

Caractérisation des matériaux granulaires – naturels et secondaires – utilisés en (sous)- fondations par l’essai triaxial cyclique

dr ir COLETTE GREGOIRE, ing JACQUES DETRY et ir BERNARD DETHY

Centre de Recherches routières

Résumé

L’essai triaxial cyclique est un essai de laboratoire permettant de simuler les sollicitations exercées par le trafic routier sur les matériaux granulaires utilisés dans les couches de (sous)-fondations de la structure routière. Cet essai permet d’une part d’étudier le comportement réversible des matériaux utilisés afin de réaliser un dimensionnement correct et permet d’autre part d’étudier le comportement à long terme des matériaux mis en oeuvre.

Cet article décrit les résultats relatifs à l’étude des déformations réversibles d’un matériau naturel de référence (calcaire), ainsi que les résultats relatifs à des matériaux recyclés disponibles en Belgique (granulats de débris de béton et scories d’aciérie).

L’influence du taux de compactage et de la teneur en eau sur les modules résilients de déformation est discutée, ainsi que l’influence de la méthode de compactage et de la fréquence de chargement.

Samenvatting

De cyclische triaxiaalproef is een laboratorium proef gebruikt om het effect van wegverkeer op korrelvormige materialen die in (onder)-funderingen worden toegepast te simuleren. Met deze proef wordt het omkeerbare gedrag van gebruikte materialen bestudeerd om een goede ontwerpberekening uit te voeren. Het gedrag op lange termijn van de gebruikte materialen kan eveneens bestudeerd worden.

Dit artikel beschrijft de resultaten van de studie over omkeerbare vervormingen van een natuurlijk materiaal (kalksteen) en gerecycleerde materialen beschikbaar in België (betonpuingranulaten en staalslakken).

De invloed van verdichtingsgraad en watergehalte op de reversibele vervormingsmodulus wordt besproken, evenals de invloed van de verdichtingsmethode en frequentie van de belasting.

1. Introduction

L’utilisation de matériaux granulaires secondaires dans les couches de (sous)-fondations permet d’économiser les ressources naturelles, de diminuer le coût du transport des matériaux et d’éviter une mise en décharge coûteuse des matériaux secondaires.

Ces granulats secondaires sont issus principalement de déchets provenant du secteur de la construction, des industries métallurgiques et de l’incinération des déchets ménagers. Certains matériaux sont acceptés par les cahiers des charges belges (mâchefers traités, scories d’aciérie, scories inox, granulats de débris de béton, granulats de débris mixte, etc.).

Pour utiliser ces matériaux en fondations ou sous-fondations, la détermination de leurs propriétés mécaniques, englobant le module résilient de déformation, le coefficient de Poisson et la loi de fatigue, est primordiale pour réaliser un calcul de dimensionnement optimal et pour évaluer le comportement à long terme de la structure routière. Une meilleure connaissance de ces matériaux permet de les utiliser de manière optimale en évitant des surépaisseurs de couches, de réaliser une économie sur les investissements en utilisant des matériaux souvent moins chers, et d'assurer les critères de durabilité.

Dans ce contexte, le CRR est équipé d'un appareil triaxial cyclique (équipement fourni par «CVR - Centro para a Valorização de Resíduos», Guimarães, Portugal) pour réaliser des essais en laboratoire sur les matériaux granulaires (naturels ou secondaires) non liés. Cet essai permet de simuler en laboratoire l'effet du trafic routier sur les matériaux granulaires non liés utilisés en fondations et sous-fondations et de déterminer les déformations réversibles utiles pour un calcul de dimensionnement et les déformations permanentes liées au risque d'orniérage.

Divers travaux scientifiques (réf. 1 ; réf. 2 ; réf. 3 ; réf. 6) illustrent l'utilisation de cet essai pour la détermination des déformations réversibles et permanentes de graves naturelles, en étudiant l'influence de paramètres tels que la teneur en eau, la densité sèche ou la méthode de compactage.

2. Principe de l'essai

Une éprouvette cylindrique est placée dans une cellule et est soumise à une pression de confinement σ_3 et une contrainte axiale cyclique $\sigma_1 = \sigma_3 + q$.

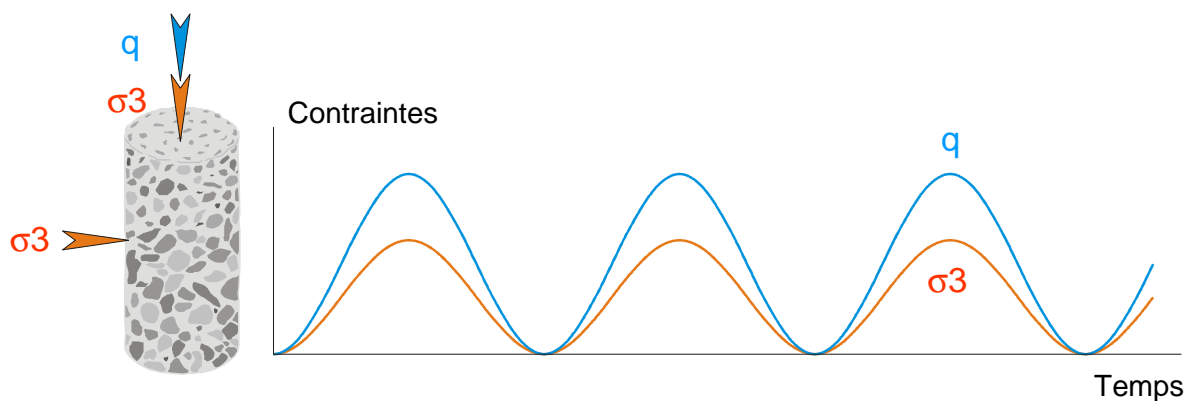


Figure 1 : Principe de l'essai triaxial cyclique.

Les essais sont réalisés soit à pression de confinement constante (méthode B - norme NBN EN 13286-7), soit à pression de confinement variable (méthode A - norme NBN EN 13286-7).

Pour les essais à pression de confinement variable, le système de mise en pression est entièrement hydraulique pour un meilleur contrôle de la contrainte axiale et de la pression de confinement. Deux actuateurs distincts permettent de contrôler la force axiale et la pression de confinement dans la cellule. L'eau désaérée est alors utilisée comme fluide de confinement.

Pour les tests à pression de confinement constante, l'actuateur axial est contrôlé par un système hydraulique et la pression de confinement dans la cellule est contrôlée par un système pneumatique. L'air est alors utilisé comme fluide de confinement.

Une cellule de force (25 kN) placée dans la cellule à proximité de l'éprouvette mesure la force axiale appliquée. Un capteur de pression mesure la pression de confinement dans la cellule triaxiale. La cellule est équipée d'un circuit de drainage.

Pour l'étude des déformations réversibles, l'éprouvette, compactée à l'énergie Proctor modifiée, est soumise à 20 000 cycles pour la phase de conditionnement. Cette phase de conditionnement permet de stabiliser les déformations permanentes. Ensuite, différents chemins de contraintes successifs sont appliqués à l'éprouvette. La figure suivante reprend ces différents chemins de contraintes réalisés pour les tests à pression de confinement constante en terme de contrainte moyenne p et contrainte déviatorique q , définies par :

$$\begin{aligned} p &= (\sigma_1 + 2 \sigma_3)/3 \\ q &= (\sigma_1 - \sigma_3) \end{aligned} \quad (1)$$

Les pressions de confinement varient de 20 kPa à 150 kPa. Pour chacune d'elles, l'éprouvette est sollicitée à des valeurs croissantes de contraintes déviatoriques. 100 cycles sont appliqués pour chaque état de contraintes.

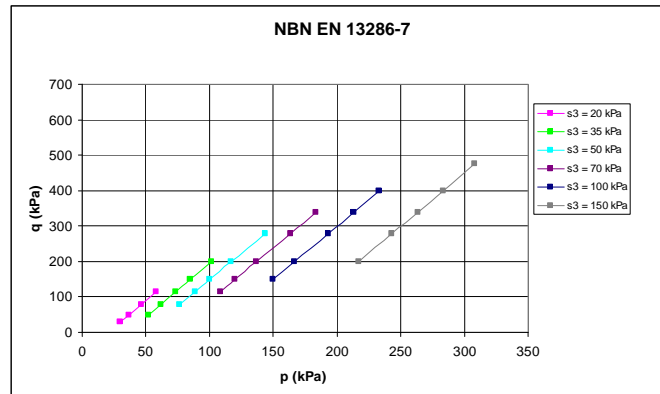


Figure 2 : Chemins de contraintes appliqués pour l'étude des déformations réversibles (NBN EN 13286-7).

L'étude des déformations réversibles permet de calculer un module résilient pour chaque état de contraintes. Il est défini par :

$$M_r = \Delta q / \Delta \varepsilon_1^r \quad (2)$$

où ε_1^r est la déformation axiale réversible

3. Mesures des déformations

Les déformations des éprouvettes sont mesurées par des LDT (Local Deformation Transducer). Ces capteurs sont constitués de 4 jauges de déformation formant un pont de Wheatstone complet, collées sur tige mince flexible en bronze au phosphore (réf. 4 ; réf. 5) caractérisé par un coefficient de dilatation thermique faible. Quatre capteurs de déformation LDT équipent l'éprouvette. Trois capteurs LDT sont installés pour la mesure des déformations axiales et un capteur LDT est installé pour la mesure de la déformation radiale. Les LDT axiaux sont maintenus entre deux supports collés sur la membrane de l'éprouvette. Le LDT radial est maintenu par un support adapté composé de deux pièces en biseau sur lesquelles se posent les extrémités du capteur (Figure 3). Ce support est maintenu sur l'éprouvette par deux fils et deux ressorts. La distance entre les deux supports est légèrement inférieure à la longueur de la tige, de sorte que la tige placée entre les deux supports est maintenue de manière légèrement fléchie.

Le principe des LDT est schématisé sur la Figure 3. Une déformation de l'éprouvette induit un déplacement relatif des supports et une flexion du LDT. Le voltage de sortie «V» du LDT est lié à la distance entre les supports (l_0 en début d'essai à $t=0$ et l à un moment $t=t$). La relation entre le voltage de sortie «V» et la distance «l» entre les supports est un polynôme du second degré. Le CRR est équipé d'un dispositif permettant de réaliser une calibration régulière des LDT.

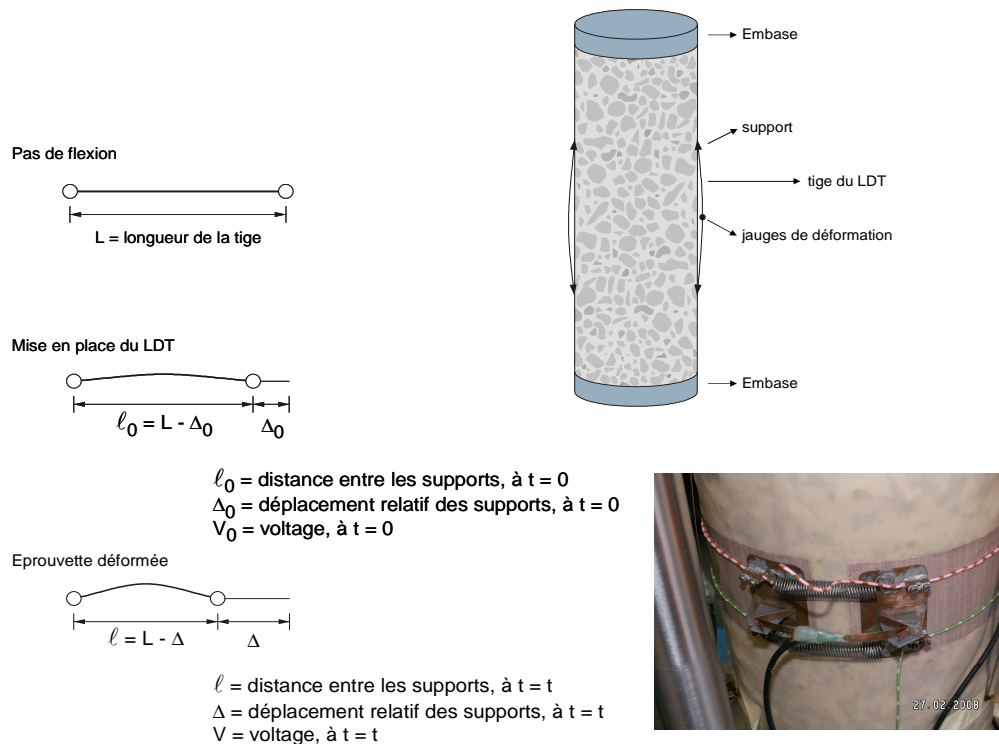


Figure 3 : Principe des LDT.

Les LDT permettent de mesurer des déformations inférieures à 10^{-5} et ont une bonne résolution pour les déformations allant jusqu'à maximum 2 % (réf. 4 ; réf. 5).

4. Essais réalisés

La méthode B de la norme NBN EN 13286-7 a été appliquée sur un calcaire de référence, ainsi que sur des granulats de débris de béton et des scories d'aciérie. Les essais ont été réalisés à une fréquence de 2 Hz pour le conditionnement et à une fréquence de 1 Hz pour le test.

Pour chacun de ces matériaux, une analyse granulométrique a été réalisée. La densité sèche optimale et la teneur en eau optimale ont été déterminées par l'essai Proctor modifié (NBN EN 13286-2).

Table 1 : Caractérisation des matériaux étudiés

	Teneur en fines	Passant à 2 mm	w_{OPM} (teneur en eau optimale)	ρ_{OPM} (densité optimale)
Calcaire 0/20	7,4 %	25,9 %	5,5 %	2,30 g/cm ³
Granulats de débris de béton (0/32)	5,3 %	28,7 %	10 %	2,01 g/cm ³
Scories d'aciérie (0/32)	4,0 %	31,6 %	6 %	2,55 g/cm ³

Pour un matériau donné, les éprouvettes sont constituées en mélangeant dans les mêmes proportions 4 ou 5 fractions granulométriques de matériau sec et en ajoutant la quantité d'eau nécessaire pour obtenir la teneur en eau visée. Les éprouvettes sont compactées à l'énergie Proctor modifiée au marteau vibrant en 6 couches dans un moule de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Après le compactage, les éprouvettes sont enveloppées d'une membrane en latex étanche et sont instrumentées.

5. Résultats

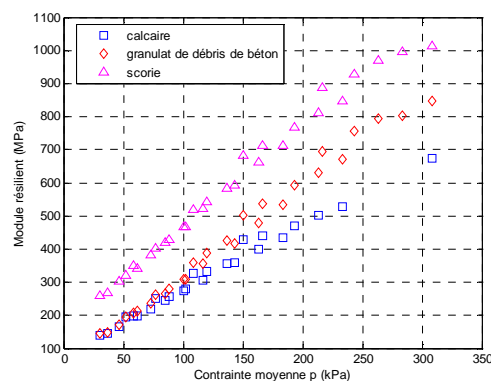


Figure 4 : Comparaison des modules résilients pour les différents matériaux à la teneur en eau optimale et à la densité optimale.

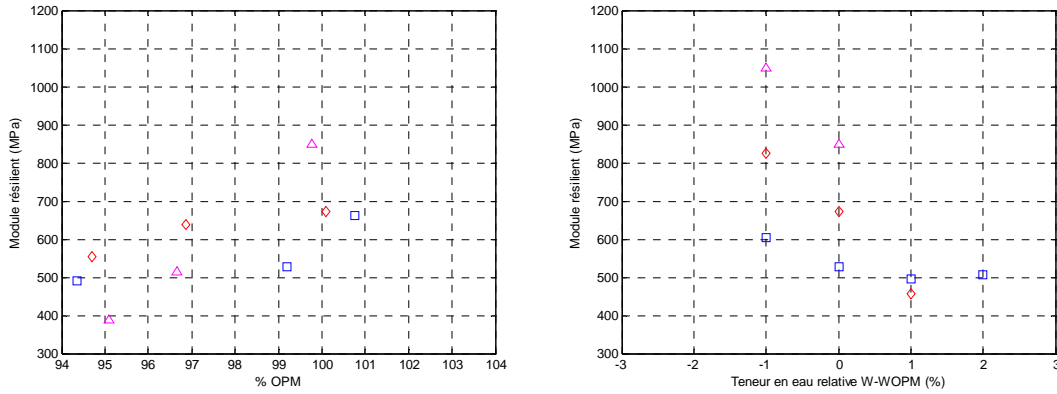


Figure 5 : Comparaison des différents modules résilients ($p = 233$ kPa ; $q = 400$ kPa) pour les différents matériaux. \square calcaire \diamond granulat de débris de béton \triangle scorie

5.1 Calcaire

A la teneur en eau optimale (w_{OPM}), plusieurs densités de compactage ont été testées : 95, 100 et 102 % de la densité optimale (ρ_{OPM}).

A la densité optimale, différentes teneurs en eau ont été testées ($w_{OPM} - 1$ %, w_{OPM} , $w_{OPM} + 1$ % et $w_{OPM} + 2$ %). Pour des teneurs en eau supérieures à la teneur en eau optimale, l'éprouvette calcaire est proche de la saturation.

Pour une contrainte déviatorique donnée (q), le module résilient augmente avec la pression de confinement σ_3 (Figure 6). Pour une pression de confinement donnée, le module résilient augmente avec la contrainte déviatorique (Figure 6). Le module résilient augmente de manière quasi linéaire avec la contrainte moyenne p (Figure 4).

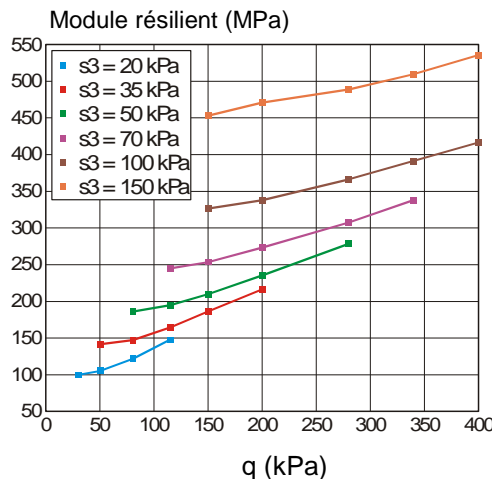


Figure 6 : Module résilient du calcaire pour les différents états de contraintes.

Le module résilient augmente avec la densité et diminue avec la teneur en eau (Figure 5). Le module résilient est analysé pour un état de contraintes de référence, se rapprochant de l'état de contraintes défini par la norme pour calculer un module d'élasticité caractéristique (NBN EN 13286-7, annexe C ; $p=233$ kPa et $q=400$ kPa). Pour cet état de contraintes de

référence, le module résilient varie de 490 MPa à 660 MPa lorsque l'on passe d'une densité de 95 % ρ_{OPM} à 102 % ρ_{OPM} . Pour cet état de contraintes de référence et pour la densité optimale, le module résilient varie de 600 MPa à 510 MPa lorsque l'on passe de $w_{OPM} -1$ % à $w_{OPM} +2$ %.

5.2 Granulat de débris de béton

A la teneur en eau optimale (w_{OPM}), plusieurs densités de compactage ont été testées : 95, 97 et 100 % de la densité optimale (ρ_{OPM}). A la densité optimale, différentes teneurs en eau ont été testées ($w_{OPM} -1$ %, w_{OPM} et $w_{OPM} +1$ %).

Le module résilient des granulats de débris de béton augmente avec la densité et diminue avec la teneur en eau (Figure 5). Ainsi, pour cet état de contraintes de référence ($p=233$ kPa et $q=400$ kPa), le module résilient vaut 550 MPa, 640 MPa et 670 MPa respectivement pour des taux de compactage de 95, 97 et 100 % de la densité optimale.

Pour cet état de contraintes de référence et pour la densité optimale, le module résilient varie de 820 MPa à 460 MPa lorsque l'on passe de $w_{OPM} -1$ % à $w_{OPM} +1$ %. La sensibilité à l'eau du granulat de débris de béton est plus élevée que celle du calcaire de référence.

Les modules résilients du granulat de débris de béton testé sont plus élevés que ceux du calcaire de référence. Ainsi, pour le niveau de contraintes de référence, à la densité optimale et teneur en eau optimale, les modules résilients du granulat de débris de béton et du calcaire sont respectivement de 670 et 530 MPa.

5.3 Scories d'aciérie

Pour une teneur en eau égale à la teneur en eau optimale (w_{OPM}), plusieurs densités de compactage ont été testées : 95, 97 et 100 de la densité optimale (ρ_{OPM}). Pour une densité égale à la densité optimale, différentes teneurs en eau ont été testées ($w_{OPM} -1$ %, w_{OPM}).

Le module résilient des scories augmente avec la densité et diminue avec la teneur en eau (Figure 5). Pour un état de contraintes de référence, la variation de module est très marquée lorsque l'on passe de 97 % à 100 % de la densité optimale. Ainsi, pour cet état de contraintes de référence ($p=233$ kPa et $q=400$ kPa), le module résilient vaut 390 MPa, 510 MPa et 850 MPa respectivement pour des taux de compactage de 95, 97 et 100 % de la densité optimale. Pour les densités de 97 % ρ_{OPM} et plus, le module résilient des scories est plus élevé que celui du calcaire.

Pour cet état de contraintes de référence et pour la densité optimale, le module résilient varie de 1050 MPa à 850 MPa lorsque l'on passe de $w_{OPM} -1$ % à w_{OPM} . La sensibilité à l'eau des scories testées est plus élevée que celle du calcaire de référence. Pour ces teneurs en eau, les modules résilients des scories sont plus élevés que ceux du calcaire de référence et que ceux du granulat de débris de béton.

6. Influence de la granulométrie

Des essais ont été réalisés sur un calcaire 0/32 de même provenance que le calcaire 0/20 de référence, à la teneur en eau optimale (4,5 %) et à la densité optimale ($2,37 \text{ g/cm}^3$).

Les modules résilients du calcaire 0/32 sont plus élevés que ceux du calcaire 0/20. Les modules résilients du calcaire 0/32 sont du même ordre de grandeur que ceux des granulats de débris de béton. Ainsi, pour le niveau de contraintes de référence, à la densité optimale et teneur en eau optimale, les modules résilients du granulat de débris de béton et du calcaire 0/32 sont respectivement de 670 et 650 MPa.

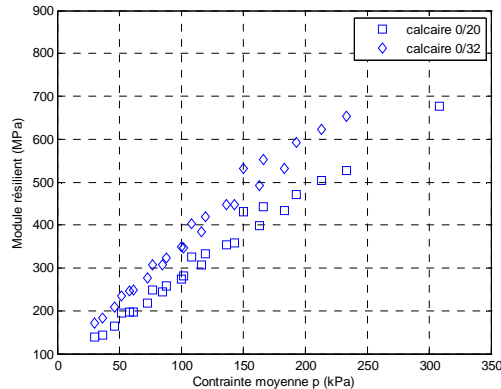


Figure 7 : Influence de la granulométrie (fraction p 20/32) sur les modules résilients du calcaire.

7. Compactage des éprouvettes et fréquence de chargement

7.1 Influence de la méthode de compactage

Quelques essais ont été réalisés sur des éprouvettes de calcaire pour analyser l'influence du mode de compactage. Ces éprouvettes ont été compactées en utilisant la vibrocompression. Par cette méthode de compactage, une force axiale croissante et une vibration horizontale sont appliquées à l'éprouvette durant 45 secondes. La méthode de compactage ne semble pas influencer les déformations réversibles (Figure 8). Par contre, l'analyse des déformations permanentes en fin de conditionnement montre que ces déformations permanentes sont plus élevées pour les éprouvettes compactées par la vibrocompression (Figure 8).

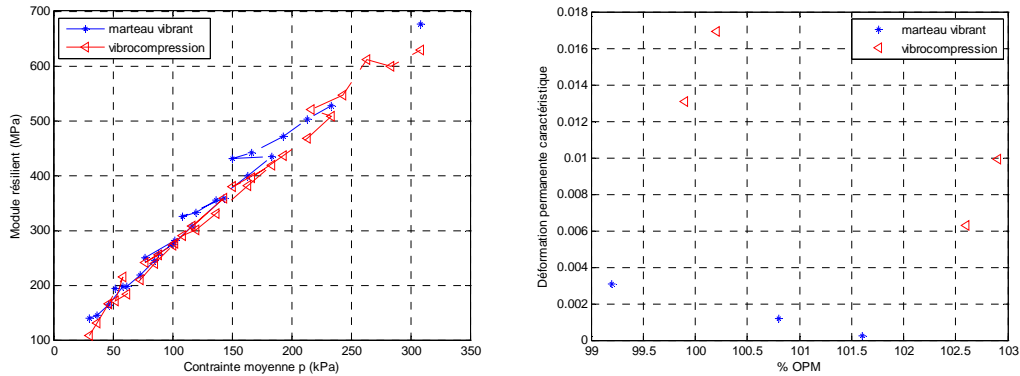


Figure 8 : Influence de la méthode de compactage sur les modules résilients (a) et sur les déformations permanentes en fin de conditionnement (b).

7.2 Influence de la fréquence de chargement

Afin d'analyser l'effet de la fréquence de chargement sur le module résilient, certains niveaux de chargement ont été appliqués successivement à différentes fréquences (0,5 ; 1 et 3 Hz) au cours d'un même essai. Le module résilient a été recalculé pour chacun des niveaux de chargement aux différentes fréquences (Figure 9). Dans cette gamme de fréquences, on ne note pas d'influence significative sur le module résilient.

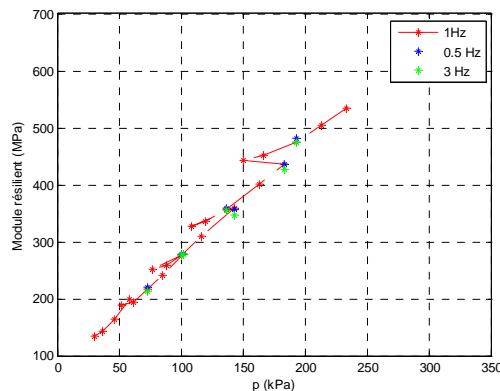


Figure 9 : Effet de la fréquence de chargement sur le module résilient.

8. Conclusion

Des essais au triaxial cyclique à pression de confinement constante (méthode B, norme NBN EN 13286-7) ont été réalisés sur un matériau naturel (calcaire 0/20) et deux matériaux secondaires (granulats de débris de béton et scories d'aciérie) disponibles en Belgique.

Pour l'ensemble des états de contraintes analysés, à la densité optimale et teneur en eau optimale, les modules résilients des scories et des granulats de débris de béton sont plus élevés que ceux du calcaire 0/20. Le module résilient des scories est plus élevé que celui des granulats de débris de béton. Pour les trois matériaux analysés, le module résilient varie quasiment linéairement avec la contrainte moyenne.

L'influence de la teneur en eau et de la densité sèche sur le module résilient a été analysée pour un état de contraintes de référence. Pour les trois matériaux, les modules résilients

diminuent avec la teneur en eau et augmentent avec la densité sèche, pour des teneurs en eau proche de la teneur en eau optimale. Le module résilient des matériaux secondaires est plus sensible à l'eau que celui du calcaire.

L'effet de la densité sèche est très marqué sur le module résilient des scories.

L'ajout d'une fraction 20/32 au calcaire de référence affecte les modules résilients. Ceux-ci sont plus élevés et atteignent alors le même ordre de grandeur que les modules résilients des granulats de débris de béton.

La méthode de compactage des éprouvettes (marteau vibrant et vibrocompression) ne semble pas affecter les déformations réversibles mais influence fortement les déformations permanentes caractéristiques.

La fréquence de chargement (entre 0,5 et 3 Hz) n'affecte pas le module résilient du calcaire testé. Ceci ne peut être systématiquement généralisé à tous les matériaux.

La phase suivante de l'étude des déformations réversibles consistera à réaliser ces essais à pression de confinement variable (méthode A de la norme NBN EN 13286-7), et ensuite à étudier d'autres matériaux secondaires disponibles en Belgique et susceptibles d'être utilisés en (sous)-fondations.

9. Références

- [1] Balay, J., Gomes Correia, A., Jouve, P., Hornych, P. & Paute J.-L., 1998. Etude expérimentale et modélisation du comportement mécanique des graves non traitées et des sols supports de chaussées – Dernières avancées. *Bulletin liaison Labo. P. et Ch.* 216: 3-18.
- [2] Corté, J.-F. 1994. Caractéristiques mécaniques des graves non traitées au triaxial à chargements répétés. *Bulletin liaison Labo. P. et Ch.* 190: 17-26.
- [3] Gomes Correia, A., 2004. Evaluation of mechanical properties of unbound granular materials for pavements and rail tracks. Proceedings of the international Seminar on Geotechnics in Pavement and Railway Design and Construction. Gomes Correia & Loizos eds., Millpress Rotterdam, Netherlands, Athens, 16 December 2004: 35-60.
- [4] Goto, S. Tatsuoka, F., Shibuya, S., Kim, Y.-S. & Sato, T., 1991. A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory. *Soils and foundations*, vol. 31, 1: 169-180.
- [5] Hoque, E., Sato, T. & Tatsuoka, F., 1997. Performance evaluation of LDTs for use in triaxial tests. *Geotechnical testing Journal*, Vol. 20, 2: 149-167.
- [6] Paute, J.-L., Hornych, P. & Benaben, J.-P., 1994. Comportement mécanique des graves non traitées. *Bulletin liaison Labo. P. et Ch.* 190: 27-38.