

LA CONSOLIDATION DYNAMIQUE: UNE TECHNIQUE PERMETTANT DE DIMINUER LES RISQUES DE LIQUÉFACTION DE SOLS FINS SATURÉS EN CAS DE TREMBLEMENT DE TERRE

Michel P. Gambin, Jean-François Capelle et Jean C. Dumas

SOMMAIRE

La Consolidation Dynamique est un procédé qui permet de densifier des sols lâches jusqu'à de grandes profondeurs par l'application à leur surface d'impacts de très forte intensité.

Utilisée principalement pour améliorer les mauvais terrains et ainsi permettre la fondation d'ouvrages sur semelles superficielles, la Consolidation Dynamique a également été employée pour diminuer le potentiel de liquéfaction des sables fins dans des régions présentant des risques élevés de séismes.

A cet égard, l'intérêt de la technique réside en ce qu'elle accroît la densité relative du sol et le coefficient de pression horizontale des terres au repos K_0 , de même qu'elle provoque le "vieillissement" sismique du terrain, résultat des cycles répétés de liquéfaction-drainage qui accompagnent sa mise en oeuvre.

Trois réalisations où cette caractéristique de la Consolidation Dynamique a été exploitée, sont ici examinées.

Les résultats obtenus sur ces projets confirment la fiabilité du procédé en tant que méthode pour réduire le potentiel de liquéfaction de sols fins saturés.

SYNOPSIS

Dynamic Consolidation is a method for densification of loose soils to great depths by applying high intensity impacts to the surface. Although the method has been used mainly for improving sites with poor soil conditions, thus permitting structures to be built on shallow foundations, it has also been employed to reduce the liquefaction potential of fine sands in regions of high seismic risk. In this respect, the advantage of the technique lies in increasing the relative density of the soil and the horizontal coefficient of earth pressure at rest, K_0 , just as it results in seismic "ageing" of the soil. The latter is caused by the repeated cycles of liquefaction-drainage.

Three case histories are examined where this characteristic of Dynamic Consolidation has been utilized. The results obtained in these projects demonstrate the viability of the procedure for reducing the liquefaction potential of fine saturated sands.

Michel P. Gambin est Ingénieur de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (Paris) et a obtenu une maîtrise de l'Université Harvard en 1955. Il a été pendant 20 ans le plus proche collaborateur de Louis Ménard. Il est actuellement Directeur Général de Techniques Louis Ménard (Paris) et Président de Ménard, Inc. (Pittsburgh, Pa.).

Jean-François Capelle a obtenu un doctorat en Géotechnique de l'Université de Grenoble en 1960. Il est présentement Vice-Président de ROCTEST Limitée, compagnie spécialisée dans la mesure in situ et l'instrumentation dans le domaine géotechnique et structural.

Jean C. Dumas a obtenu son B.Sc.A., option génie géologique, de l'Université Laval en 1956. Il est présentement Président-Directeur Général de Géopac Inc., firme qui réalise la Consolidation Dynamique au Canada.

INTRODUCTION

La Consolidation Dynamique est une nouvelle méthode d'amélioration des caractéristiques mécaniques des sols (1, 2) et son domaine d'application s'élargit au fur et à mesure que les recherches du groupe Louis Ménard et de ses concessionnaires se concrétisent.

La Consolidation Dynamique fait appel à des ondes de chocs et les vibrations propagées dans le sol sont finalement très voisines de celles provoquées par un tremblement de terre.

Le réarrangement des grains provoqués par la Consolidation Dynamique conduisant à une structure plus dense et à une contrainte horizontale au repos plus élevée, il était normal que cette méthode soit utilisée pour diminuer le potentiel de liquéfaction d'un sol.

On rappellera brièvement ici que la méthode consiste à appliquer des séries d'impacts sur le sol selon un programme déterminé en fonction des caractéristiques initiales du sol à traiter et de sa réponse ultérieure (Fig. 1). Les énergies mises en jeu à chaque impact conditionnent l'épaisseur de sol traité, qui peut atteindre plus de 30 m d'épaisseur. Elles sont exprimées comme le produit du poids du pilon par la hauteur de chute et varient de quelques centaines de tonnes-mètres à plusieurs milliers de tonnes-mètres. Pour l'extension sur la mer de l'Aéroport International de Nice par exemple, l'énergie par impact a atteint 4000 Tm, Fig. 2. A chaque impact, l'onde de compression, qui n'affecte que la phase liquide, provoque une surpression dans l'eau interstitielle qui atteint peu à peu la liquéfaction quand elle égale la pression déjaugée de la couverture et fait exploser le squelette solide. Immédiatement après, l'onde de cisaillement qui n'affecte que la phase solide, s'empare des grains et par des déplacements angulaires, les réarrange dans un état de densification supérieur. L'onde de Raleigh joue le même rôle entre les impacts.

Au cours de chacune des passes, un suivi géotechnique très poussé est nécessaire: mesure détaillée des tassements provoqués (qui matérialisent la densification de la couche), mesure des surpressions interstitielles et de leur temps de dissipation, mesure des pressions totales horizontales, mesure des ondes de vibrations, mesures de l'augmentation des caractéristiques mécaniques: résistance en pointe de pénétromètre statique, module de déformation au pressiomètre et par détermination de la vitesse des ondes de cisaillement, enfin pression limite au pressiomètre, (Fig. 3).

Il est à noter que la Consolidation Dynamique peut être employée aussi bien sur des chantiers terrestres qu'en fond de mer (3).

INTERET DE LA CONSOLIDATION DYNAMIQUE

Les facteurs qui sont pris en compte dans la détermination du potentiel de liquéfaction d'un sol sont (4):

- a) la densité relative en fonction de la profondeur,
- b) le coefficient de pression horizontale des terres au repos K_0 ,
- c) l'histoire du sol,
- d) la forme des grains et la texture du sol, et
- e) la durée de l'amplitude du choc sismique.

S'il est bien évident qu'aucun traitement de caractère mécanique ne peut guère intervenir sur les deux derniers paramètres mentionnés, par contre, ce traitement peut agir valablement sur les trois premiers.

AUGMENTATION DE LA DENSITE RELATIVE

La simple observation du tassement moyen local de la surface d'un sol traité par Consolidation Dynamique montre qu'il existe un accroissement de la densité du sol (généralement de 5 à 7%). A cet accroissement de la densité correspond une augmentation considérable de D_r (20% ou plus), compte-tenu que la formule définissant la densité relative est le rapport de deux petites différences entre de grands nombres.

Il est bien évident qu'en effectuant des prélèvements non remaniés et en traitant statistiquement les résultats obtenus avant et après Consolidation Dynamique, il est possible de prouver l'augmentation de la densité relative en fonction de la profondeur. Toutefois en raison du caractère extrêmement délicat de ces mesures (5), on emploiera souvent des méthodes indirectes pour évaluer cette augmentation d'une manière plus commode en grossissant les écarts. Sachant qu'il existe une relation quasi linéaire entre l'angle de frottement et la densité relative (6), toutes les caractéristiques liées à la résistance au cisaillement ou à la force portante du sol, telles la résistance en pointe du pénétromètre ou la pression limite pressiométrique, permettront de mesurer les variations de la densité relative d'une manière très fine puisqu'elles seront exprimées en fonction exponentielle de la variable.

AUGMENTATION DE K_0

La plupart des méthodes de compactage mécanique entraînent un accroissement du coefficient de pression horizontale des terres au repos pour les couches superficielles seulement. La Consolidation Dynamique provoque le même phénomène jusqu'au maximum de sa profondeur d'influence. Ceci peut être vérifié aisément par le suivi des lectures de sondes de pressions horizontales totales Ménard-Geocell placées à différentes profondeurs avant traitement (Fig. 18). On peut aussi commodément le constater par l'évolution du rapport des mesures de $E/p\ell$ au pressiomètre. Avant Consolidation Dynamique, ce rapport est généralement inférieur à 10 et, après traitement, généralement supérieur à 12 ou 15.

INFLUENCE SUR L'HISTOIRE SISMIQUE DU SOL

Il a été également démontré, que l'histoire d'un sol, tant sous l'angle des efforts statiques que des efforts dynamiques appliqués, a une action positive ou négative sur son potentiel de liquéfaction, toutes choses étant égales par ailleurs. Si dans le cas d'un traitement par Consolidation Dynamique, le facteur "cimentation des grains" par pré-compression n'est pas un élément majeur du traitement bien qu'il se manifeste très nettement dans les couches supérieures du sol, le "facteur sismique" joue un grand rôle puisque le réarrangement des grains ayant lieu après mise en liquéfaction du sol, la susceptibilité de ce sol à la liquéfaction sous le même type d'excitation devient moins grande (7). Des expériences au laboratoire de l'Ecole Centrale de France (8) ont montré ainsi que le nombre de cycles nécessaire pour provoquer la liquéfaction d'un matériau densifié par cycles de liquéfaction et drainage étant bien supérieur à celui requis pour les matériaux densifiés par serrage statique.

LA LIQUEFACTION PREALABLE DU SOL,

UN MOYEN DE REDUIRE LE POTENTIEL DE LIQUEFACTION ULTERIEUR

Revenons d'abord aux expériences de J.M. Cognon et de M. Rudelle. Pour comprendre ce phénomène il est intéressant d'étudier le cheminement des contraintes dans le plan déviateur q - contrainte moyenne p , u étant la pression interstitielle. A partir du diagramme de Mohr habituel, il est possible de définir (Fig. 4) trois droites dans le plan p, q soit les deux droites de rupture dont les pentes sont

$$m_1 = \frac{6 \sin\phi}{3 - \sin\phi}$$

et

$$m_2 = \frac{-6 \sin\phi}{3 + \sin\phi}$$

ainsi que la droite de contrainte totale définie par la relation

$$q = 3(p - p_0)$$

sur laquelle $u = 0$.

La pression interstitielle est donnée par la distance horizontale

entre le point représentatif de l'état de contrainte et la droite m_3 .

Etude d'un cycle--En partant du point po (Fig. 5) et en augmentant σ'_1 , la courbe suit la Phase I avec $u > 0$ puis atteint la droite m_1 qu'elle ne peut dépasser théoriquement.

Si on veut atteindre de grandes déformations, le point suit la droite m_1 . En diminuant σ'_1 , le point suit la Phase II avec $u < 0$ jusqu'en B, où on atteint la ligne de rupture inférieure qu'elle suit puisque $\sigma'_3 > \sigma'_1$.

En faisant croître de nouveau σ'_1 , le point décrit la Phase III jusqu'en A et on suit de nouveau la droite m_1 pour un nouveau cycle.

Etude de plusieurs cycles--Cognon et Rudelle ont montré que si l'on fait varier alternativement σ'_1 entre $-\sigma'_3$ et $+3\sigma'_3$, Fig. 6, on se rapproche progressivement de l'origine jusqu'à ce que le point représentatif atteigne en C la droite m_1 . On retrouve alors le premier cycle.

Les points A et B de liquéfaction successive correspondent à de très faibles pressions, de l'ordre de 5 kN/m^2 .

Si le drainage est alors ouvert, il y a un léger resserrement du matériau d'où une légère densification.

Les essais effectués à l'aide d'un appareil triaxial cyclique non drainé ont montré qu'après plusieurs cycles de liquéfaction-drainage le nombre de cycles requis pour atteindre de nouveau la liquéfaction augmente considérablement. Pour les matériaux étudiés après 5 ou 6 phases de liquéfaction-drainage le nombre de cycles requis pour une nouvelle liquéfaction était le double du nombre requis initialement bien que l'augmentation de la densité reste faible (Fig. 7).

Lorsque σ'_1 est très supérieur à σ'_3 comme dans le cas de la Consolidation Dynamique on obtient rapidement la liquéfaction (Fig. 5) et si la pression interstitielle a le temps de se dissiper, chaque coup au même emplacement ou chaque série d'impacts voisins, selon le cas, correspond à un cycle supplémentaire.

On remarque d'ailleurs au cours des passes successives de Consolidation Dynamique, que le degré de liquéfaction atteint décroît généralement en fonction du numéro de la passe. Ce degré de liquéfaction est constamment mesuré par des piézomètres à cellule fermée, installés en grand nombre sur le chantier.

Les impacts de la Consolidation Dynamique provoquent des phénomènes vibratoires dans le sol très semblables à ceux créés par un tremblement de terre d'amplitude moyenne, tant qu'on reste dans le domaine d'action de ces impact, c'est-à-dire dans un rayon de 1 à 30 m. Bien que les spécialistes sachent quelles difficultés sont rencontrées dans

Le traitement et l'analyse des enregistrements de ces phénomènes (correction des lignes de base, filtrage des bruits allogènes, etc...) il semble bien, à partir des expériences réalisées sur plusieurs sites et qui donneront lieu, entre autre, à une communication avec le Commissariat à l'Energie Atomique de Paris, que les spectres des accélérations et des mouvements soient comparables. D'une manière typique les accélérations ont des fréquences de 3 à 15 Hertz par seconde et les amplitudes sont facilement de 0.25 g verticalement et de 0.15 et 0.10 horizontalement (radialement et transversalement).

On insistera toutefois sur un point, c'est qu'il n'est pas nécessaire de créer par Consolidation Dynamique des excitations similaires à celles du tremblement de terre critique d'un projet, soit le même spectre, la même répartition d'énergie entre les différents types d'onde, les mêmes accélérations et vitesses particulières maximales, pour déplacer le seuil de liquéfaction d'un sol au delà de ce niveau. La Fig. 7 nous montre en effet comment l'ensemble des effets de la Consolidation Dynamique permet par exemple de multiplier par 10 le nombre de cycles de ce seuil pour un séisme dont l'accélération maximale est donnée.

EXEMPLES

PLAYA DORADA

Ce complexe touristique aménagé près de Puerto Plata en République Dominicaine s'étend sur une superficie de 34 hectares et comprend des bâtiments de 1 à 4 étages.

Le projet est construit par la Banco Central de la Republica Dominicana, Departement Infratur, aidée par un financement de la Banque Mondiale. L'ingénieur-conseil en sol est Wimpey Laboratories de Hayes Middlesex en Angleterre.

Le profil géologique est décrit comme suit:

- de la surface à 3,50 m en moyenne: sable de dune moyennement dense
- à 1,5 m: niveau de la nappe
- de 3,5 m à 13,50 m: sable gris fin, par endroits très lâche (D_r jusqu'à moins de 20%) et contenant des lentilles de limon et d'argile (Fig. 8)
- en dessous de 13,50 m: argile sableuse compacte.

Risques de liquéfaction-- La République Dominicaine est située sur la structure géologique appelée "boucle des Caraïbes" et le projet est localisé dans la zone la plus sujette aux risques de séismes (jonction des plaques Américaines et Antillaises, faille de Santiago de Los Caballeros). Un tremblement de terre important apparaît tous les 38 ans environ, le dernier enregistré ayant une intensité de 8,1. Le projet est conçu pour être insensible à une accélération maximale de 0,2 g, correspondant approximativement à l'intensité IX de l'échelle Mercalli modifiée, persistant pendant 10 cycles.

Spécifications du traitement--Les essais de laboratoire avaient montré, en utilisant la méthode de Seed et Idriss (9) qu'à partir

d'une densité relative supérieure à 70%, le risque de liquéfaction sous 0,2 g pendant 10 cycles était hautement improbable. Pour être plus précis, au droit de chaque sondage, une courbe de D_r minimum assurant une sécurité suffisante était tracée par ordinateur et les valeurs de D_r mesurées après Consolidation Dynamique devaient se placer à droite de la courbe (Fig. 9).

Mise en oeuvre du procédé--Le matériel utilisé sur ce projet comportait:

- 2 tripodes Louis Ménard avec treuil linéaire soulevant des pilons de 40 T à 40 m de hauteur,
- 2 grues à chenilles (P&H-855, Manitowoc 3900) soulevant des pilons de 8, 12 et 15 T à une hauteur de 20 m,
- 1 foreuse hydraulique Louis Ménard à 2 mâts montée sur "half track" avec carottier Bishop modifié et pressiomètre,
- 1 laboratoire de chantier pourvu de l'équipement nécessaire pour essais d'identification et le calcul de D_r (ASTM D2049-64T).

Le programme général des travaux comprenant les études de sol complémentaires initiales et le suivi géotechnique est résumé dans le tableau 1.

Résultats atteints--Sur les 304 essais de densité relative effectués après Consolidation Dynamique, 287 ont donné des valeurs supérieures au seuil de liquéfaction (eux-mêmes déterminés par 308 essais initiaux). Parmi les 17 essais inférieurs, 14 sont dans la limite de tolérance de 5% et l'ensemble des 17 essais ont été effectuées sur des échantillons largement argileux.

La Fig. 10 donne une représentation des moyennes des densités relatives pour l'ensemble du site avant et après traitement.

Compte-tenu des résultats ci-dessus et des essais pressiométriques, l'Ingénieur-conseil a pu recommander de fonder les bâtiments sur des semelles superficielles chargées à 300 kN/m².

LONG BEACH HARBOUR, PIER V, CALIFORNIE

Il s'agit du futur dépôt devant être construit à Los Angeles par Standard Oil of Ohio (SOHIO) pour recevoir le pétrole en provenance de l'Alaska. L'Ingénieur-conseil général est Williams Brothers Engineering Co. de Tulsa Oklahoma et l'Ingénieur en sols, Dames & Moore de Los Angeles.

La Consolidation Dynamique n'a été réalisée jusqu'à ce jour que sur une planche d'essai, concluante, de 1 hectare. Le but de cette aire d'essai était de démontrer l'utilité éventuelle de la méthode pour le traitement du sol.

Profil géologique:

- de 0 à 16,5 m de profondeur, remblai hydraulique,
- de 16,5 à 20,5 m dépôts naturels récents,
- en dessous de 20,5 m dépôts naturels anciens.

Les remblais hydrauliques ont été placés dans 13,5 m d'eau de 1962 à 1975. Il s'agit de sables fins silteux et de silts fins sableux, avec lentilles occasionnelles de sables, silts micacés et de silts argileux (Fig. 11).

La nappe phréatique est en moyenne à 1,5 m de profondeur, son niveau varie de ± 30 cm avec la marée.

Risques de liquéfaction--Ce risque a été étudié dans une étude compréhensive (10). Des éventualités de séisme de magnitude 6 et 6,5 ont été retenues sur la faille Newport-Inglewood (4 et 6 cycles) et de magnitude 8 sur la faille de St-Andreas (24 cycles).

Spécification du traitement--En raison de la forme sphérique des grains constituant les remblais du quai V, le risque de liquéfaction ne devient improbable que si une densité relative de plus de 75% est vérifiée sur la totalité de l'épaisseur du remblai, ce qui correspond à une densité sèche du matériau supérieure à $15,4 \text{ kN/m}^3$. Les essais de contrôle devaient comprendre à la fois des mesures de D_r (méthode directe), des SPT et des observations du tassement en surface (méthodes indirectes).

Mise en oeuvre du procédé--Le matériel utilisé sur ce projet comportait:

- un tripode Louis Ménard avec treuil linéaire, soulevant un pilon de 45 tonnes à 32 m de hauteur (Fig. 12),
- un boteur D-8,
- une foreuse D-9000 Ménard, et
- une sondeuse traditionnelle avec échantillonneur à piston Dames & Moore.

Le programme général des travaux comprenant les études de sol complémentaires initiales et le suivi géotechnique est résumé dans le tableau 2.

Résultats atteints--Les tassements obtenus correspondent à au moins 4% de l'épaisseur totale des remblais. Les mesures de densité sèche ont été faites dans des forages réalisés à mi-chemin entre les empreintes, qui étaient espacées de 12 m. Les résultats qui sont résumés au tableau 3 et aussi à la Fig. 13, démontrent que la densité sèche après traitement est augmentée de 0,55 à $0,63 \text{ kN/m}^3$, ce qui est en parfait accord avec l'observation des tassements.

On constate aussi une homogénéisation des densités.

L'étude des résultats en densité relative est toutefois plus délicate en raison du caractère très limoneux des échantillons, surtout en profondeur, et la possibilité de surpressions interstitielles non encore complètement dissipées à ces niveaux à l'époque des prélèvements.

Observations sur la liquéfaction--La Fig. 14 montre clairement le pourcentage de liquéfaction obtenu au voisinage des empreintes; on peut considérer 100% de liquéfaction jusqu'à 11 m de profondeur sous

l'empreinte, et jusqu'à 6 m de profondeur à 7,5 m de l'axe de l'empreinte. Il est remarquable qu'on ait encore 60% de liquéfaction à 8 m de profondeur et à 20 m de distance de l'axe de l'empreinte.

Dans le remblai existaient des lentilles très aquifères. On a ainsi obtenu des petits geysers au cours de la première passe, l'un d'eux a débité durant plusieurs heures (Fig. 15).

Il est aussi remarquable qu'à la 4^e passe et pour une même énergie, les pourcentages de liquéfaction ne dépassent pas 60% là où ils étaient, à la première passe, de 100%. Ceci confirme la décroissance du potentiel de liquéfaction pour une même énergie appliquée.

Observations sur la pression horizontale des terres--Des mesures effectuées à l'aide de deux capteurs de pression totale Geocell Ménard ont démontré une augmentation de plus de 50% du facteur K_0 (voir tableau 4).

ASHUGANJ, COMILLA, BANGLADESH

Il s'agit d'une usine de production de composants d'engrais s'étendant sur une superficie de 17,5 hectares. Construit pour Ashuganj Fertilizer and Chemical Co. par Foster-Wheeler de Reading, U.K., ce projet a été financé par la Banque Mondiale. L'Ingénieur-conseil en sol était Dames & Moore de Boca Raton, Floride.

Le profil géologique suivant est valable pour la majorité du site (Fig. 16):

- de 0 à 5,0 m remblai hydraulique de sable fin,
- de 5,0 à 8,0 m limons supérieurs,
- de 8,0 à 19,0 m sable fin avec lentilles de limon de 16 à 19 m,
- en dessous de 19,0 m sable fin puis argile.

Le niveau d'eau à plus de 7 m de profondeur en période de basses eaux du fleuve Meghna remonte à 3 m de la surface pendant la mousson.

Risques de séisme et de liquéfaction à Ashuganj--L'examen des séismes survenus pendant le dernier siècle, ceux du Nord Bengale en 1880, de Srimangal en 1918, de Bihar en 1934 (11), ainsi que le grand tremblement de terre des Indes en 1897 suggère que la région d'Ashuganj peut être soumise aux conséquences d'un tremblement de terre d'intensité VIII sur l'échelle de Mercalli Modifiée. On sait d'autre part que des phénomènes de liquéfaction (geysers, soulèvement de fonds de rivière, éboulement de puits, affaissements subits de constructions) ont été observés au voisinage du site pour des intensités ne dépassant pas VII M.M. et jusqu'à plus de 15 m de profondeur.

Compte-tenu de ces faits et en utilisant différentes méthodes pour définir le risque de séisme (estimation statistique de la probabilité de répétition des séismes connus, utilisation des lois de transmission d'Esteva, des travaux de Cornell et de Singh) il est apparu nécessaire de rendre le projet insensible à une accélération de 0,2 g pendant 10 cycles.

Spécifications--Les essais de laboratoire ont montré (en tenant compte de relations empiriques entre la densité relative et le nombre de coups mesurés au SPT) qu'il fallait atteindre:

- dans les zones périphériques:

N = 20 à 2 m

N = 28 à 7 m et au delà

- dans la zone centrale et la zone des bacs de stockage:

N = 20 à 2 m

N = 30 à 7 m et au delà

Ces spécifications ne sont valables que pour les matériaux sableux où la corrélation D_r/N s'applique.

Dans les horizons limoneux (plastiques en général), où il s'agit simplement d'améliorer les caractéristiques de portance et de déformation, les spécifications précisent que la résistance en pointe au pénétromètre doit être supérieure à 3000 kN/m².

Mise en oeuvre du procédé--Le matériel utilisé sur ce projet comportait:

- 1 tripode Louis Ménard avec treuil linéaire soulevant un pilon de 35 T à 23 m de hauteur pour densification jusqu'à 20 m de profondeur,
- 3 grues à chenilles, dont 2 de 100 T élevant des pilons de 12 à 17 tonnes à 30 m de hauteur pour densification jusqu'à 10 m de profondeur, et 1 de 65 T pour "repassage" de la surface avec une masse de 8 T tombant de 10 m,
- 2 foreuses à percussion à câble et 1 à tête rotative pour essais SPT,
- 2 foreuses D-9000 Ménard pour essais pressiométriques, et
- 2 pénétromètres GOUDA pourvus de cônes à senseur électrique, montés sur remorques routières et de tout-terrain.

Le programme général des travaux est résumé dans le tableau 4.

Résultats atteints--Les résultats des spécifications ont été atteints partout, sauf dans quelques lentilles de limon très plastique non sensible aux séismes envisagés et qui n'ont pas d'influence sur la force portante du terrain en surface (Fig. 17).

On a présenté également sur la Fig. 18 les résultats de lecture d'un capteur de pression total Geocell Ménard qui met bien en évidence l'augmentation de la pression horizontale des terres après Consolidation Dynamique.

FUTURS DEVELOPPEMENTS DE LA METHODE

La profondeur de sol traité peut dès maintenant atteindre 40 m grâce aux engins spéciaux de plus en plus puissants mis au point par le groupe Ménard (Fig. 2) et qui peuvent être utilisés à terre comme en mer.

La méthode a déjà été appliquée en mer (Fig. 19) pour réduire le potentiel de liquéfaction d'un sable formant le sol de fondation d'un brise lame (Base navale d'Al Jlayah, émirat de Koweït) lorsque ce brise lame est sollicité par les efforts dus aux vagues (12, 13). Il serait possible de travailler dès maintenant sous des profondeurs d'eau de 200 m grâce à l'utilisation du treuil linéaire Ménard immergé et non plus situé sur un ponton flottant de travail. On pourra aussi résoudre le problème de la liquéfaction sous les grosses plates-formes poids pétrolières soumises aux efforts de l'environnement marin (14) ou susceptibles de subir des séismes.

CONCLUSION

Comme on a pu le constater à l'occasion des exemples traités ci-dessus, l'utilisation de la Consolidation Dynamique a permis de grandement réduire le potentiel de liquéfaction de couches de sol situées jusqu'à 20 m de profondeur et de fonder les ouvrages superficiellement au lieu d'envisager des fondations très profondes capables de résister à des efforts horizontaux.

La Consolidation Dynamique, qui paraît si simple et cependant met en jeu des phénomènes complexes dans le sol, permet donc, à condition d'être maîtrisée à tout instant par un suivi géotechnique complet, de résoudre de nombreux problèmes de fondations, dont ceux où le potentiel de liquéfaction du sol sous l'effet des séismes probables est un paramètre critique.

1. Ménard, L., "Consolidation Dynamique des Sols de Fondation", extrait des Annales de l'ITBTP, Paris, Sept. 1974.
2. Ménard, L., "Symposium on Deep Compaction", Institute of Civil Engineers, London, 1975.
3. Ménard, L., "The use of Dynamic Consolidation to Solve Foundation Problems for the Construction of Quays, Terminals, Storage Tanks and Artificial Islands on Soft Soils", Proceedings The International Harbour Conference, Antwerpen, May 1978.
4. Seed, B.H., "Evaluation of Soil Liquefaction Effects on Level Ground during Earthquake", Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering, ASCE Preprint 2752, New-York, 1976.
5. Tavenas, F., La Rochelle, P., "Problems Related to the Use of Relative Density", Report S-21, Civil Engineering Department, Laval, Quebec, 1970.
6. Schmertmann, John H., "State of the Art Report on Measurement of In Situ Shear Strength" Proceedings of the Conference on In Situ Measurements of Soil Properties Raleigh, North-Carolina, ASCE 1975 (La Fig. 3, page 65 tient compte des corrélations de D. Burmister, de B. Prugh et de l'auteur).

7. Seed, H.B., Mori, K., and Chan, C., "Influence of seismic History on Liquefaction of Sands", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, GT4, April 1977, pp. 257-270.
8. Cognon, J.M., Rudelle, M., "Comportement aux séismes des sables fins", Rapport de recherche, Techniques Louis Ménard et Ecole Centrale de Paris, 1976 (non publié).
9. Seed, B.H., Idriss, I.M., "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 97, No. SM9, 1971, pp. 1249-1273.
10. Pyke, R., Knuppel, L., and Lee, K.L., "Liquefaction Potential of Hydraulic Fills at Los Angeles and Long Beach Harbours", Proceedings ASCE, GT 11, Nov. 1978.
11. Auden, J.B., and Al, "The Bihar-Nepal Earthquake of 1934", Memoir of the Indian Geological Survey, Vol. 73, 1939, pp. 1-391.
12. Hanzawa, H., "Study of the Geotechnical Characteristics of the Quick Sand at the Proposed Kuwait Naval Base", 1978 (à être publié).
13. Hanzawa, H., "Undrained Strength and Stability Analysis of a Quick Sand", 1978 (à être publié).
14. Lee, K.L., and Focht, J.A., "Liquefaction Potential at Ekofisk Tank in North Sea", Proceedings ASCE, GT 1, Jan. 1975.

ZONE	ÉTUDE DE SOL COMPLÉMENTAIRE INITIALE			NOMBRE DE PASSES	ÉNERGIE APPLIQUÉE T _m /m ²	TASSEMENT MOYEN Cm	SUIVI GÉOTECHNIQUE					TUBES PIEZO.	
	FORAGES 150 mm.	FORAGES PRESSIOM.	ESSAIS Dr				FORAGES 150 mm.	FORAGES PRESSIOM.	FORAGES SPT	ESSAIS Dr	CAPTEURS PRESSIOM. INTERSTI.		GEOCELL
1	17	17	80	2 ou 3	100 à 200	12 à 38	17	12	7	84	3	1	
2	16	16	73	2	100 à 220	20 à 45	16	13	6	73	9	3	
3	16	16	77	2	160 à 220	22 à 45	17	14	7	76	-	-	9**
4	9	9	57	2	120 à 140	16 à 29	9	6	5	47	1	1	
5	4	4	21	4*	100	13 à 21	5	4	2	24	-	-	

* À L'AIDE DE GRUES À CHENILLES SEULEMENT.

** AU VOISINAGE D'UN CANAL DE DRAINAGE MÉDIAN

TABLEAU 1 - PLAYA DORADA, PROGRAMME DES TRAVAUX. (25 SEPTEMBRE 1975 - 30 SEPTEMBRE 1976)

ÉTUDE DE SOL COMPLÉMENTAIRE INITIALE				NOMBRE DE PASSES	ÉNERGIE APPLIQUÉE T _m /m	TASSEMENT MOYEN %	SUIVI GÉOTECHNIQUE				
FORAGES + ÉCHANTILLONS INTACTS	ESSAIS Dr	FORAGES	PASSES				FORAGES + ÉCHANTILLONS INTACTS	ESSAIS Dr	FORAGES MESURES VIBRATIONS	CAPTEURS PRESSIOM. INTERSTI.	GEOCELL
2	18	2	4	180 à 220	4	4	37	1	7	3	

TABLEAU 2 - LONG BEACH HARBOUR, PROGRAMME DES TRAVAUX (25 NOVEMBRE 1976 AU 30 AVRIL 1977)

	NOMBRE D'ÉCHAN- TILLONS	DENSITÉ SÈCHE kN/m^3		NOMBRE D'ÉCHANTILLONS	
		MÉDIANE	MOYENNE	$D_s < 14,8 \text{ kN/m}^3$	$D_s > 15,7 \text{ kN/m}^3$
AVANT	14	14,9	14,7	7	2
APRÈS	14	15,6	15,3	4	6

TABLEAU 3 - LONG BEACH HARBOUR, AUGMENTATION DE LA DENSITÉ SÈCHE.

PROFONDEUR m	K_o INITIAL	K_o FINAL
6	0,43	0,65
12	0,33	0,55

TABLEAU 4 - LONG BEACH HARBOUR, AUGMENTATION DU PARAMÈTRE K_o , MESURÉE AU GÉOCELL MÉNARD.

ZONE	PROFONDEUR DE COMPACTAGE m.	ÉTUDE DE SOL COMPLÉMENTAIRE INITIALE			NOMBRE DE PASSES *	ÉNERGIE APPLIQUÉE Tm/m	TASSEMENT MOYEN Cm	SUIVI GÉOTECHNIQUE				
		FORAGES SPT.	FORAGES PÉNÉTRO.	FORAGES PRESSIOM.				INSTRUMENTATION		FORAGES SPT.	FORAGES PÉNÉTRO.	FORAGES PRESSIOM.
								PIÉZO.	GÉOCELL			
1	10	11	0	6	5	299	39	13	2	>41	35	13
2A	20	23	0	24	7	396	57	19	9	>42	83	27
2B	20	3	0	2	5	353	50	5	2	15	13	4
3	10	9	0	8	6	512	37	6	1	29	37	11
4	10	6	0	3	5	429	29	0	1	>8	16	5
5	10	18	0	7	4	321	33	10	3	>25	36	15
6A	10	7	0	4	5	397	33	3	4	18	22	8
6B	10	4	6	8	4		35	3	3	14	14	8
7	10	5	0	6	5			4	7	20	35	6

*NON COMPRIS UNE PASSE DE "REPASSAGE" À FAIBLE ÉNERGIE.

**LE NOMBRE DE FORAGES INDICQUÉS NE CORRESPOND QU'ÀUX FORAGES DE RÉCEPTION ET N'INCLUT PAS LES FORAGES ENTRE LES PASSES. AU TOTAL, PLUS DE 400 SPT, 400 PÉNÉTRIMÈTRES, 200 PROFILS PRESSIOMÉTRIQUES, 1,500 ESSAIS D'IDENTIFICATION.

TABLEAU 5 - ASHUGANJ, PROGRAMME DES TRAVAUX (15 JUILLET 1977 - 24 MARS 1978)

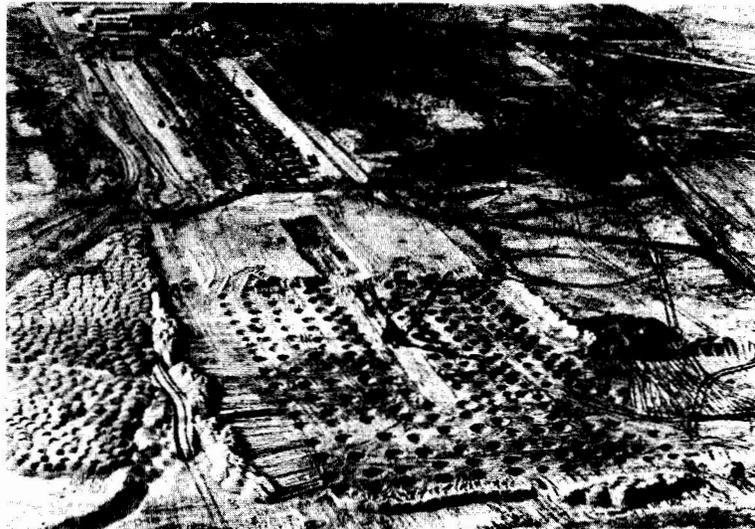


FIG. 1 — VUE TYPIQUE D'UN CHANTIER DE CONSOLIDATION DYNAMIQUE —
ALUMINERIE DE GRANDE BAIE, LA BAIE, QUÉ., ALCAN.

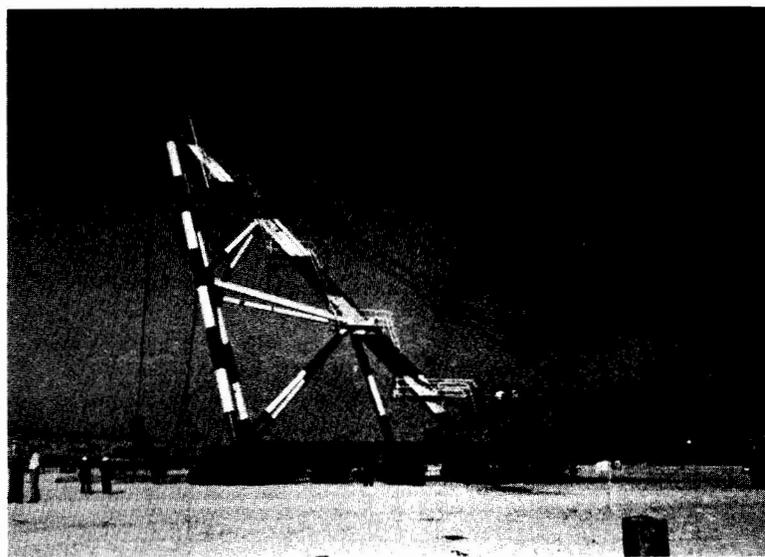


FIG. 2 — LA GIGA MACHINE MÉNARD (180T x 22m) SUR L'EXTENSION DE L'A-
ÉROPORT NICE - CÔTE-D'AZUR.

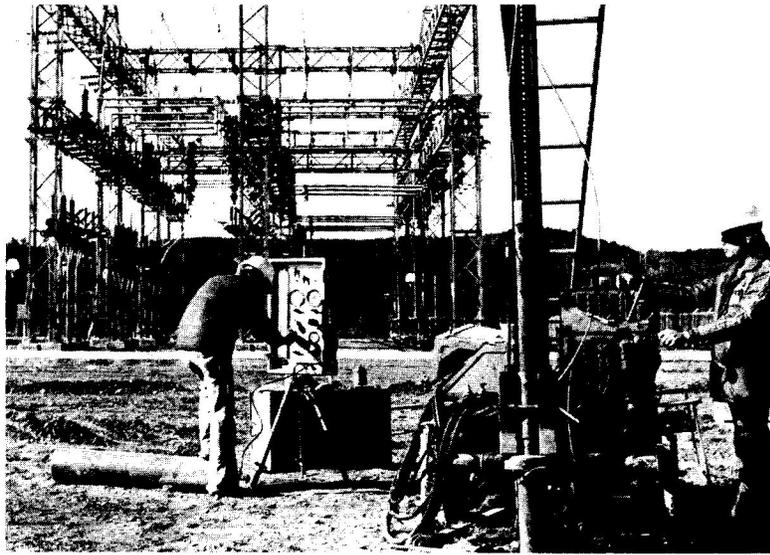


FIG. 3 - SUIVI GÉOTECHNIQUE DE LA CONSOLIDATION DYNAMIQUE, POSTE MICMAC, CHANDLER, QUÉ.

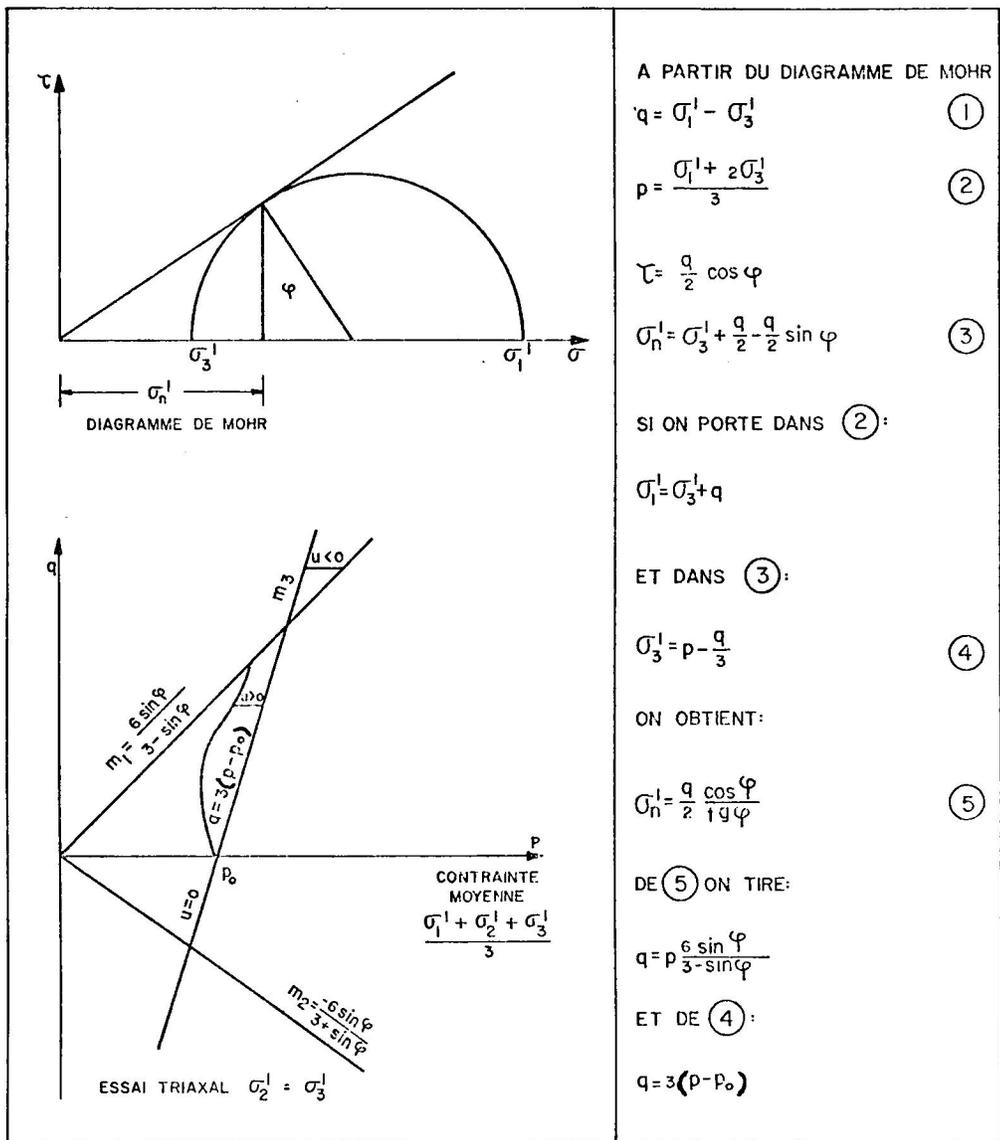


FIG. 4 - DÉFINITION DES DROITES DE RUPTURE m_1 ET m_2 ET DE LA DROITE DE CONTRAINTE TOTALE q DANS LE PLAN DÉFINI PAR LES VECTEURS DÉVIATEUR q ET CONTRAINTE MOYENNE p .

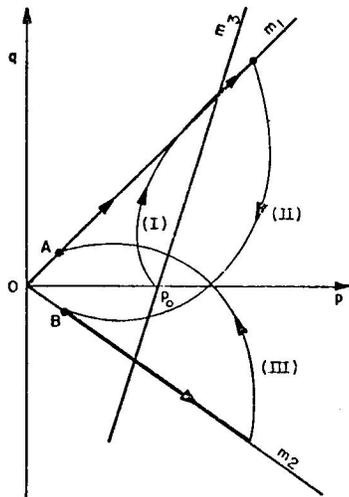


FIG.5 - CHEMINEMENT DES CONTRAINTES DANS LE PLAN p - q , UN CYCLE.

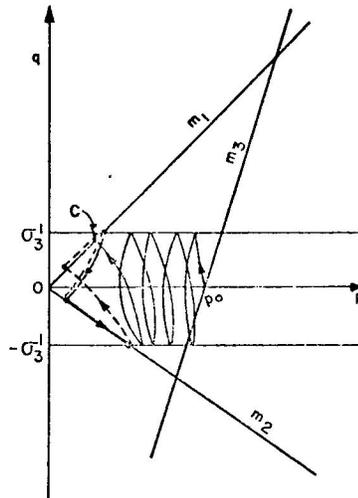


FIG.6 - CHEMINEMENT DES CONTRAINTES DANS LE PLAN p - q , PLUSIEURS CYCLES.

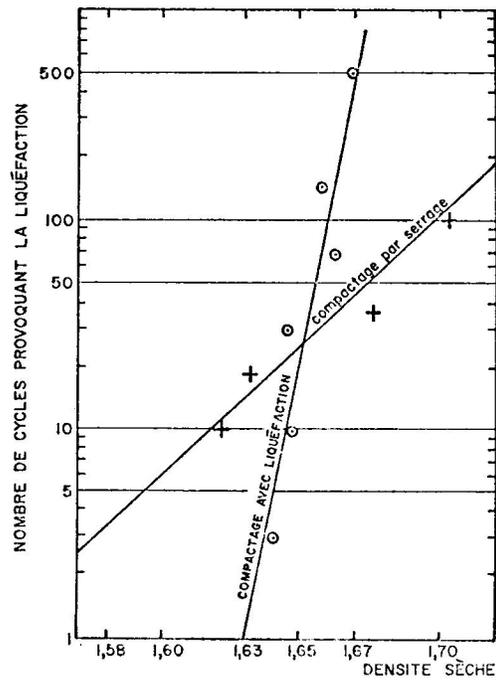


FIG.7 VARIATION DU POTENTIEL DE LIQUÉFACTION D'ÉCHANTILLONS DENSIFIÉS PAR SERRAGE ET PAR LIQUÉFACTION ET DRAINAGE.

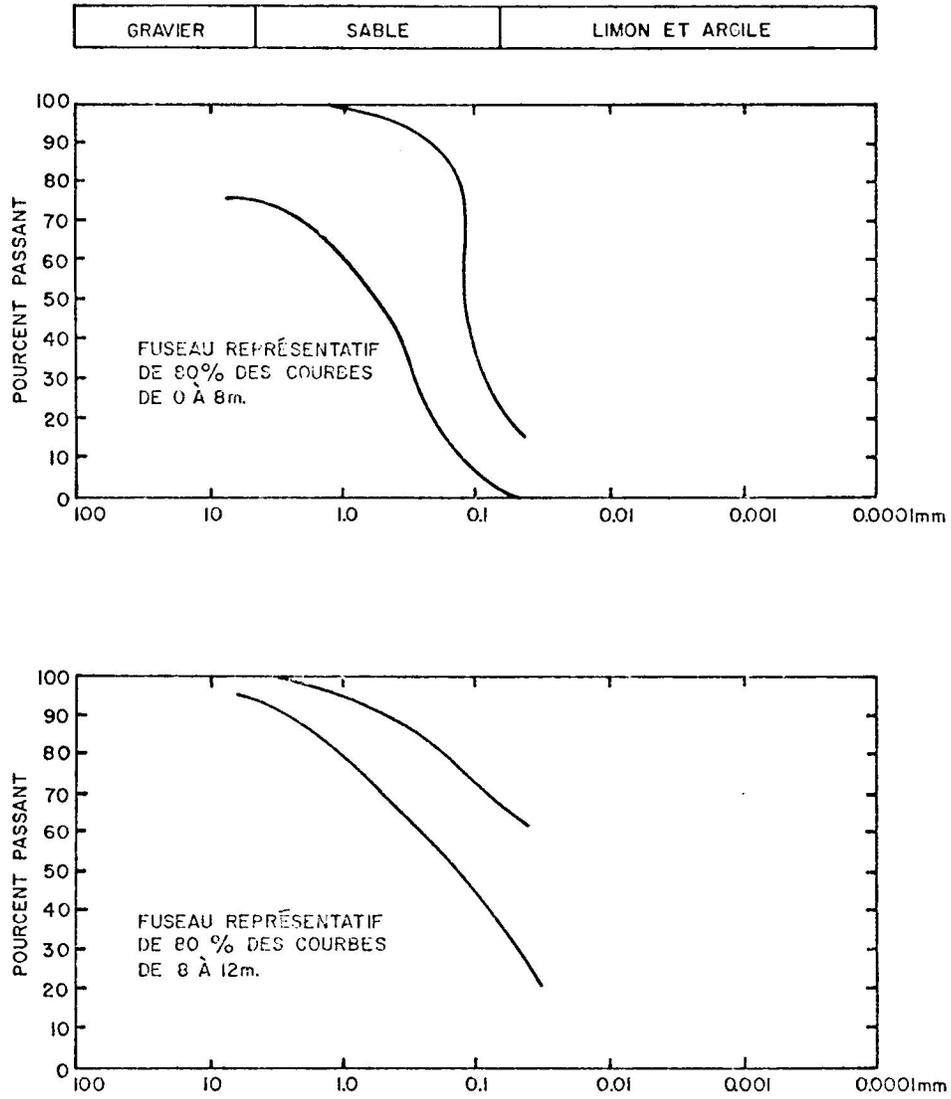
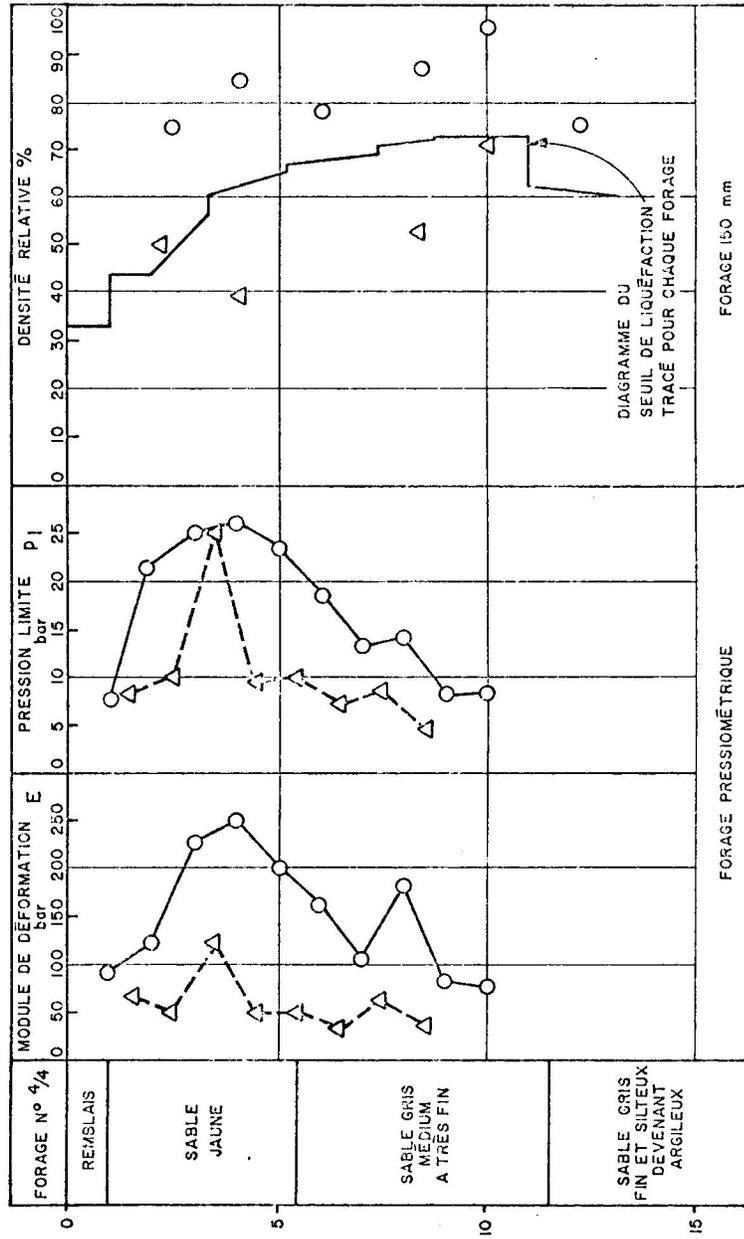


FIG. 8 - PLAYA DORADA, FUSEAUX DES COURBES GRANULOMÉTRIQUE.



△ --- AVANT CONSOLIDATION DYNAMIQUE
 ○ — APRES CONSOLIDATION DYNAMIQUE

FIG.9 - PLAYA DORADA, EXEMPLE DE DONNÉES GÉOTECHNIQUES MESURÉES DANS LES FORAGES.

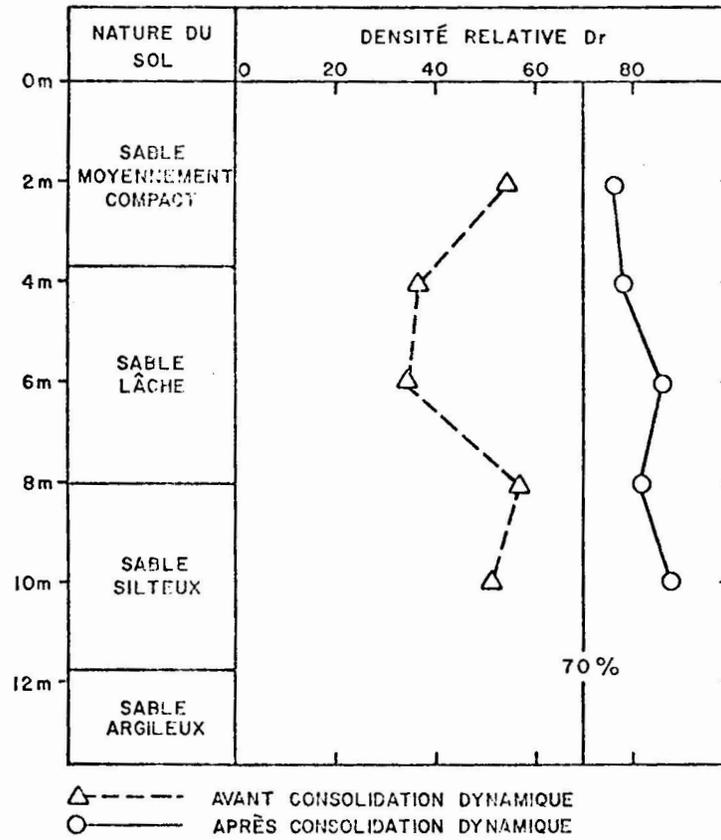


FIG.10 -- PLAYA DORADA, ACCROISSEMENT MOYEN DES DENSITÉS RELATIVES POUR L'ENSEMBLE DU SITE.

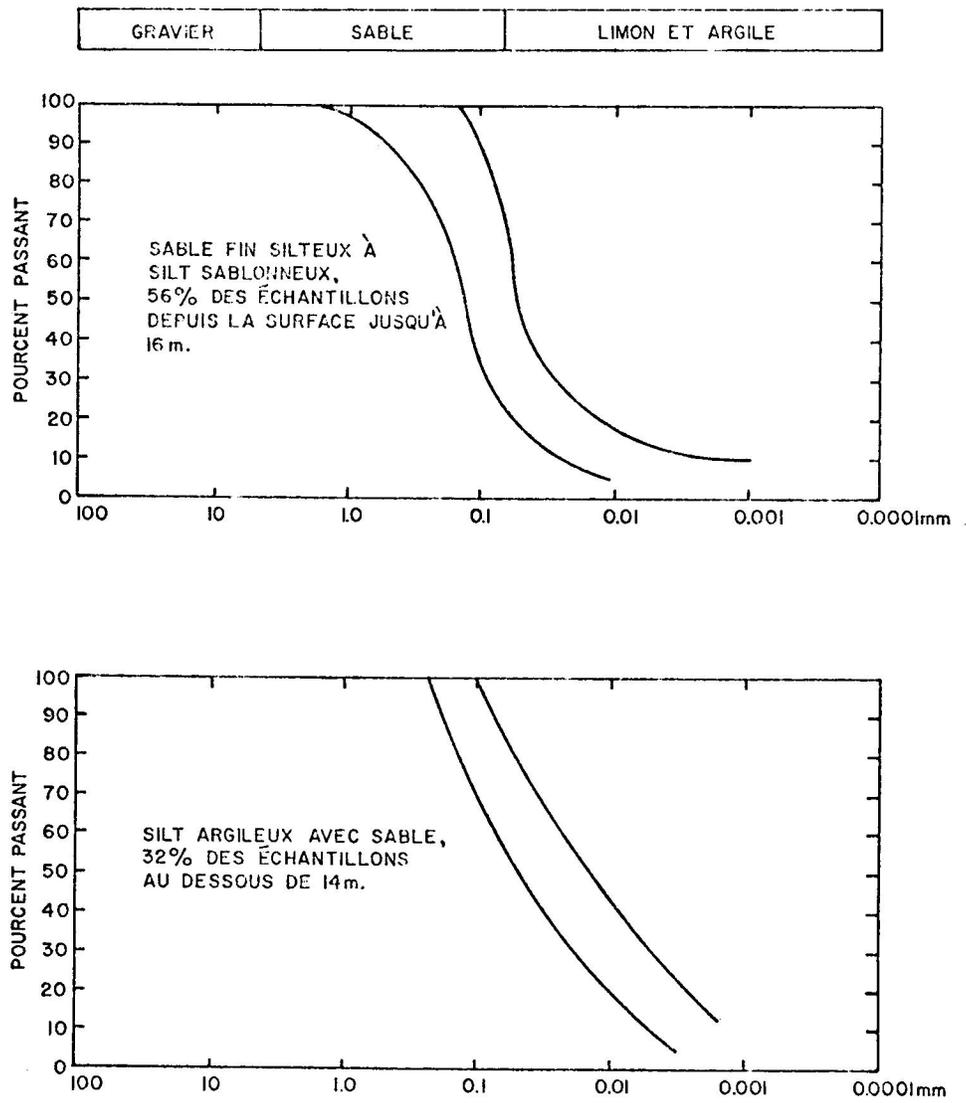


FIG. 11 — LONG BEACH HARBOUR, RÉPARTITION DES ÉCHANTILLONS EN FONCTION DE LEUR TENEUR EN FINES.

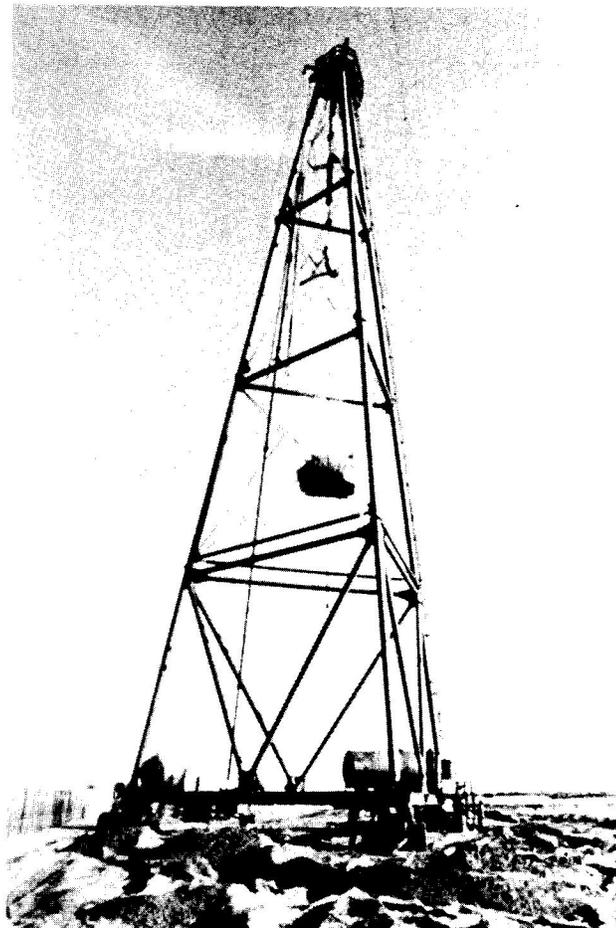


FIG.12 - LONGBEACH HARBOUR, TRIPODE LOUIS MÉNARD
AVEC TREUIL LINÉAIRE.

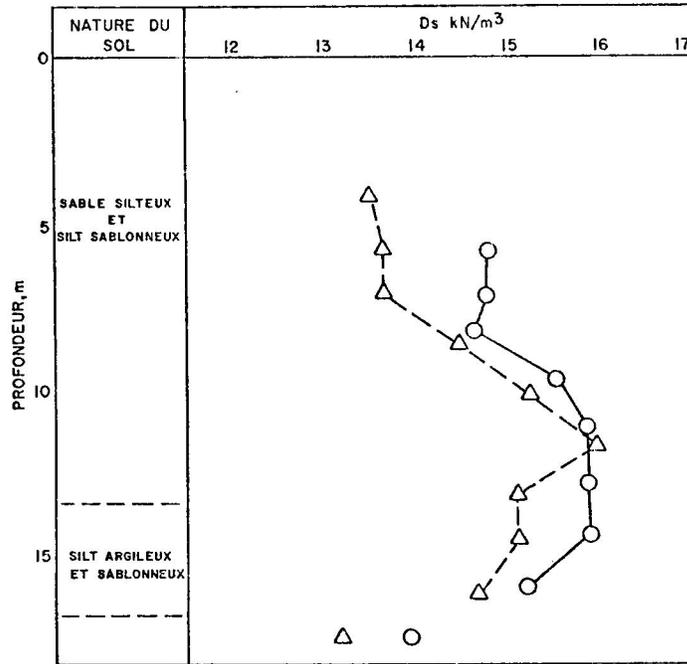


FIG.13- LONG BEACH HARBOUR, DENSITÉ SÈCHE MOYENNE AVANT ET APRÈS CONSOLIDATION DYNAMIQUE.

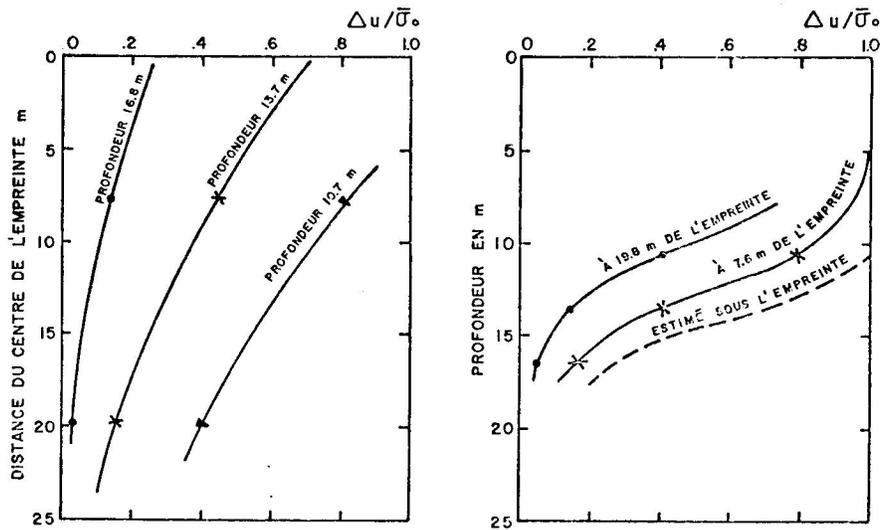


FIG.14 - POURCENTAGE DE LIQUÉFACTION ($\Delta u / \bar{\sigma}_0$) EN FONCTION DE LA DISTANCE À L'AXE DE L'EMPREINTE OU DE LA PROFONDEUR À PARTIR DES LECTURES DE CAPTEURS DE PRESSIONS INTERSTITIELLES.



FIG.15 - LONG BEACH HARBOUR - DÉPÔTS LAISSÉS
PAR UN GEYSER APRÈS TARISSEMENT.

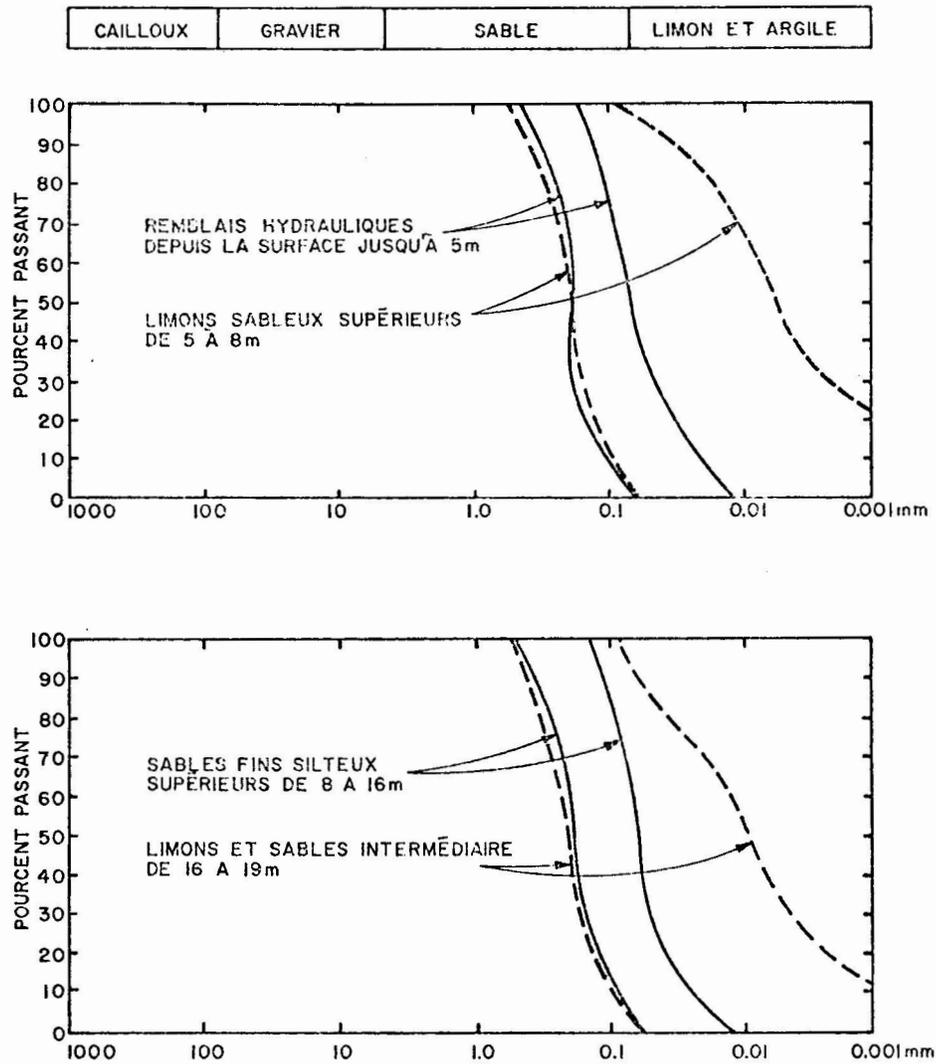


FIG. 16 - ASHUGANJ, ENVELOPPES DES GRANULOMÉTRIES

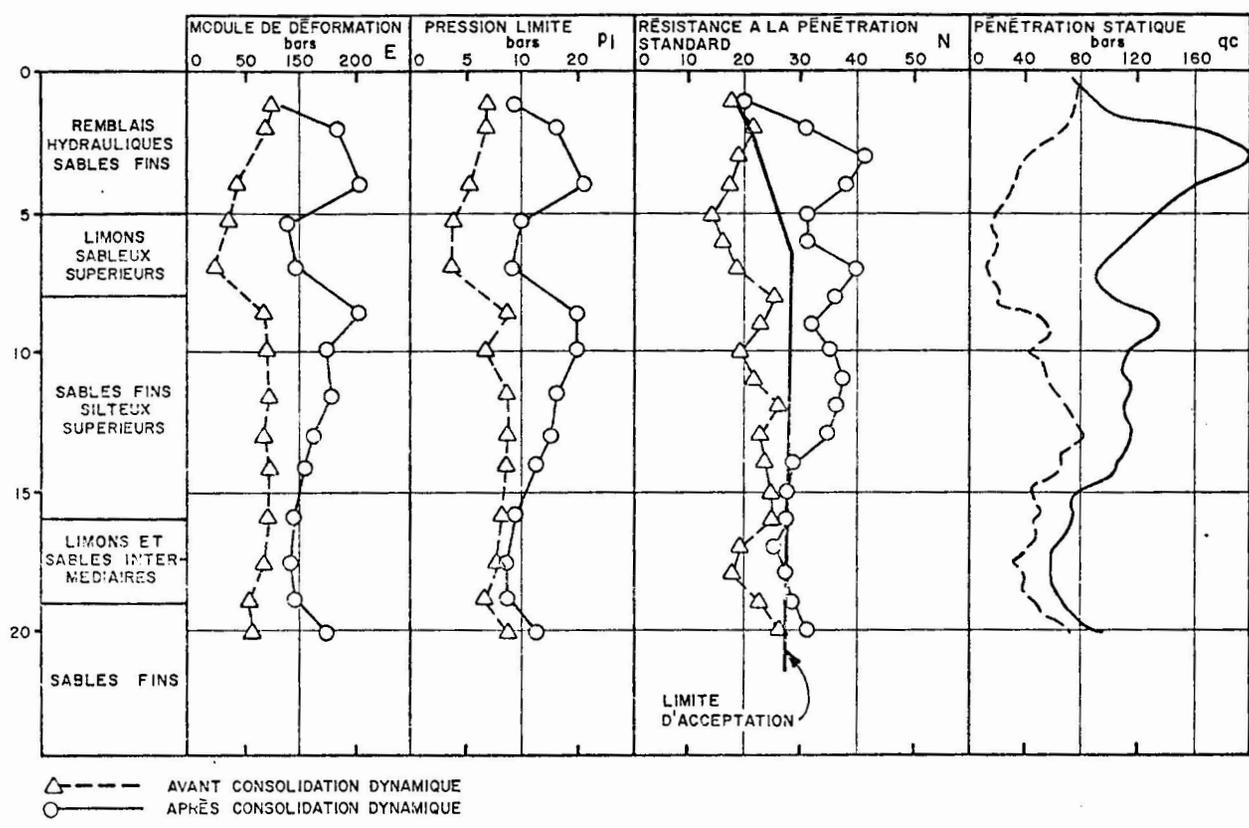


FIG. 17 - ASHUGANJ, RÉSULTATS TYPICIQUES MOYENS, ZONE 2A

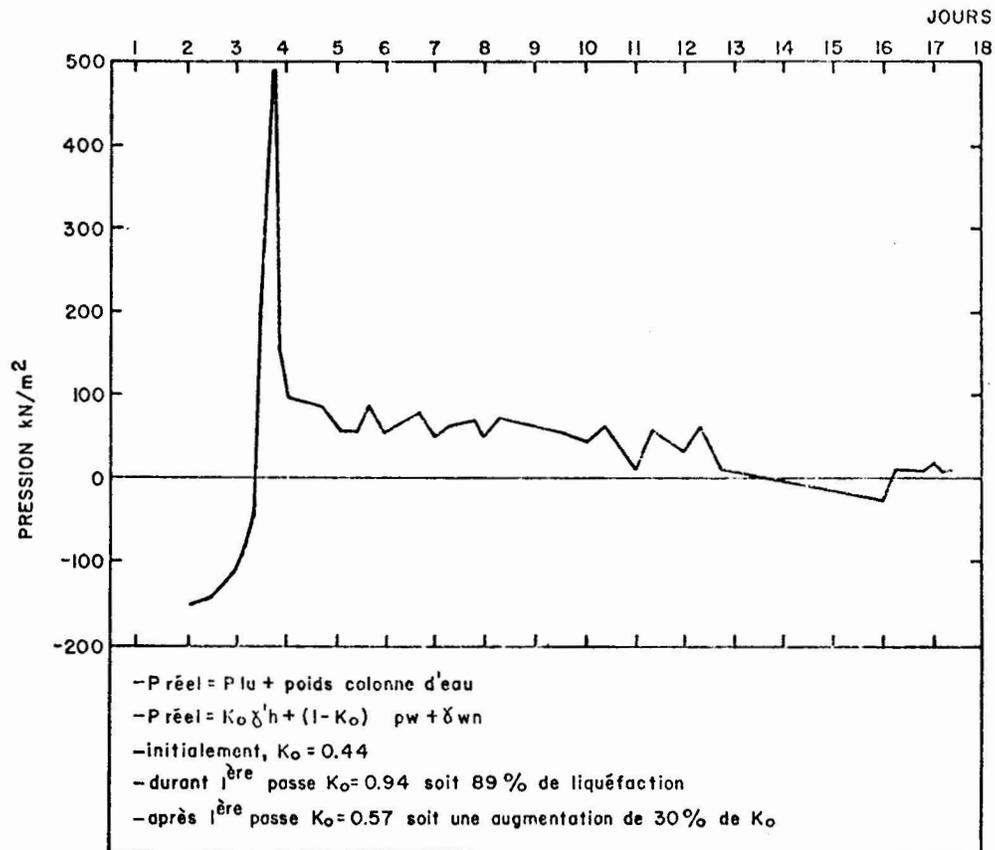


FIG. 18 - ASHUGANJ, RELEVÉ DES PRESSIONS D'UN CAPTEUR GEOCELL MÉNARD



FIG.19 - AL JLAYAK, KOWEIT, CONSOLIDATION DYNAMIQUE EN MER. LA PHOTO MONTRE LE TREUIL LINÉAIRE MONTÉ SUR BARGE.

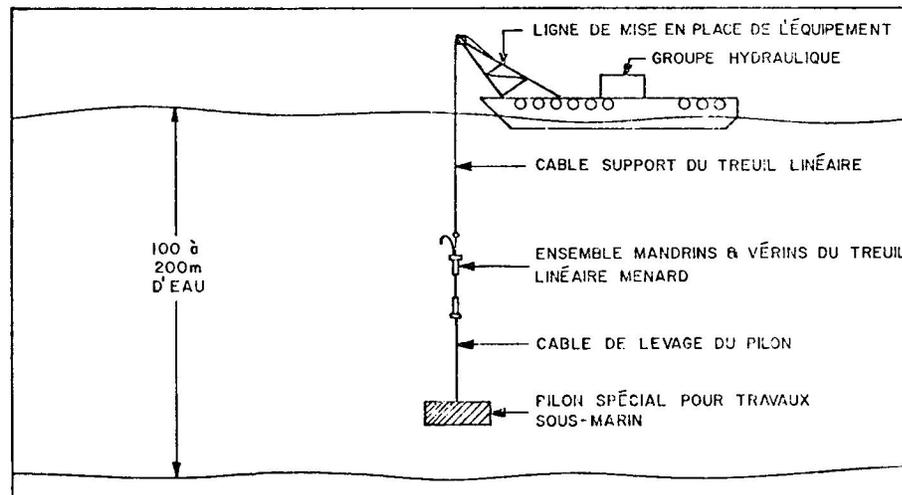


FIG.20 - CONSOLIDATION DYNAMIQUE SOUS GRANDE PROFONDEUR D'EAU.