



Journal of Materials and Engineering Structures

Research Paper

Compactage dynamique à haute énergie des remblais hydrauliques sableux

Dynamic compaction with high energy of sandy hydraulic fills

Houssam Khelalfa

Department of Civil Engineering of Mohammed Seddik Benyahia University of Jijel, Algeria

ARTICLE INFO

Historique de l'article :

Recu : 8 février 2017

Révisé : 25 août 2017

Accepté : 29 août 2017

Mots clés:

Remblai Hydraulique

Compactage Dynamique

Energie

SPT

Keywords :

Hydraulic Fills

Dynamic Compaction

Energy

SPT

RESUME

Une étude de cas au sujet de l'adoption de la technique de compactage dynamique à haute énergie dans un remblai hydraulique sableux est présentée. La praticabilité de cette technique consiste à assurer la stabilité de l'usine de fabrication des caissons du chantier de réalisation du port de Djen Djen (Jijel) et minimiser le risque de liquéfaction au cours de la fabrication. Cet article s'intéresse à l'établissement d'un diagnostic dans un essai réel de compactage dynamique, en se basant sur les résultats des essais SPT, de contrôle de qualité, les détails des travaux de compactage ainsi que les propriétés des matériaux de remblai. Une théorie de la réponse du sol à un impact énergétique élevé pendant le compactage dynamique a été proposée.

ABSTRACT

A case study about the adoption of the dynamic compaction technique with high energy in a sandy hydraulic fill is presented. The feasibility of this technique to ensure the stability of the caisson workshop and to minimize the risk of liquefaction during manufacture. This Article is interested to establish diagnostic of dynamic compaction test, basing on the results of SPT tests and quality control as well as the details of work of compaction and the properties of filling materials. A theory of soil response to a high-energy impact during dynamic compaction is proposed.

1 Introduction

Depuis quelques années, les autorités Algériennes envisagent le développement d'un trafic de conteneurs au port de Djen-Djen de Jijel, à la fois pour le marché local et pour le transbordement entre les navires-mères et les navires

* Corresponding author. Tel.: +213770591157.

E-mail address: khelalfahoussam@gmail.com

collecteurs. L'étude de valorisation du port a permis de développer un nouveau terminal à conteneurs, à construire dans la partie centrale du port. Afin d'assurer le délai et la qualité du projet, un atelier de fabrication de caissons de dimensions 11 400m² et 4 945m³ de remblai du sable dragué est indispensable (figure 1).

Le géotechnicien s'intéresse aux sols dans la mesure où ceux-ci constituent l'élément principal du contexte dans lequel la stabilité d'un ouvrage sera conçue [1]. On a donc rapidement envisagé d'améliorer les caractéristiques mécaniques du remblai hydraulique pour augmenter leur capacité portante (ou portance) et éliminer les tassements et les risques de liquéfaction [2]. Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet. Un grand nombre de procédés existent, d'une part, et d'autre part, les procédés de compactage mécaniques sont principalement mis en œuvre sur les remblais hydrauliques [3]. En complément des sondages mécaniques indispensables pour caractériser les sols avant et après travaux d'amélioration de sol par compactage dynamique, nous avons retenu l'essai SPT (Standard Penetration Test) permettant d'obtenir des paramètres de sol.

2 Remblais hydrauliques

Les remblais hydrauliques sont souvent utilisés pour récupérer des terrains pour de grands projets d'infrastructure comme les aéroports, les ports, les zones industrielles. Compte tenu de l'importance fondamentale du remblai hydraulique pour les projets d'infrastructure, un besoin de la qualité du matériel d'emprunt et les méthodes de construction sont cruciales pour la qualité du produit final, qui demandera des exigences de performance spécifiques [4,5].



Fig. 1 – Atelier de fabrication des caissons

La remise en état des terres est généralement définie comme le processus de création de nouveaux terrains en levant l'élévation d'un fond marin, ou d'un autre terrain à basse altitude, elle peut être effectuée par un mouvement de terre sec ou par remplissage hydraulique [4,5].

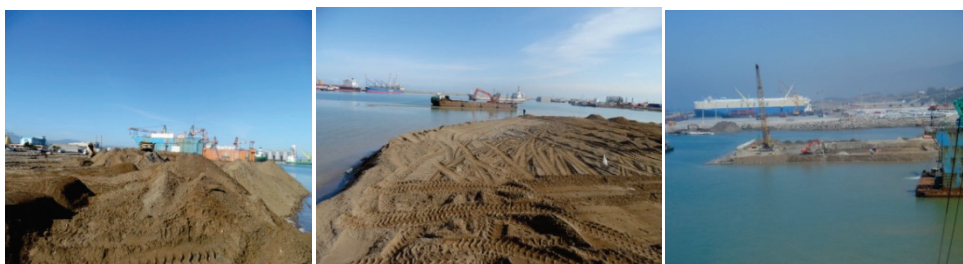


Fig. 2 –Photos des étapes du remblayage de l'atelier de fabrication des caissons Djen-Djen, Jijel, Algérie

Le remplissage hydraulique est défini comme la création de nouveaux terrains suivant des activités consécutives [4] :

- Dragage de matériaux de remblayage dans une zone d'emprunt ou dragage par des équipements flottants ;
- Transport du matériau de remblayage de la zone d'emprunt au site de remise en état par drague, barge ou pipeline ;
- Le placement du matériau de remplissage sous la forme d'un mélange de matériau de remplissage et d'eau dans la zone de récupération.

Quelques modes de défaillance possibles dans le corps du remblai et différents modes de défaillance doivent être analysés du point de vue de la fondation, cela peut poser un risque important de liquéfaction partielle ou complète, et par conséquent, de réduction de la résistance du sol. Les analyses de stabilité des défaillances globales permettent de proposer des méthodes d'amélioration qui doivent être effectuées [4].

3 Choix d'une méthode d'amélioration des remblais

Pour les grands projets, où la mécanique des sols occupe une place importante, le coût et le temps de construction correspondants semblent peu prévisibles. L'ingénieur géotechnique devrait être impliqué dès les premiers stades d'un projet et être plus apte à convaincre le client de la nécessité d'une bonne étude des sols. Les enquêtes sur les sites sont déterminées par leur besoin et leur impact, exigences spécifiques au site spécifique et à son environnement, ainsi qu'aux exigences économiques [6].

Lors de l'étude de faisabilité d'un projet, le recours aux méthodes de traitement des sols implique la connaissance de leurs performances et limites respectives. Une question se pose alors : comment représenter de manière facilement utilisable les domaines d'application de chaque procédé [7]. On a choisi de représenter l'aptitude d'une méthode à traiter un sol selon la granulométrie de ce dernier. Elle présente l'avantage de ne faire appel qu'à des critères d'identification obtenus par des mesures simples de laboratoire (figure 3).

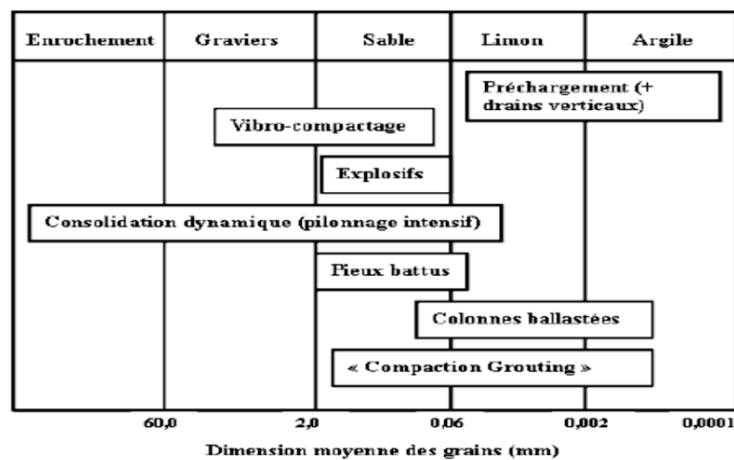


Fig. 3 – Répartition des méthodes de traitement en fonction de la granulométrie.

Il est cependant clair que les autres facteurs d'identification (notamment la densité relative pour les sols grenus et les limites d'Atterberg pour les sols fins) et les paramètres mécaniques des sols sont à prendre en compte dans la définition précise du traitement de chaque cas concret [7]. Les diagrammes ci-dessous illustrent la plage d'utilisation optimale des procédés du traitement en fonction de la profondeur du sol, de la nature de ses caractéristiques géologiques et du type de structure à supporter.

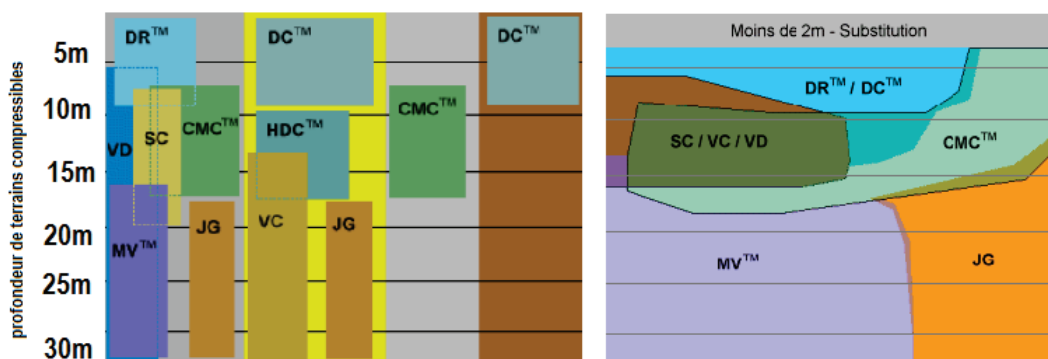


Fig. 4 – Plage d'utilisation optimale des procédés du traitement

SC : Colonnes Ballastées ; DR : Plots Ballastés ; CMC : Colonnes à Module Contrôlé ; VC : Vibro Compactage ; DC : Compactage Dynamique ; MV : Menard Vacuum ; HDC : Compactage à Haute Energie ; JG : Jet Grouting ; VD : Drains Verticaux

4 Compactage dynamique

Le compactage dynamique (DC) est l'une des techniques d'amélioration du sol. Cela dépend du réarrangement des particules du sol en utilisant l'énergie dynamique produite par la chute d'un poids (tamper) à partir d'une certaine hauteur [8], (figures 5 et 6).



Fig. 5 –Chute libre d'une tonneuse de 20 tonnes au port de Djen-Djen Jijel-Algérie

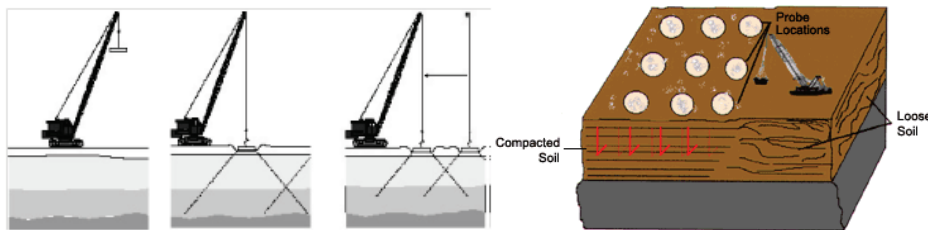


Fig. 6 –Application du compactage dynamique en phases [8]

Le concept de cette technique est d'améliorer les propriétés mécaniques du sol en transmettant des impacts à haute énergie sur les sols en vrac qui ont initialement une faible capacité de charge et des potentiels de compressibilité élevés. L'impact crée des ondes corporelles et de surface qui se propagent dans le milieu du sol [8] (figure 7).

La réaction des sols pendant le traitement de compactage dynamique varie en fonction du type de sol et de l'apport énergétique. Dans les sols non saturés, les vagues déplacent les grains du sol et les réarrangent dans une configuration plus dense, dans les sols saturés, le sol est liquéfié et les grains réarrangés dans un état plus compact. Dans les deux cas, la diminution des vides et l'augmentation du contact granulaire interne conduiront directement à l'amélioration des propriétés du sol [7].

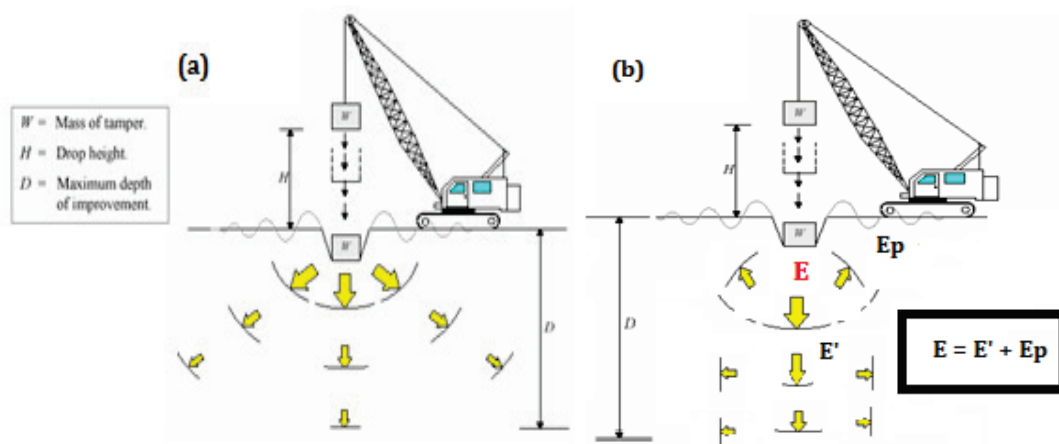


Fig. 7 –Compactage dynamique d'après (a) Lukas [9], (b) Notre Hypothèse

La réponse du sol à un impact énergétique élevé pendant le compactage dynamique est très complexe, c'est peut-être la raison de la lente progression dans le développement d'une méthode rationnelle pour l'analyse du compactage dynamique. Très peu de modèles théoriques sont disponibles [10], de notre part, compte tenu des conséquences (voir ci-après) du compactage dynamique de l'atelier de fabrication des caissons au port de Djen-djen, Algérie, nous proposons un autre modèle (figure 7-b) de la réponse du sol à un impact énergétique élevé pendant le compactage dynamique en vue de faciliter l'analyse des résultats qui ne peuvent être expliqués par la théorie de Lukas [9] (figure 7-a).

Comme mentionné dans l'Eq.1, Ménard a définie l'énergie (E) par la multiplication de la masse M du Tamper et la hauteur de chute H [10] :

$$E = M.H \quad (1)$$

Notre hypothèse est basée sur l'existence d'une **réflexion** d'une partie de l'énergie reçue par la matrice du sol à compacter (figure 7-b), ce qui implique une répartition de l'énergie en deux parties l'Eq. 2, **l'énergie effective** (E'), seule responsable du compactage du sol, et **l'énergie perdue** (E_p) responsable des vibrations résultantes voisines :

$$E = E' + E_p \quad (2)$$

4.1 Mécanisme du Compactage Dynamique

Le déplacement physique des particules et, dans une moindre mesure, l'excitation basse fréquence provoqués par des impulsions de contrainte réorganiseront alors les particules dans un état plus dense [11], et réduiront le rapport des vides et augmenteront la densité relative pour fournir des caractéristiques améliorées de portance et d'établissement améliorées [12, 13]. Donc, on peut considérer que l'énergie est une fonction de l'indice de vide (e) Eq. 3 :

$$E = f(e) \quad (3)$$

Lorsque des matériaux granulaires s'étendent au-dessous de la nappe phréatique, une proportion élevée de l'impulsion dynamique est transférée à l'eau poreuse qui, après un nombre approprié d'impacts de surface, monte finalement en pression jusqu'à un niveau suffisant pour induire la liquéfaction [12, 13]. Dans ce cas on va considérer que l'énergie est une fonction de degré de saturation (S) au lieu de l'indice de vide Eq. 4 :

$$E = f(S) \quad (4)$$

4.2 Cas des sols secs / humides

Dans les sols granulaires secs / humides, le déplacement physique des particules et par conséquent l'effondrement du squelette du sol est le principal mécanisme de compactage. Pendant le processus DC, des ondes de haute énergie se propagent à travers le sol, ainsi, chaque élément du sol subit une forte pression de confinement pendant une période très courte. Les matériaux granulaires agités mécaniquement sont caractérisés par une dynamique de relaxation lente, résultant du réarrangement des grains constitutifs dans le volume dans laquelle ils sont confinés [14]. Le mouvement collectif des particules coulissantes et les réarrangements des grains, principalement par glissement est le principal processus responsable de la relaxation de la contrainte [15]. Compte tenu de l'Eq. 3, on en déduit l'Eq. 5 :

$$E' = E.e \quad (5)$$

Un grand amortissement ralentit suffisamment le système de telle sorte que les grains aient suffisamment de temps pour développer des déplacements tangentiels substantiels, qui à leur tour engendrent des forces de cisaillement suffisamment importantes pour provoquer le glissement des grains. D'autre part, il est également connu que le vieillissement se produit aux contacts entre les particules [14,15], qui se manifeste comme une augmentation du coefficient de frottement entre grains en fonction du temps. Lorsque l'amortissement dans le système dépasse une valeur critique, on observe une lente augmentation du nombre de particules coulissantes en fonction du temps, ce lent renforcement conduit à la relaxation des contraintes [15]. Compte tenu de l'Eq. 3, on en déduit l'Eq. 6 :

$$E_p = E.(1 - e) \quad (6)$$

D'après notre hypothèse on peut séparer le processus global du compactage dynamique dans les sols granulaires secs/humides en trois grandes zones (figure 8) :

- ZONE (0) : zone de collision entre le tamper et le sol, déformation totale de la matrice du sol, et broyage des grains lors des chocs, il en résulte un cratère et un refoulement du sol.
- ZONE (1) : zone coulissante, sous l'effet de l'énergie effective, les grains bougent par glissement à un état parfaitement dense.
- ZONE (2) : zone d'arrangement, sous l'effet des vibrations résultant de l'énergie effective venant de la zone (1), les grains s'arrangent à un état plus dense.

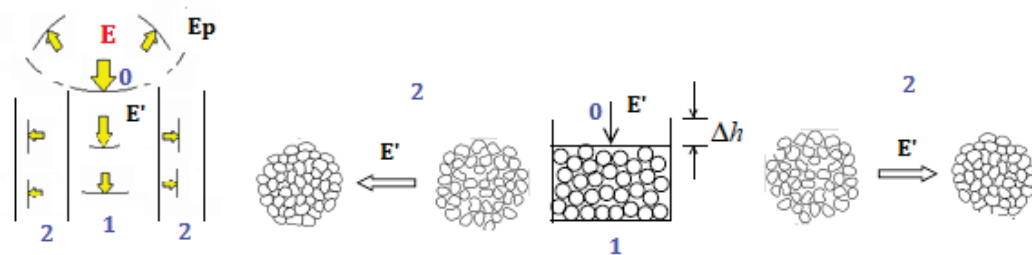


Fig. 8 –processus global du compactage dynamique dans les sols granulaires secs/humides d'après notre hypothèse

4.3 Cas des sols saturés

La réponse du sol au compactage dynamique dans les sols saturés est différente et bien sûr plus complexe. Son applicabilité dans les couches saturées est généralement considérée comme moins efficace en raison du fait qu'une partie de l'énergie appliquée est absorbée par l'eau interstitielle.

Ménard et Broise [16] ont introduit les quatre facteurs suivants comme principales causes de densification des couches de sol saturé à grain fin : haute compressibilité de l'eau due à la présence de microbulles d'air, augmentation de la perméabilité de la masse du sol due à des fissures progressives autour des points d'impact, une liquéfaction graduelle sous des impacts répétés et une récupération thixotrope. Compte tenu de l'Eq. 4, on écrit :

$$E' = E.S \quad (7)$$

Des niveaux modérés d'impulsion de contraintes pourraient provoquer l'effondrement des zones jusqu'alors desserrées dans le sol sec, la saturation implique que ces cavités soient remplies d'eau interstitielle et que l'effondrement serait inhibé par la résistance de l'eau à la compression. Cependant, les sols réellement saturés peuvent avoir quelques pour cent de l'espace vide total occupé par l'air ou le gaz occlus [1, 2]. Dans cette condition, l'intensité de l'onde de contraintes serait grandement diminuée en raison du faible module de masse de l'eau interstitielle, mais les contraintes d'impact assurent encore le compactage de la structure lâche due à la réduction du volume de gaz dans les vides [14, 17]. Compte tenu de l'éq.4 on écrit :

$$Ep = E.(1 - S) \quad (8)$$

Comme mentionné par Ménard et Broise [16], la compressibilité du fluide poreux a un effet significatif sur le comportement du sol saturé sous charge d'impact. Il est admis que le fluide poreux naturel contient des microbulles et de minuscules poches d'air enfermées dans les vides entre les particules de sol [1, 2]. Une évaluation précise du volume des poches d'air emprisonnées dans l'eau est difficile, les microbulles affectent la compressibilité des mélanges air-eau et modifient donc considérablement le processus de génération de pression d'eau poreuse. Il est donc essentiel de tenir compte de la compressibilité du mélange air-eau, au lieu de la compressibilité de l'eau pure [1, 17]. De même en se basant sur l'éq.4, la détermination de l'énergie du mélange air-eau est la suivante :

$$E_{aw} = E_w.S + E_a.(1 - S) \quad (9)$$

Où E_{aw} est l'énergie du mélange air-eau, E_a est l'énergie de l'air, par conséquent l'énergie perdue est l'énergie de l'air

$$Ep = E_a = E.(1 - S) \quad (10)$$

Le facteur le plus déterminant pour l'aptitude d'un type de sol à être amélioré par le compactage dynamique lorsque la nappe phréatique est proche de la surface du sol est sa capacité à dissiper la pression interstitielle excessive [1, 13, 17] comme illustre la figure 9, zone (1). En effet, lorsque les matériaux granulaires s'étendent dans la zone (2) (figure 9), une proportion élevée d'impulsions dynamiques est transférée à l'eau interstitielle. Si l'application des chocs se poursuit avant de dissiper les pressions excessives des pores, la pression interstitielle finit par atteindre un niveau qui induit la liquéfaction locale la zone (2).

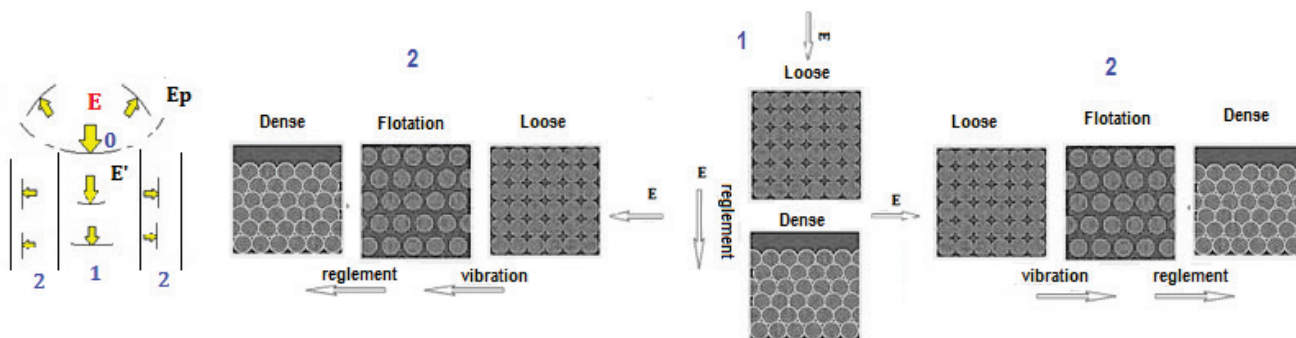


Fig. 9 – processus global du compactage dynamique dans les sols granulaires saturés d'après notre hypothèse.

Notre hypothèse se base sur la possibilité de séparer le processus global du compactage dynamique dans les sols granulaires saturés en trois grandes zones (figure 9) :

- ZONE (0) : Zone de collision entre le tamper et le sol, déformation totale de la matrice du sol, broyage des grains lors des chocs, il en résulte un cratère et un refoulement du sol.
- ZONE (1) : Zone de consolidation sous l'effet de l'énergie effective, les grains passent à un état parfaitement dense à cause de la dissipation très rapide de la pression de l'eau interstitielle (l'eau poreuse), le réarrangement passe par deux étapes : lâche et dense.
- ZONE (2) : Zone de liquéfaction sous l'effet des vibrations résultant de l'énergie effective venant de la zone (1), les grains liquéfient et s'arrangent à un état plus dense. Le réarrangement passe par trois étapes : lâche, flotter et dense.

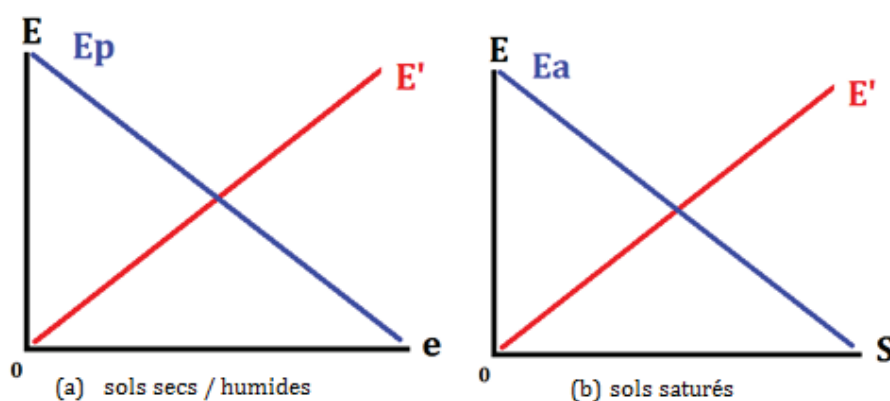


Fig. 10 – Graphes de la réponse énergétique selon l'état du sol granulaire d'après notre hypothèse

Si on prend toutes les équations de 1 à 10 précédentes nous pouvons facilement obtenir les graphes de la figure 10, qui illustrent clairement que l'énergie effective est proportionnelle au degré de saturation et à l'indice de vide contrairement à l'énergie perdue. On peut conclure que la réponse du sol à l'impact énergétique dépend de l'indice de vide et du degré de saturation. Ainsi, le niveau d'efficacité du compactage dépend de l'énergie effective, aussi, l'énergie perdue est minimale dans les sols saturés.

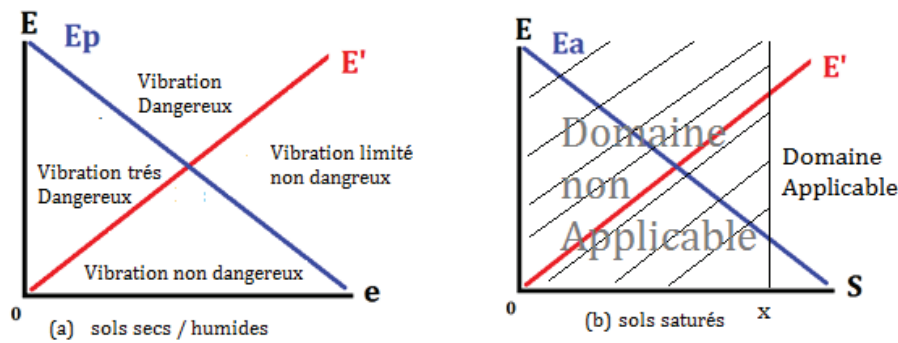


Fig. 11 – Domaines d'application et l'effets du DC selon les graphes de la réponse énergétique de notre hypothèse

Dans les sols granulaires secs / humides, le graphe de la réponse énergétique est divisé en quatre parties comme illustré dans la figure 11-a afin de nous donner une approche d'estimation de l'efficacité du compactage dynamique et son effet (vibrations) dans les sols saturés. Pratiquement le degré de l'air dans l'eau poreuse généralement varie au maximum de 15 à 25%, ce qui implique un degré de saturation entre 75 et 85% au minimum (figure 11-b), ce qui limite le domaine applicable dans les sols saturés, et on peut considérer le reste comme un domaine non pratiquement applicable. La remarque la plus importante est que l'énergie perdue dans le domaine applicable est négligeable.

4.4 Profondeur améliorée

La relation populaire de Ménard pour prédire la profondeur de l'amélioration est la suivante

$$D = n \sqrt{WH} \quad (11)$$

Où D est la profondeur de l'amélioration (mètre), W est le poids du tamper (tonne), H est la hauteur de chute (mètre) et n est un facteur empirique qui dépend fondamentalement de l'état du sol.

Si on applique notre hypothèse dans les sols secs/humides, compte tenu de l'éq.11, on obtient :

$$D = f(E, e) \quad (12)$$

Nous proposons pour cette équation, l'égalité suivante

$$n = e \quad (13)$$

Si on applique notre hypothèse dans les sols saturés, on obtient

$$D = f(E, S) \quad (14)$$

De même, pour l'équation précédente, nous proposons l'égalité suivante :

$$n = S \quad (15)$$

A la fin du compactage d'un point nous trouvons un cratère (figure 12) dont le volume (ΔV) peut être défini par

$$\Delta V = e \cdot \int_0^D V \cdot dD \quad (16)$$

Où V est le volume total du point de compactage du sol (mètre), S est la surface du tamper (m^2), ΔH est la hauteur du cratère (mètre) et D est la profondeur de l'amélioration mentionnée par l'éq.11 ci-dessus.

Après développement de l'éq.16 et en introduisant l'éq.13 on déduit l'éq.17 :

$$n = \sqrt{\frac{\Delta H}{\sqrt{MH}}} \quad (17)$$

A la fin du compactage de tout l'atelier de fabrication on a trouvé une relation entre la hauteur du cratère et la profondeur améliorée déterminée par l'Eq. 18, où nous introduisons le coefficient proposé K :

$$D = K \cdot \Delta H / K = e^{-1} \quad (18)$$

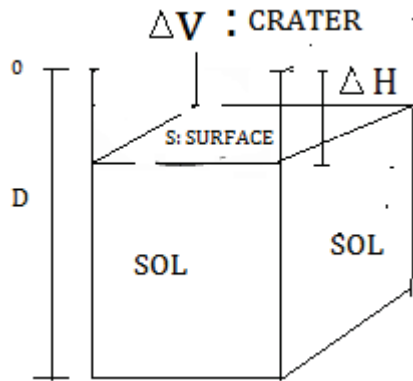


Fig. 12 – Diagramme de phase d'un point de compactage d'un sol granulaire par un tamper

5 Exécution du compactage

5.1 Etude du sol à compacter

Les tests de laboratoire effectués habituellement pour la conception des remblais sont destinés à la détermination des propriétés de l'index (analyse granulométrique, limites de liquide et de plasticité, gravité spécifique des grains).

La granulométrie présente l'avantage de ne faire appel qu'à des critères d'identification obtenus par des mesures simples de laboratoire, ce qui permet la disponibilité du bénéfice de temps et les coûts du projet. Afin d'appliquer le compactage dynamique d'une manière efficace, il est nécessaire d'étudier et déterminer les propriétés du terrain le long de la profondeur requise (figures 13 à 16), pour être classé dans la zone souhaitée (figure 17).

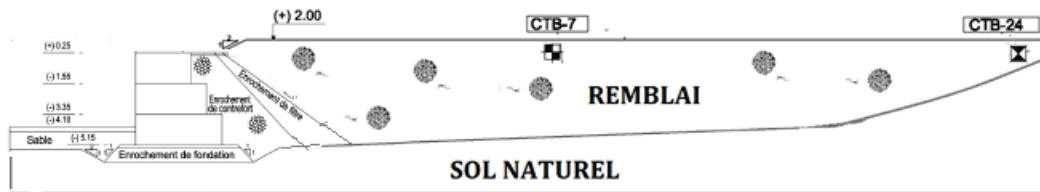


Fig. 13 – Coupe transversale du remblai de l'atelier de fabrication des caissons avant DC

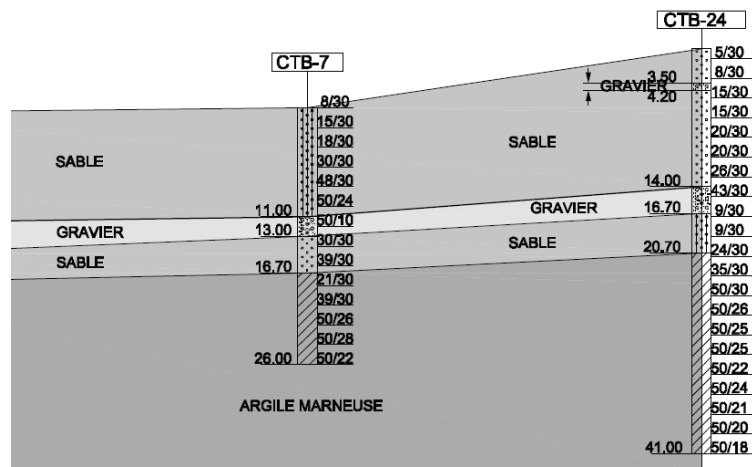


Fig. 14 – Coupe lithologique du terrain naturel (CTB-7, CTB-24) au-dessous du remblai de l'atelier

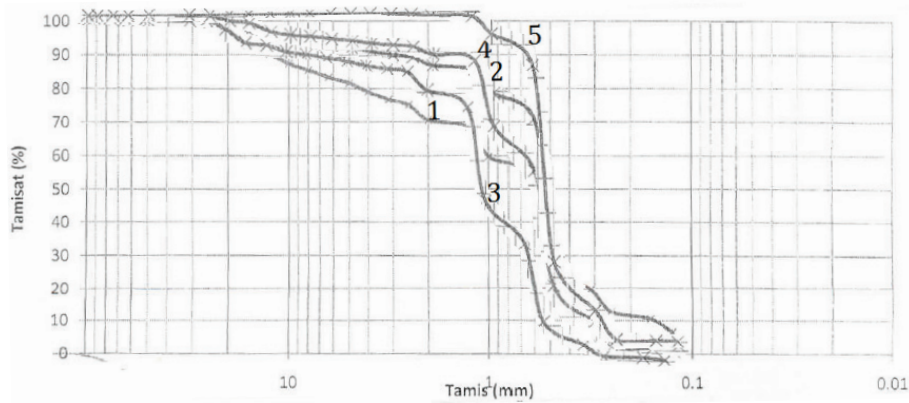


Fig. 15–courbe granulométrique du cinq (05) échantillon du remblai de l'atelier

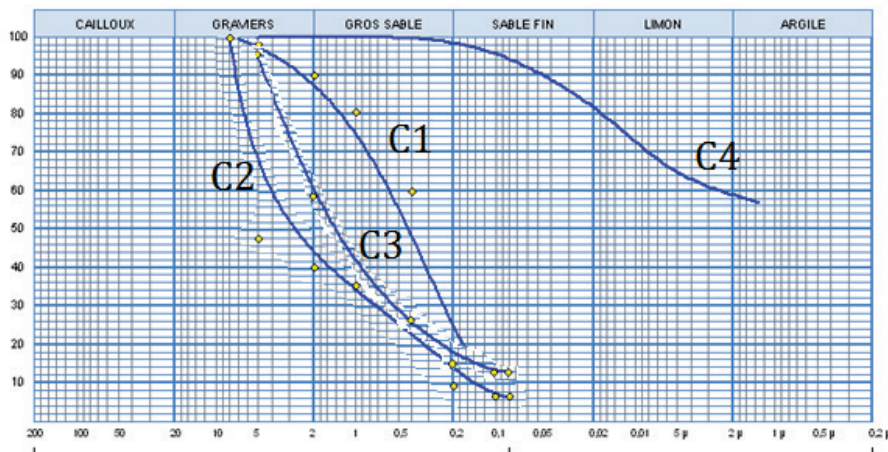


Fig. 16 –courbe granulométrique des quatre couches du sol naturel de l'atelier

Lukas [9] a classé le sol en trois zones d'amélioration basées sur la classification du sol

- Zone-1 : Sols idéals pour appliquer le compactage dynamique
- Zone-2 : Sols possibles pour appliquer le compactage dynamique
- Zone-3 : Sols impossibles pour appliquer le compactage dynamique

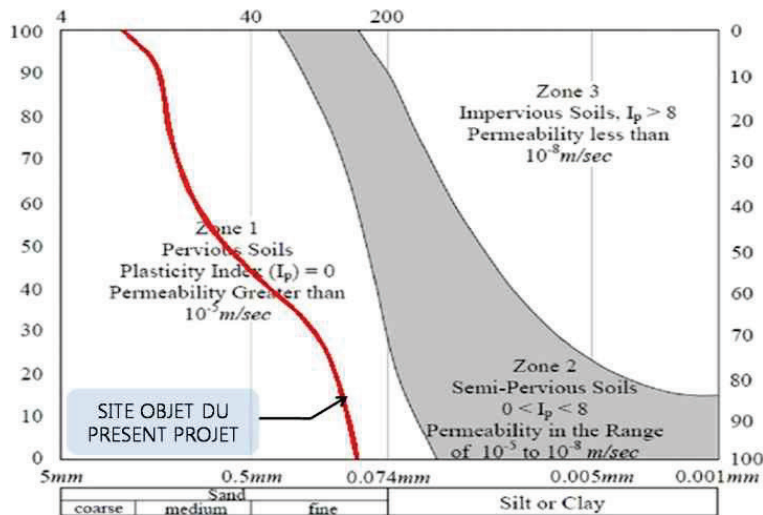


Fig. 17 – Catégorisation des sols pour le compactage dynamique [9]

Selon les essais en laboratoire, le site du projet appartient à la zone 1 et le compactage dynamique est donc efficace.

5.2 Planche d'essai

La planche d'essai est effectuée avec différentes distances (figure 18) et différents nombres de coups (13 à 26) pour déterminer le maillage adéquat pour une bonne amélioration du sol qui assure la stabilité de remblai de l'atelier de fabrication des caissons. La hauteur de chute ($H=17\text{m}$) et le poids du tamper ($M=20\text{tonnes}$) utilisés à la consolidation dynamique sont déterminés par la capacité du dispositif de chute et la profondeur d'amélioration. La profondeur possible à améliorer peut marquer la formule empirique ci-dessus (Eq. 11) liée à l'énergie de coup par un coup.

Si les intervalles des points de coups sont trop étroits, la partie de surface se consolide, mais il est difficile de transmettre l'énergie de coup à la partie profonde après la consolidation à l'étape précoce, et pour obtenir un effet d'amélioration à la partie profonde une énergie de coup supplémentaire est nécessaire. Si les points de coups sont trop larges, il subsiste une partie insuffisante d'amélioration aux milieux et nécessite la consolidation supplémentaire. Pour un compactage efficace, l'espace entre les points de battage pour la première étape est fixé à $8\text{m} \times 8\text{m}$, plus étroit que le critère.

Le test est appliqué dans un carré de $8 \times 8\text{m}^2$, suivant les 3 séries :

- Série 1 (#45, #25, #47, #23), 26 coups dans les quatre sommets du carré.
- Série 2 (#43), 26 coups dans le centre du carré.
- Série 3 (#44, #24, #46, #42), 13 coups dans les centres des quatre cotés.

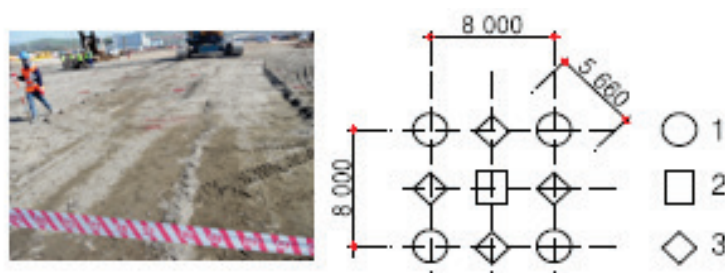


Fig. 18 – Le carré de la planche d'essai.

Après chaque coup, les tassements doivent être vérifiés par un niveau optique. Une fois réalisés les premiers 26 coups dans le premier sommet, il faut vérifier s'il apparaît de l'eau au fond du cratère. Après les deux premières séries de coups il faut effectuer la troisième série. Une fois le compactage est finalisé, il faut réaliser un essai SPT, jusqu'à 20m de profondeur au centre du carré.

5.2.1 1^{ère} planche d'essai (PE-1, CTB-24)

Un nombre de compactage raisonnable est obtenu en tenant compte de la longueur d'enfoncement par compactage lors de l'essai. Après calcul du nombre de compactage en tenant en compte de la longueur d'enfoncement par compactage lors de l'essai (figure 19), le nombre de compactage raisonnable est de 11 dans la 1^{ère} étape, et de 12 dans la 2^{ème} étape, de 10 dans la 3^{ème} étape. En prenant en compte l'incertitude des matériaux du remblai, dans la 1^{ère} et la 2^{ème} étape obtient 19, 14 coups, ainsi que dans la 3^{ème} étape, 10 compactages ont été appliqués.

Après le calcul du taux de compression selon le nombre du compactage dynamique (26 fois), le taux de compression est de 1,536m. Dans la 2^{ème} étape de compactage (26 fois), le taux de compression est de 1,28m. Dans la 3^{ème} étape de compactage (13 fois), le taux de compression est de 1,034m (figure 20).

Le taux de compression diminue dans la mesure où le nombre de compactage augmente dans les étapes, car l'espace entre des particules diminue et la densité du sol augmente avec la consolidation.

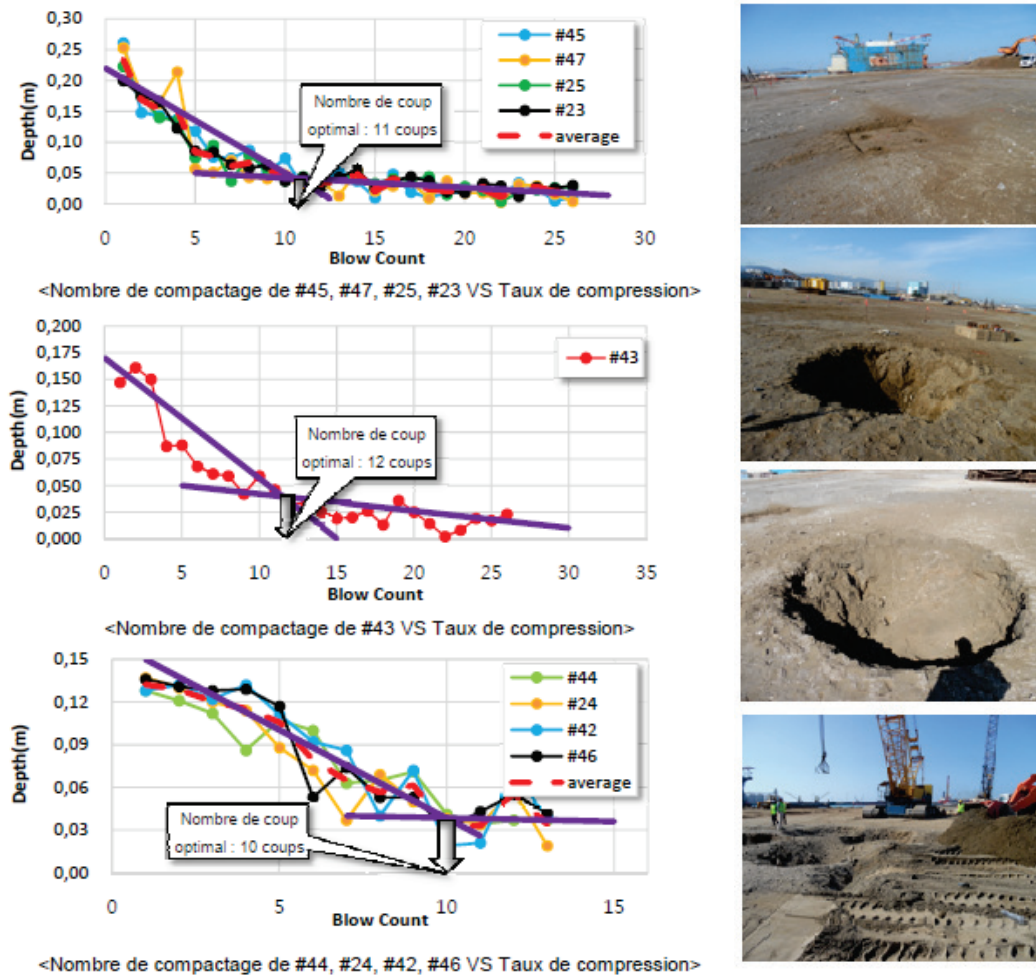


Fig. 19 – Nombre de compactage vs taux de compression du PE-1

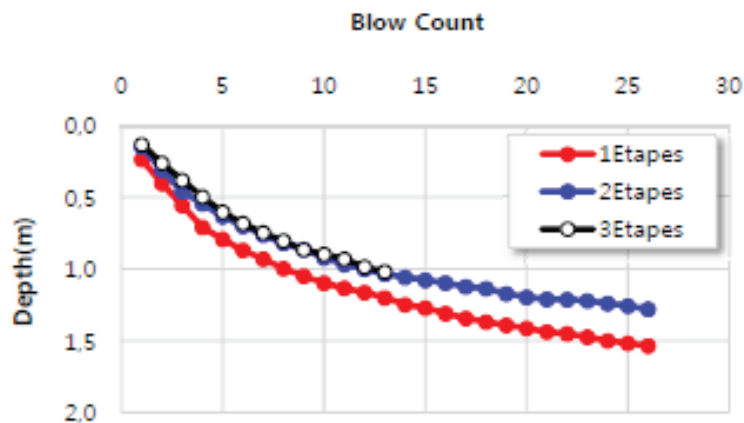


Fig. 20 – Compactage selon les étapes vs Taux de compression (accumulé) du PE-1

5.2.2 2^{eme} planche d'essai (PE-2, CTB-7)

Pendant la réalisation des coups, la cote de la partie superieure de la masse a été mesurée par l'appareillage topographique, grace à ces mesures, il est possible d'obtenir le tassement de chaque coup des séries (figure 21).

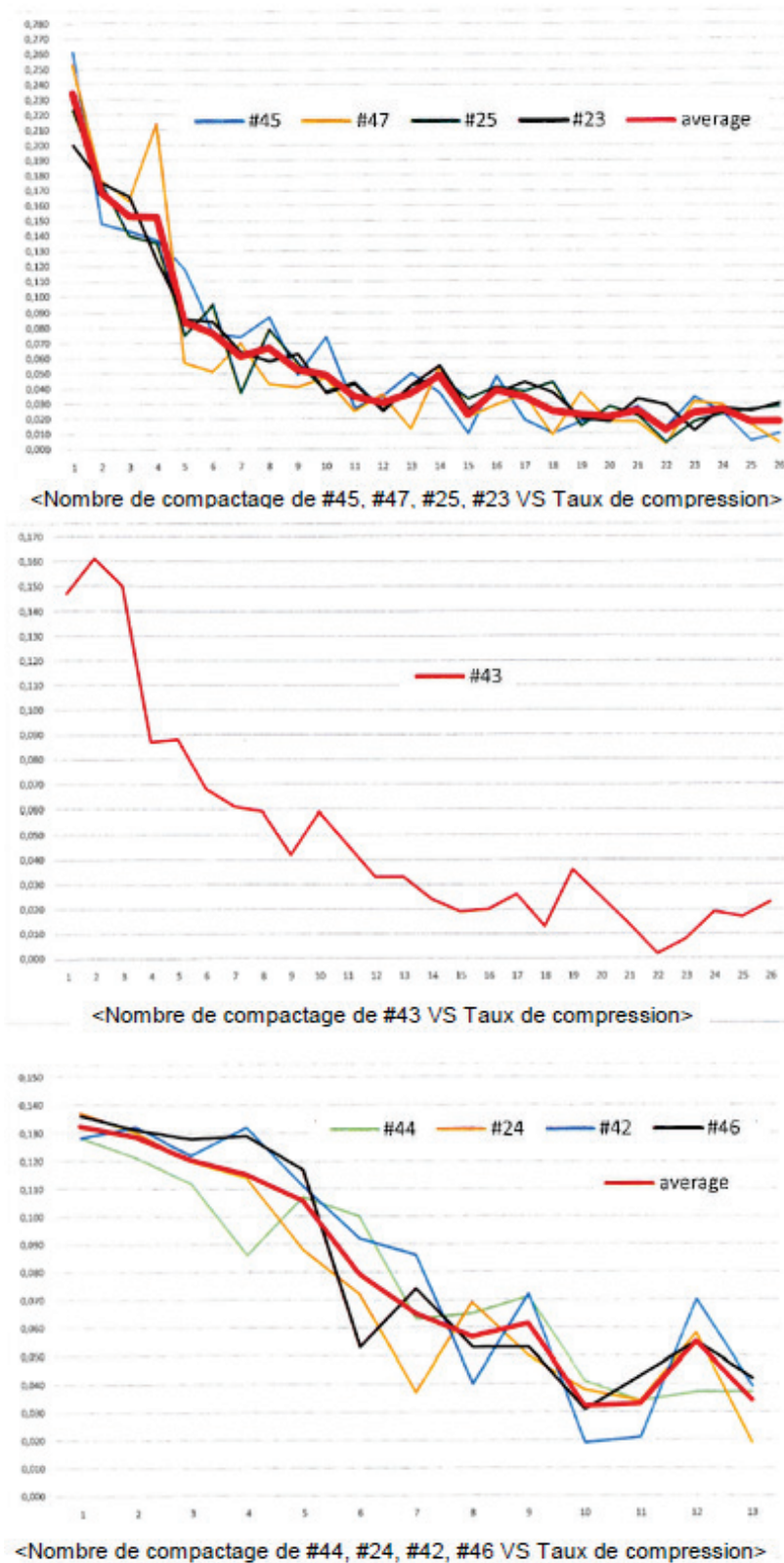


Fig. 21 – Nombre de compactage vs taux de compression du PE-2

Si on analyse les graphes des tassements de la première et deuxième séries, on peut constater que, après la première série, le terrain est consolidé, et par conséquent, le tassement de la deuxième série est inférieur.

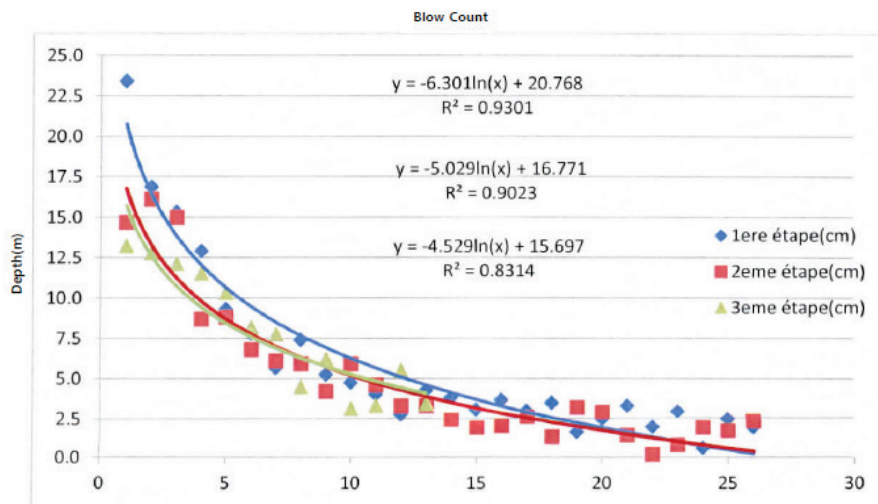


Fig. 22 – Compactage selon les étapes vs Taux de compression (accumulé) du PE-2.

Si on adopte le critère de l'achèvement d'un tassement de 2.5 cm (1 pouce) pour arrêter le compactage, on peut constater dans le graphique (figure 22) que dans la première série, pour obtenir un tassement de 2.5 cm (1 pouce), il faut attendre jusqu'au 19^{ème} coup, par contre, dans la deuxième série il faut arriver au 14^{ème} coup. Par rapport à la troisième série (ligne verte) on peut observer que les tassements pour chaque coup sont inférieurs à ceux des autres étapes et qu'il est possible d'arrêter la troisième série à partir du 10^{ème} coup.

Après avoir analysé les valeurs des tassements pour les deux plaques d'essais, le nombre de coups idéal pour l'atelier est de :

- 19 coups pour la 1^{er} série.
- 14 coups pour la 2^{ème} série.
- 10 coups pour la 3^{ème} série.

5.2.3 Essai SPT

Il a été présenté le graphe des résultats SPT (figure 24-a) de la première planche d'essai (PE-1) avant et après compactage jusqu'à une profondeur de 12m sachant que ce point n'est pas suffisant. Il est constaté que la hauteur du remblai dans ce point (CTB-24) est à peu près de 70cm environ. Cela suppose que le sol est déjà compacté, mais, peut-être pas suffisamment pour les besoins de tout l'atelier de fabrication. Il est demandé de refaire les SPT avant et après DC jusqu'à une profondeur de 20m (figure 24-b) dans un autre point (CTB-7) où la hauteur du remblai est plus grande que la première et le niveau de l'eau est élevé afin de présenter l'évolution de la capacité portante du sol et le facteur de résistance à la liquéfaction à partir des résultats des SPT.



Fig. 23 – Photographies de l'essai SPT

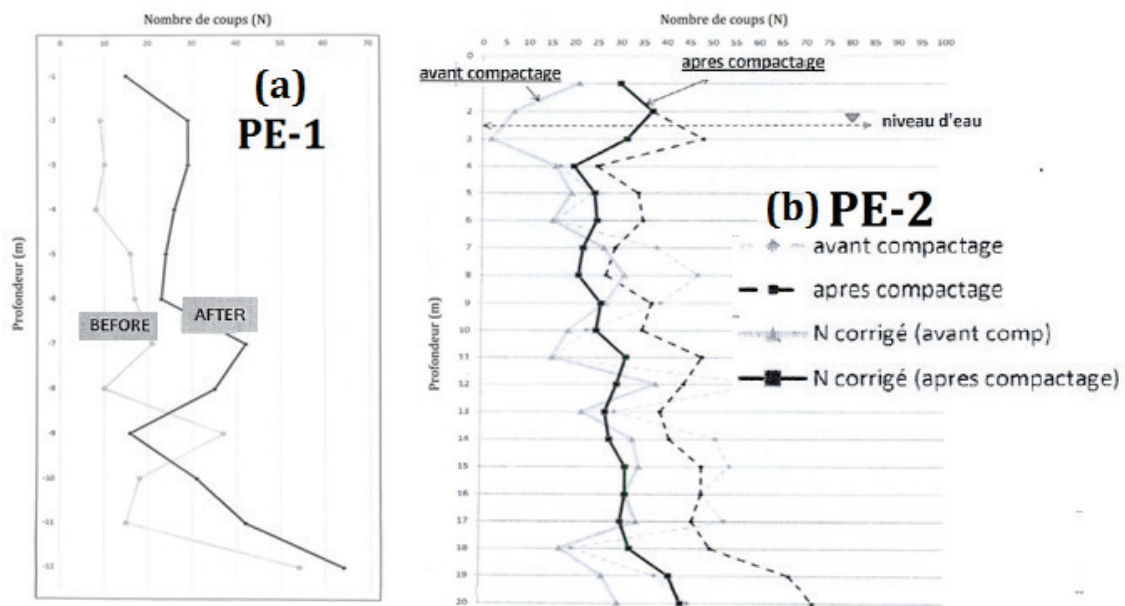


Fig. 24 – Résultats SPT avant et après compactage dynamique des plaques d’essai PE-1 et PE-2 de l’atelier

5.3 Compactage de l’atelier de fabrication des caissons

Après avoir analysé les résultats des plaques d’essai, il est demandé d’entamer le compactage dynamique de la partie nécessaire (où doit s’effectuer la fabrication des caissons) de l’atelier selon le plan prévu (figure 25).

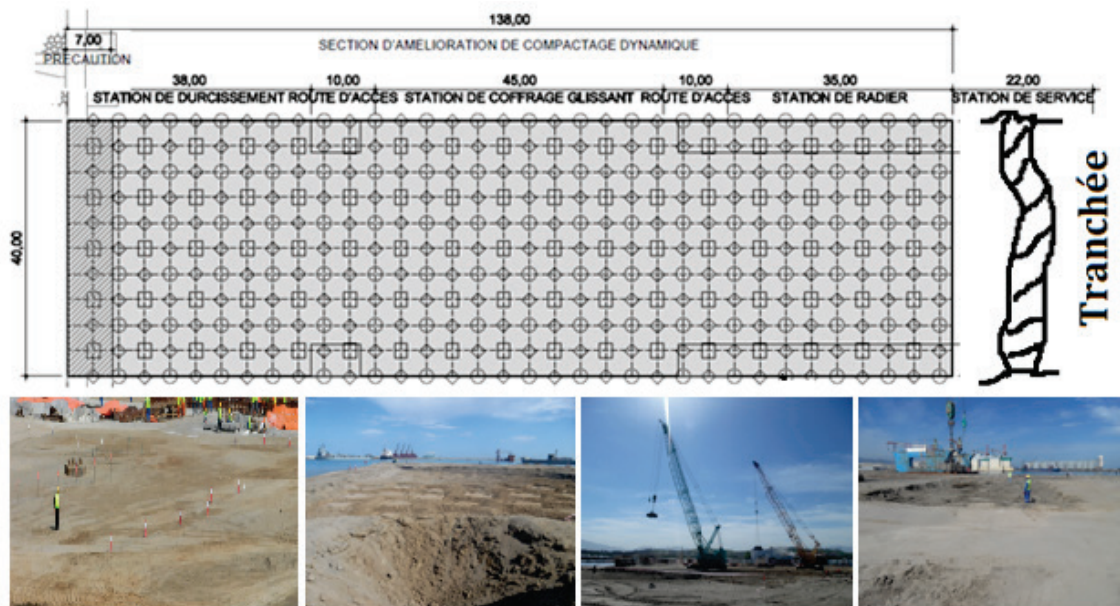


Fig. 25 – Section d’amélioration par DC de l’atelier

Au cours du compactage de la deuxième ligne de la station de radier nous avons été surpris par l’apparition de fissures dans le bâtiment de l’administration portuaire qui se trouve à environ 108 mètres du site de l’opération DC (figure 26), ces fissures se localisent dans le plancher et les poutres du rez-de-chaussée du bâtiment. Il a été demandé comme solution de faire une tranchée dans la station de service, afin d’empêcher la transmission des vibrations au bâtiment. Pour le suivi de la progression des fissures après l’exécution de la solution proposée, il a été demandé d’appliquer faire une pate de plâtre sur chaque fissure (figure 27). Après l’achèvement de toutes les précautions, et après la poursuite du compactage, aucun développement de fissures n’a été remarqué plus tard.



Fig. 26 – Photographies des fissures dans l'administration portuaire résultant de DC

Le compactage a été poursuivi pour la section restante de l'atelier en laissant une distance de précaution de 7m (figure 25) loin des blocs de soutènement du remblai, où on a diminué l'énergie de compactage pour la préservation de la stabilité des blocs. Même sans la diminution l'énergie de compactage dans l'avant dernière ligne, bien que c'est une distance très proche, nous n'avons remarqué aucun impact sur la stabilité des blocs.



Fig. 27 – Photographies de la tranchée et la pâte

Après avoir terminé toute la séquence du compactage, nous présentons les graphes des résultats du coefficient de sécurité à la liquéfaction et la répartition des contraintes en fonction de la profondeur (figure 28) avant et après compactage du remblai de l'atelier de fabrication des caissons. Les résultats sont parfaitement satisfaisants, ce qui nous donne l'autorisation d'entamer la construction d'une plate-forme de 1.75m d'épaisseur sur le remblai traité, afin d'installer le coffrage coulissant et commencer la construction des caissons. Depuis la construction du premier 1^{er} caisson jusqu'au quarante-quatrième 44^{ème}, nous n'avons remarqué aucun tassement et aucun problème géotechniques rencontré, ce qui donne la grande fiabilité de cette méthode de traitement des remblais hydrauliques.

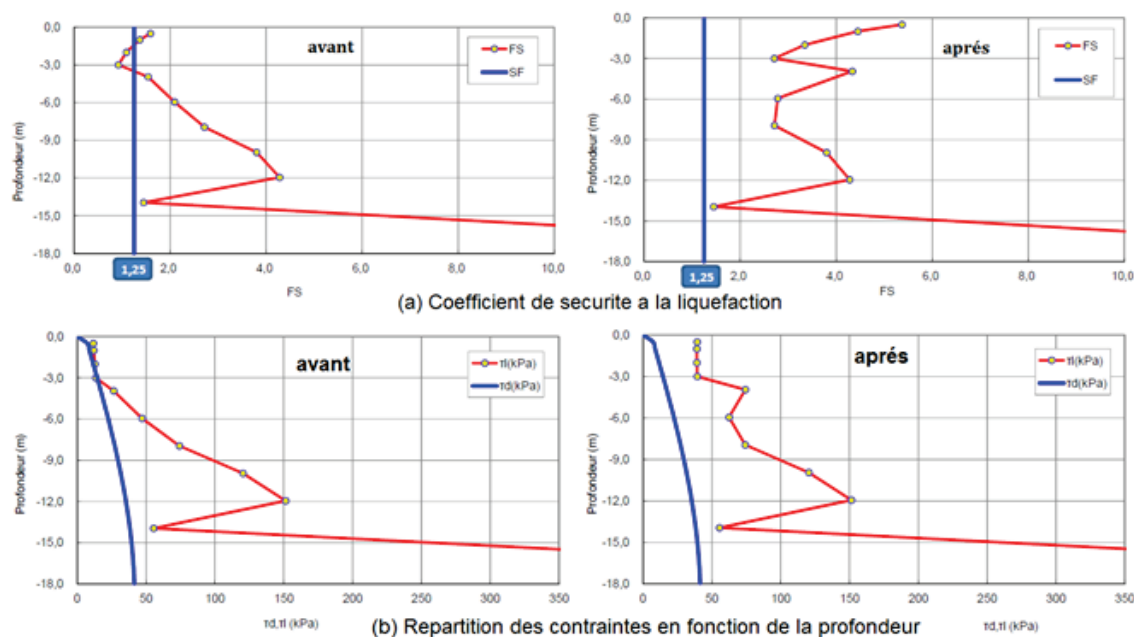


Fig. 28 – Résultats du coefficient de sécurité à la liquéfaction et la répartition des contraintes avant et après DC.

6 Discussion des résultats

Le nombre de coups optimal dans la deuxième planche d'essai est plus grand que pour la première, à cause de la hauteur du remblai de la première planche d'essai PE-1 qui est très faible par rapport à la deuxième PE-2, ce qui implique que l'indice de vide dans la colonne de la première planche PE-1 est inférieur (au minimum) à la deuxième PE-2. En outre, le niveau d'eau dans la deuxième planche PE-2 est élevé, par contre il n'existe pas dans la première planche PE-1. Par conséquent l'énergie perdue (E_p) dans la première zone PE-1 est plus élevée par rapport à la deuxième (équations 3 et 6), ce qui explique l'apparition des fissures dans l'administration portuaire. Dans les zones où le niveau d'eau est élevé, on ne constate aucune vibration importante au voisinage de la colonne à compacter, puisque la majorité de l'énergie effective (E') absorbée par l'eau poreuse (Eq. 4) et l'énergie perdue ($E_p = E_a$) sont négligeable, ce qui explique la stabilité des blocs au cours du compactage de l'avant dernière ligne (figure 11).

7 Conclusion

Le compactage dynamique est une méthode d'amélioration des sols qui a été largement utilisée en raison de sa rentabilité, de sa simplicité et de la profondeur considérable qu'elle affecte, cependant, très peu de modèles théoriques sont disponibles, ce qui nous empêche de comprendre tous les effets secondaires résultant de celle-ci.

Dans cet article, une théorie a été proposée concernant la réponse du sol à un impact énergétique élevé pendant le compactage dynamique. Cette théorie nous donne une vaste compréhension et précision au cours de l'amélioration, ce qui nous donne un champ plus large, pour l'interprétation des résultats associés au compactage dynamique. On observe également que les équations obtenus à travers notre théorie sont considérées acceptables et permettent de faciliter les calculs de certains paramètres, ce qui donne une grande crédibilité à notre théorie.

Lorsque l'énergie perdue (E_p) complique le problème, il existe trois méthodes principales pour réduire son effet, la première consiste à simplement réduire la hauteur de chute et à compenser en augmentant le nombre de coups par empreinte, cela réduit à la fois l'énergie d'impact et la pénétration de l'impulsion de contraintes qui peut avoir atteint une couche dense sous-jacente. Le deuxième procédé de réduction consiste à utiliser un poids plus petit et le troisième à creuser une tranchée de coupure à une profondeur suffisante pour intercepter l'onde de surface. Lorsque nous ne pouvons pas mettre en œuvre ces solutions pour des raisons techniques, il faudrait alors créer quelque chose qui peut absorber l'énergie perdue (E_p) sans affecter ou diminuer l'efficacité de l'énergie effective (E').

REFERENCES

- [1]- J. Lehuérou-Kérisel, A. Caquot, J. Kersiel, *Traité de la mécanique des sols* (4eme édition) Paris 1966.
- [2]- K. Tarzagli, R.B. Peck, G. Mesri, *Soil mechanics in engineering practice*, John Wiley & Sons, 3rd Edition, 1996.
- [3]- R.D. Andrus, R.M. Chung, *Ground Improvement Techniques for Liquefaction Remediation near Existing Lifelines*. Report, NISTIR 5714, Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, 1995.
- [4]- J. Van 't Hoff, A.N. Van Der Kolff, *Hydraulic Fill Manual, For Dredging and Reclamation Works*. CRC Press, Taylor & Francis Group, 2012.
- [5]- USACE, *Engineering and Design: Dredging and Dredged Material Management*. U.S. Army Corps of Engineers, Manual No. 1110-2-5025, 2015.
- [6]- F.G. Bell, T.V. Detry, *Méthode de traitement des sols instables*. Eyrolles, Paris, 1978.
- [7]- M.P. Moseley, K. Kirsch, *Ground Improvement*, CRC Press, Taylor & Francis Group, 2004.
- [8]- B. Hamidi, H. Nikraz, S. Varaksin, A review on impact oriented ground improvement techniques. *Aust. Geomech.* 44(2) (2009) 17-24.
- [9]- R.G. Lukas, *Dynamic Compaction for Highway Construction, Vol. 1, Design and Construction Guidelines*. Report No. FHWA/RD-86/133, Federal Highway Administration, Washington, DC, 1986.
- [10]- A.M. Ebid, Simple Mathematical Approach to Simulate Granular Fill Behavior under Dynamic Compaction. *Int. J. Eng. Innov. Tech.* 5(5) (2015) 24-31.
- [11]- M. Vernay, M. Morvan, P. Breul, *Etude du comportement des sols non saturés à la liquéfaction*. 33^{èmes} Rencontres Universitaires de Génie Civil, Bayonne, France, 2015.
- [12]- M. Jefferies, K. Been, *Soil liquefaction, a critical state approach*. (2ème edition) CRC Press, Taylor & Francis Group, 2015
- [13]- A. Ghassemi, A. Pak, H. Shahir, A numerical tool for design of dynamic compaction treatment in dry and moist sands. *Iran J. Sci. Technol. T. Civil Eng.* 33(4) (2009) 313-326. doi:10.22099/IJSTC.2009.709
- [14]- E. D'Appolonia, *Loose Sands – Their Compaction by Vibroflotation*. Symposium on Dynamic Testing of Soils, 56th Annual Meeting of the American Society for Testing Materials, ASTM Special Technical Publication No. 156, Philadelphia, PA, 1953, pp. 138-162.
- [15]- F. Jafarzadeh, Dynamic Compaction Method in Physical Model Tests. *Sci. Iran* 13(2) (2006) 187-192.
- [16]- L. Ménard, Y. Broise, Theoretical and practical aspects of dynamic consolidation. *Geotech.* 25(1) (1975) 3-18. doi:10.1680/geot.1975.25.1.3
- [17]- A. Ghassemi, A. Pak, H. Shahir, Numerical study of the coupled hydro-mechanical effects in dynamic compaction of saturated granular soils. *Comput. Geotech.* 37(1-2) (2010) 10-24. doi:10.1016/j.compgeo.2009.06.009