

ÉTUDE DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE D'UN OUVRAGE DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉ PAR GÉOSYNTHÉTIQUE SOUS LES CHARGES DE TREMBLEMENT DE TERRE

INVESTIGATION OF DYNAMIC BEHAVIOUR OF GEOSYNTHETIC REINFORCED SOIL RETAINING STRUCTURES UNDER EARTHQUAKE LOADS

Erol GULER¹, Ali K. ENUNLU²

¹ Département de Génie Civil, Université de Bogazici, Istanbul, TURQUIE

² Ph. D. Université de Bogazici (2007)

RÉSUMÉ – Les résultats d'une étude expérimentale conduite sur deux ouvrages de soutènement en sol renforcé par géotextile en modèle réduit à l'échelle ½ sont présentés et discutés. Les sollicitations du tremblement de terre d'El Centro ont été appliquées au modèle de 1,9 m de hauteur. Le paramètre de dimensionnement étudié était la longueur de renforcement. Les résultats ont été analysés pour évaluer les déformations dans les couches de renforcement et la déformation de la face avant. La conclusion la plus importante que l'on peut tirer de l'étude expérimentale est que les ouvrages de soutènement en sol renforcé par géotextile conçus selon les spécifications actuelles se comportent avec beaucoup de succès sous les sollicitations liées aux tremblements de terre.

Mots-clés : Ouvrages de soutènement en sol renforcé par géosynthétique; Modèle réduit; Comportement dynamique; Essais sur table vibrante; Géotextile.

ABSTRACT – The results of an experimental study conducted on two 1:2 reduced-scale geotextile-reinforced soil retaining walls are presented and discussed. El Centro earthquake excitations were applied to the 1.9 m tall models. The design parameter investigated was the reinforcement length. The results were analysed to evaluate the strains in the reinforcement layers and facing wall deformation. The most important conclusion drawn from the experimental work was that Geosynthetic Reinforced Retaining Structures designed according to the current specifications behave very successfully under earthquake loading conditions.

Keywords: Geosynthetic-reinforced soil retaining wall; Reduced-scale model; Dynamic behaviour; Shaking-table tests; Geotextile.

1. Introduction

Par rapport aux murs de soutènement conventionnels, les ouvrages de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques offrent l'efficacité du prix, une meilleure performance, l'apparence esthétique et beaucoup plus de durabilité. Grâce à ces avantages, ils sont largement construits à la place des murs de soutènement conventionnels (Koseki et al., 2006). En pratique, de tels murs sont régulièrement conçus en utilisant l'analyse d'équilibre limite et les charges de tremblement de terre sont considérées en utilisant des méthodes pseudo-statiques (AASHTO, 1996 ; FHWA, 1996).

Un essai expérimental récent sur table vibrante conduite par Leshchinsky et al. (2008) démontre que bien que l'analyse d'équilibre limite montre un facteur de confiance proche de un sous une accélération de 0,39g, pour une pente renforcée par géogrille de 2,8 m de hauteur ayant une face avant en géocellule remplie de sable, aucun mécanisme de rupture n'a pas été observé même pour une accélération de 0,8g. Une autre conclusion apparentée tirée de cette recherche est que la valeur du facteur de réduction sismique (RF) pour les analyses de stabilité externes est bien au-dessous de la recommandation de l'Administration Fédérale Américaine des Autoroutes FHWA. Cette différence est peut être liée aux méthodes pseudo-statiques qui ne tiennent pas compte des effets de la durée du séisme, du contenu de la fréquence, de l'amplification de l'accélération, etc. sur le développement des charges de renforcements et de ses déformations (Bathurst et Alfaro, 2000). De plus, les méthodologies sismiques du dimensionnement pour ces types d'ouvrages sont basées en grande partie sur les résultats de la modélisation numérique de structures renforcées construites avec un renforcement inextensible (Bathurst et Alfaro, 2000) bien que les règles empiriques apparentées développées pour ces types de structures ne soient pas applicables aux murs renforcés par géosynthétiques. Pour aider à améliorer ces sortes d'insuffisances des méthodes de dimensionnement sismiques actuelles et obtenir

un meilleur aperçu sur le comportement dynamique d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé par géosynthétique sous les charges de tremblement de terre, un grand nombre de résultats numériques et expérimentaux doit être disponible.

Cette étude présente les résultats de deux ouvrages de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques en modèle réduit à l'échelle $\frac{1}{2}$ qui ont été réalisés sur une table vibrante. Ces modèles d'ouvrage ont été construits avec différentes longueurs de renforcement et ont été sollicités en utilisant le mouvement du tremblement de terre d'El Centro (1940) à échelle réduite.

2. Analyse dimensionnelle et similitude

Les contraintes de la table vibrante limitent le poids du modèle à tester. Donc, pour simuler un ouvrage plus haut, des modèles réduits et leurs lois sont utilisés. Les lois de similitude fournies par l'analyse dimensionnelle sont une technique de compression pour réduire le nombre et la complexité de variables expérimentales. Après la construction ces lois, on peut définir la similitude entre le modèle et le prototype.

Lois de similitude

Dans le tableau 1 sont rassemblés les facteurs d'échelle courants utilisés dans cette étude. Ces facteurs d'échelle sont en accord avec ceux proposés par Lai et Sugano (1999) et Jakrapiyanun et Ashford (2003).

Tableau 1. Facteurs d'échelle utilisés dans cette étude

Quantité	Définition du facteur	Valeur utilisée pour cette étude
Longueur	n	2
Densité	1	1
Contrainte	n	2
Déformation	1	1
Accélération	1	1
Fréquence	$n^{-0,5}$	$1/\sqrt{2}$
Temps	$n^{0,5}$	$\sqrt{2}$

3. Essais sur table vibrante

Deux essais sur table vibrante ont été réalisés en utilisant la grande table vibrante de l'Institut de Recherche sur les Tremblements de terre et Observatoire de Kandilli (KOERI) de l'université Bogazici à Istanbul, Turquie. C'est une table vibrante uniaxiale (3 m x 3 m) pilotée par un servo-régulateur hydraulique. Des objets dont le poids peut atteindre 100 kN peuvent être testés à des fréquences de 0 à 50 Hz. La table a une capacité de mouvement maximal de déplacement de pic à pic de 24 centimètres, une vitesse maximale d'environ $\pm 1,2$ m/s et une accélération maximale (avec une charge utile de 100 kN) d'environ, $\pm 2,0g$.

Un conteneur en acier a été fabriqué et installé sur la table vibrante pour loger les modèles des ouvrages de soutènement. Pour les essais, deux ouvrages différents de soutènement en sol ont été construits dans lesquels seules les longueurs de renforcement L ont varié ($L/H=0,9$ dans le 1er modèle et $L/H=0,6$ dans le 2ème modèle). Les deux structures avaient une hauteur H de 1,9 m, une largeur de 0,52 m et une longueur de 2,8 m. Les remblais des structures ont été construits en disposant des couches de sable épaisses de 100 millimètres successivement à l'intérieur du conteneur d'acier fixé à la table vibrante. Il a été prévu, afin d'éviter la réflexion des ondes à l'arrière du conteneur, une couche de caoutchouc granulaire entre la surface arrière du conteneur et le sol. L'épaisseur du remblai en caoutchouc granulaire a été déterminée à partir d'une analyse par éléments finis. Pour minimiser le frottement entre les murs du conteneur et le remblai, les surfaces intérieures du conteneur ont été graissées et ensuite des couches de caoutchouc épaisses de 6 millimètres ont été placées le long de ces surfaces.

4. Matériaux

4.1. Sable

Le sol utilisé pour le remblai est un sable limoneux bien gradué. Les poids volumiques étaient de 15 kN/m³ dans le premier modèle et de 16 kN/m³ dans le second.

4.2. Géotextile

Pour le renforcement, un géotextile tissé en polypropylène a été utilisé. La résistance ultime à la traction du géotextile est de 40 kN/m et la déformation est de 11 % lors de la rupture.

4.3. Blocs de la face avant

Pour simuler les structures, des blocs de béton ont été utilisés en face avant. Les blocs creux utilisés sont montrés sur la figure 1. Les dimensions de ces blocs étaient de 100 millimètres de hauteur, 100 millimètres de profondeur et 200 millimètres de largeur. Ces dimensions sont la moitié des dimensions des blocs modulaires réels typiquement utilisés en Turquie. Pour garder identiques le rapport des poids du modèle et des blocs des prototypes, l'épaisseur des parois des blocs modèles a été choisie égale à 30 millimètres.



Figure 1. Bloc modulaire à une échelle de 1/2

4.4. Caoutchouc granulaire

Le module d'Young du caoutchouc granulaire a été déterminé par une série d'essais triaxiaux et la valeur moyenne mesurée vaut 891 kPa.

5. Disposition des renforcements, instrumentation et organisation des essais

L'espacement vertical entre les renforcements primaires a été choisi égal à 200 millimètres. Les couches de renforcement intermédiaires ont été placées entre les renforcements primaires. Les couches de renforcement primaires étaient longues de 1,71 m dans le premier modèle (pour L/H=0,9) et de 1,4 m dans le second modèle (pour L/H=0,6) alors que les couches intermédiaires ont été choisies longues de 0,5 m pour les deux modèles (Ling et al., 2004).

L'instrumentation était composée de 11 accéléromètres (placés sur la face avant, au dessus du remblai et sur la table vibrante), 8 capteurs de déplacement à laser (mesurant le déplacement de la face avant), 8 transducteurs de déplacement linéaires (mesurant les déplacements sur deux couches de renforcement géotextile) et un autre type des transducteurs de déplacement linéaires (LVDT) (mesurant le déplacement de la table vibrante).

L'instrumentation schématique et les localisations des mesures de déplacement sur les renforcements sont présentées sur la figure 2a. La figure 2b montre une vue d'ensemble de l'ouvrage construit avec le conteneur en acier sur la table vibrante.

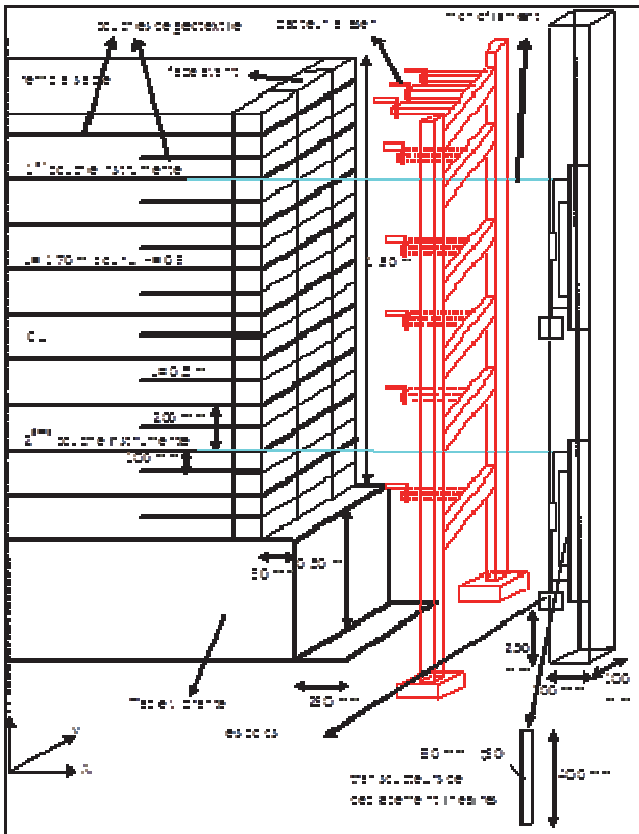


Figure 2a. Instrumentation schématique; 2b. Conteneur et ouvrage de soutènement

5.1. Organisation générale des transducteurs et des capteurs

Les déplacements en plusieurs points sur le renforcement ont été mesurés au moyen de transducteurs de déplacement linéaires et on a calculé les déformations moyennes qui proviennent de la différence entre ces déplacements mesurés. Les transducteurs choisis dans ce but étaient de type sans contact et le détail de l'instrumentation est expliqué en détail dans un article (Guler et Enunlu 2009) et la thèse de Enunlu (2007). Deux couches de renforcement ont été équipées. Il s'agit des renforcements aux cotes $H=0,40$ m et $H=1,60$ m. Quatre endroits sur la surface d'un renforcement ont été choisis et les embouts minces ont été passés au-dessous et au-dessus de plusieurs fibres longitudinales, comme avec une aiguille à coudre (figures 3a et 3b).

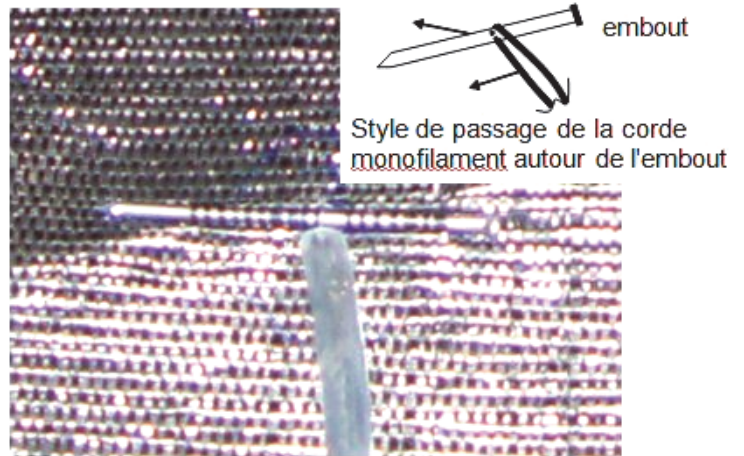


Figure 3a. Couche de géotextile et zones où les cordes monofilaments ont été attachées; 3b. Vue agrandie de la connexion de la corde monofilament autour de l'embout.

La corde monofilament, constituée d'un fil simple, a été simplement passée autour de l'embout sans utiliser de nœud. Après que les fils de monofilament ont été passés autour des embouts sur le

géotextile, ils ont été passés dans des tubes flexibles très résistants en polymère. Ces tubes sont utilisés pour garantir un mouvement libre des fils. Les régions de connexion ont été couvertes avec un morceau de géotextile pour prévenir la pénétration des particules de sol dans les tubes, qui pourrait bloquer le mouvement libre du fil monofilament. Aux points où ces fils devaient traverser les blocs de béton, les blocs ont été auparavant forés pour pouvoir raccorder les fils monofilaments aux appareils de mesure de déplacement (figure 4).



Figure 4. Tubes flexibles traversant les trous forés des blocs et ouvrage fixé à l'aide d'une plaque en acier

Les fils monofilaments venant de la face avant atteignent des poulies, qui changent leur direction d'horizontale à verticale. Les poids créent une petite tension dans les fils monofilaments, fournissant une contrainte dans la direction verticale (figure 5).

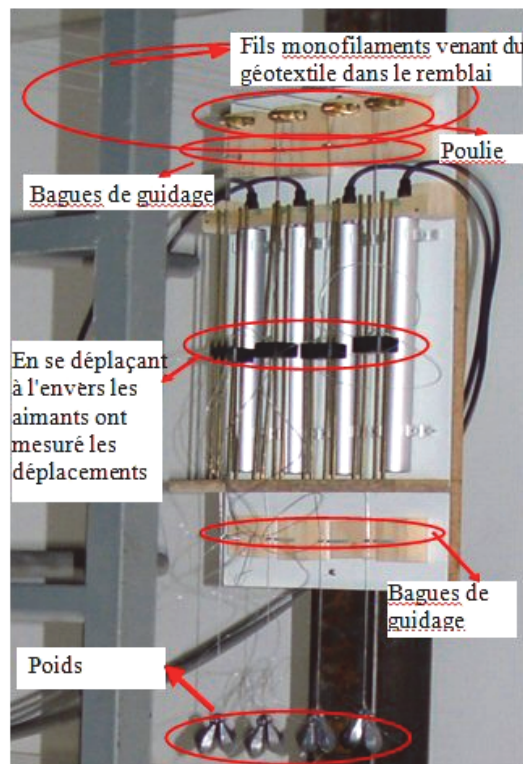


Figure 5. Vue agrandie de système de mesure des déplacements au niveau le plus élevé

Huit transducteurs ont été installés pour mesurer les déplacements dans les deux couches correspondantes. Le glissement de l'ouvrage de soutènement a été restreint en soudant un morceau de plaque en acier au fond du conteneur. La hauteur de cette barrière a été fixée à seulement 20 millimètres parce que le seul but était d'éliminer le glissement à la base.

Les déplacements des blocs de la face avant ont été mesurés en utilisant huit détecteurs de déplacement à laser qui ont été installés sur les bras du poste de mesure à différentes hauteurs. Les transducteurs avaient une gamme de mesure de 400 millimètres. Une vue d'ensemble de postes et de face avant peuvent être vues sur les figures 6a, b.



Figure 6a. Vue de la face avant; 6b. Vue de l'ensemble des postes

L'intervalle d'enregistrement des données pour les transducteurs de déplacement linéaires et les capteurs de déplacement à laser a été choisi égal à 2ms, tandis que celui des accéléromètres était 12,3 ms.

5.2. Séquence de vibration

La version à échelle réduite de la composante Nord-Sud du tremblement de terre d'El Centro (1940) a été appliquée dans les essais. Ces données de tremblement de terre ont été choisies parce que ce séisme était l'un des plus dévastateurs (figure 7).

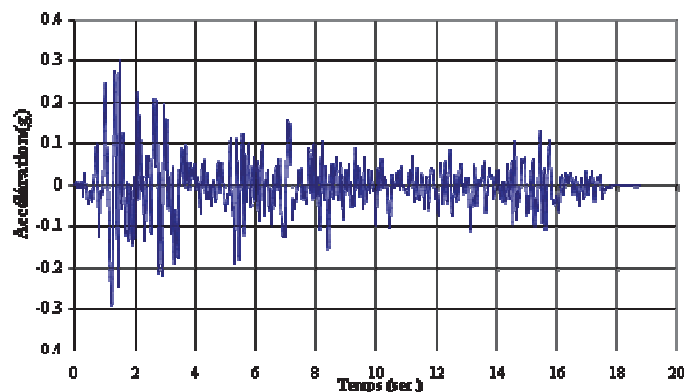


Figure 7. Enregistrement à échelle réduite de la composante Nord-Sud du tremblement de terre d'El Centro

Puisque le modèle est à l'échelle $\frac{1}{2}$, la fréquence de la sollicitation initiale d'El Centro est également incrémentée par un facteur $\sqrt{2}$ ou, en d'autres termes, la période naturelle est réduite en la divisant par $\sqrt{2}$ pour convenir aux besoins du modèle à l'échelle $\frac{1}{2}$. Le mouvement a duré environ 18,75 secondes au cours desquelles l'accélération maximale était de 0,3g.

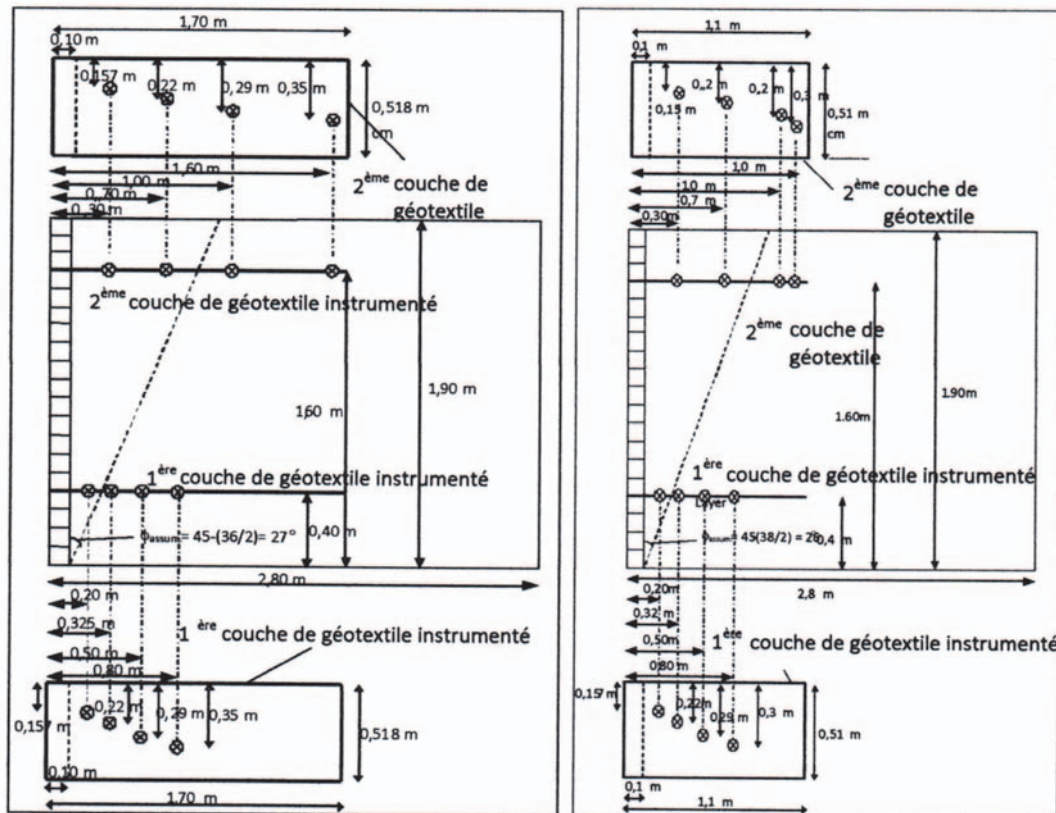
Pour le modèle où $L / H = 0,9$, les séquences suivantes de sollicitations ont été appliquées :

1. Le mouvement du tremblement de terre d'El Centro, où les fréquences plus grandes que 0,5 Hz ont été prises en compte, a été appliqué (El Centro-1) ;
 2. Après la première application de cent pour cent de la sollicitation d'El Centro, le système a été soumis à la même sollicitation une seconde fois (El Centro-2).
- Pour le modèle où $L / H = 0,6$, les mêmes séquences ont été utilisées.

6. Résultats des essais

6.1. Mesures de déformations et évaluations

Les points de mesure des déplacements des couches de géotextiles sont présentés sur les figures 8a et 8b.



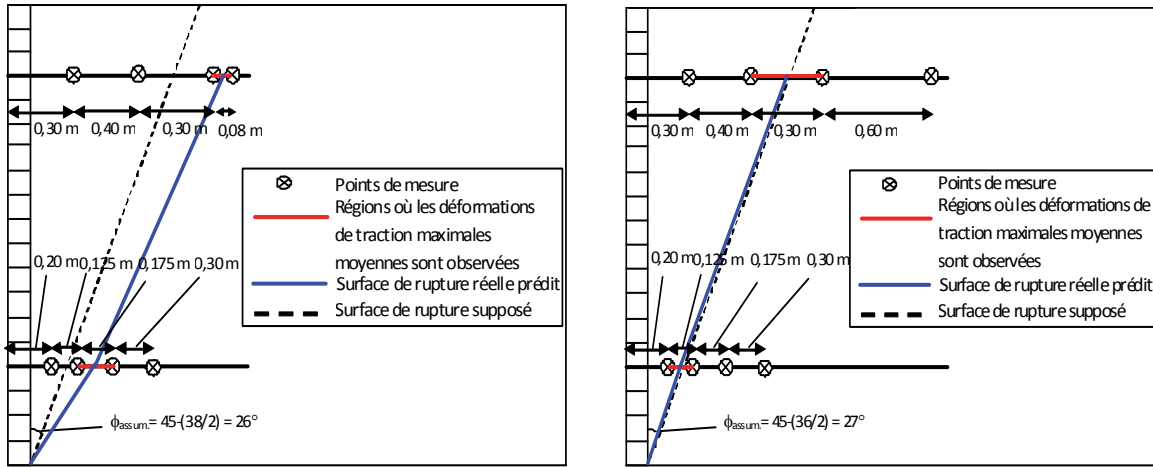
Figures 8a. Points de mesure des déplacements dans le premier essai ($L/H=0,9$)
8b. Points de mesure des déplacements dans le second essai ($L/H=0,6$).

Dans chaque couche, les déplacements ont été mesurés à quatre endroits, qui nous ont permis de déterminer une déformation moyenne dans trois régions. La déformation moyenne a été évaluée en divisant les différences des déplacements entre deux points de mesure par les distances entre ces points. Par conséquent, dans les modèles les déformations moyennes sont mesurées pour des zones, définies par leur distance à la face avant. Dans le premier modèle, au niveau $H=0,40$ m, ces zones sont "0,20 m-0,325 m", "0,325 m-0,50 m" et "0,50 m-0,80 m" et, au niveau $H=1,60$ m, elles sont : "0,30 m-0,70 m", "0,70 m-1,00 m" et "1,00 m-1,60 m". De la même manière, dans le second modèle au niveau $H=0,40$ m, ces zones sont définies comme : "0,20 m-0,325 m", "0,325 m-0,50 m" et "0,50 m-0,80 m", alors qu'au niveau $H=1,60$ m elles sont : "0,30 m-0,70 m", "0,70 m-1,00 m" et "1,00 m-1,08 m".

Les résultats indiquent que, pendant la sollicitation vibratoire, on a mesuré non seulement des extensions mais aussi des compressions sur le renforcement géotextile. Les valeurs positives représentent les déformations en traction, et les valeurs négatives indiquent une déformation pseudo-compressive.

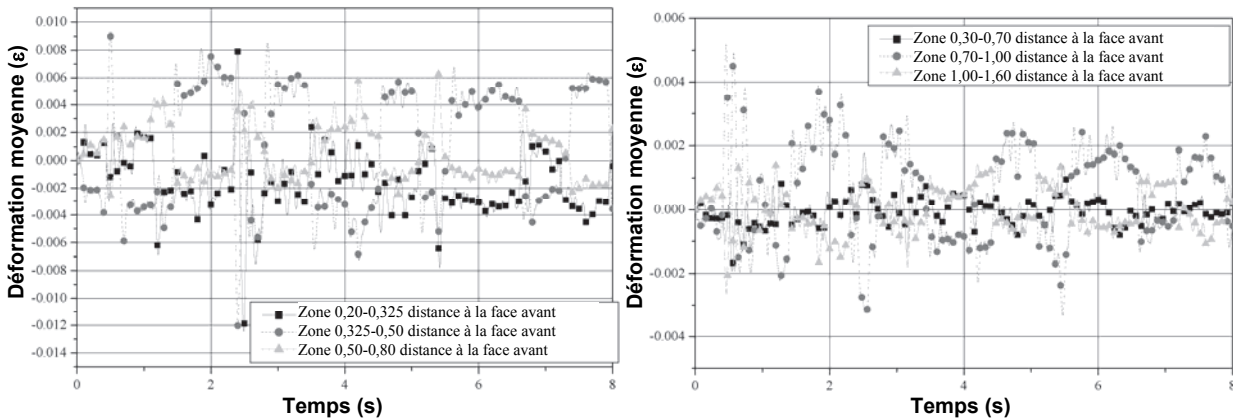
Les déplacements relatifs observés sur les éléments de renforcement pendant les sollicitations du tremblement de terre indiquent que les déplacements relatifs maximaux se sont développés entre les points proches de la surface de rupture interne théorique.

Pour les sollicitations de tremblement de terre, une surface de rupture interne bilinéaire peut être prédite en reliant les points milieux des zones où les déformations de traction moyennes maximales ont été mesurées et la base (Figures 9a, 9b). L'inclinaison de la surface de rupture interne ainsi déterminée est très proche de la surface de rupture théorique.

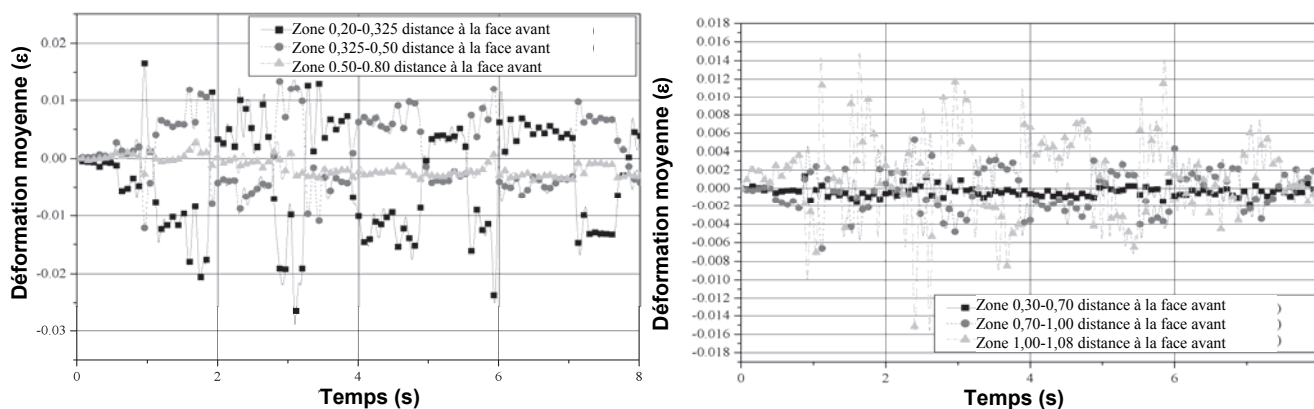


Figures 9a. Détermination de la surface de rupture interne et des zones où les déformations de traction moyennes maximales sont observées pendant le premier essai (L/H=0,9) lors du premier chargement d'El Centro; 9b. Détermination de surface de rupture interne et des zones où les déformations de traction moyennes maximales sont observées pendant le second essai (L/H=0,6) lors du premier chargement d'El Centro.

On peut déduire de l'observation des courbes « déformation-temps » moyennes directes opposées entre la zone "0,325 m-0,50 m" et la zone "0,50 m-0,80 m" et entre la zone "0,70 m-1,00 m" et la zone "1,00 m-1,60 m" dans le premier modèle et entre la zone "0,20 m-0,325 m" et la zone "0,325 m-0,50 m" et entre la zone "0,70 m-1,00 m" et la zone "1,00 m-1,08 m" dans le second modèle aux mêmes intervalles de temps, que des zones de compression et de traction se développent dans le renforcement pendant les sollicitations vibratoires d'El Centro (figures 10a, 10b, 11a et 11b). Ceci est dû à la propagation des ondes de pression.



Figures 10a et 10b. Déformations de traction et compression développées dans le premier essai aux hauteurs de H=0,4 m et H=1,6 m, respectivement.



Figures 11a et 11b. Déformations en traction et compression développées dans le second essai aux hauteurs de H=0,4 m et H=1,6 m, respectivement.

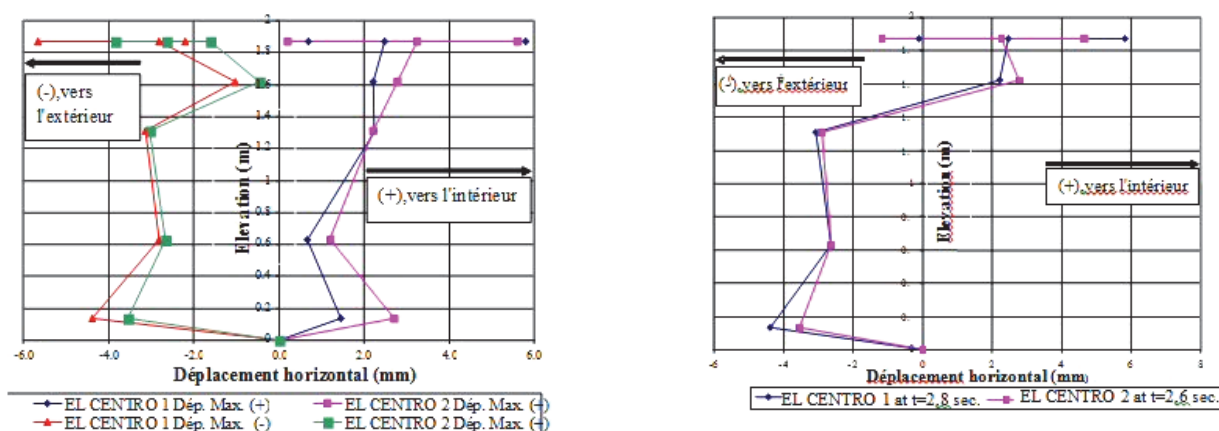
Les déformations de traction moyennes observées au niveau H=0,40 m sont significativement plus élevées que celles au niveau H=1,60 m, ce qui confirme l'approche pseudo-statique utilisée afin de distribuer l'augmentation de la pression dynamique pour l'analyse de stabilité intérieure adoptée par la FHWA dans le but de calculer les charges de renforcement.

6.2. Mesures de déplacements sur la face avant

Parmi les données obtenues sur la face avant, les déplacements correspondant aux temps où les déplacements maximaux primaires et secondaires dans les directions positives et négatives se produisent ont été pris en considération principalement. Alors que les valeurs positives (+) représentent la direction d'un mouvement vers l'intérieur, les valeurs négatives (-) représentent des mouvements vers l'extérieur de la face avant. En outre, à certains temps, la plupart des capteurs de déplacement à laser (par exemple 4 sur 8) ont mesuré des déplacements relatifs maximaux, tandis que les autres n'en ont pas mesuré. Nous avons réfléchi pour savoir si ce phénomène pourrait représenter une forme de mode de réponse possible de la structure ou non.

6.2.1. Résultats des essais sur le premier modèle

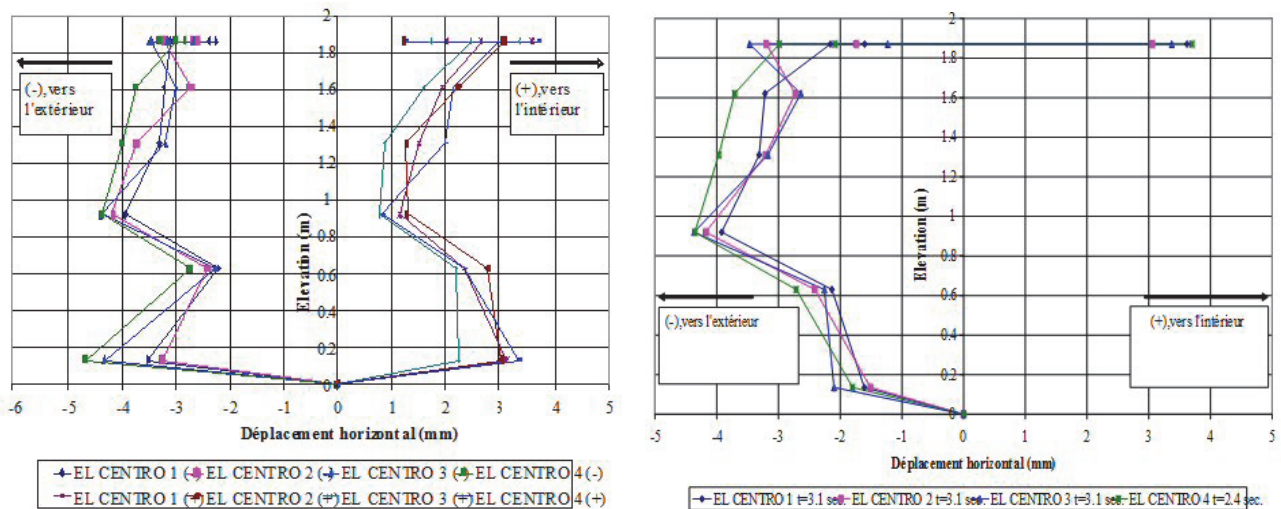
Les déplacements maximaux observés dans la direction vers l'extérieur sur la face avant sont aux niveaux H = 0,135 m et H = 1,87 m, avec des valeurs de 4,38 mm et 5,62 mm, respectivement. Sur la figure 12a, les déplacements maximaux à chaque cote dans les deux directions sont représentés. Une forme de mode dominant, potentiellement développé pendant les sollicitations du tremblement de terre d'El Centro, est représenté sur la figure 12b.



Figures 12a. Déplacements maximaux développés sur la face avant dans le premier essai; 12b. Déplacements maximaux à certains instants dans le premier essai.

6.2.2. Résultats des essais sur le second modèle

Les déplacements maximaux observés dans la direction vers l'extérieur sur la face avant sont aux niveaux $H = 0,135 \text{ m}$ et $H = 0,92 \text{ m}$, avec des valeurs de $4,66 \text{ mm}$ et $4,36 \text{ mm}$, respectivement, comme on peut le voir sur la figure 13a. Une forme de mode dominant, potentiellement développé pendant les sollicitations sismiques est représentée sur la figure 13b.



Figures 13a. Déplacements maximaux développées sur la face avant dans le premier essai;
13b. Déplacements maximaux à certains instants de temps dans le premier essai.

6.2.3. Conclusions des mesures de la face avant

Les résultats des essais montrent que les ouvrages se sont comportés de façon rigide sans apparition de déplacements résiduels.

Les déplacements relatifs à certains instants (c'est-à-dire $t=2,8 \text{ s}$ et $t=2,6 \text{ s}$ dans le premier modèle et $t=3,1 \text{ s}$ et $t=2,4 \text{ s}$ dans le second modèle) où 4 ou 5 de 8 capteurs de déplacement à laser ont mesuré les déplacements maximaux au cours de la sollicitation, indiquent que les formes de mode prédominants possibles de la structure se sont développées pendant ces périodes de temps. On peut donc considérer que la structure est équivalente à un système de masse ponctuelle ayant un degré de liberté de trois (Carotti et Rimoldi, 1998).

8. Conclusions générales

1. Dans le second modèle où des renforcements plus courts ont été utilisés, les contraintes de traction dynamiques dans les renforcements en géotextile étaient plus grandes que celles du premier modèle. Cependant, les déformations de traction dynamiques maximales mesurées sur le renforcement géotextile pendant toutes les sollicitations dans les deux expériences étaient de seulement 2,4% et elles sont restées bien au-dessous de la déformation en traction à la rupture de 11 pour cent.
2. Le modèle avec les renforcements plus courts a subi de plus grandes déformations que le modèle qui avait de plus longs renforcements.
3. En observant de plus grandes valeurs de contrainte de traction au niveau $H = 0,40 \text{ m}$ (à partir de la base du ouvrage) par rapport au niveau $H = 1,60 \text{ m}$, on peut conclure que l'approche pseudo-statique utilisée afin de distribuer l'augmentation de la pression dynamique pour l'analyse de stabilité interne adoptée par la FHWA pour calculer les charges de renforcement est en conformité avec les résultats expérimentaux.
4. Les déformations de traction moyennes maximales observées dans les renforcements en géotextile se sont produites dans des zones proches de la surface de rupture potentielle prédite par la théorie de Rankine. Ceci est attribué à la rigidité élevée de l'ouvrage.
5. Dans le second modèle, où des renforcements plus courts ont été utilisés, des surfaces de rupture internes moins profondes que dans le premier modèle ont été observées, ce qui indique que, lorsque la rigidité de l'ouvrage diminue, l'inclinaison de la surface de rupture potentielle diminue par rapport à l'horizontale. En d'autres termes, quand la rigidité de l'ouvrage diminue, la surface de rupture potentielle interne s'aplatit, provoquant une augmentation du volume de la zone de glissement.

6. En conclusion générale il peut être affirmé que les ouvrages de soutènement en sol renforcé par géotextile, conçus selon les méthodologies des règles de dimensionnement actuelles, se sont bien comportés sous la sollicitation d'un tremblement de terre modérément fort tel que celui d'El-Centro. Les modèles réduits n'ont pas subi de dégradation vis-à-vis des modes de rupture externe, interne et de stabilité en face avant.

9. Références bibliographiques

- Bathurst R.J., Alfaro M.C. (2000). Review of seismic design, analysis and performance of geosynthetic reinforced walls, slopes and embankments. In: Ochiai, Yasufuku & Omine (eds) *Earth Reinf.*, Balkema, Rotterdam, pp. 887-918
- Carotti A., Rimoldi P. (1998). A nonlinear model for the seismic response analysis of geosynthetic-reinforced soil structures. *Geosynth Int*, Vol. 5, Nos. 1-2: pp. 167-201.
- Enunlu A.K. (2007). Investigation of dynamic behavior of geosynthetic reinforced soil retaining structures under earthquake loads. PhD Thesis, Bogazici University, Istanbul, Turkey.
- Guler E., Enunlu A.K. (2009). Investigation of dynamic behavior of geosynthetic reinforced soil retaining structures under earthquake loads. *Bull Earthquake Eng.* 7: pp. 737-777.
- Iai S., Sugano T. (1999). Soil-structure interaction studies through shaking table tests. In: Séco e Pinto (ed.) *Earthq Geotech Eng*, Balkema, Rotterdam, pp. 927-940.
- Jakrapiyanun W., Ashford S.A. (2003). Soil-foundation-structure-interaction study using the laminar container using one-g shake table testing. The 16th ASCE Engineering Mechanics Conference Proceedings, University of Washington.
- Koseki J., Bathurst R.J., Guler E. et al (2006). Seismic stability of reinforced soil walls. Keynote Lecture, 8th International Conference on Geosynthetics, Yokohama, Japan, Vol .1, pp. 51-77.