

Retours d'expérience de l'amélioration de sol par colonnes ballastées en zone sismique

C. BOHN

Laboratoire NAVIER/
CERMES
École des Ponts
6 et 8, avenue Blaise-Pascal
77455 Marne-la-Vallée
Cedex 02, France
Technical University
Darmstadt, Institute
and laboratory
for geotechnics
Petersenstraße 13
64287 Darmstadt, Germany

Résumé

L'amélioration de sol par colonnes ballastées est souvent utilisée en zone sismique notamment pour réduire le risque de liquéfaction des sols. L'efficacité des colonnes ballastées s'explique par la densification des sols due à l'exécution des colonnes, par la réduction des contraintes sismiques sur le sol, ainsi que par leur effet drainant. Un historique des premières réalisations est présenté, suivi d'un état des lieux de la performance observée de ce type de système sous séisme. De récentes applications combinées avec des fondations sur pieux sont ensuite présentées.

Mots-clés : zone sismique, colonnes ballastées, liquéfaction, retour d'expérience, fondation sur pieux.

Case studies of stone columns improvement in seismic areas

Abstract

Soil improvement with stone columns is often implemented in seismic areas in particular as a countermeasure against liquefaction. The efficiency of stone columns can be explained by the compaction effect during their execution, by the reduction of the seismic stress on the soil, and by their draining effect as well. A historical evolution of the first realisations is presented, followed by an inventory of the observed performance of such systems in seismic conditions. Then, recent applications of stone columns combined with pile foundations are presented.

Key words: seismic area, stone columns, liquefaction, case study, pile foundation.

Introduction

Les sollicitations sismiques sur les ouvrages ont pour conséquence non seulement des effets directs dus à une vibration du sol causant des déformations verticales et horizontales cycliques notamment dans les sols lâches, mais également et en particulier des effets induits de type liquéfaction des sols avec une perte de rigidité du sol, d'importants tassements et éventuellement des écoulement latéraux dans les terrains en pente douce, qui peuvent s'étendre bien au-delà du périmètre de la structure.

Le phénomène de liquéfaction correspond à une perte de résistance du sol du fait d'une augmentation de la pression de l'eau interstitielle conduisant à une réduction voire à une annulation des contraintes effectives dans le sol à court terme, le sol se comportant de ce fait comme un liquide. Cela survient principalement dans les sables fins lâches relativement homogènes présentant une perméabilité modérée, mais aussi dans certains sols cohérents (Perlea, 2000). De ce fait, les principaux moyens d'action pour réduire le risque de liquéfaction sont la densification des sols (réduisant parallèlement les déformations dues aux effets directs) et leur drainage, ainsi que la réduction des sollicitations sismiques.

Différentes techniques d'amélioration des sols peuvent être utilisées en zone sismique : amélioration de sol dans la masse, par exemple par vibrocompactage ou compactage dynamique, ou renforcement par inclusions souples telles que les colonnes ballastées, ou par inclusions rigides, incluant également les techniques par injection ou malaxage de sol profond. L'avantage des colonnes ballastées réside dans le fait qu'elles agissent simultanément sur le compactage (Fig. 1), la réduction des contraintes et le drainage dans le sol à traiter contre la liquéfaction. De plus, elles peuvent être mises en œuvre dans tous types de sols (Fig. 2), et présentent la spécificité de conserver leur intégrité sous les effets directs dynamiques inertiel et cinématique, sans risque de rupture interne de la colonne du fait de leur constitution granulaire, contrairement à des colonnes rigides.

Pour assurer la résistance du sol à la liquéfaction, l'EN 1998-5 impose un coefficient de sécurité de 1,25 entre le taux de résistance au cisaillement cyclique du sol (CRR, résistance au cisaillement rapportée à la contrainte effective verticale initiale) et le taux de contrainte cyclique engendré par le séisme (CSR,

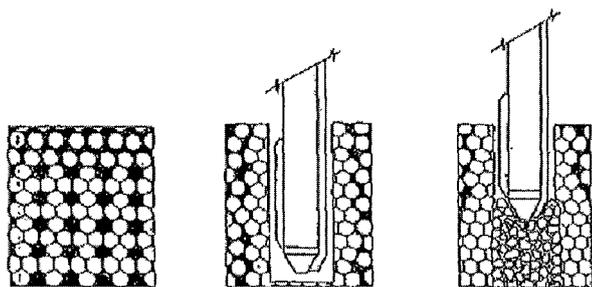


FIG. 1 Effet compactant de la mise en place des colonnes ballastées (Dobson, 1987).
Compaction effect due to the execution of stone columns (Dobson, 1987).

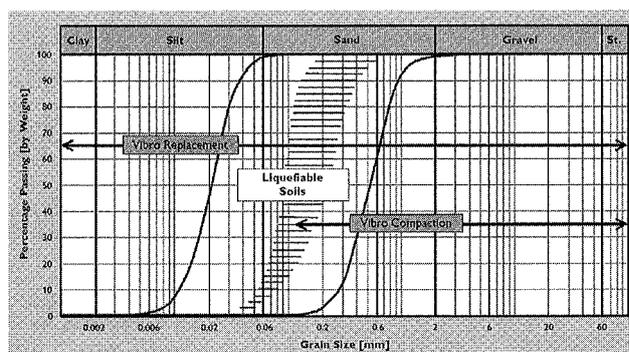


FIG. 2 Domaine d'application des procédés de vibration profonde des sols (Priebe, 1998).
Application range of the deep vibratory techniques (Priebe, 1998).

contrainte de cisaillement cyclique rapportée à la contrainte effective verticale initiale). Des domaines avec et sans risque de liquéfaction peuvent être définis selon le degré de compacité, représenté en général soit selon le nombre de coups au pénétromètre dynamique (Standard Penetration Test, SPT) ou selon la résistance au cône du pénétromètre statique (Cone Penetration Test, CPT) (Fig. 3).

Un renforcement par colonnes ballastées permet d'agir, d'une part, sur la résistance au cisaillement cyclique. L'augmentation de la compacité du sol dans un rapport de 1 à 3 en général selon le type de sol sous l'effet des vibrations permet de se déplacer vers le domaine non liquéfiable pour un CSR donné (Fig. 3) de manière plus ou moins importante selon la nature du sol, la puissance du matériel utilisé et les dimensions de la maille. La mise en place du gravier par refoulement permet quant à elle une augmentation de la contrainte horizontale dans le sol. L'apport d'un matériau non liquéfiable avec une résistance élevée au cisaillement permet également une augmentation du CRR.

D'autre part, de manière similaire à la reprise des sollicitations permanentes, la colonne ballastée concentre les contraintes liées au séisme, réduisant ainsi la contrainte portant sur le sol lui-même (Fig. 4), ce qui correspond à une réduction du CSR.

Finalement, la colonne ballastée joue un rôle de drain grâce à la forte perméabilité du gravier combinée avec une augmentation du gradient hydraulique provenant du phénomène de dilatance qui apparaît dans les colonnes ballastées lors d'une sollicitation dynamique (Madhav et Arlekar, 2000). Des méthodes de calcul existent pour prendre en compte cet effet de drain (Seed et Booker, 1977). En général, le risque de colmatage de la colonne par les fines du sol environnant est négligeable (Zou *et al.*, 2010).

La proportion de ces différents effets favorables de la colonne ballastée les uns par rapport aux autres diffère selon le type de sol. Par exemple, pour les lentilles sableuses, la densification jouera un rôle prépondérant, alors que pour un sol limoneux, la réduction du risque de liquéfaction passe essentiellement par la diminution des sollicitations et par le drainage. Une estimation réaliste de la performance d'un système de colonnes ballastées implique une méthode de calcul prenant en compte un couplage des différents effets (Madhav et Murali Krishna, 2008 ; AFPS, 2012), un calcul de type drain uniquement ou de type colonne de renforcement uniquement étant trop conservatif.

CSR ou CRR_{7,5}

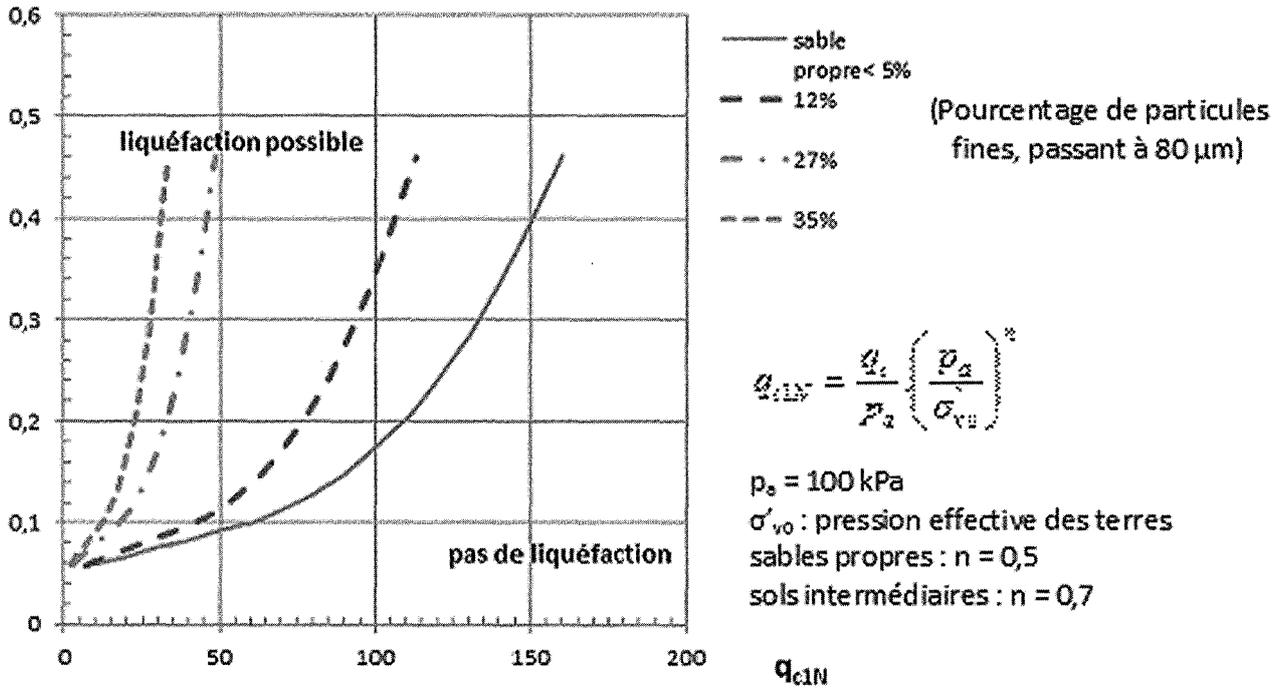


FIG. 3 Domaines de liquéfiabilité selon résistance au cône normalisée et taux de contrainte cyclique pour un séisme de magnitude 7,5 (AFPS, 2012).
Liquefaction domains depending on normalized cone resistance and cyclic stress ratio for a seismic magnitude of 7.5 (AFPS, 2012).

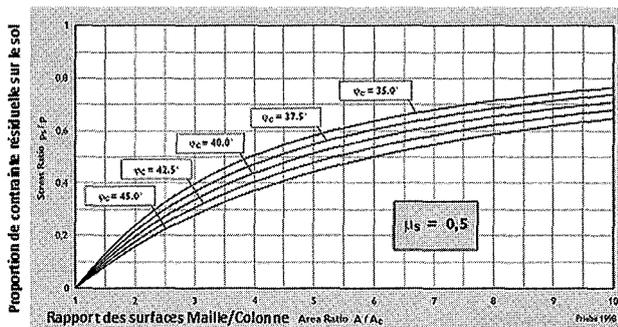


FIG. 4 Contrainte résiduelle sur le sol entre les colonnes ballastées (Priebe, 1998).
Residual stress of soil between columns (Priebe, 1998).

Pour les sites où les sollicitations sismiques présentent un risque de liquéfaction, des dispositions constructives particulières sont à prendre en compte liées aux effets potentiels sur les zones environnantes à la structure considérée (AFPS, 2012), avec notamment un débord supérieur à la moitié de l'épaisseur de la couche liquéfiable et d'une rangée au minimum. Si ce débord ne peut être réalisé pour des questions de limites de propriété, une justification détaillée des conséquences sur le projet doivent être fournies. La continuité du drainage doit également être assurée par un matelas granulaire entre la structure et les colonnes. Selon l'EN 1998-5, les sols liquéfiables doivent être considérés jusqu'à une profondeur de 15 m sous la structure, même si le sol plus en profondeur est également susceptible de liquéfier (par exemple Cudmani, 2004).

2 Évolution historique

Les techniques visant à réduire le risque de liquéfaction se sont particulièrement développées depuis les années 1960, notamment depuis les tremblements de terre dévastateurs de 1964 de l'Alaska et de Niigata. La technique de renforcement de sol par colonnes ballastées en réseau s'est développée à cette époque, parallèlement avec la compréhension des mécanismes entrant en jeu dans la liquéfaction, et s'est présentée comme une solution particulièrement adaptée du fait de son action à la fois de compactage et de drainage. Les colonnes ballastées ont permis d'étendre l'effet de vibrocompactage aux sables fins et limoneux, correspondant aux types de sols liquéfiables.

La première application historique de colonnes ballastées pour un projet important en zone fortement sismique, et l'une des premières utilisations de colonnes ballastées aux États-Unis, est la réalisation de la station d'épuration de Santa Barbara en Californie en 1976 (Mitchell et Huber, 1982 et 1985). L'ouvrage devait reposer sur 5 à 15 m d'alluvions récentes et lâches liquéfiables, composées de lentilles d'argile, de limon et de sable intercalées (Fig. 5). Le site présente une forte sismicité liée aux failles actives situées à une distance de 15 km à 60 km, pouvant provoquer des séismes de magnitude 6,5 à 7 avec une accélération maximale de 0,25 g. L'alternative d'une fondation sur pieux a été exclue, particulièrement coûteuse et risquée, les pieux pouvant perdre leur résistance en frottement en cas de liquéfaction du sol. La possibilité de remplacer le sol par un remblai apporté aurait engendré de nombreux problèmes d'abaissement de niveau de la nappe et de contamination des eaux nécessitant

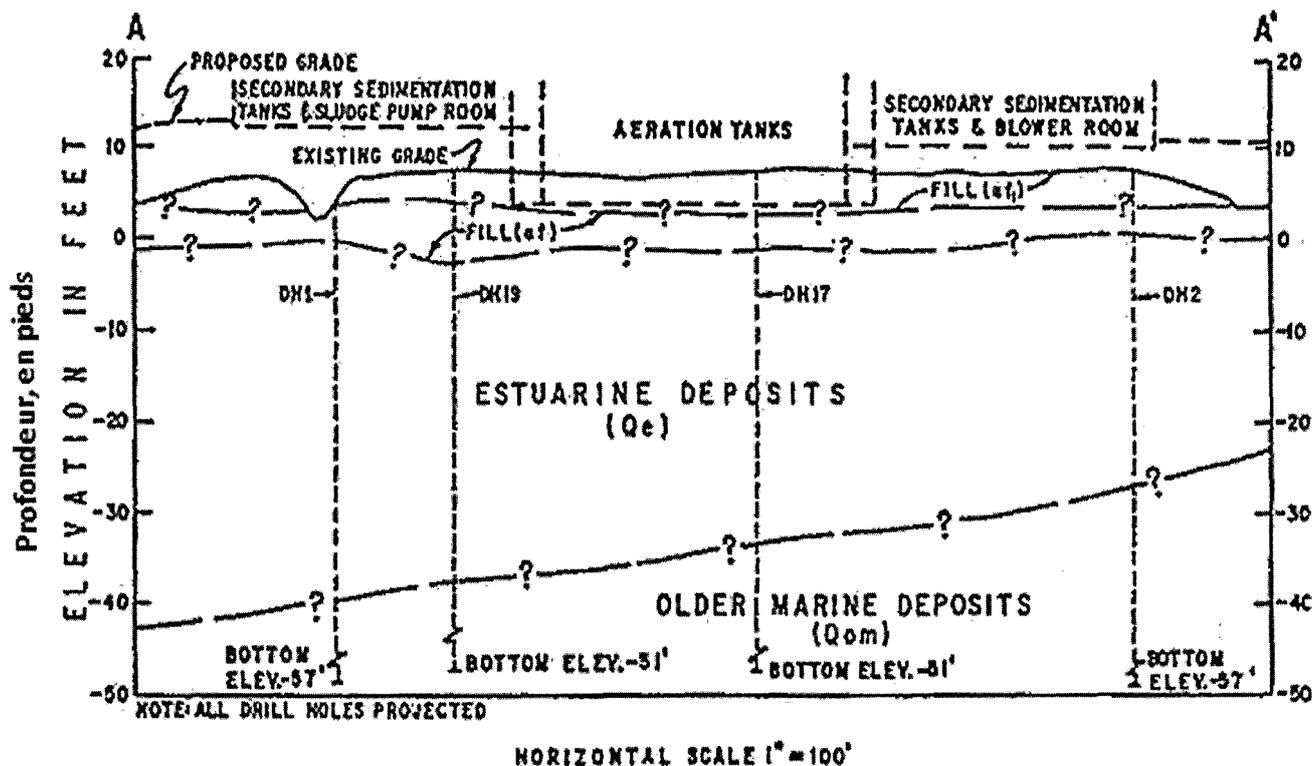


FIG. 5

Conditions de sol sous le projet de station d'épuration de Santa Barbara (Mitchell et Huber, 1985).
Soil conditions under the project of wastewater treatment plant in Santa Barbara (Mitchell & Huber, 1985).

des injections préalables. La solution par colonnes ballastées de 1 m de diamètre en réseau carré de 2,1 m par 2,1 m sur une profondeur de 8 à 15 m a donc été choisie afin de limiter les tassements sous charge courante et d'annuler le risque de liquéfaction.

Du fait de l'absence de retours d'expérience sur la performance des colonnes ballastées sous chargement sismique à cette époque, contrairement au comportement sous charges verticales déjà bien documenté, un programme d'essais sur site de grande échelle a été mis en œuvre dans le cadre du projet de Santa Barbara, avec un type de sol et des dimensions similaires (Engelhardt et Golding, 1976). En plus d'essais de chargement verticaux, le programme incluait des essais SPT en intermaille avant et après mise en place des colonnes, ainsi que deux essais de chargement horizontal respectivement pour une plaque de dimensions égales à celle de la colonne, et pour une plaque plus large couvrant également la zone de sol annulaire remaniée par la mise en place, dans le but de s'assurer que ce type de système peut supporter une sollicitation horizontale de 0,25 g (Fig. 6). Les tests ont montré qu'un facteur de sécurité bien supérieur à 2 pour l'effet de cisaillement direct peut être atteint. Les essais SPT ont montré une bonne densification des couches sableuses en particulier permettant de justifier la résistance à la liquéfaction.

Aucun dommage n'a été constaté sous un séisme survenu à Santa Barbara en 1978 de magnitude 5,1 (énergie 900 fois plus faible que la magnitude de calcul) et avec des accélérations de plus de 0,3 g.

Dobson (1987) a répertorié des chantiers majeurs pour lesquels des colonnes ballastées ont été mises en œuvre dans le but de réduire la liquéfaction dans les années qui ont suivi, entre 1976 et 1982 (Tableau I). La

performance sismique de ces sites n'a pu être encore observée, mais une augmentation de la compacité permettant la justification du système au séisme a été relevée au moyen d'essais SPT et CPT.

Pour ces premières applications, seul l'effet de densification était en général pris en compte, sans considérer les phénomènes combinés de drainage et de concentration des contraintes (Adalier et Elgamal, 2004).

3

Performance sismique observée

Depuis les premières applications, la performance sismique des colonnes ballastées a pu être observée notamment lors des séismes présentés dans le tableau II, auquel s'ajoute le séisme de Nisqually d'une magnitude de 6,8 ayant eu lieu en 2001.

Le comportement des colonnes ballastées lors du séisme de Loma Prieta a été décrit par Mitchell et Wentz en 1991. Trois ouvrages fondés sur des remblais hydrauliques de sables lâches à moyennement compacts situés à une soixantaine de km de l'épicentre ont été étudiés : la clinique dentaire et une aire d'approche sur l'île artificielle de Treasure Island, ainsi qu'une esplanade d'extension à Richmond. Ces ouvrages ont été dimensionnés pour une accélération de 0,35 g et ont été soumis lors du séisme à 0,11 à 0,16 g. Les trois sites ont révélé qu'aucune liquéfaction n'a eu lieu sur la profondeur améliorée par colonnes ballastées, alors que plus en profondeur et dans les environs de l'ouvrage une fissuration du sol et des coulées de sables ont été observés, traduisant une liquéfaction de ces zones. Cependant, la magnitude et la durée de ce

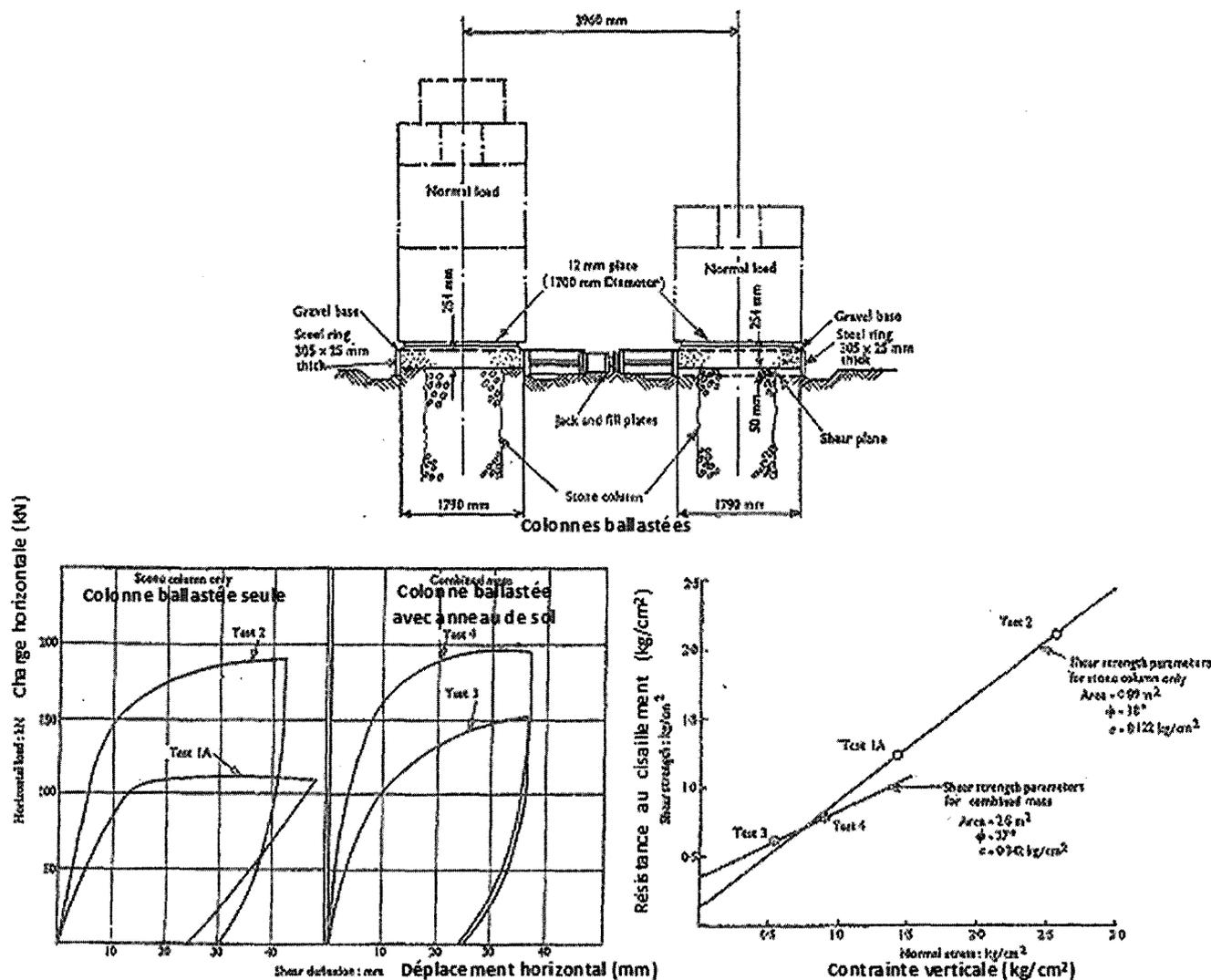


FIG. 6 Essais *in situ* de chargement horizontal de colonnes ballastées (Engelhardt et Golding, 1976). Horizontal loading field tests of stone columns (Engelhardt & Golding, 1976).

séisme restent relativement modérées, il est en tous cas évident que l'amélioration de sol par colonnes ballastées réduirait fortement les dommages potentiels d'un séisme plus puissant. Mitchell et Wentz précisent cependant que les améliorations de sol ne diminuent généralement pas les vibrations de l'ouvrage, qui restent essentiellement fonction du type de sol environnant.

Hayden et Baez (1994) citent deux projets renforcés par colonnes ballastées ayant subi le séisme de Northridge en 1991. Le premier consiste en un bâtiment de transformateur situé sur une zone alluvionnaire à 2 km de l'épicentre, pour lequel le risque de liquéfaction n'a pu être testé du fait du niveau de la nappe relativement profond lors du séisme. Le second correspond à une zone de rails de chemin de fer à 50 km de l'épicentre, où aucun dommage n'a été constaté.

Hausler et Koelling (2004) ont étudié la performance des colonnes ballastées lors du séisme de Nisqually en 2001. Les sites sur colonnes ballastées n'ont subi aucun dommage, contrairement aux zones avoisinantes non améliorées présentant des effondrements, fissures et coulées de sable témoignant d'une liquéfaction (Tableau III et Fig. 7).

Hausler et Sitar (2001) ont étudié 90 sites améliorés par différentes méthodes dont la performance a pu être observée au cours de 14 séismes différents. La performance des colonnes ballastées par rapport aux autres méthodes s'avère bonne, avec de plus une augmentation de la capacité mesurée au SPT plus importante pour les méthodes combinant vibration et compaction que pour les méthodes de compaction seule comme le préchargement (Tableau IV).

Les rares cas de dommages s'expliquent par des sols ayant une tendance à un écoulement latéral, par une insuffisante profondeur d'amélioration ou par un débord d'amélioration autour de l'ouvrage insuffisant (Hausler et Sitar, 2001 ; Boulanger *et al.*, 1997). Dans ces trois cas, le sol environnant l'ouvrage impose des contraintes supplémentaires (surpressions interstitielles, perte de support latéral) à la zone de sol amélioré. Si certaines méthodes de calcul permettent de déterminer une profondeur donnée à améliorer, il semble plus raisonnable dans de nombreux cas d'améliorer l'ensemble de la profondeur de sol liquéfiable. Les retours d'expérience montrent qu'un débord de largeur valant entre la moitié et la totalité de l'épaisseur de la couche liquéfiable sont nécessaires.

TABEAU I Projets de colonnes ballastées en zone sismique entre 1976 et 1987 (Dobson, 1987).
Stone column projects in seismic areas between 1976 and 1987 (Dobson, 1987).

| Ouvrage | Localisation | Surface approx. | Profondeur | Maille | | Accélération maximale | Sols | Essais in situ |
|---------------------------------|-------------------|-----------------|-------------|----------------|-------|--------------------------|--------------------------------|---------------------|
| | | | | GRID PATTERNS | DEPTH | | | |
| STRUCTURE/FACILITY | LOCATION | APPROX. AREA | DEPTH | GRID PATTERNS | DEPTH | PEAK GROUND ACCELERATION | SOILS | TESTING |
| Wastewater Treatment Facility | Santa Barbara, CA | 225,000 sf | 50 ft | 6 ft to 8 ft | | 0.25g | Sands/silty sands & clays | SPT & load test |
| Cement Plant | Vancouver, B.C. | 185,000 sf | 45 ft | 7 ft | | 0.17g | Slightly silty sands | SPT |
| Bridge Structures | Seattle, WA | n/a | 70 ft | 8 ft | | n/a | Silty sand | SPT |
| Dam | James Bay, Quebec | | 50 ft | 10 ft to 12 ft | | n/a | Sandy & gravel | SPT/pressure-meter |
| Freeway Developments | Vancouver, B.C. | n/a | 75 - 80 ft | 9 ft to 11 ft | | 0.17g | Silty sands/sands | CPT |
| Dam Embankment | Nigeria | n/a | 90 - 110 ft | | | 0.10g | Sands | CPT & SPT |
| Wastewater Treatment Facilities | Norro Bay, CA | 50,000 sf | 30 - 40 ft | 8-ft grid | | 0.18g | Interbedded silts, clays/sands | SPT |
| Gas Terminal | Barrow, England | 250,000 sf | 50 - 70 ft | 8 ft to 10 ft | | 0.20g | Sands, silty sands | CPT |
| Oil Terminal | Kavala, Greece | 225,000 sf | 65 ft | 8-ft grid | | 0.25g | Sands/silty sands, clay | CPT |
| LHC Tank | Vancouver, B.C. | 65,000 sf | 75 ft | 8 ft | | 0.38g | Sandy silt/silty sand, sands | CPT |
| Drydock Facilities | Barrow, England | 860,000 sf | 80 - 100 ft | 10 ft to 12 ft | | 0.25g | Silty sands/sands & gravel | CPT |
| Dam | Steel Creek, SC | 200,000 sf | 60 ft | 6 ft | | 0.10g | Clayey sands | SPT/in situ density |
| Naval Facilities | Kings Bay, GA | 415,000 sf | 40 - 50 ft | 9 ft | | 0.10g | Silty sand/sandy silt | CPT |
| Containment Dike | Modesto, CA | 650,000 sf | 32 ft | 10 ft | | 0.18g | Sands/silty sands | SPT/CPT |

TABEAU II Principaux séismes avec observation de la performance des colonnes ballastées (Hausler et Sitar, 2001).
Main earthquakes with observation of stone column performance (Hausler & Sitar, 2001).

| Année | Séisme | Nombre de sites | Magnitude |
|-------|------------------------------|-----------------|------------|
| Year | Earthquake | No. Sites | Magnitud e |
| 1999 | 921 Ji-Ji, Taiwan | TBD | 7.6 MW |
| 1999 | Kocaeli, Turkey | 5 | 7.4 MW |
| 1997 | Kagoshimaken Hoku, Japan | 1 | 6.3 JMA |
| 1995 | Hyogoken Nanbu (Kobe), Japan | 49 | 6.9 MW |
| 1994 | Sanriku Haruka Oki, Japan | 3 | 7.5 JMA |
| 1994 | Hokkaido Toho Oki, Japan | 4 | 8.1 JMA |
| 1994 | Northridge, California | 5 | 6.7 MW |
| 1993 | Hokkaido Nansei Oki, Japan | 4 | 7.8 JMA |
| 1993 | Kushiro Oki, Japan | 5 | 7.8 JMA |
| 1989 | Loma Prieta, California | 12 | 6.9 MW |

4

Utilisation combinée avec fondations sur pieux

Pour certains ouvrages nécessitant une fondation sur pieux pour la reprise des charges courantes, le problème de liquéfaction du sol environnant doit

également être résolu. En effet, la liquéfaction du sol entre les pieux provoquerait une perte de capacité portante du sol, réduisant considérablement l'effort pouvant être repris en frottement et en pointe des pieux. En plus de cette perte de capacité portante, l'écoulement latéral potentiel du sol crée des efforts horizontaux supplémentaires considérables sur les pieux, qui du fait de l'absence de confinement du sol présentent un risque accru de flambement. Les différents mécanismes de rupture possibles sont présentés en figure 8.

Hausler et Sitar (2001) présentent dans leur étude de cas un exemple de site sur pieux ayant présenté des dommages lors du séisme de Kobe en 1995. Le tank de gaz de Mikage Hama en question, fondé sur des pieux allant jusqu'à une profondeur de 12 m en dessous du sol liquéfiable, n'a pas lui-même subi de tassements. Cependant, le sol environnant a présenté un tassement de 35 à 60 cm avec des déformations horizontales jusqu'à 2 m, provoquant une rupture des conduites liées au tank et occasionnant d'importantes fuites.

Ces différents problèmes de liquéfaction autour de pieux peuvent être entre autres résolus par l'intercalage de colonnes ballastées entre les pieux ou d'amélioration autour de la fondation sur pieux. Différents exemples d'applications sont présentés dans cette section, cependant en général pour le moment sans retour d'observation sur leur performance sismique.

TABLEAU III

Performance des ouvrages sur colonnes ballastées lors du séisme de Nisqually en 2001 (Hausler et Koelling, 2004).

Performance of sites with stone columns during the Nisqually earthquake in 2001 (Hausler & Koelling, 2004).

| Ouvrage | Distance de l'épicentre | Accélération mesurée | Type de sol | Performance de la zone améliorée | Performance des zones environnantes non améliorées |
|-----------------------------------|-------------------------|----------------------|--|--|--|
| Ash Grove Cement Co. Storage Dome | 74 km | 0,135 g | 2-3 m de sable limoneux 1 m de limon sableux 12 m de sable lâche à moyen | Pas de déformations du sol ni signe de liquéfaction; fissure minime dans le dôme | Signes de liquéfaction à 3 km du site |
| AT&T Wireless Services Tower | 55 km | 0,21 g | 0,6 m de remblai 8 m de sable fin très lâche 7 m de sable graveleux | Pas de déformations du sol ni de signe de liquéfaction | Pas de déformations du sol ni de signe de liquéfaction |
| Home Depot | 76 km | 0,06 g | 1,5 m de remblai moyennement dense 6-7 m de sable lâche à moyen | Pas de déformations du sol ni de signe de liquéfaction | Fissures du sol à proximité de la zone améliorée, signes de liquéfaction à 1 km du site, dégâts structurels dans bâtiments en maçonnerie voisins |
| Klickitat Avenue Overcrossing | 74 km | 0,146 g | 3-5 m de remblai sableux lâche à moyen 34 m de sable lâche à dense | Pas de déformations du sol ni de signe de liquéfaction | Signes de liquéfaction à 2 km du site |
| Lake Chaplain South Dam | 152 km | 0,155 g | 3,7 m de sable limoneux 12-15 m de sable lâche à moyen | Pas de déformations du sol ni de signe de liquéfaction | Fissures dans ouvrage en maçonnerie à proximité |
| Novelty Bridge | 114 km | 0,155 g | 2 m de limon sableux 5,5 m de sable lâche à moyen | Pas de déformations du sol ni de signe de liquéfaction | Pas de déformations du sol ni de signe de liquéfaction |
| Site A | 73 km | 0,273 g | 1,5 m de sable fin limoneux 24 m d'alluvions | Pas de déformations du sol ni de signe de liquéfaction | Signes de liquéfaction dans les champs avoisinants, fissures dans un bâtiment voisin |



FIG. 7 Coulées de sable et fissures dans les zones non améliorées durant le séisme de Nisqually en 2001 (Hausler et Koelling, 2004).

Sand boils and cracks in non-improved zones during the Nisqually earthquake in 2001 (Hausler & Koelling, 2004).

Le premier exemple d'application présenté correspond au tank de gaz naturel liquéfié à Vancouver, l'une des zones de plus forte sismicité au Canada, indiqué déjà dans le tableau I. Le tank, fondé sur des pieux en bois séparés de la structure par un matelas de sable et de gravier, repose sur un sol constitué de 8 m de sols cohérents puis de sables partiellement limoneux sur une épaisseur de 45 m susceptibles de liquéfier (Chambosse, 1983). Suite à une réglementation sismique modifiée plus sévère, la fondation a dû être redimensionnée pour supporter une accélération de 0,5 g. La solution proposée a été une amélioration du

sol environnant l'ouvrage par colonnes ballastées sur une largeur de 25 m et une profondeur de 16,5 à 23,5 m (Fig. 9), ce qui garantit un support horizontal satisfaisant des pieux et permet d'éviter un écoulement latéral de l'ensemble. Si l'effet de drainage n'a pas été pris en compte dans le calcul, il a été reconnu comme un paramètre augmentant encore la sécurité de l'ouvrage. Ce site a également été l'occasion de vérifier l'augmentation du nombre de coups au SPT par un facteur 3 du fait de l'installation des colonnes ballastées dans ce type de sols.

TABLEAU IV

Performance sismique des différentes méthodes d'amélioration de sol (Hausler et Sitar, 2001).
Seismic performance of different soil improvement methods (Hausler & Sitar, 2001).

| Méthode | Performance (acceptable/non acceptable) | Augmentation moyenne de $N_{1,60}$ | |
|--|---|------------------------------------|-----|
| Method | (Acceptable/Unacceptable) | Average Increase in $N_{1,60}$ | |
| <i>Densification par vibration et compaction</i> / <i>Densification through vibration and compaction</i> | | | |
| Colonnes de sable | Sand compaction piles | 26 / 5 | 11 |
| Compactage dynamique | Deep dynamic compaction | 15 / 0 | 5 |
| Vibrocompactage | Vibrorod/vibroflotation | 11 / 6 | 13 |
| Colonnes ballastées | Stone columns | 7 / 1 | 8 |
| Préchargement | Preloading | 5 / 0 | 5 |
| Compactage horizontal statique | Compaction grouting | 1 / 1 | n/a |
| Pieux en bois avec refoulement | Timber displacement piles | 1 / 0 | n/a |
| <i>Dissipation des surpressions interstitielles</i> / <i>Dissipation of excess pore water pressure</i> | | | |
| Drains de gravier | Gravel drains | 5 / 0 | 7 |
| Drains de sable | Sand drains | 5 / 0 | 9 |
| Drains préfabriqués | Wick or paper drains | 2 / 0 | n/a |
| <i>Effet de confinement par inclusions</i> / <i>Restraining effect through inclusions</i> | | | |
| Malaxage de sol profond | Deep soil mixing | 4 / 1 | n/a |
| Parois de confinement | Diaphragm walls | 0 / 1 | n/a |
| <i>Traitement chimique ou cimentaire</i> / <i>Stiffening through chemical or cement addition</i> | | | |
| Jet grouting | Jet grouting | 5 / 0 | n/a |
| Traitement cimentaire | Chemical grouting | 1 / 0 | n/a |

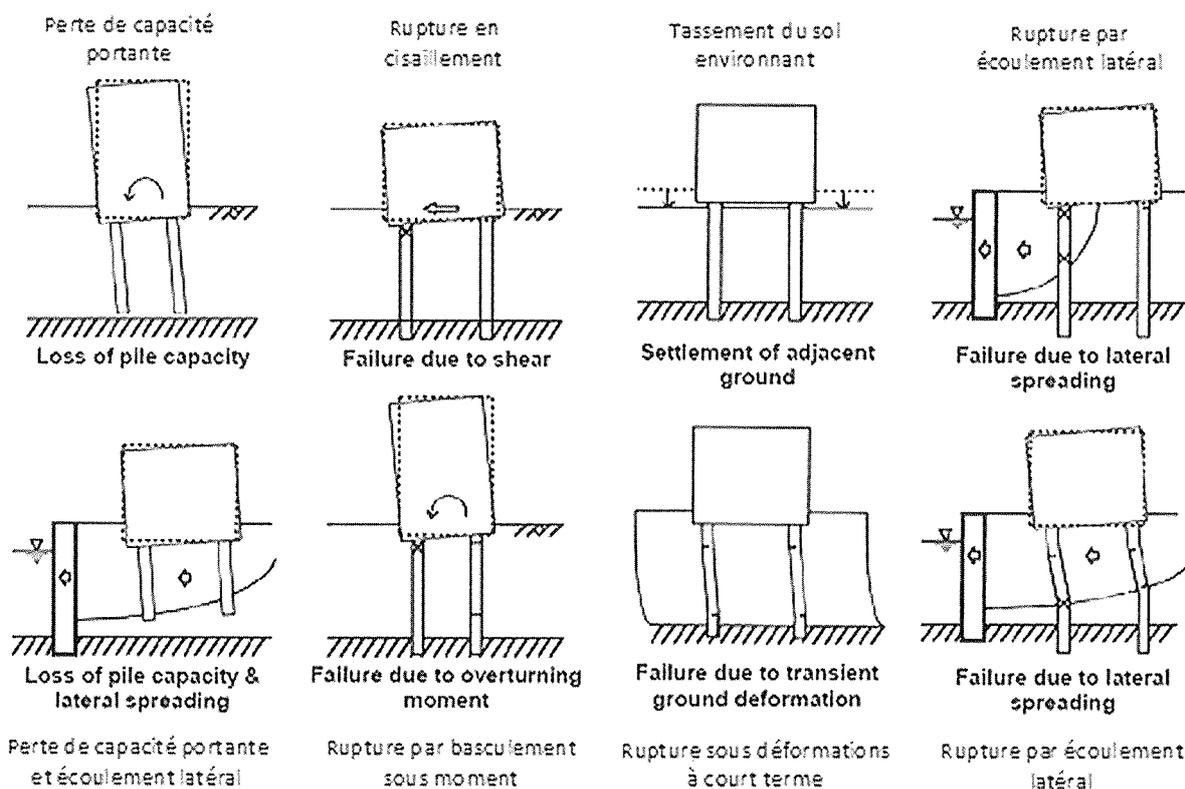


FIG. 8 Mécanisme de rupture de la fondation sur pieux par liquéfaction du sol environnant (Boulanger et al., 2003).
Failure mechanisms of pile foundations by ground liquefaction (Boulanger et al., 2003).

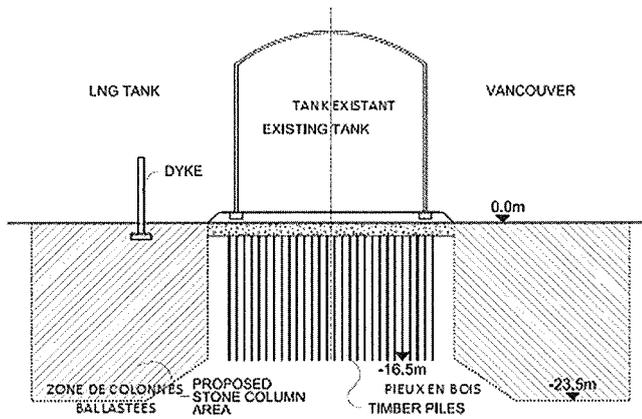


FIG. 9 Tank avec fondation sur pieux existante et zone d'amélioration par colonnes ballastées (Chambosse, 1983).
Tank with existing pile foundation and improved zone with stone columns (Chambosse, 1983).

Afin de mieux décrire l'interaction de pieux et colonnes ballastées dans un sol liquéfié, le projet d'essais de grande échelle TILT (*Treasure Island Liquefaction Test*) a été mené en 1999 (Ashford *et al.*, 2002 ; Weaver *et al.*, 2004), dans un sol constitué de sable limoneux sur une épaisseur de 6 m puis un sol principalement argileux en profondeur. Un groupe de quatre pieux tubulaires métalliques de diamètre 32,4 cm et un pieu isolé tubulaire en béton armé de diamètre 60 cm atteignant une profondeur de 12 à 14 m ont été chargés horizontalement de manière cyclique et soumis à un chargement dynamique par le biais d'explosions générées dans le sol, avant et après la mise en place des colonnes ballastées d'une longueur de 6 m (Fig. 10). Des essais CPT ont été effectués avant et après l'exécution des colonnes ballastées.

Du fait de l'installation des colonnes ballastées, la résistance au cône du sol a été multipliée par 5 en moyenne. Les essais ont montré une diminution des surpressions interstitielles dues à l'explosion avec colonnes ballastées par rapport aux cas sans colonnes, et une décroissance nette de ces surpressions dans les

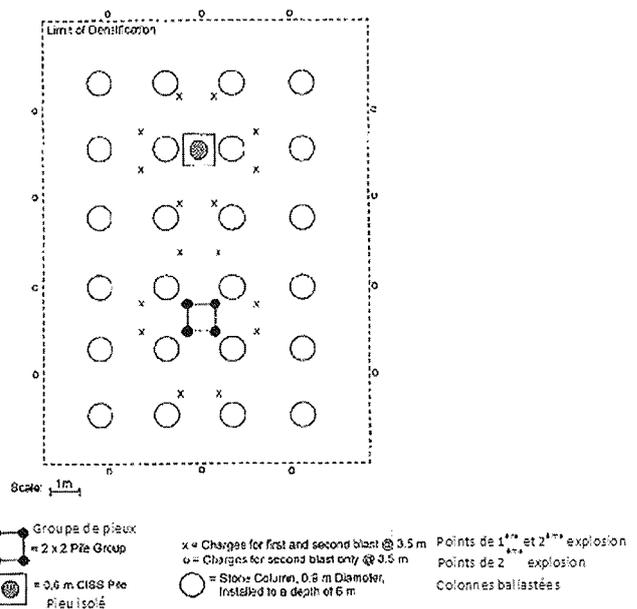


FIG. 10 Site d'essais du projet TILT – pieux, colonnes ballastées et points d'explosion (Ashford *et al.*, 2002).
Field test site of TILT project – piles, stone columns and blasting points (Ashford *et al.*, 2002).

secondes qui suivent. Dans le cas non amélioré, des coulées d'eau et de sable ainsi que des tassements importants ont été observés à la surface, alors qu'au contraire aucun signe de liquéfaction n'a été observé dans le cas amélioré. De plus, la rigidité horizontale de la fondation sur pieux est augmentée d'un facteur 2,5 à 3,5 par les colonnes ballastées, que ce soit avant ou après explosion.

Cette combinaison de fondations sur pieux avec traitement du sol contre la liquéfaction par colonnes ballastées a été mise en œuvre par exemple sur les chantiers de grande envergure du stade national Khalifa Bin Zayed à Abu Dhabi aux Émirats arabes unis (Fig. 11) et de la centrale thermique d'Anpara en Inde.

Le stade d'Abu Dhabi a été fondé sur un sable limoneux avec 10 % de particules fines, dont la justification à la liquéfaction est passée la prise en compte de la

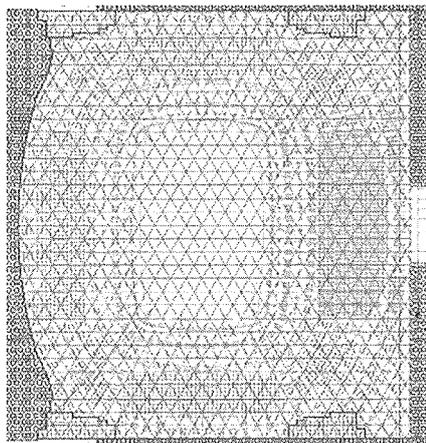
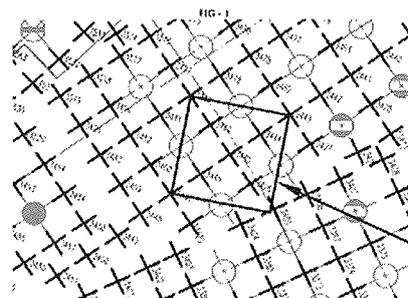


FIG. 11 Zone améliorée et disposition des colonnes ballastées entre les pieux (Sondermann *et al.*, 2011).
Improved zone and position of stone columns between the piles (Sondermann *et al.*, 2011).



Cercles : pieux
Croix : colonnes ballastées

réduction des contraintes (réduction de la résistance au CPT requise) ainsi que par de l'effet de la densification par les colonnes ballastées (augmentation de la résistance au CPT mesurée).

Le sol de la centrale thermique d'Anpara, constitué de 3 à 13 m de cendres volantes puis d'argiles limoneuses jusqu'à 23 m, a imposé une amélioration de sol dans le but à la fois d'augmenter la portance du sol et d'assurer la résistance d'une fondation sur pieux à des efforts horizontaux. La zone présentant un risque sismique et les cendres volantes présentant un risque de liquéfaction, une amélioration par colonnes ballastées a été choisie pour résoudre cette question tout en augmentant la portance géotechnique des pieux. Après avoir exécuté des essais de chargement sur deux plots tests de deux pieux entourés de colonnes ballastées avec deux diamètres différents, une disposition type a été choisie (Fig. 12).

Le chantier de tanks de gaz naturel liquéfié à Skikda en Algérie en 2009 permet d'illustrer un travail d'exécution parallèle de pieux et de colonnes ballastées contre la liquéfaction (Fig. 13).

5

Conclusion

Les retours d'expérience d'utilisation de colonnes ballastées en zone sismique entre les débuts dans les années 1970 jusqu'à aujourd'hui montrent une très bonne efficacité de ce système, notamment contre le phénomène de liquéfaction. Dans les cas étudiés de séisme, les colonnes ballastées ont permis d'éviter aussi bien une perte de résistance du sol sous la structure qu'un écoulement latéral des zones environnantes, tout en conservant leur intégrité, par opposition aux colonnes rigides dont la résistance intrinsèque doit être vérifiée. Plus récemment, des systèmes combinés de fondations sur pieux intercalés avec des colonnes ballastées ont été mis en œuvre pour assurer un bon confinement du pieu et pour lui permettre de conserver sa capacité portante en cas de séisme. L'efficacité des colonnes ballastées s'explique par leur capacité à alléger le sol, par l'effet de densification de leur mise en place, ainsi que par le rôle de drain qu'elles jouent. Cependant, dans la plupart des cas actuels, seuls les deux premiers effets sont pris en compte dans le dimensionnement, et inversement seul l'effet de drain

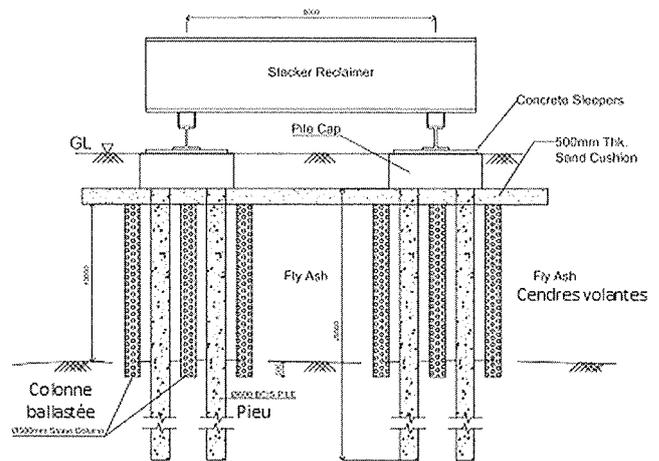


FIG. 12 Disposition des colonnes ballastées dans les groupes de pieux (Raju, 2011).
Foundation layout with stone columns (Raju, 2011).



FIG. 13 Exécution parallèle de pieux battus, de pieux forés et de colonnes ballastées (Keller Fondations Spéciales, 2009).
Parallel execution of driven piles, bored piles and stone columns (Keller Fondations Spéciales, 2009).

nage est pris en compte lorsqu'on considère un système de drain en gravier. Dans les deux cas, un calcul prenant en compte l'ensemble des effets favorables devrait permettre un dimensionnement optimisé dans le futur, sachant notamment que leur importance relative varie selon le type de sol.

Bibliographie

- Adalier K., Elgamal A. – Mitigation of liquefaction and associated ground deformations by stone columns. *Engineering Geology*, n° 72, 2004, p. 275-291.
- Association Française du génie Parasismique (AFPS) – Procédés d'amélioration et de renforcement de sols sous actions sismiques. *Guide technique*, juillet 2012.
- Ashford S.C., Rollins K.M., Bradford S.C., Weaver T.J., Baez J.I. – Liquefaction mitigation using stone columns around deep foundations : full-scale test results. *Journal of the Transportation Research Board*, 2000, p. 110-118.
- Boulangier R.W., Kutter B.L., Brandenburg S.J., Singh P., Chang D. – Pile foundations in liquefied and laterally spreading ground during earthquakes : centrifuge experiments & analyses, Research report, University of California, 2003.
- Boulangier R.W., Stewart D.P., Idriss I.M., Hashash Y., Schmidt B. – Ground improvement issues for the Posey & Webster St. Tubes seismic retrofit project : lessons from case histories, Research report, University of California, 1997.
- Chambosse G. – Liquefaction problems in the Fraser Delta and protection of a LNG tank. *Celebration publication for the 70th birthday of Prof. Herbert Breth*, Darmstadt, 1983.
- Cudmani R. – Numerical study of the soil-structure interaction during strong earthquakes. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, August 1-6, 2004.
- Dobson T. – Case histories of the vibro systems to minimize the risk of liquefaction. *Soil Improvement – A Ten Year Update*, *Geotechnical Special Publication*, n° 12, 1987.
- Engelhardt K., Golding H.C. – Field testing to evaluate stone column performance in a seismic area. *Géotechnique*, vol. 25, n° 1, 1975, p. 61-69.
- EN 1998-5, Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance - Part 5 : Foundations, retaining structures and geotechnical aspects, September 2005.
- Hausler E.A., Koelling M. – Performance of improved ground during the 2001 Nisqually earthquake, *5th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, New York, April 13-17, 2004.
- Hausler E.A., Sitar N. – Performance of soil improvement techniques in earthquakes. *4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, San Diego, March 26-31, 2001.
- Hayden R.F., Baez J.I. – State of practice for liquefaction mitigation in North America. *International Workshop on Remedial Treatment of Liquefiable Soils*, Tsukuba Science City, July 4-6, 1994.
- Keller Fondations Spéciales – Traitement anti-liquéfaction par colonnes ballastées (voie sèche et voie humide), LNG Train Skikda, Algérie, Information sheet 12-50Fi, 2009.
- Madhav M.R., Arlekar J.N. – Dilatation of granular piles in mitigation liquefaction of sand deposits. *12th World Conference Earthquake Engineering*, n° 1035, Auckland, 2000.
- Madhav M.R., Murali Krishna A. – Liquefaction mitigation of sand deposits by granular piles, an overview. *Geotechnical Engineering for Disaster Mitigation and Rehabilitation*, Liu, Deng and Chu, Science Press Beijing, Springer-Verlag GmbH Berlin Heidelberg, 2008.
- Mitchell J.K., Huber T.R. – Stone column foundations for a wastewater treatment plant, a case history. *Symposium and Short Course on Ground Improvement*, Bangkok, 1982.
- Mitchell J.K., Huber T.R. – Performance of a stone column foundation. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 111, n° 2, 1985.
- Mitchell J.K., Wentz F.J. – Performance of improved ground during the Loma Prieta Earthquake, University of California, Berkeley UCB/EERC, Report 91/12, 1991.
- Perlea V.G. – Liquefaction of cohesive soils. *Geotechnical Special Publication : Soil Dynamics and Liquefaction*, 2000.
- Priebe H.J. – Vibro replacement to prevent earthquake induced liquefaction. *5th Darmstadt Geotechnics-Colloquium*, Darmstadt, March 19, 1998.
- Raju V.R. – Ground Improvement Using Vibro Techniques in FlyAsh Deposits. *National Conference on Recent Advances in Ground Improvement Techniques*, CBRI Roorkee, India, February 24-25, 2011.
- Seed H.B., Booker J.R. – Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains. *Journal of the geotechnical engineering division*, vol. 103, n° 7, 1977, p. 757-768.
- Sondermann W., Wehr J., Keil J. – Baugrundverbesserung zur Herabsetzung des Verflüssigungspotentials bei Pfahlgründungen, 7th Hans-Lorenz-Symposium, Berlin, October 6, 2011.
- Weaver T., Ashford S., Rollings K. – Performance and analysis of a laterally loaded pile in stone column improved ground. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, August 1-6, 2004.
- Zou Y., Boley C., Wehr J. – On the stress dependent contact erosion in vibro stone columns. *International Conference on Scour and Erosion*, San Francisco, 2010, p. 241-250.