

AMELIORATION DE PVD D'ARGILE MOU DE BANGKOK AVEC LE VIDE COMBINE ET LE REMBLAI REDUIT DE SABLE PRECHARGES

D.T. Bergado ¹, J.C. Chai ², N. Miura ³, et A.S. Balasubramaniam ⁴

RESUME

Le site proposé du deuxième aéroport international de Bangkok (SBIA), comportant une zone totale de terre de 8 km par 4 km, est situé sur une épaisseur de 16 m très molle à l'argile mou de Bangkok. Au site proposé, une étude précédente a été successivement entreprise comportant l'utilisation du drain vertical préfabriqué (PVD) avec une surcharge d'utilisation de préchargement conventionnelle de remblai de sable. La fusion assistée à vide fournit une alternative en réduisant la durée de la période de préchargement. Dans cette méthode, la base molle d'argile est préchargée en réduisant les pressions de pore par l'application de la pression à vide en combinaison avec des quantités réduites de surchargement de sable. Deux remblais d'essai complets et entièrement équipés, chacun avec une aire de base de 40 m par 40 m, ont été construits. Dans le remblai 1, la canalisation d'hypernet combinée avec 15 m de longueur de PVD ont été utilisées. Pour le remblai 2, des pieux perforés et ondulés combinés avec les géotextiles collés par chaleur non tissés ont été utilisés comme canalisation combinée avec 12 m de longueur de PVD. Parmi l'instrumentation de base, des piézomètres vibrants de fil ont été installés dans le sous-sol de base aux profondeurs variables pour mesurer des pressions négatives et positives de pore. La résistance au cisaillement non drainée obtenue après l'amélioration s'est avérée 1,5 à 2 fois plus haute qu'avant amélioration. Le Remblai 2 a indiqué un coefficient de démonstration d'un drainage plus élevé de 20 à 30 % de la cadence d'affaissement accélérée comparée au Remblai 1. Après 45 jours d'application de pression à vide, les remblais d'essai ont été augmentés à une hauteur maximum de 2,50 m. Les affaissements extérieurs dans les Remblais 1 et 2 étaient de 0,74 m et de 0,96 m, respectivement, après 140 jours. Les méthodes d'élément fini (FEM) ont été utilisées pour étudier les facteurs d'influence. D'abord, le préchargement à vide a été simulé numériquement en obtenant l'ajustement raisonnable en valeurs d'affaissement. Puis, les effets de préchargement à vide ont été étudiés en (a) simulant les conditions de zone, (b) maintenant les pressions à vide les plus élevées, et (c) ne chargeant à vide. Les résultats de l'analyse de FEM ont démontré l'efficacité du préchargement combiné à vide et ont réduit le surchargement de sable. En conclusion, l'exécution du Remblai 2, par rapport aux études précédentes en utilisant le surchargement conventionnel, a démontré une accélération de 60 % dans la cadence d'affaissement et 4 mois de réduction dans le temps de préchargement.

¹ Professeur de l'ingénierie géotechnique, école du génie civil. Institut de technologie asiatique, Bangkok, Thaïlande.

² Professeur d'associé, Service du Génie Civil, Université de Saga, Saga 840, Japon.

³ Professeur et directeur d'ILT, Service du Génie Civil, Université de Saga, Saga 840, Japon.

⁴ Professeur de Chaise de l'ingénierie Géotechnique, Ecole du Génie Civil, Institut de Technologie asiatique, Bangkok, Thaïlande.

INTRODUCTION

Au site proposé du deuxième aéroport international de Bangkok (SBIA), la présence d'argile mou épais, doux, et compressible de 16 m à Bangkok pose beaucoup de problèmes de base (AIT, 1995). Pour l'utilisation économique du site proposé, les techniques d'amélioration au sol sont nécessaires. A cet égard, l'amélioration au sol avec le drain vertical préfabriqué (PVD) a été étudiée successivement en utilisant la surcharge conventionnelle de sable (Bergado et autres, 1997). Puisque les matériaux de sable sont de plus en plus chers survenant de distances lointaines, le préchargement assisté à vide peut être une alternative viable. Dans cette méthode, au lieu d'augmenter les efforts pertinents dans la masse de sol en augmentant tous les efforts, le préchargement à vide se fonde sur l'augmentation des efforts pertinents en diminuant les pressions de pore. Ainsi, le préchargement à vide combiné avec le surchargement réduit de sable peut raccourcir la période de fusion considérablement sans mettre en danger la stabilité du remblai d'essai.

Dans cette étude, deux remblais complets, à savoir : le Remblai 1 et le Remblai 2 ont été construits au site de SBIA avec des longueurs de PVD de 15 m combinés avec la canalisation d'hypernet et de 12 m avec la canalisation ondulée de pieu, respectivement. Les PVD sont composés des Mebradrain et ont été installés à l'interligne de 1 m dans la configuration triangulaire. Les remblais d'essai, avec des dimensions de base de 40 m par 40 m, ont été construits par étapes jusqu'à une taille de 2,50 m afin de fournir la surcharge et sans interruption, combinés avec de la pression à vide de -60 kPa pendant une période de 5 mois.

PRINCIPES DE TECHNIQUE DE FUSION A VIDE

Kjellman (1952) a proposé la fusion à vide dans les débuts des années 1950. Les études d'isolement à vide induisent la fusion continuée pour les deux décennies suivantes (Holtz, 1975). Une fusion assistée à vide fournit une alternative pertinente au surchargement pour précharger des sols. Au lieu d'augmenter l'effort pertinent dans la masse de sol en augmentant tout l'effort au moyen de surchargement mécanique conventionnel, la fusion assistée à vide précharge le sol en réduisant la pression de pore tout en mettant à jour l'effort total constant.

Le schéma 1 présente une disposition typique d'une fusion assistée à vide avec PVD. Le schéma 2 dépeint graphiquement tout l'effort initial dans la terre et la pression de pore induits dus à a) une surcharge conventionnelle et b) un chargement à vide appliqués sur la surface au sol assumant l'efficacité à 100 % (pression à vide de -100 kPa). La fusion assistée à vide avec PVD a été testée en Chine et a été présentée par Choa (1989) avec approximativement 70 à 80 % d'efficacité. Jacob et autres (1994) ont enregistré une efficacité moyenne à vide de 40 à 50 % comparés à une valeur à atteindre de 70 % pour une section d'essai en PVD sur une zone hydraulique de remblai.

DESCRIPTION DE SITE ET PROFIL DE SOL

Le site proposé du deuxième aéroport international de Bangkok (SBIA) est situé chez Nong Ngu Hao dans la plaine centrale de Thaïlande. Le schéma 3 montre l'aire de projet d'environ 8 km par 4 km situés environ 25 km à l'Est de la métropole de Bangkok.

Le profil de sol au site peut être divisé en 5 sous-couches comme représenté sur le schéma 4. Il se compose d'une couche superficielle tempérée épaisse d'1 m d'argile, recouvrant très doucement la couche douce gris-foncé qui s'étend de 1 m à 10,5 m de profondeur. Sous la couche douce d'argile, une couche moyenne épaisse d'argile de 2,50 m peut être trouvée. La couche raide brun clair d'argile peut être produite de 14 m à 21 m de profondeur. La résistance au cisaillement non drainée de la couche très douce d'argile a accru de 13 à 27 kPa avec la profondeur. Le niveau des eaux souterraines a été trouvé à une profondeur d'environ 0,50 m. Le niveau piézométrique initial est inférieur à la pression hydrostatique théorique en-dessous de la profondeur de 6 m due au retrait excessif des eaux souterraines causant l'affaissement de terre (voir le schéma 10).

REMBLAI COMPLET D'ESSAI

Deux remblais complets d'essai chacun avec une aire de base de 40 m par 40 m avec différentes canalisations ont été construits sur l'argile mou de Bangkok avec PVD. Dans le Remblai 1 (TV1), le système de drainage d'hypernet avec 15 m de long de PVD a été utilisé. Pour le Remblai 2 (TV2), des pieux perforés et ondulés combinés avec des géotextiles non tissés de 12 m de long de PVD ont été utilisés. Le plan de la zone d'essai est donné sur le schéma 5. Sont également montrés sur le schéma 5 les emplacements des forages et des essais au séissomètre de zone aussi bien que la zone factice. Les plates-formes de fonctionnement qui ont également servi de couvertures de drainage étaient construites avec une épaisseur de 0,30 m pour le Remblai 1 et 0,80 m pour le Remblai 2.

Les PVDs ont été installés des plates-formes de fonctionnement à une profondeur de 15 m pour TV1 et de 12 m pour TV2. Comme représenté sur le schéma 6, les PVDs ont été installés dans la configuration triangulaire avec un interligne de 1 m. Les paramètres liés au comportement de PVD sont énumérés dans le tableau 1.

Les sanctions transversales de TV1 et de TV2 sont montrées sur les schémas 7 et 8, respectivement. Les couches de drainage des remblais d'essai sont également montrées sur les schémas 7 et 8 se composant, respectivement, d'hypernet pour TV1 et des pieux perforés et ondulés couverts de géotextiles pour TV2. Le géotextile est composé de 136 g/m² de polypropylène non tissé collé tourné avec un haut module. L'hypernet (ou geonet) se compose d'une grille d'amorçages en HDPE qui sont fondus ensemble à leurs intersections. L'hypernet a une capacité de décharge d'une largeur de 8×10^{-3} m³/s par mètre. Une couche d'hypernet a été placée au-dessus de la zone entière. Les pieux perforés et ondulés se composent de 5 morceaux de tubes de Mebra avec un diamètre de 80 mm et un poids de 297 g/m. Au-dessus du système de drainage, un recouvrement LLDPE de géomembrane pour l'air et pour l'eau a été placé. Le recouvrement de géomembrane a été scellé en plaçant les bords au bas du fossé de périmètre et couvert d'une couche de sable-bentonite de 300 mm et submergé sous l'eau.

PRESSION A VIDE COMBINEE ET SURTAXE DE PRECHARGEMENT

Dans chaque remblai, le système de collection de l'eau a été relié à la pompe de vide capable d'assurer la pression à vide de -70 kPa sans interruption. Une pompe de sauvegarde a été également fournie. Après application de la pression à vide pendant 45 jours, les remblais ont été augmentés par étapes jusqu'à une taille de 2,50 m. Le Remblai 1 et, pareillement, le Remblai 2 ont été augmentés d'une taille de 0,30 m et de 0,80 m, respectivement. Les diagrammes de chargement d'étape avec du temps sont montrés sur le schéma 11 pour les deux Remblais 1 et 2.

INSTRUMENTATIONS DE ZONE

Les instrumentations de zone pour la surveillance du comportement de remblai incluent les plaques extérieures d'affaissement, les extensomètres multipoints à fleur de terre, les piézomètres électriques vibrants de fil, et les inclinomètres. Dans la zone factice, les instrumentations incluent des piézomètres de colonne, plaques extérieures d'affaissement (ou références), et des puits d'observation. Les schémas 5, 7 et 8 montrent la disposition typique des instrumentations pour les remblais d'essai. Les piézomètres vibrants de fil ont été installés sous les remblais d'essai à des intervalles de 3 m de profondeur ainsi que les capteurs pour les extensomètres multipoints. Les plaques extérieures d'affaissement ont été placées directement sur le recouvrement de géomembrane. Les inclinomètres ont été placés aux bords de chaque remblai d'essai. A la zone factice, des puits d'observation, les piézomètres de colonne et une référence ont été également installés.

ANALYSES DE FEM DE FUSION A VIDE

Considérant que la plupart des codes finis d'élément utilisés dans la pratique n'incluent pas l'élément spécial de drainage, Chai et Miura (1997) ont proposé une méthode approximative simple pour modéliser l'effet de PVD. Du macro point de vue, le PVD augmente la perméabilité de masse dans la direction verticale. En conséquence, il est possible d'établir une valeur de la perméabilité verticale qui représente approximativement la perméabilité verticale combinée du sous-sol normal et la perméabilité radiale vers le PVD. Cette perméabilité verticale équivalente est dérivée, basée sur le degré moyen égal de fusion ainsi que les prétentions suivantes :

1. Le mode de déformation de la couche de forme traitée par PVD est de près unidimensionnel. Ainsi, une théorie unidimensionnelle de fusion peut être employée pour représenter la fusion dans la direction verticale et la théorie de cellules d'unité de Hansbo (1979) pour la fusion radiale est applicable.
2. Tout le degré de fusion est la combinaison de la fusion verticale et radiale en utilisant le rapport proposé par Scott (1963).

Afin d'obtenir une expression unidimensionnelle pour la perméabilité verticale équivalente, on propose comme suit une équation approximative pour la fusion dans la direction verticale :

où θ est le degré vertical de fusion et t_0 est le facteur de temps sans dimensions. La perméabilité verticale équivalente, $k_{v,eq}$, peut être exprimée comme :

où :

où d est le diamètre équivalent d'une zone d'influence de l'unité PVD, d_d est le diamètre équivalent de la zone dérangée, d_n est le diamètre équivalent de PVD, $k_{h,n}$ et $k_{h,d}$ sont la perméabilité horizontale non dérangée et dérangée du sol environnant, respectivement, L est la longueur de PVD pour le drainage à sens unique et C est la capacité de décharge de PVD. Les effets de la souillure et de la bien-résistance ont été incorporés dans la dérivation de la perméabilité verticale équivalente.

Pour le modelage numérique, la terre a été divisée en 5 sous-couches et représentée par le modèle modifié d'argile de Cam (Roscoe et Burland, 1968). Les paramètres modèles adoptés sont énumérés dans le tableau 2. Une partie des valeurs dans le tableau 2 a été évaluée, basée sur des résultats d'essai de fusion en laboratoire et une partie d'eux a été déterminée empiriquement. Les valeurs de la perméabilité ont été déterminées en se rapportant aux données calculées en arrière des remblais d'essai précédent dans la zone adjacente (Chai et autres, 1996). Les efforts initiaux estimés de la pression de l'eau et la taille du lieu de rendement sont indiqués dans le tableau 3. Le facteur d'abaissement du niveau de pression hydraulique dû au pompage excessif des eaux souterraines a été considéré pour évaluer les efforts initiaux.

Avec les paramètres de sol dans le tableau 2, et le module de compactage correspondant à l'effort de fléchissement (taille du point de fléchissement dans le tableau 3), pour un point 5 m au-dessus de la surface du sol (milieu de la couche d'argile de plus en plus douce), un coefficient de fusion d'environ $7 \text{ m}^2/\text{yr}$ peut être obtenu. Cette valeur est comparable à la valeur de zone obtenue à partir des essais de dissipation à l'aide de l'appareillage de piezocone sur le schéma 13 (Hanh et autres, 1998). Ceci indique que l'essai de dissipation de piezocone est utile pour déterminer le coefficient de zone de la fusion.

SIMULATION DE FUSION A VIDE

Les analyses ont été conduites dans la condition plate de contrainte. La fusion à vide a été simulée par le fixement de la pression excessive de pore sur la surface au sol de la zone d'essai. Il y a des anomalies entre la pression mesurée à vide dans la natte de sable et sur la surface au sol. Les valeurs adoptées sont basées sur les valeurs mesurées sur la surface au sol avec le réglage sur la pression à vide à la première partie (< 20 jours). C'est parce que la mesure a rapporté de basses pressions à vide aux premières parties mais il y avait des affaissements considérables.

Dans cette étude, d'abord la fusion à vide a été simulée numériquement. Après obtention d'un ajustage de précision raisonnable des grandeurs d'affaissement, la distribution aussi bien que la variation du vide dans la terre a été étudiée. Puis, l'effet du vide a été étudié en utilisant un vide plus élevé (-60 kPa) et aucun vide. Les schémas 9a, b montrent les courbes adoptées de temps de pression à vide pour les deux remblais d'essai. Les cas plus hauts de vide sont également montrés dans les schémas. Les pressions totales et excessives mesurées de pore dans les sous-sols au Remblai 2 sont montrées sur le schéma 10. Les histoires de chargement des remblais d'essai (schéma 11) selon l'enregistrement de zone ont été également utilisées dans les simulations.

AFFAISSEMENTS DE FUSION

Le schéma 11 illustre les étapes de construction des deux remblais d'essai ainsi que les courbes de temps d'affaissement aux profondeurs variables. Dans le Remblai 1, l'affaissement maximum après 144 jours aux profondeurs de surface au sol, 3 m, 6 m, et 9 m étaient de 0,74 m, 0,48 m, 0,26 m et 0,09 m, respectivement. Les valeurs correspondantes dans le Remblai 2 étaient de 0,97 m, 0,70 m, 0,35 m et 0,11 m, respectivement.

En utilisant l'analyse de FEM, les affaissements calculés sont comparés aux valeurs observées sur les schémas 12a, b. Bien qu'il y ait de légères anomalies, il est considéré que l'analyse de FEM a simulé les données mesurées raisonnablement bonnes.

EFFETS BENEFIQUES DE FUSION A VIDE

Pour mesurer les effets bénéfiques de la fusion à vide, les schémas 14a, b comparent les affaissements extérieurs au centre du remblai d'essai obtenu à partir des analyses de FEM aux données mesurées correspondantes n'assumant aucune pression à vide, à de la pression à vide qui simule les conditions de zone, et à une pression à vide plus élevée. Pour le Remblai 1 sur le schéma 14a, à environ pendant 140 jours et aucun cas de vide, un affaissement de 0,43 m peut être obtenu. Avec de la pression à vide comme indiquée par la ligne solide sur le schéma 9a, l'affaissement était de 0,73 m. Si la pression à vide élevée de -60 kPa (à ligne pleine sur le schéma 9a) a été mise à jour, l'affaissement serait de 1,30 m. Les effets bénéfiques de la fusion à vide ont été démontrés.

Le schéma 14b compare les résultats numériques sans vide, avec vide, et de plus hauts cas de vide aux données mesurées d'affaissement pour le Remblai 2. Les tendances sont semblables au Remblai 1. Pour aucun vide, la légère différence dans l'histoire de chargement des Remblais 1 et 2 n'a pas d'effets significatifs sur des affaissements de base. La fusion à vide est effective si le préchargement à vide peut être mis à jour pendant de plus longues périodes et si des fuites sont empêchées. Les résultats ont indiqué que même avec l'installation de PVD, le besoin élevé de pression à vide d'être mis à jour pendant 4 ou 5 mois pour réaliser un degré plus élevé de fusion.

DEFORMATIONS TRANSVERSALES

Les déplacements transversaux, obtenus à partir des analyses de FEM, sont comparés aux valeurs mesurées après 45 jours d'application de vide sur les schémas 15a, b pour les deux remblais. Pour les deux remblais, particulièrement le Remblai 1, les données simulées sont comparables aux données mesurées en-dessous de la profondeur de 2 m. Cependant, pour les deux remblais, les données mesurées ne sont pas conformes aux simulations près de la surface au sol. Une explication pour ces anomalies est les perturbations possibles des enveloppes d'inclinomètre près de la surface au sol. Quand la pression à vide est appliquée sur la surface au sol, l'incrément pertinent d'effort dans la couche supérieure de sol sera approximativement le même pour des directions horizontales et verticales. Par conséquent, basé selon les principes de la mécanique de sol, l'application de pression à vide induirait une déformation transversale centripète, si l'effet de la surcharge de remplissage de remblai est négligé.

PRESSIONS EXCESSIVES DE PORE

Le schéma 16a, b montre les découpes des pressions excessives simulées de pore pour les deux bases de remblai à la fin de l'application élevée de vide (45 jours après pompage commencé). Pour le Remblai 1, la pression à vide affectée vers le bas à la profondeur de 15 m (profondeur d'installation de PVD). Cependant, la pression à vide à la profondeur de 15 m est seulement -15 kPa qui est tout à fait comparée à la pression à vide de -60 kPa sur la surface au sol. Pour le Remblai 2, la pression à vide à la profondeur de 12 m (profondeur d'installation de PVD) était -30 kPa. Cette valeur plus élevée est considérée la raison principale de plus grands affaissements dans le Remblai 2.

Les pressions excessives simulées et mesurées de pore sont comparées sur les schémas 17a, b pour les deux remblais. A 45 jours pour les deux remblais, les pressions excessives mesurées inférieures de pore dans les profondeurs inférieures peuvent être expliquées comme suit : (a) les piézomètres pourraient être près du PVD, (b) toutes les pressions initiales de pore pourraient être plus hautes dues aux effets de recharge de PVD (voir le schéma 10), et (c) aux effets de l'affaissement de terre dus au retrait excessif des eaux souterraines qui a considérablement réduit les pressions excessives de pore (abaissement du niveau piézométrique) aux profondeurs inférieures (se référer au schéma 10). Pour le remblai 2 à 140 jours sur le schéma 17b, la pression excessive de pore prévue est inférieure aux données mesurées. C'est parce que pour adapter les affaissements mesurés dans la simulation, la pression extérieure à vide a été mise à jour à -20 kPa.

COMPARAISON AVEC DES ETUDES PRECEDENTES SUR PVD

L'affaissement du Remblai 2, avec PVD espacé à 1 m dans la configuration triangulaire et à 12 m de long avec le préchargement à vide, a été comparé aux résultats des études précédentes avec la surcharge conventionnelle de sable. Le remblai TS3 dans le remblai d'essai précédent a eu un PVD espacé de 1 m de long dans une configuration triangulaire et de 12 m préchargés avec le remblai conventionnel de sable. Le schéma 18 montre les enregistrements de chargement et d'affaissement des deux remblais. Le remblai TS3 a indiqué un affaissement total de 1,60 m après 400 jours sous une surcharge maximum de remplissage de sable haute de 4,20 m. Cependant, sous une surcharge de remplissage de sable haute de 2,50 m, de plus grands affaissements ont été indiqués pour le Remblai 2 avec un préchargement à vide que pour le Remblai TS3. D'ailleurs, une accélération dans la cadence d'affaissement de 60 % a été enregistrée. En outre, sous la pression à vide, la période de préchargement, pour obtenir la même quantité d'affaissement, est également réduite par 4 mois.

Si les fuites ne se produisaient pas, le remplissage de sable haut de 2,50 m est combiné et le préchargement à vide pour le Remblai 2 est censé avoir le même niveau de surcharge que cela utilise le surchargement conventionnel dans le Remblai TS3 avec le remplissage de sable haut de 4,20 m. Cependant, l'affaissement final de 0,97 m pour le Remblai 2 est inférieur à l'affaissement de 1,60 m pour le Remblai TS3. Pour le haut cas de vide, les résultats numériques ont rapporté un affaissement de 1,30 m à 145 jours qui est beaucoup plus grand que la valeur correspondante de TS3. En outre, sous la pression à vide, les déformations transversales près de la surface au sol peuvent être moins que les valeurs correspondantes une fois soumises au chargement de remplissage de sable. Les mouvements transversaux inférieurs peuvent réduire les affaissements.

CONCLUSIONS

Au site proposé du deuxième aéroport international de Bangkok (SBIA), deux remblais d'essai, complets et entièrement équipés, chacun avec une zone de base de 40 m par 40 m, ont été construits sur l'argile mou épais de 16 m à Bangkok améliorés avec un drain vertical préfabriqué (PVD). Dans ce site, l'amélioration au sol avec un PVD soumis au surchargement conventionnel de sable a déjà été étudiée avec succès. La fusion assistée à vide avec le surchargement réduit de sable fournit une alternative bon marché et plus rapide. Dans cette étude, le préchargement à vide, en combinaison avec la quantité réduite de surchargement de sable, a été appliqué. Les exécutions des 2 remblais d'essai avec différentes canalisations sont décrites et analysées. Dans le Remblai 1, la canalisation d'hypernet (geonet) combinée avec 15 m de long de PVD ont été utilisées comme canalisation avec la plate-forme en sable épaisse de 0,3 m. Dans le Remblai 2, des pieux ondulés perforés combinés avec les géotextiles non tissés ont été utilisés comme canalisation en combinaison avec la plate-forme en sable épaisse de 0,8 m au dessus de 12 m de long de PVDs avec un interligne de 1 m dans la configuration triangulaire. Après 45 jours de chargement à vide, la surcharge de sable a été augmentée à 2,5 m de haut. En conclusion, la méthode d'élément fini (FEM) a été utilisée pour étudier l'efficacité de l'étude sur le terrain. Basées sur les mesures et les analyses ultérieures, les conclusions suivantes peuvent être faites :

- 1) L'affaissement final du Remblai 1 et du Remblai 2 élevé à 0,74 m et à 0,96 m. Bien que quelques fuites se soient produites, l'efficacité de la fusion à vide assistée a été démontrée.

- 2) La méthode d'élément fini (FEM) a illustré les effets bénéfiques du préchargement à vide combinés avec le surchargement réduit de sable par la comparaison des résultats simulés en utilisant (a) les conditions de charge réelles de zone, (b) en mettant à jour un chargement à vide plus élevé, et (c) par aucun chargement à vide. Les résultats numériques ont indiqué que même avec un PVD, la pression à vide doit être mise à jour pendant plus de 4 à 5 mois afin de réaliser un degré plus élevé de fusion.
- 3) L'exécution du Remblai 2 avec le préchargement à vide, une fois comparée aux études précédentes utilisant le surchargement conventionnel de sable, a montré une accélération dans la cadence d'affaissement par environ 60 % et d'une réduction de la période du préchargement par environ 4 mois.

REMERCIEMENTS

Les remerciements sincères sont dus à COFRA (Thaïlande) France SARL et Geotechnics Holland BV pour sponsoriser le projet de recherche. La coopération de l'Autorité d'Aéroports de Thaïlande (AAT) et le Nouvel Aéroport International de Bangkok (NBIA) est fortement appréciée. Pour finir, M. Santi Sangmala, M. Pongkrit Eakthamasuth, Mme L.T. Hanh qui sont d'anciens étudiants diplômés d'AIT aussi bien que Mme Aries Patawaran, Associée de Recherche, sont également recommandés pour leurs contributions valables et travaux durs.

REFERENCES

INSTITUT DE LA TECHNOLOGIE ASIATIQUE (AIT) (1995), L'essai sur le terrain complet du drain vertical préfabriqué se vide pour le Deuxième Aéroport International de Bangkok : Etat final, Vol. 1, Institut de Technologie Asiatique, Bangkok, Thaïlande.

BERGADO, D.T., BALASUBRAMANIAM, A.S., FANNIN, R.J., ANDERSON, L.R. et HOLTZ, R.D. (1997), Essai sur le terrain complet du drain vertical préfabriqué (PVD) sur l'argile tendre de Bangkok et environnement abaissé ASCE Geotech. Public. No. 69 (Geo-Logan '97) pp. 373-393.

CHAI, J.C., BERGADO, D.T., MIURA, N. et SAKAJO, S. (1996), Méthode de modélage du drain vertical – Sous-sol traité, Proc. La Chine – Japon Symp. Commun sur des développements récents de théorie et de pratique dans la Géotechnologie, pp. 1-8, Shanghai, Chine.

CHOA, V. (1989), Drains et essai pilote du préchargement à vide, Proc. 12^{ème} Intl. Conf. Sol Mec. Fond. Génie Civil, pp. 1347-1350, Rio de Janeiro, Brésil.

COGNON, J.M., JURAN, I., et THEVANAYAGAM, S. (1994), Technologie de fusion à vide – Principes et expérience de zone, déformation verticale et horizontale de Proc. des remblais (Affaissement '94), pub. spéciale ASCE No 40, Vol. 2, pp. 1237-1248.

HANH, L.T., BERGADO, D.T. et SHIBUYA, S. (1998), Les propriétés d'ingénierie de l'argile mou de Bangkok se sont améliorées en utilisant un PVD avec la surcharge du préchargement à vide, Proc. Int. Symp. sur des sols problématiques, IS-Tohoku '98, Japon.

HANSBO, S. (1979), La fusion de l'argile par la bande a formé les drains préfabriqués, ingénierie du sol, Vol. 12, No. 5, pp. 16-25.

HOLTZ, R.D. (1975), Préchargement à vide : perspectives actuelles. Enregistrement de recherches de transport No. 548, pp. 26-69, Washington, D.C., U.S.A.

JACOB, A., THEVANAYAGAM, S., et KAVANZANJIAN, E. (1994), Fusion à vide assistée du remplissage hydraulique, la déformation verticale et horizontale de proc. Des remblais (Affaissement '94), Publicité spéciale ASCE No. 40, pp. 1249-1261.

KJELLMANN, W. (1952), Fusion d'argile au sol au moyen de pression atmosphérique, Conférence de procédure de stabilisation de sol, Boston, U.S.A.

ROSCOE, K.H. et BURLAND, J.B. (1968), Sur le comportement généralisé de contrainte-tension de l'argile humide, Plasticité d'Ingénierie, Presse d'Université de Cambridge, U.K.

SCOTT, R.F. (1963), Principes de la mécanique de sol, Edition Addison-Wesley Cie, lecture, Mass., U.S.A.

Tableau 1 Paramètres de drain vertical

Interligne, S	1 m (configuration triangulaire)
Diamètre de drain	50 mm
Diamètre de zone de souillure	300 mm
Taux de	10
Longueur de drainage, l	12 m
Capacité de décharge, (par drain)	50 m ³ /année

Tableau 2 Paramètres du sol

Longueur m		λ	κ	ν	M	10^{-4} m/jour	10^{-4} m/jour	γ kN/m ³
0-1,0	1,8	0,3	0,03	0,3	1,2	26	26	16,0
1,0-8,5	2,8	0,73	0,08	0,3	1,0	11	5,5	14,5
8,5-10,5	2,4	0,5	0,05	0,25	1,2	5,2	2,6	15,0
10,5-13,0	1,8	0,3	0,03	0,25	1,4	2,2	1,1	16,0
13,0-18,0	1,2	0,1	0,01	0,25	1,4	0,52	0,26	18,0

Tableau 3 Efforts initiaux

Longueur m	kPa	kPa	kPa	Taille de rendement, Lieu kPa
0,0	5,0	5,0	-5,0	57,5
0,5	8,0	8,0	0,0	52,7
1,0	11,7	11,0	5,0	42,0
2,0	13,2	15,5	15,0	40,0
3,0	15,6	20,75	25,0	39,7
8,5	35,3	54,75	70,0	75,0
10,5	39,9	79,75	75,0	80,0
13,0	49,3	114,75	80,0	105,5
18,0	88,0	204,75	80,0	188,3

Tableau 4 Paramètres de sol utilisés dans l'analyse d'affaissement et de stabilité

Zone	Longueur (m)	(m)	$\hat{\Gamma}$ (kN/ m ³)	(kPa)	(kPa)	OCR	CR	RR		(kPa)
1	0,3-2,0	0,85	16,0	12,1	75	6,20	0,30	0,030	10	12,5
2	2,0-5,0	4,2	14,5	28,5	50	1,75	0,55	0,055	3	10,0
	5,0-7,0									10,5
3	7,0-9,0	8,7	14,5	48,7	65	1,35	0,045	0,045	4	14,0
	9,0-11,0									17,5
4	11,0-13,0	11,7	16,0	64,7	87	1,35	0,035	0,035	4	23,0
5	13,0-15,0	13,7	16,5	77,2	105	1,35	0,030	0,030	4	30,0

Tableau 5 Paramètres de sol utilisés dans l'analyse de FEM

Longueur (m)	λ	κ	M	ν	10^{-4} (m/jour)	10^{-4} (m/jour)	
0-2	0,34	0,07	1,2	0,25	25,9	25,9	2,80
2-7	0,90	0,18	0,9	0,30	5,9	10,1	5,90
7-12	0,50	0,10	1,0	0,25	2,6	5,2	4,00
12-15	0,34	0,07	1,2	0,25	1,0	2,1	3,00
15-22	0,10	0,02	1,2	0,20	0,3	0,5	1,30