l = [(p^m)^2 + (q^m)^2]^{1/2}$$

$$g(p^m, q^m) = \frac{p^m}{s + tp^m - q^m} \quad (5)$$

les contraintes étant exprimées en kPa, tandis que, hormis s qui a la dimension d'une contrainte, tous les autres paramètres sont des constantes sans dimension caractéristiques du matériau. La fonction f traduit l'effet de l'amplitude l du cycle sur la valeur de la déformation permanente, tandis que la fonction g quantifie la proximité de l'extrémité de ce même cycle vis-à-vis d'une droite de «référence» d'équation $q = s + tp$. Plus précisément, les isovalues de g sont les droites coupant l'axe des q au même point que la droite de référence, et de pente égale à $t-1/g$ comme cela est illustré sur la figure 2, de sorte que g tend vers une valeur infinie lorsque le point maximal s'approche de la droite de référence.

En ce qui concerne l'évolution des déformations latérales, l'analyse des données expérimentales disponibles pour ce même matériau (plus rares que celles relatives à l'évolution de la déformation permanente axiale), suggère d'adopter pour le coefficient ν^* défini par (2), une loi de variation affine en fonction de la pente du cycle :

$$\nu^* = -1 + \kappa \frac{q^m}{p^m} \quad (6)$$

où κ est un coefficient caractéristique du comportement du matériau (estimé par exemple à une valeur proche de 2/3 dans le cas de la grave de Poulmarch). Une telle loi est conforme au fait que, dans le cas d'une sollicitation cyclique isotrope ($q/p = 0$), et en supposant que le matériau est lui-même isotrope, les déformations permanentes axiale et latérales sont identiques ($\nu^* = -1$). Compte tenu de (3) et (6), il s'ensuit que le matériau est contractant lorsque la pente du cycle est inférieure à $3/(2\kappa)$, dilatant dans le cas contraire (figure 3).

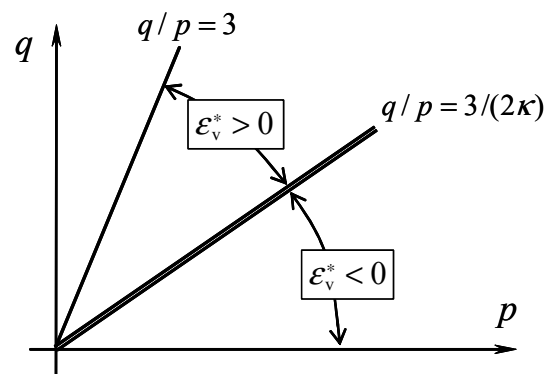


Figure 3. Domaines de dilatance et de contractance pour un matériau sous trajet cyclique radial

Dans le cas où le trajet de chargement n'est plus radial, la formulation de la loi de comportement cyclique (4) doit être remplacée par :

$$\varepsilon_1^* = \varepsilon_0^* (1 - N^{-\beta}) f(p^m - p^r, q^m - q^r) g(p^m, q^m) \quad (7)$$

où (p^r, q^r) désignent les coordonnées dans le plan (p, q) du point du cycle correspondant à l'état résiduel en un point donné de la structure, c'est-à-dire en l'absence de chargement appliqué, tandis que (p^m, q^m) est associé au point du cycle le plus proche de la droite de référence. Par ailleurs, cette loi peut être également généralisée au cas de sollicitations cycliques pour lesquelles l'état de contrainte n'est plus triaxial de révolution (Abdelkrim et al., 2004).

3 INTÉGRATION DE LA LOI CYCLIQUE DANS UN CALCUL DE STRUCTURES

La loi de comportement cyclique précédente peut être incorporée dans un schéma de calcul destiné à prédire l'évolution du tassement résiduel d'une plateforme de trafic en fonction du nombre de cycles de chargement. En effet, l'application répétée d'un tel chargement induit localement en tout point de la structure (la plateforme) un cycle de contrainte, qui produit à son tour une accumulation progressive de déformations permanentes selon la loi cyclique précédemment établie. Il importe de noter que ces déformations permanentes, du fait de leur non-compatibilité géométrique, vont engendrer un champ de contrainte résiduel, dont l'évolution est gouvernée par une loi de comportement de la forme :

$$\underline{\underline{\sigma}}^r = \mathcal{C} : (\underline{\underline{\epsilon}}^r - \underline{\underline{\epsilon}}^* - \underline{\underline{\epsilon}}^p) \quad (8)$$

Dans cette équation \mathcal{C} représente le tenseur des modules élastiques du matériau, supposés constants, ce qui signifie qu'aucun phénomène de raidissement ou à l'inverse d'endommagement n'est pris en compte dans l'analyse, tandis que $\underline{\underline{\sigma}}^r$, $\underline{\underline{\epsilon}}^r$, $\underline{\underline{\epsilon}}^*$ et $\underline{\underline{\epsilon}}^p$ désignent respectivement les taux de variation par cycle, de la contrainte et de la déformation résiduelles, de la déformation permanente et de la déformation plastique. Cette dernière, classiquement déterminée via un critère et une règle d'écoulement plastique, doit être prise en compte lorsque le critère de plasticité du matériau est atteint.

Il apparaît ainsi que l'évolution de l'état résiduel de la structure, et notamment du tassement résiduel en surface qui est à l'origine du phénomène d'ornièrage dans le cas de chaussées routières ou de défauts de voie dans le cas de voies ferrées, peut être calculée à partir d'un problème aux limites élastoplastique relatif à la structure, en l'absence de la charge de trafic, mais en tenant compte des charges permanentes telles que la pesanteur, pour lequel le champ de déformations permanentes joue le rôle d'un champ de déformations anélastiques imposé, de façon tout à fait analogue à des déformations thermiques (voir pour plus de détails sur ce point Abdelkrim et al., 2003).

La procédure de calcul numérique, permettant de simuler une telle évolution en fonction du nombre N de cycles de chargement appliqué, peut être décrite comme suit :

- Partant d'un état initial donné à $N=0$, on simule un premier cycle de charge-décharge de la structure au moyen d'un code de calcul classique par éléments finis en élastoplasticité. Ce premier calcul conduit à un état initial actualisé de la structure ($N=1$). Un algorithme pas-à-pas est alors mis en œuvre à partir de cet état initial actualisé, pour lequel on prend conventionnellement les champs de déformations permanentes et de déplacements résiduels égaux à zéro. Le nombre total de cycles de chargement appliqué est subdivisé en incréments («pas») successifs, dont la valeur ΔN peut varier de quelques cycles au début de la procédure, jusqu'à plusieurs milliers, en fonction de l'évolution plus ou moins rapide de l'état résiduel.
- On suppose connues au terme de l'application de N cycles de chargement et en tout point de la structure, les déformations permanentes cumulées, ainsi que la contrainte résiduelle et celle correspondant au point de chargement maximum. La figure 4 donne une représentation dans l'espace des contraintes de ce cycle, supposé élastique, dans la mesure où les deux points extrêmes vérifient le critère de plasticité.
- L'incrément des déformations permanentes induit par l'application de ΔN cycles élastiques est alors calculé en tout point par la loi de comportement (7), écrite sous la forme incrémentale suivante :

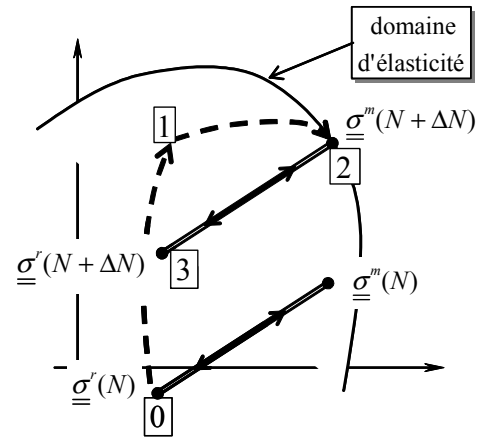


Figure 4. Actualisation entre N et $N+\Delta N$ du cycle de contrainte en un point donné de la structure

$$\Delta \underline{\underline{\epsilon}}_1^* = \underline{\underline{\epsilon}}_0^* [N^{-B} - (N + \Delta N)^{-B}] f(p^m - p^r, q^m - q^r) g(p^m, q^m) \quad (9)$$

- L'actualisation du cycle élastique entre N et $N+\Delta N$ est alors réalisée en deux temps comme indiqué sur la figure 4. Un calcul élastoplastique est tout d'abord effectué sur la structure déchargée, où l'on impose l'incrément de déformations calculé en c), conduisant ainsi à une première actualisation de l'état de contrainte résiduel ($0 \rightarrow 1$). Un second cycle de chargement élastoplastique ($1 \rightarrow 2$), puis déchargement élastique ($2 \rightarrow 3$) est ensuite appliqué, qui conduit au nouveau cycle élastique stabilisé ($2 \leftrightarrow 3$). Ces deux derniers calculs sont nécessaires si l'on veut s'assurer que le cycle actualisé est élastique.

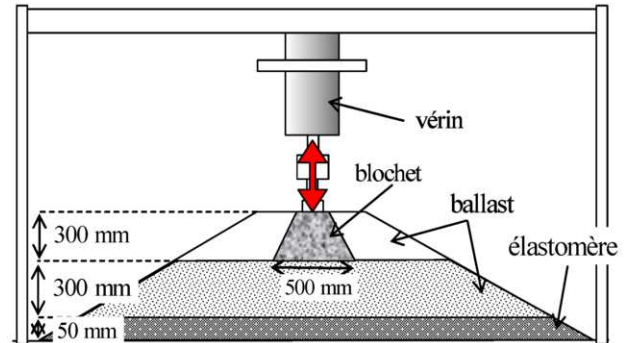


Figure 5. Schéma d'essais réalisés sur une plateforme ballastée (Hornych et Cottineau, 2003)

4 APPLICATION À LA SIMULATION D'UN ESSAI EN VRAIE GRANDEUR

La procédure de calcul décrite ci-dessus a été appliquée à la simulation d'essais en vraie grandeur réalisés sur une plateforme axisymétrique, représentative d'une section de voie ferrée ballastée (Hornych et Cottineau, 2003). La figure 5 donne le schéma de principe d'un tel essai. Le massif testé est constitué en partie inférieure d'une couche d'élastomère de 50 mm d'épaisseur, de module d'Young égal à 6 MPa et de coefficient de Poisson proche de zéro, représentant le comportement du « sol » situé sous la plateforme, surmontée d'une première couche de ballast compacté de 300 mm d'épaisseur. Ayant placé un blochet en béton à la surface de cette première couche, on vient ensuite la recouvrir par une seconde couche de ballast entourant

le blochet. Un effort vertical d'intensité maximale égale à 45 kN, correspondant à la charge d'un demi-essieu de wagon, est alors appliqué cycliquement avec une fréquence variant de 3,2 à 4,74 Hz, dans le but de simuler des vitesses de passage des trains allant de 216 à 320 km/h (trains à grande vitesse). Les résultats des essais mettent en évidence un phénomène à «double échelle de temps», analogue à celui observé sur les essais triaxiaux cycliques : variation rapide de la déflexion élastique correspondant à l'application de la charge, et récupérable à la décharge, augmentation progressive du tassement résiduel cumulé de la plateforme.

Un modèle de calcul par éléments finis de la plate-forme, utilisant la symétrie de révolution du problème, a été réalisé avec le logiciel CESAR-LCPC. Il permet d'effectuer les différents calculs élastoplastiques, dont les résultats sont exploités à chaque pas d'évolution par un logiciel spécifique mettant en oeuvre la procédure incrémentale décrite précédemment. En raison du fait qu'aucune mesure directe des caractéristiques élastoplastiques du ballast n'était disponible, la procédure indirecte suivante d'évaluation de ces paramètres a été retenue. Les valeurs des propriétés élastiques des deux couches de ballast ont tout d'abord été identifiées à partir d'un calage entre la mesure expérimentale de la déflexion élastique et sa simulation numérique. La valeur retenue pour le module d'Young de la couche supérieure de ballast est de 250 MPa, tandis que celle relative à la couche inférieure, moins bien compactée, a été prise égale à 50 MPa, avec un même coefficient de Poisson égal à 0,3. Par ailleurs, les caractéristiques plastiques du ballast retenues dans le calcul correspondent aux résultats d'essais au grand triaxial effectués par Indraratna et al. (1998) : soit une cohésion de 10 kPa et un angle de frottement de 60 degrés (l'angle de dilatance étant pris égal à zéro).

Enfin, pour ce qui concerne la loi de comportement cyclique du ballast, et compte tenu de l'absence de toute donnée expérimentale, le choix s'est porté sur la loi de Gidel et al. (2001), c'est-à-dire sur la formulation donnée par les équations (4) et (5) avec le jeu de paramètres suivant, correspondant à la grave de Poulmarch, dont on peut penser que le comportement cyclique est relativement proche de celui d'un ballast :

$$B = 0,03; s = 42,8 \text{ kPa}; t = 3,8; n = 0,588 \quad (10)$$

La valeur du dernier paramètre est alors identifiée par calage entre la courbe expérimentale décrivant l'accumulation du tassement résiduel en fonction du nombre de cycles, et la courbe obtenue par simulation numérique, comme représenté sur la figure 6. On trouve ainsi :

$$\varepsilon_0^* \cong -0,15 \quad (11)$$

La valeur du tassement résiduel cumulé atteinte au bout de 800 000 cycles est ainsi d'environ 5 mm.

5 CONCLUSION

Même si elle n'en constitue pas une validation complète, dans la mesure où il a été nécessaire de caler la valeur du paramètre ε_0^* , qu'il serait évidemment souhaitable de mesurer indépendamment, la comparaison précédente a tout de même montré la pertinence de la modélisation proposée ainsi que la faisabilité de l'approche numérique associée. L'un des éléments essentiels, qui permettrait d'aboutir à la mise au point d'un outil de calcul véritablement opérationnel, reste la formulation explicite de lois de comportement à grand nombre de cycles qui soient représentatives du comportement réel des matériaux, tels que les ballasts ou les graves non traitées, en tenant compte des sollicitations parfois complexes auxquelles ils sont soumis. La formulation de

telles lois passe par la réalisation de vastes campagnes d'essais de type triaxiaux cycliques, les éprouvettes devant être de dimensions suffisantes (diamètre de l'ordre de 300 mm) pour tenir compte de la taille caractéristique des grains.

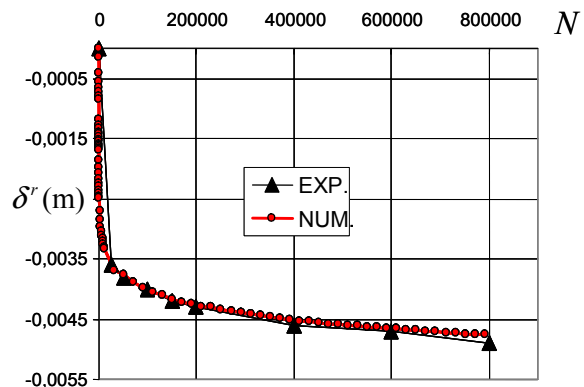


Figure 6. Tassement résiduel cumulé de la plateforme en fonction du nombre de cycles de chargement : comparaison entre la courbe expérimentale et celle obtenue par simulation numérique.

REFERENCES

- Abdelkrim, M. 2004. *Analyse par le calcul des structures du comportement cyclique à long terme des infrastructures de transport*. Thèse de doctorat, ENPC, Paris.
- Abdelkrim, M., Bonnet, G. and de Buhan, P. 2003. A computational procedure for predicting the long term residual settlement of a platform induced by repeated traffic loading. *Computers and Geotechnics*, 30, 463-476.
- Abdelkrim, M., Bonnet, G. and de Buhan, P. 2004. A general method for calculating the traffic load-induced residual settlement of a platform, based on a structural analysis approach. *Soils and Foundations*. Submitted.
- Alva-Hurtado, J.E.D. 1980. *A methodology to predict the elastic and inelastic behaviour of railroad ballast*. PhD thesis, University of Massachusetts, USA.
- Gidel, G., Hornych, P., Chauvin, J.J., Breyse, D. et Denis, A. 2001. Nouvelle approche pour l'étude des déformations permanentes des graves non traitées à l'appareil triaxial à chargements répétés. *Bull. de liaison des L.P.C.*, 233, 5-21.
- Hornych P., Corte J.F. et Paute J.L. 1993. Etude des déformations permanentes sous chargements répétés de trois graves non traitées. *Bull. de liaison des L.P.C.*, 184, 45-55.
- Hornych, P. et Cottineau, L.M. (2003). Synthèse des essais de chargement en vraie grandeur sur structures ferroviaires. Rapport. Contrat LCPC-SNCF.
- Indraratna, B., Ionescu, D. and Christie, H.D. 1998. Shear behaviour of railway ballast based on large scale triaxial tests. *Jl. Geotech. Eng., ASCE*, 439-449.
- Lekarp, F. and Dawson, A. 1998. Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials. *Construction and building materials*, 12(1), 9-18.
- Li, D. and Selig, E.T. 1996. Cumulative plastic deformations for fine-grained subgrade soils. *J. Geotech. Eng., ASCE*, 1006-1013.
- Monosmith, C.L., Ogawa, N. and Freeme, C.R. 1975. Permanent deformation characteristics of subsoil due to repeated loading. *Transp. Res. Rec.*, 537, 1-17.
- Niemunis, A., Wichtmann, T. and Triantafyllidis, Th. 2004. Explicit accumulation model for cyclic loading. *Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena*, Triantafyllidis (ed), A.A. Balkema, 65-76.
- Raymond, G.P. and Williams, D.R. 1978. Repeated load triaxial tests on dolomite ballast. *J. Geotech. Eng., ASCE*, 104, 1013-1029.
- Wichtmann, T., Niemunis, A. and Triantafyllidis, Th. 2004. Strain accumulation in sand due to drained uniaxial cyclic loading. *Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena*, Triantafyllidis (ed), A.A. Balkema, 233-246.