



HAL
open science

Etude au triaxial dynamique de la liquéfaction des sols renforcés par géotextiles

Brahim Richa

► **To cite this version:**

Brahim Richa. Etude au triaxial dynamique de la liquéfaction des sols renforcés par géotextiles. Géologie appliquée. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 1992. Français. NNT: . tel-00785843

HAL Id: tel-00785843

<https://theses.hal.science/tel-00785843>

Submitted on 7 Feb 2013

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



Guy PENNAC

THESE

Présentée par :

Brahim RICHA

Ingénieur de l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger

Pour obtenir le titre de DOCTEUR de :

L'UNIVERSITE JOSEPH FOURIER - GRENOBLE 1 -

(Arrêté ministériel du 30 Mars 1992)

Spécialité : Mécanique

Option : Géotechnique

ETUDE AU TRIAXIAL DYNAMIQUE DE LA LIQUEFACTION DES SOLS RENFORCES PAR GEOTEXTILES

Date de soutenance : 16 Octobre 1992

Composition du jury :

G.	PERRIER	Président
D.	CORDARY	Directeur de thèse
J.	GIELLY	Rapporteur
M.P.	LUONG	Rapporteur
J.P.	GOURC	Examineur

Univ. J. Fourier - O.S.U.G.
 MAISON DES GEOSCIENCES
 DOCUMENTATION
 B.P. 53
 F. 38041 GRENOBLE CEDEX
 Tél. 04 76 63 54 27 - Fax 04 76 51 40 58
 Mail : ptalour@ujf-grenoble.fr

30 AOUT 2003

Thèse préparée au sein du Laboratoire de Géologie et Mécanique
de l'Institut de Recherches Interdisciplinaires de Géologie et Mécanique

10090118

Bibliographie ? (Dr) IV

fonction se limite
à 11 pour se protéger
de la pente de la contrainte
transition pts du N de cycle
valeurs (N 10)

bis ci
p 67 p

SOMMAIRE

INTRODUCTION

CHAPITRE I : DEFINITION DE LA LIQUEFACTION DES SABLES

I-1 : ETUDE DU COMPORTEMENT DES SABLES SOUS CHARGEMENT

MONOTONE ET CYCLIQUE

I-1-1 : Comportement des sables sous chargement monotone

I-1-2 : Comportement des sables sous chargement cyclique

I-2 : ETUDE DES PARAMETRES QUI AFFECTENT LA RESISTANCE

AU CISAILLEMENT CYCLIQUE NON DRAINE (RCC)

I-2-1 : Influence de l'état de contrainte

I-2-2 : Influence de l'histoire des contraintes et des déformations

I-2-3 : Influence de la contrainte déviatoire appliquée

I-2-4 : Influence de la saturation

CHAPITRE II : EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION D'UN SITE

II-1 : EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION D'UN SITE PAR IDENTIFICATION DU SOL

II-2 : EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION D'UN SITE PAR DES ESSAIS IN SITU

II-3 : EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION D'UN SITE PAR DES ESSAIS AU LABORATOIRE

II-3-1 : Détermination de la contrainte de cisaillement induite par le séisme

II-3-2 : Détermination de la résistance à la liquéfaction d'un site par des essais au laboratoire

10090118

CHAPITRE III : STABILISATION DES SITES A HAUT POTENTIEL DE LIQUEFACTION	32	IV-5 : REPRESENTATION DES LIGNES CARACTERISTIQUES DANS LE REPERE (P,Q)	83
III-1 : STABILISATION PAR AMELIORATION DE LA DENSITE RELATIVE DU MATERIAU	32	IV-5-1 : Ecriture du critère Mohr Coulomb dans le plan (P,Q)	83
III-1-1 : Compactage par explosifs	32	IV-5-2 : Calcul des paramètres de la droite	84
III-1-2 : Compactage par vibroflotation	33		
III-1-3 : Compactage dynamique	34	CHAPITRE V : INFLUENCE DU GEOTEXTILE SUR LA RESISTANCE A LA LIQUEFACTION	86
III-2 : STABILISATION PAR AMELIORATION DES CONDITIONS DE DRAINAGE	34	V-1 : ESSAIS TRIAXIAUX CYCLIQUES NON DRAINES	86
III-2-1 : Influence du drainage sur le comportement de la pression interstitielle	35	V-1-1 : Analyse des résultats	89
III-2-2 : Détermination du diamètre et de l'espacement pour les drains en graviers	36	V-1-2 : Quelques constatations observées sur les courbes en contraintes effectives (P')	97
III-3 : STABILISATION PAR INCLUSION DES NAPPES DE GEOTEXTILE	38	V-2 : ESSAIS TRIAXIAUX CYCLIQUES DRAINES	98
BIBLIOGRAPHIE	42	V-3 : MISE EN EVIDENCE DE L'UNE DES PRINCIPALES CARACTERISTIQUES DU GEOTEXTILE QUI RETARDENT LA LIQUEFACTION D'UN ECHANTILLON	105
CHAPITRE IV : DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES MECANIQUES POUR LES ECHANTILLONS NON RENFORCES ET CEUX RENFORCES PAR DES GEOTEXTILE	43	CHAPITRE VI : APPROCHE QUALITATIVE DES PRINCIPALES CARACTERISTIQUES DU GEOTEXTILE QUI RETARDENT LA LIQUEFACTION	107
IV-1 : MOYENS MIS EN OEUVRE PAR LE LABORATOIRE IRIGM	43	VI-1 : PRESENTATION DES GEOTEXTILES ET DES GEOMEMBRANES UTILISES	108
IV-1-1 : Moyens mécaniques et hydrauliques	43	VI-1-1 : Géotextiles du type NT.(b1,b2,b3,b4,b5,b6,b7)	108
IV-1-2 : Moyens électroniques et informatiques	44	VI-1-2 : Géotextile du type TT(75/50)	109
IV-2 : PREPARATION DES ECHANTILLONS	47	VI-1-3 : Géotextile du type TT(75/50).NTb4	110
IV-3 : ESSAIS TRIAXIAUX STATIQUES EN COMPRESSION	51	VI-1-4 : Géotextile du type SG.NTb4.SG(34/34)	111
IV-3-1 : Sable sans renforcement	51	VI-1-5 : Géomembranes du type HDT, PEHD et NTb4 résineux	112
IV-3-2 : Sable avec renforcement	61	VI-2 : COMPORTEMENT D'UN ECHANTILLON DE SABLE NON RENFORCE AU COURS DE L'APPLICATION DU PREMIER CYCLE DE L'ESSAI DE LIQUEFACTION	
IV-4 : ESSAIS TRIAXIAUX STATIQUES EN EXTENSION	74	VI-2-1 : Variation de la pression interstitielle en fonction du déplacement vertical	
IV-4-1 : Echantillon sans renforcement	74		
IV-4-2 : Echantillon avec renforcement	80		

30 AOÛT 2003

Univ. J. Fourier - O.S.U.G.
MAISON DES GEOSCIENCES
DOCUMENTATION
B.P. 53
F. 38041 GRENOBLE CEDEX 13
Tél. 04 76 63 54 27 - Fax 04 76 51 40 58
Mail : ptalour@ujf-grenoble.fr

VI-3 : ESSAIS DE LIQUEFACTION SUR DES ECHANTILLONS RENFORCES PAR DES GEOTEXTILES DU TYPE NT.(b1,b2,b3,b4,b6,b7)	118
VI-4 : ESSAIS DE LIQUEFACTION SUR DES ECHANTILLONS RENFORCES PAR DES GEOTEXTILES DU TYPE TT(75/50), TT(75/50).NTb4 ET SG.NTb4.SG(34/34)	127
VI-5 : ESSAIS DE LIQUEFACTION SUR DES ECHANTILLONS RENFORCES PAR DES GEOMEMBRANES DU TYPE HDT, PEHD ET NTb4 RESINEUX	135
VI-6 : ESSAIS DE LIQUEFACTION SUR DES ECHANTILLONS RENFORCES UNIQUEMENT A LEUR MI-HAUTEUR PAR DES GEOTEXTILES DU TYPE TT(75/50).NTb4 ET NTb4	142
VI-7 : ESSAIS DE LIQUEFACTION SUR DES ECHANTILLONS RENFORCES PAR DES COPEAUX ET DES MORCEAUX DE GEOTEXTILE DU TYPE NTb4	145
VI-8 : ESSAIS DE LIQUEFACTION SUR DES ECHANTILLONS RENFORCES PAR DES NAPPES VERTICALES	152
VI-9 : ESTIMATION DES CONTRAINTES DEVIATOIRES CRITIQUES ET CARACTERISTIQUES DU GEOTEXTILE QUI INFLUENCENT LA RESISTANCE A LA LIQUEFACTION DES ECHANTILLONS	157
CONCLUSION	163
ANNEXE	164

INTRODUCTION

Au cours de ce dernier siècle, les exemples de liquéfactions occasionnées par les tremblements de terre sont très nombreux, et leurs conséquences sont responsables de plusieurs dégâts importants. Ainsi plusieurs pays se trouvent actuellement confrontés à ce problème et cherchent à améliorer la conception de leurs ouvrages vis à vis du séisme. De nombreux chercheurs ont mené des investigations dans ce sens, mettant en évidence les conditions responsables de la liquéfaction des sols.

Les développements récents des techniques de géotextiles, ont inspiré les chercheurs à utiliser ce genre de matériau dans des procédés de renforcement des sols, qui leur confère un comportement mécanique favorable à l'égard de la sécurité.

Le but des recherches menées dans le cadre de cette thèse, consistait à mettre en évidence, par des essais au laboratoire, l'influence des géotextiles sur la résistance à la liquéfaction et d'élucider les fonctions avec lesquelles le géotextile intervient sur cette dernière.

Le premier chapitre de ce mémoire présente la définition de la liquéfaction et évoque les différents paramètres rentrant dans le processus de la liquéfaction.

Le deuxième chapitre expose une méthode d'évaluation du potentiel de liquéfaction d'un site, par des essais in situ et des essais au laboratoire.

Le troisième chapitre traite les différents moyens qui sont utilisés actuellement pour améliorer la résistance à la liquéfaction d'un site.

Le quatrième chapitre est consacré essentiellement à la détermination des caractéristiques des sols renforcés par des géotextiles

Le cinquième chapitre met en évidence l'influence du géotextile sur la résistance à la liquéfaction

Le sixième chapitre présente, après utilisation de plusieurs types de géotextile, les caractéristiques physiques du géotextile qui améliorent la résistance à la liquéfaction.

I : DEFINITION DE LA LIQUEFACTION DES SABLES

D'un point de vue général la liquéfaction c'est le processus de transformation d'un corps solide ou gazeux, en un corps liquide. Pour une couche sableuse saturée et à drainage faible, cette transformation se traduit par une disparition totale des forces de contacts intergranulaires, c'est à dire par une perte totale de contact entre les grains de sable qui forment la phase solide de la couche sableuse (la couche de sable se comporte comme une substance liquide de résistance au cisaillement nulle).

La disparition des forces de contacts intergranulaires est engendrée par l'annulation de la contrainte moyenne effective, qui est la différence entre la contrainte moyenne totale et la pression interstitielle $P'=P-U$. Cette condition est atteinte par augmentation de la pression interstitielle.

L'augmentation de la pression interstitielle est obtenue soit par un chargement monotone soit par un chargement cyclique. Les variations de la pression interstitielle se manifestent généralement dans des sols qui ont tendance soit à diminuer soit à augmenter de volume sous application d'une charge. Un sable contractant verra sa pression interstitielle augmenter, par contre un sable dilatant verra sa pression interstitielle diminuer.

Donc la liquéfaction des sables est très dépendante des tendances aux variations de volume de la phase solide. Pour un volume fermé la densification de la phase solide induit un transfert des contraintes moyennes effectives supportées par les grains de sable à l'eau interstitielle. (En effet la compressibilité des grains solides et de l'eau peut être considérée comme négligeable).

La liquéfaction des sols nécessite les conditions suivantes:

- un sol pulvérulent et fin avec un faible coefficient de perméabilité
- un sol contractant (sable lâche)
- un sol saturé (présence d'une nappe phréatique)

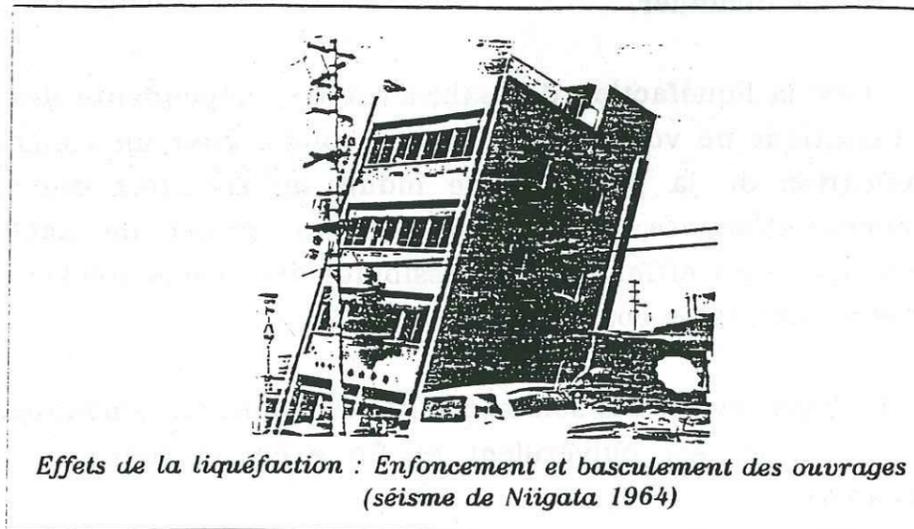
- un chargement monotone rapide (remblais à construction rapide) ou soit un chargement cyclique rapide (séisme).

La liquéfaction est responsable de nombreux dégâts importants tel que la remontée de la nappe phréatique, des désordres dans les ouvrages, l'enfoncement et le basculement des bâtiments. Les photos (I-1), (I-2) et (I-3) mettent bien en évidence les conséquences de la liquéfaction.



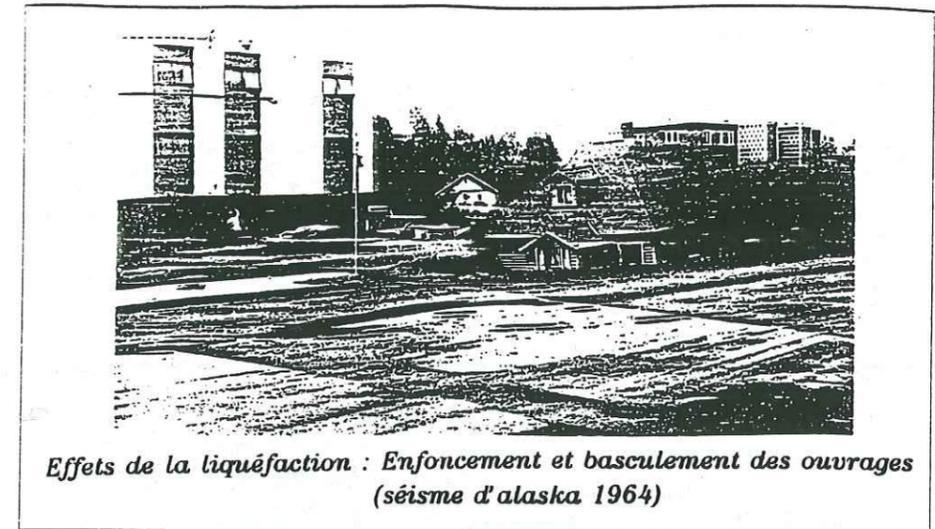
Effets de la liquéfaction: Remonté de la nappe phréatique

Photo (I-1)



Effets de la liquéfaction : Enfoncement et basculement des ouvrages (séisme de Niigata 1964)

Photo (I-2)



Effets de la liquéfaction : Enfoncement et basculement des ouvrages (séisme d'alaska 1964)

Photo (I-3)

I-1 : ETUDE DU COMPORTEMENT DES SABLES SOUS CHARGEMENT MONOTONE ET CYCLIQUE

I-1-1 : Comportement des sables sous chargement monotone

A) : Essai drainé

Lors d'un essai triaxial conventionnel où nous appliquons une contrainte $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ en compression monotone drainé, l'échantillon de sable verra initialement son volume diminuer lorsque la valeur du déviateur ($Q = \sigma_1 - \sigma_3$) augmente, c'est la phase de contractance. Cette dernière est le résultat de l'enchevêtrement des grains de sable. Pour un sable lâche la vitesse de déformation volumique tend lentement vers zéro. Par contre pour un sable dense la vitesse de déformation volumique s'annule rapidement et change de signe, alors le matériau devient dilatant. Cette phase de dilatance est due essentiellement au désenchevêtrement des grains de sable

La phase de contractance et la phase de dilatance dépendent principalement de la densité du sable et de la pression de confinement (σ_3). Les figures (I-1) et (I-2), établies par Lee en 1965 d'après [6], mettent bien en évidence l'influence de la densité du sable et de la pression de confinement sur les variations du volume. En effet si nous observons sur l'une des deux figures, nous remarquons que la phase de

dilatance diminue et devient inexistante avec l'accroissement de la contrainte de confinement, et si nous comparons les deux figures, nous constatons pour un accroissement de la densité relative du sable, que les courbes de même pression de confinement subissent une diminution de la phase de contractance et au contraire une augmentation de la phase de dilatance.

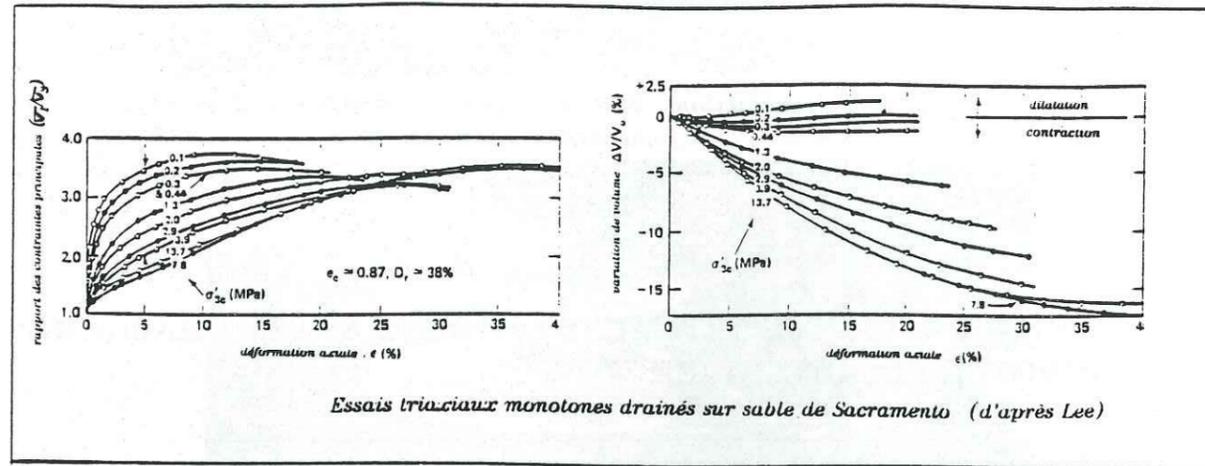


Figure (I-1)

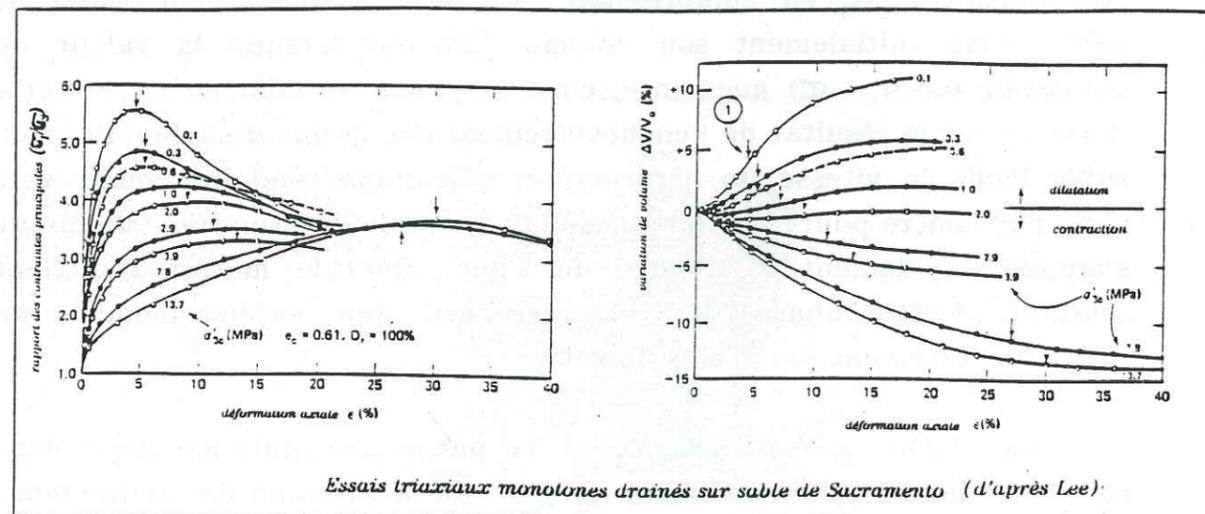


Figure (I-2)

b) : Essai non drainé

Lors d'un essai triaxial en compression monotone non drainé sur un échantillon de sable saturé, le volume de celui-ci reste constant, par contre la pression interstitielle varie au cours de l'essai. De ce fait la phase de contractance et celle de la dilatance peuvent être observées sur les variations de la pression interstitielle. La phase de contractance va se manifester par une augmentation de la pression interstitielle induite par une tendance à la densification du volume solide. Quant à la phase de dilatance, elle va se manifester par une diminution de la pression interstitielle engendrée par une tendance à l'augmentation du volume solide.

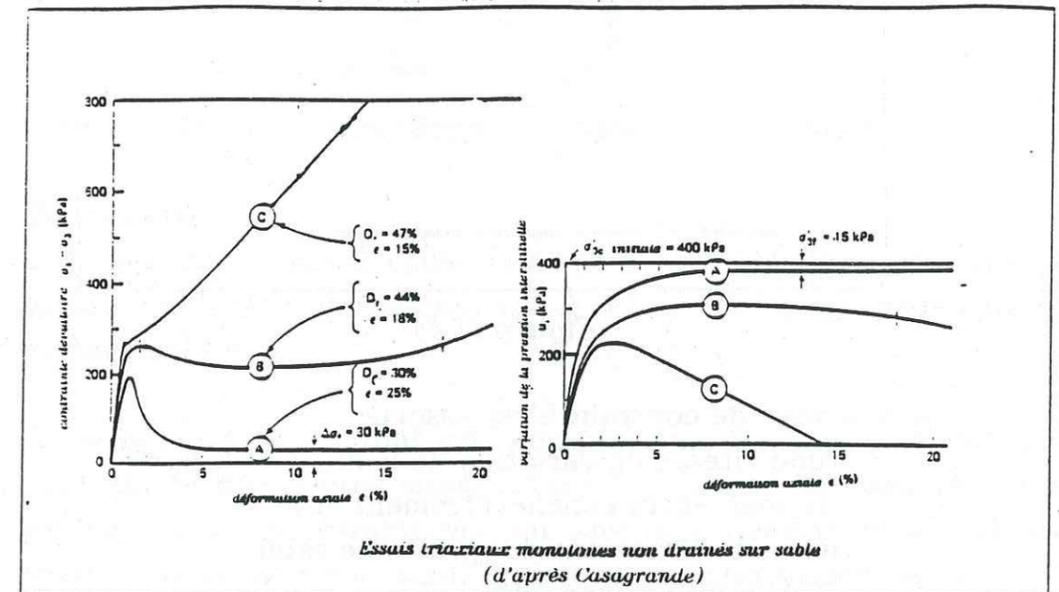


Figure (I-3)

Au début du chargement, nous constatons sur la figure (I-3), établie par Casagrande en 1975 d'après [6], une augmentation de la pression interstitielle pour les 3 essais non drainés (A), (B) et (C), puis une annulation de la vitesse de variation de la pression interstitielle pour les sables lâches (A), tandis que pour les sables plus denses (B) et (C), nous observons après annulation de la vitesse de variation de la pression interstitielle, une décroissance de celle-ci. Pour l'essai (A), l'échantillon va présenter une chute de résistance au cisaillement, c'est la liquéfaction. Par contre pour les essais (B) et (C), la décroissance de la pression interstitielle se manifeste par une reprise de résistance au cisaillement de l'échantillon.

Le niveau de contrainte déviatoire pour lequel s'inversent le signe des vitesses de variation de la pression interstitielle lors d'un essai non drainé, correspond au même niveau de contrainte déviatoire pour lequel la vitesse de variation de la déformation volumique change de signe lors d'un essai drainé (voir figure I-4). Ce niveau de contrainte a été défini par Luong et Habib (1978), comme étant l'état caractéristique du matériau.

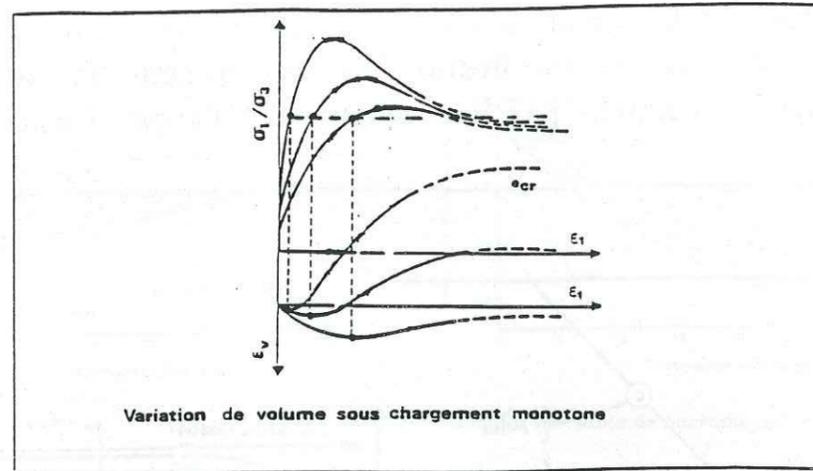


Figure (I-4)

A ce niveau de contrainte est associé:

- une vitesse de variation de volume nulle $\dot{\epsilon}_v = 0$
- le seuil entre l'enchevêtrement et le désenchevêtrement des grains de sable
- des déformations faibles
- un angle de frottement caractéristique

Cet état caractéristique est indépendant de l'indice des vides initial; en effet si nous revenons aux figures (I-1) et (I-2) nous remarquons que toutes les courbes tendent vers un même palier qui est peu différent de $(\sigma_1/\sigma_3=3)$

Dans le plan (P-Q), le domaine de contractance est limité par deux droites caractéristiques L_c (une droite pour $Q > 0$ et une autre pour $Q < 0$). Le domaine de dilatance est limité par les droites caractéristiques L_c et les droites de ruptures L_r (voir figure I-5, établie par Luong [7]). Pour un sable lâche les deux droites sont confondues, étant donné dans le plan (Q, ϵ_1), lors des essais à chargement monotone drainé sur les sables lâches, les contraintes déviatoires au palier sont confondues avec les contraintes déviatoires au pic.

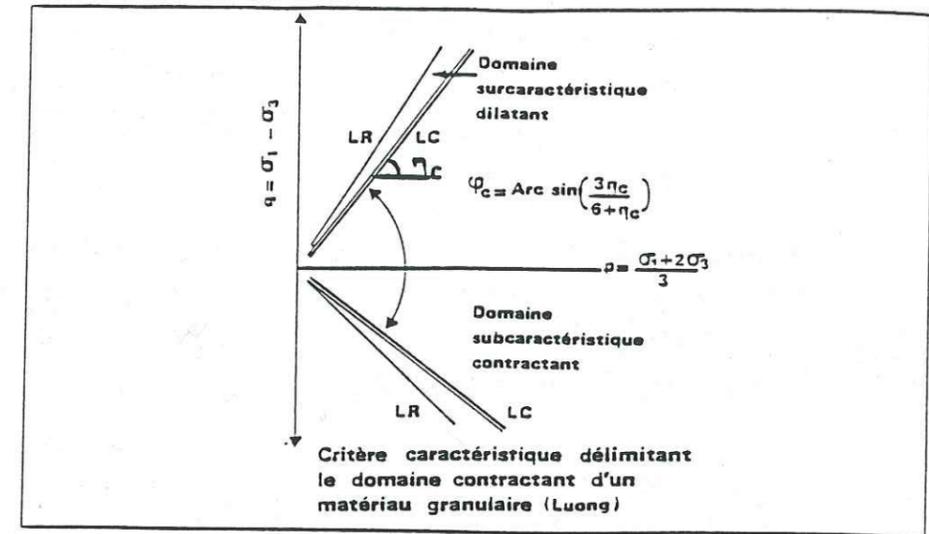


Figure (I-5)

I-1-2 : Comportement des sables sous chargement cyclique

A) : Essai drainé

Lors d'un essai triaxial cyclique où la contrainte déviatoire ($Q = \sigma_1 - \sigma_3$) oscille autour d'une valeur moyenne fixe, nous distinguons deux types de comportement, soit:

- accommodation : Nous obtenons ce type de comportement pour des contraintes déviatoires situées dans le domaine subcaractéristique. Le comportement est caractérisé par une densification progressive du matériau conduisant à une stabilisation de la déformation au bout d'un nombre élevé de cycles (voir figure I-6, établie par Luong [7]).

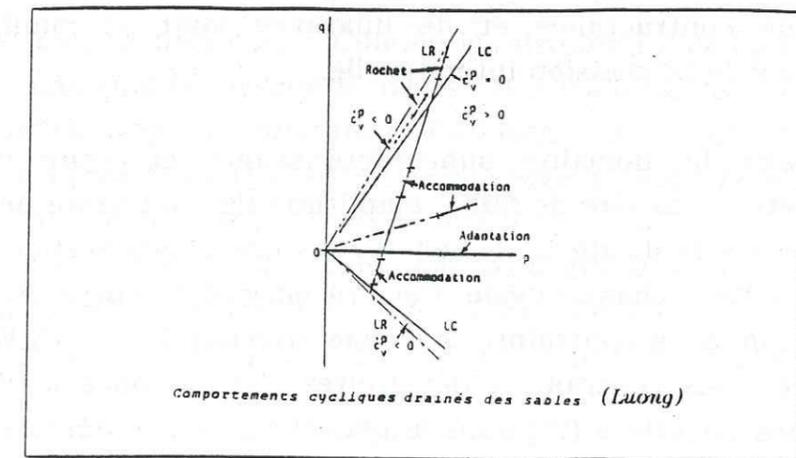


Figure (I-6)

le rochet : Ce comportement est obtenu pour des contraintes déviatoires situées dans le domaine surcaractéristique. Dans ce cas le comportement se caractérise par une dilatance progressive qui mène à la rupture du matériau (voir figure I-6)

Si les essais se font avec une contrainte déviatoire qui est alternativement positive et négative, les déformations irréversibles deviennent très vite importantes dès que les lignes caractéristiques sont franchies (voir figure I-7, établie par Luong [7])

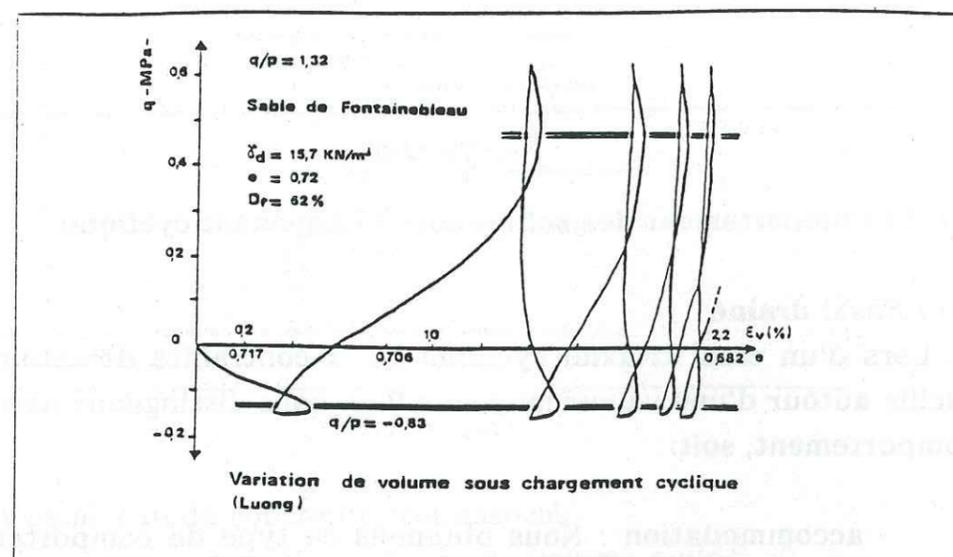


Figure (I-7)

B) : Essai non drainé

De la même façon que pour les essais à chargement monotone, les effets de contractance et de dilatance vont se manifester par les variations de la pression interstitielle.

Dans le domaine subcaractéristique et pour des cycles de contrainte déviatoire de faible amplitude (la contrainte déviatoire (Q) ne dépasse pas la droite L_C), nous avons une augmentation de la pression interstitielle à chaque cycle. Ceci va engendrer après chaque cycle une diminution de la contrainte moyenne effective $P' = P - U$. En conséquence le chemin des contraintes déviatoires (Q) en fonction des contraintes moyennes effectives (P') dans le plan (P', Q), va se déplacer vers l'origine puis se stabiliser sur la ligne caractéristique. En effet lorsque le chemin de contrainte rencontre la ligne L_C et pénètre dans le domaine

surcaractéristique, la dilatance de la phase solide fait diminuer la pression interstitielle, et par conséquent, fait augmenter la contrainte moyenne effective (P') pour atteindre une nouvelle fois la ligne L_C . Il se développe ainsi un équilibre sur la ligne L_C , le comportement est appelé mobilité cyclique (voir figure I-8, établie par Luong [7]).

Dans le domaine surcaractéristique, nous avons après chaque cycle une diminution de la pression interstitielle qui conduit à un accroissement de la contrainte moyenne effective (P'). De ce fait le chemin de la contrainte déviatoire en fonction de (P') va se déplacer vers les (P') croissant et vient se stabiliser sur la ligne L_C . Le comportement est appelé stabilisation (voir figure I-8)

Lorsque nous effectuons des cycles alternés de part et d'autre de la droite des $Q=0$ (compression-extension), le comportement est analogue à celui de la mobilité cyclique à la différence près que dans ce cas le chemin des contraintes déviatoires en fonction de (P') va rencontrer la droite L_C au voisinage de l'origine ($Q=0$ et $P'=0$).

- Pour un sable lâche et vu que les deux droites L_C et L_R sont confondues, il y a ruine instantanée de l'échantillon dès que la droite caractéristique (L_C) est franchie. A ce moment là, l'échantillon ne conserve aucune résistance au cisaillement ($Q=0$), c'est la liquéfaction pour laquelle l'échantillon est le siège des grandes déformations

- Pour un sable dense, le matériau est peu contractant, donc les augmentations de pression interstitielle après chaque cycle sont faibles et par conséquent il faut un grand nombre de cycles pour se rapprocher de l'origine et de la droite L_C . Comme les droites L_C et L_R ne sont pas confondues, une fois la première droite (L_C) franchie les déformations seront réduites par la dilatance du matériau. Ceci induira des déformations limitées et l'échantillon conservera toujours une certaine résistance au cisaillement; ce n'est qu'après répétition d'un grand nombre de cycles que nous aboutirons aux grandes déformations de l'échantillon. Donc pour une même contrainte déviatoire la résistance à la liquéfaction dépend de l'indice des vides initial de l'échantillon.

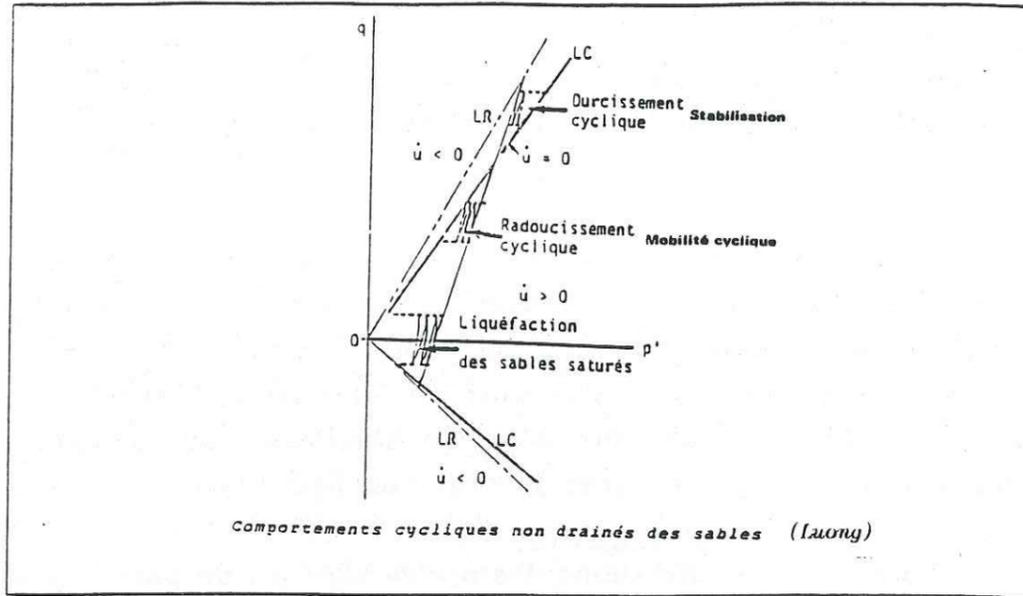


Figure (I-8)

I-2 : ETUDE DES PARAMETRES QUI AFFECTENT LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT CYCLIQUE NON DRAINE (R.C.C)

La résistance au cisaillement cyclique non drainé, c'est à dire la résistance à la liquéfaction d'un échantillon, dépend principalement de quatre paramètres, qui sont les suivants:

- l'état de contrainte initial
- l'histoire des contraintes et des déformations
- la contrainte déviatoire appliquée
- le degré de saturation

I-2-1 : Influence de l'état de contrainte actuel

L'état de contrainte initial d'un élément de sol au repos à une profondeur H, est défini par les contraintes effectives σ'_h et σ'_v régnant à cette profondeur. Ces contraintes effectives s'appliquent respectivement sur la facette verticale et sur la facette horizontale (voir schéma I-1)

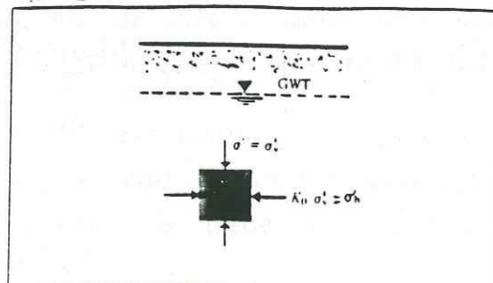


Schéma (I-1)

K_0 : coefficient des terres au repos
 σ'_h : contrainte effective horizontale
 σ'_v : contrainte effective verticale

La R.C.C est fortement influencé par le coefficient K_0 , nous pouvons remarquer sur la figure (I-9) établie par Seed et Peacock [12], que la R.C.C augmente avec K_0

Comme le coefficient K_0 croit avec la compacité du sol et que celle ci augmente avec la profondeur, ceci va procurer une amélioration de la R.C.C pour les couches de sol les plus profondes.

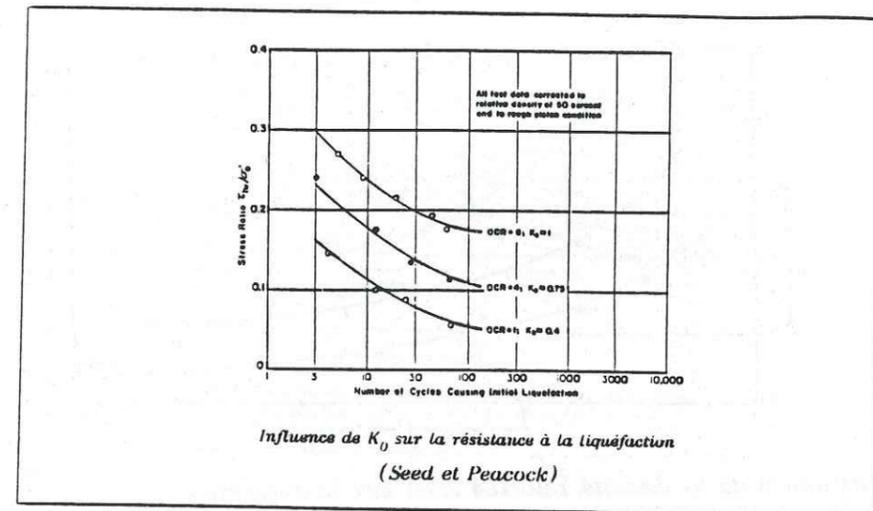


Figure (I-9)

τ_{hv} : contrainte de cisaillement cyclique
 σ'_0 : contrainte effective verticale
N : nombre de cycles nécessaires pour atteindre la liquéfaction de l'échantillon

I-2-2 : Influence de l'histoire des contraintes et des déformations

L'histoire des contraintes procure au sol une structure caractérisée par une certaine densité et un certain arrangement des grains.

A) : Influence de la densité du sable

La résistance au cisaillement cyclique est d'autant plus élevée que la densité de l'échantillon du sable est élevée. La figure (I-10) établie par Mullilis et Al d'après [1], met bien en évidence l'influence de la densité relative du sable sur la résistance à la liquéfaction.

La condition de liquéfaction est définie par $\Delta U = \sigma_3'$ (quand la variation de la pression interstitielle sera égale à la pression effective initiale de confinement). Cette condition de liquéfaction est atteinte par le sable dense et par le sable lâche, mais pour le premier les déformations sont limitées, par contre pour le second ces dernières peuvent atteindre des grandes valeurs.

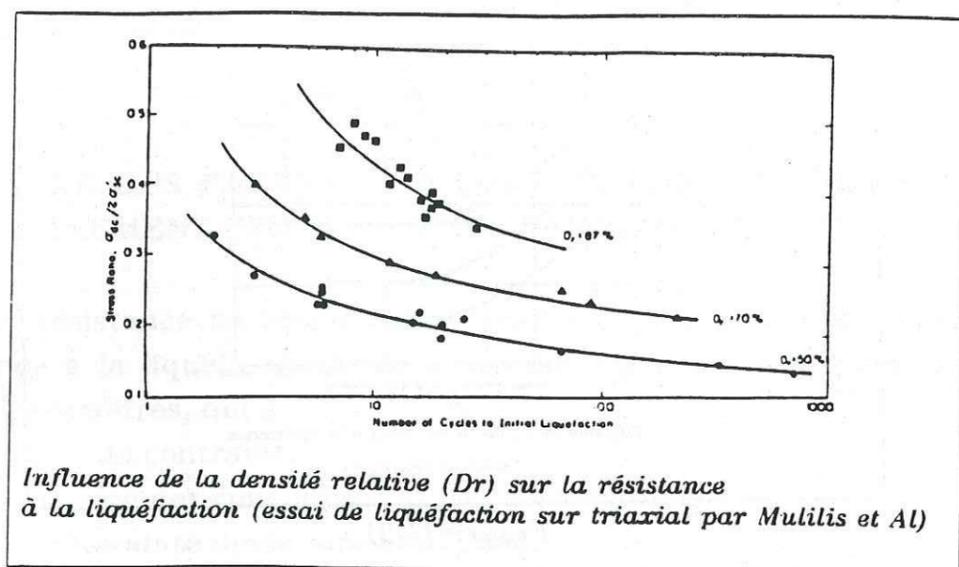


Figure (I-10)

B) : Influence de la structure du sol

L'histoire des contraintes et des déformations subies par un dépôt de sable, ainsi que son mode de formation, confèrent à celui-ci une structure caractérisée par un certain type d'arrangement et une certaine forme des grains.

Ainsi pour une même densité relative du sable, nous pouvons avoir au laboratoire plusieurs arrangements des grains, obtenus par différents modes dans la confection des échantillons de sables. La figure (I-11) établie par Mullilis et al d'après Alain Pecker [10], met en évidence l'influence de l'arrangement des grains sur la résistance à la liquéfaction

(R.C.C). Nous remarquons que la R.C.C peut passer du simple au double entre un arrangement minimal et un arrangement maximal. L'arrangement minimal est obtenu par un déversement à sec sans vibration, et au contraire l'arrangement maximal est obtenu par vibration sous haute fréquence, de l'échantillon déjà humide.

Nous pouvons aussi constater sur la figure (I-11) que la différence entre les résistances à la liquéfaction est beaucoup plus prononcée pour les contraintes de cisaillement élevées, et que la liquéfaction instantanée n'est observable que pour les échantillons dont les grains ont subi un arrangement minimal.

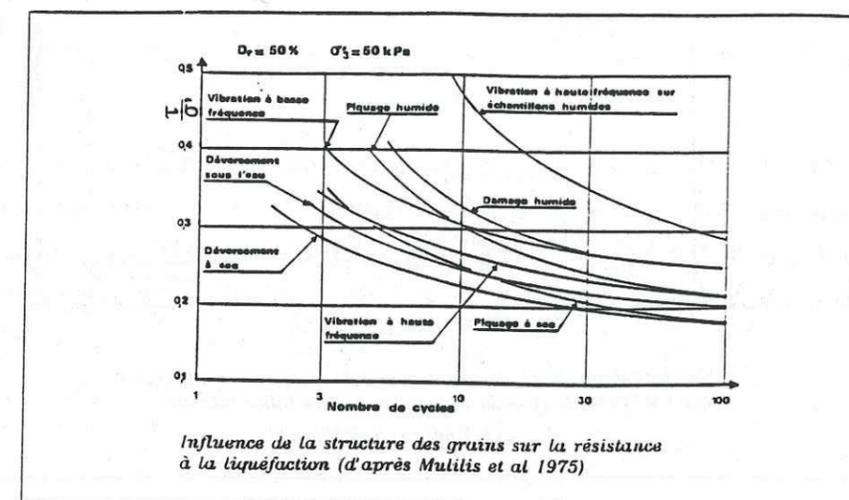


Figure (I-11)

I-2-3 : Influence de la contrainte déviatoire appliquée

La résistance à la liquéfaction d'un échantillon de sable est représentée par une courbe qui relie les contraintes dévatoires appliquées au nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction de cet échantillon. Pour les sables lâches, une forte augmentation de la contrainte déviatoire mène à une liquéfaction instantanée (entre 1 et 2 cycles). Par contre et comme nous le verrons ultérieurement, pour les sables denses, un accroissement de la contrainte déviatoire peut engendrer une augmentation du nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction, car en effet le chemin des contraintes dévatoires en fonction des contraintes moyennes effectives (P'), dans le plan (P', Q), va rencontrer plus tôt la droite caractéristique L_c et de ce fait la période de stabilisation sera augmentée.

Cependant la R.C.C obtenue par des essais au laboratoire sous des sollicitations unidirectionnelles, doit être corrigée pour tenir compte des sollicitations tridirectionnelles in situ. Sur la figure (I-12) établie par Alba, Seed, et Chan [1], nous remarquons pour une même densité relative, une chute de la R.C.C obtenue à la table vibrante, qui induit des sollicitations horizontales dans les deux directions. Le rapport (C_r) entre les deux résistances à la liquéfaction qui est égal ici à 0.63, montre bien la nécessité de tenir compte du type des sollicitations in situ.

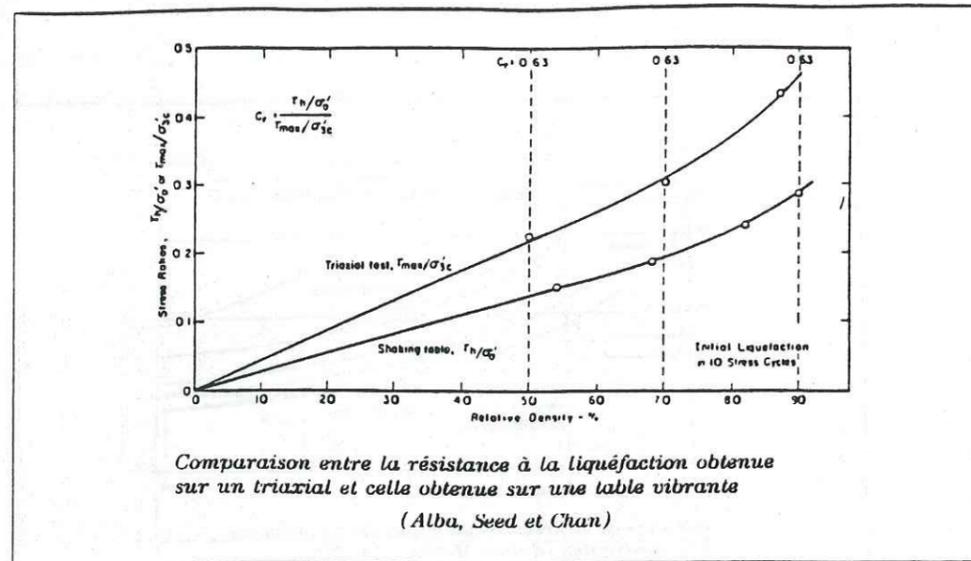


Figure (I-12)

I-2-4 : Influence de la saturation

La résistance à la liquéfaction d'un échantillon non saturé (avec un degré de saturation S_r plus proche de 1) est plus élevée que celle de l'échantillon saturé. La figure (I-13) [10], montre que pour une diminution de 2% du degré de saturation, la résistance à la liquéfaction croît de 50%. Donc au cours des essais à effectuer au niveau du laboratoire, il est impératif de s'assurer de la parfaite saturation des échantillons.

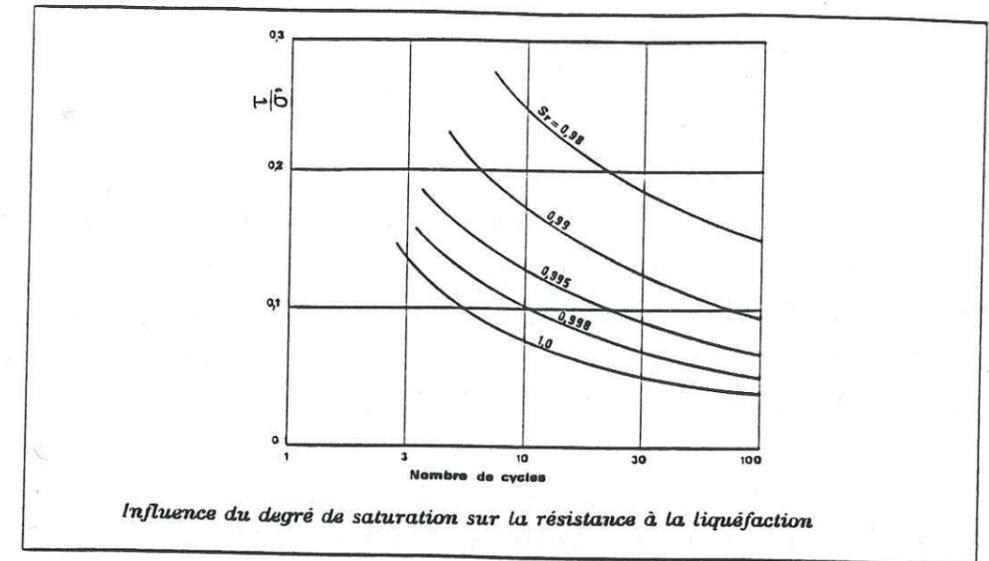


Figure (I-13)

Il faut tout de même remarquer que les courbes de la figure (I-13) ne sont pas des courbes expérimentales (il est impossible de faire en laboratoire la différence entre un degré de saturation de 1 et de 0.998!) mais résultent d'un calcul dont les hypothèses peuvent être discutées.

II : EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION D'UN SITE

Actuellement il existe 3 procédures pour évaluer le potentiel de liquéfaction d'un site. Chacune de celles-ci est considérée comme une étape nécessaire pour confirmer ou infirmer les résultats obtenus par les procédures précédentes. En pratique l'ordre d'exécution des procédures est basé sur le moindre coût de l'opération, ainsi les procédures sont classées comme suit:

- 1)-évaluation du potentiel de liquéfaction du site par identification du sol.
- 2)-évaluation du potentiel de liquéfaction par des essais in situ (S.P.T)
- 3)-évaluation du potentiel de liquéfaction par des essais au laboratoire (tel que essai triaxial cyclique non drainé)

II-1 : EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION DU SITE PAR IDENTIFICATION DU SOL.

Cette procédure permet, par des essais conventionnels de mécanique des sols, l'identification du sol de l'ensemble du site à étudier, tel que la détermination du type de sol (sable, silts ou argile), sa granulométrie, son degré de saturation, ainsi que les teneur en eau, les limites de liquidité et les indices de plasticité s'il s'agit des argiles. Les résultats de ces investigations seront comparés à ceux obtenus sur d'autres sites ayant déjà subi ou non une liquéfaction lors d'une secousse tellurique. Cette comparaison conduit à l'établissement d'un diagnostic permettant de définir, comme une première approche, le potentiel de liquéfaction du site. En cas de doute, l'analyse doit être complétée par la deuxième procédure. Le tableau (II-1) [3], regroupe les différents critères et les conditions d'un sol susceptible de se liquéfier. Ce tableau sert, en un premier temps, de référence pour déterminer le potentiel de liquéfaction du site à étudier.

Sols à considérer comme susceptibles de se liquéfier	
<i>Sables, sables vaseux et silts</i> tels que :	
— degré de saturation voisin de 100 %	
— D_{50} compris entre 0,05 et 1,5 mm	
— coefficient d'uniformité :	
$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} < 15$	
— contrainte verticale effective en place inférieure à 0,20 MPa	
<i>Sols argileux</i>	
— $D_{15} > 0,005$ mm	
— $w_L < 35$ %	
— teneur en eau $w > 0,9 w_L$	
— point sur le diagramme de plasticité au-dessus de la droite « A »	

Tableau (II-1)

II-2 : EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION PAR DES ESSAIS IN SITU.

L'évaluation du potentiel de liquéfaction par des essais in situ, consiste à comparer les conditions du site considéré, obtenues par des essais S.P.T (Standard Penetration Test), avec les observations compilées relevées sur d'autres sites. La figure (II-1) [4], montre un exemple de compilation des observations faites sur différents sites pour un séisme de magnitude ($M=7,5$). Cette compilation fait apparaître qu'il existe une corrélation entre le terme $\frac{\tau_{eq}}{\sigma'_v}$ et le terme N_1 (ces termes sont définis plus bas), par ailleurs cette figure fait ressortir une courbe enveloppe délimitant l'ensemble des sites où il s'est produit une liquéfaction. Ainsi nous avons deux zones, la première zone qui est au dessus de la courbe enveloppe est dite à haut potentiel de liquéfaction, la deuxième zone qui se trouve au dessous de cette courbe enveloppe est dite à faible potentiel de liquéfaction. Lors d'un projet d'étude, il suffit de se repérer par rapport à la courbe enveloppe pour se prononcer sur le potentiel de liquéfaction du site.

La figure (II-2) établie et corrigée par Seed en 1979, d'après [4], propose des courbes enveloppes en fonction des magnitudes, ainsi nous remarquons que la zone à haut potentiel de liquéfaction croît avec l'augmentation de la magnitude.

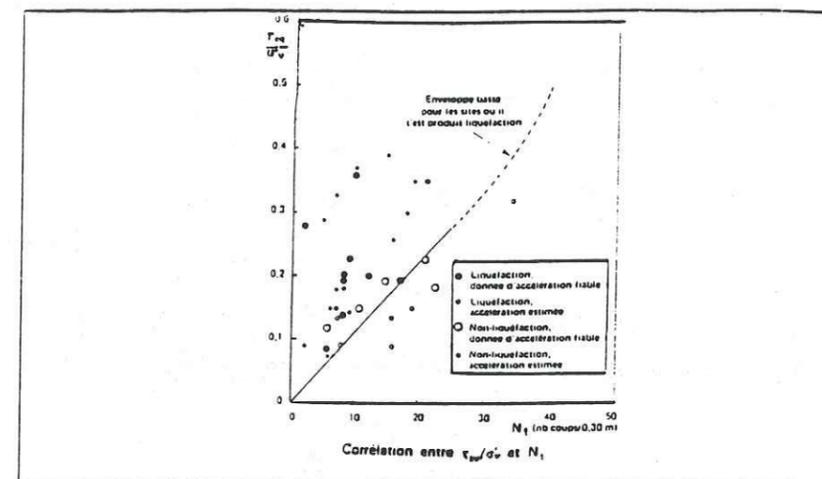


Figure (II-1)

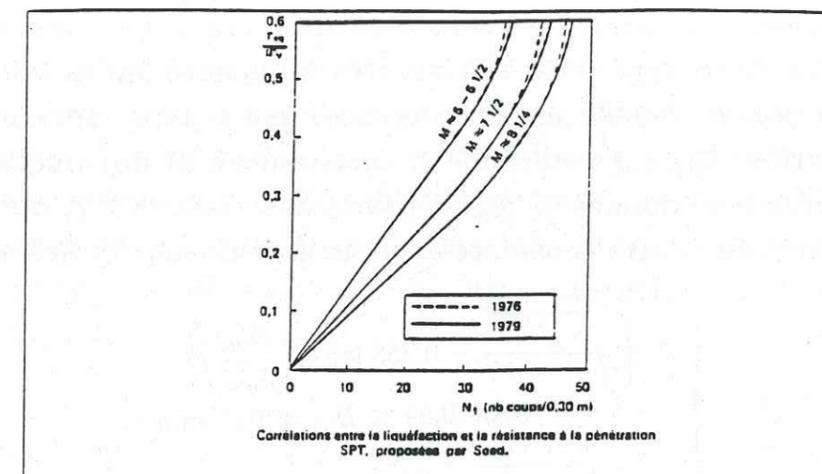


Figure (II-2)

$N_1 = C_n \cdot N$ N : nombre de coups par 0,30m d'enfoncement

σ'_v : contrainte verticale effective calculée à la profondeur de la couche à étudier

τ_{eq} : contrainte de cisaillement induite par le séisme à la profondeur de la couche à étudier [définie dans II-3]

C_n : coefficient correcteur qui élimine l'effet de la profondeur

Sur la figure (II-3) [10], sont représentées les variations de C_n en fonction de la contrainte verticale effective

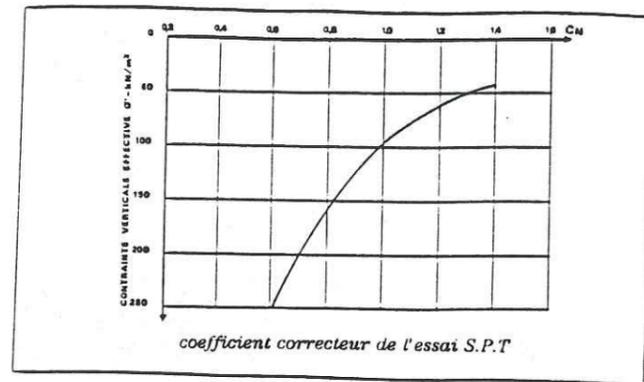


Figure (II-3)

Dans l'exploitation des résultats du S.P.T, la granulométrie du sable n'est pas prise en considération, alors que les résultats qui découlent de ce type d'essais sont très influencés par la taille des grains. Afin de porter remède à cette carence, une équipe japonaise a proposé une relation [4], qui détermine la résistance à la liquéfaction d'un sol à une profondeur donnée (τ/σ'_v) à partir des essais S.P.T, de la magnitude de projet pour le site considéré et de la granulométrie du sol en question.

$$\frac{\tau}{\sigma'_v} = \begin{cases} A \left\{ \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 70}} - 0,258 \log_{10} \left(\frac{D_{50}}{0,35} \right) \right\} & \text{pour } 0,04 \leq D_{50} \leq 0,60 \text{ mm} \\ A \left\{ \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 70}} - 0,0567 \right\} & \text{pour } 0,60 \leq D_{50} \leq 1,50 \text{ mm} \end{cases}$$

Avec N : nombre de coups pour un enfoncement de 0.30m

σ'_v : contrainte verticale effective à la profondeur (Z)

D_{50} : diamètre moyen des grains

A : coefficient qui dépend de la magnitude du séisme

Le tableau (II-2) [4], donne les différents valeurs de (A) en fonction de la magnitude du séisme.

Magnitude	5½ à 6	6½	7	7½	8
A	0.66	0.60	0.56	0.53	0.50

Tableau (II-2)

Pour estimer le potentiel de liquéfaction d'un site, la méthode proposée, se base sur la comparaison de (τ/σ'_v) calculé par la relation précédente avec (τ_{eq}/σ'_v) induit par le séisme dans le sol à étudier.

-Alors si : $(\tau_{eq}/\sigma'_v) < (\tau/\sigma'_v) \Rightarrow$ nous concluons que le sol étudié n'est pas liquéfiable

-Par contre si : $(\tau_{eq}/\sigma'_v) > (\tau/\sigma'_v) \Rightarrow$ nous déduisons que le sol est liquéfiable, mais cette analyse devra être approfondie par des essais en laboratoire afin de confirmer le diagnostic.

II-3 : EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION D'UN SITE PAR DES ESSAIS AU LABORATOIRE

Cette approche de l'évaluation du potentiel de liquéfaction suppose que le site à étudier présente une faible dissipation des pressions interstitielles. La méthode consiste à faire la comparaison entre la résistance à la liquéfaction (τ_1), obtenue par des essais au laboratoire sur des échantillons de sol prélevés sur le site, et la contrainte de cisaillement (τ_{eq}) induite par le séisme. Ainsi un coefficient de sécurité est déterminé qui est égale à :

$$F_s = \frac{\tau_1}{\tau_{eq}}$$

Alors si $F_s > 1$, le site présente un faible potentiel de liquéfaction.

Par contre si $F_s < 1$, la zone est sujette à un haut potentiel de liquéfaction.

II-3-1 : Détermination de la contrainte de cisaillement induite par le séisme

Seed et Idriss [12], proposent une formule simplifiée pour la détermination de la contrainte de cisaillement induite par un séisme. Cette formule est déduite de l'équation fondamentale de la dynamique appliquée à une colonne de sol de section unité et de hauteur (h), soumise à une accélération (a) en surface (voir figure II-4), puis réduite par coefficient correcteur pour tenir compte de la flexibilité du sol. Afin

que les contraintes sur les facettes verticales soient prises nulles, la formule a été élaborée avec l'hypothèse que l'onde de cisaillement a une propagation verticale.

$$\tau = \frac{\gamma h}{g} \cdot a \cdot r_d$$

avec τ : contrainte cisaillement induite par le séisme dans le sol

γ : poids volumique apparent du sol

h : hauteur de la colonne

g : accélération de la pesanteur

a : accélération de surface induite par le séisme, tirée à partir d'accélérogrammes (voir figure II-5)

r_d : coefficient correcteur en fonction de la profondeur, qui tient compte de la flexibilité du sol

Le coefficient correcteur r_d est donné par la figure (II-6) uniquement pour les sites sableux et homogènes. Dans le cas d'un autre type de sol la formule ne peut pas être appliquée.

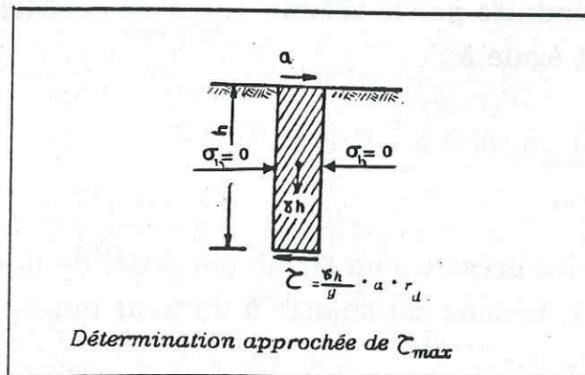


Figure (II-4)

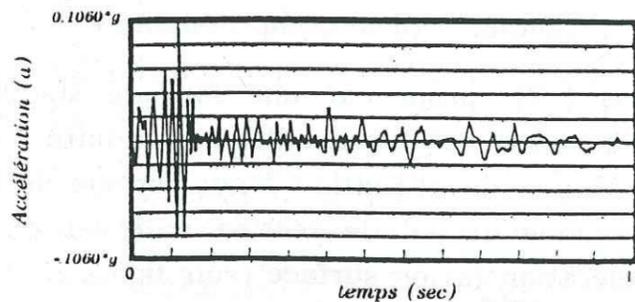


Figure (II-5)

Accélérogramme du séisme de San José (1955)

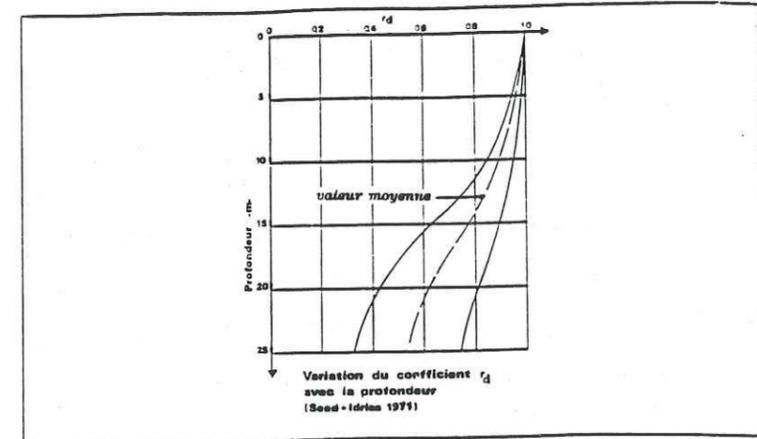


Figure (II-6)

En réalité les contraintes de cisaillement (τ) en fonction du temps, induites dans le sol lors d'un séisme, sont en général fort complexes; compte tenu de la complexité des diagrammes des accélérations, une reproduction fidèle des sollicitations issues de ces diagrammes, est pratiquement impossible à réaliser dans le laboratoire. Ainsi Seed et Idriss [12] ont retenu une contrainte de cisaillement équivalente (τ_{eq}) d'amplitude invariable, qui est égale à une fraction R de la contrainte de cisaillement maximale induite par le séisme, et un nombre de cycle équivalent (N_{eq}) lié au rapport R . Le rapport des contraintes (R) est généralement pris égal à 0.65.

$$\tau_{eq} = R \cdot \tau_{max} = 0.65 \cdot (\gamma h / g) \cdot a_{max} \cdot r_d$$

La détermination du nombre de cycle équivalent (N_{eq}) est lié au choix de R , mais Annaki et Lee, d'après Alain Pecker [10], ont montré que le choix de R dans le domaine 0.55-0.85 n'influe pas sur les résultats du point de vue de la liquéfaction. Ainsi pour un rapport R , la détermination du nombre de cycle équivalent se fait comme suit:

1) On détermine la contrainte cisaillement équivalente à partir d'un accélérogramme $\tau_{eq} = R \tau_{max}$

2) On établit, à partir des essais au laboratoire, un diagramme qui lie la contrainte de cisaillement cyclique au nombre de cycles nécessaires pour liquéfier l'échantillon (voir figure II-7) (le sol est pris du site à étudier).

3) En notant que du point de vue de liquéfaction, N_a cycles à τ_{eq} ont même effet que N_i cycles à τ_i , on déduit de la deuxième étape un deuxième diagramme dont l'abscisse et l'ordonnée seront respectivement (N_a/N_i) et (τ_i/τ_{max}) (voir figure II-8). De ce diagramme on détermine le nombre de cycle équivalent en faisant la somme des (N_a/N_i) pour chaque niveau de contrainte de cisaillement, déduit à partir d'un accélérogramme.

$$N_{eq} = \sum (\frac{N_a}{N_i}) * n_i$$

avec N_a : nombre de cycles nécessaires pour liquéfier l'échantillon sous la contrainte de cisaillement cyclique équivalente τ_{eq}

N_i : nombre de cycles nécessaire pour liquéfier l'échantillon sous la contrainte de cisaillement cyclique τ_i

n_i : nombre de cycles ayant un même niveau de contrainte de cisaillement τ_i , déduit à partir d'accélérogramme

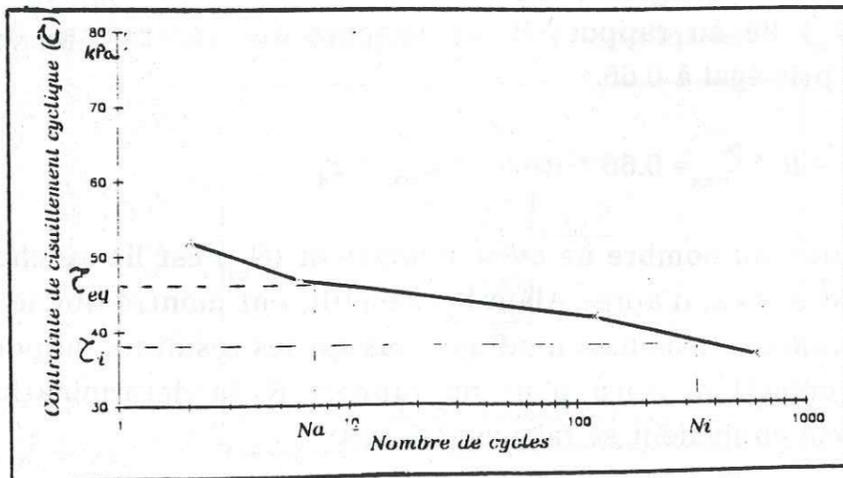


Figure (II-7)

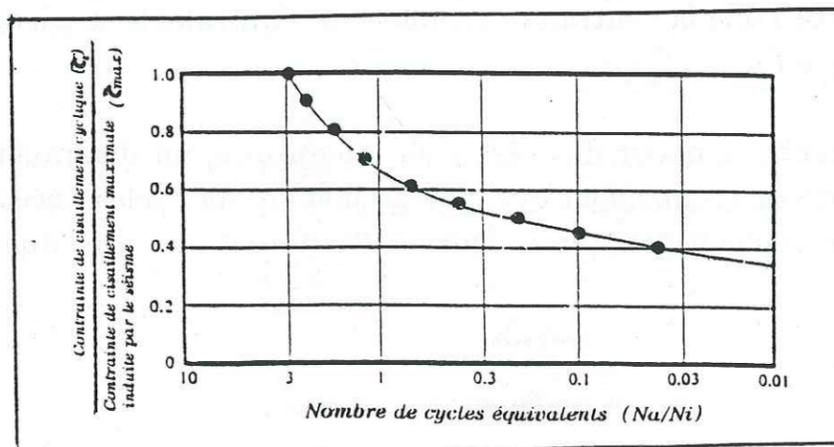


Figure (II-8)

A cette contrainte de cisaillement équivalente Seed et AL, d'après Alain PECKER [10], ont fait correspondre, après des études statistiques sur plusieurs accélérogrammes, un nombre de cycles équivalent lié à la magnitude. Les valeurs moyennes du nombre de cycles équivalent sont données par le tableau (II-3) en fonction de la magnitude et pour un rapport d'équivalence $R=2/3$.

Donc pour un site, il sera spécifié en fonction de la magnitude de projet, de la contrainte de cisaillement équivalente et du nombre de cycles équivalent

Relation entre le nombre de cycles et la magnitude

Magnitude	Nombre de cycles équivalents
5,5 à 6	5
6,5	8
7	12
7,5	15
8	20

Tableau (II-3)

Lors de la détermination de la résistance à la liquéfaction par des essais au laboratoire, celle-ci sera obtenue par la recherche de la contrainte déviatoire avec laquelle il y aura liquéfaction de l'échantillon au bout d'un nombre de cycles égal au nombre de cycles équivalents.

II-3-2 : Détermination de la résistance à la liquéfaction d'un site par des essais au laboratoire

Les résultats de ces essais peuvent être entachés d'erreurs induites par les conditions de prélèvement des échantillons sur le site, car en effet, les sols denses tendent à se dilater et les sols lâches tendent à se contracter. Néanmoins d'après Dupas et al [10], ces erreurs peuvent être éliminées par application aux échantillons de l'histoire des contraintes subies par le sol in situ, si celles ci sont connues.

Si nous considérons un élément de sol à une profondeur (Z), il est soumis initialement au contraintes effectives σ'_v et $\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$ (voir figure II-

9 a). Ainsi sous ces contraintes, l'élément de sol est en équilibre, mais lors du passage d'une onde de cisaillement horizontale à propagation verticale induite par un séisme, il y a apparition des contraintes de cisaillement (τ_h) sur les facettes horizontales et verticales de l'élément de sol, suivies par des déformations (voir figure II-9 b).

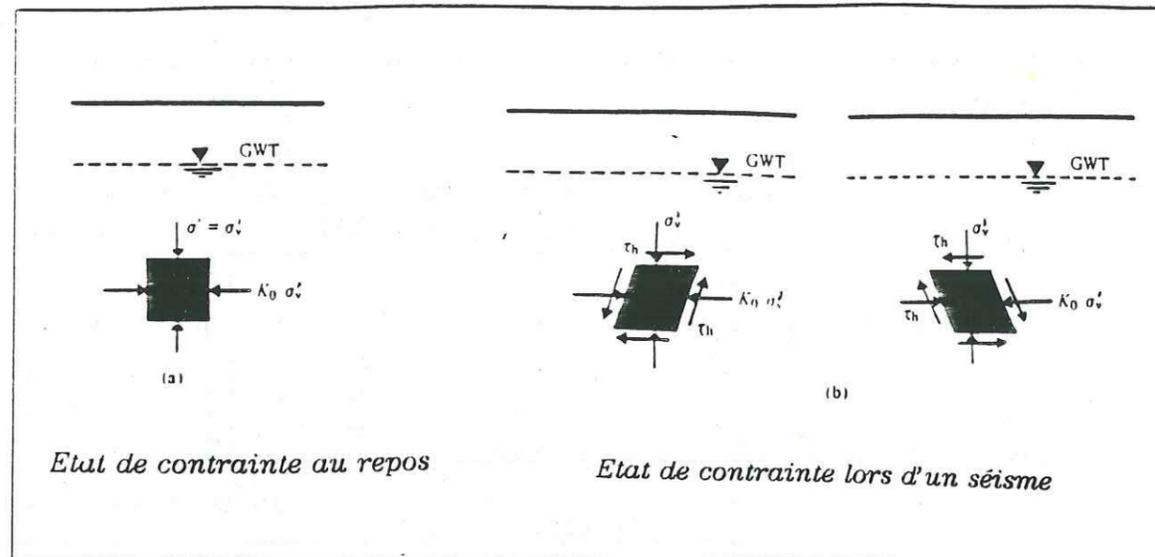


Figure (II-9)

Actuellement plusieurs laboratoires cherchent à simuler les conditions de contraintes in situ et à les reproduire plus fidèlement dans les essais de laboratoire. Les appareils mis en oeuvre actuellement pour la reproduction des conditions in situ sont les suivants:

- cisaillement simple cyclique
- triaxial dynamique
- colonne de résonance
- cisaillement en torsion
- table vibrante

Dans ce sous chapitre, les deux premiers types d'essais seulement seront brièvement développés en raison de leur grande facilité à les utiliser.

A) : Cisaillement simple cyclique

C'est l'un des premiers essais à être utilisé dans les laboratoires pour la détermination des résistances au cisaillement cyclique non drainé des échantillons. L'appareil de cisaillement simple cyclique dérive de l'appareil de cisaillement simple monotone, dont les surfaces horizontales des échantillons ont été augmentées par rapport à la hauteur afin d'éviter les effets de bord (voir figure II-10).

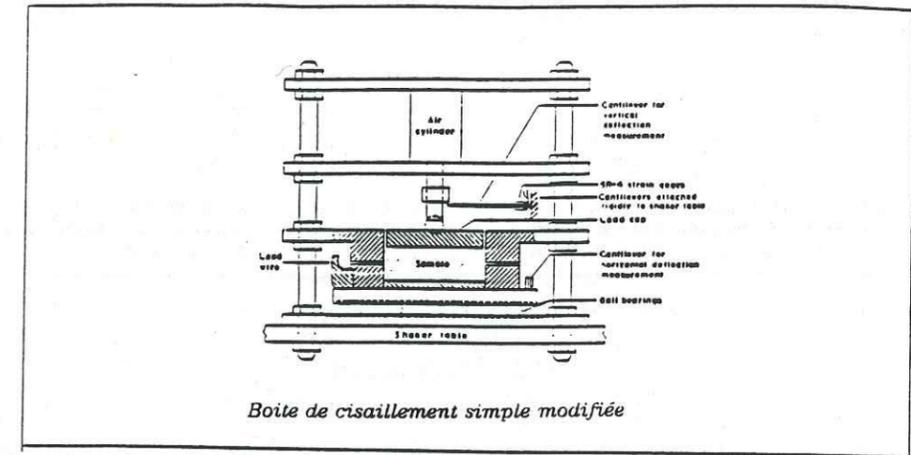


Figure (II-10)

Le principe d'utilisation est fondé sur l'application simultanée d'une contrainte verticale constante sur la facette supérieure de l'échantillon déjà saturé et d'une contrainte horizontale cyclique sur la base inférieure mobile.

Initialement l'échantillon est soumis à un état de consolidation anisotrope par application sur l'échantillon d'une contrainte verticale (σ_v') et d'une contrainte horizontale ($K_0 \sigma_v'$). L'état de consolidation est représenté sur la figure (II-11,a), à celui-ci correspond un cercle de Mohr représenté sur la figure (II-11,b).

Lors de l'application de la contrainte horizontale cyclique, il y a apparition de contraintes tangentielles sur les facettes horizontales et verticales de l'échantillon. Cet état de contrainte est représenté sur la figure (II-11,c), et le cercle de Mohr correspondant est représenté sur la figure (II-11,d).

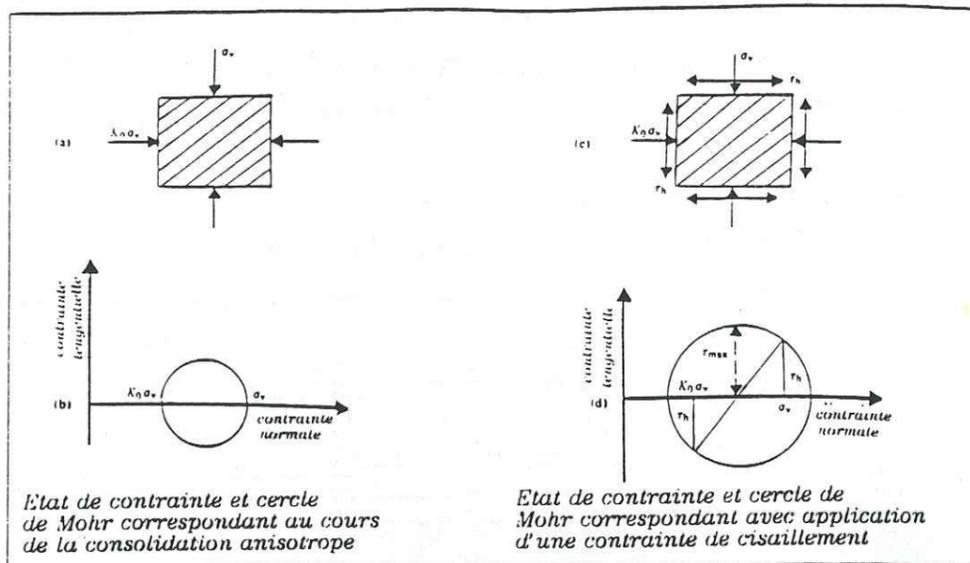


Figure (II-11)

La relation qui lie les conditions in situ avec les conditions de l'appareil de cisaillement simple est donnée par la formule suivante:

$$\tau_l = \beta (\tau_h / \sigma_v)'_0$$

avec τ_l : résistance à la liquéfaction in situ qui sera comparée à τ_{eq} induite par le séisme

τ_h : contrainte de cisaillement cyclique avec laquelle la liquéfaction de l'échantillon est obtenue au bout d'un nombre de cycles égal au nombre de cycles équivalents

σ_v : contrainte verticale appliquée à l'échantillon

σ'_0 : contrainte verticale effective à la profondeur (z) de la couche à étudier

β : coefficient correcteur qui tient compte de la non uniformité des contraintes sur les parois

Seed et Peacock [13], ont montré que pour un sable de densité moyenne ($Dr=50\%$), la contrainte de cisaillement in situ est estimée à 20% ($\beta=1.2$) de plus que celle obtenue par la boîte de cisaillement simple. Le coefficient correcteur (β) est donné par la figure(II-12)[9] en fonction de

la densité relative (Dr), il accroît l'estimation de la contrainte de cisaillement in situ de 15% pour les sables lâches et de moyenne densité, et de 50% pour les sables denses.

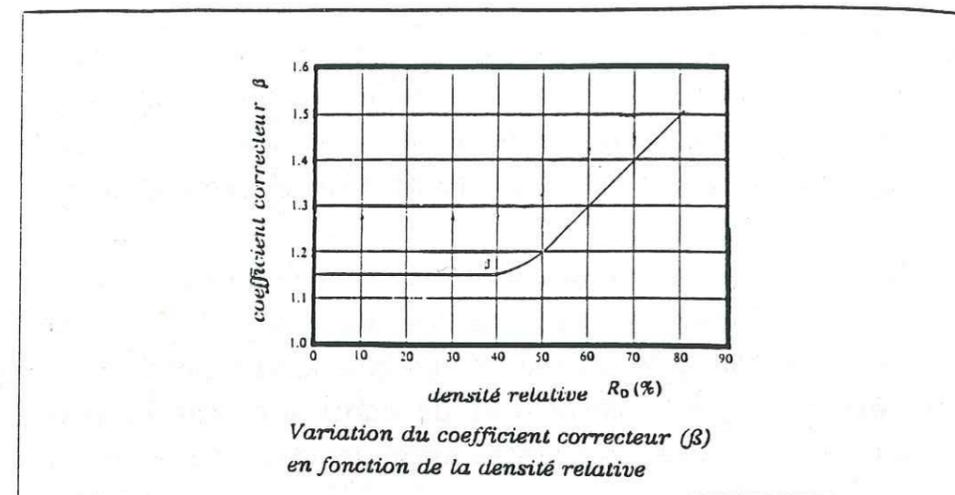


Figure (II-12)

B) : Triaxial dynamique (cyclique)

Actuellement le triaxial dynamique est l'appareil de laboratoire le plus développé pour l'évaluation des caractéristiques des sols sous chargement cyclique. L'appareil utilisé à l'IRIGM dérive directement de la cellule triaxiale statique, qui a été équipée d'un capteur de force interne afin de supprimer les frottements du piston et d'un système pour fixer la tige du piston (capteur de force) avec le bâti de la presse et la base de la cellule avec le plateau du vérin (voir figure IV-1, chapitre IV).

En général, pour ce type d'essai l'échantillon est préalablement saturé et consolidé sous une contrainte isotrope (σ'_3). Le déroulement de l'essai est réalisé par application à drainage fermé et avec une pression de confinement effective (σ'_3) constante, d'une contrainte déviatoire cyclique (σ'_d) avec une amplitude qui reste constante jusqu'à la liquéfaction de l'échantillon. Le principe de l'essai est schématisé par la figure (II-13,a).

L'échantillon étant saturé, la contrainte déviatoire cyclique va induire lors d'une charge une surpression de $(+1/2\sigma'_d)$ et lors d'une

décharge une dépression de $(-1/2\sigma_d)$. Ces états de contraintes sont représentés par la figure (II-13,d,g).

L'état de contrainte réel appliqué à l'échantillon est obtenu lors d'une charge en faisant la somme entre les états de contrainte (d) et (c) et lors d'une décharge en faisant la somme entre les états de contrainte (g) et (f). Ces états de contrainte réels sont représentés par la figure (II-13,b) pour la charge, et par la figure (II-13,e) pour la décharge.

L'état de contrainte de l'étape de consolidation isotrope représenté par la figure (II-14,a), induit sur les plans à 45°, (X-X) et (Y-Y), une contrainte normale $\sigma_n = \sigma_3'$ et une contrainte tangentielle $\tau = 0$. Le cercle de Mohr correspondant à cette état de contrainte est représenté par un point sur la droite des contraintes normales $\sigma_n = \sigma_3'$ (figure II-14,b).

Les états de contrainte de la phase de charge et de celle de décharge, vont induire sur les plans (X-X) et (Y-Y), en plus de la contrainte normale, des contraintes tangentielles $\tau = (1/2)\sigma_d$. La première phase est représentée par la figure (II-14,c), et le cercle de Mohr correspondant dans le plan (X-X) est montré par la figure (II-14,d). La deuxième phase est représentée par la figure (II-14,e), et le cercle de Mohr correspondant dans le plan (Y-Y) est donné par la figure (II-14,f).

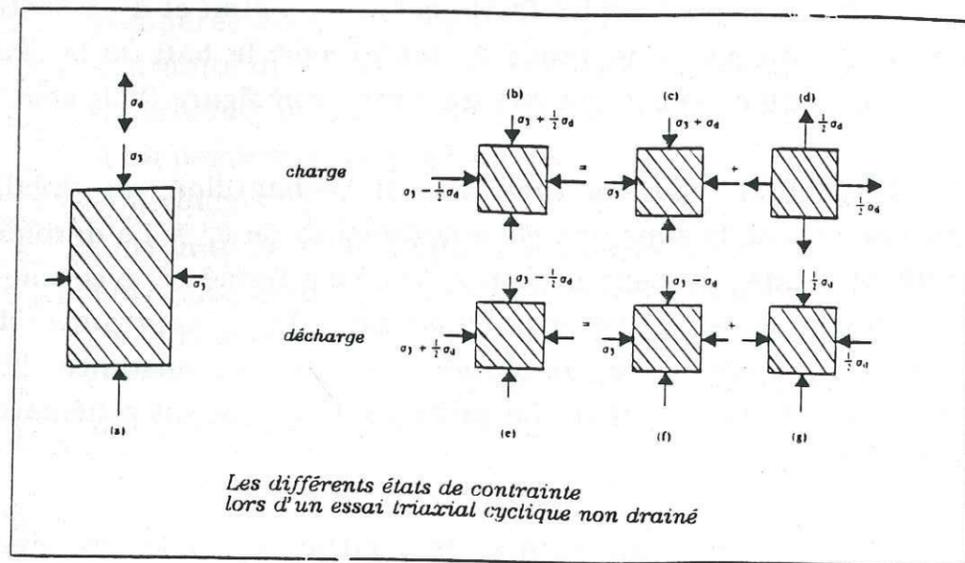


Figure (II-13)

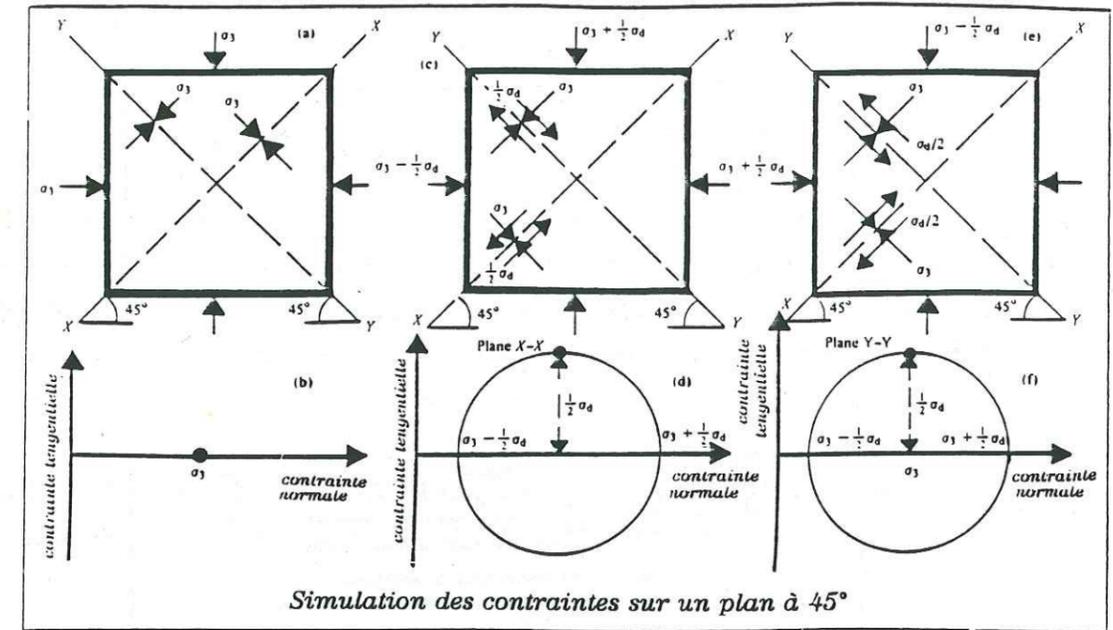


Figure (II-14)

La résistance à la liquéfaction d'un site déterminée à partir des essais triaxiaux cycliques est donnée par la relation suivante:

$$\tau_1 = Cr(\sigma_d/2\sigma_3)\sigma_0$$

- avec τ_1 : résistance à la liquéfaction in situ qui sera comparée à τ_{eq} induite par le séisme
- σ_d : contrainte déviatoire cyclique avec laquelle la liquéfaction de l'échantillon est obtenue au bout d'un nombre de cycles égal au nombre de cycles équivalents
- σ_3 : pression de confinement effective
- σ_0 : contrainte verticale effective à la profondeur (z) de la couche à étudier
- C_r : coefficient correcteur qui tient compte de la consolidation anisotrope in situ.

Afin de parer aux effets de la consolidation isotrope lors des essais triaxiaux et de tenir compte de la consolidation anisotrope in situ, Seed

et al, d'après Alain Pecker [10], ont déterminé une variation de C_r en fonction du coefficient des terres au repos (K_0) (voir figure II-15)

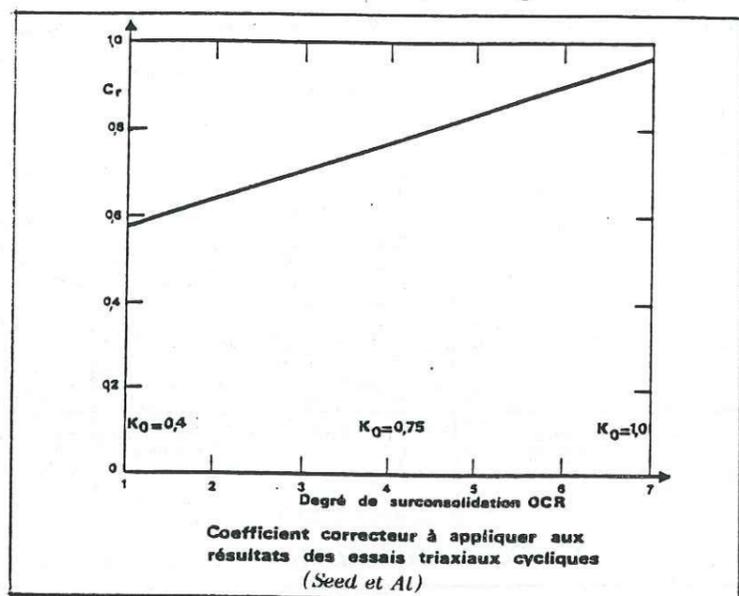


Figure (II-15)

Mais comme souvent il est délicat de déterminer le coefficient K_0 au laboratoire, Seed et Peacock [13], ont déterminé la variation du coefficient C_r en fonction de la densité relative (voir figure II-16)

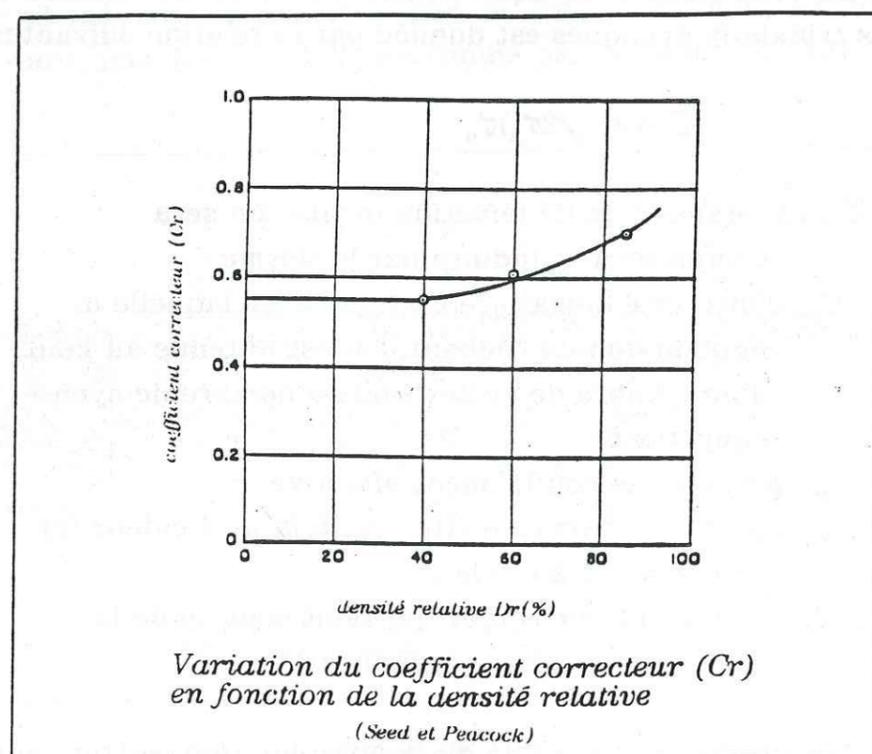


Figure (II-16)

III : STABILISATION DES SITES A HAUT POTENTIEL DE LIQUEFACTION

Lors du premier chapitre, nous avons vu que la liquéfaction d'un site dépendait de plusieurs paramètres. La résistance à la liquéfaction d'un site peut être améliorée si celui-ci est sujet à un haut potentiel de liquéfaction, en agissant sur l'un de ces paramètres. Actuellement les méthodes les plus utilisées pour la stabilisation des sites agissent sur la densité relative et les conditions de drainage du sol. Récemment une nouvelle méthode de stabilisation des sites liquéfiables a été envisagée. Elle consiste à améliorer la résistance à la liquéfaction par inclusion de nappe de géotextile. C'est aux fondements de cette technique que nous consacrerons la majeure partie de ce travail

III-1 : STABILISATION PAR AMELIORATION DE LA DENSITE RELATIVE DU MATERIAU

La méthode consiste à faire augmenter la densité relative du sol qui compose le site, par l'un des moyens de compactage. Les procédés de compactage utilisés à cette fin sont nombreux, parmi eux nous citons le compactage par explosifs, le compactage par vibroflotation et le compactage dynamique appelé consolidation dynamique de Ménard. Ces procédés produisent tous une diminution de volume des vides et un réarrangement des grains.

III-1-1 : Compactage par explosifs

Le compactage par explosifs est généralement utilisé sur des sites éloignés de toutes agglomérations. Il permet un compactage rapide et non coûteux de grands volumes de sol atteignant des profondeurs importantes.

Les charges explosives induisent dans le sol, lorsque celles-ci explosent, une onde de choc qui se détend en comprimant le sol. En effet lorsque la charge explose, elle est transformée en un temps très court en un gaz à haute pression allant de 5000 MPa à 15 000 MPa. L'onde de choc

ainsi produite, génère dans le sol des contraintes de cisaillement alternées, si celles-ci dépassent la résistance au frottement entre grains, elles vont engendrer des déplacements relatifs entre ces grains qui forment le sol. Ces mouvements relatifs des grains induisent une diminution de volume des vides, si le sol est saturé cette dernière va générer une augmentation de la pression interstitielle qui conduira le sol à la liquéfaction. Après liquéfaction et dissipation de la surpression interstitielle (dans le cas d'un sable la dissipation de la surpression est très rapide), le sol obtient par tassement, un nouveau réarrangement plus dense des grains qui le composent. Donc pour les sables, cette procédure se caractérise essentiellement par une phase de tassement rapide.

La masse de la charge explosive, le nombre de charges qui explosent simultanément, le nombre de tirs et la répartition des charges dépendent du volume de sol à traité et de la densité relative finale à atteindre. Le contrôle et la détermination de la densité relative est effectué par des essais de pénétromètre à la suite de chaque série de tir.

III-1-2 : Compactage par vibroflotation

Ce procédé est utilisé généralement pour des sites situés à proximité des habitations. Il consiste à enfoncer un tube dans le sol à l'aide d'un jet d'eau sous pression. Le jet d'eau étant placé à l'extrémité inférieure du tube, il facilite la pénétration de ce dernier dans le sol par affaiblissement des propriétés de la partie du sol attaquée. Lors de la remontée du tube, celui-ci est mis en vibration. Ces vibrations génèrent des contraintes de cisaillement alternées qui vont par la suite, induire des mouvements relatifs des grains réduisant l'indice des vides et provoquant un nouvel arrangement plus dense. Sur les sols saturés, la réduction du volume des vides produit une liquéfaction totale du sol autour du tube et de la zone perturbée, après dissipation de la surpression interstitielle, le tassement et le nouveau réarrangement des grains est obtenu sous l'influence de la gravité.

Dans ce cas aussi, le nombre d'applications de la vibroflotation, leurs emplacements et leurs profondeurs dépendent du volume du sol à traiter et de la densité souhaitée pour le matériau. Le contrôle de la

densité relative, se fait au cours du procédé de compactage à l'aide du pénétromètre statique.

III-1-3 : Compactage dynamique

Le principe du procédé consiste à laisser tomber en chute libre une masse de 10 à 30 tonnes d'une hauteur de 15 à 20 mètres. La masse ainsi lancée produit un choc de forte énergie au contact du sol. Ce dernier va se compacter sous l'influence des contraintes de cisaillement générées par le choc qui induisent des mouvements relatifs entre les grains constituant ce sol.

Dans le cas des sols pulvérulents saturés, la densification instantanée mène à la liquéfaction de la zone perturbée, le nouveau réarrangement plus dense des grains est obtenu après dissipation de la surpression interstitielle et sous l'influence de la gravité. Pour ce type de sol la dissipation de la surpression est instantanée et le processus de compactage est caractérisé uniquement par une phase de tassement

Le réseau d'impact, la masse et la hauteur de chute seront déterminés en fonction du volume de sol à traiter, de la profondeur et de la densité relative souhaitée. Le suivi et le contrôle du comportement du sol sont menés d'une façon continue durant le processus de compactage. Le contrôle peut se réaliser à l'aide de plusieurs appareils tel que le pénétromètre statique ou le pressiomètre

III-2 : STABILISATION PAR AMELIORATION DES CONDITIONS DE DRAINAGE

La méthode de stabilisation des sites liquéfiables par amélioration des conditions de drainage in situ, consiste à placer des drains verticaux dans la couche sujette à la liquéfaction. Le plan d'implantation, le nombre et le diamètre de ces drains seront déterminés de façon qu'ils puissent être capables à dissiper la surpression interstitielle dans les limites du temps de passage du séisme. Généralement le matériau de drainage utilisé à cet effet est le gravier, mais actuellement il est de plus

en plus remplacé par des grilles de drainage recouvertes par des géotextiles.

III-2-1 : Influence du drainage sur le comportement de la pression interstitielle

Y. Watari et T. Fujiwara [14], ont montré par des essais sur table vibrante sur du sable saturé, que le développement de la surpression interstitielle dépendait du nombre et de l'espacement des drains. En effet la figure (III-1) [14] montre que pour un pouvoir drainant identique des drains et pour un même temps d'excitation, l'évolution maximale de la surpression interstitielle diminue avec le rapprochement des drains.

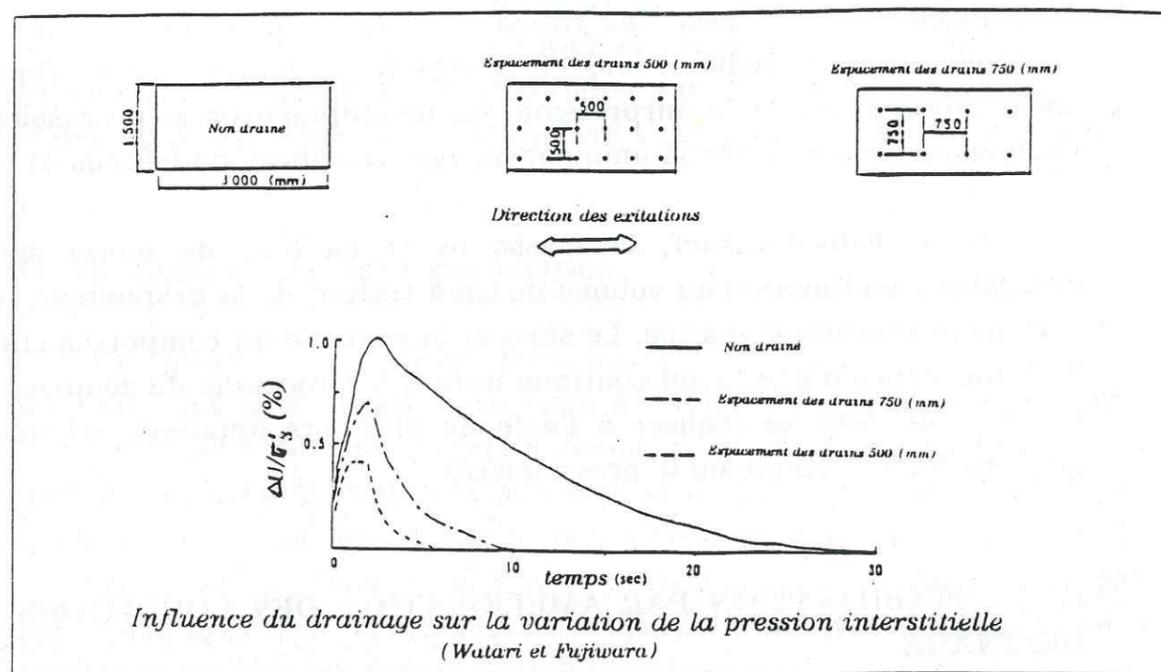


Figure (III-1)

De ces essais nous constatons que même en plaçant des drainages verticaux, le développement de la surpression interstitielle, durant l'excitation, est inévitable. Dans la pratique, le diamètre et l'espacement des drains seront déterminés en fonction du choix du maximum admissible de la surpression interstitielle.

III-2-2 : Détermination du diamètre et de l'espacement pour les drains en graviers

La génération et la dissipation de la pression interstitielle dans une couche sableuse sont régies par l'équation de la consolidation tridimensionnelle.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{k_h}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{k_h}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k_v}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \right) = \frac{\partial \epsilon_v}{\partial t}$$

avec k_h : coefficient de perméabilité horizontale

k_v : coefficient de perméabilité verticale

u : variation de la pression interstitielle

γ_w : poids volumique de l'eau

ϵ_v : variation de volume (en contractance $\epsilon_v > 0$)

Seed et Brooker [11], ont résolu cette équation pour une couche de sable muni de drains verticaux en graviers (voir figure III-2), où il est supposé que le coefficient de perméabilité horizontale (k_h) est très grand par rapport au coefficient de perméabilité verticale (k_v) et que les espacements entre les drains ne permettent pas l'ascension de l'eau à la surface par le biais de la couche de sable intermédiaire. Mais il faut noter que dans cette résolution, la variation de la contrainte moyenne totale P n'a pas été prise en considération, or cette dernière, lors d'un séisme, varie en fonction du temps et que les variations de volumes (ϵ_v) en dépendent énormément (voir [2] pages 203,204 et 205).

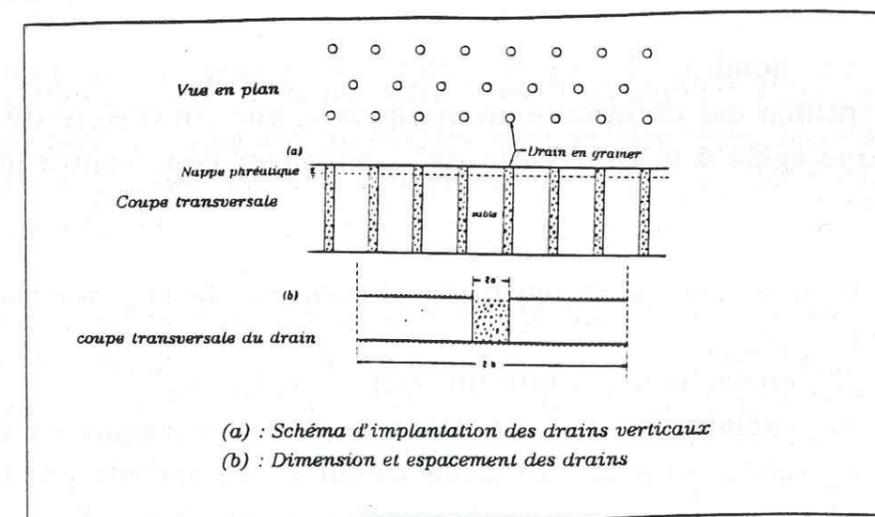


Figure (III-2)

Seed et Brooker [11] ont montré que le rapport ($u_g/\sigma'_0 = r_g$) est en fonction des paramètres suivant:

$$\frac{a}{b} = \frac{\text{rayon du drain vertical}}{\text{rayon d'action du drain (demi espacement entre drains)}}$$

$$-N_{eq}/N_1$$

$$-T_{ad} = (K_h/\sigma_w) [t_d/(m_{v3}a^2)]$$

avec u_g : variation de la pression interstitielle après application de N cycles

σ'_0 : contrainte effective initiale

N_{eq} : nombre de cycles équivalents

N_1 : nombre de cycle nécessaires pour liquéfier l'échantillon

t_d : temps de manifestation du séisme

m_{v3} : coefficient de compressibilité volumique

En utilisant ces paramètres et en faisant abstraction des variations de la contrainte moyenne totale, Seed et Brooker [11] ont donné une solution addimensionnelle de l'équation de consolidation, représentée sur la figure (III-3) en fonction du paramètre (r_g).

$$r_g = \frac{u_g \text{ (valeur admissible de la pression interstitielle)}}{\sigma'_0}$$

Le nombre de cycles (N_1) nécessaires à la liquéfaction de l'échantillon est déterminé en appliquant une contrainte de cisaillement cyclique égale à la contrainte de cisaillement équivalente induite par le séisme.

Pour estimer le rapport a/b , il suffit de déterminer les paramètres suivant:

- T_{ad} en sachant t_d (duré du séisme), k_h et m_{v3}

- N_{eq} (nombre de cycles équivalent pour une magnitude donnée)

- τ_{eq} (contrainte de cisaillement équivalente induite par le séisme)

- N_1 pour une contrainte de cisaillement cyclique $= \tau_{eq}$

et de se fixer une limite pour la variation de la pression interstitielle (u_g). Avec $r_g = (u_g/\sigma'_0)$ ainsi fixé, le rapport (a/b) est obtenu sur l'un des graphes en fonction N_{eq}/N_1 et de T_{ad} .

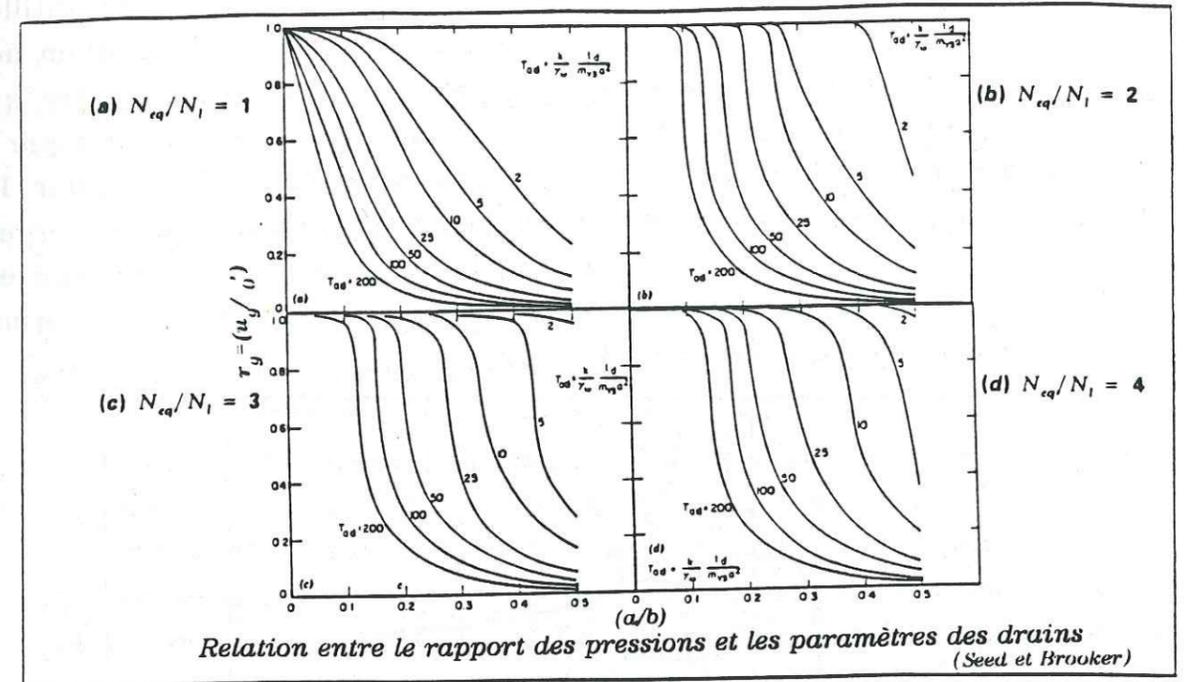


Figure (III-3)

III-3 : STABILISATION PAR INCLUSION DES NAPPES DE GEOTEXTILES

Récemment, le développement des techniques d'utilisation du géotextile dans le domaine de la mécanique des sols, a conduit les chercheurs à étudier l'apport du géotextile vis-à-vis du potentiel de liquéfaction d'un site.

Ainsi, I.Noorary et M.Uzdavines [8], par leur article, viennent conforter les premiers résultats obtenus en 89 à l'IRIGM à savoir : l'augmentation de la résistance à la liquéfaction des échantillons renforcés par des nappes de géotextile.

Les essais triaxiaux cycliques non drainés menés par Noorary et Uzdavines ont été effectués sur des échantillons de sable Monterey

renforcés par des fibres de 1.5 cm de longueur. Les résultats obtenus sont représentés sur la figure (III-4), où il est mis en évidence l'influence du renforcement sur la résistance à la liquéfaction. Pour un nombre de cycles fixe, égal à 15, la contrainte déviatoire cyclique de l'échantillon renforcé est augmentée de 10% par rapport à celle de l'échantillon non renforcé. Noorany et Uzdavines dans leur étude ont aussi montré que l'apport du géotextile fait diminuer les déformations axiales lorsque la liquéfaction de l'échantillon est atteinte (voir figure III-5). Pour les auteurs de l'article, l'augmentation de la résistance à la liquéfaction est conféré par amélioration de l'élasticité globale de l'échantillon, qui est induite par la rigidité des fibres qui tendent à reprendre leurs formes initiales après chaque fin de cycle.

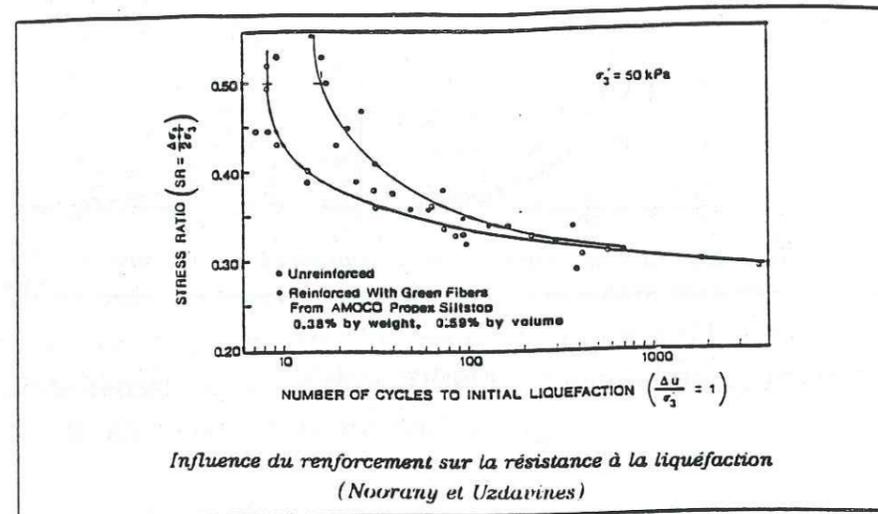


Figure (III-4)

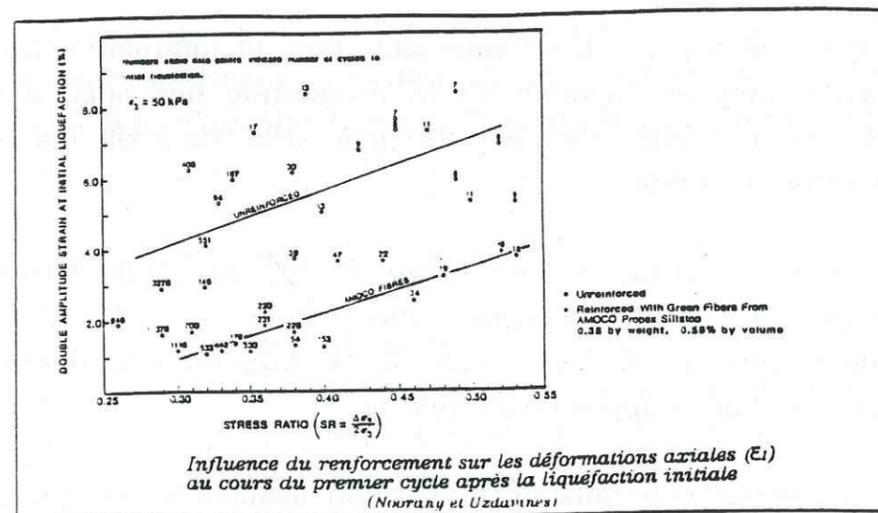


Figure (III-5)

Une autre étude de protection contre la liquéfaction des sols par inclusion de géotextile a été menée par une équipe japonaise [5]. Cette étude est basée sur des expériences en semi grandeur.

L'expérience consiste à faire vibrer une cuve de sable saturé de dimension (18.80m/7.7m/6m) sur laquelle est fondée un ouvrage de dimension (3m/3m/1.5m) (voir figure III-6,a,b). Les excitations se font dans le sens longitudinal. Les côtés transversaux sont munis, à l'intérieur, d'une paroi élastique, dans le but de parer aux effets de bords. Le renforcement est réalisé par inclusion tout autour de l'ouvrage, d'une nappe de géotextile disposée verticalement. La nappe est équipée de raidisseurs sous forme de barres implantées sur le fond de la cuve à intervalle régulier (voir figure III-6,c).

Ces expériences ont conduit à conclure que le renforcement par des géotextile a pour effet de diminuer le volume d'effondrement moyen des fondations sous les sollicitations cycliques. La figure (III-7) fait apparaître la différence de tassement sous diverses excitations entre un sol renforcé et un sol non renforcé. La différence de tassement est d'autant plus importante que l'accélération de l'excitation est grande.

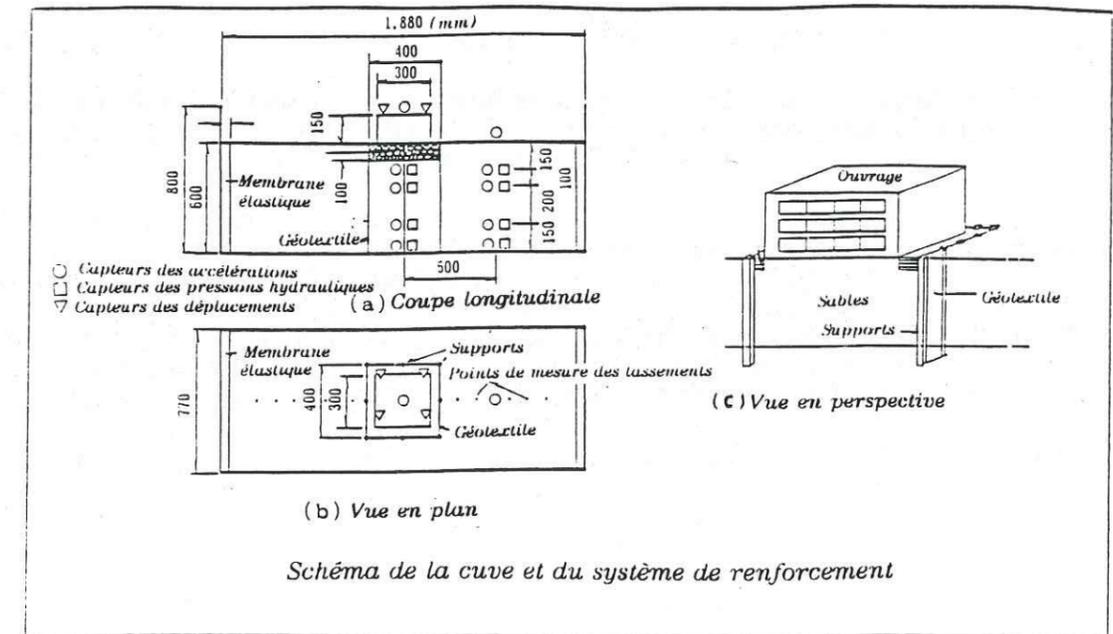


Figure (III-6)

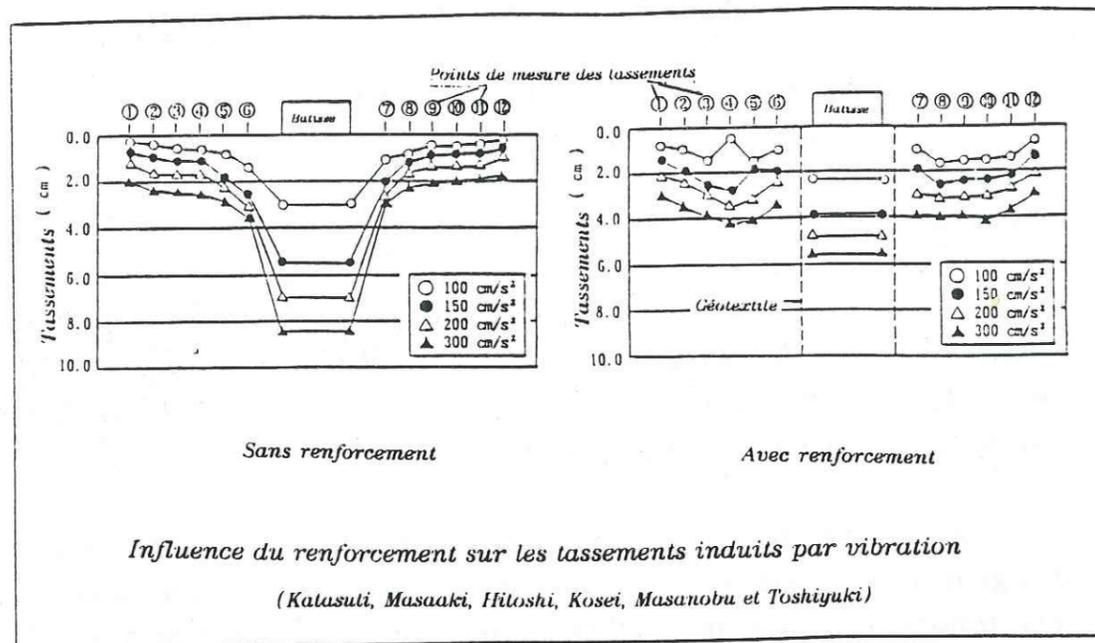


Figure (III-7)

BIBLIOGRAPHIE DES CHAPITRES I II ET III

- [1] P.ALBA, H.B.Seed, C.K.Chan Sand Liquefaction in Large-Scale Simple Shear Tests. Journal of the Geotechnical Engineering Division. A.S.C.E N°GT9 SEPT 76 PP 909-927
- [2] D.Cordary Mécanique des Sols Institut des Sciences et Techniques
- [3] J.F.Corté Evaluation des propriétés des sols vis à vis du risque sismique -bultin de liaison P et Ch 1987 ref 3175 pp 152-157
- [4] J.F.Corté Liquefaction et essais de pénétration SPT bultin de liaison P et Ch 1982 ref.2759 pp 103-113
- [5] Au A.Katsuti, O.Masaaki, M.Hitoshi, I.Kosei, A.Masanobu, S.Toshiyuki (Okumra Corp) A Protection Method For Soil Liquefaction Using Geotextiles Okumura Technical Research report VN N°17 1991 PP 97-104
- [6] R.D Holtz, W.D.Kovacs An Introduction to Geotechnical Engineering 1981
- [7] M.P.Luong mesure des propriétés dynamiques des sols revue française de géotechnique N°37 pp 17-80
- [8] I.Noorany, M Uzdevines Dynamic Behavior of Saturated Sand Reinforced With Geosynthetic fibers Geosynthetics'89 Conférence San Diego USA pp 385-396
- [9] S.Parkash Soils Dynamic pp 353-391
- [10] A.Pecker DYNAMIQUE DES SOLS Presses de l'ENPC
- [11] H.B.Seed, J.R.Booker Stabilization of potentially Liquefiable Sand Deposits Using Gravel Drains Journal of the Geotechnical Engineering Division A.S.C.E July 1977 N°GT9 pp757-768
- [12] H.B, I.M.Idriss Simplified Procedure for Evaluation Soil Liquefaction Potential Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division A.S.C.E Sept.1971 N°SM9 pp 1249-1273
- [13] H.B.Seed, W.H.Peacock Test Procedure for Measuring Soil Liquefaction Characteristics Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division A.S.C.E August.1971 N°SM8 pp 1099-1119
- [14] Y.Watari, T.Fujiwara Penta-Ocean Construction Co, Ltd, Tokyo, Japan

IV : DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES MECANQUES POUR LES ECHANTILLONS NON RENFORCES ET CEUX RENFORCES PAR DES GEOTEXTILES

Dans ce chapitre deux types d'essai ont été réalisés à savoir:

- des essais triaxiaux statiques en compression
- des essais triaxiaux statiques en traction

Ces essais ont été tous effectués sur des échantillons de sable d'Hostun, seul ou avec renforcement par des nappes géotextile, et cela sous différentes conditions, dans le but de définir les lignes caractéristiques, les angles de frottement et les cohésions pour les échantillons non renforcés et ceux renforcés par les 3 nappes de géotextile. Nous présentons les résultats dans le plan de MOHR, puis ultérieurement dans le plan (P - Q) afin de les comparer à ceux des essais triaxiaux cycliques non drainés en fonction de P' (contrainte moyenne effective). La comparaison entre le chemin des courbes en (P') et les lignes caractéristiques, pendant les essais de liquéfaction s'avère très importante pour se prononcer sur la mobilisation des caractéristiques mécaniques du géotextile .

IV-1 : MOYENS MIS EN OEUVRE PAR LE LABORATOIRE I.R.I.G.M

IV-1-1 : Moyens mécaniques et hydrauliques

Le fonctionnement de la presse triaxiale classique repose sur un principe simple: la tige de la cellule est enfoncée à vitesse constante et la réaction de l'échantillon est mesurée tout au long de l'essai.

L'enfoncement est généralement réalisé par un moteur électrique déplaçant un plateau sur lequel est préalablement posée la cellule triaxiale, la tige étant quant à elle immobilisée par la traverse supérieure de la presse.

Les mouvements sont très lents et de sens constant, ce qui permet une conception simple de la presse. Réaliser des essais triaxiaux cycliques oblige une solution différente mettant en oeuvre des techniques plus élaborées. En effet, les mouvements doivent être effectués dans un sens comme dans l'autre. La solution consiste à utiliser un vérin à double effet hydraulique.

Les caractéristiques du vérin sont les suivantes:

- force maximale de 20 kN
- déplacement maximale de 100 mm
- section du vérin de 21 cm²

Les caractéristiques du groupe hydraulique sont les suivantes:

- bac tampon de 100 litres
- moteur à bride de 5.5 kW à 1500 tours/min
- pompe à engrenage de 12cm³/tour; associée au moteur précédent, elle permet de délivrer 18 litres d'huile sous pression de 250bars par minute, ce qui va procurer au vérin une vitesse de déplacement de 14 cm/seconde.

La distribution de l'huile dans le vérin à double effet est réalisé par une servovalve gérée par l'électronique de commande.

Le bâti de la presse diffère peu d'un bâti classique (voir figure IV-1). Le servo-vérin étant placé en partie inférieure, les mouvements commandés par l'asservissement ne sont appliqués au piston mais à la cellule elle même.

IV-1-2 : Moyens électroniques et informatiques

Le matériel électronique est regroupé dans un boîtier de contrôle contenant, les conditionneurs des capteurs et le système d'asservissement (le PID). A ce boîtier sont connectés le capteur de force, le capteur de déplacement, le capteur de la pression interstielle, le

capteur de la pression de confinement, le signal généré par le micro ordinateur et le signal de consigne de la servo-valve. Les signaux des capteurs sont amplifiés par ce boîtier puis renvoyés au micro-ordinateur pour l'acquisition des données

Le capteur de force est de marque WYKEHAM FARRANCE, ayant les caractéristiques suivantes:

- capacité ± 3 kN
- linéarité $\pm 0.05\%$ de la pleine échelle.
- hystérésis 0.05% de la pleine échelle
- dérive en température 0.02% de la pleine échelle par 1°C

Ce type de capteur est placé à l'intérieur de la cellule et fixé sur l'embase supérieure de l'échantillon, afin de mesurer directement la force appliquée sur l'échantillon et d'éviter les frottements nuisibles entre la tige du capteur et la cellule.

Le capteur de déplacement est de marque IFELEC CHAUVIN ARNOUX, ayant les caractéristiques suivantes:

- course ± 25 mm
- linéarité $\pm 0.2\%$ de la pleine échelle

Le système d'asservissement a pour but d'annuler la différence entre le signal mesuré par le capteur de force ou le capteur de déplacement et le signal de consigne délivré par le micro-ordinateur. Pour cela il compare continuellement les deux signaux et envoie à la servo-valve un signal correcteur égale aux variations de l'écart consigne-mesure. La servo-valve agit alors sur le vérin en déplaçant le piston dans le sens et à la vitesse convenable, ce mouvement agit alors sur lui même sur le capteur et modifie le signal de mesure qui est à nouveau comparé au signal de consigne et ainsi de suite. Toutes ces opérations se font en continu au sein de la boucle d'asservissement (voir schéma schéma IV-1).

La génération du signal de consigne et l'acquisition des données sont effectuées par micro ordinateur au moyen d'une carte analogique-numérique (RTI 815) et d'un logiciel (LABTECH-NOTEBOOK)

IV-2 : PREPARATION DES ECHANTILLONS

Les échantillons ont été tous préparés à partir du sable d'Hostun du type (RF) dont la courbe granulométrique est représentée sur la figure (IV-2), à partir de laquelle nous pouvons faire les remarques suivantes:

- d'après la classification de l'U.S.B.R, ce sable se compose principalement de 30% de sable moyen et de 70% de sable fin
- le coefficient d'uniformité $C_u = D_{60}/D_{10} = 1.6 < 2$, nous indique que la granulométrie du sable utilisé est peu étalée et que la courbe est assez uniforme.

Les densités relatives choisies pour la préparation des échantillons sont de deux types

- $D_r = 56.2\%$, soit un poids volumique sec de 15 kN/m^3
- $D_r = 87.5\%$, soit un poids volumique sec de 16 kN/m^3

Ces densités relatives ont été maintenues pour leur grande facilité à les reproduire au niveau du laboratoire

$$D_r(\%) = \frac{\sigma_{\max} * (\sigma_d - \sigma_{\min})}{\sigma_d * (\sigma_{\max} - \sigma_{\min})}$$

σ_d : Poids volumique sec

$\sigma_{\max} = 16.44 \text{ kN/m}^3$: Poids volumique sec maximal

$\sigma_{\min} = 13.46 \text{ kN/m}^3$: Poids volumique sec minimal

Les densités maximales et minimales sont obtenues selon la procédure recommandée par la société japonaise de mécanique des sols pour les sables ayant des courbes granulométriques situées entre 2mm et 200 , c'est à dire un $D_{100} < 2 \text{ mm}$ et un $D_5 > 200 \mu$ (voir thèse de Fargeix 86)

La forme des échantillons est cylindrique de diamètre 70(mm) et de hauteur 135(mm), soit un élancement très peu inférieur à 2

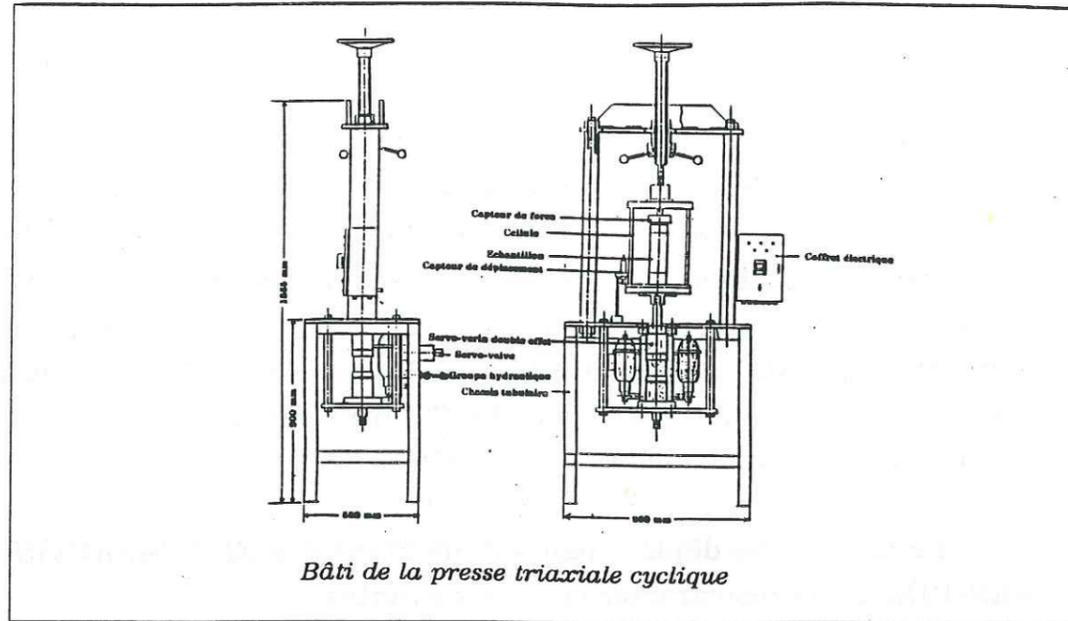


Figure (IV-1)

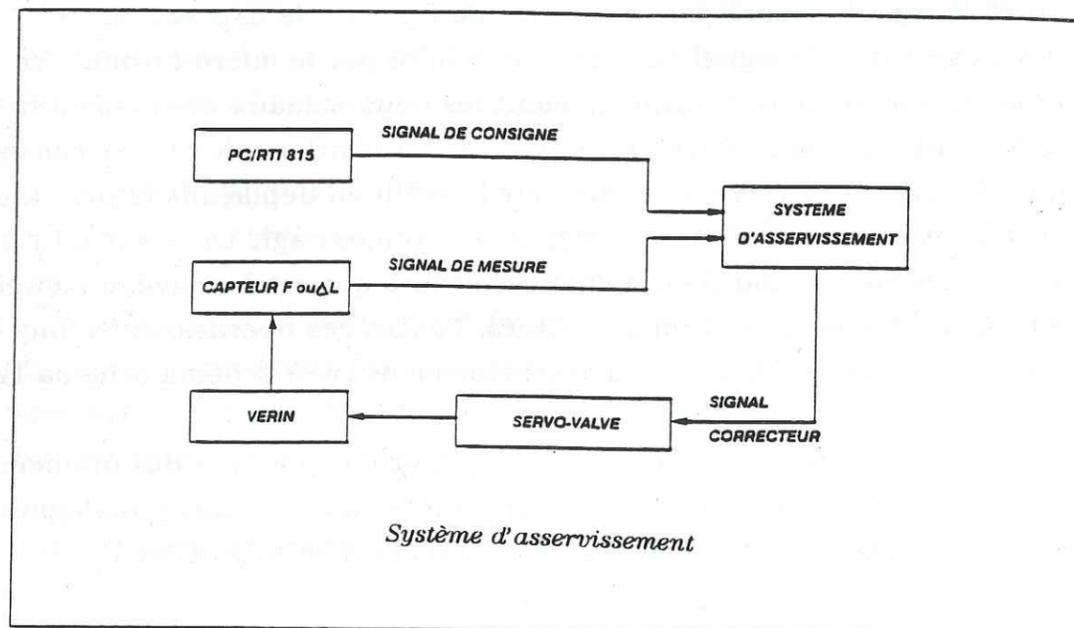
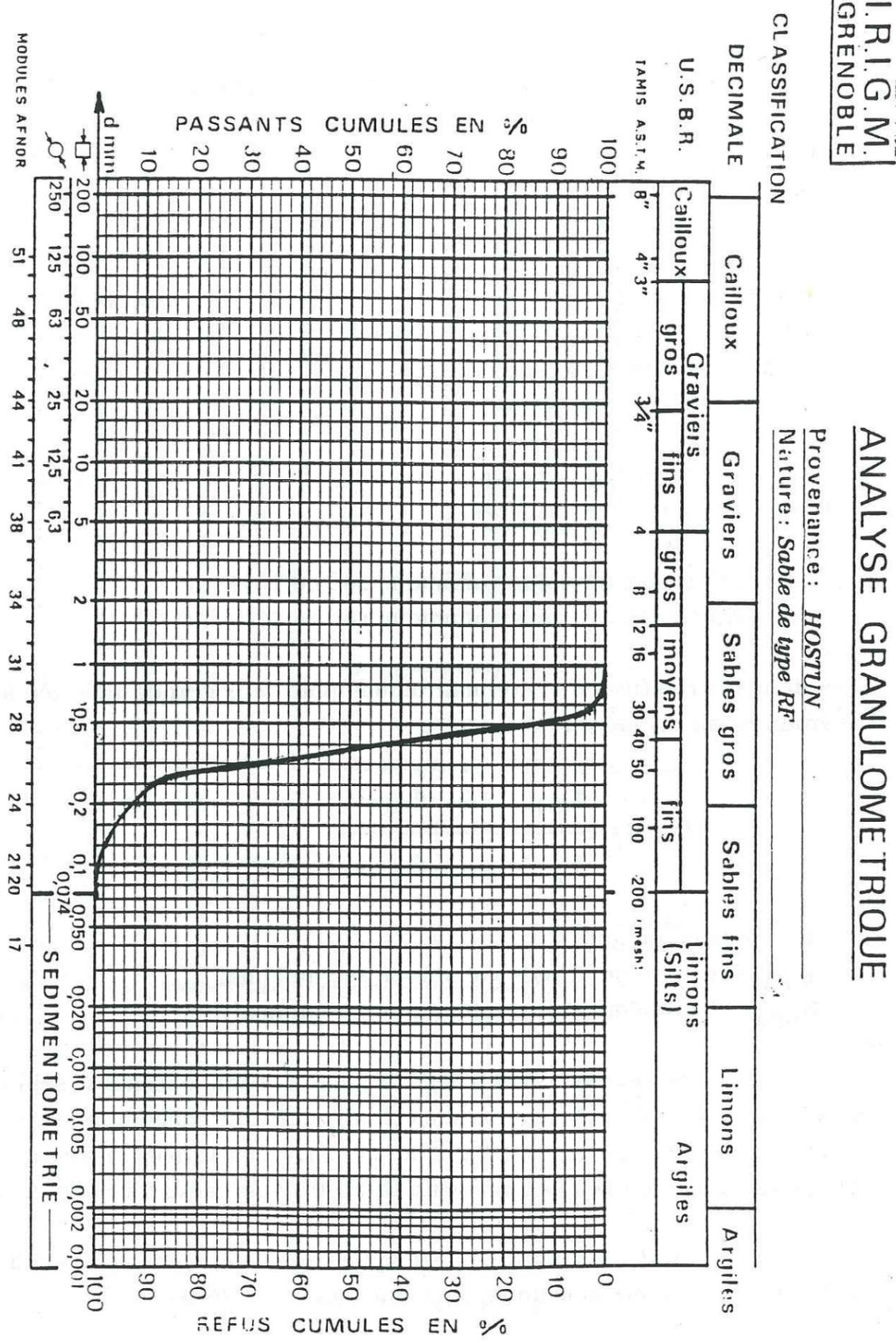


Schéma (IV-1)



-A) Préparation des échantillons de densité relative moyenne (Dr=56.2%)

Dans le cas d'un échantillon non renforcé, le sable est mis en place dans le moule en une seule couche au moyen d'un entonnoir et avec une faible hauteur de chute soit environ 2cm. Après déversement des 2/3 de la couche nous appliquons sur les parois du moule et de la même façon pour les autres échantillons un nombre déterminé de chocs tout en continuant le déversement du sable

En revanche dans le cas d'un échantillon renforcé par 3 nappes de géotextile, la mise en place du sable se fera en 4 couches (1/6,1/3,1/3 et 1/6 de la hauteur de l'échantillon), et entre chacune de celles-ci une nappe de géotextile du type BIDIM U14 sera introduite. Pour atteindre la densité relative voulue, nous appliquons comme dans le cas d'un échantillon non renforcé le même nombre de chocs pendant le déversement de la quatrième couche

-B) Préparation des échantillons de densité relative élevée (Dr=87.5%)

Dans le cas d'un échantillon sans renforcement, le sable est mis en place en 6 couches égales, avec le même entonnoir et la même hauteur de chute que pour le cas précédent, mais cette fois ci pour obtenir un tassement élevé et avoir un meilleur arrangement des grains de sable, nous appliquons un nombre déterminé de chocs après déversement de chaque couche.

Dans le cas d'un échantillon renforcé par 3 nappes de géotextile, la mise en place du sable se fera de la même façon que précédemment sauf qu'une nappe de géotextile est introduite après déversement de la première couche, de la troisième couche et de la cinquième couche.

-C) Saturation des échantillons

Le traitement des échantillons sera ensuite le même pour les deux densités relatives choisies. Une fois la mise en place du sable effectuée et après montage de l'embase supérieure de l'échantillon, nous appliquons une dépression de 50kPa afin de pouvoir démouler l'éprouvette et la mettre en place dans la cellule. Ensuite après avoir déposé la cellule sur

le plateau de la presse, nous entamons son remplissage avec de l'eau courante, puis nous exerçons une pression de confinement de 75kPa qui sera maintenue durant toute la période de saturation.

La saturation est parachevée par la circulation de gaz carbonique à l'intérieur de l'échantillon, puis par le passage d'eau courante sous une pression de 50kPa. L'utilisation du gaz carbonique présente un double avantage, premièrement grâce à sa masse volumique qui est supérieure à celle de l'air, il nous permet d'évacuer l'air piégé à l'intérieur de l'échantillon, et deuxièmement il se dissout très facilement au contact de l'eau.

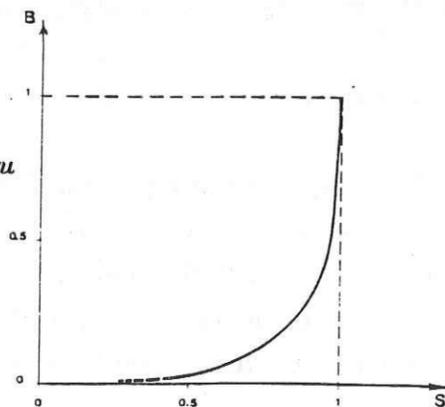
La saturation est contrôlée par la mesure du coefficient de SKEMPTON (B) qui est égal à 1 pour un échantillon parfaitement saturé

$$B = \frac{\Delta U}{\Delta \sigma_3}$$

La mesure du coefficient (B) s'effectue donc en contrôlant, à drainage fermé, les variations de la pression interstitielle (Δu) induites par les variations de la pression de confinement (σ_3). Pour un échantillon parfaitement saturé nous devons obtenir $\Delta U = \Delta \sigma_3$

Pour les essais effectués, les coefficients B de SKEMPTON sont généralement compris entre 0.90 et 0.95, mais nous estimons que même pour ces valeurs, l'échantillon peut être considéré comme complètement saturé. Par ailleurs nous remarquons sur la figure (IV-3) [proposée par J-P.GIROUD et D.CORDARY dans ANNALES de I.T.B.T.P N°335 de janvier 1976], que pour des valeurs de (B) supérieurs à 0.85 le degré de saturation est très voisin de 1.

Figure (IV-3): Variation du coefficient de SKEMPTON (B) en fonction du degré de saturation du sol S_r



IV-3 : ESSAIS TRIAXIAUX STATIQUES EN COMPRESSION

Ces essais ont été effectués dans le but de déterminer les angles de frottement, la cohésion et les lignes caractéristiques du sable d'Hostun seul, ou de l'ensemble renforcé par des nappes de géotextile. Nous avons également recherché la détermination qualitative des propriétés hydrauliques du géotextile afin de tenter de mettre en évidence celles qui ont tendance à se mobiliser au cours de la liquéfaction

IV-3-1 : Sable sans renforcement

Il s'agit d'essais triaxiaux drainés en compression, effectués sur des échantillons de sable qui sont préalablement consolidés sous des contraintes isotropes de 100kPa, 200kPa ou de 300kPa. Ces dernières sont obtenues par la mise en place d'une pression de confinement égale à 400kPa, 500kPa ou à 600kPa associée à une pression interstitielle imposée de 300kPa.

Ces essais ont été réalisés sur deux types de densité relative a savoir:

Dr=56.2% qui est une densité moyenne

Dr=87.5% qui est une densité élevée

-A) Essais réalisés sur sable de densité relative 56.2% :

Les résultats de ces essais sont représentés sur les figures (IV-4) et (IV-5) sous forme de courbes reliant les déformations axiales (ϵ_1) aux contraintes déviatoires ($\sigma_1 - \sigma_3$), aux variations de volume (dV/V) et aux rapports de contraintes effectives (σ'_1/σ'_3). La figure (IV-4) met en évidence l'influence de la contrainte de consolidation sur les contraintes déviatoires de compression, ainsi que sur les variations de volume. Nous constatons sur cette même figure que les courbes tracées à partir des contraintes déviatoires en fonction des déformations axiales présentent toutes un palier sans qu'il y ait apparition de pic. Ces contraintes aux paliers vont nous servir de base pour le calcul de l'angle de frottement.

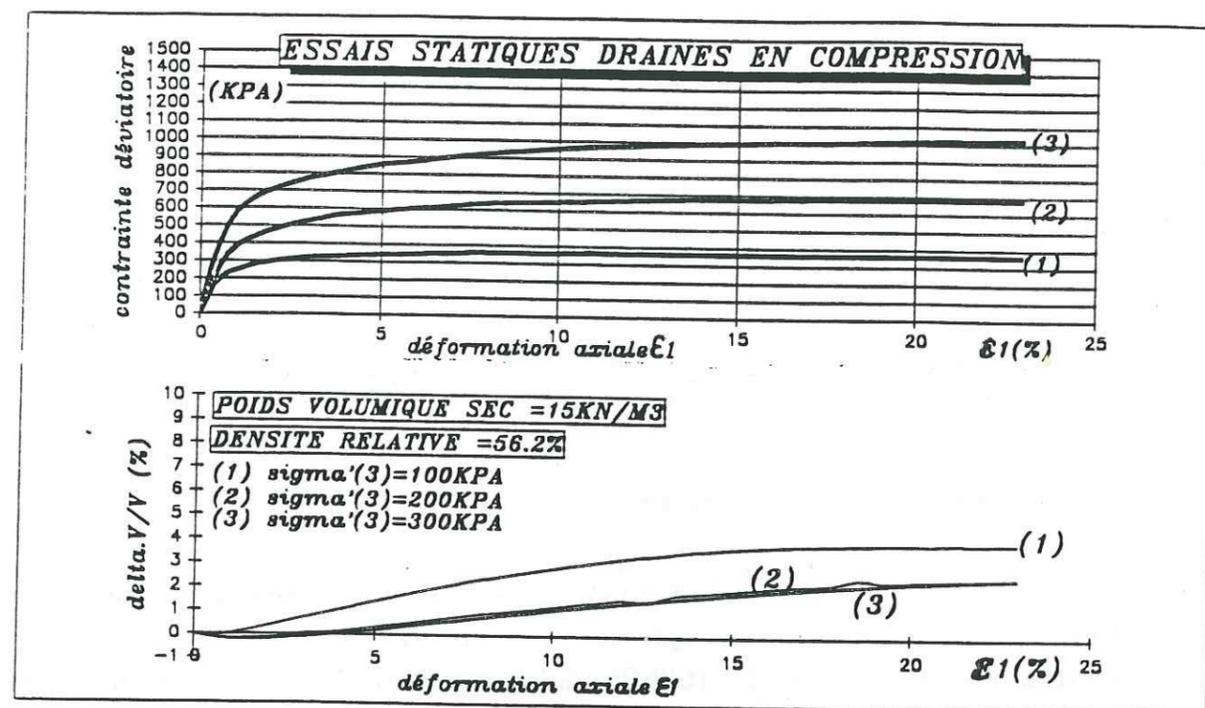


Figure (IV-4)

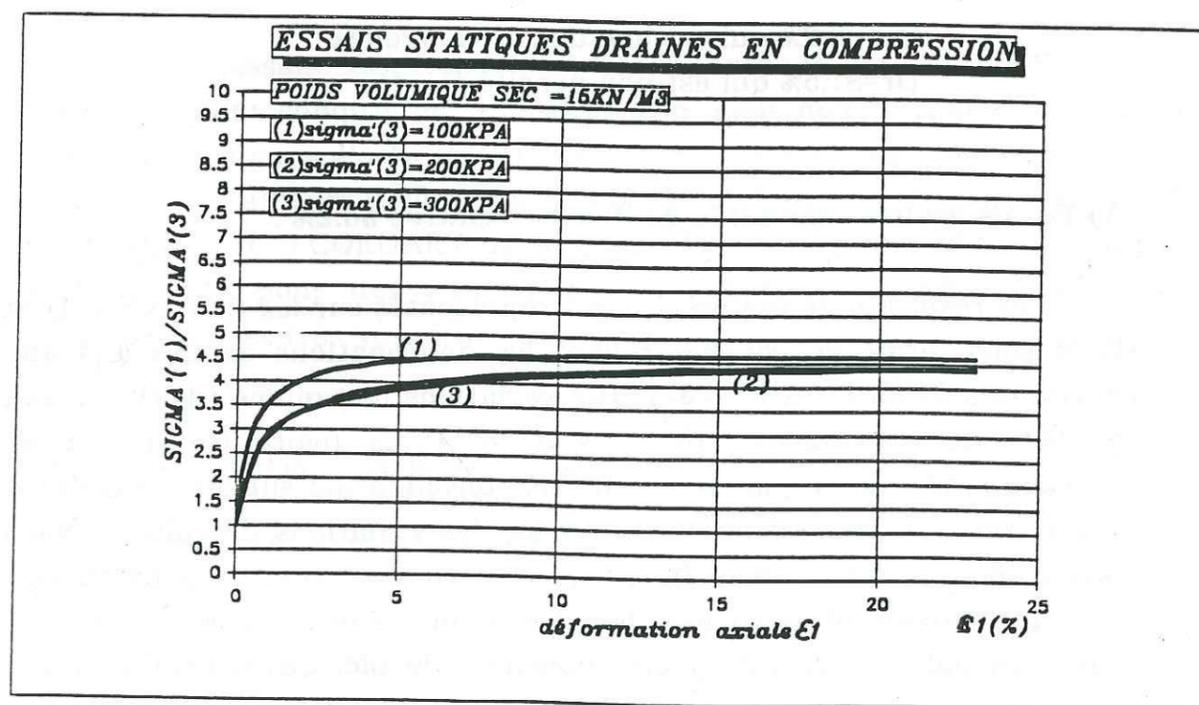


Figure (IV-5)

Le tableau (IV-1) donne les contraintes déviatoires aux paliers sans correction de la section transversale au moment de la rupture.

contrainte de consolidation σ'_3 (kPa)	contrainte déviatoire au palier $(\sigma'_1 - \sigma'_3)$ (kPa)
100	370
200	700
300	1000

Tableau (IV-1)

Mais en réalité la section transversale varie au cours de l'essai, et comme la contrainte déviatoire est inversement proportionnelle à celle ci, la correction de surface s'avère indispensable pour mieux affiner les résultats.

Au cours de nos essais à l'écrasement, nous obtenons des échantillons qui sont généralement en forme de tonneau, car en effet, au niveau des extrémités, le système de freinage entre les grains de sable et les pierres poreuses vient s'opposer aux déformations latérales, qui ainsi sont pratiquement nulles. Par contre au milieu de l'échantillon, les déformations latérales sont libres, ce qui conduit à une augmentation de la section transversale et par conséquent à cette forme en tonneau (voir schéma IV-2)

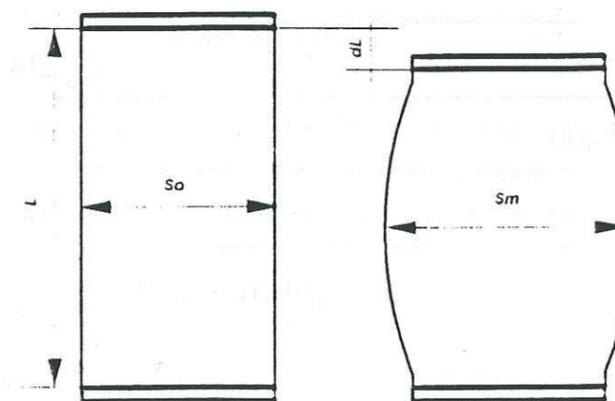


Schéma (IV-2) : Déformation de l'échantillon en forme de tonneau

Après apparition de bande de cisaillement, la forme de tonneau ne sera plus valable et l'échantillon aura une forme géométrique quelconque. Donc la valeur maximale de la section transversale médiane (S_m) sera prise juste avant l'écoulement; pour nos essais, l'écoulement de l'échantillon est atteint généralement autour de 15% de déformation axiale. Donc si nous estimons que la rupture est atteinte pour une déformation axiale de 15%, alors la nouvelle section transversale S_m à la rupture sera estimée à partir de:

$$S_m = S_0 \frac{1 + dL/2L}{1 - dL/L}$$

soit $S_m = 48.67 \text{ cm}^2$

avec:

$S_0 = 38.48 \text{ cm}^2$: surface transversale initiale de l'échantillon de diamètre $\varnothing = 70 \text{ mm}$

$dL = 20.25 \text{ mm}$ pour un écrasement de $\epsilon_1 = 15\%$

$L = 135 \text{ mm}$: hauteur initiale de l'échantillon

Après correction de surface nous obtenons les nouvelles contraintes déviatoires aux paliers données par le tableau(IV-2)

contrainte de consolidation σ_3 (kPa)	contrainte déviatoire au palier après correction de surface $(\sigma_1 - \sigma_3)$ (kPa)
100	292
200	553
300	790

Tableau (IV-2)

Les angles de frottement internes déduits des tableaux (IV-1) et (IV-2) sont calculés à partir du critère de Mohr-Coulomb pour un matériau sans cohésion.

$$\text{soit } \sin(\varphi) = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$$

(φ) : représente l'angle de la tangente au cercle de Mohr limite (voir figure IV-6)

En théorie cette tangente devrait être commune à tous les cercles limites, cependant en réalité nous observons quelques variations.

Les valeurs des angles de frottement interne pour les surfaces corrigées et non corrigées sont données par le tableau (IV-3), en fonction de la pression de consolidation (c'est à dire en fonction de chaque cercle de Mohr limite)

pression de consolidation σ_3 (kPa)	surface non corrigée (φ)	surface corrigée (φ)
100	40°.4'	36°.4'
200	39°.5'	35°.4'
300	38°.6'	34°.6'

Tableau (IV-3)

Les courbes de la figure (IV-5) montrent toutes une tendance vers un même palier et confirment l'ordre de grandeur de l'angle de frottement moyen calculé pour une surface non corrigée

valeur au palier de $\sigma_1/\sigma_3 = 4.5$

$$\sigma_1/\sigma_3 = \text{tg}^2(\pi/4 + \varphi/2) = 4.5 \text{ ce qui donne un } (\varphi) = 39°.5'$$

La pente de la droite approximativement tangente aux 3 cercles de Mohr tirée à partir de la figure (IV-6), nous confirme elle aussi l'angle de frottement calculé précédemment.

$$\operatorname{tg}(\varphi) = \frac{\bar{c}_n}{\bar{\sigma}_n} = 0.81 \text{ ce qui donne un } (\varphi) = 39^\circ.3'$$

Sur cette même figure (IV-6) nous constatons que le sable utilisé ne présente pas de cohésion ($C=0$).

En ce qui concerne l'influence de la pression de consolidation sur les variations de volume, nous constatons sur la figure (IV-4) qu'une augmentation de celle-ci, entraîne une augmentation de la phase de contractance et une réduction de la phase de dilatance.

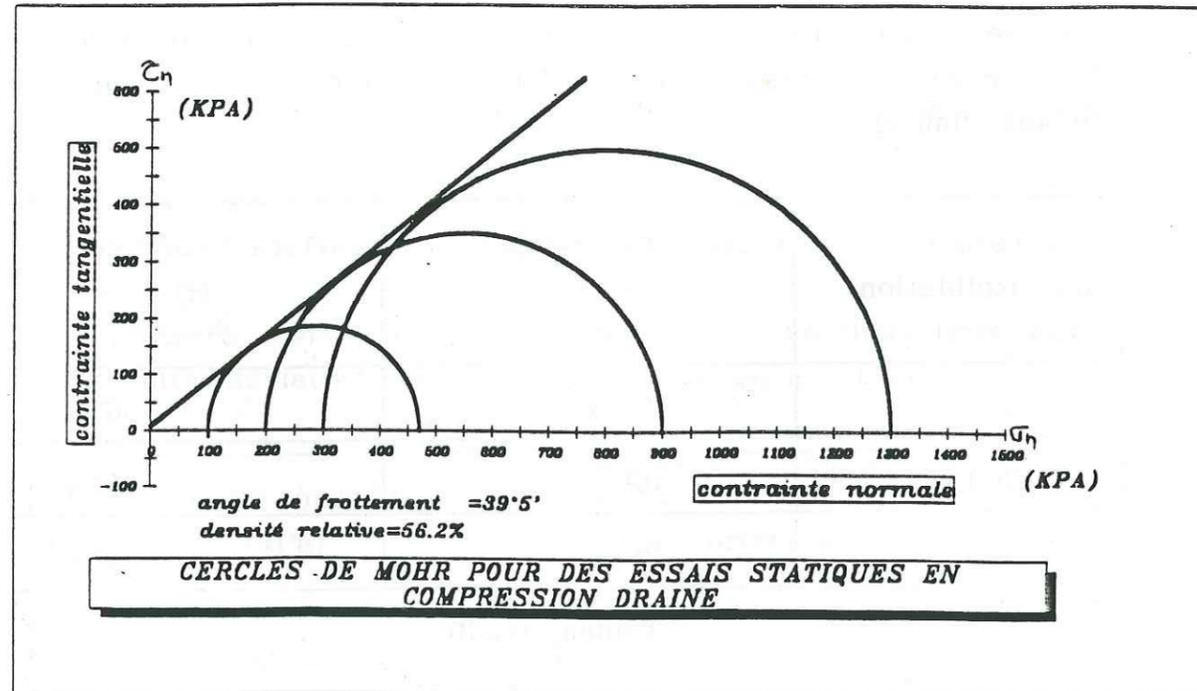


Figure (IV-6)

-B) Essais réalisés sur sable de densité relative $D_r=87.5\%$:

Nous reprenons les mêmes essais mais menés sur un sable plus dense. Les courbes obtenues à partir de ces essais sont représentées sur les figures (IV-7) et (IV-8).

L'influence de la contrainte de consolidation sur les contraintes déviatoires et sur les variations de volume est mise en évidence par la

figure (IV-7); sur celle-ci nous pouvons constater, à la différence de la série précédente, que les courbes tracées à partir des contraintes déviatoires en fonction des déformations axiales, présentent toutes un pic avant le palier d'écoulement. Ce phénomène est dû au désenchevêtrement des grains de sable, car en effet pour un échantillon de sable dense nous avons un arrangement optimal des grains, que l'écrasement de celui-ci ne peut conduire qu'à déstabiliser et par la suite faire chuter la contrainte.

Le tableau (IV-4) donne sans correction de la section transversale, les contraintes déviatoires aux paliers en fonction de la pression de consolidation.

pression de consolidation $\bar{\sigma}_3$ (kPa)	contrainte déviatoire au palier $(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3)$ (kPa)
100	380
200	650
300	1080

Tableau (IV-4)

Le tableau (IV-5) donne avec correction de la section transversale, les contraintes déviatoires aux paliers en fonction de la pression de consolidation.

pression de consolidation $\bar{\sigma}_3$ (kPa)	contrainte déviatoire au palier $(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3)$ (kPa)
100	300
200	513.9
300	853.8

Tableau (IV-5)

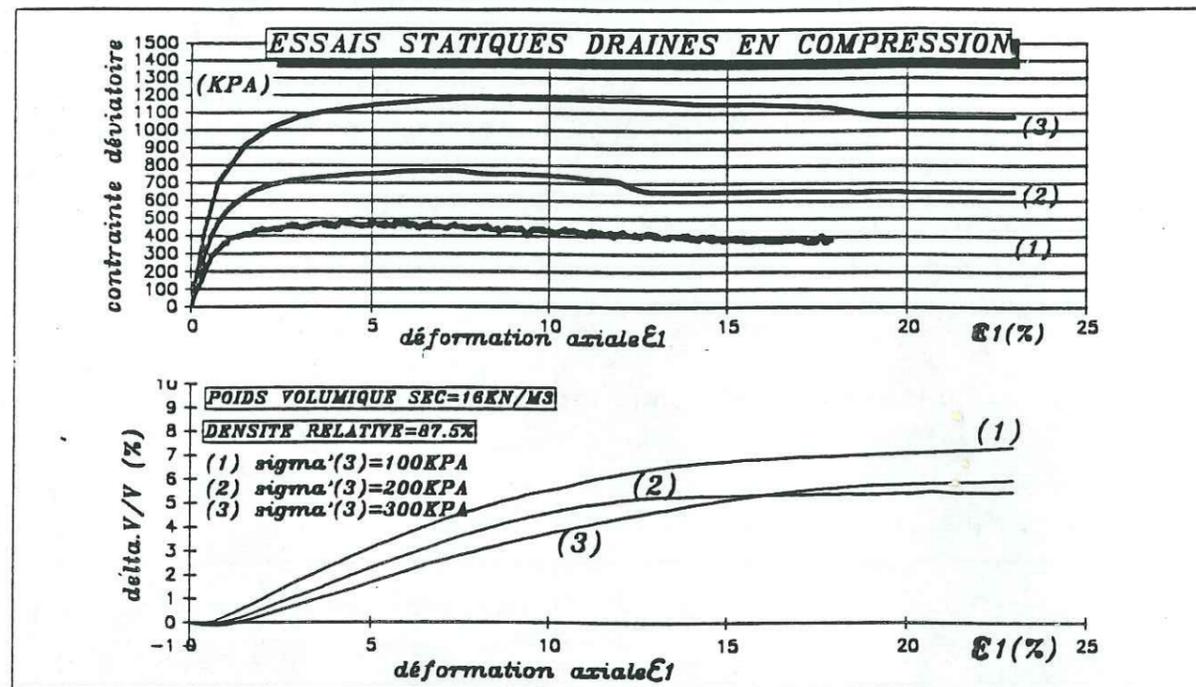


Figure (IV-7)

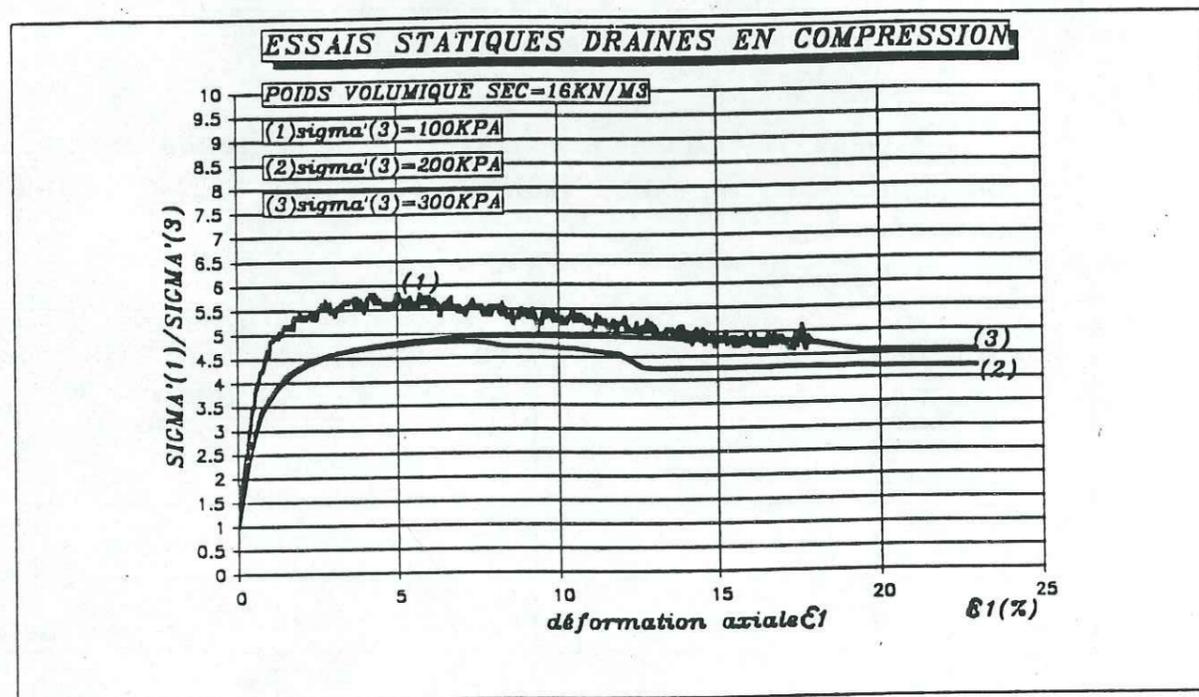


Figure (IV-8)

Les angles de frottement interne avec ou sans correction de la surface transversale, sont donnés par le tableau (IV-6) en fonction de la pression de consolidation. Ces angles de frottement ont été calculés à partir du critère de Mohr-Coulomb.

pression de consolidation $\sqrt{3}$ (kPa)	angle de frottement sans correction de surface (φ)	angle de frottement avec correction de surface (φ)
100	40°.9'	36°.8'
200	38°.2'	34°.2'
300	40°.0'	35°.9'

Tableau.(IV-6)

Nous remarquons que les valeurs des angles de frottement sont du même ordre de grandeur que ceux obtenues pour un sable de densité moyenne ($D_r=56.2\%$), et de même l'angle de frottement déduit de la figure (IV-8), qui est la pente de la tangente aux 3 cercles de Mohr limites, est aussi du même ordre de grandeur que celui observé sur la figure (IV-6).

Nous constatons aussi que les courbes de la figure (IV-8) tendent toutes vers un même palier, identique à celui observé pour les sables de moyenne densité, soit: $\sigma'_1/\sigma'_3 = 4.5$

Nous retenons dans ce qui suivra un angle de frottement interne au palier de (φ)=39°.5', sans correction de surface, ce qui est un peu fictif, mais il nous permettra de pouvoir faire plus tard des comparaisons avec d'autres types d'échantillon sous différentes conditions, car aussi bien pour les échantillons renforcés que pour les essais statiques en traction, les corrections de surface transversale sont très délicates à évaluer.

En ce qui concerne les variations de volume, nous remarquons sur la figure (IV-7), que celles-ci sont similaires à celles obtenues avec un sable de densité moyenne. Ces variations de volume présentent toutes une phase de contractance puis une phase de dilatance, et elles se

trouvent très influencées par l'augmentation de la pression de consolidation. Toutefois nous observons pour les sables denses une réduction de la phase de contractance par rapport à celle obtenue avec un sable de moyenne densité (voir figure IV-10). Ceci est dû au fait que les grains du premier sont au départ de l'écrasement mieux arrangés que ceux du deuxième. En revanche pour la phase de dilatance nous observons pour le même sable dense un accroissement de celle-ci par rapport celle d'un sable moins dense.

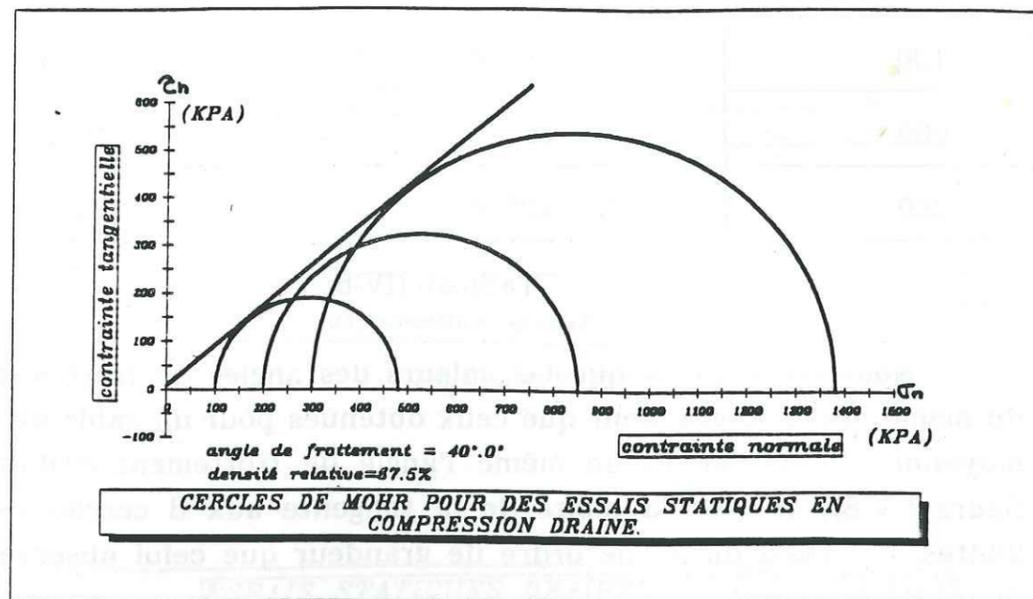


Figure (IV-9)

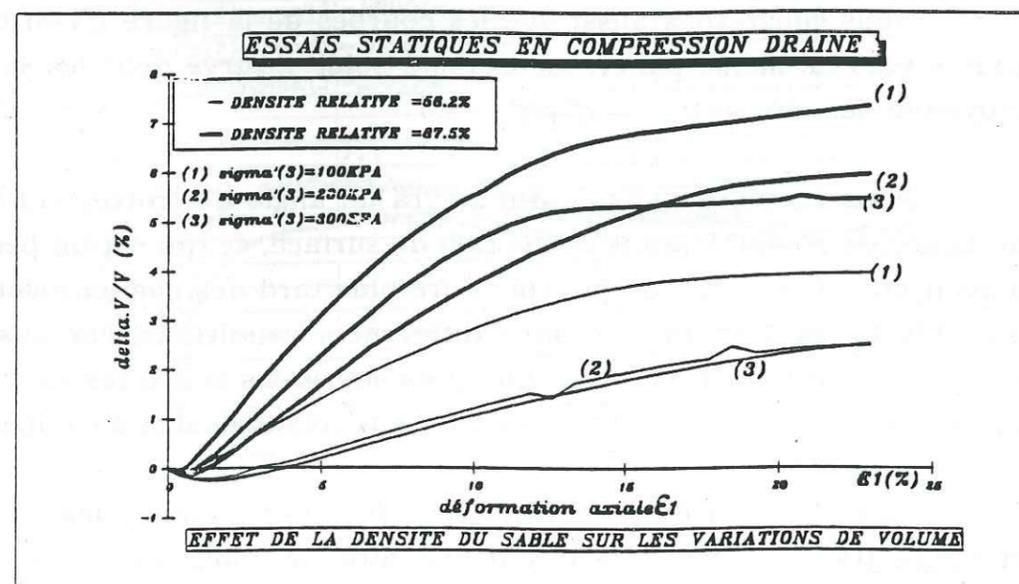


Figure (IV-10)

IV-3-2: Sable avec renforcement

Nous procédons aux mêmes essais que ceux effectués sur un sable sans renforcement, mais cette fois, les échantillons seront renforcés par 3 nappes de géotextile du type BIDIM U14 disposées horizontalement comme il a été indiqué dans le mode de préparation des échantillons.

-A) Essais sur sable de densité relative 56.2% :

Les résultats de ces essais sont représentés sur la figure (IV-11), sous forme de courbes reliant les déformations axiales (ϵ_1) aux contraintes déviatoires et aux variations de volume. Cette figure met en évidence l'influence de la pression de consolidation sur les contraintes déviatoires, ainsi que sur les variations de volume. Par ailleurs nous remarquons sur cette même figure que les courbes des contraintes déviatoires en fonction des déformations axiales, présentent toutes un palier sans qu'il y ait apparition de pic, mais nous observons une chute de contrainte au palier après 15% de déformation axiale pour les courbes (2) et (3), due à la rupture de la nappe médiane de géotextile, tandis que pour la courbe (1), nous n'observons pas de chute de palier car la rupture de l'échantillon s'est produite uniquement par glissement sans qu'il y ait déchirure du géotextile.

Ainsi la rupture d'un échantillon renforcé peut se produire de deux façons:

- soit par glissement dans la structure du sol. Dans ces conditions la nappe de géotextile ne pourra pas dépasser l'effort de traction admissible (T_a), et elle ne subira donc qu'un allongement.

- soit par rupture de la nappe de géotextile lorsqu'elle atteint l'effort admissible en traction (T_a).

$$T_{\max} = 2 \cdot \sigma_{1 \text{ lim}} \cdot \text{tg}(\delta) \cdot R > T_a \quad (\text{voir schéma IV-3})$$

T_{\max} = Effort de traction maximal par unité de largeur induit par σ_1 sur la nappe

T_a = Effort admissible de la nappe de géotextile par unité de largeur

R = Rayon de la nappe

σ_{1lim} = Contrainte verticale limite ($Q + \sigma_3$)

δ = Angle d'adhérence entre le sol et la nappe, qui dépend de la qualité de la surface du géotextile, de la granulométrie du sol et de la pression de confinement.

Pour les essais réalisés, l'angle d'adhérence (δ) dépendait essentiellement de la pression de confinement.

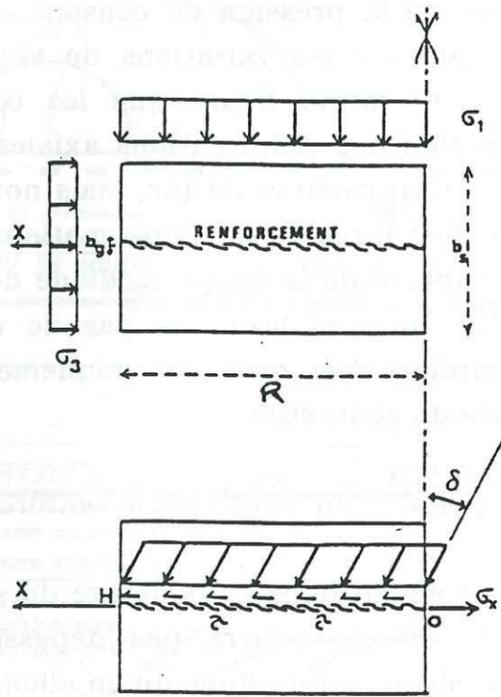


Schéma (IV-3) : Effort de traction dans le géotextile

Les contraintes déviatoires aux paliers sont données par le tableau (IV-7) en fonction des pressions de consolidations.

pression de consolidation σ_3 (kPa)	contrainte déviatoire au palier $(\sigma_1 - \sigma_3)$ (kPa)
100	820
200	1200
300	1550

Tableau (IV-7)

L'angle de frottement est calculé à partir du critère de Mohr-Coulomb pour un sol présentant une cohésion, soit:

$$\sin(\varphi) = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2.C.\cotg(\varphi)}$$

La cohésion (C) est déterminée à partir de la figure(IV-12), c'est l'ordonnée à l'origine de la tangente aux 3 cercles de Mohr limites (pour $\sigma_n=0$).

Nous pouvons tirer encore de cette figure le paramètre (H), qui est égale à $C \cotg(\varphi)$.

Nous tirons de la figure (IV-12):

$$C = 115 \text{ kPa}$$

$$H = 140 \text{ kPa}$$

qui donnerons donc

$$\tg(\varphi) = \frac{C}{H} = \frac{115}{140} = 0.82$$

soit un angle de frottement (φ) égale à $39^\circ.4'$

Pour $H=140$ kPa, supposé fixe, nous allons calculer par le critère cité ci-dessus les différentes valeurs que prendra l'angle de frottement interne pour chacun des cercles, et confirmer que la droite prise en considération est bien tangente aux 3 cercles. Ces angles sont donnés par le tableau (IV-8) en fonction de la pression de consolidation.

Pression de consolidation σ_3 (kPa)	Angle de frottement (φ)
100	39°.1'
200	39°.4'
300	39°.4'

Tableau (IV-8)

En observant le tableau (IV-8), nous constatons que nous avons le même angle de frottement pour chacun des cercles, et que la droite prise en considération est bien tangente aux 3 cercles de Mohr limites. Nous remarquons par ailleurs que l'angle de frottement ainsi calculé pour un échantillon renforcé est le même que celui d'un échantillon non renforcé.

$$\varphi = (\varphi_R) = 39°.5'$$

Si nous traçons les deux droites de Coulomb, l'une pour l'échantillon renforcé et l'autre pour le non renforcé dans un même repère, elles seront parallèles, mais décalées par l'existence pour le premier d'une cohésion induite par le géotextile (voir figure IV-13).

En ce qui concerne les variations de volume, nous observons une phase contractante plus importante que celle obtenue par des échantillons non renforcés, comme le montre la figure(IV-14). Cette augmentation de la phase de contractance est principalement induite par la compressibilité du géotextile. Tandis que pour la phase de dilatance, nous n'observons pas une différence très claire entre les deux types d'échantillon, ce qui conduit à dire que dans la phase de dilatance, les variations de volume se font sans intervention du géotextile, étant donné que ce dernier atteint sa limite de compressibilité dès que la contrainte déviatoire dépasse les 600kPa (voir figureIV-20) et que la dilatance du matériau se fait dans ces conditions par extension transversale de l'échantillon.

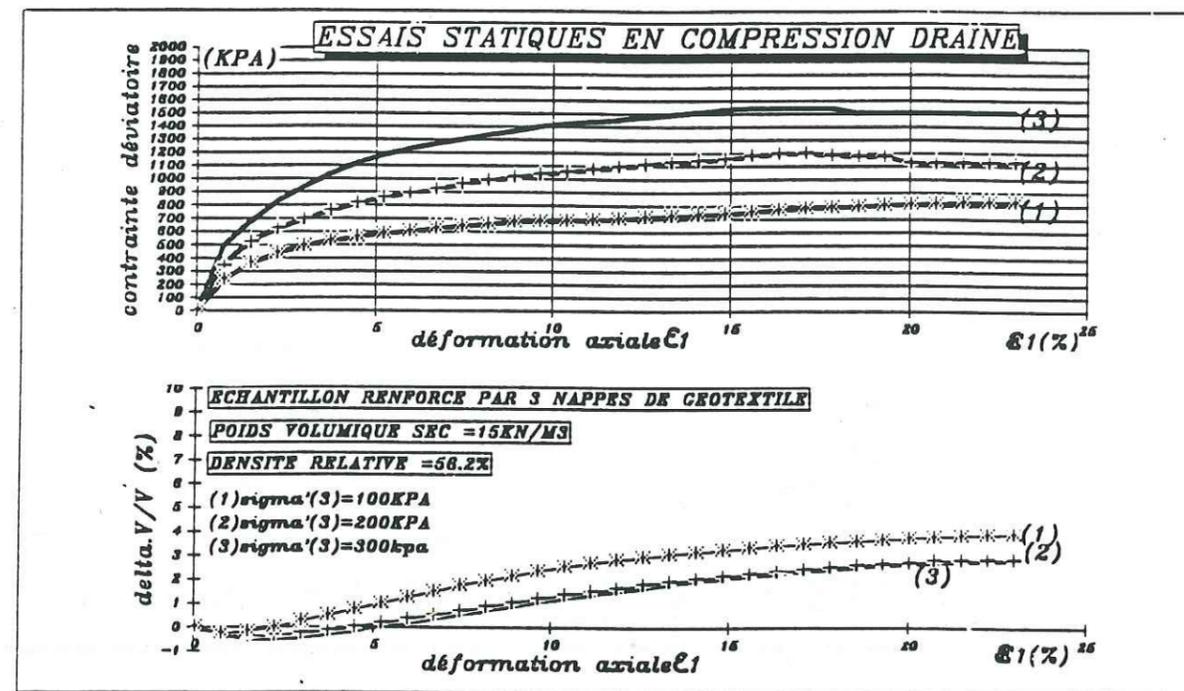


Figure (IV-11)

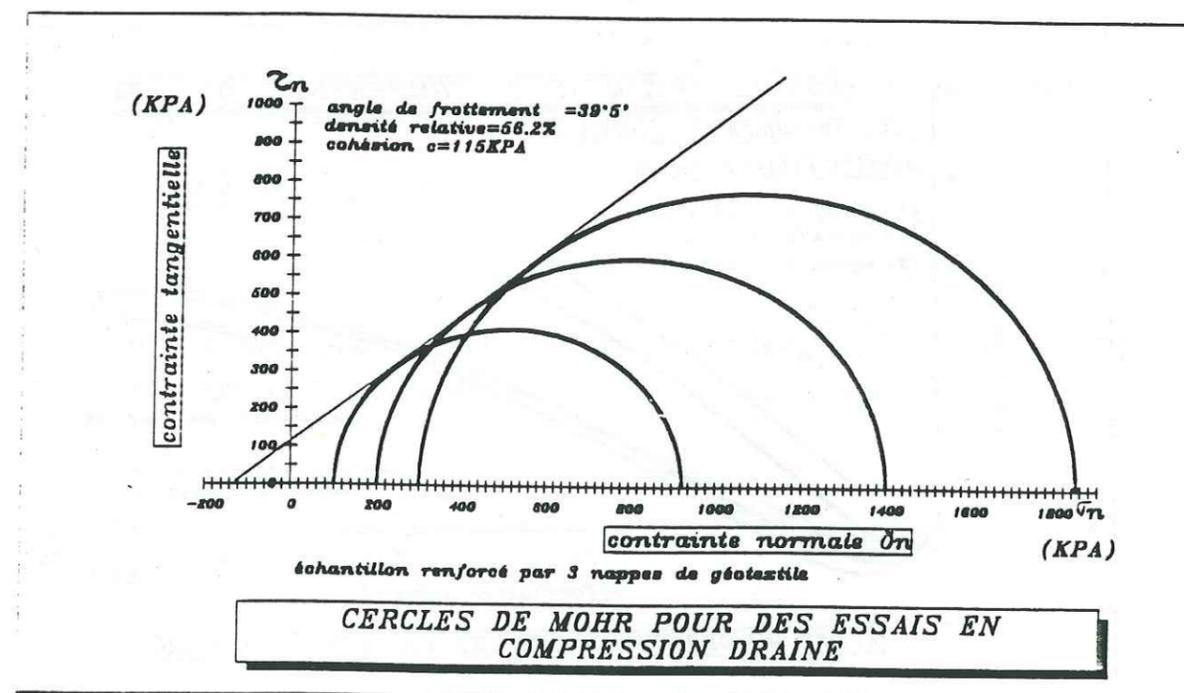


Figure (IV-12)

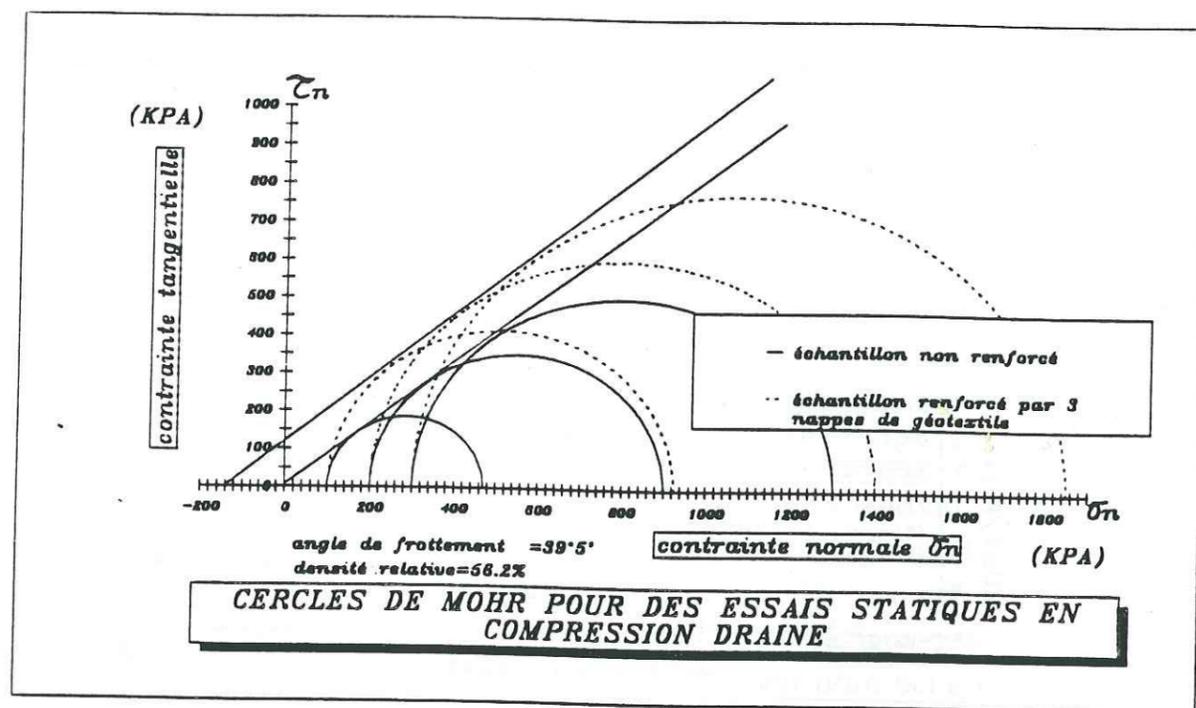


Figure (IV-13)

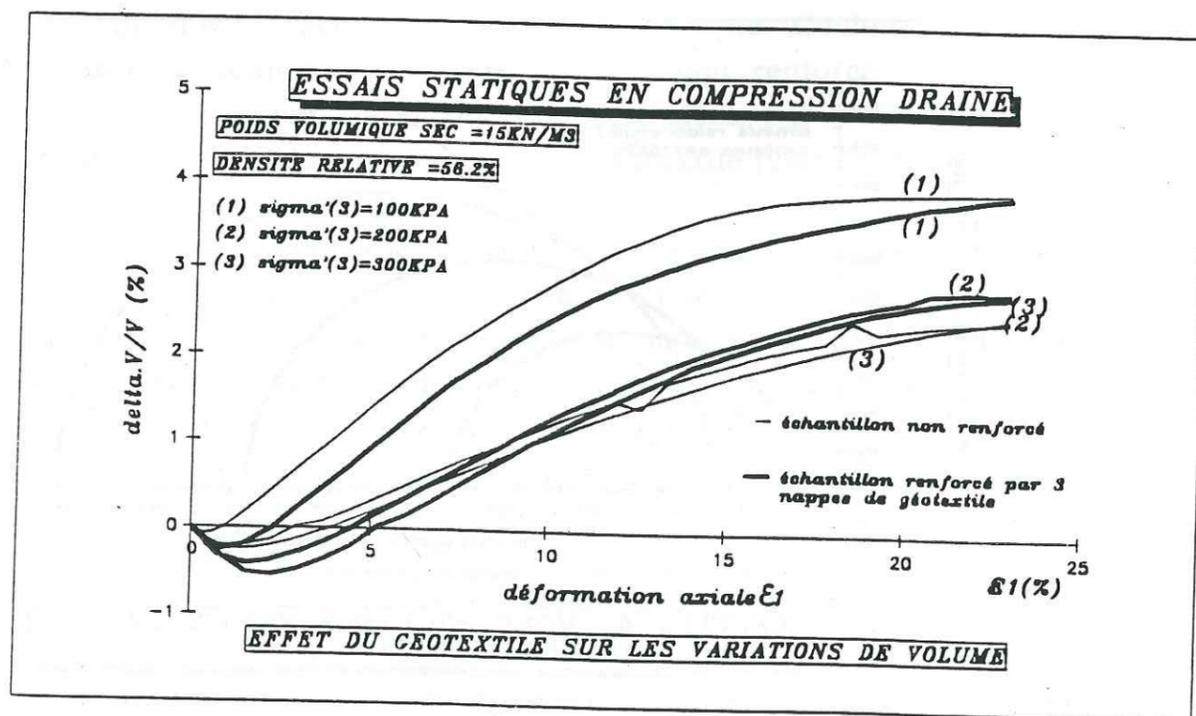


Figure (IV-14)

-B) Essais sur sable de densité relative 87.5%

Les résultats de ces essais sont représentés sur les figures (IV-15) et (IV-16). L'influence de la contrainte de consolidation sur les contraintes déviatoires et sur les variations de volumes, est mise en évidence par la figure (IV-15), dont nous tirons les valeurs des contraintes déviatoires aux paliers. Ces valeurs sont reprises sur le tableau (IV-9) en fonction de la contrainte de consolidation

contrainte de consolidation σ_3 (kPa)	contrainte déviatoire au palier $(\sigma_1 - \sigma_3)$ (kPa)
100	850
200	1350
300	1600

Tableau (IV-9)

Nous remarquons dans ce cas, que toutes les courbes de la figure (IV-15), présentent une chute de contrainte au palier, provoquée par la rupture de la nappe médiane de géotextile. Donc pour ce sable dense, et pour ces contraintes de consolidation, la rupture des échantillons se fait par déchirure des nappes de géotextile.

Le calcul de l'angle de frottement interne se fait comme précédemment, mais à partir de la figure (IV-16).

Donc pour un $H = 122$ kPa, et un $C = 108$ kPa nous aurons la pente de la droite de Coulomb, qui sera égale à:

$$\alpha \quad \text{tg}(\beta) = \frac{C}{H} = \frac{108}{120} = 0.9$$

soit un angle (α) de $41^\circ.9'$

Le tableau (IV-10), donne les angles de frottement pour chaque cercle de Mohr limite, tout en conservant les paramètres (C) et (H) constants, afin de vérifier que la droite prise en considération est bien tangente aux 3 cercles.

contrainte de consolidation σ_3 (kPa)	angle de frottement (φ)
100	41° 2'
200	42° 7'
300	40° 7'

Tableau (IV-10)

Nous constatons que l'angle déterminé à partir de la droite considérée plus haut, n'est que la moyenne de ces 3 angles, et vu le faible écart nous pouvons estimer que la droite en question est tangente aux 3 cercles de Mohr.

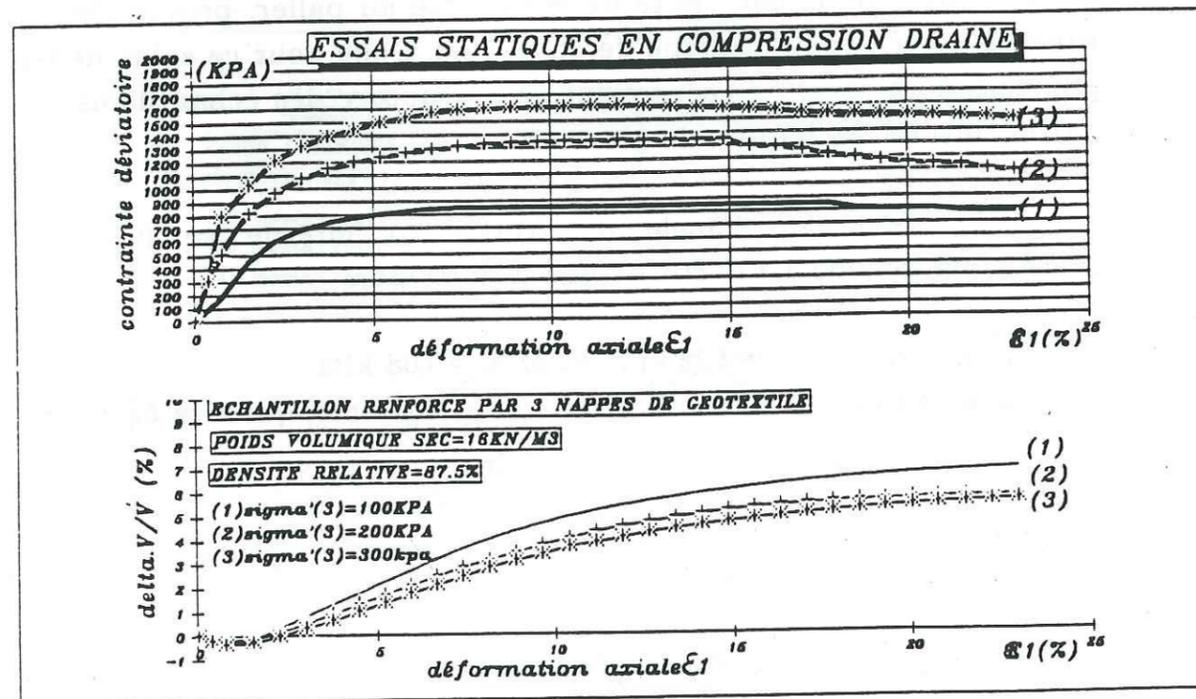


Figure (IV-15)

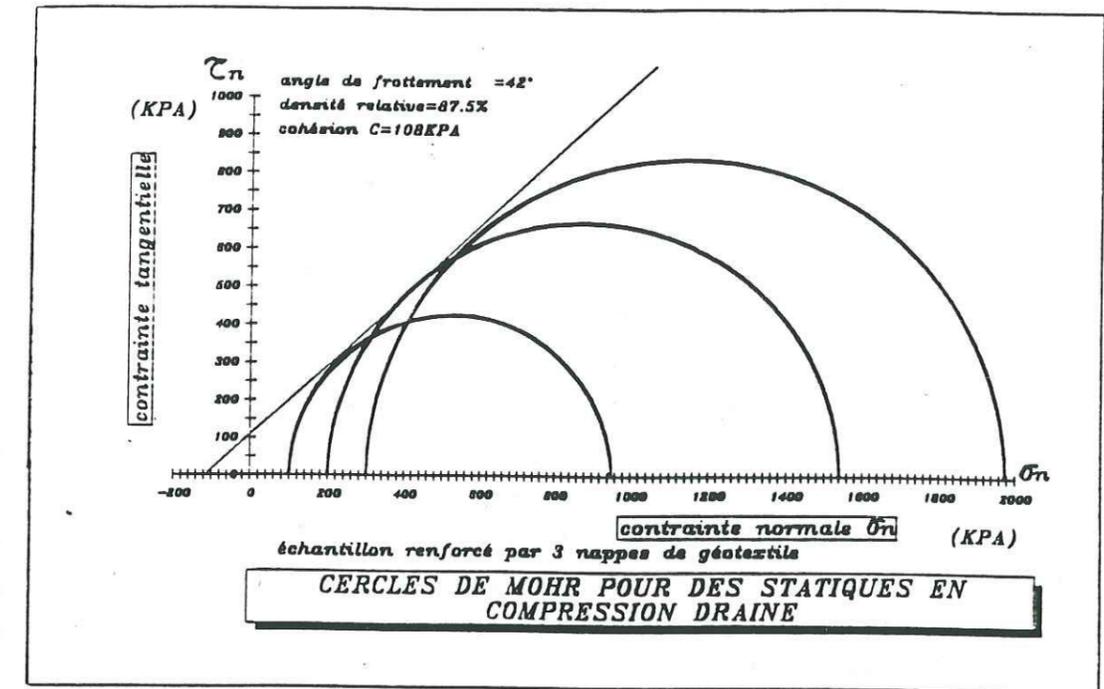


Figure (IV-16)

En ce qui concerne les variations de volume, nous pouvons formuler les mêmes remarques que celles qui ont été citées dans le cas d'un sable moins dense à savoir, un accroissement de la phase de contractance induite par la compressibilité du géotextile, mais qui reste moins importante pour ce cas, et une légère modification de la phase de dilatance (voir figure IV-17).

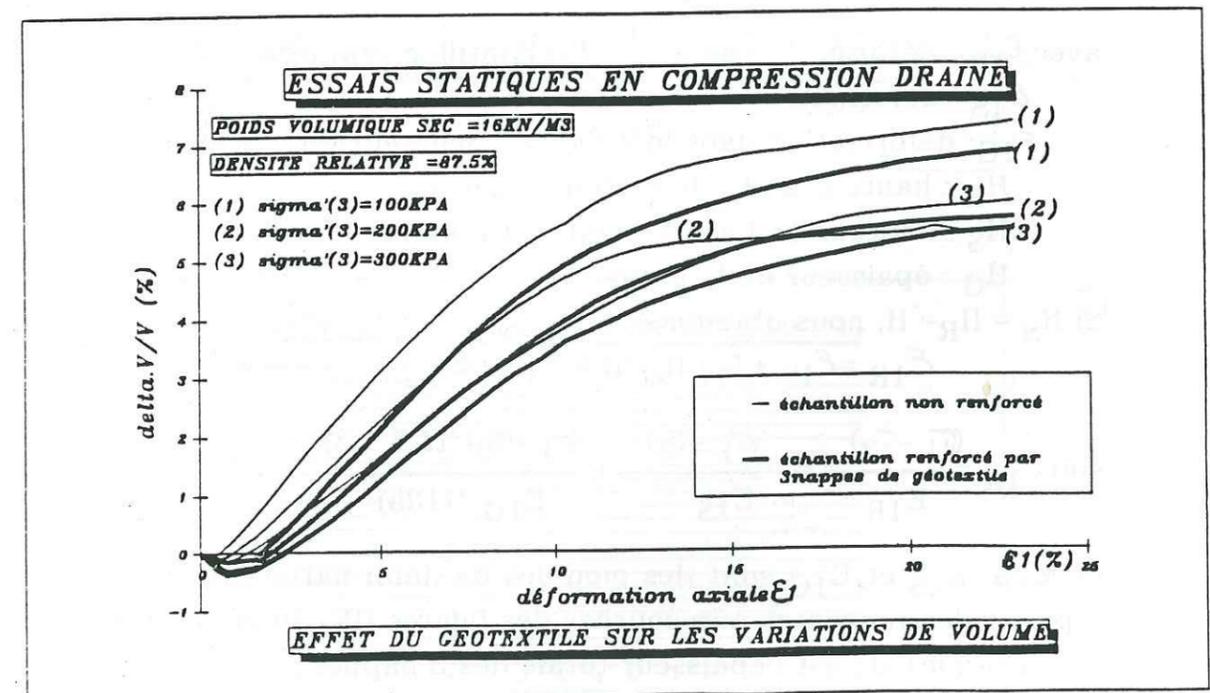


Figure (IV-17)

-C) Influence du géotextile sur le module de déformation axiale

Dans le domaine élastique, le module de déformation axiale (dans le sens vertical) d'un échantillon renforcé se trouve très affecté par la compressibilité du géotextile, comme le montrent les figures (IV-18) et (IV-19) pour des déformations axiales se situant entre 0% et 1%. Le module de l'ensemble composite est en effet plus faible que celui du sol seul. Nous pouvons constater par ailleurs que cette influence s'atténue avec l'augmentation de la pression de consolidation, car en effet, comme nous le remarquons sur la figure (IV-20), le module de déformation du géotextile dans le sens de son épaisseur augmente avec la contrainte de compression, et que de ce fait ceci entraîne une diminution d'influence du géotextile sur la réduction du module de déformation verticale de l'échantillon composite.

Donc dans le domaine élastique la déformation axiale d'un échantillon renforcé est égale à la somme de la déformation axiale du sable seul et de la déformation du géotextile rapportée à la hauteur de l'échantillon.

$$\Delta H_R = \Delta H_S + \Delta H_G$$

$$\text{soit } \epsilon_{1R} = (\epsilon_{1S}H_S + \epsilon_{1G}H_G) / (H_R)$$

avec ϵ_{1R} : déformation axiale de l'échantillon renforcé

ϵ_{1S} : déformation axiale du sable seul

ϵ_{1G} : déformation dans le sens de l'épaisseur du géotextile

H_R : hauteur de l'échantillon renforcé

H_S : hauteur de l'échantillon non renforcé

H_G : épaisseur de la nappe

Si $H_S = H_R = H$, nous obtenons:

$$\epsilon_{1R} = \epsilon_{1S} + \epsilon_{1G}H_G/H = \epsilon_{1S} + \epsilon'_{1G}$$

$$\text{soit } \frac{\epsilon_{1R}}{E_{1R}} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_{1S}} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) * (1.5 * 3)}{E_{1G} * (135)}$$

où E_{1R} , E_{1S} et E_{1G} sont des modules de déformation axiale déterminés à partir des tangentes aux courbes des figures (IV-19) et (IV-20).

1.5(mm)*3 : est l'épaisseur totale des 3 nappes

135(mm) : est la hauteur de l'échantillon

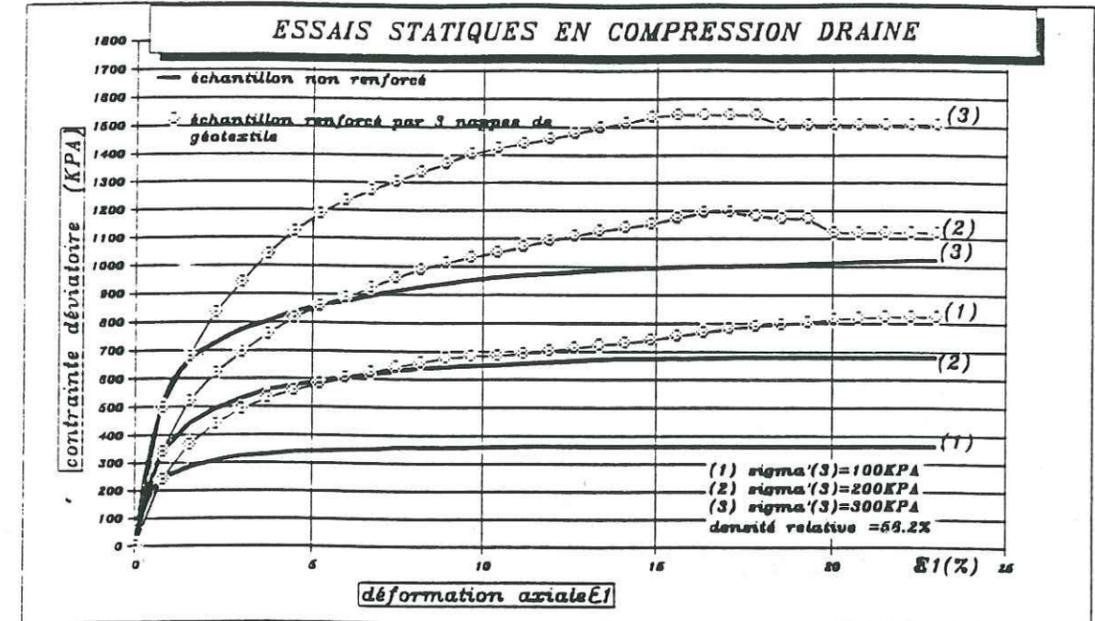


Figure (IV-18)

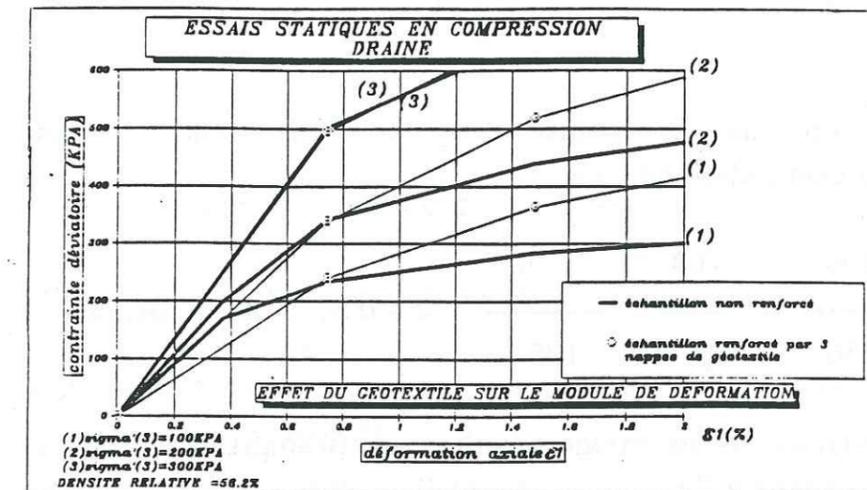


Figure (IV-19)

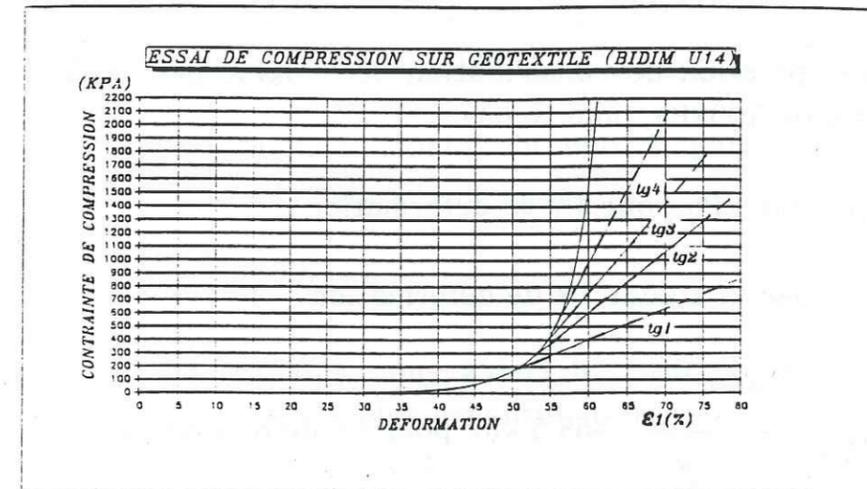


Figure (IV-20)

-Donc pour une pression de consolidation de 100kPa, les essais nous donnent :

$$E_{1R} = 320 \text{ kPa pour } 1\% \text{ de déformation}$$

$$E_{1S} = 456 \text{ kPa pour } 1\% \text{ de déformation}$$

La détermination de E_{1G} est très délicate, vu que celui-ci varie considérablement pour les contraintes de pression se situant entre 0kPa et 400kPa. Afin de pouvoir faire un calcul approché, nous prenons un module de déformation moyen pour les contraintes de pression variant entre 100kPa et 200kPa.

$$\text{soit } E_{1G} = \frac{21 + 47}{2} = 34 \text{ kPa pour } 1\% \text{ de déformation}$$

Donc pour une contrainte déviatoire de 100kPa, nous avons une déformation axiale égale à:

$$\varepsilon_{1R} = \frac{100}{456} + \frac{100}{34} * \frac{1.5}{135} * 3 = 0.317\% \text{ de déformation}$$

Nous retrouvons ce même résultat en prenant directement le résultat correspondant à l'essai sur échantillon renforcé

$$\varepsilon_{1R} = 100/320 = 0.312\% \text{ de déformation}$$

-Pour une pression de consolidation de 200kPa, et sous une contrainte déviatoire de 100kPa, nous avons:

$$E_{1R} = 456 \text{ kPa pour } 1\% \text{ de déformation}$$

$$E_{1S} = 548 \text{ kPa pour } 1\% \text{ de déformation}$$

$$E_{1G} = \frac{47 + 70}{2} = 58.5 \text{ kPa pour } 1\% \text{ de déformation}$$

E_{1G} : module de déformation moyen pris pour les contraintes de pression variant entre 200kPa et 300kPa.

$$\varepsilon_{1S} = 100/548 = 0.182\%$$

$$\varepsilon'_{1G} = 100 * 1.5 * 3 / 58.5 * 135 = 0.056\%$$

$$\text{donc nous avons } \varepsilon_{1R} = 0.182\% + 0.056\% = 0.239\%$$

Tandis que la déformation axiale calculée à partir des résultats d'essais sur un échantillon renforcé est égale à :

$$\varepsilon_{1R} = 0.219\%$$

-Pour une pression de consolidation de 300kPa, et sous une contrainte déviatoire de 100kPa, nous avons:

$$E_{1R} = 666 \text{ kPa pour } 1\% \text{ de déformation}$$

$$E_{1S} = 666 \text{ kPa pour } 1\% \text{ de déformation}$$

$$E_{1G} = (70 + 120) / 2 = 95 \text{ kPa pour } 1\% \text{ de déformation}$$

E_{1G} : module de déformation moyen pris pour les contraintes de pression variant entre 300kPa et 400kPa

$$\varepsilon_{1S} = 100/666 = 0.15\%$$

$$\varepsilon'_{1G} = 100 * 1.5 * 3 / 95 * 135 = 0.035\%$$

$$\text{d'où } \varepsilon_{1R} = 0.185\% \text{ de déformation}$$

Tandis que la déformation axiale obtenue à partir de l'essai sur l'échantillon renforcé est égale à :

$$\varepsilon_{1R} = 100/666 = 0.15\%$$

Nous remarquons que nous avons un écart croissant entre les valeurs de ε_{1R} obtenues sur des échantillons renforcés et celles de ε_{1R} obtenues par calcul, ceci provient de l'imprécision croissante du module

de déformation du géotextile lorsque la contrainte déviatoire augmente. Cependant même avec ces résultats, nous pouvons conclure, que lors d'un essai triaxial en compression, le raccourcissement vertical de l'échantillon renforcé est la somme des raccourcissements subis par le sable seul et par les nappes de géotextile. Mais nous constatons d'après les calculs, et comme nous l'avons remarqué plus haut, que l'effet du géotextile s'atténue avec l'augmentation de la pression de consolidation, car en effet, nous obtenons des ϵ'_{1G} décroissants.

$$\begin{aligned} \epsilon'_{1G} &= 0.098\% \text{ pour } \sigma_3 = 100 \text{ kPa} \\ \epsilon'_{1G} &= 0.056\% \text{ pour } \sigma_3 = 200 \text{ kPa} \\ \epsilon'_{1G} &= 0.035\% \text{ pour } \sigma_3 = 300 \text{ kPa} \end{aligned}$$

IV-3 : ESSAIS TRIAXIAUX STATIQUES EN EXTENSION

Ces essais ont été effectués dans le but de déterminer les angles de frottement, la cohésion et les lignes caractéristiques pour des échantillons de sable seul, ou de l'ensemble renforcé par des nappes de géotextile, et aussi dans le but de déterminer le rôle du géotextile du point de vue mécanique et hydraulique lorsque l'échantillon subi une extension.

IV-3-1 : Echantillon sans renforcement

Il s'agit d'essais triaxiaux en traction relative, c'est à dire nous appliquons une contrainte déviatoire négative tout en respectant la condition $\sigma_1 > 0$, soit:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) < 0, \text{ avec } \sigma_1 > 0$$

Ces essais ont été réalisés sur des échantillons de sable de densité relative 56.2% et 87.5%, qui ont été préalablement consolidés sous des contraintes isotropes de 100kPa, 200kPa et 300kPa.

-A) Essais sur sable de densité relative 56.2% :

Les résultats de ces essais sont représentés sur la figure (IV-21), qui met en évidence l'influence de la pression de consolidation sur les contraintes déviatoires et sur les variations de volume.

Nous constatons sur cette figure que les courbes tracées à partir des contraintes déviatoires en fonction de la déformation axiale, présentent toutes un pic puis une chute presque uniforme de la contrainte déviatoire. Ceci est due à l'apparition progressive d'une striction à mi-hauteur de l'échantillon, qui par la suite, va engendrer un soulagement de l'effort de traction appliqué sur le capteur de force (voir schéma IV-4)

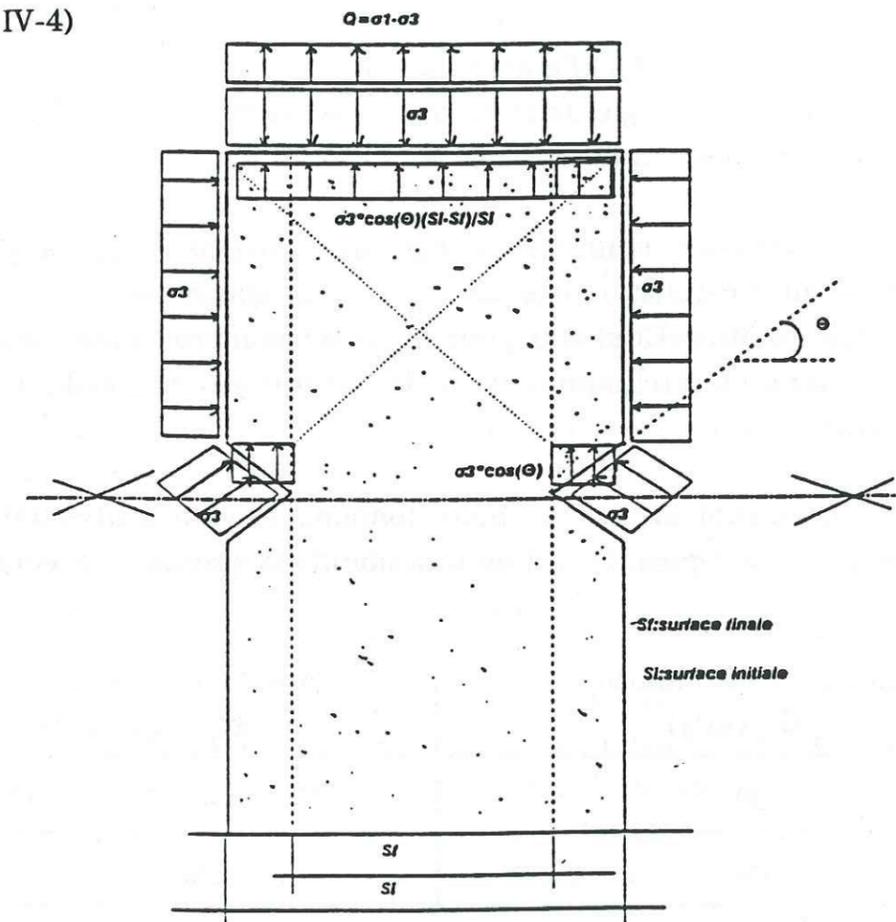


Schéma (IV-4) : effet de la striction sur la contrainte déviatoire (Q)

L'angle de frottement est tiré directement de la pente de la droite qui est tangente aux 3 cercles limites de Mohr (voir figure IV-22), qui sont établies à partir des contraintes déviatoires au pic de la figure (IV-24). En effet il est impossible d'obtenir un palier compte tenu de

l'apparition de la striction. Cependant nous remarquons que les figures (IV-21) et (IV-24) donnent les mêmes contraintes déviatoires au pic, sauf pour la courbe (3) de la première figure, où nous constatons une chute de contrainte déviatoire de 25kPa. Mais pour cette dernière son cercle de Mohr limite reste incompatible avec les autres résultats.

Donc pour la suite de l'analyse, nous garderons ces mêmes cercles de Mohr de la figure (IV-22) pour l'ensemble des autres essais, vu que nous avons obtenu pratiquement les mêmes réponses du matériau sous d'autres conditions. Nous remarquons que cette figure fait apparaître une "légère cohésion négative" pour ce sable lorsqu'il est soumis à une extension.

Ainsi avec $C = -15$ kPa et $H = 20$ kPa nous tirons l'angle de frottement de : $\text{tg}(\varphi) = C/H = -0.75$ soit un angle de frottement $(\varphi) = -36^{\circ}.8'$

Afin de confirmer l'angle de frottement tiré à partir de la tangente au 3 cercles limites de Mohr, nous allons recalculer celui-ci par le critère de Mohr-Coulomb pour un matériau présentant une cohésion. Cela se fera pour chaque cercle de Mohr tout en gardant (C) et (H) constants.

Sur le tableau (IV-10), nous donnons les contraintes déviatoires au pic tirées de la figure (IV-24) en fonction de la pression de consolidation.

pression de consolidation σ_3 (kPa)	contrainte déviatoire au pic $(\sigma_1 - \sigma_3)$ (kPa)
100	- 90
200	- 165
300	- 240

Tableau (IV-10)

Donc pour $H = 20$ kPa = $2.C.\text{cotg}(\varphi)$

$$\text{et avec } \text{Sin}(\varphi) = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 + \sigma_3) + 2.C.\text{cotg}(\varphi)}$$

nous tirons le tableau (IV-11), qui donne les différents angles de frottement en fonction de pression de consolidation, soit:

pression de consolidation σ_3 (kPa)	angle de frottement (φ)
100	$-36^{\circ}.8'$
200	$-36^{\circ}.8'$
300	$-36^{\circ}.8'$

Tableau (IV-11)

En ce qui concerne les variations de volume, nous remarquons sur la figure (IV-21), que les courbes tracées à partir des variations de volume en fonction des déformations axiales présentent toutes une contractance puis une dilatance, mais les variations restent toujours inférieures à celles obtenues lors des essais en compression sous les mêmes conditions.

Afin de mieux illustrer la phase de contractance et la phase de dilatance, nous avons tracé d'autres courbes à partir des contraintes déviatoires et des variations de volume (voir figure IV-23), où nous remarquons que la phase de contractance accuse un léger retard par rapport à l'application de la contrainte déviatoire, et qu'elle ne commence à se produire qu'à partir de 80% de la valeur au pic de cette contrainte. Donc entre 0 et 80% des contraintes déviatoires, les variations de volume sont nulles, ceci explique que l'échantillon, entre ces deux contraintes, subisse de légères contractions transversales pour équilibrer l'extension verticale. Par contre au delà de 80% de la contrainte déviatoire au pic, la contractance de l'échantillon est expliquée par le fait que les contractions transversales deviennent supérieures aux extensions verticales.

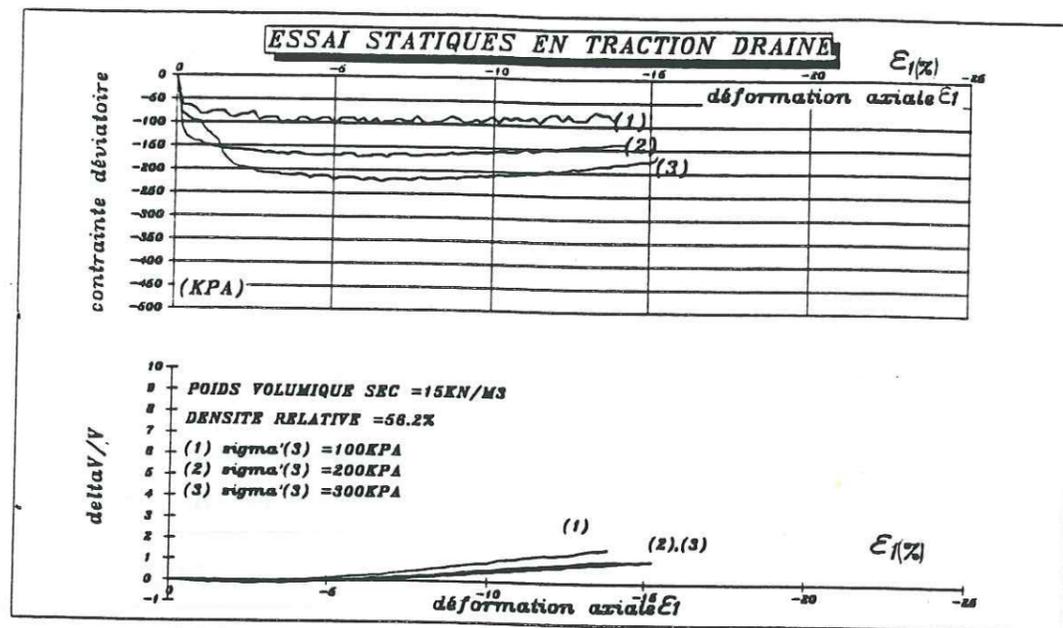


Figure (IV-21)

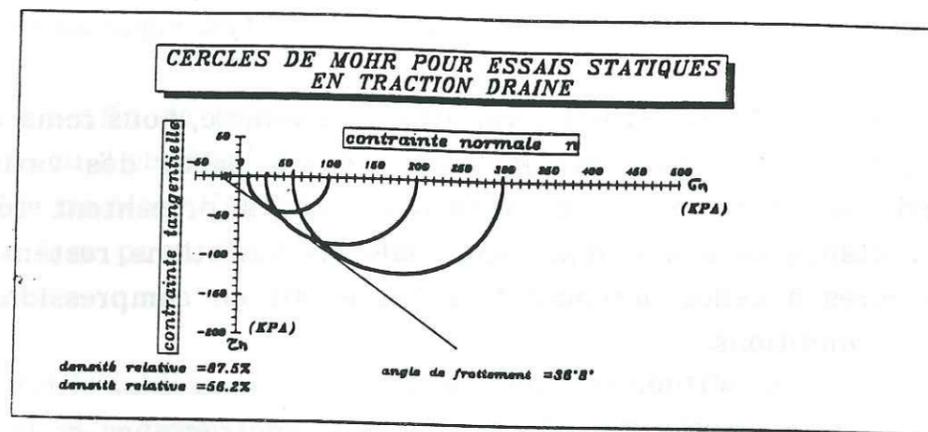


Figure (IV-22)

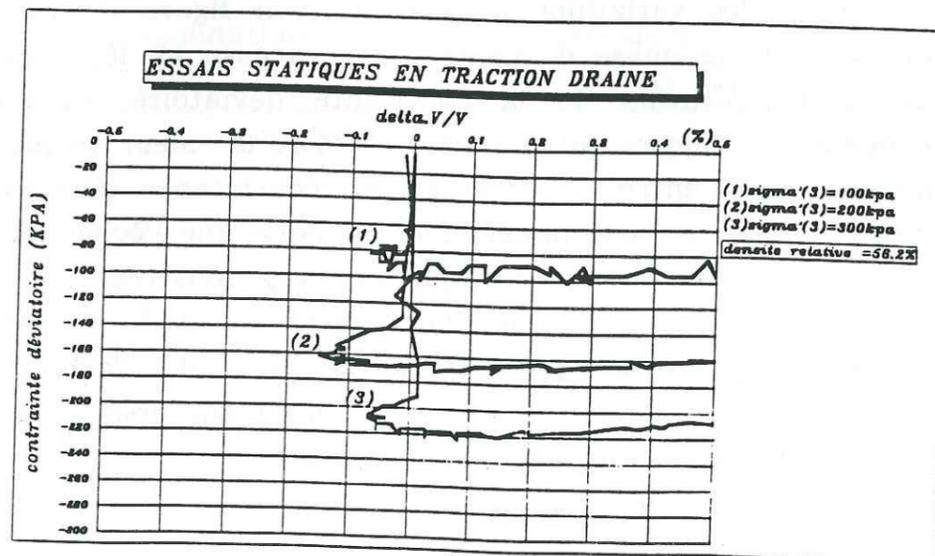


Figure (IV-23)

-B) Essais sur sable de densité relative 87.5% :

Les résultats de ces essais sont représentés sur la figure (IV-24), qui montre que du point de vue mécanique, les courbes de réponse sont identiques à celles obtenues pour un sable de densité relative moyenne. Donc nous pouvons conclure que pour les essais statiques en traction, les réponses du sable utilisé ne sont pas influencées par la densité relative du matériau. Mais ce qui est important à remarquer sur les figures (IV-24) et (IV-25), est que la phase de contractance est presque absente, c'est à dire que les variations de volume commencent directement par la phase de dilatance, ceci indique que les contractions transversales sont moins importantes que les extensions verticales de l'échantillon. Par ailleurs nous pouvons aussi remarquer comme lors de la compression, que la dilatance d'un sable dense est supérieure à celle acquise par un sable de densité moyenne.

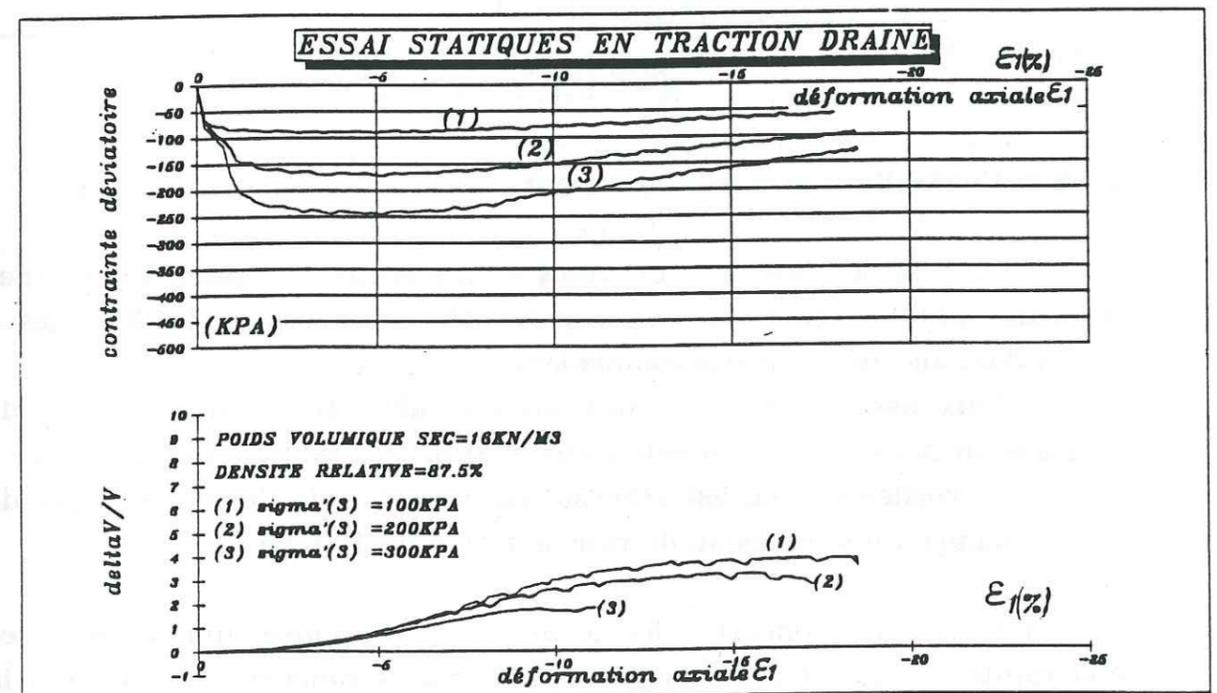


Figure (IV-24)

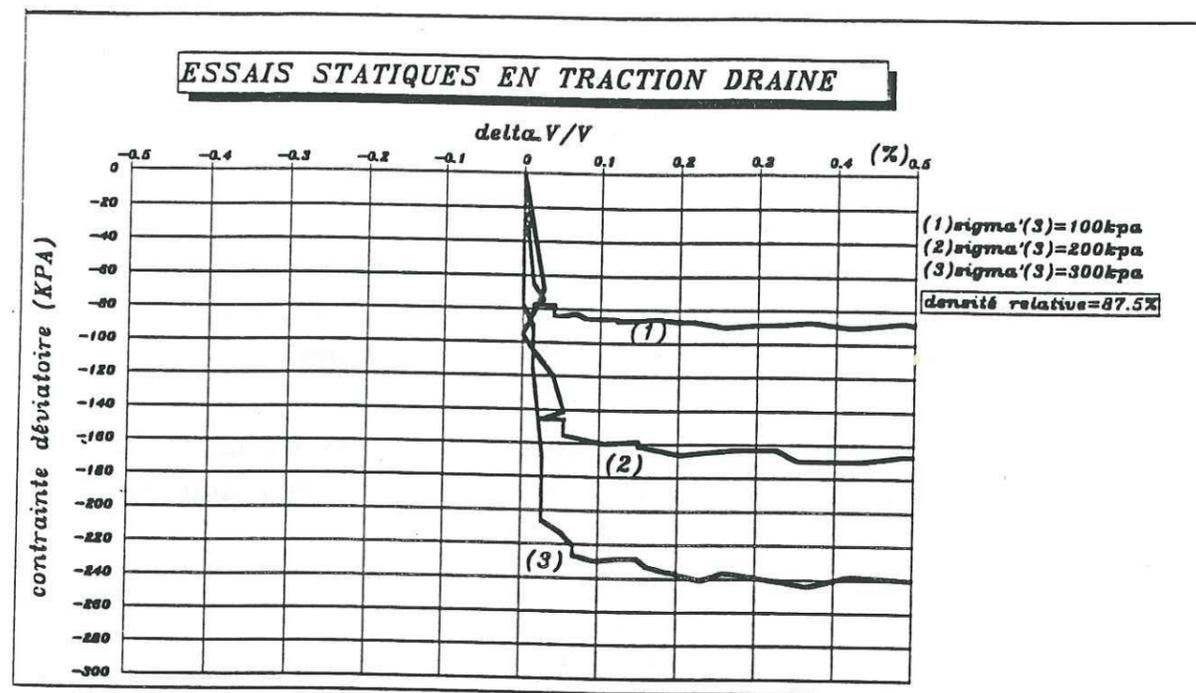


Figure (IV-25)

IV-3-2: Echantillon avec renforcement

Pour cette série d'essais nous avons réalisé uniquement 3 types d'essais dont les résultats sont représentés sur la figure (IV-25). Les 3 types d'essais sont répartis comme suit:

deux essais sont effectués sur un sable de densité relative de 56.2% soumis à des pressions de consolidation de 100kPa et de 200kPa

le troisième essai est effectué sur un sable de densité relative de 87.5% soumis à une pression de consolidation de 100kPa.

En ce qui concerne les courbes de réponse qui relient les contraintes déviatoires aux déformations axiales, nous remarquons sur la figure (IV-25), qu'elles sont presque identiques à celles obtenues par des échantillons non renforcés. Ceci est normal, vu la disposition des nappes de géotextile qui est horizontale, elles ne peuvent en aucun cas avoir une influence mécanique sur l'échantillon; de plus dans le cas des essais en traction l'effort de contact sol-géotextile s'amointri. Par contre vis à vis des variations de volume le rôle du géotextile est très important surtout pour les sables de densité moyenne, comme le montrent les figures (IV-

26) et (IV-27), où nous remarquons l'absence de la phase de contractance en raison principalement de la dilatance de la nappe de géotextile; cette dernière va engendrer par son effet de dilatance une augmentation de l'indice des vides global de l'échantillon. La dilatance du géotextile est induite par le soulagement des contraintes de compression lors de la mise en traction de l'échantillon.

Donc nous pouvons conclure que pour des essais statiques en traction, un sable de densité relative moyenne voit sa phase de contractance diminuée par inclusion de géotextile compressible et élastique.

Pour les sables denses le rôle du géotextile est très minimisé, car en effet pour les échantillons non renforcés nous avons constaté que les variations de volume commencent directement par la phase de dilatance, et que celle-ci va se manifester dans un échantillon renforcé, par une compression de géotextile par effet d'augmentation de volume de la structure sol, et cela même après soulagement des contraintes de compression lors de la mise en traction de l'échantillon. Ces constatations peuvent être observées en comparant les courbes (1) des figures (IV-28) et (IV-25), où nous remarquons que la courbe de la figure (IV-27) fait apparaître au début de l'essai, une absence de variation de volume, c'est à dire pour cette période nous n'avons ni un rejet ni un apport d'eau par rapport à l'échantillon, alors que celle de la figure (IV-24) fait surgir une dilatance. Donc pour que la courbe de la figure (IV-27) soit satisfaite, il faut qu'il y ait un transfert d'eau du géotextile vers le sol, en d'autres termes nous avons une diminution du volume du géotextile par effet de compression de ce dernier, induit par augmentation du volume de la phase solide.

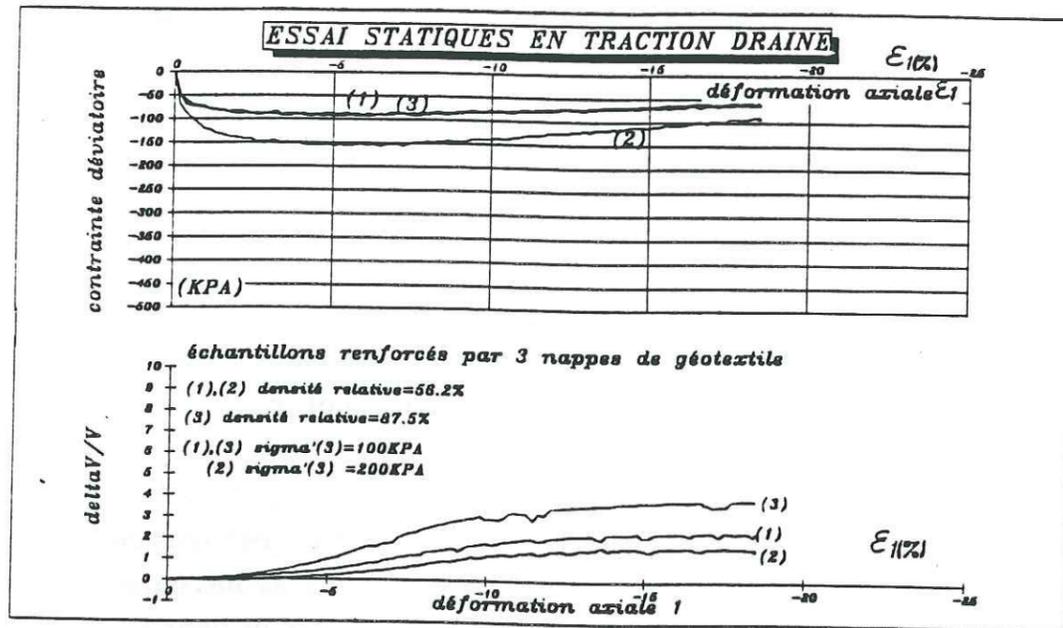


Figure (IV-26)

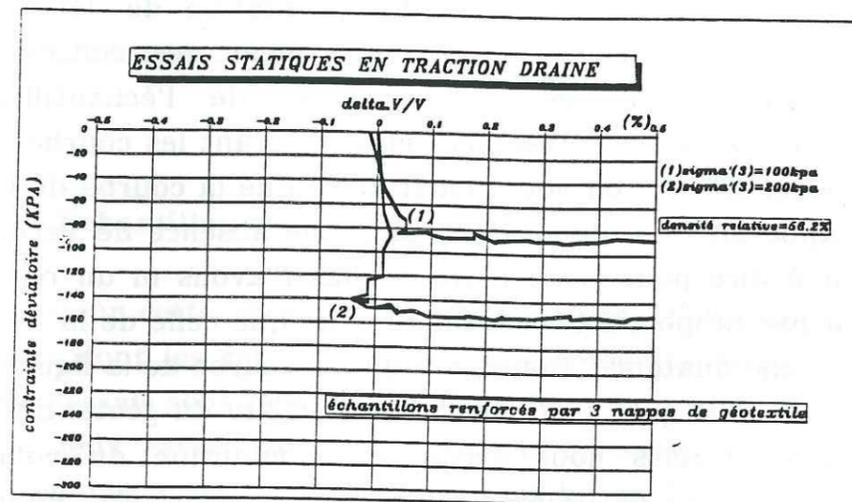


Figure (IV-27)

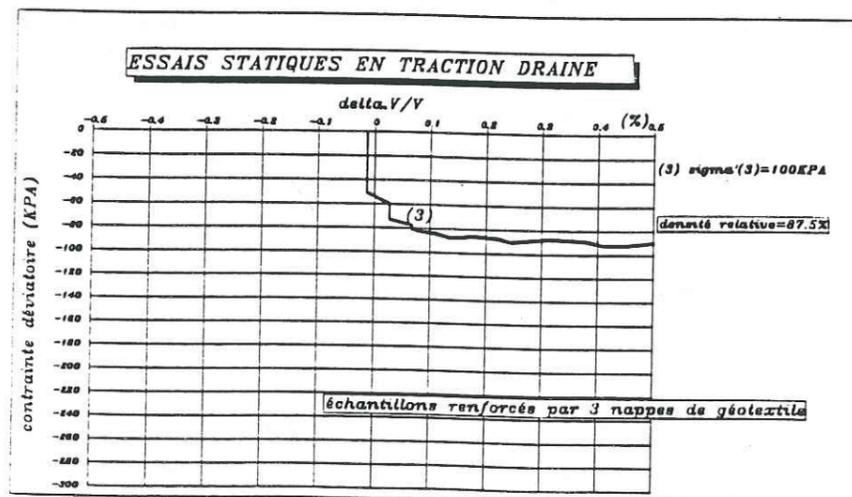


Figure (IV-28)

IV-5: REPRESENTATION DES LIGNES CARACTERISTIQUES DANS LE REPERE (P,Q)

Le repère (P,Q) a l'avantage de permettre la représentation directe des chemins de contrainte suivis. Ces chemins peuvent être en contraintes moyennes totales ou en contraintes moyennes effectives. Cette représentation nous sera très utile lors des essais de liquéfaction, car elle nous permet de mieux suivre les chemins en contraintes moyennes effectives et de bien analyser pour chacun sa tendance.

IV-5-1 : Ecriture du critère de Mohr-Coulomb dans le plan (P,Q)

Pour notre étude nous posons:

- (1) $Q = \sigma_1 - \sigma_3$: contrainte déviatoire
- (2) $P = (\sigma_1 + 2\sigma_3) / 3$: contrainte moyenne totale
si U est la pression interstitielle
- (3) $Q = Q'$: contrainte déviatoire effective
- (4) $P' = P - U$: contrainte moyenne effective

De ces termes nous tirons d'autres égalités qui vont nous servir pour redonner le critère de Mohr-Coulomb sous une autre forme.

$$\text{de (1) nous avons } \sigma_1 = Q + \sigma_3$$

en remplaçant ce terme dans (2) nous avons:

$$P = (Q + 3\sigma_3) / 3 = Q/3 + \sigma_3$$

$$\text{qui va donner } \sigma_3 = P - Q/3$$

d'où nous tirons l'égalité suivante

$$\sigma_1 + \sigma_3 = Q + 2\sigma_3 = Q + 2(P - Q/3) = 2P + Q/3$$

Soit à partir du critère Mohr-Coulomb

$$\sin(\varphi) = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 + \sigma_3) + 2.C.\cotg(\varphi)}$$

et en exécutant le changement des termes, nous aurons de nouveau :

$$\sin(\varphi) = \frac{Q}{2P + Q/3 + 2C.\cotg(\varphi)}$$

d'où nous tirons la contrainte déviatoire

$$Q = 2P \cdot \sin(\varphi) + (Q \cdot \sin(\varphi) / 3) + 2C \cdot \cos(\varphi)$$

$$Q((3 - \sin(\varphi))/3) = 2P \cdot \sin(\varphi) + 2C \cdot \cos(\varphi)$$

soit nous avons:

$$Q = \frac{6P \cdot \sin(\varphi)}{3 - \sin(\varphi)} + \frac{6C \cdot \cos(\varphi)}{3 - \sin(\varphi)}$$

$$6 \cdot \sin(\varphi)$$

Si nous posons $M = \frac{6 \cdot \sin(\varphi)}{3 - \sin(\varphi)}$

M représente la pente de la ligne caractéristique dans le nouveau plan (P, Q)

IV-5-2 : Calcul des paramètres de la droite:

Pour un échantillon non renforcé en compression nous avons eu:

- un angle de frottement $(\varphi) = 39^\circ.5'$
- une cohésion $C = 0$

donc en introduisant ces valeurs nous avons une droite d'équation :

$$Q = 1.61 \cdot P$$

Pour un échantillon renforcé toujours en compression nous avons eu:

- un angle de frottement $(\varphi) = 39^\circ.5'$
- une cohésion de $C = 120 \text{ kPa}$

donc dans ce cas nous avons une droite d'équation la forme suivante:

$$Q = 1.61 \cdot P + 235$$

Vous avez remarqué que les angles de frottement sont identiques, or les déformations latérales de l'échantillon renforcé et celles de l'échantillon non renforcé ne sont pas identiques; la présence des nappes

de géotextile amoindrit les déformations latérales de l'échantillon. En réalité pour l'échantillon non renforcé et en tenant compte de la déformation latérale, les contraintes déviatoires aux paliers sont légèrement plus faibles, et l'angle de frottement calculé à partir de ces contraintes est également plus faible $(\varphi) = 35^\circ.4'$ (voir sous chapitre IV-2-1).

Pour les essais en traction nous avons eu pour l'ensemble des échantillons :

- un seul angle de frottement $(\varphi) = -36^\circ.8'$
- une seule cohésion $C = -15 \text{ kPa}$

aussi nous aurons pour ces essais une seule droite qui a pour équations :

$$Q = -1 \cdot P - 20$$

Ces 3 droites sont représentées sur la figure (IV-28). Cette représentation nous est très utile pour déterminer si les caractéristiques mécaniques du géotextile sont mobilisées au cours d'un essai de liquéfaction.

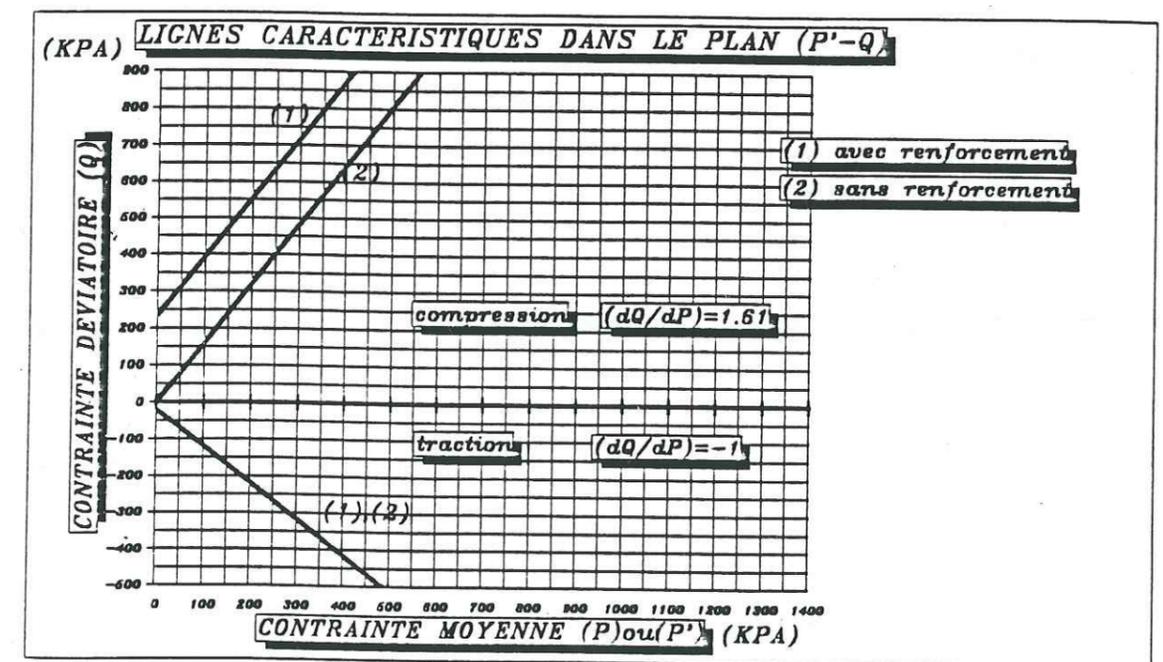


Figure (IV-29)

V : INFLUENCE DU GEOTEXTILE SUR LA RESISTANCE A LA LIQUEFACTION

Pour ce chapitre nous avons effectué 2 types d'essais à savoir:

- des essais triaxiaux cycliques non drainés
- des essais triaxiaux cycliques drainés

Ces essais ont été réalisés dans le but de discerner l'effet du géotextile vis à vis de la liquéfaction de l'échantillon et aussi d'avoir une première explication sur la façon avec laquelle le géotextile va intervenir dans l'amélioration de la résistance à la liquéfaction.

V-1 : ESSAIS TRIAXIAUX CYCLIQUES NON DRAINES

Afin que nous puissions mettre en évidence le rôle du géotextile sous différentes conditions, nous avons effectué soixante essais triaxiaux cycliques non drainés qui sont répartis comme suit:

groupe (1) : 15 essais menés sur des échantillons non renforcés de densité relative 56.2%

groupe (2) : 15 essais menés sur des échantillons non renforcés de densité relative 87.5%

groupe (3) : 15 essais menés sur des échantillons renforcés de densité relative 56.2%

groupe (4) : 15 essais menés sur des échantillons renforcés de densité relative 87.5%

Chacun de ces groupes est encore réparti en 3 sous groupe à savoir :

- 5 essais réalisés sous une pression de consolidation de 100kPa
- 5 essais réalisés sous une pression de consolidation de 200kPa
- 5 essais réalisés sous une pression de consolidation de 300kPa

-L'analyse des résultats de chaque groupe (1), (2), (3) et (4) pris individuellement, met en évidence l'effet de la pression de consolidation sur la résistance à la liquéfaction.

-L'analyse des résultats du groupe (1) avec le groupe (2) et du groupe (3) avec le groupe (4), met en évidence l'effet de la densité relative du sable utilisé sur la résistance à la liquéfaction.

-L'analyse des résultats du groupe (1) avec le groupe (3) et du groupe (2) avec le groupe (4), met en évidence l'effet du géotextile sur la résistance à la liquéfaction.

Les principaux paramètres que nous avons enregistrés au cours de ces essais sont, le déplacement vertical (d_1) de l'échantillon, la contrainte déviatoire ($Q = \sigma_1 - \sigma_3$) et la pression interstitielle (U) de l'échantillon. Ces paramètres sont directement tracés dans des diagrammes en fonction du temps (voir annexe), avec lesquels nous pouvons suivre l'évolution de la liquéfaction de l'échantillon. La liquéfaction de l'échantillon est obtenue lorsque la valeur de la pression interstitielle (U) atteint celle de la pression de consolidation (σ_3), soit en d'autres termes lorsque nous obtenons un transfert total des contraintes effectives supportées par le squelette solide à l'eau interstitielle. Toujours à partir de ces diagrammes nous tirons pour les différentes contraintes déviatoires cycliques, les nombres de cycles qui ont été nécessaires pour atteindre la liquéfaction des échantillons, qui par la suite vont nous servir de base pour l'analyse des différents résultats obtenus sous d'autres conditions.

Nous avons aussi repris les mêmes paramètres sous d'autres formes de présentation dans les repères (P', Q) et (d_1, Q) (voir annexe), afin de mieux suivre l'évolution de la contrainte moyenne effective (P'), soit avec:

$$P' = P - U \text{ et } Q = (\sigma_1 - \sigma_3)$$

nous aurons:

$$P = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3 = (Q/3) + \sigma_3$$

donc nous aurons une valeur de P' égale à:

$$P' = (Q/3) + \sigma_3 - U \text{ avec } \sigma_3 \text{ qui restera constant au cours de l'essai}$$

Nous remarquons dans cette dernière représentation, que la liquéfaction de l'échantillon est obtenue lorsque la courbe des contraintes moyennes effectives (P') atteint l'origine du repère, c'est à dire quand P' et Q tendent en même temps vers 0. Mais cependant nous avons constaté que lorsque l'échantillon atteint la liquéfaction, et pour une contrainte déviatoire (Q) voisine de zéro, la courbe des (P') tend vers des valeurs négatives pour les demi-cycles en compression (phase de charge qui débute après le pic bas de la traction), et vers les valeurs positives pour les demi-cycles en traction (phase de décharge qui débute après le pic haut de la compression) (voir schéma V-1)

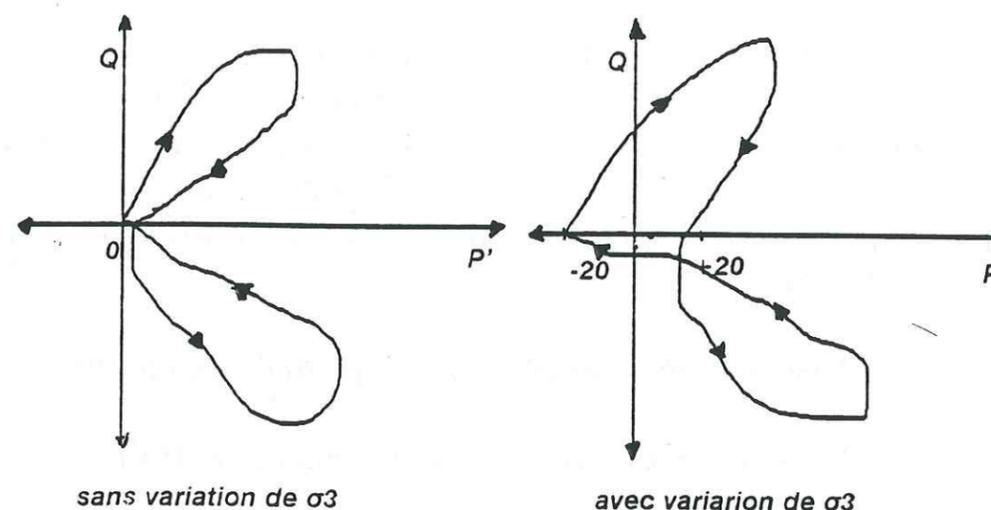


Schéma (V-1): variation des contraintes effectives moyennes au moment de la liquéfaction

Cette anomalie est due aux particularités de l'appareillage utilisé pour l'application et le contrôle de la pression de confinement, qui réagit avec un léger retard par rapport aux petites variations instantanées de pression de confinement qui sont induites lors de la liquéfaction par les mouvements brusques du piston. L'appareillage de contrôle de la pression de confinement (σ_3) se compose d'une colonne d'eau et d'un manomètre régulateur de cette pression, c'est à cause de ce dernier que nous avons ce retard en question, car en effet sa vitesse de réponse est faible par rapport à la vitesse de déplacement du piston au moment de la liquéfaction. De ce fait nous aurons pendant la liquéfaction, une augmentation de la pression de confinement lorsque le piston s'enfonce dans la cellule (cas de la compression) et une diminution de celle-ci

lorsque le piston sort de la cellule (cas de la traction), et comme la pression interstitielle lors de la liquéfaction, devrait suivre les valeurs de la pression de confinement, alors nous aurons des valeurs des contraintes effectives (P') qui vont osciller entre les valeurs négatives et les valeurs positives.

Soit à l'origine (lors de la liquéfaction) nous avons :

$$Q = 0 \text{ et } P' = 0$$

$$\text{et comme } P' = (Q/3) + \sigma_3 - U$$

$$\text{alors nous avons } \sigma_3 = U$$

Donc la pression interstitielle (U) va suivre la valeur réelle de la pression de confinement qui règne à l'intérieur de la cellule, mais comme celle-ci varie au cours de la liquéfaction, et que nous, lors de l'acquisition des données de (P'), nous l'avons prise comme étant une constante et que seuls les paramètres (Q) et (U) étaient pris comme variables, alors de ce fait nous aurons :

lors de la phase de compression $U > \sigma_3$ ce qui donnera un $P' < 0$

lors de la phase de traction $U < \sigma_3$ ce qui donnera un $P' > 0$.

V-1-1 : Analyse des résultats

Afin d'avoir une meilleure appréciation de la résistance à la liquéfaction d'un échantillon, nous avons tracé pour une même pression de consolidation, c'est à dire pour une même contrainte effective initiale, des courbes reliant le nombre de cycles nécessaires pour liquéfier un échantillon à la contrainte déviatoire appliquée au cours de l'essai.

-A) Influence de la contrainte effective initiale

L'influence de la contrainte effective initiale sur la résistance à la liquéfaction est mise en évidence par les figures V-1, V-2, V-3 et V-4, où nous constatons une augmentation de cette résistance en fonction de l'augmentation de la contrainte effective initiale. Nous avons donc une

résistance à la liquéfaction très dépendante de la contrainte effective initiale et cela quelle que soit la densité relative du sable et quel que soit le type de l'échantillon (renforcé ou non renforcé). A partir de cette constatation nous concluons que pour une couche sableuse saturée, sa résistance à la liquéfaction dépendra aussi de sa position en profondeur.

Nous remarquons en analysant les figures (V-1) et (V-2) ou les figures (V-3) et (V-4), que l'augmentation de la résistance à la liquéfaction est plus prononcée pour un sable dense que pour un sable de densité moyenne.

En effet, pour un échantillon non renforcé nous avons :

-d'après la figure (V-1), (soit pour un $Dr = 56.2\%$)

$$R_{200} - R_{100} = 78 - 45 = 33\text{kPa} = d_1$$

$$R_{300} - R_{200} = 105 - 78 = 27\text{kPa} = d_2$$

R représente la contrainte déviatoire avec laquelle nous obtenons la liquéfaction au bout de 100 cycles et 100, 200 et 300 représentent les contraintes effectives initiales.

-d'après la figure (V-2), (soit pour un $Dr = 87.5\%$)

$$R_{200} - R_{100} = 115 - 70 = 45\text{kPa} = d'_1$$

$$R_{200} - R_{300} = 175 - 115 = 60\text{kPa} = d'_2$$

Nous remarquons que : $d_1 < d'_1$ et $d_2 < d'_2$

De la même manière, pour un échantillon renforcé nous avons :

-d'après la figure (V-3), (soit pour un $Dr = 56.2\%$)

$$R_{200} - R_{100} = 85 - 45 = 40\text{kPa} = d_1$$

$$R_{300} - R_{200} = 120 - 85 = 35\text{kPa} = d_2$$

-d'après la figure (V-4), (soit pour un $Dr = 87.5\%$)

$$R_{200} - R_{100} = 125 - 72 = 53\text{kPa} = d'_1$$

$$R_{300} - R_{200} = 170 - 125 = 45\text{kPa} = d'_2$$

Nous remarquons aussi que nous avons toujours :

$$d_1 < d'_1 \text{ et } d_2 < d'_2$$

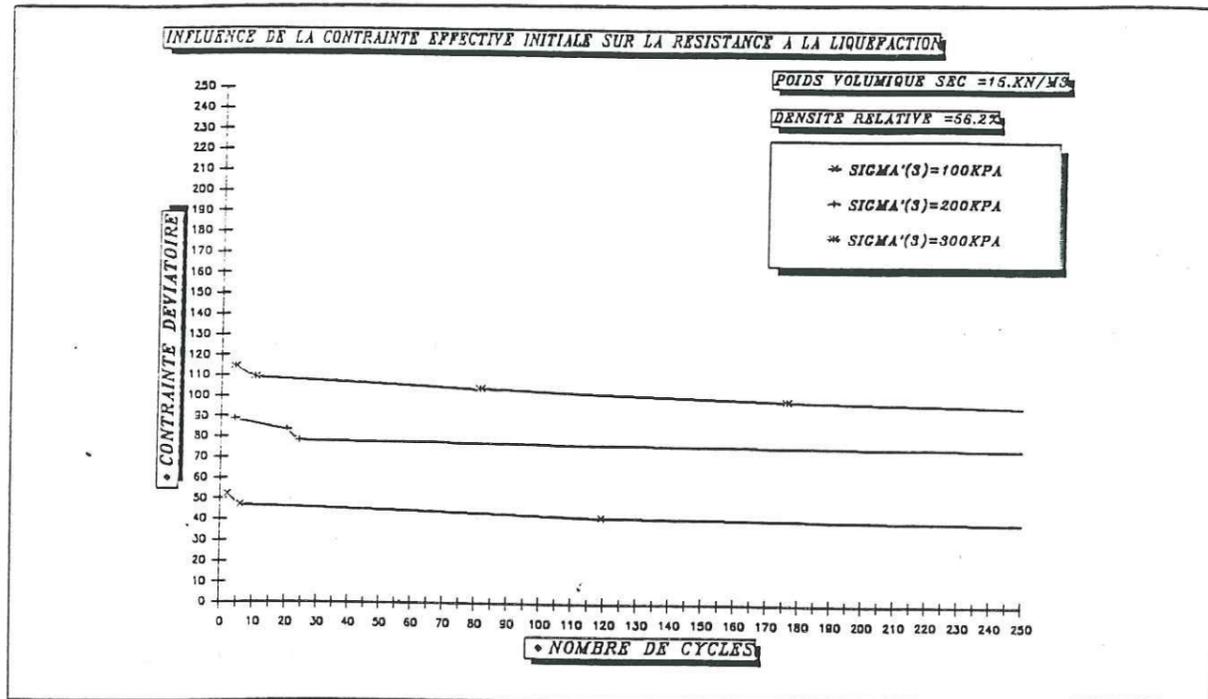


Figure (V-1)

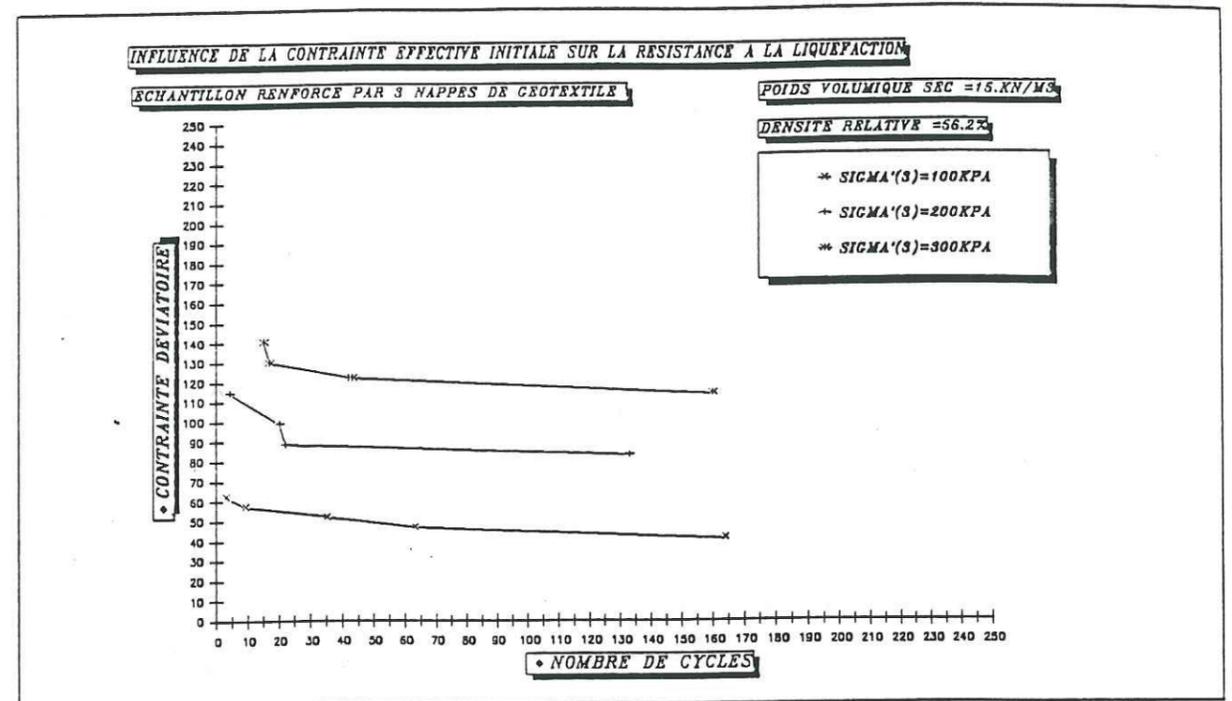


Figure (V-3)

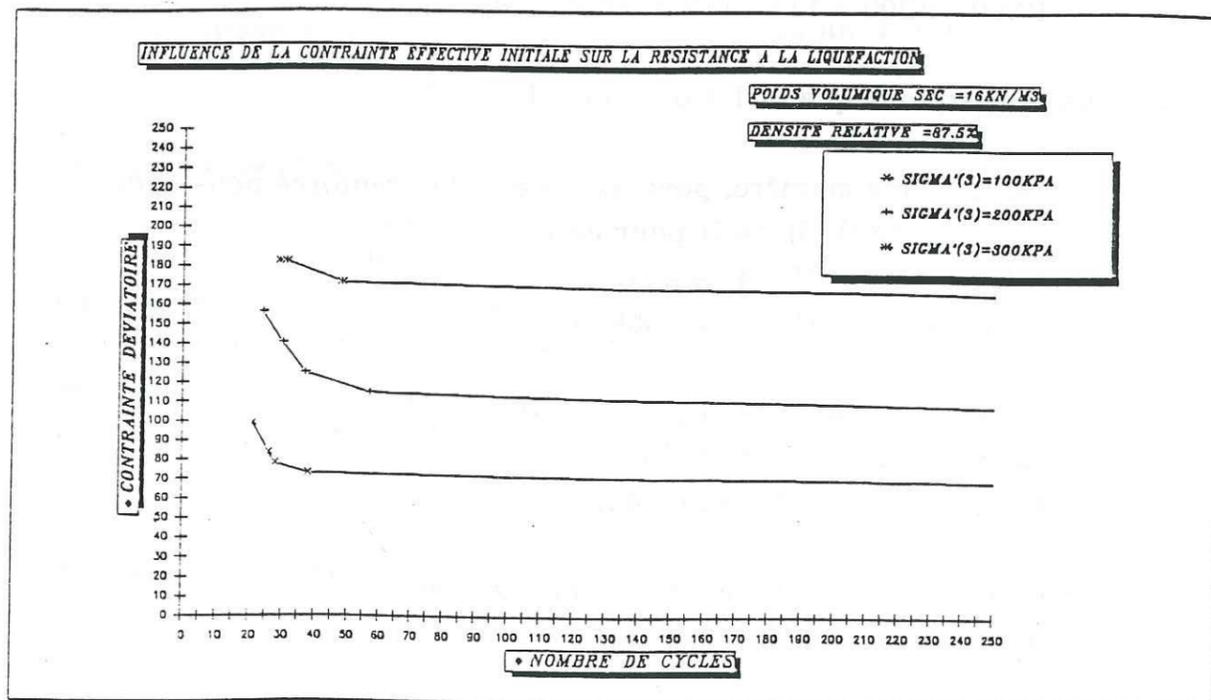


Figure (V-2)

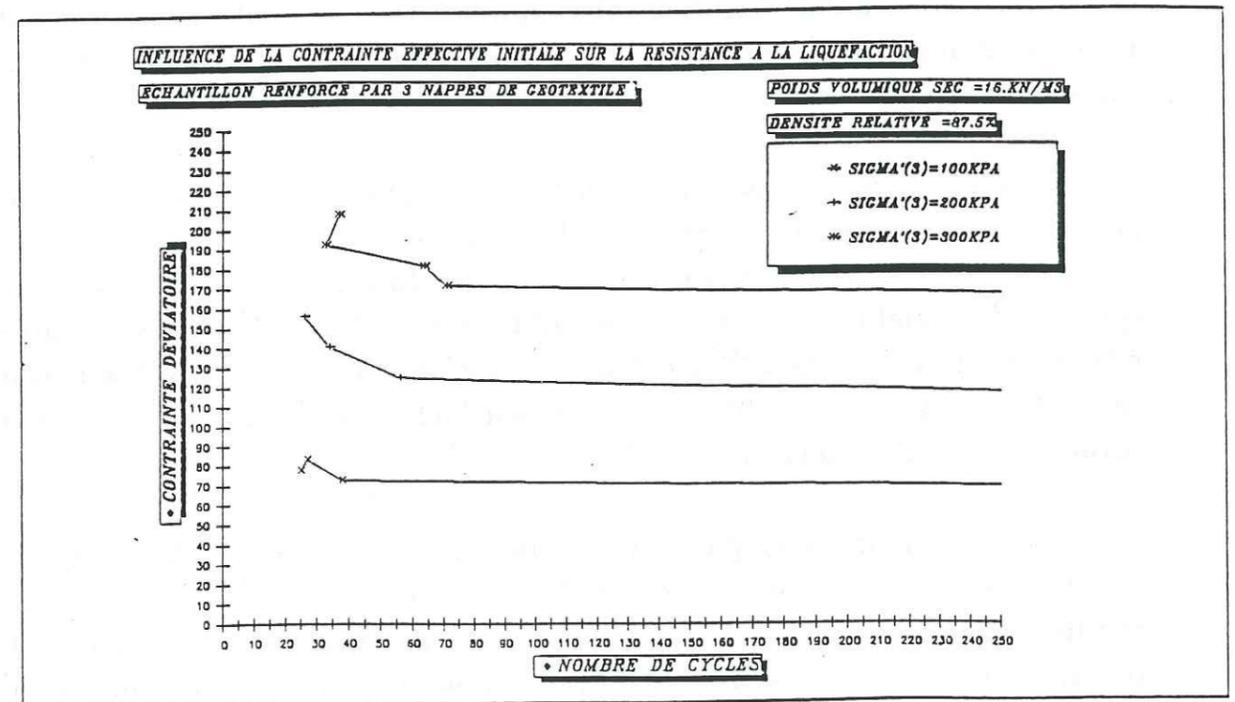


Figure (V-4)

-B) Influence de la densité relative

L'influence de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction est mise en évidence par les figures (V-5) et (V-6), qui montrent que nous avons augmentation de cette résistance quand nous passons d'un sable de densité moyenne à un sable plus dense. Mais ceci est tout à fait explicable puisque la liquéfaction est d'autant plus facile à atteindre que le sable est contractant. Or ce sont les sables les moins denses qui sont les plus contractants. Donc la résistance à la liquéfaction d'une couche sableuse se trouve très influencée par la densité du matériau. A partir de cette remarque nous pouvons d'ores et déjà suggérer que pour améliorer cette résistance à la liquéfaction il faut augmenter la densité du sable et ceci soit par un procédé mécanique ou soit par injection de liants chimiques.

-C: Influence du géotextile BIDIM (U14)

L'influence du géotextile sur la résistance à la liquéfaction de l'échantillon est mise en évidence par les figures (V-7) et (V-8), où nous constatons que le géotextile améliore considérablement cette résistance à la liquéfaction pour les échantillons de densité relative moyenne (figure V-7), par contre pour les échantillons de densité relative élevée, donc peu liquéfiables (figure V-8), l'apport du géotextile est très peu influant et nous ne remarquons aucune amélioration de la résistance à la liquéfaction.

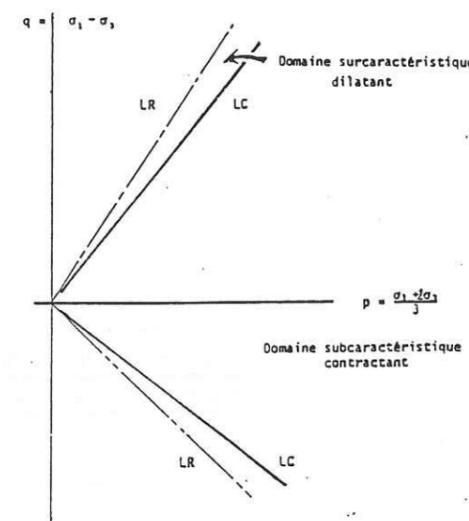
Donc dans un premier temps nous pouvons conclure que le géotextile utilisé apporte pour les sables de moyenne et de faible densité relative une certaine amélioration de la résistance à la liquéfaction, et que cette amélioration est plus importante lorsque la contrainte effective initiale augmente, c'est à dire que le géotextile sera beaucoup plus efficace avec les sables lâches à peu lâches qui sont enfouis à des profondeurs assez élevées.

Nous remarquons par ailleurs que les courbes de la figure (V-7) ont toutes une tendance à se rapprocher vers l'origine des abscisses, tandis que les courbes de la figure (V-8) ne dépassent une limite et restent toujours au dessus des 20 cycles; nous pourrions même remarquer un rebroussement des courbes lorsque la contrainte déviatoire augmente. La première constatation s'explique par une liquéfaction presque instantanée des échantillons, car en effet dans le plan (P',Q) la courbe en

contraintes effectives (P') pour les sables lâches et les sables de densité moyenne franchit la ligne caractéristique plus près de l'origine (c'est à dire pour des contraintes déviatoires plus faibles), ce qui induit à la ruine presque immédiate de l'échantillon. Tandis que la deuxième constatation s'explique par un ralentissement de la liquéfaction de l'échantillon, car pour les sables denses la courbe des contraintes effectives franchit la ligne caractéristique assez loin de l'origine (c'est à dire pour des contraintes déviatoires (Q) élevées); dans ces conditions nous observons après avoir atteint la ligne caractéristique, une stabilisation de la pression interstitielle (voir les courbes de pression interstitielle pour les sables denses en annexe). Ce palier de stabilité est induit par la dilatance du matériau à chaque fois que la courbe (P') passe dans le domaine surcaractéristique (voir schéma V-2).

Schéma (V-2) : Critère caractéristique

- Domaine contractant.
- Domaine dilatant



Si nous essayons d'augmenter la contrainte déviatoire dans l'espoir d'avoir une liquéfaction instantanée, au contraire nous obtenons une augmentation du retard à la liquéfaction, car en effet le chemin en contrainte effective (P') dans le plan (P,Q) va atteindre beaucoup plus rapidement la ligne caractéristique, et de ce fait nous aurons une élongation du palier de stabilisation de la pression interstitielle, qui va accroître le nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction, d'où le rebroussement des courbes constaté dans la figure (V-8). Mais il est important de préciser que même au niveau du palier, la valeur moyenne de la pression interstitielle accuse à chaque cycle une légère augmentation, donc les courbes en contraintes effectives (P') auront toujours une tendance à se rapprocher de l'origine et ceci quelle que soit la densité relative de l'échantillon.

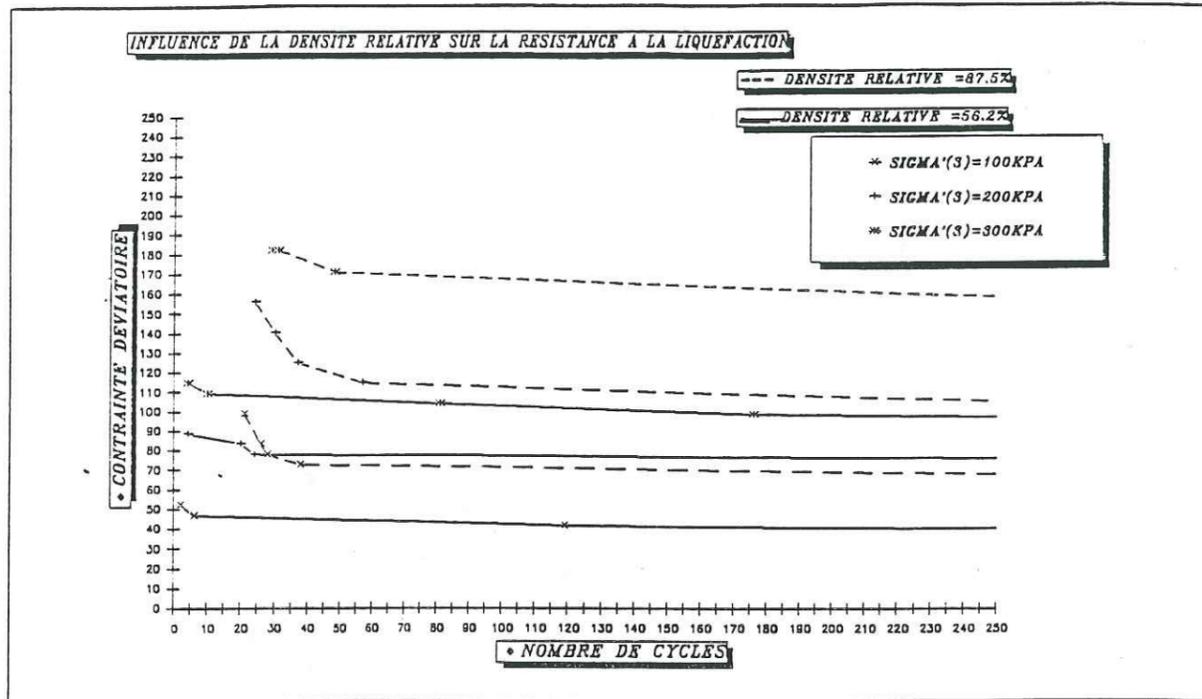


Figure (V-5)

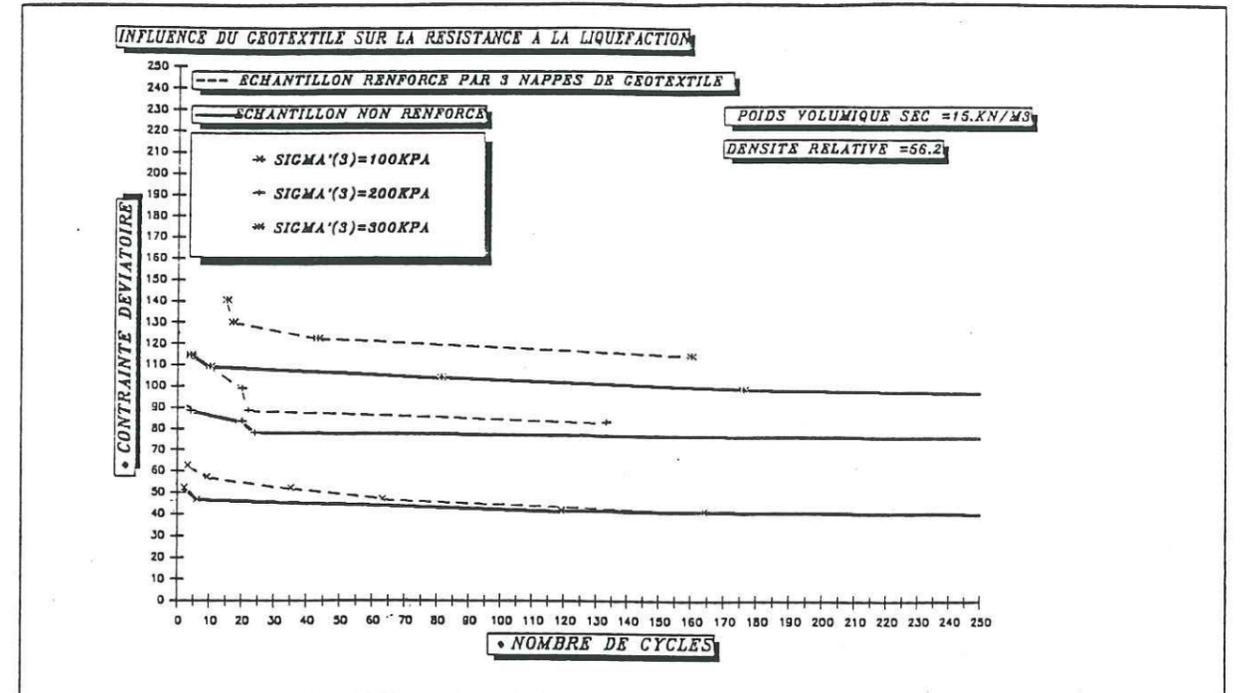


Figure (V-7)

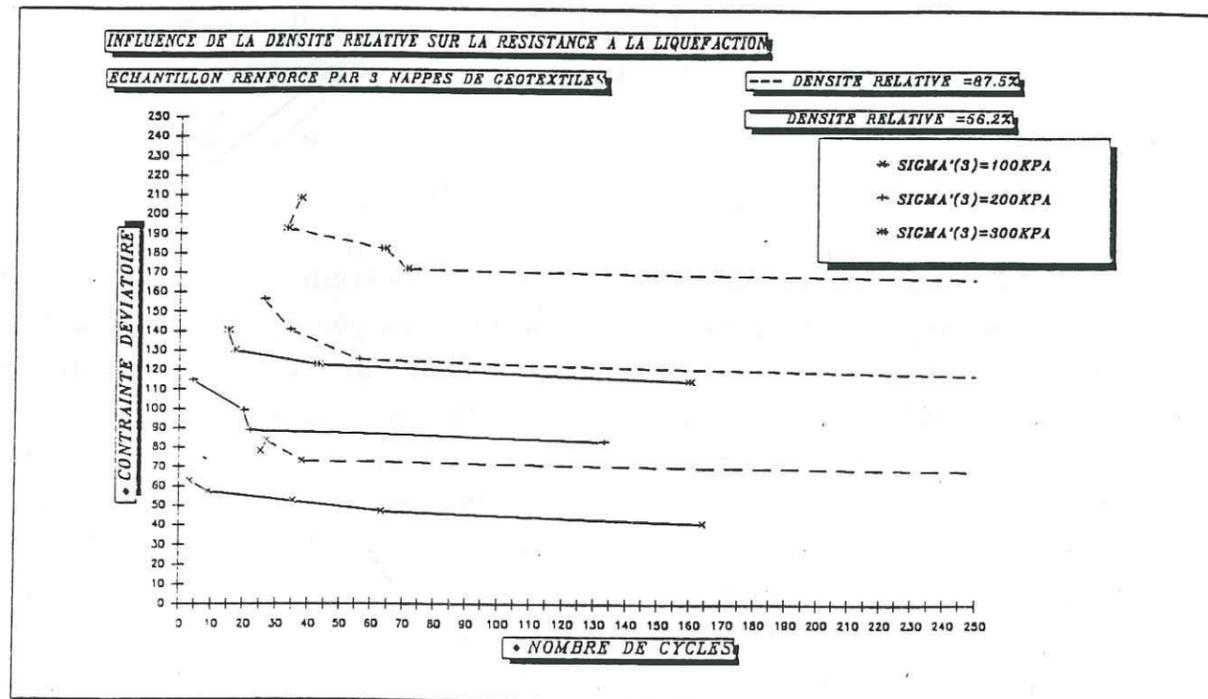


Figure (V-6)

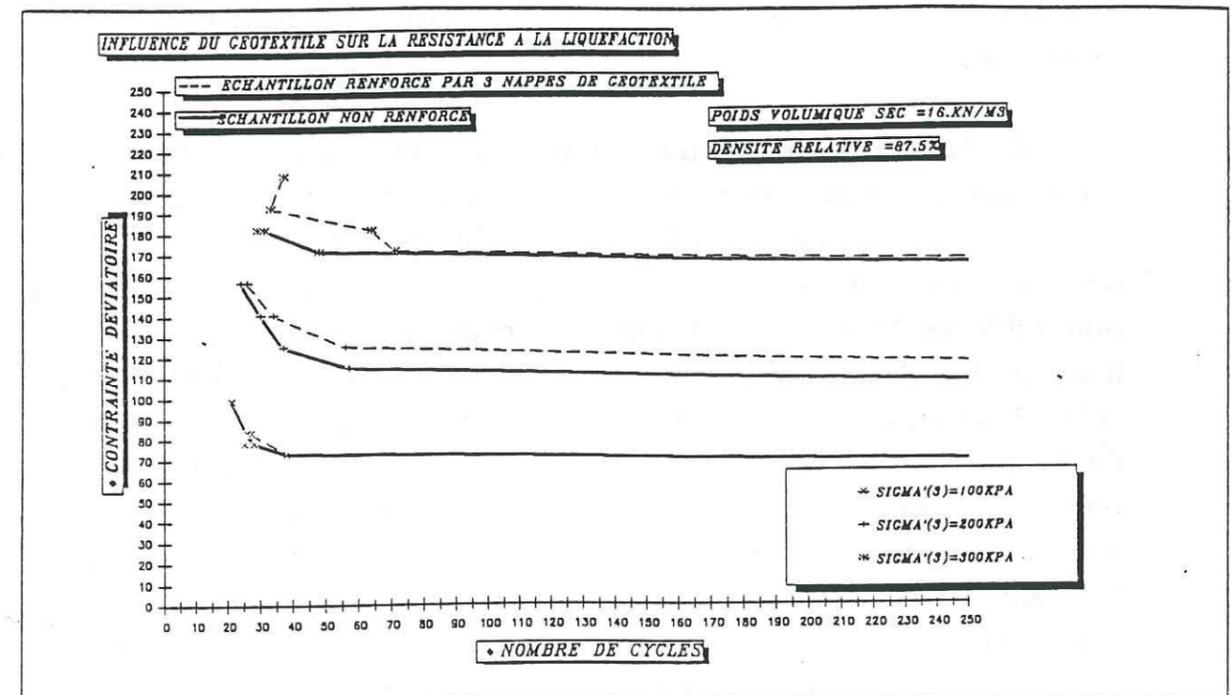


Figure (V-8)

V-1-2 : Quelques constatations observées sur les courbes des contraintes effectives (P') (voir dans le plan "P'-Q" en annexe)

1) Nous constatons que l'utilisation du géotextile induit une variation de l'inclinaison des courbes en contraintes moyennes effectives (P') par rapport à la droite des contraintes moyennes totales (P). En effet au cours de la compression, le géotextile se comprime et accentue la diminution du volume composite sol-géotextile, ce qui va provoquer une augmentation de la pression interstitielle par rapport à un sol non renforcé, et par la même nous aurons une diminution plus importante de la contrainte effective moyenne qui va engendrer une plus forte inclinaison des courbes (P'), c'est à dire que la courbe en contraintes effectives va s'écarter d'avantage de la droite des contraintes moyennes totales (P). Nous constatons aussi que cet écart s'amointrit avec l'accroissement de la contrainte effective initiale parce que la compressibilité du géotextile diminue lorsque la pression de consolidation augmente. Ces constatations laissent à penser que le géotextile accentue la liquéfaction, cela serait vrai pour les essais en compression statique non drainés, mais comme nous le verrons par la suite pour les essais cycliques non drainés, la liquéfaction dépend beaucoup plus du comportement de l'échantillon pendant le demi-cycle en traction.

2) Au cours du demi-cycle en traction, nous constatons que le géotextile se dilate, ceci est observé par le fait que la courbe en contraintes moyennes effectives (P') de l'échantillon renforcé, s'éloigne beaucoup plus de la droite des (P) par rapport à celle de l'échantillon non renforcé (voir essai statique en traction sur du sable de densité moyenne). Cet effet va induire une augmentation du volume composite sol-géotextile, et par de même va engendrer une plus grande diminution de la pression interstitielle par rapport à celle d'un échantillon non renforcé. Pour les sables denses cette dernière constatation n'est pas observée et les valeurs des contraintes moyennes effectives (P') en traction de l'échantillon renforcé et les valeurs correspondantes de celui non renforcé sont presque identiques. En effet pendant les essais statiques drainés en traction nous avons remarqué que pour le sable dense, les variations de volume commencent directement par la phase de dilatance et que si nous introduisons une nappe de géotextile, celle-ci se trouve comprimée par augmentation de volume de la phase solide.

3) Les plus grandes augmentations de pression interstitielle se produisent généralement aux "sommets" des demi-cycles inférieurs des courbes (P'), c'est à dire lorsque nous passons de la phase de traction à la phase de compression. En revanche pour les demi-cycles supérieurs, nous observons juste une légère augmentation de la pression interstitielle. Donc pour les essais cycliques non drainés, la liquéfaction d'un échantillon de sable dépendra beaucoup plus de son comportement en traction que de son comportement en compression.

4) L'analyse des courbes en contraintes moyennes effectives dans le plan (P'-Q) montre que celles-ci ne franchissent en aucun cas la ligne caractéristique d'un échantillon renforcé par du géotextile BIDIM U14, et cela pour n'importe quel type d'échantillon. Donc à partir de cette remarque nous pouvons donner comme une première conclusion que lors d'un essai de liquéfaction, les caractéristiques mécaniques limites du géotextile ne se sont en aucun cas mobilisées et que seules les propriétés physiques et hydrauliques (compressibilité, pouvoir d'absorption et perméabilité du géotextile) vont intervenir dans l'amélioration de la résistance à la liquéfaction.

V-2 : ESSAIS TRIAXIAUX CYCLIQUES DRAINES

Ces essais ont été effectués dans le but de pouvoir faire des comparaisons, sous des charges cycliques, entre les différentes variations de volume de la phase solide et de l'ensemble phase composite solide-géotextile, et cela sous plusieurs conditions.

A cet effet nous avons réalisé 14 essais, répartis en 3 groupes à savoir:

groupe(1) :

il s'agit de 2 essais effectués sur un même type d'échantillon sans renforcement et sous la même pression de consolidation de (100kPa), mais avec des contraintes déviatoires cycliques différentes; soit pour le premier essai nous avons appliqué une contrainte déviatoire cyclique de 40.93kPa et pour le deuxième nous avons appliqué une contrainte déviatoire de 51.96kPa.

Ces 2 essais ont été effectués pour montrer qu'un retard à la liquéfaction se traduit par une diminution de la pente moyenne de la courbe des variations de volume en fonction du temps (voir figure V-9).

groupe(2) :

il s'agit de 6 essais effectués sur un sable de même densité relative ($D_r=56.2\%$), dont les résultats sont représentés sur les figures V-10, V-11, V-12 et V-13 . Les 3 premières figures montrent les variations de volume en fonction du temps pour des échantillons sans renforcement et pour ceux renforcés par des géotextiles, et cela sous les pressions de confinement de 100kPa, 200kPa et 300kPa, avec respectivement des contraintes déviatoires cycliques de 51.96kPa, 88.89kPa et 114.33kPa. Les contraintes déviatoires cycliques choisies pour faire ces essais sont celles avec lesquelles nous avons obtenu sur des échantillons sans renforcement des liquéfactions instantanées.

Nous remarquons sur ces mêmes figures que l'amplitude des cycles de variation de volume d'un échantillon renforcé est plus grande que celle d'un échantillon non renforcé; cela est due aux variations de volume du géotextile qui viennent s'ajouter aux variations de volume de la phase solide. La différence entre les deux amplitudes est de l'ordre de 0.026% (résultats obtenu à partir des figures).

Sur la figure (V-13) nous avons tracé pour chaque pression de consolidation, la pente moyenne des variations de volume de l'échantillon renforcé en fonction de celle obtenue pour l'échantillon sans renforcement. Cette figure montre que les droites obtenues sont presque toutes confondues avec la bissectrice, ce qui indique que les pentes moyennes des deux types d'échantillon sont identiques, et que dans ce cas ~~ci~~, le retard à la liquéfaction ne se traduit pas par une diminution de la pente moyenne comme nous l'avons vu pour le premier groupe. Donc nous obtenons pour un échantillon renforcé ou non renforcé, une même variation de volume de la phase solide, et, pour ces essais, le retard à la liquéfaction se traduit par une augmentation de l'amplitude des cycles de variation de volume.

groupe(3):

là aussi il s'agit de 6 essais mais effectués sur un sable de densité relative de 87.5%. Les résultats de ces essais sont représentés sur les figures V-14, V-15, V-16 et V-17.

Pour ces essais nous pouvons faire les mêmes remarques que pour le groupe (2), mais à la différence que cette fois, nous avons constaté que la différence d'amplitude des variations de volume entre un échantillon renforcé et un échantillon non renforcé est moins importante par rapport à celle obtenue dans le groupe (2). La différence d'amplitude pour ce cas est de 0.013%, cette diminution de différence entre les amplitudes va se traduire par une diminution de l'effet du géotextile lors des essais de liquéfaction, nous remarquons que ceci confirme l'analyse faite précédemment sur la liquéfaction des sables denses.

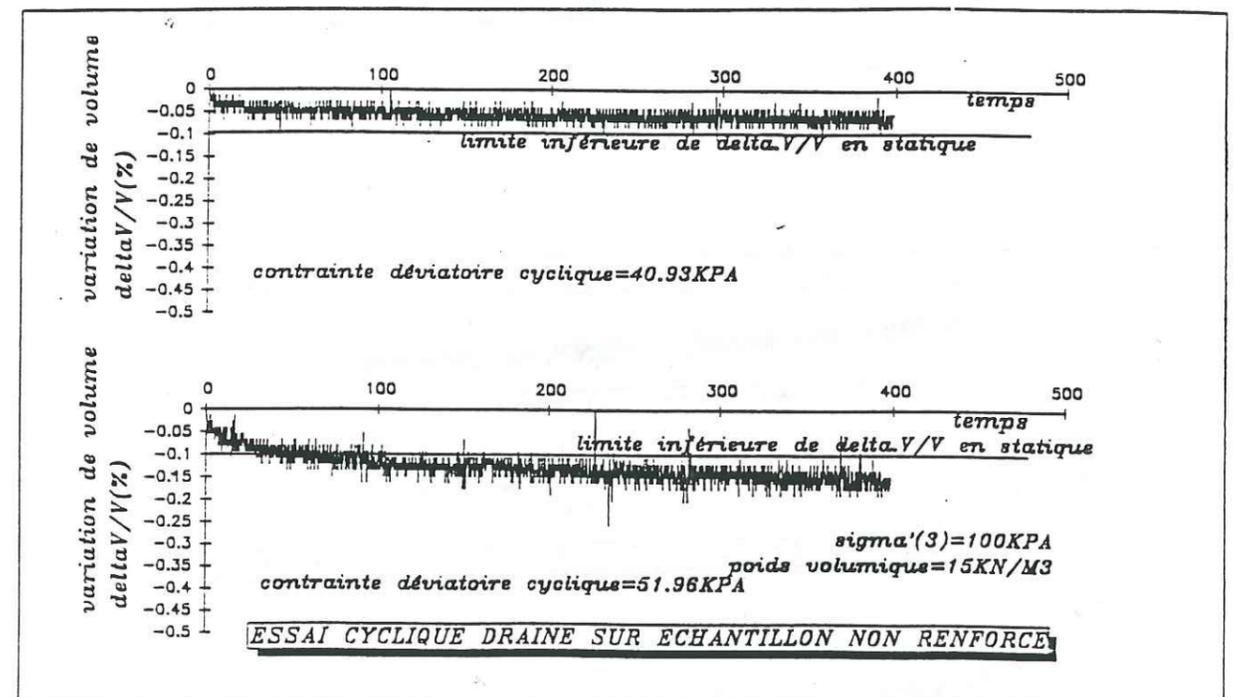


Figure (V-9)

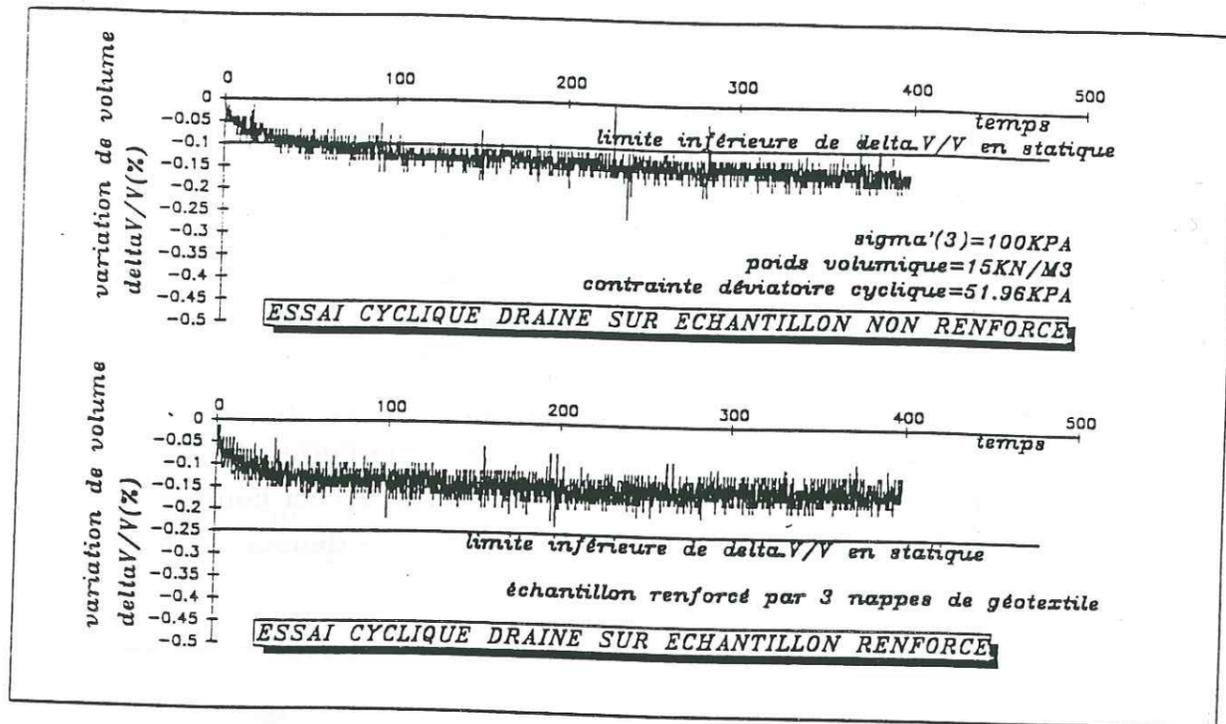


Figure (V-10)

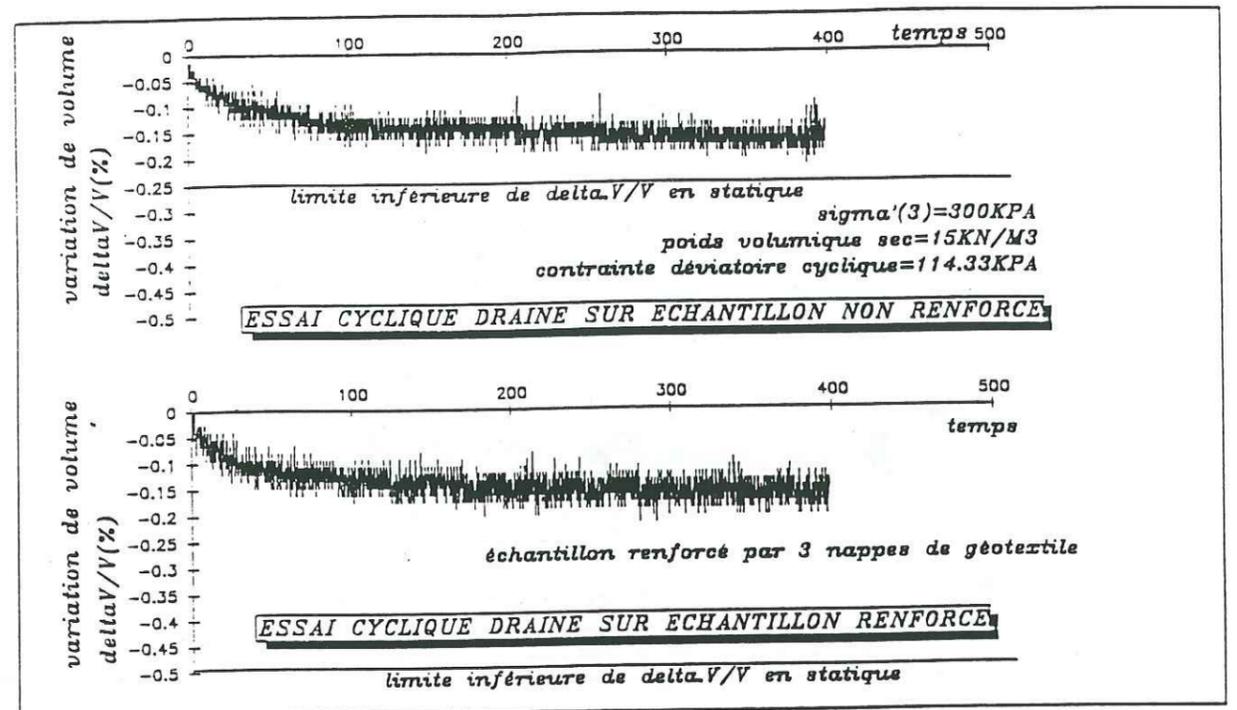


Figure (V-12)

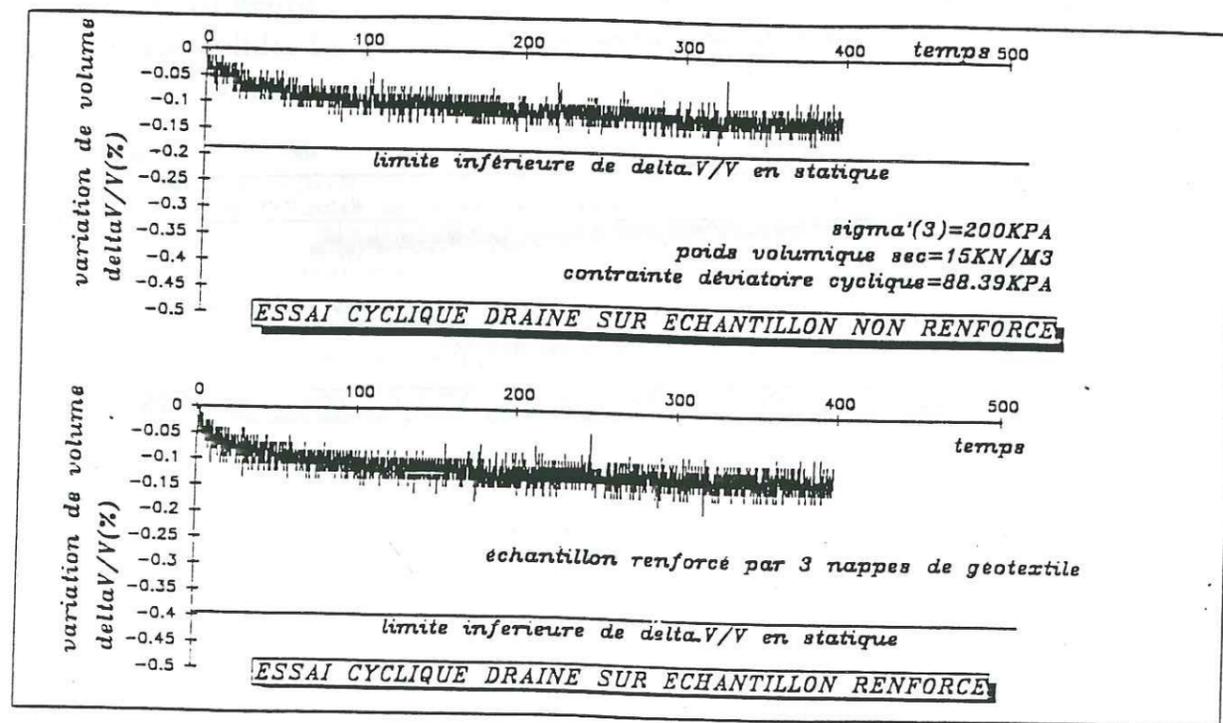


Figure (V-11)

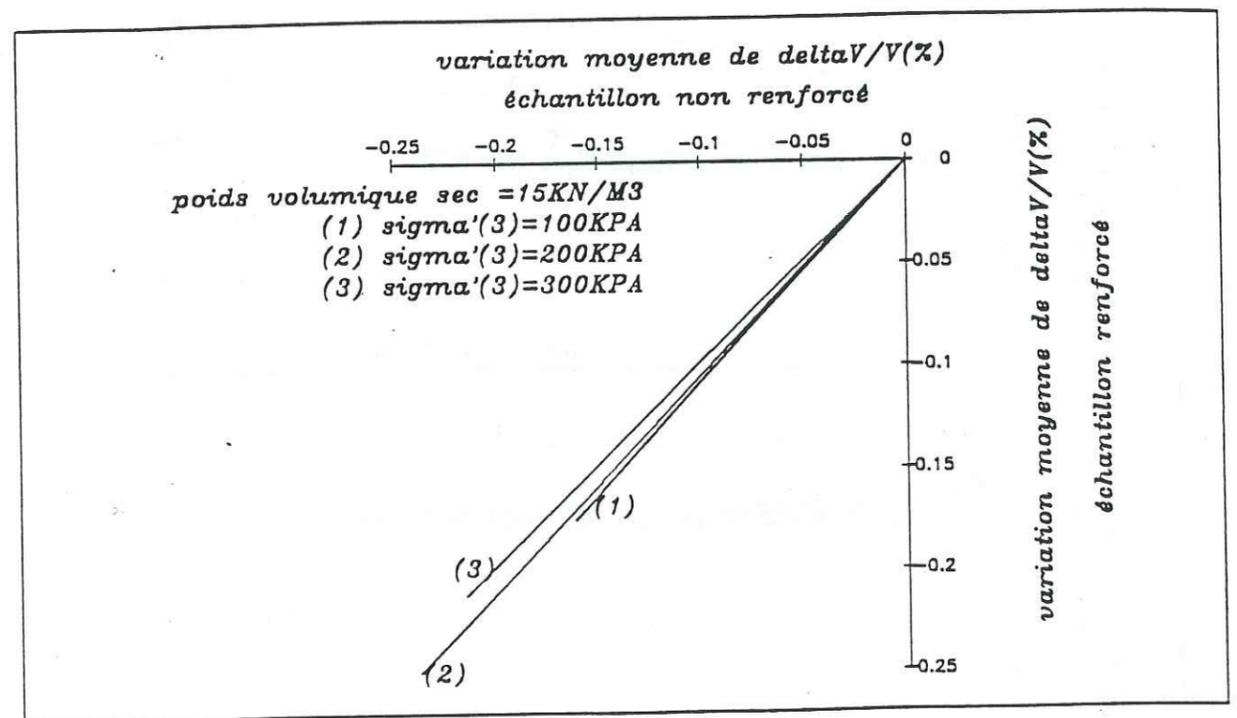


Figure (V-13)

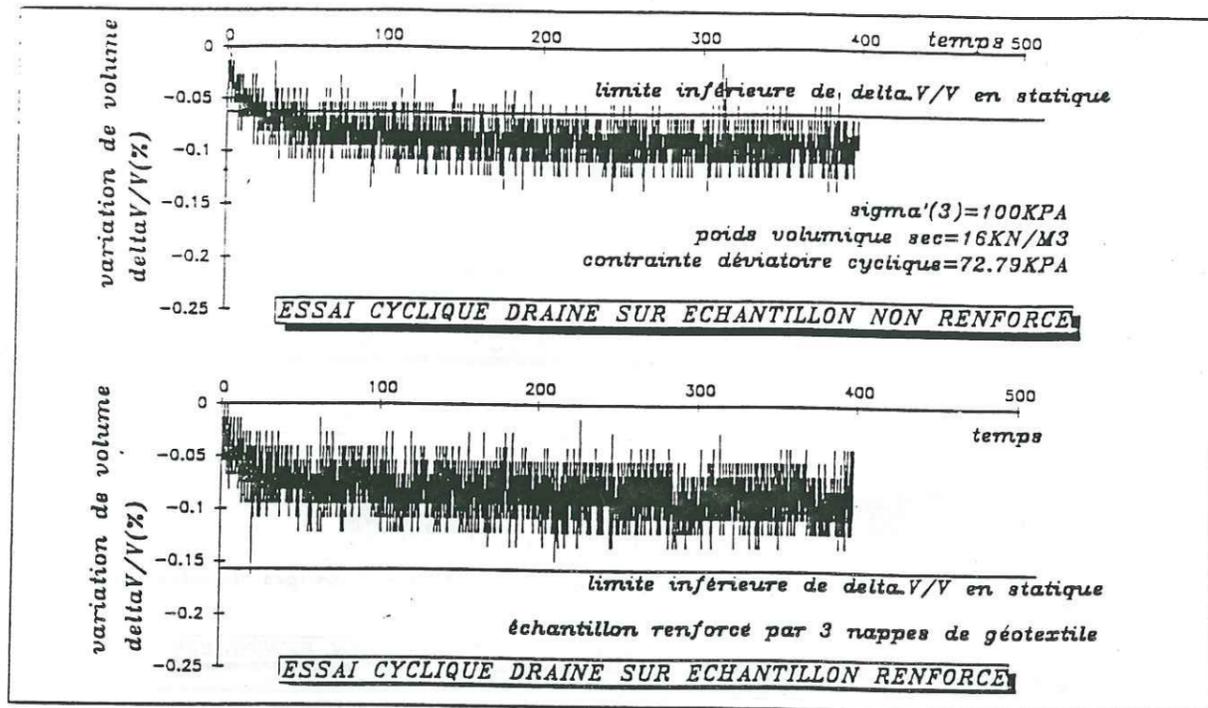


Figure (V-14)

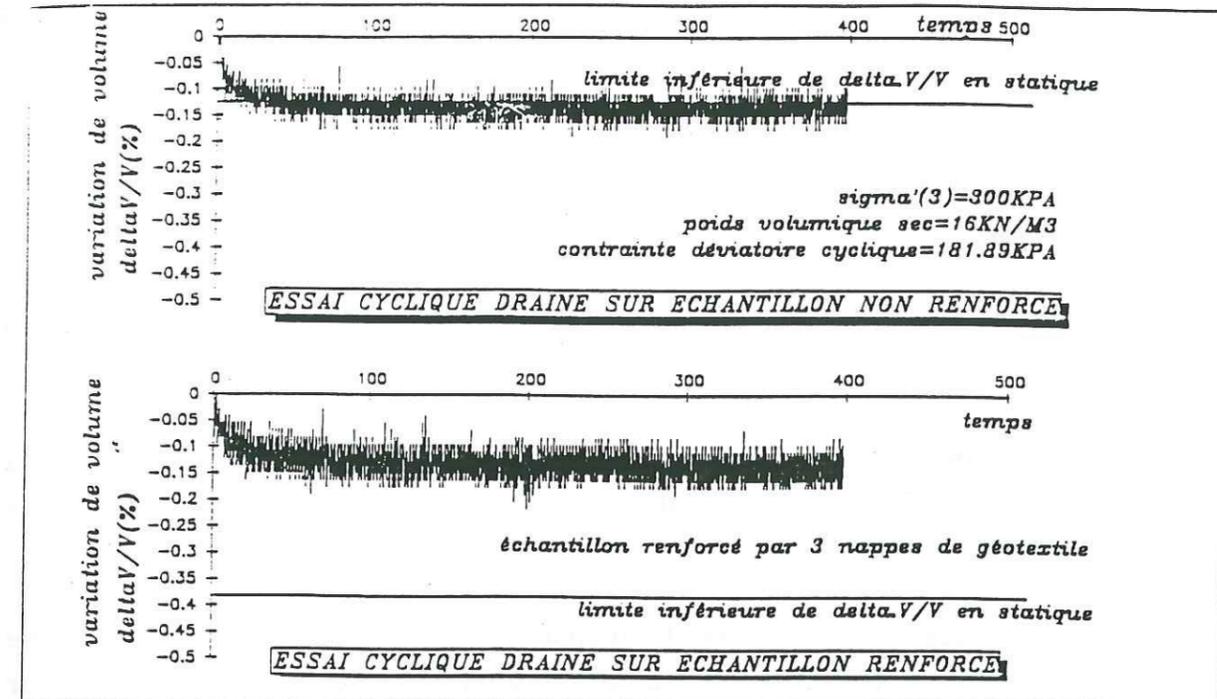


Figure (V-16)

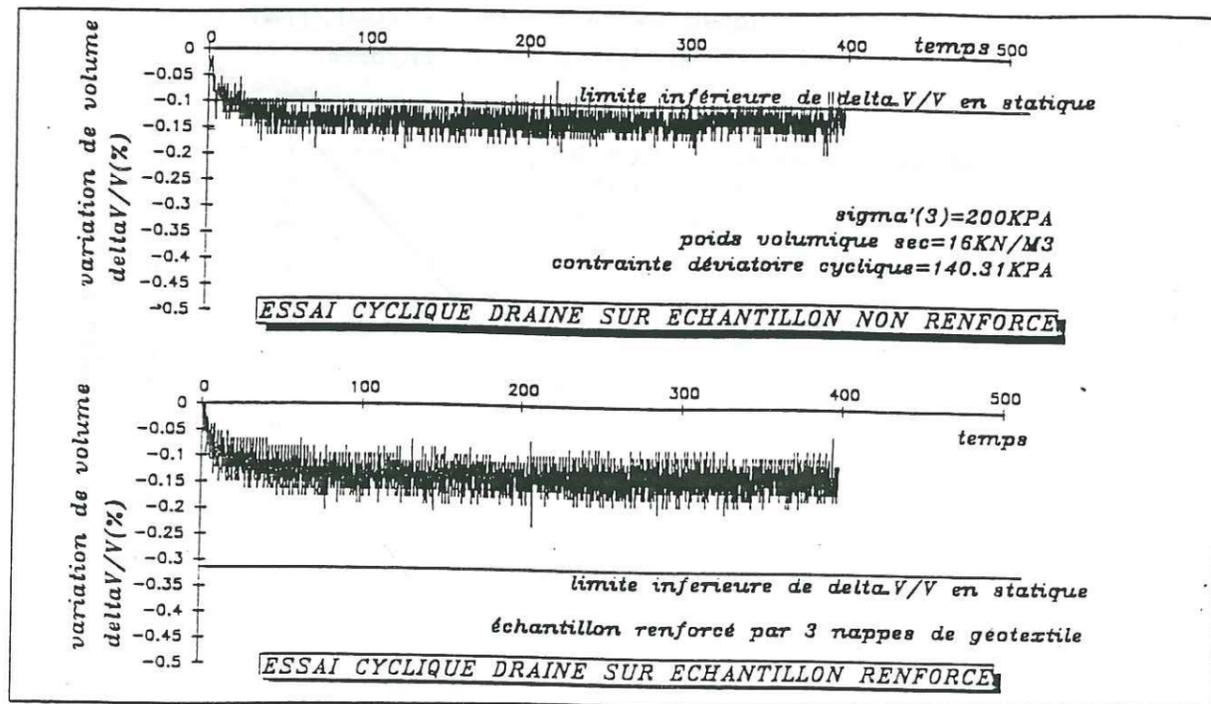


Figure (V-15)

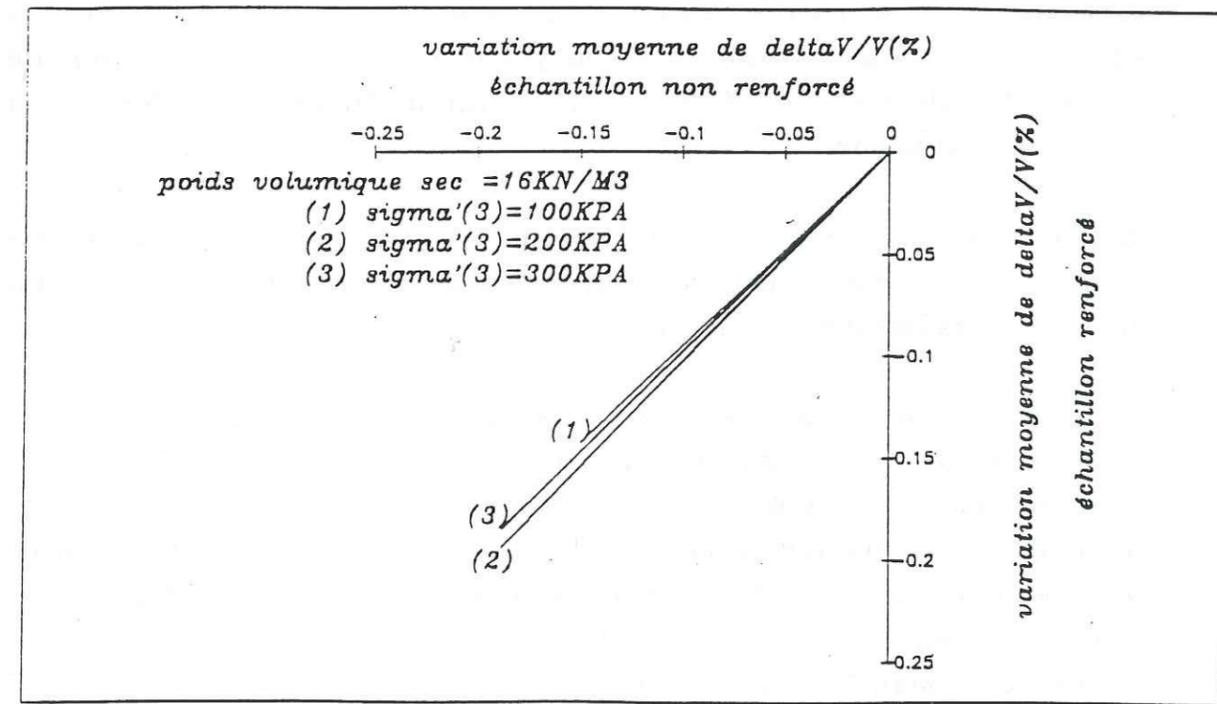


Figure (V-17)

V-3 : MISE EN EVIDENCE DE L'UNE DES PRINCIPALES PROPRIETES DU GEOTEXTILE QUI AMELIORE LA RESISTANCE A LA LIQUEFACTION D'UN ECHANTILLON

D'après les remarques citées au cours des analyses précédentes c'est à dire :

- 1) Les caractéristiques mécaniques limites du géotextile ne sont pas mobilisées au cours de l'essai de liquéfaction.
- 2) Lors d'un essai de liquéfaction, les plus fortes augmentations de la pression interstitielle sont acquises principalement durant les demi-cycles en traction.
- 3) La dilatation du géotextile utilisé et la contractance de la phase solide, qui sont observées au cours des essais en extension drainé sur des sables de moyenne densité.
- 4) La diminution d'une certaine quantité de la pression interstitielle par augmentation de l'indice des vides de l'ensemble composite sol-géotextile, qui est mise en évidence au cours des essais de liquéfaction sur des échantillons renforcés de moyenne densité. L'augmentation de l'indice des vides est conférée par la dilatation du géotextile lors de la phase de l'extension.
- 5) Au cours des essais triaxiaux drainés, nous obtenons une même variation de volume de la phase solide pour les échantillons renforcés ou non renforcés par des géotextiles.

Nous pouvons conclure que pour les sables lâches et moyennement denses, l'amélioration de la résistance à la liquéfaction est engendré par le pouvoir dilatant du géotextile, c'est à dire que le géotextile va intervenir au moment le plus critique de la liquéfaction et cela pendant la phase de traction. Tandis que pour les sables denses nous ne constatons aucune amélioration parce que la dilatance du géotextile se manifeste peu et que bien souvent la liquéfaction dans ce cas se trouve retardée à cause de la stabilité relative des pressions interstitielles, après franchissement de la ligne caractéristique par les courbes en contraintes moyennes effectives (P').

Pour confirmer les conclusions citées ci-dessus, nous avons effectué un essai de liquéfaction sous les mêmes conditions que l'essai N°3 (voir annexe), mais sur un échantillon renforcé par un géotextile moins compressible (SG34/34), qui par conséquent se dilatera moins lors de la décharge (essai N°3', voir annexe). Dans cet essai nous avons constaté seulement une légère augmentation de la résistance à la liquéfaction, soit une amélioration de 3 cycles, de ce fait nous pouvons affirmer que pour avoir une meilleure amélioration de la résistance à la liquéfaction, il faut choisir un géotextile ayant un pouvoir dilatant important et une très grande porosité afin d'augmenter pendant la période de dilatation son pouvoir d'absorption en eau.

VI : APPROCHE QUALITATIVE DES PRINCIPALES CARACTERISTIQUES DU GEOTEXTILE QUI RETARDENT LA LIQUEFACTION

Dans ce chapitre, nous allons étudier dans des essais de liquéfaction, le comportement des échantillons renforcés par différents types de géotextile et de géomembrane, afin de mettre en évidence, d'une façon qualitative, les caractéristiques mécaniques et hydrauliques de l'inclusion qui affectent la résistance à la liquéfaction de l'échantillon.

A cet effet nous avons élaboré (6) séries d'essais de liquéfaction, à savoir:

- 1 : échantillons renforcés par des géotextiles du type NTb1, NTb2, NTb3, NTb4, NTb6 et NTb7
- 2 : échantillons renforcés par des géotextiles du type TT(75/50), SG.NTb4.SG et TT(75/50).NTb4
- 3 : échantillons renforcés par des géomembranes du type HDT, PEHD et NTb4 résineux
- 4 : échantillons renforcés par des géotextiles du type NTb4 et TT(75/50).NTb4, placés à mi-hauteur de l'échantillon.
- 5 : échantillons renforcés par des géotextiles du type NTb4, NTb7 et TT(75/50).NTb4, placés verticalement.
- 6 : échantillons renforcés par des copeaux et des morceaux de géotextile du type NTb4.

VI-1 : PRESENTATION DES GEOTEXTILES ET DES GEOMEMBRANES UTILISES

VI-1-1 : Géotextiles NT.(b1,b2,b3,b4,b5,b6,b7)

Ceux ci sont des géotextiles à base de fibres de polyester non tissées aiguilletées (voir photo 1); ils se distinguent entre eux par l'épaisseur et par la masse surfacique. Le tableau (VI-1) mentionne, d'après les normes françaises, les principales caractéristiques physiques de ces géotextiles.

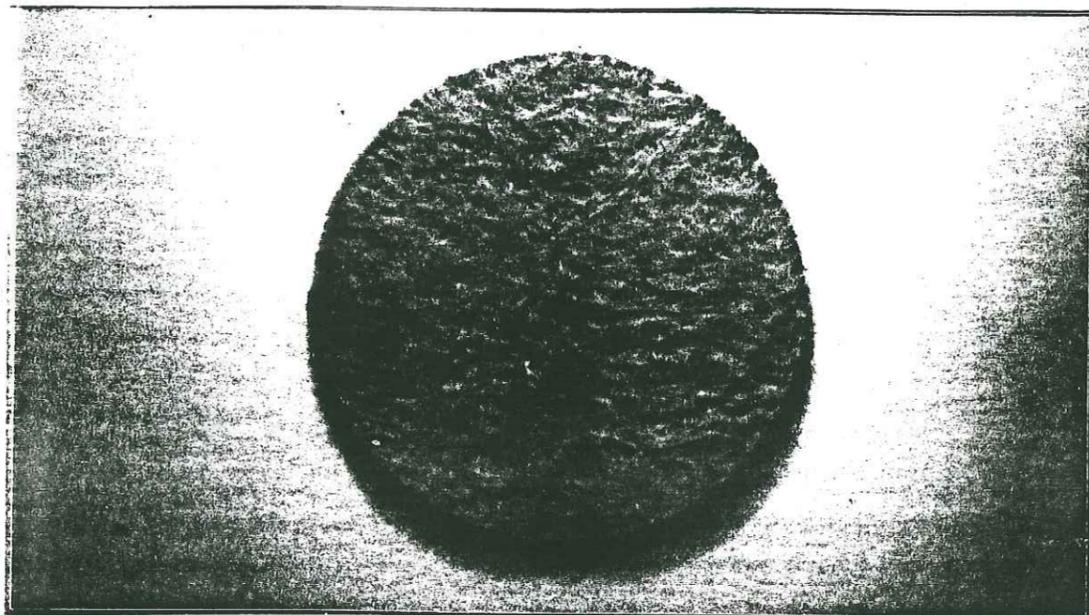


PHOTO (1)

	unite	NTb1	NTb2	NTb3	NTb4	NTb5	NTb6	NTb7	
masse surfacique	g/m ²	100	130	160	180	235	275	340	
epaisseur (sous 2 KPa)	mm	1.1	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	3.2	
traction	eprouvette 100x500mm	kN m	6	8	10	12	16	20	25
	monodirectionnelle	allongement	%	40	38	38	35	35	35
poinçonnement (SNCF)	kN	0.4	0.5	0.6	0.7	1.1	1.2	1.5	
permittivite	S-1	7.6	4.6	4.1	4.3	4.4	4.3	2.3	
permeabilite	l.m.s	700	460	400	400	260	260	180	
point de fusion		Europe: 260 c. USA:500 F							

Tableau (VI-1)

VI-1-2 : Géotextile TT(75/50).

C'est un géotextile à base de monofilament de polyester, qui se présente sous la forme d'un réseau bidimensionnel (voir photo 2). Le rapport (75/50) indique la résistance à la traction du géotextile dans le sens de la chaîne et dans le sens de la trame. Le tableau(VI-2), présente les principales caractéristiques mécaniques et physiques du géotextile TT(75/50).

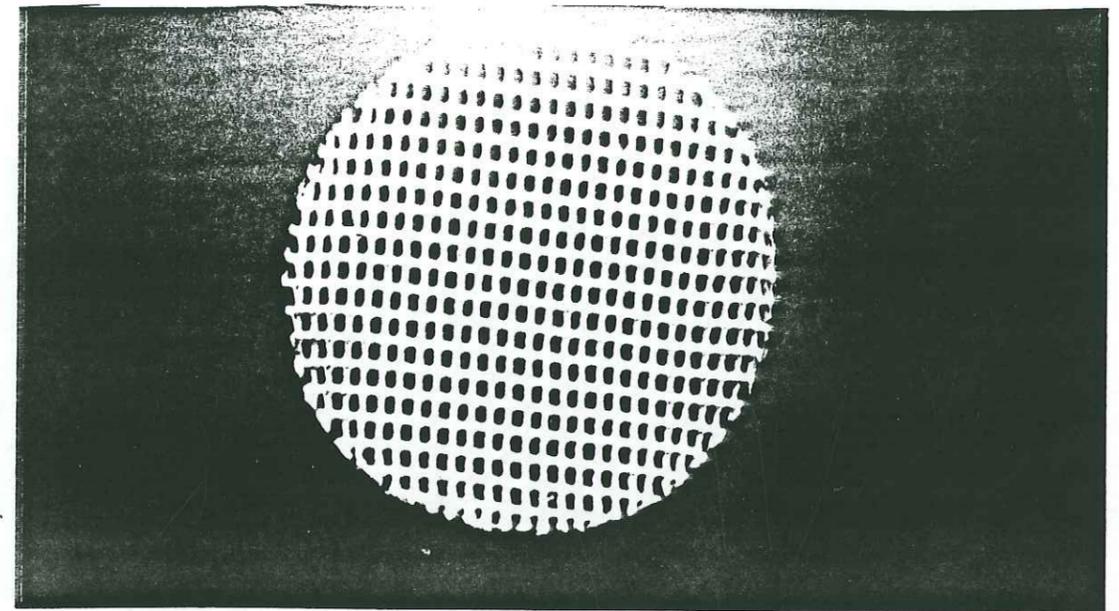


PHOTO (2)

(T.T)	NORME	UNITÉ	SENS DE LA MESURE	75/50	100/50	150/50	200/50	
1	MASSE SURFACIQUE	NF G 38013	g/m ²		310	365	460	555
2	EPAISSEUR	NF G 38012	mm	2 kPa	1,20	1,28	1,50	2,55
3	POINT DE FUSION			260°C				
4	TRACTION MONO DIRECTIONNELLE (Tr)	NF G 38014	kN/m	CHAINE	75	100	150	200
				TRAME	50	50	50	50
5	ALLONGEMENT A LA RUPTURE	NF G 38014	%	CHAINE	10	10	10	10
				TRAME	13	13	13	13
6	ALLONGEMENT A 20% de la charge de rupture (Tr/5 = 20% Tr)*	NF G 38014	%	CHAINE	2,2	2,2	2,2	2,2
				TRAME	2,0	2,0	2,0	2,0
7	DECHIRURE TRAPEZOIDALE	NF G 38015	kN	CHAINE	1,9	2,1	4,0	6,0
				TRAME	1,9	1,9	2,0	2,0
8	OUVERTURE DE FILTRATION	NF G 38017	µm	> 300				

Tableau (VI-2)

VI-1-3 : Géotextile du type TT(75/50).NTb4

C'est un géotextile composite, associant un réseau bidimensionnel de monofilament de polyester TT(75/50) au géotextile non tissé aiguilleté du type NTb4 (voir photo 3). Les deux composants sont assemblés par couture dans le sens de la trame, la couture est réalisé par un fil du même type que le TT(75/50). Le tableau (VI-3), donne les principales caractéristiques physiques et mécaniques de ce composite.

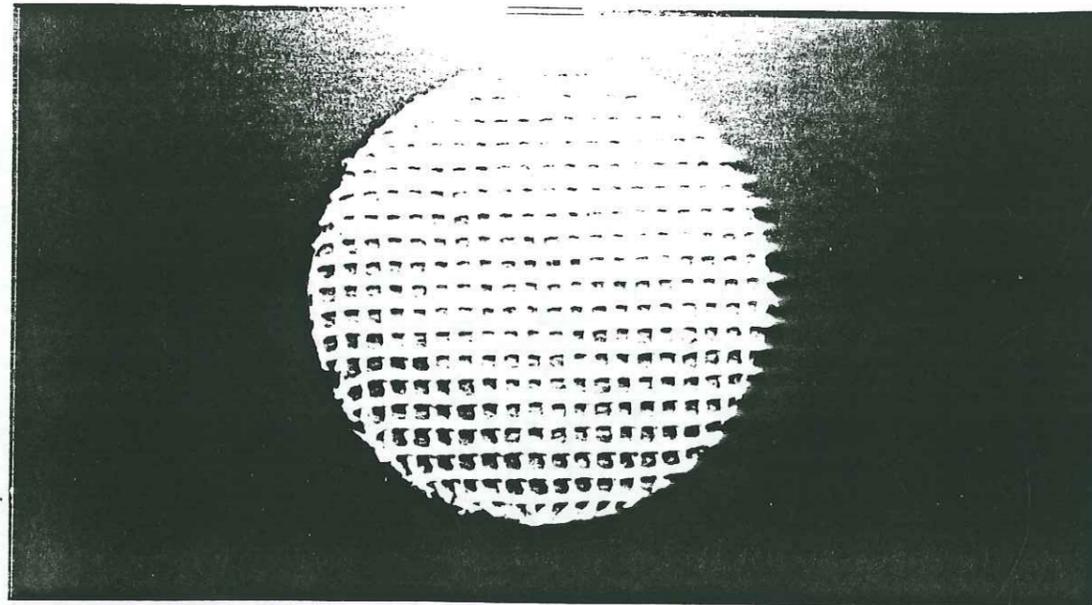


PHOTO (3)

		(TT).NTb4	NORME	UNITÉ	SENS DE LA MESURE	75/50	100/50	150/50	200/50
PHYSIQUES	1	MASSE SURFACIQUE	NF G 38013	g/m ²		553	590	685	800
	2	EPAISSEUR	NF G 38012	mm	sous 2 kPa	2,01	2,12	2,36	2,66
	3	POINT DE FUSION				260°C			
MECANIQUES	4	TRACTION MONO DIRECTIONNELLE (Tr)	NF G 38014	kN/m	CHAINE	75	100	150	200
					TRAME	50	50	50	50
	5	ALLONGEMENT A LA RUPTURE	NF G 38014	%	CHAINE	10	10	10	10
					TRAME	13	13	13	13
6	ALLONGEMENT A 20% de la charge de rupture (Tr/5 = 20% Tr)*	NF G 38014	%	CHAINE	2,2	2,2	2,2	2,2	
				TRAME	2,0	2,0	2,0	2,0	
7	DECHIRURE TRAPEZOIDALE	NF G 38015	kN	CHAINE	2,2	2,8	4,8	6,4	
				TRAME	2,2	2,2	2,2	2,2	
HYDRAULIQUES	8	OUVERTURE DE FILTRATION	NF G 38017	µm		120			
	9	PERMIIVITE	NF G 38016	s ⁻¹		1,86			
	10	TRANSMISSIVITE	CFGG	m ² /s	50 kPa		4,17 × 10 ⁻⁹		
CFGG			m ² /s	200 kPa		1,00 × 10 ⁻⁹			

Tableau (VI-3)

VI-1-4:(Géotextile du type SG.NTb4.SG(34/34)

C'est un géotextile composite, associant une nappe de géotextile du type NTb4 à deux nappes de géotextile du type SG(34/34), ces deux dernières sont placées de part et d'autre de la nappe NTb4, et elles servent de moyen de protection pour le NTb4 contre les pénétrations de grains de sable. Le SG(34/34) est un géotextile tissé, constitué de bandelettes à base de monofilament de polyester (voir photo 4). Le rapport (34/34), indique la résistance à la traction du géotextile dans le sens de la chaîne et dans le sens de la trame. Le tableau (VI-4), présente les différentes caractéristiques physiques et mécaniques du géotextile SG.

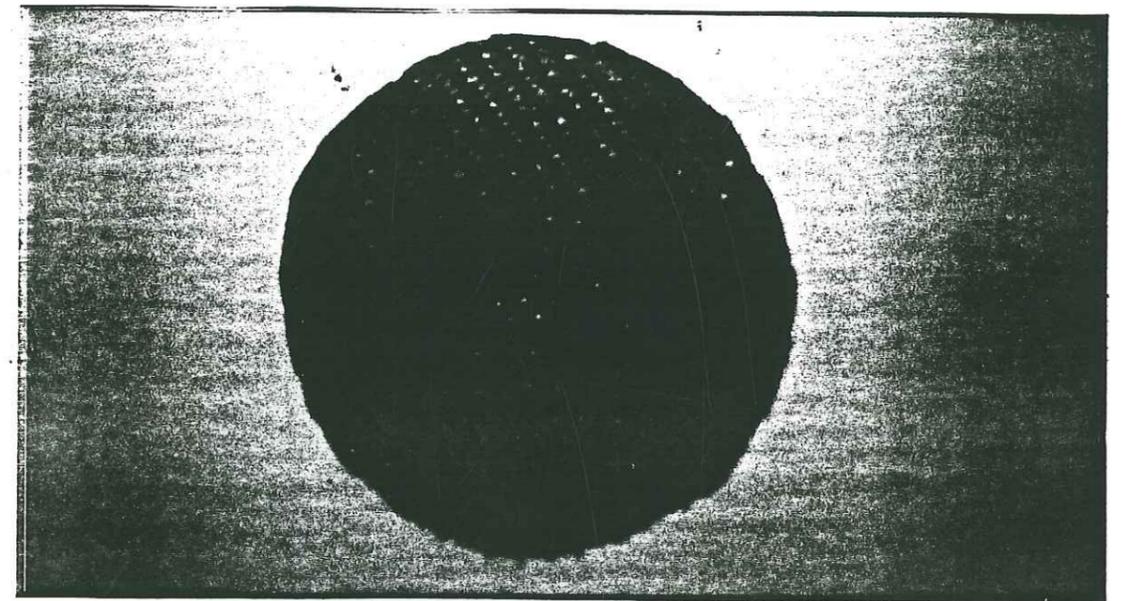


PHOTO (4)

Numero de référence qualité

Poids g/m²
 Résistance à la traction chaîne kN/m
 Résistance à la traction trame kN/m
 Allongement à la rupture Σ chaîne %
 Allongement à la rupture Σ trame %
 Résistance à la déchirure chaîne kN
 Résistance à la déchirure trame kN
 Permivité kn/e
 Porometrie µm
 Epaisseur mm
 Composition

SG 16/16	SG 22/22L	SG 22/22M	SG 22/22H	SG 25/25	SG 34/34	SG 34/34	SG 42/42	SG 52/52	SG 52/52	SG 70/70	SG 74/74	SG 80/80	SG 90/90	SG 200/200	SG 200/200
105	140	140	120	130	143	180	203	270	315	300	325	355	500	550	540
16	22	22	22	25	34	34	42	52	52	70	74	80	90	200	200
16	22	22	22	25	34	34	45	50	52	70	74	80	90	40	34
10	30	30	30	35	30	25	20	25	35	15	15	15	15	15	15
10	30	30	30	35	15	25	15	15	30	15	15	15	15	15	15
0,9	1,2	1,2	1,2	1,4	1,2	2,2	1,8	3,3	2,4	3,3	3,6	3,8	4,0	5,5	5,5
0,9	1,2	1,2	1,2	1,4	1,3	2,2	1,8	3,3	2,4	3,3	3,0	3,3	4,0	3	3,5
1,16	0,25	0,25	0,40	0,03	0,48	0,30	0,45	1,75	1,0	0,06	0,21	0,20	0,19	0,25	0,25
70	70	70	110	150	110	65	110	155	120	65	40	150	40	60	45
1,60	0,65	0,65	0,65	1,30	0,60	0,90	0,70	1,20	1,10	1,40	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
PP/PP	PP/PP	PP/PP	PP/PE	PP/PE	PP/PP	PP/PP	PP/PP	PP/PP	PP/PP	PES/PES	PP/PP	PP/PP	PP/PP	PP/PP	PES/PES

Tableau (VI-4)

VI-1-5: Géomembranes du type HDT, PEHD et NTb4 résineux

Le Gundle HDT (voir photo 5) et le Gundle PEHD (voir photo 6), sont des géomembranes fabriquées à base de polyéthylène à haute densité. Les deux surfaces du premier sont texturées, ce qui lui procure un état de surface très rugueux, par contre pour le deuxième, le PEHD, ces deux surfaces n'ont pas été texturées, et de ce fait, il présente un état de surface très lisse. Le HDT ainsi fabriqué aura une contrainte d'adhérence avec le sol, plus élevée que celle du PEHD. Les géomembranes HDT et PEHD choisies pour nos essais, ont des épaisseurs de 1 mm et une rigidité longitudinale très grande qui peut être considérée comme infinie par rapport aux géotextiles utilisés.

Le NTb4 résineux, est le résultat d'un "mariage" du NTb4 et de résine. En effet il nous a semblé intéressant de réaliser ce type de combiné, dans le but de supprimer la compressibilité du NTb4 tout en gardant un état de surface proche de ce dernier.

PHOTO (5)

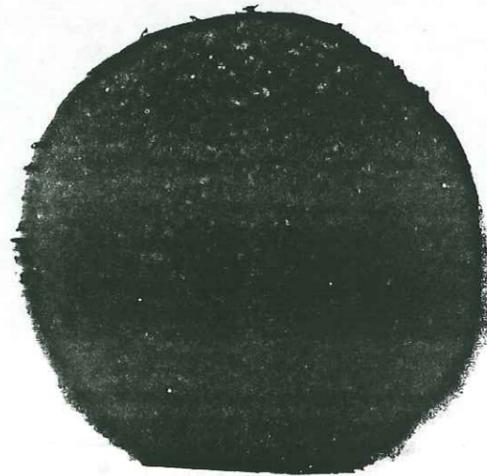
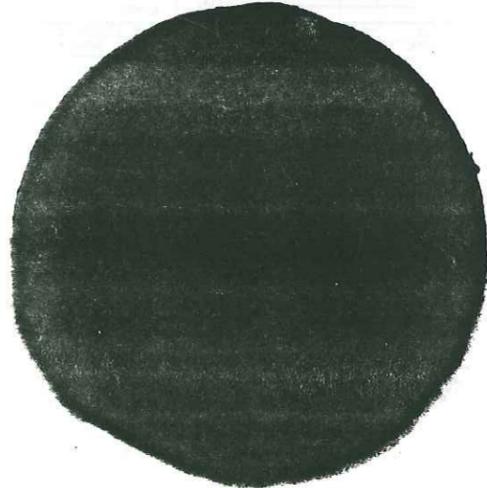


PHOTO (6)



VI-2 : COMPORTEMENT D'UN ECHANTILLON DE SABLE NON RENFORCE AU COURS DE L'APPLICATION DU PREMIER CYCLE DE L'ESSAI DE LIQUEFACTION

Nous avons vu au chapitre précédent, qu'un échantillon de sable renforcé par des nappes de géotextile résistait mieux à la liquéfaction par rapport à un autre échantillon de même densité mais dépourvu de toute inclusion. Pour cela nous avons énoncé, comme une première approche, que le géotextile intervient dans l'augmentation de la résistance à la liquéfaction surtout par ses caractéristiques d'extension durant la phase de décharge (demi-cycle en traction), c'est à dire que durant cette phase, le géotextile va se dilater pour provoquer en même temps une augmentation de l'indice des vides, ce qui induira une chute de la pression interstitielle et une amélioration de l'effort de contact sol-sol. Nous avons donc un accroissement du nombre de cycles nécessaire à la liquéfaction de l'échantillon.

Mais afin de compléter l'affirmation ci dessus et de pouvoir déterminer le rôle du géotextile dans le domaine des faibles contraintes déviatoires et dans le domaine des grandes contraintes déviatoires cycliques, nous allons étudier le comportement d'un échantillon de sable non renforcé, au cours de l'application du premier cycle charge-décharge d'un essai de liquéfaction. Nous observons les variations de la pression interstitielle en fonction du déplacement vertical de l'échantillon.

VI-2-1 : Variation de la pression interstitielle en fonction du déplacement vertical.

Sur la figure (VI-1), nous avons tracé pour chaque type de contrainte déviatoire cyclique, une courbe qui représente les variations de la pression interstitielle en fonction des variations du déplacement vertical. Les points (1,2,3,4,5), représentent le demi-cycle en compression, et quant aux points (5,6,7,8,9), ils représentent le demi-cycle en traction. Nous remarquons sur cette figure que pour les points de (1) à (6), le comportement de l'échantillon est sensiblement le même, par contre à partir du point (6) et jusqu'au point (9), le comportement de

l'échantillon diffère en fonction de la contrainte déviatoire cyclique appliquée.

-Pendant le demi-cycle en compression et lors de la phase de charge, nous avons pour les points (1,2,3), une même augmentation de la pression interstitielle de l'ordre de 10kPa et aussi un même déplacement vertical de l'ordre de 0.05 mm, de même lors de la phase de décharge nous obtenons pour les points (3,4,5), une variation résiduelle de pression interstitielle qui est égale à 1.5kPa pour la contrainte déviatoire de 51.96kPa, à 4kPa pour la contrainte déviatoire de 41.57kPa et à 3kPa pour la contrainte déviatoire de 46.77kPa, et un déplacement résiduel de 0.025 mm pour les 3 contraintes dévatoires cycliques.

-Pendant le demi-cycle en traction et lors de la phase de décharge, nous avons entre les points (5) et (6) sensiblement, la même variation de pression interstitielle et le même déplacement vertical, soit respectivement $dU=-5\text{kPa}$ et $dl=-0.04\text{ mm}$. Mais ce n'est qu'à partir du point (6) que les grandes différences de comportement commencent à se manifester, et que nous observons pour le point (7) et par rapport à l'origine les variations suivantes:

-Pour la contrainte déviatoire cyclique de 41.57kPa, nous avons:

- une variation de pression interstitielle de $dU=-6\text{kPa}$
- un déplacement vertical $dl=-0.12\text{ mm}$

-Pour la contrainte déviatoire cyclique de 46.77kPa, nous avons:

- une variation de pression interstitielle de $dU=-5\text{kPa}$
- un déplacement vertical $dl=-0.16\text{ mm}$

-Pour la contrainte déviatoire cyclique de 51.96kPa, nous avons:

- une variation de pression interstitielle de $dU=+25\text{kPa}$
- un déplacement vertical $dl=-0.47\text{ mm}$

Dans la phase de charge du demi-cycle en traction, c'est à dire pour les points (7),(8) et (9), nous observons toujours des comportements différents à savoir:

-Pour la contrainte déviatoire cyclique de 41.57kPa et par rapport à l'origine, nous avons:

pour le point (8)

- une variation de pression interstitielle de $dU=-2.5\text{kPa}$
- un déplacement vertical $dl=-0.14\text{ mm}$

pour le point (9)

- une variation de pression interstitielle de $dU=+4\text{kPa}$
- un déplacement vertical $dl=-0.05\text{ mm}$

-Pour la contrainte déviatoire cyclique de 46.77kPa et par rapport à l'origine, nous avons:

pour le point (8)

- une variation de pression interstitielle de $dU=+1\text{kPa}$
- un déplacement vertical $dl=-0.23\text{ mm}$

pour le point (9)

- une variation de pression interstitielle de $dU=+12.5\text{kPa}$
- un déplacement vertical $dl=-0.18\text{ mm}$

-Pour la contrainte déviatoire cyclique de 51.96kPa, au delà du point (7) l'échantillon est liquéfié et les variations de pression interstitielle sont de l'ordre de 100kPa après deux cycles.

Ce qui est beaucoup plus remarquable sur cette figure, ce sont les variations des pressions interstitielles et les variations des déplacements verticaux entre les points (6) et (7), d'où nous tirons ce qui suit:

1) pour $d=41.57\text{kPa}$

- $dU=-4\text{kPa}$
- $dl=-0.12-(-0.025)=-0.095\text{ mm}$

2) pour $d=46.77\text{kPa}$

- $dU=-4.5-(-5)=+0.5\text{kPa}$
- $dl=-0.16\text{ mm}$

3) pour $d=51.96\text{kPa}$

- $dU=25-(-5)=30\text{kPa}$
- $dl=-0.47-(-0.025)=-0.445\text{ mm}$

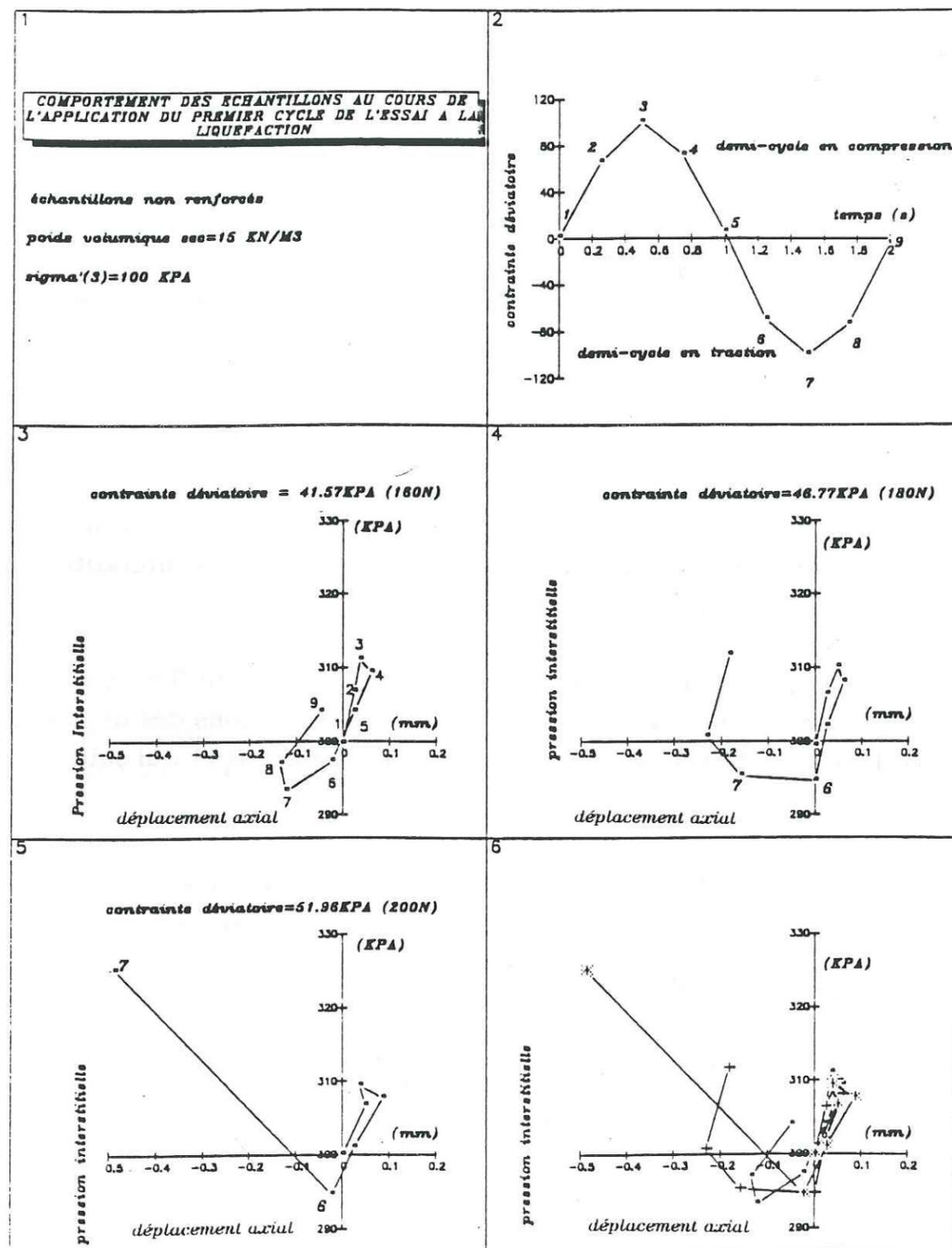


Figure (VI-1)

En ce qui concerne le premier cas, nous ne pouvons rien conclure, car l'extension verticale de l'échantillon est accompagnée par une dilatance du matériau. En revanche pour le deuxième et troisième cas, nous concluons à un rétrécissement du diamètre de l'échantillon. En effet nous constatons pour ces deux derniers cas que l'extension verticale est suivie par une contractance du matériau ($dU > 0$): Pour que ceci se réalise, il faut qu'il y ait une contraction horizontale de l'échantillon, d'où le rétrécissement cité plus haut. Ce rétrécissement va en croissant avec la contrainte déviatoire appliquée, et il reflète bien le nombre de cycles nécessaire à la liquéfaction de chaque échantillon.

Donc d'après ce que nous venons de remarquer, nous pouvons énoncé que pour améliorer la résistance à la liquéfaction, il suffit, premièrement, d'empêcher la contraction horizontale de l'échantillon de se faire, en d'autres termes, il faut limiter les déplacements des grains de sable de l'extérieur vers l'intérieur, et deuxièmement, de diminuer les variations de la pression interstitielle lorsque l'échantillon passe dans le domaine des grandes extensions. Pour satisfaire ces deux mesures, nous devons choisir des inclusions rigides, compressibles et dont l'état de surface est très rugueux.

Dans notre étude, nous avons choisi comme inclusion, des géotextiles du type BIDIM. Nous avons mené plusieurs campagnes d'essais de liquéfaction, afin de déterminer le rôle de la rigidité et de l'état de surface, et celui de la compressibilité du géotextile dans l'amélioration de la résistance à la liquéfaction.

Dans ce qui suit nous désignons, par "domaine des faibles contraintes déviatoires cycliques", le domaine qui précède l'apparition des grandes extensions de l'échantillon, et par "domaine des grandes contraintes déviatoires cycliques", le domaine des grandes extensions de l'échantillon. Le terme "contrainte déviatoire critique", désigne la contrainte déviatoire qui sépare ces deux domaines. Il faut remarquer que cette contrainte déviatoire critique varie en fonction de l'état de surface et de la rigidité du géotextile utilisé (voir figure VI-24).

II-3 : ESSAIS DE LIQUEFACTION SUR DES ECHANTILLONS RENFORCES PAR DES GEOTEXTILES DU TYPE NT(b1,b2,b3,b4,b6,b7)

Ces essais ont pour but de mettre en évidence l'effet de la rigidité et de la compressibilité du géotextile sur la résistance à la liquéfaction de l'échantillon, car les géotextiles utilisés dans cette série présentent tous un même état de surface. Dans l'analyse des essais, nous désignerons par "compressibilité du géotextile", le potentiel dilatant du géotextile durant le demi-cycle en traction.

Le renforcement des échantillons est réalisé par la mise en place de trois (3) nappes de géotextile ayant un même diamètre de 70(mm), qui sont placées horizontalement à 1/6, 1/2 et 5/6 de la hauteur de l'échantillon.

Cette série d'essais a été menée sous une seule contrainte de consolidation de 100kPa, obtenue par l'application d'une pression de confinement de 400kPa et d'une pression interstitielle initiale de 300kPa (contre pression). Les seules variables sont donc la contrainte déviatoire cyclique et le type de géotextile.

Les résultats de ces essais sont regroupés sur la figure(VI-2), sous forme de courbes reliant les contraintes dévatoires cycliques au nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction de l'échantillon. Chacune d'elles représente ainsi la résistance à la liquéfaction d'un échantillon renforcé avec le même type de géotextile.

A) Différence entre les géotextiles utilisés.

Les géotextiles utilisés dans cette série diffèrent principalement par leurs épaisseurs et leurs masses surfaciques. Ces différences nous permettent d'avoir une compressibilité et une rigidité croissante en passant du NTb1 au NTb7.

B) Interprétation des résultats.

Nous constatons sur la figure (VI-2) que pour des contraintes dévatoires élevées (ou des faibles nombre de cycles), nous avons des courbes de résistance à la liquéfaction bien distinctes. Elles sont dans l'ordre croissant, partant d'un échantillon non renforcé à un échantillon renforcé par des nappes de géotextile du type NTb1 à NTb7. Pour les faibles contraintes dévatoires (ou des nombre de cycles élevés), nous avons chevauchement de trois courbes de résistance à la liquéfaction qui appartiennent aux échantillons renforcés par des géotextiles du type NTb4, NTb6 et NTb7, et un affaiblissement des courbes de résistance pour les autres échantillons renforcés restants. Cependant ces résistances à la liquéfaction restent tout de même supérieures à celle de l'échantillon non renforcé, sauf pour l'échantillon renforcé par le géotextile du type NTb1 qui verra sa courbe de résistance à la liquéfaction descendre sous celle de l'échantillon non renforcé.

Pour les contraintes dévatoires élevées, l'augmentation de la résistance à la liquéfaction et la distinction des courbes s'expliquent par la mise en jeu du potentiel dilatant du géotextile pendant le demi-cycle en traction. En effet durant cette phase de traction et pour ces mêmes contraintes dévatoires, la rigidité et l'état de surface du géotextile ne seront pas mis en jeu à cause de l'affaiblissement de l'effort de contact sol-géotextile; lors de la traction la contrainte déviatoire soulage l'effort de contact sol-géotextile, et il est autant soulagé que la contrainte déviatoire est élevée. Donc pour les contraintes dévatoires cycliques élevées, la contraction horizontale de l'échantillon est surtout empêchée par l'augmentation de l'effort de contact sol-sol induit par la dilatance du géotextile, c'est à dire que lorsque l'échantillon passe dans le domaine des grandes extensions verticales, le géotextile va instantanément se dilater beaucoup plus pour réduire la pression interstitielle et ralentir les extensions verticales en augmentant l'effort de contact sol-sol. Ce phénomène va retarder la liquéfaction des échantillons renforcés. Nous remarquons que le potentiel de dilatance des géotextiles reflètent bien les résistances à la liquéfaction obtenues.

Dans le domaine des faibles contraintes dévatoires, la superposition des trois courbes montre que le rôle de la compressibilité du géotextile est amoindrie. En effet vu que durant le demi-cycle en

traction, l'effort de contact sol-géotextile n'est pas trop affaibli; lors de la phase de traction ces contraintes déviatoires vont moins soulager l'effort de contact sol-géotextile. Cela va octroyer à la rigidité et à l'état de surface du géotextile un rôle de premier ordre par rapport à la compressibilité. Donc dans ce domaine de contrainte, les déplacements des grains de sable et les contractions horizontales seront empêchés par l'intermédiaire de la rigidité et de l'état de surface du géotextile. Ceci va créer une augmentation du nombre de cycles nécessaire à la liquéfaction de l'échantillon. Mais chaque géotextile présente un seuil en contrainte déviatoire où la contraction horizontale n'est plus empêchée par le géotextile. Ce seuil est dans l'ordre croissant du NTb1 au NTb7, et il est en fonction de la rigidité du géotextile et de son état de surface (voir figure.VI-24)

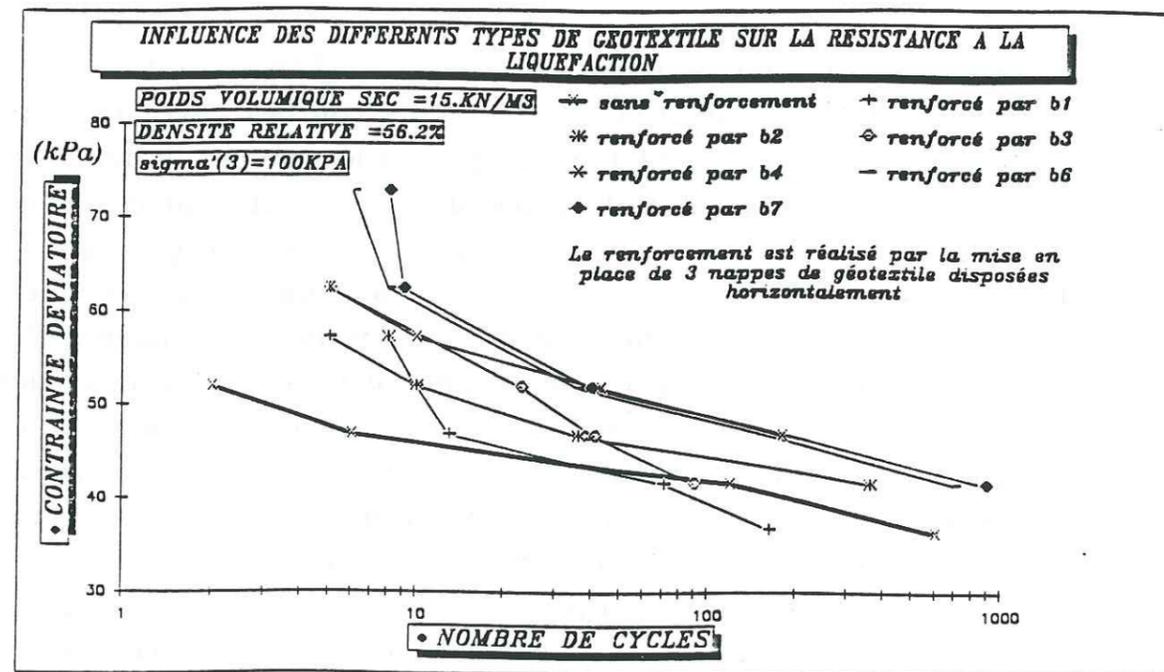


Figure (VI-2)

Par ailleurs, ce chevauchement des trois courbes explique aussi que pour un même état de surface, l'effet de la rigidité présente une limite dans l'amélioration de la résistance à la liquéfaction. Quant à l'échantillon renforcé par le géotextile du type NTb1, sa faible résistance à la liquéfaction par rapport à l'échantillon non renforcé s'explique par le fait que ce type de géotextile présente peu de rigidité. Il ne pourra donc empêcher les déplacements des grains, parce qu'il sera entraîné dans le mouvement de ces grains de sable. Donc l'échantillon va avoir un comportement semblable à celui sans renforcement (voir figure VI-3). Au contraire même, la présence du géotextile va produire, par compressibilité et durant le demi-cycle en compression, une variation additionnelle de pression interstitielle qui va affaiblir d'avantage la résistance à la liquéfaction, d'autant plus qu'elle ne sera pas récupérée durant le demi-cycle en traction. En effet, pour les petites contraintes déviatoires, les grandes extensions verticales de l'échantillon se sont pas encore atteintes et de ce fait les géotextiles de faibles rigidité récupèrent peu de pression interstitielle.

C) Influence du type de géotextile sur le chemin des contraintes moyennes effectives

Sur la figure (VI-3) nous avons tracé, pour l'échantillon non renforcé et ceux renforcés par des géotextiles du type NTb1 et NTb7, les contraintes déviatoires cycliques en fonction des contraintes moyennes effective (P'), et nous avons repris sur cette même figure la droite des contraintes moyennes totales (P). La différence en abscisse entre la courbe (P') et la droite (P) représente en chaque point la variation de la pression interstitielle. A gauche de la droite des (P), la variation de la pression interstitielle est positive, ce qui veut dire que l'échantillon subi une contractance par rapport à l'état initial. A droite de celle-ci la variation de la pression interstitielle est négative, ce qui voudra dire que l'échantillon subit une dilatance par rapport à l'état initial.

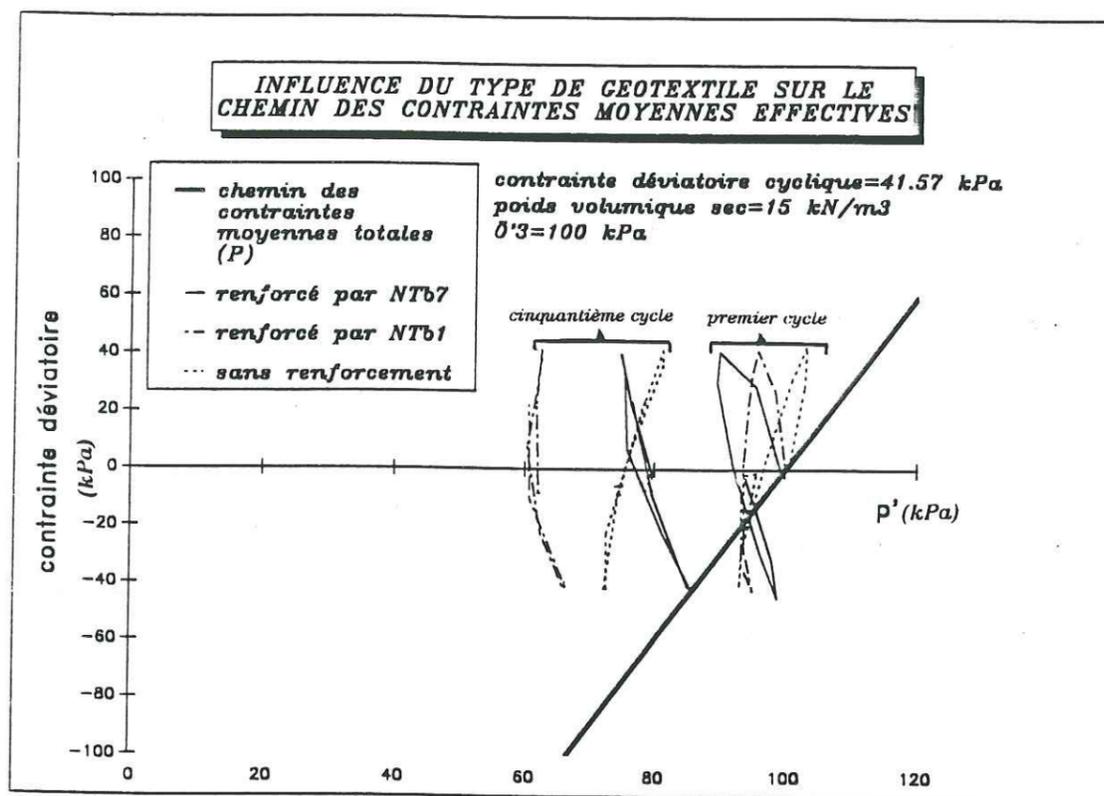


Figure (VI-3)

Durant la phase de charge, nous remarquons sur cette même figure, pour les échantillons renforcés par NTb7 et NTb1, une forte contractance par rapport à celle du non renforcé. Ceci est due à la compressibilité du géotextile. Quant à la phase de décharge, nous constatons une grande dilatance pour l'échantillon renforcé par le géotextile NTb7, et une faible dilatance de même ordre de grandeur pour l'échantillon non renforcé et celui renforcé par NTb1. La première constatation est due au grand potentiel dilatant du géotextile et à sa rigidité, quant à la deuxième elle résulte de la faible rigidité et du faible potentiel dilatant du géotextile NTb1, ce dernier par sa faible rigidité se voit emporter par le mouvement des grains de sable. Donc les échantillons renforcés par le NTb1 auront, lors de la phase de charge, un comportement défavorable par rapport à un échantillon non renforcé dû à l'augmentation de la pression interstitielle induite par la compression du géotextile: Soit un même comportement que celui de l'échantillon non renforcé durant la phase de décharge. Ceci mènera au résultat obtenu dans le domaine des faibles contraintes déviatoires à savoir, une faible résistance à la liquéfaction de l'échantillon renforcé par le géotextile NTb1 par rapport à celle de l'échantillon non renforcé. Il faut remarquer que les variations

résiduelles à fin du premier cycle sont plutôt favorables pour l'échantillon non renforcé, mais cependant, au cinquantième cycle les explications citées plus haut sont confirmées; en effet, à la fin du cinquantième cycle nous avons une variation résiduelle en pression interstitielle qui est égale à 40kPa pour l'échantillon renforcé par le NTb1, à 25kPa pour l'échantillon non renforcé et à 20kPa pour l'échantillon renforcé par le NTb7.

D) Comportement des échantillons au cours de l'application du premier cycle de l'essai de liquéfaction.

Pour cette campagne d'essai, nous allons suivre et comparer, lors de l'application du premier cycle de l'essai de liquéfaction, les évolutions de la pression interstitielle en fonction des déplacements verticaux pour les échantillons non renforcés et ceux renforcés par le géotextile NTb7. Les courbes de ces évolutions sont tracées sur la figure (VI-4) pour les contraintes déviatoires de 41.57kPa et 51.96kPa, soit respectivement 160N et 200N. Pour l'échantillon non renforcé, la première contrainte se situe dans le domaine des faibles contraintes déviatoires, soit avant l'apparition des grandes extensions verticales de l'échantillon. La deuxième contrainte se situe dans le domaine des grandes contraintes déviatoires, c'est à dire au moment où l'échantillon a atteint les grandes extensions verticales.

Sur la figure (VI-4), nous remarquons pour les deux contraintes déviatoires et durant le demi-cycle en compression, une nette augmentation de la pression interstitielle pour l'échantillon renforcé par rapport à celle de l'échantillon non renforcé. Cette augmentation est principalement due à la compression du géotextile, ceci peut être remarqué en faisant la différence des déplacements verticaux entre les deux types d'échantillons

Soit pour les points (3) et par rapport à l'origine nous avons:

pour la contrainte déviatoire de 41.57kPa

$$dl=0.0854 - 0.0367=0.0487 \text{ mm.}$$

pour la contrainte déviatoire de 51.96kPa

$$dl=0.1099 - 0.0377=0.0722 \text{ mm}$$

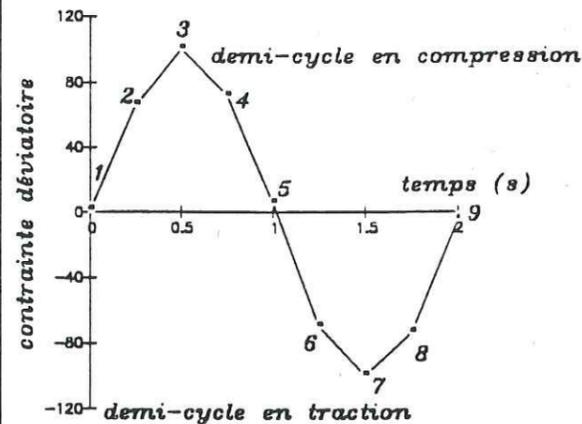
COMPORTEMENT DES ECHANTILLONS AU COURS DE L'APPLICATION DU PREMIER CYCLE DE L'ESSAI A LA LIQUEFACTION

Le renforcement des échantillons est réalisé par 3 nappes horizontales

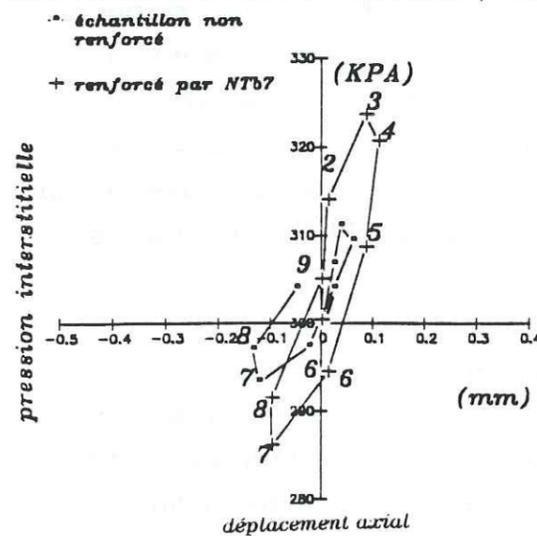
Poids volumique sec=15KN/M3

Densité relative=56.2%

$\sigma'(3)=100KPA$



contrainte déviatoire=41.57KPA (160N)



contrainte déviatoire=51.96KPA (200N)

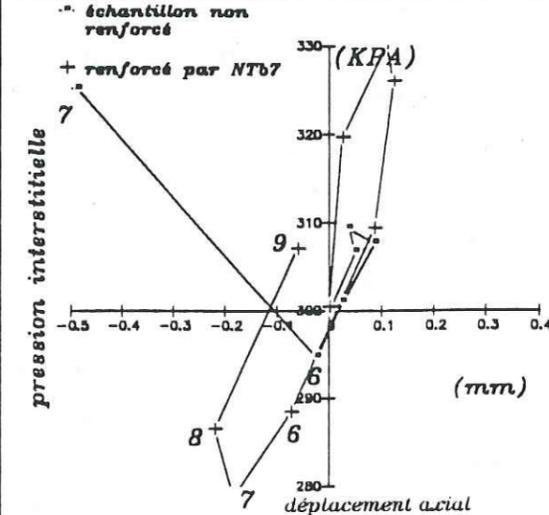


Figure (VI-4)

On pouvait tout à fait s'attendre à ce comportement dans le demi-cycle en compression car l'échantillon renforcé par le géotextile est plus compressible que l'échantillon non renforcé, par contre dans le demi cycle en traction les comportements n'étaient pas vraiment prévisibles, et nous remarquons que les échantillons non renforcés subissent

beaucoup plus d'extension verticale que l'échantillon renforcé, et cela malgré la présence du potentiel dilatant du géotextile.

Ainsi entre les points (7) de l'échantillon renforcé et celui du non renforcé nous avons:

pour la contrainte déviatoire de 41.57kPa

une différence dans le déplacement verticale de

$$dl = -0.0977 - (-0.122) = 0.0243 \text{ mm}$$

une différence dans la pression interstitielle de

$$dU = 286.058 - 293.286 = -7.228 \text{ kPa}$$

pour la contrainte déviatoire de 51.96kPa

une différence dans le déplacement verticale de

$$dl = -0.1831 - (-0.4872) = 0.3041 \text{ mm}$$

une différence dans la pression interstitielle de

$$dU = 278.750 - 325.093 = 46.343 \text{ kPa}$$

De ces différences nous constatons que pour les deux contraintes déviatoires, l'échantillon non renforcé est plus extensible et moins dilatant que l'échantillon renforcé. Ainsi le premier subit des contractions horizontales plus grandes que celles obtenues par le deuxième. En effet pour ce dernier ces contractions horizontales sont limitées par la présence des nappes de géotextile.

Il est intéressant de remarquer sur la figure(VI-5), où nous avons tracé pour les quatre contraintes déviatoires, l'évolution de la pression interstitielle en fonction du déplacement vertical de l'échantillon renforcé par le NTb7, que les grandes extensions de cet échantillon n'apparaissent réellement qu'à partir de l'application de la contrainte déviatoire de 62.36kPa, soit 240N. Ceci est observé en analysant les différences de déplacement et de pression interstitielle entre les points 7 et 8 alors que nous entamons la phase de charge.

Nous avons:

pour la contrainte déviatoire de 41.57kPa

$$dl = dl(8) - dl(7) = 0.0 \text{ mm}$$

$$dU = dU(8) - dU(7) = 5.25 \text{ kPa}$$

pour la contrainte déviatoire de 52.96kPa

30 AOUT 2003
 Univ. J. Fourier - O.S.U.G.
 MAISON DES GEOSCIENCES
 DOCUMENTATION
 B.P. 53
 F. 38041 GRENOBLE CEDEX
 Tél. 04 76 63 54 27 - Fax 04 76 51 40 58
 Mail : ptalour@ujf-grenoble.fr

$$dl = dl(8) - dl(7) = -0.036 \text{ mm}$$

$$dU = dU(8) - dU(7) = 7.64 \text{ kPa}$$

pour la contrainte déviatoire de 62.36kPa

$$dl = dl(8) - dl(7) = -0.109 \text{ mm}$$

$$dU = dU(8) - dU(7) = 8.96 \text{ kPa}$$

pour la contrainte déviatoire de 72.75kPa

$$dl = dl(8) - dl(7) = -0.21 \text{ mm}$$

$$dU = dU(8) - dU(7) = 9.56 \text{ kPa}$$

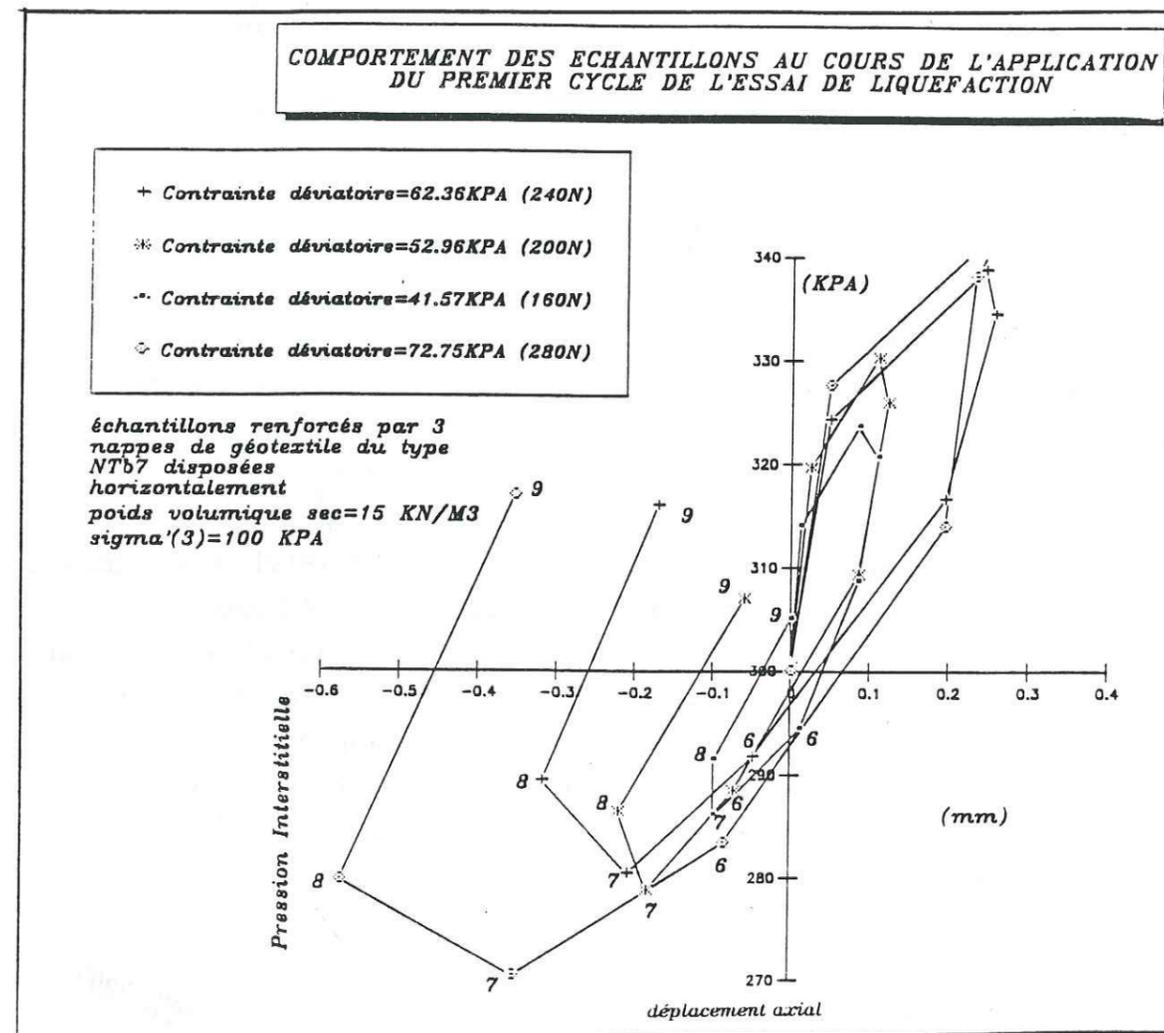


Figure (VI-5)

Ces différences nous expliquent que pour les deux dernières contraintes, les échantillons subissent de grandes contractions verticales. Par ailleurs nous observons à la fin du cycle et toujours pour ces mêmes contraintes, que les échantillons conservent des extensions résiduelles beaucoup plus grandes que celles obtenues lors de l'application des autres contraintes déviatoires. Ces extensions sont d'ailleurs suivies par une forte augmentation de pression interstitielle, ce qui veut dire aussi que les échantillons ont subi de fortes contractions horizontales. Donc pour ces deux contraintes déviatoires, les contractions horizontales ne sont plus limitées par le géotextile. Ainsi pour ce type de géotextile (NTb7), le domaine des grandes contraintes déviatoires commence à partir de la valeur de 62.36kPa. Cependant le géotextile dans ce domaine et par son effet de dilatance à surtout pour rôle d'augmenter la contrainte effective, qui cette dernière va engendrer par la suite une augmentation de l'effort de contact sol-sol et une rétrogradation de l'extension verticale de l'échantillon.

VI-4:ESSAIS DE LIQUEFACTION SUR DES ECHANTILLONS RENFORCES PAR DES GEOTEXTILES DU TYPE TT(75/50), TT(75/50).NTb4 et SG.NTb4.SG(34/34)

Ces essais ont pour but de mettre en évidence l'influence de l'état de surface du géotextile sur la résistance à la liquéfaction, et aussi de définir le domaine en contrainte déviatoire où l'état de surface va prendre au dépens de la compressibilité du géotextile, le premier rôle dans l'amélioration de cette résistance .

Le renforcement est réalisé de la même façon que celui du paragraphe(VI-3), soit par trois nappes de géotextile placées horizontalement.

Pour cette série, une partie des essais qui concernait l'ensemble des types de géotextile, a été menée sous la contrainte de consolidation de 100kPa, et l'autre partie des essais qui concernait uniquement les géotextiles du type NTb4 et TT(75/50).NTb4, a été menée sous les contraintes de 200kPa et de 300kPa.

Les résultats de ces essais, sont regroupés dans les figures (VI-6) et (VI-7), sous forme de courbes qui relient les contraintes déviatoires cycliques aux nombres cycles nécessaires pour mener l'échantillon à la liquéfaction.

A) Différence entre les géotextiles utilisés

Le TT(75/50).NTb4 se distingue du géotextile NTb4 par un état de surface plus rugueux et une rigidité plus élevée, qui lui ont été attribués par l'addition de la nappe TT(75/50) sur l'une de ces deux surfaces, mais il conserve la même compressibilité que le NTb4.

Quant au composite SG.NTb4.SG(34/34), il se différencie des autres géotextiles par son état de surface très lisse et par son plus grand volume dilatant durant le demi-cycle en traction. Ces différences lui sont procurées par le géotextile SG(34/34), qui présente un état de surface plus lisse que les géotextiles NTb4 et le TT(75/50).NTb4, mais par son emplacement, il va protéger le géotextile NTb4 contre les pénétrations des grains de sable, et par de même, il va garder intact le volume dilatant de ce géotextile. En ce qui concerne le géotextile TT(75/50), il se différencie par une compressibilité négligeable devant celle des autres géotextiles.

B) Interprétation des résultats

Nous remarquons sur la figure (VI-6), que pour l'échantillon renforcé par des géotextiles du type TT(75/50).NTb4, nous avons une nette amélioration de la résistance à la liquéfaction par rapport à l'échantillon renforcé par des géotextiles du type NTb4, et que cette même remarque est aussi observable sur la figure (VI-7), pour les essais menés sous les contraintes de consolidation de 200kPa et 300kPa. En fait ceci met en évidence l'effet de l'état de surface, car lors de la première série nous avons constaté dans le domaine des faibles contraintes déviatoires, que nous avons une limite dans l'amélioration de la résistance à la liquéfaction par effet d'augmentation de la rigidité et de la compressibilité du géotextile, et que cette fois ci, pour une rigidité équivalente ou inférieure au NTb7, cette limite est dépassée. Donc ceci ne peut être obtenu que par le biais d'une plus grande rugosité du géotextile TT(75/50).NTb4.

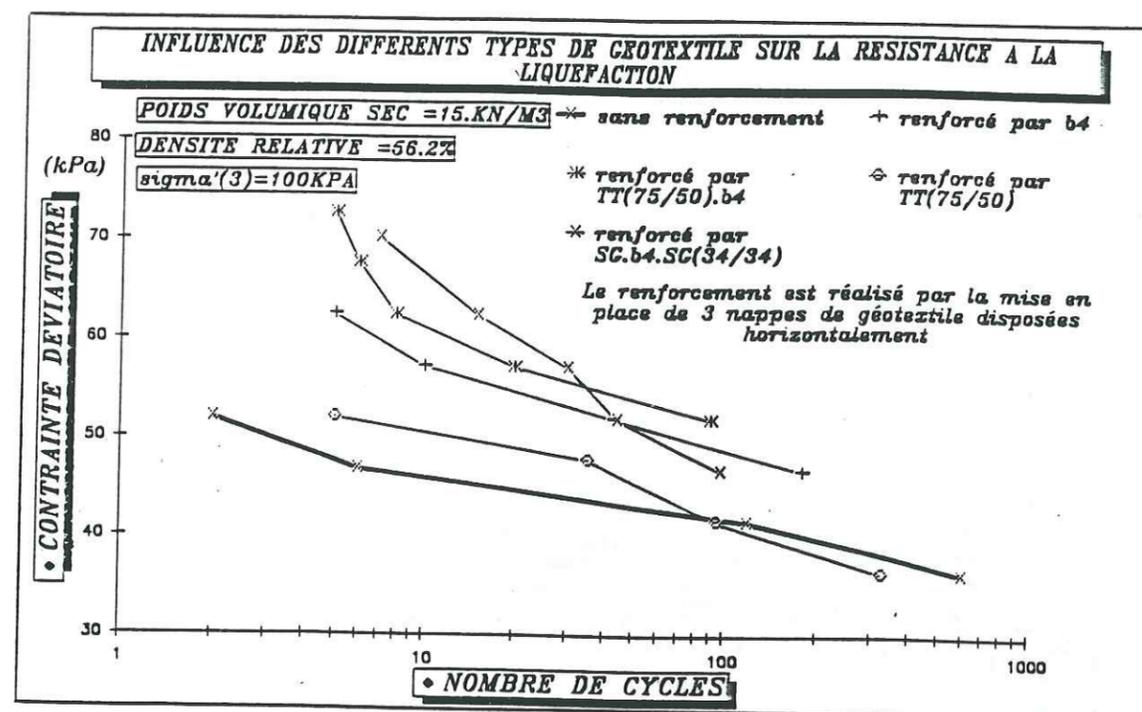


Figure (VI-6)

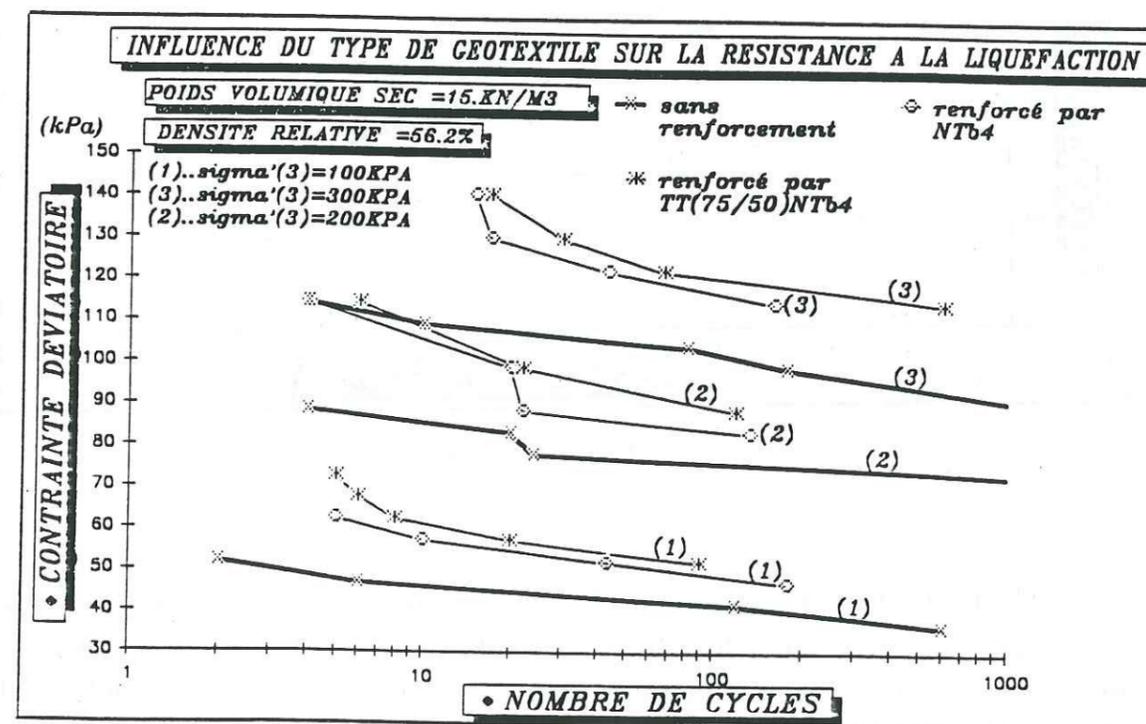


Figure (VI-7)

Ce que nous venons de constater peut être aussi observé sur la figure (VI-8), où nous remarquons dans le domaine des faibles contraintes déviatoires, que malgré la présence du géotextile NTb7, qui présente une plus grande compressibilité par rapport au TT(75/50).NTb4, nous avons une augmentation de la résistance à la liquéfaction de l'échantillon renforcé par le TT(75/50).NTb4 par rapport à l'échantillon renforcé par le NTb7. Par contre dans le domaine des grandes contraintes déviatoires, nous constatons une reprise de résistance à la liquéfaction pour les échantillons renforcés par le NTb7, et elle devient supérieure à celle de l'échantillon renforcé par le TT(75/50).NTb4

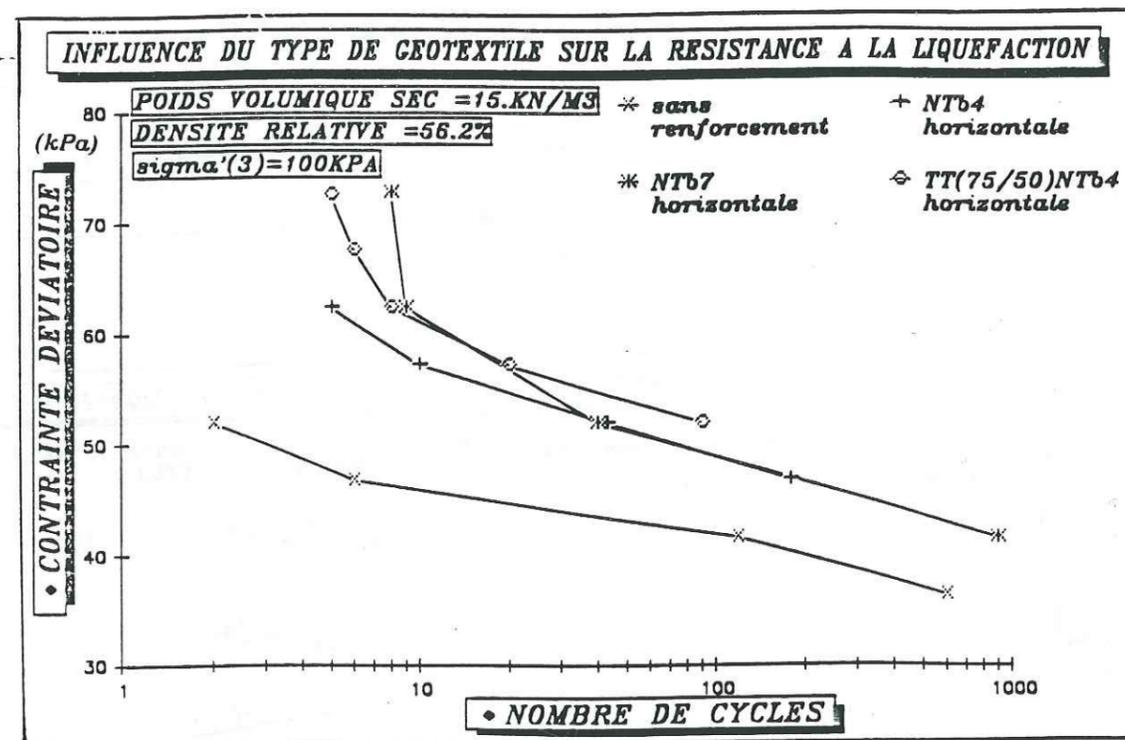


Figure (VI-8)

Ceci montre bien que, dans le domaine des faibles contraintes déviatoires et au détriment de la grande compressibilité des inclusions, les premiers rôles dans l'amélioration de la résistance à la liquéfaction sont joués par l'état de surface et la rigidité du géotextile, alors qu'au contraire, dans le domaine des grandes contraintes déviatoires, la compressibilité reprend le premier rôle.

Donc dans le domaine des faibles contraintes déviatoires, la rigidité et l'état de surface d'un géotextile ont pour fonction d'empêcher les déplacements des grains de sable et de limiter les contractions horizontales de l'échantillon, aussi la présence d'un état de surface plus rugueux va contribuer à la limitation de ces dernières.

Si nous revenons à la figure (VI-6), nous constatons pour l'échantillon renforcé par du géotextile du type SG.NTb4.SG(34/34), que sa courbe de résistance à la liquéfaction présente une double allure: d'abord une diminution de résistance dans le domaine des faibles contraintes déviatoires par rapport aux autres courbes appartenant aux échantillons renforcés par des géotextiles du type NTb4 et TT(75/50).NTb4, puis une reprise de résistance sur ces dernières dans le domaine des grandes contraintes déviatoires. La première allure s'explique par la présence d'un état de surface lisse, octroyé par le géotextile SG(34/34), ce dernier ne pouvant en aucun cas empêcher les déplacements des grains de sable, et par suite il ne pourra limiter les contractions horizontales comme elles l'ont été pour les échantillons renforcés par les autres géotextiles du types NTb4 et TT(75/50).NTb4. La deuxième allure résulte de l'existence, durant le demi-cycle en traction, d'un volume dilatant plus important du géotextile composite SG.NTb4.SG(34/34), car en effet dans ce composite le NTb4 est protégé contre les pénétrations des grains de sable.

Ces deux allures viennent aussi confirmer ce qui a été dit plus haut à savoir:

- La rigidité et l'état de surface d'un géotextile interviennent beaucoup plus dans le domaine des faibles contraintes déviatoires
- La compressibilité (potentiel dilatant du géotextile) intervient essentiellement dans le domaine des grandes contraintes déviatoires.

Toujours sur la même figure (VI-6), nous constatons une très faible amélioration de la résistance à la liquéfaction de l'échantillon renforcé par le TT(75/50) par rapport à l'échantillon non renforcé, ceci est expliqué par le fait que le géotextile utilisé présente une compressibilité et rigidité négligeable

C) Comportement des échantillons au cours de l'application du premier cycle de l'essai de liquéfaction.

Pour cette série, nous allons comparer les différentes évolutions de la pression interstitielle en fonction des déplacements verticaux, appartenant aux échantillons renforcés par NTb4, NTb7 et TT(75/50).NTb4. La comparaison se fera pour une seule contrainte déviatoire, à savoir une contrainte de 62.36kPa qui appartient pour l'ensemble des 3 types d'échantillons au domaine des grandes contraintes dévatoires. Les comportements des échantillons sous les faibles contraintes dévatoires ne seront pas retenus du fait que dans le domaine des faibles contraintes dévatoires, les différences de résistance à la liquéfaction entre les 3 échantillons sont faibles et vont peu se manifester sur les courbes de pressions interstitielles en fonction des déplacements verticaux.

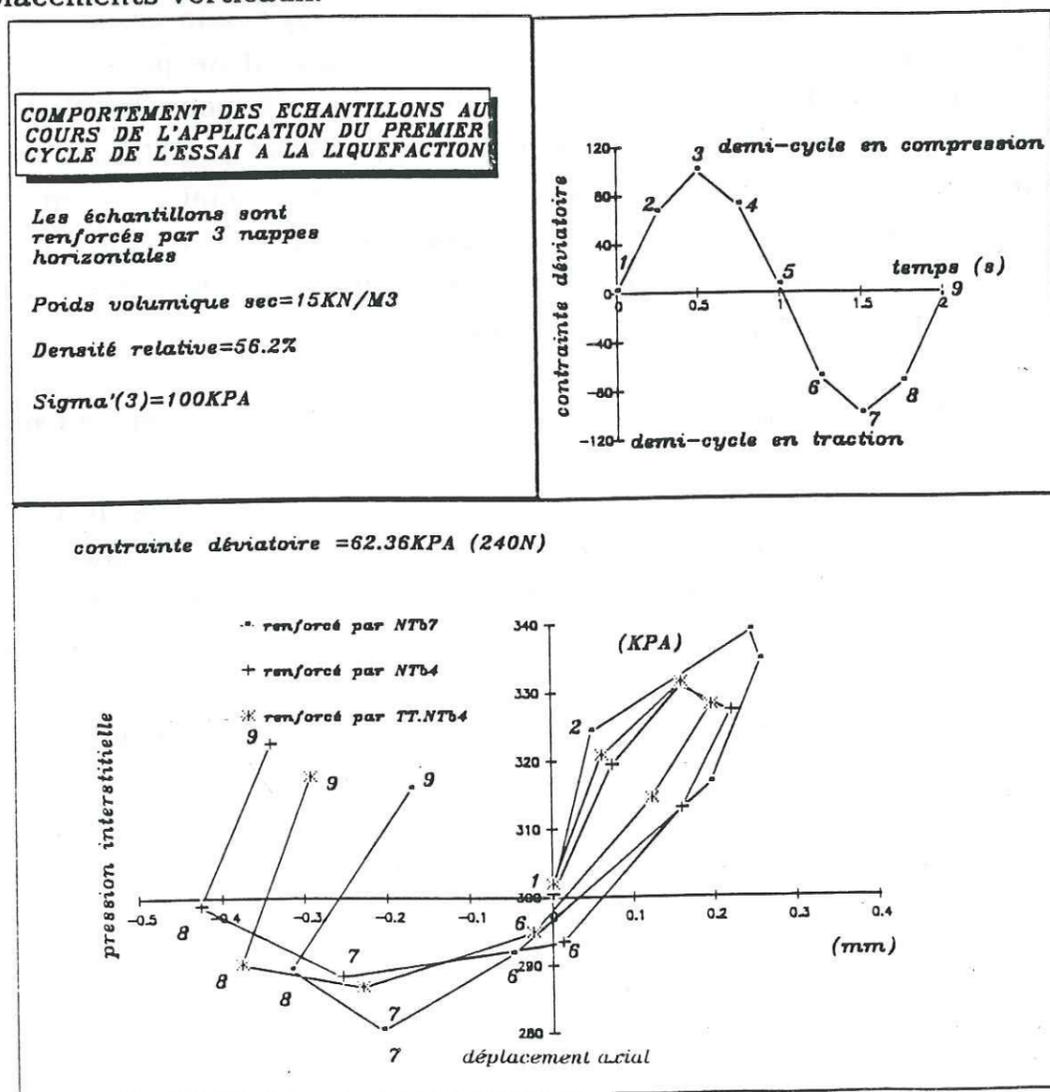


Figure (VI-9)

Sur la figure (VI-9), où nous avons regroupé les 3 courbes de comportement, nous constatons lors du demi-cycle en compression, que les comportements des échantillons sont influencés par le type du géotextile utilisé pour le renforcement: pour les échantillons renforcés par les géotextiles TT(75/50).NTb4 et NTb4, nous avons une même augmentation de la pression interstitielle et une même contraction verticale des échantillons, mais pour l'échantillon renforcé par le géotextile du type NTb7, nous observons une plus grande augmentation de la pression interstitielle et une plus grande contraction verticale. Cette constatation nous permet de nous prononcer sur les compressibilités des géotextiles et de dire que le NTb4 et le TT(75/50).NTb4 ont une même compressibilité, et que le géotextile NTb7 à une plus grande compressibilité que ces deux derniers. Ceci nous invite à conclure que durant le demi-cycle en traction, les deux premiers géotextiles auront le même potentiel dilatant, plus faible cependant que celui du NTb7.

Par contre lors du demi-cycle en traction, nous constatons que les 3 comportements sont différents et que chaque échantillon accuse à la fin du cycle une contraction verticale résiduelle différente. Ainsi nous avons entre l'origine et les points (9) les déformations résiduelles suivantes:

pour l'échantillon renforcé par le NTb4
 $dU=322.59kPa$ et $dl=-0.341$ mm

pour l'échantillon renforcé par le NTb7
 $dU=315.95kPa$ et $dl=-0.170$ mm

pour l'échantillon renforcé par le TT(75/50).NTb4
 $dU=317.73kPa$ et $dl=0.293$ mm

De ces valeurs nous déduisons que le premier échantillon a subi la plus grande extension verticale suivie d'une plus grande augmentation de la pression interstitielle, ce qui nous permet de dire que cet échantillon a subi la plus grande contraction horizontale. Par ailleurs, en comparant les résistances à la liquéfaction des échantillons renforcés, cette observation reflète bien la faible résistance à la liquéfaction de l'échantillon renforcé par le NTb4. Mais ce qui est le plus remarquable à

observer sur la figure (VI-9), ce sont les pentes des courbes entre les points (6) et (7), nous avons en effet :

pour l'échantillon renforcé par le NTb4
(dU/dl)=18.46 (kPa/mm)

pour l'échantillon renforcé par le TT(75/50).NTb4
(dU/dl)=38.41 (kPa/mm)

pour l'échantillon renforcé par le NTb7
(dU/dl)=71.25 (kPa/mm)

Nous remarquons que ces valeurs des pentes reflètent aussi l'ordre croissant des résistances à la liquéfaction. Pour les deux premiers échantillons et étant donné que les géotextiles utilisés ont le même potentiel dilatant, la différence de pente entre les deux courbes est expliquée par le fait que le géotextile TT(75/50).NTb4 est plus rigide et présente un état de surface plus rugueux que le géotextile NTb4; en effet lorsque le géotextile se dilate, il va réduire la pression interstitielle et par la même va augmenter l'effort de contact sol-sol et sol-géotextile, ce qui induira pour un échantillon renforcé par un géotextile plus rugueux et plus rigide, une plus faible contraction horizontale de l'échantillon. Quant au dernier échantillon cette plus grande valeur de la pente est expliquée par le fait que le géotextile utilisé, présente un plus grand potentiel dilatant, ce qui va induire une plus grande augmentation de l'effort de contact sol-sol et sol-géotextile.

Donc d'après ce que nous venons de remarquer précédemment, nous pouvons conclure que dans le domaine des grandes contraintes déviatoire, la compressibilité intervient dans l'amélioration de la résistance à la liquéfaction en agissant sur l'effort de contact sol-sol et sol-géotextile.

VI-5: ESSAI DE LIQUEFACTION SUR DES ECHANTILLONS RENFORCES PAR DES GEOMEMBRANES DU TYPE HDT, PEHD ET NTb4 RESINEUX

Le but de ces essais est de mettre en évidence l'influence de l'état de surface d'une inclusion sur la résistance à la liquéfaction d'un échantillon.

Le renforcement est réalisé de la même façon que pour les autres séries, par la mise en place de (3) nappes de géomembranes à 1/6, 1/2 et 5/6 de la hauteur de l'échantillon.

Les résultats de cette campagne d'essais sont regroupés sur la figure (VI-10), sous forme de courbes reliant les contraintes déviatoires au nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction de l'échantillon, chaque courbe représentant la résistance à la liquéfaction d'un type d'échantillon.

A) Différence entre les géomembranes utilisées.

Entre le HDT et le PEHD, il existe une seule différence, c'est que le premier, il présente des deux côtés un état de surface très rugueux, ce qui n'est pas le cas du deuxième, qui présente un état de surface dépourvu de toute rugosité. En ce qui concerne le NTb4 résineux, il offre un état de surface moins rugueux que celui du HDT.

Pour ces types d'essais, nous considérons que les géomembranes utilisées ont une même rigidité longitudinale (rigidité vis à vis des contraintes tangentielles qui induisent des efforts de compression sur l'épaisseur de la nappe). Le rapport des rigidités longitudinales entre ces dernières et les géotextiles peut être considéré comme infini vu la très faible rigidité de ces derniers.

B) Interprétation des résultats

Nous constatons sur la figure (VI-10), que pour les contraintes déviatoires élevées, nous avons un regroupement des courbes de

résistance à la liquéfaction appartenant aux échantillons renforcés, et en même temps nous remarquons une amélioration de cette résistance par rapport à l'échantillon non renforcé. Mais par contre, pour les faibles contraintes déviatoires, nous observons une séparation des courbes et une chute progressive de la résistance à la liquéfaction en fonction de l'état de rugosité de la surface de la nappe. Ainsi nous obtenons pour l'échantillon renforcé par le PEHD (qui est dépourvu de toute rugosité), une courbe de résistance qui avoisine celle du sol non renforcé.

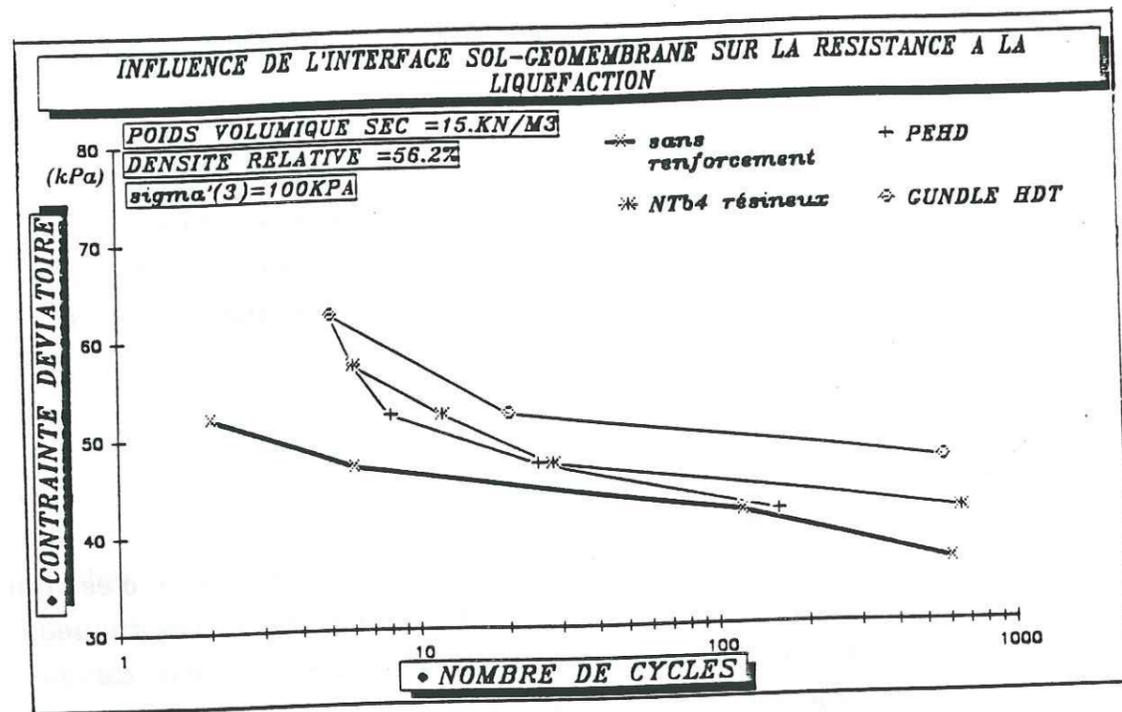


Figure (VI-10)

Ces constatations montrent une fois de plus, que le rôle de l'état de surface d'une nappe de renforcement est beaucoup plus important dans le domaine des faibles contraintes déviatoires. Cela est expliqué par le fait que durant le demi-cycle en traction et sous de faibles contraintes déviatoires, l'effort de contact entre la nappe et les grains de sable reste élevé, ce qui impliquera d'avantage la rugosité de l'inclusion dans l'empêchement des mouvements des grains et fera diminuer les contractions horizontales de l'échantillon. En revanche sous de grandes contraintes déviatoires, l'effort de contact sol-géomembrane sera très affaibli durant le demi-cycle en traction, en conséquence la rugosité de la

nappe ne sera plus d'une grande utilité, les déplacements des grains de sable ne seront plus empêchés, d'où le regroupement des trois courbes.

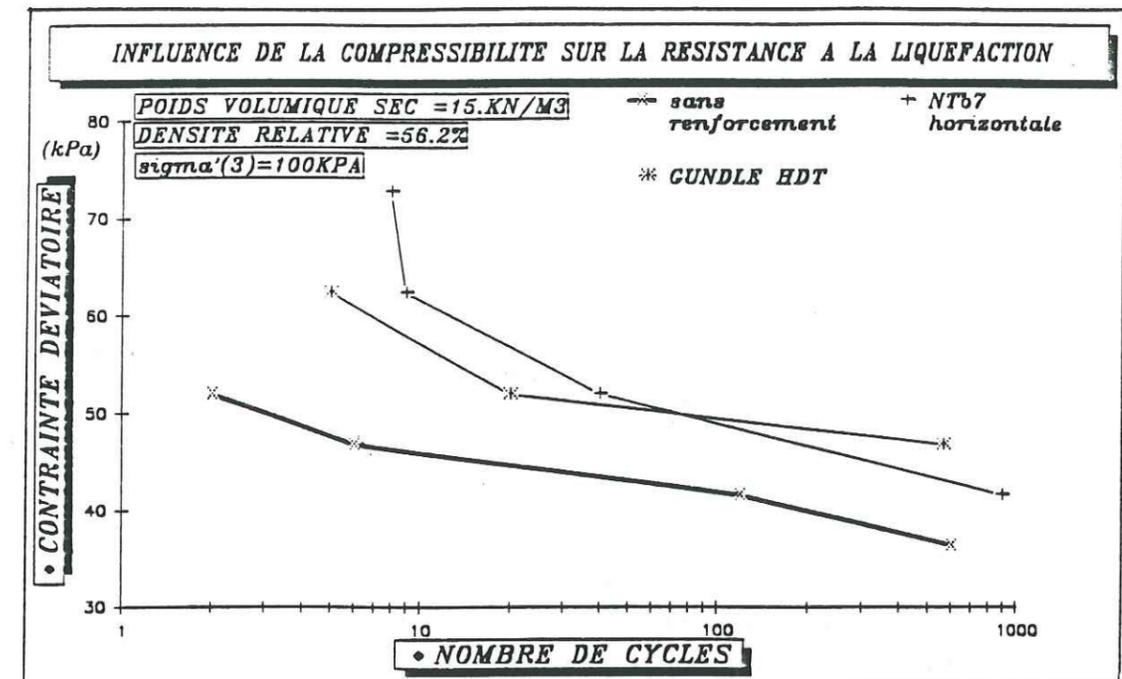


Figure (VI-11)

Sur la figure(VI-11), où nous avons regroupé les courbes de résistance à la liquéfaction appartenant à des échantillons renforcé par des nappes de NTb7 et de HDT, nous remarquons, dans le domaine des grandes contraintes déviatoires, que l'échantillon renforcé par du NTb7 présente une résistance à la liquéfaction plus élevée que celle de l'échantillon renforcé par le HDT, et au contraire, dans le domaine des faibles contraintes déviatoires, nous constatons une reprise de résistance du dernier sur le premier. Ceci montre, une fois de plus, que dans le domaine des grandes contraintes déviatoires et malgré la présence d'une géomembrane très rigide et très rugueuse, c'est la compressibilité du géotextile (potentiel dilatant du géotextile durant le demi-cycle en traction) qui joue le premier rôle dans l'amélioration de la résistance à la liquéfaction. Par contre dans le domaine des faibles contraintes déviatoires et malgré la grande compressibilité du géotextile NTb7, c'est la rigidité et l'état de surface du HDT qui prennent le plus d'importance dans l'amélioration de la résistance à la liquéfaction.

C) Comportement des échantillons au cours de l'application du premier cycle de l'essai de liquéfaction.

Dans cette étude nous allons analyser, au cours de l'application du premier cycle de l'essai de liquéfaction, l'évolution de la pression interstitielle en fonction des déplacements verticaux pour les échantillons renforcés par géomembranes du type HDT et PEHD. Ensuite nous ferons la comparaison entre les résultats obtenus par les échantillons renforcés par le HDT, ceux obtenus par les échantillons renforcés par le NTb7 et ceux des échantillons non renforcés.

1) Différence de comportement entre les échantillons renforcés par des géomembranes HDT et ceux renforcés par des géomembranes PEHD

Pour cette analyse, nous avons regroupé sur la figure(VI-12) les différents comportements des échantillons pour des contraintes déviatoires de 46.77kPa et de 62.36kPa, soit respectivement 180N et 240N, afin de montrer l'effet de l'état de surface sur la résistance à la liquéfaction.

Ce qui est remarquable à observer sur la figure (VI-12), ce sont les différences de pressions interstitielles et de déplacements verticaux entre les points (7) et (8) pour la contrainte déviatoire de 46.77KPA, car en effet, nous pouvons constater pour l'échantillon renforcé par le HDT, qu'entre ces deux points, il subit une contraction verticale accompagnée d'une augmentation de la pression interstitielle, ce qui est normal, mais par contre pour l'échantillon renforcé par le PEHD, nous constatons qu'il subit entre ces mêmes points une extension accompagnée également d'une augmentation de la pression interstitielle; ceci nous permet de conclure que cet échantillon a subi des contractions horizontales alors que pour le premier celles-ci sont limitées par la rugosité de l'état de surface de la nappe. C'est cette différence de comportement dans le domaine des faibles contraintes déviatoires, qui va mener l'échantillon renforcé par le PEHD à une plus faible amélioration de la résistance à la liquéfaction sous faibles contraintes déviatoires.

Toujours sur la même figure (VI-12), mais pour la contrainte déviatoire de 62.36kPa, nous constatons en faisant les différences entre les points (6), (7) et (8), que les deux types d'échantillon subissent des

extensions verticales accompagnées tous les deux par des augmentations de la pression interstitielle. Donc les deux échantillons subissent des contractions horizontales de même ordre de grandeur, car le HDT, pour cette contrainte déviatoire, ne peut pas les limiter plus, d'où le regroupement des courbes de résistance à la liquéfaction constaté sur la figure (VI-10)

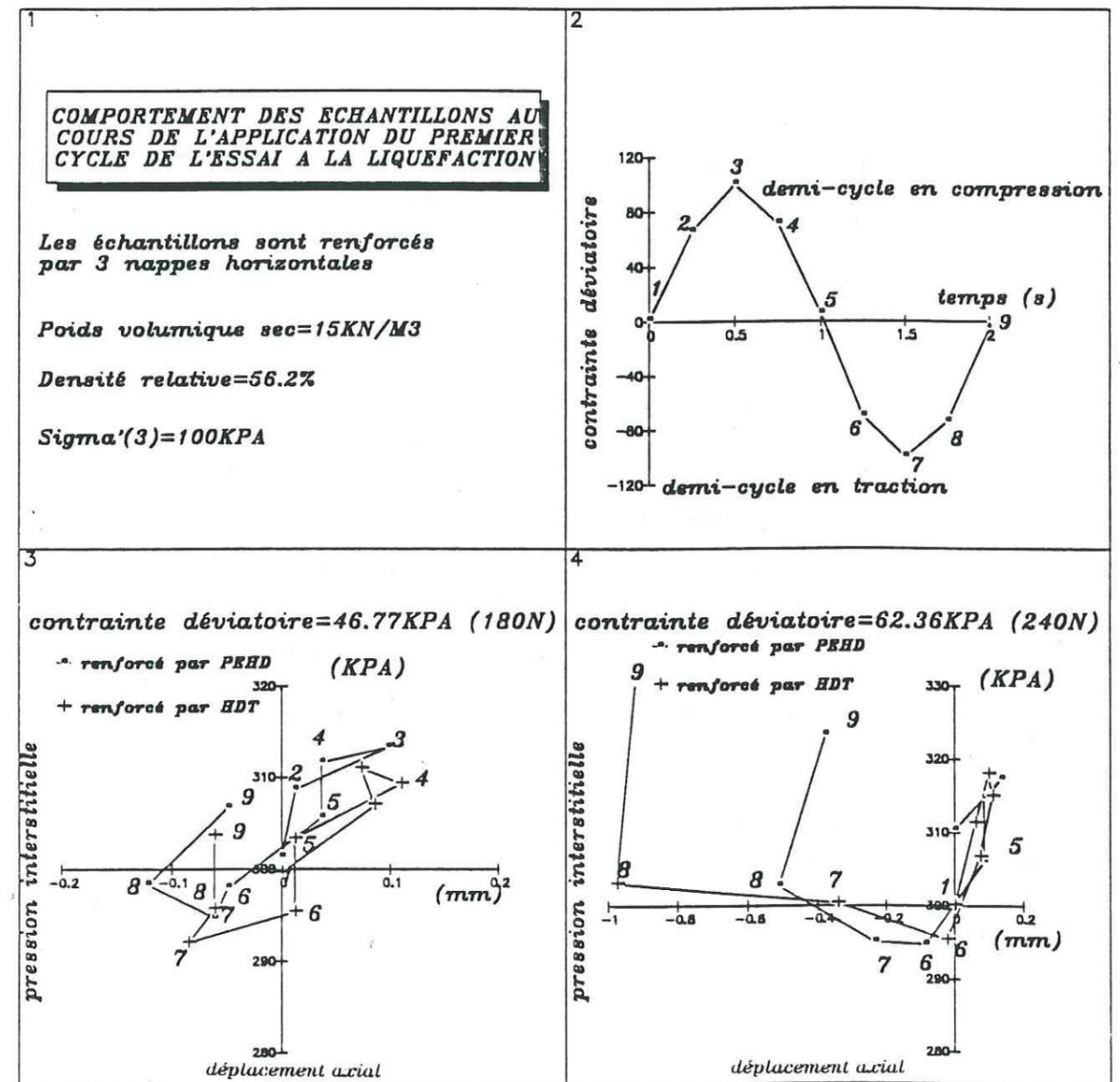


Figure (VI-12)

2) Différence de comportement entre les échantillons renforcés par des géotextiles NTb7 et ceux renforcés par des géomembranes HDT.

Pour cette analyse nous avons regroupé sur la figure(VI-13), les comportements pour une seule contrainte déviatoire de 62.36kPa, afin de montrer, dans le domaine des grandes contraintes déviatoires, que c'est par l'intermédiaire de la compressibilité du géotextile que nous avons une amélioration de la résistance à la liquéfaction

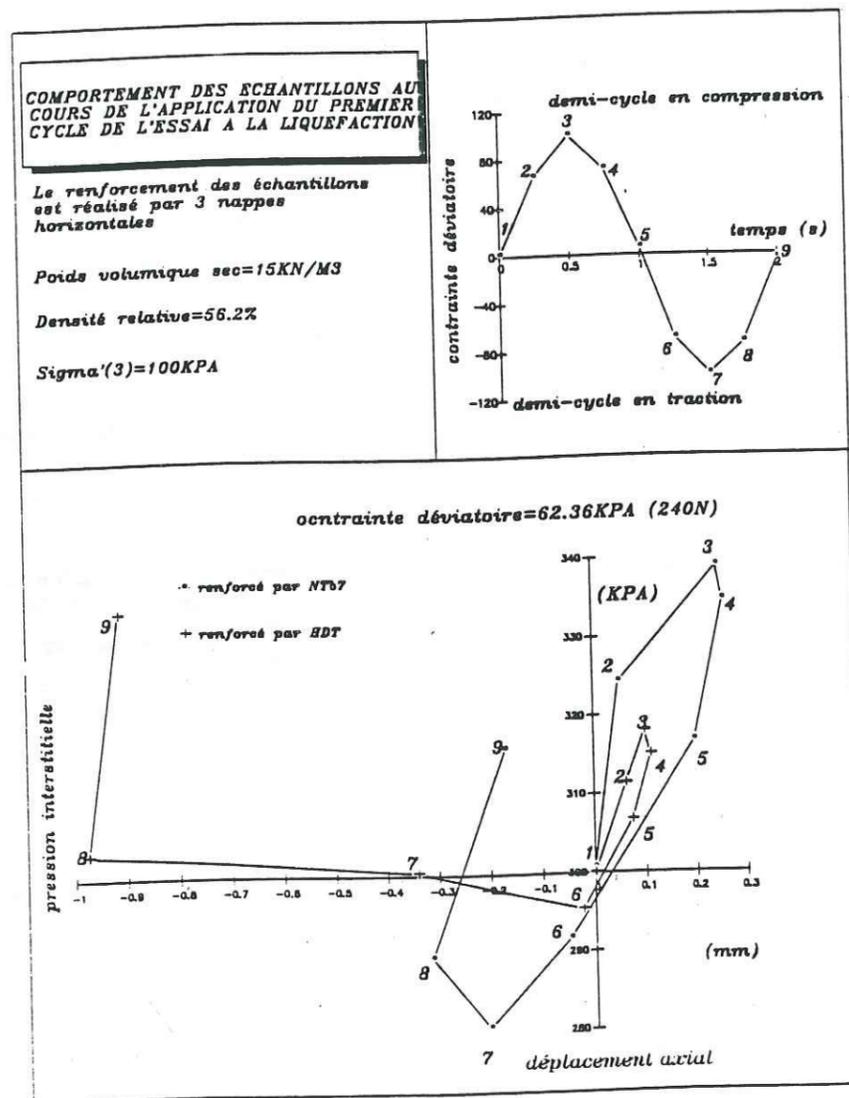


Figure (VI-13)

Nous constatons sur la figure (VI-13), en analysant les différences de déplacements et de pressions interstitielles entre les points (6), (7) et (8), que l'échantillon renforcé par le HDT subit une grande extension verticale accompagnée d'une augmentation de la pression interstitielle. Ceci veut dire que l'échantillon a subi des contractions horizontales, et cela malgré la présence d'une très grande rugosité et d'une très grande rigidité du HDT. Par contre pour l'échantillon renforcé par le NTb7, nous constatons que l'extension verticale est limitée, et qu'elle est accompagnée par une chute de pression interstitielle, ce qui va mener à de faibles contractions horizontales de l'échantillon. Car en effet du fait de la dilatance du géotextile durant le demi-cycle en traction, nous avons une chute de pression interstitielle qui va conduire à une augmentation de la contrainte effective, et par la suite, à une limitation de la contraction horizontale de l'échantillon par amélioration de l'effort de contact sol-géotextile et sol-sol.

3) Différence de comportement entre les échantillons renforcés par le HDT et ceux non renforcés

Pour cette analyse nous avons regroupé sur la figure (VI-14), les comportements des échantillons pour les deux contraintes déviatoires de 46.77kPa et de 52.96kPa, afin de montrer l'effet du renforcement sur la résistance à la liquéfaction.

Sur la figure(VI-14), nous constatons pour les deux contraintes déviatoires et en comparant les points (6),(7) et (8), que les échantillons non renforcés subissent de grandes extensions verticales avec augmentation de la pression interstitielle, alors qu'avec l'échantillon renforcé celles-ci sont limitées. Ce qui veut dire que le premier subi de grandes contractions horizontales, alors que pour le deuxième elles sont limitées par la présence de la nappe. Nous pouvons aussi constater pour les points (9) (à la fin du cycle), que l'échantillon non renforcé conserve une extension et une pression interstitielle résiduelles beaucoup plus importantes que celles de l'échantillon renforcé. Ceci explique pour ce dernier l'amélioration de sa résistance à la liquéfaction.

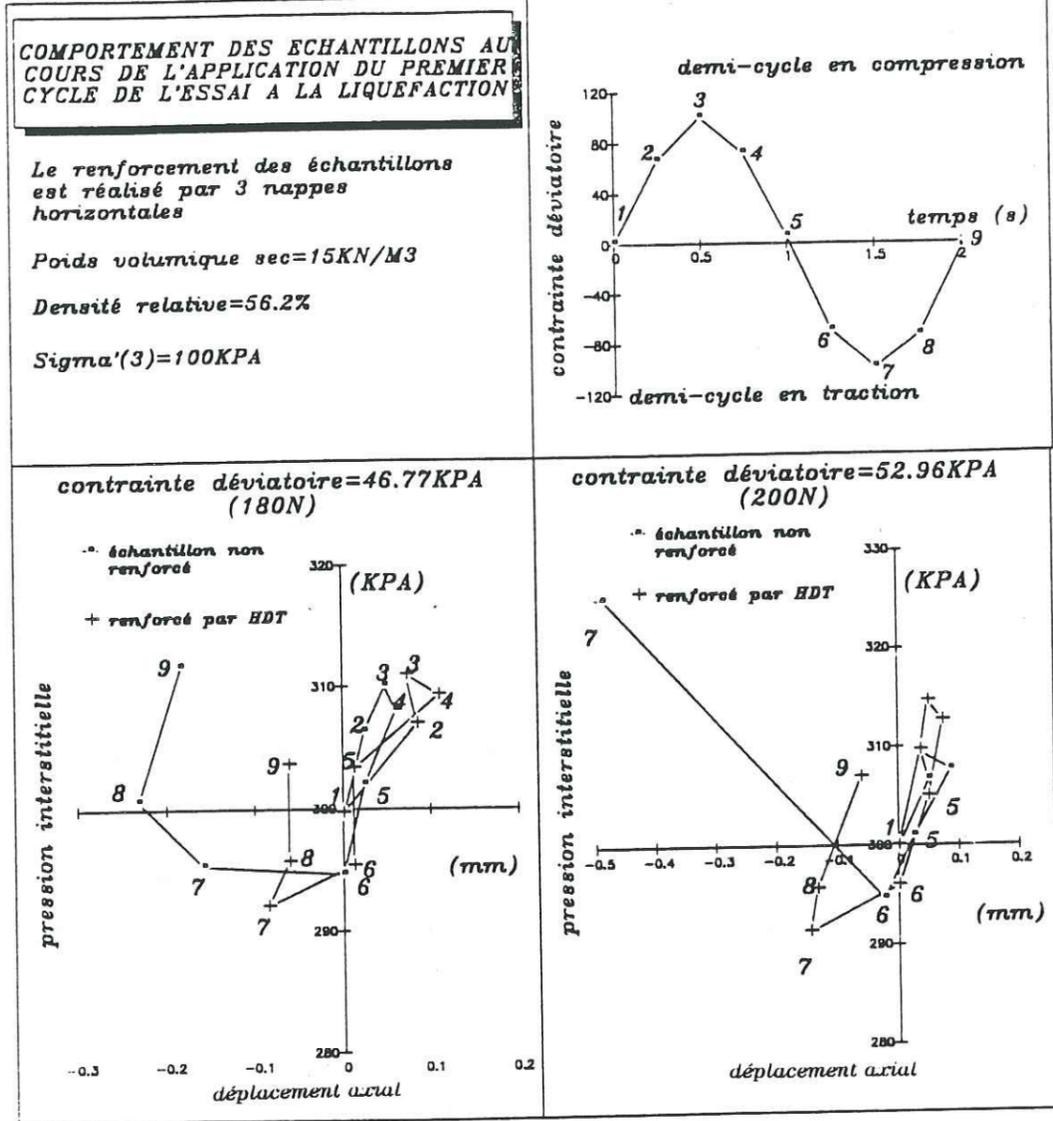


Figure (VI-14)

VI-6: ESSAIS DE LIQUEFACTION SUR DES ECHANTILLONS RENFORCES UNIQUEMENT A LEUR MI-HAUTEUR PAR DES GEOTEXTILES DU TYPE TT(75/50).NTb4 et NTb4

Le but de ces essais est de mettre en évidence l'effet de la rigidité et de l'état de surface du géotextile sur la résistance à la liquéfaction, mais en rajoutant un paramètre supplémentaire: la position des nappes. Donc pour ce cas, les trois nappes de géotextiles seront placées à mi-hauteur de l'échantillon, séparées par une couche de sable de 0.5cm d'épaisseur.

Les résultats de ces essais sont regroupés sur les figures (VI-15) et (VI-16), sous forme de courbes de résistance à la liquéfaction, qui sont comparées à celles obtenues pour les échantillons normalement renforcés par les mêmes nappes géotextiles, placées à 1/6, 1/2 et 5/6. de la hauteur de l'échantillon.

A) Interprétation des résultats

Sur la figure (VI-15), nous observons pour les faibles contraintes déviatoires, une chute de résistance pour les échantillons renforcés au milieu par rapport à celle obtenue pour les échantillons normalement renforcés. Tandis que pour les grandes contraintes déviatoires, nous observons un regroupement des courbes de résistance pour les deux types de renforcement.

La première observation est engendrée par une atténuation de l'effet de la rigidité et de l'état de surface du géotextile, car en effet, lorsque nous plaçons les nappes de géotextiles à mi-hauteur de l'échantillon, nous allons augmenter l'éclatement entre ces dernières et les embases de l'échantillon, ce qui induira durant le demi-cycle en traction, une augmentation du volume de grains de sable concernés par les contractions horizontales des échantillons.

Quant à la deuxième observation, et compte tenu de la même compressibilité des géotextiles utilisés (même potentiel dilatant des géotextiles durant le demi-cycle en traction), elle explique la reprise du premier rôle dans l'amélioration de la résistance à la liquéfaction par la compressibilité du géotextile. En effet lorsque nous appliquons une contrainte déviatoire élevée, l'effort de contact sol-géotextile sera amoindri durant le demi-cycle en traction, et ainsi la rigidité et l'état de surface du géotextile verront leur influence diminuer.

Ces deux observations montrent que la rigidité du géotextile ne mobilise que les grains qui sont à son voisinage; c'est à dire que dans le domaine des faibles contraintes déviatoires le géotextile va juste empêcher les déplacements des grains qui se trouvent à sa proximité. Par contre la dilatance du géotextile va concerner la plus grande partie de l'échantillon par la diminution de la pression interstitielle et donc l'augmentation de l'effort de contact sol-sol. Mais cependant, il faut

noter pour ce dernier cas, que compte tenu des faibles dimensions de l'échantillon, l'influence des géotextiles a pu concerner l'ensemble de celui-ci.

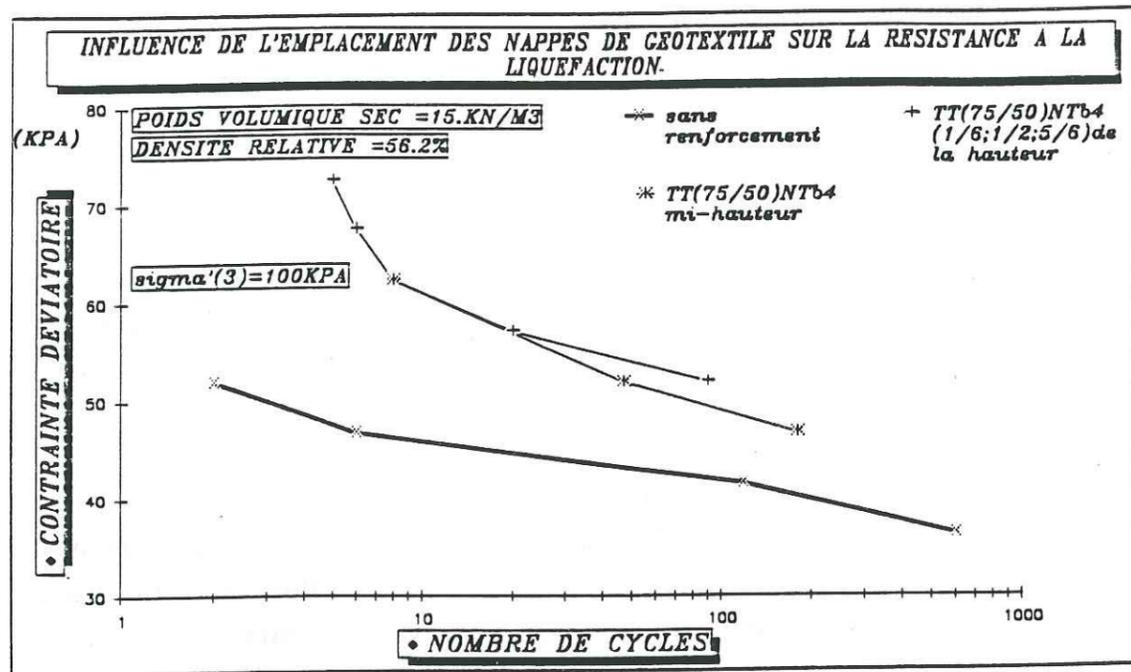


Figure (VI-15)

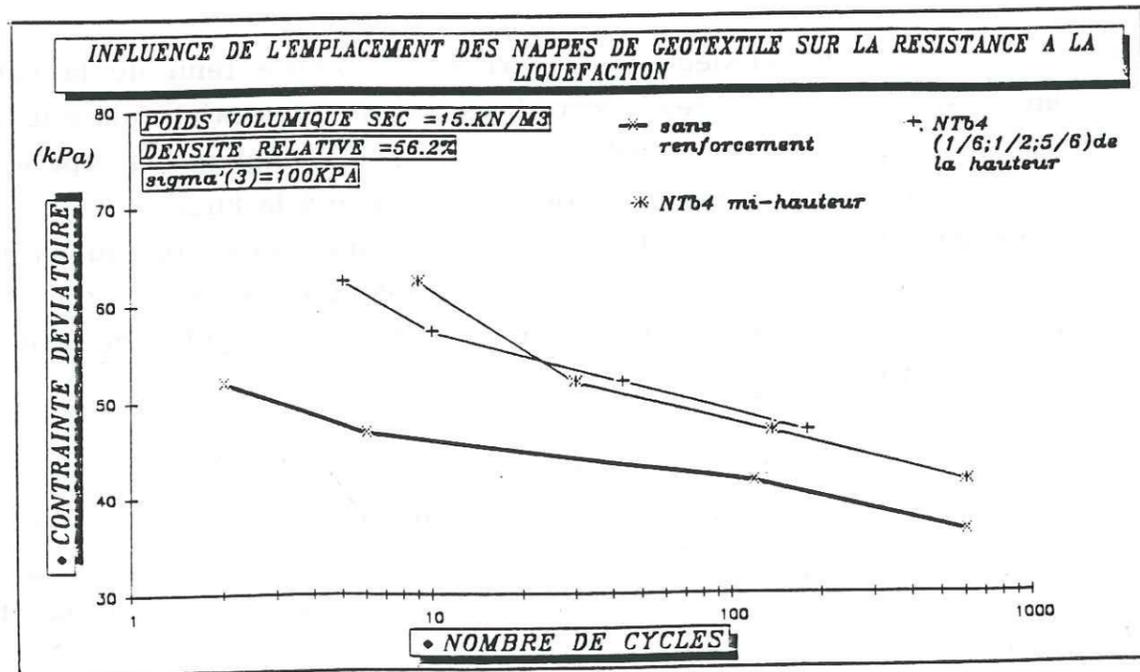


Figure (VI-16)

Sur la figure (VI-16) et pour les faibles contraintes déviatoires, nous avons toujours cette chute de résistance à la liquéfaction, mais elle est moins significative que celle observée pour les échantillons renforcés par les géotextiles du type TT(75/50).NTb4. Ceci provient du fait que le géotextile du type NTb4, présente un état de surface moins rugueux et une rigidité plus faible que le géotextile TT(75/50).NTb4, ce qui induira un effet plus faible lors du changement de l'emplacement des nappes. Pour les grandes contraintes déviatoires, nous observons toujours un regroupement, même si nous avons quatre (4) cycles de différence entre les deux courbes.

Donc une fois de plus, les observations ci-dessus, viennent confirmer, que la rigidité et l'état de surface du géotextile interviennent dans le domaine des faibles contraintes déviatoires, et que la compressibilité, c'est à dire le potentiel dilatant du géotextile durant le demi cycle en traction, intervient dans le domaine des grandes contraintes déviatoires.

Pour cette série, nous nous abstenons d'analyser l'évolution de la pression interstitielle en fonction des déplacements verticaux des échantillons au cours de l'application du premier cycle de l'essai de liquéfaction, en raison de la faible différence entre les résistances à la liquéfaction des deux échantillons.

VI-7: ESSAIS DE LIQUEFACTION SUR DES ECHANTILLONS RENFORCES PAR DES COPEAUX ET DES MORCEAUX DE GEOTEXTILE DU TYPE NTb4

Le but de ces essais est de mettre, une fois de plus, en évidence l'influence de la rigidité du géotextile, et de définir en contrainte déviatoire, son domaine d'intervention dans l'amélioration de la résistance à la liquéfaction d'un échantillon.

Les résultats de ces essais sont regroupés sur la figure (VI-17), sous forme de courbes reliant les contraintes déviatoires aux nombres de cycles nécessaires à la liquéfaction de l'échantillon. Ces courbes sont

comparées à celles obtenues pour des échantillons renforcés par un même type de géotextile mais avec des nappes entières de 70 mm de diamètre.

A) Différence entre les types de renforcement

Les copeaux NTb4 sont des petits fragments de géotextile ne dépassant guère 10 mm de côté, qui sont mélangés avec le sable, puis l'ensemble est déversé à l'intérieur de l'éprouvette. La quantité de copeau utilisé est équivalente à 3 nappes de géotextile de diamètre 70 mm

Les morceaux NTb4 sont issues de la découpe d'une nappe de géotextile de diamètre 70 mm en 4 parties égales, qui sont mis en place à l'intérieur de l'échantillon de la même façon que les nappes entières.

B) Interprétation des résultats

Sur la figure (VI-17), nous observons dans le domaine des faibles contraintes déviatoires, une chute progressive des courbes de résistance à la liquéfaction en fonction du type de renforcement, jusqu'à devenir même, pour l'échantillon renforcé par des copeaux, inférieure à celle de l'échantillon non renforcé. Par contre dans le domaine des grandes contraintes déviatoires, nous observons pour les échantillons renforcés, un regroupement de ces courbes de résistance.

La première tendance est expliquée par une diminution progressive de la rigidité du type de renforcement, car en effet, durant le demi-cycle en traction et pour les échantillons renforcés par des géotextiles à faible rigidité puis totalement dépourvu de rigidité, les déplacements des grains seront de moins en moins empêchés, et les contractions horizontales des échantillons seront elles aussi de moins en moins limitées.

En ce qui concerne la chute de résistance de l'échantillon renforcé par des copeaux en de sous de celle de l'échantillon non renforcé, elle s'explique par le fait que les copeaux sont totalement dépourvus de rigidité, et qu'ils seront pris dans le mouvement des grains sans pouvoir

aucunement les empêcher, alors que durant le demi-cycle en compression, ces derniers vont octroyer à l'échantillon une pression interstitielle additionnelle qui ne sera pas récupérée par les copeaux lors du demi-cycle en traction. En effet dans le domaine des faibles contraintes déviatoires, les grandes extensions verticales de l'échantillon ne sont pas encore atteintes, d'où une diminution du nombre de cycles nécessaire à la liquéfaction. Donc pour ce type de renforcement, l'échantillon aura un comportement identique à celui sans renforcement mais avec un surplus de pression interstitielle dû à la compression des copeaux (voir figure VI-15). Nous pouvons remarquer par ailleurs que ce comportement dans le domaine des faibles contraintes déviatoires rejoint celui de l'échantillon renforcé par le géotextile NTb1.

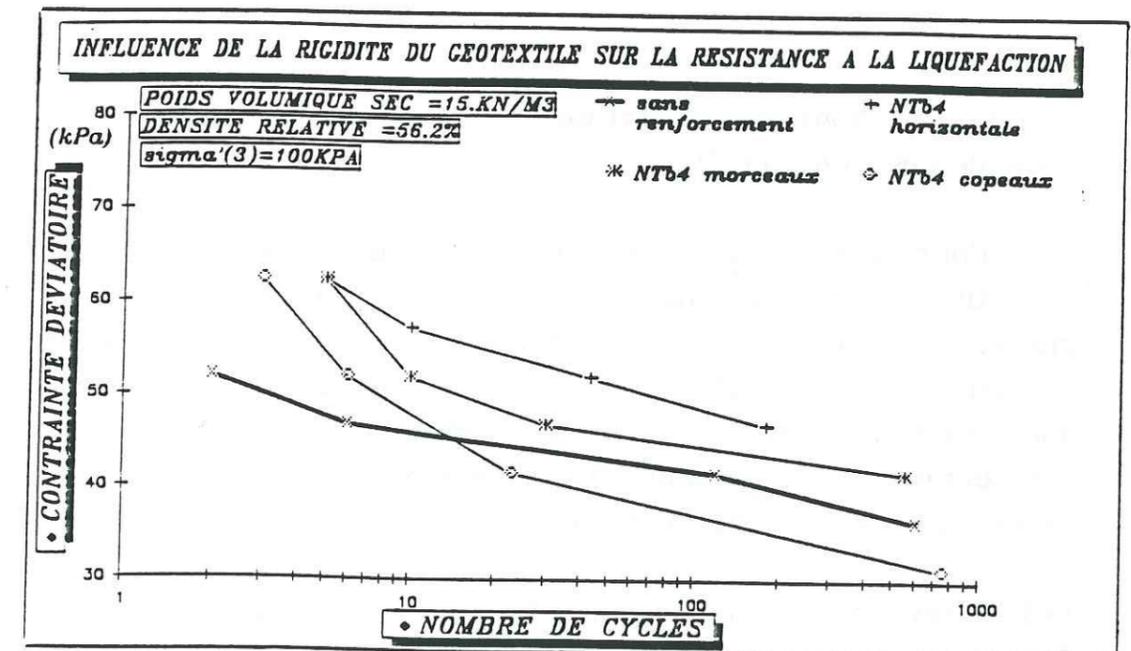


Figure (VI-17)

Quant au regroupement constaté des courbes de résistance dans le domaine des grandes contraintes déviatoires, il est expliqué par le fait que pour ces contraintes, les déplacements des grains de sable ne sont plus empêchés même par des nappes entières (l'effort de contact sol-géotextile est trop amoindri), et que les copeaux et les morceaux de

NTb4, durant le demi-cycle en traction, vont récupérer par leur potentiel de dilatance, le surplus de pression interstitielle, car pour ce domaine de contrainte déviatoire les grandes extensions verticales sont déjà atteintes. Donc du point de vue mouvement des grains et pression interstitielle, l'échantillon renforcé par des copeaux aura ici le même comportement que celui renforcé par des nappes entières.

Ces explications, nous permettent de confirmer une fois de plus que dans le domaine des grandes contraintes dévatoires, la compressibilité du géotextile (potentiel dilatant du géotextile durant le demi-cycle en traction) a un rôle majeur dans l'amélioration de la résistance à la liquéfaction, et au contraire dans le domaine des faibles contraintes dévatoires, c'est la rigidité du géotextile qui est prédominante dans l'amélioration de cette résistance.

C) Comportement des échantillons au cours de l'application du premier cycle de l'essai de liquéfaction.

Pour cette campagne d'essai, nous analyserons pour les échantillons renforcés par des copeaux, l'évolution de la pression interstitielle en fonction du déplacement vertical, puis nous ferons la comparaison entre cette dernière et celles obtenues sur les échantillons non renforcés et ceux renforcés par des nappes entières du type NTb4. Ces comparaisons ont pour but de montrer l'effet de la rigidité sur le comportement de l'échantillon et sur la résistance à la liquéfaction.

1) Différence de comportement entre les échantillons renforcés par des copeaux et ceux non renforcés

Pour cette analyse nous avons regroupé sur la figure (VI-18), les comportements des deux types d'échantillons pour les contraintes dévatoires de 41.57kPa et de 52.96kPa. Ces deux contraintes ont été choisies afin d'avoir pour ces types d'échantillons, une analyse de comportement dans le domaine des faibles contraintes dévatoires et dans celui des grandes contraintes dévatoires.

Sur la figure (VI-18), nous remarquons pour la première contrainte déviatoire et en analysant les points du demi-cycle en compression, que

l'échantillon renforcé est plus contractant et plus déformable, et à la fin de ce demi-cycle, nous remarquons qu'il conserve une certaine contraction verticale. Pour l'autre demi-cycle nous observons toujours les mêmes éléments pour l'échantillon renforcé, c'est à dire une conservation de contraction résiduelle verticale et cela même à la fin du cycle. De ces remarques nous pouvons déduire que, pour ce type de contrainte déviatoire, c'est à dire avant l'apparition des grandes contractions horizontales de l'échantillon, les copeaux de géotextile ne se dilatent pas et qu'ils sont emportés par le mouvement des grains de sable produit par les petites contractions horizontales de l'échantillon. Donc pour ce type de contrainte déviatoire, les copeaux vont juste octroyer à l'échantillon une augmentation résiduelle de la pression interstitielle et aussi une contraction verticale résiduelle, ce qui explique la chute de résistance à la liquéfaction par rapport à l'échantillon non renforcé.

Pour la deuxième contrainte déviatoire et après la fin du demi-cycle en compression, nous avons toujours pour l'échantillon renforcé, une valeur résiduelle de pression interstitielle et de contraction verticale (voir les points 5), mais cette fois ci, lors du demi-cycle en traction, la contraction résiduelle verticale est récupérée par les contractions horizontales de l'échantillon (voir les pentes des droites entre les points 5 et 6)

Les différences de comportement observées entre les points (6) et (7), expliquent que lorsque l'échantillon entame les grandes extensions verticales, comme celles observées pour l'échantillon non renforcé, les copeaux vont se dilater et conduire à une réduction de la pression interstitielle: cette dernière engendre une augmentation de l'effort de contact sol-sol et va par la suite amener une diminution des extensions verticales et des contractions horizontales. Cela montre que, dans le domaine des grandes contraintes déviatoire, les copeaux vont intervenir par leur potentiel dilatant dans l'amélioration de la résistance à la liquéfaction, mais il faut noter que la dilatance des copeaux reste plus limitée que lorsqu'il s'agit d'une nappe compte tenu de l'imbrication des copeaux dans le sable.

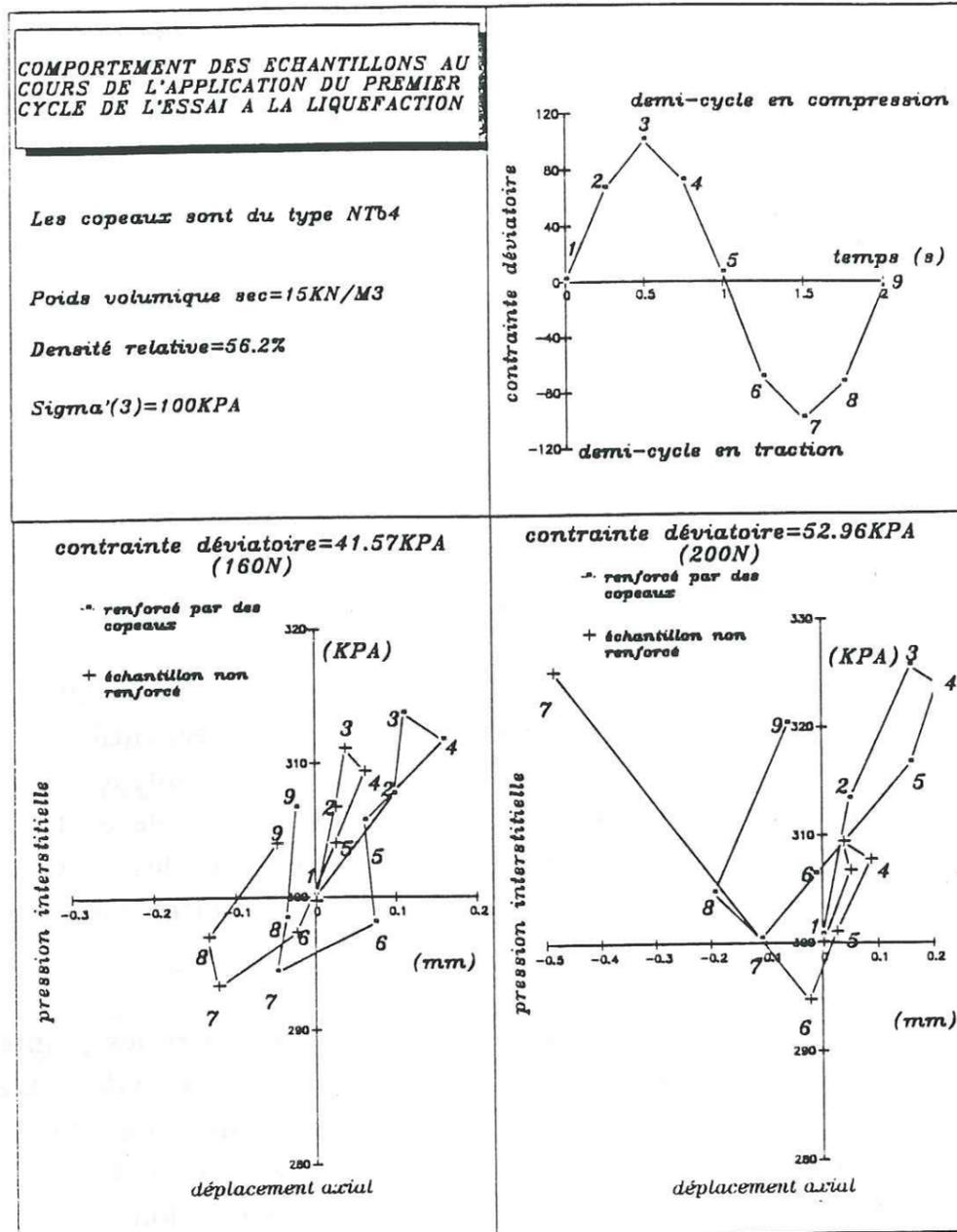


Figure (VI-18)

2) différence de comportement entre les échantillons renforcés par des copeaux et ceux renforcés par des nappes entières du type NTb4

Pour cette analyse nous avons regroupé sur la figure(VI-19), les comportements de ces échantillons pour les contraintes déviatoires de 51.96kPa et de 62.36kPa. Pour l'échantillon renforcé par des nappes entières, la première contrainte correspond à une valeur qui limite le domaine des faibles contraintes déviatoires.

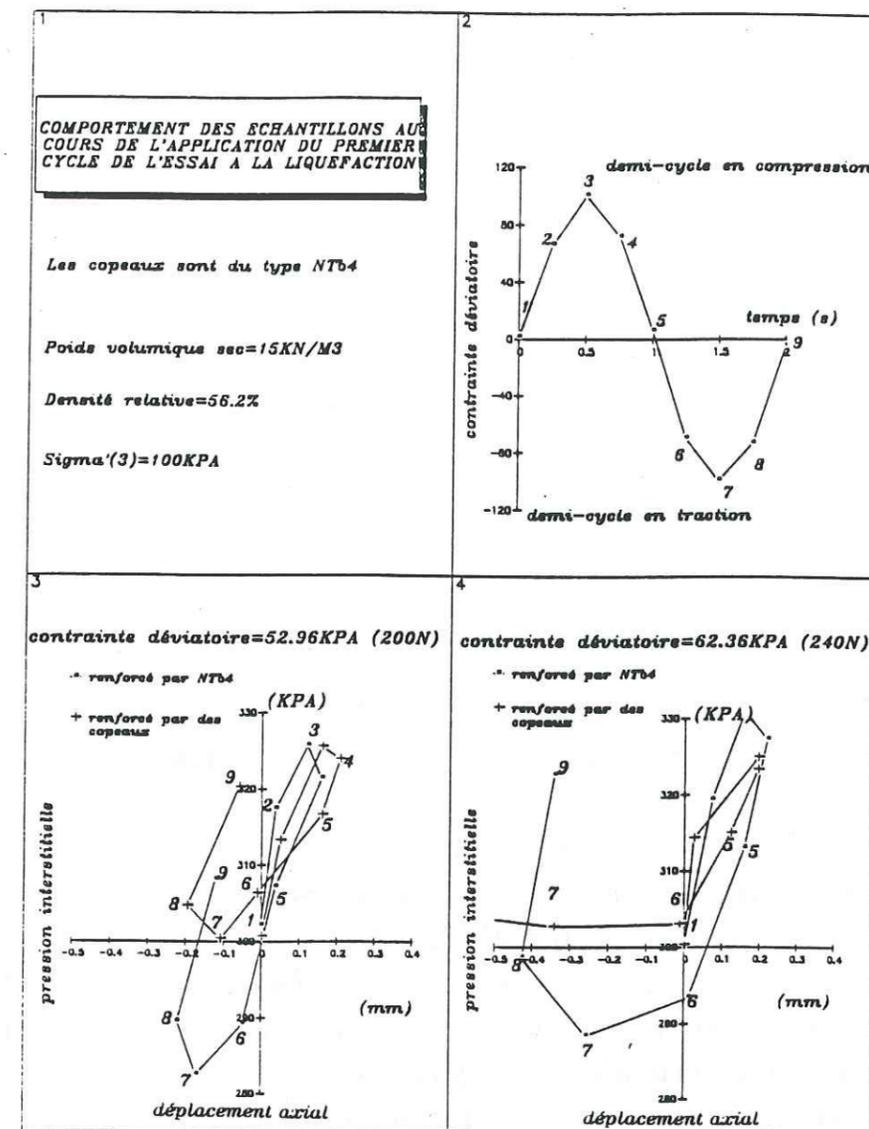


Figure (VI-19)

Pour la première contrainte déviatoire, nous remarquons lors du demi-cycle en compression que les deux échantillons subissent les mêmes effets (voir les points 3), mais à la fin de ce demi-cycle, l'échantillon renforcé par des copeaux accuse des effets résiduels en contraction verticale et en pression interstitielle (voir les points 5), donc ceci montre que les copeaux ne se dilatent pas et restent comprimés. Lors du demi-cycle en traction nous constatons que les deux échantillons ont pratiquement la même extension verticale, mais pour l'échantillon renforcé par des nappes entières et par rapport à celle de l'échantillon renforcé par des copeaux, cette extension verticale est accompagnée d'une chute de pression interstitielle (voir les points 6, 7, 8 et 9). Ce qui voudra dire que l'échantillon renforcé par des copeaux subit des

contractions horizontales beaucoup plus importantes, et c'est ce qui le mènera à une faible amélioration de la résistance à la liquéfaction par rapport à l'échantillon renforcé par des nappes entières.

Pour la contrainte déviatoire de 62.36kPa, nous remarquons, lors du demi-cycle en traction, que les deux types d'échantillons ont entamé les grandes extensions verticales, ce qui induira pour les deux échantillons de grandes contractions horizontales. Cette fois les copeaux vont profiter de ces extensions pour se dilater et réduire la pression interstitielle. Donc, à quelques cycle près, comme nous pouvons l'observer sur la figure (VI-17), nous avons pour cette contrainte déviatoire le même comportement et la même résistance à la liquéfaction pour les deux types d'échantillons.

VI-8: ESSAIS DE LIQUEFACTION SUR DES ECHANTILLONS RENFORCES PAR DES NAPPES VERTICALES.

Le but de ces essais, est de voir l'effet de l'orientation des nappes de géotextile sur la résistance à la liquéfaction, et aussi, de mettre en évidence les caractéristiques du géotextile qui participent à l'amélioration de cette résistance. Les géotextiles utilisés pour ces expériences sont le NTb4, le NTb7 et le TT(75/50).NTb4. Les dimensions des nappes verticales sont généralement de l'ordre de (70mm*135mm), ce qui donnera un rapport surfacique entre ces dernières et les nappes horizontales d'environ 0.81.

Les résultats de cette campagne d'essai sont regroupés sur la figure (VI-20), sous forme de courbes reliant les contraintes déviatoires aux nombres de cycles nécessaires à la liquéfaction de l'échantillon.

A) Interprétation des résultats

Dans le domaine des faibles contraintes déviatoires, nous remarquons sur la figure (VI-20), une chute de résistance à la liquéfaction pour les courbes appartenant aux échantillons renforcés par des nappes verticales, jusqu'à devenir même inférieure à celle de l'échantillon non renforcé. Par contre dans le domaine des grandes contraintes déviatoires, nous constatons un regain de résistance brusque et

simultané pour l'ensemble des 3 courbes. Cette résistance reste toujours inférieure à celle obtenues pour les échantillons renforcés par des nappes horizontales.

Le regain brusque et simultané de résistance, indique que les nappes verticales ne seront actives que si l'échantillon non renforcé atteint le début des grandes extensions verticales. Ces nappes vont surtout intervenir par leur rigidité et par leur état de surface dans l'empêchement des déplacements verticaux des grains de sable, c'est à dire en limitant les extensions verticales de l'échantillon. Car en effet, en examinant la figure (VI-21), nous constatons pour les nappes verticales, qu'il n'y a plus d'effet de compressibilité du géotextile comme constaté pour les nappes horizontales, et que du point de vue pression interstitielle, le comportement des échantillons renforcés par ces nappes ressemble beaucoup plus, à une différence près à celui de l'échantillon non renforcé. Cette différence est généralement en défaveur de l'échantillon renforcé, c'est à dire que nous constatons, lors de la phase de décharge, une chute de la pression interstitielle plus faible que celle de l'échantillon non renforcé, et ceci induira, dans le domaine des faibles contraintes déviatoires, à une résistance à la liquéfaction inférieure à celle de ce dernier. Cette faible chute de pression est due à une légère compression de la nappe, engendrée par des contractions horizontales de l'échantillon durant la phase de décharge.

Dans le domaine des faibles contraintes déviatoires, les contractions horizontales des échantillons renforcés par des nappes horizontales, sont plus au moins limitées en fonction de l'effort de contact sol-géotextile, de la rigidité et de l'état de surface du géotextile. Par contre pour les échantillons renforcés par une nappe verticale, ces contractions sont peu limitées par la nappe, et elles ne dépendent que de l'effort de contact sol-sol, c'est à dire, qu'elles dépendent plus de la contrainte effective (σ'_3) et de la contrainte déviatoire ($\sigma_1 - \sigma_3$).

Dans le domaine des grandes contraintes déviatoires, la résistance à la liquéfaction de l'échantillon renforcé par une nappe verticale est inférieure à celle de l'échantillon renforcé par des nappes horizontales à cause de l'inexistence de l'effet de la compression du géotextile pour le premier échantillon. En effet la dilatance du géotextile a pour effet de faire chuter la pression interstitielle et d'augmenter ainsi l'effort de

contact sol-sol et sol-géotextile, ce qui induit un surplus de résistance à la liquéfaction.

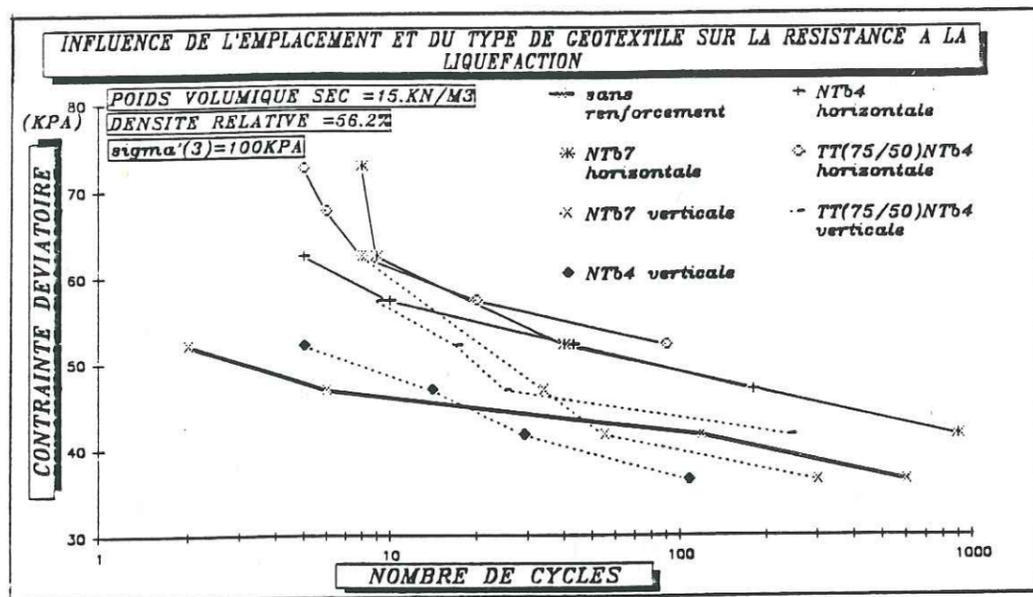


Figure (VI-20)

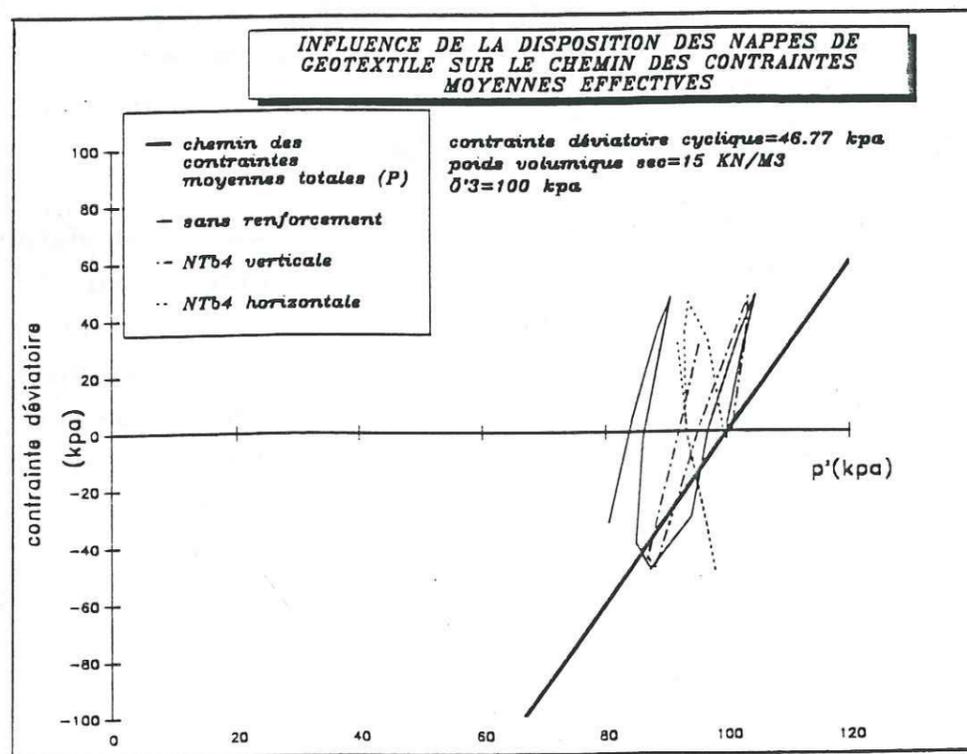


Figure (VI-21)

B) Comportement des échantillons au cours de l'application du premier cycle de l'essai de liquéfaction.

Pour cette étude, nous allons comparer sur la figure (VI-22), les évolutions de la pression interstitielle en fonction des déplacements verticaux, pour les échantillons renforcés par une nappe verticale du type NTb7 et pour les échantillons non renforcés. A cet effet nous avons choisi deux types de contraintes déviatoires: la première est égale à 41.57kPa, et correspond pour l'échantillon non renforcé au domaine des faibles contraintes déviatoires, et la seconde à 62.36kPa qui correspond pour le même échantillon au domaine des grandes contraintes déviatoires. Le but de cette comparaison est de montrer l'effet de la nappe verticale sur les extensions verticales de l'échantillon.

Sur la figure (VI-22) nous constatons, pour la contrainte déviatoire de 41.57kPa, que lors du demi-cycle en compression les deux types d'échantillons subissent les mêmes effets, c'est à dire, une même contraction verticale et une même augmentation de la pression interstitielle. Ce qui veut dire que la nappe de géotextile ainsi placée n'est pas comprimée par application de la contrainte déviatoire. Par contre lors du demi-cycle en traction nous constatons de nettes différences dans les comportements entre les deux échantillons, car nous avons, pour les échantillons renforcés et par rapport aux échantillons non renforcés, une plus faible chute de pression interstitielle et une plus grande extension verticale. La première différence est engendrée par les contractions horizontales de l'échantillon, car en effet, ces dernières vont provoquer une compression de la nappe qui va par la suite octroyer à l'échantillon une augmentation de la pression interstitielle, et c'est ce qui se traduira par une plus faible chute de la pression interstitielle dans cette phase d'extension. La seconde différence provient du fait que, lorsque l'échantillon renforcé subit une faible chute de pression interstitielle, l'effort de contact sol-sol va peu augmenter, et par conséquent cet échantillon va être nettement plus susceptible aux contractions horizontales et aux extensions verticales. Dans le domaine des faibles contraintes déviatoires, ce sont ces deux différences qui vont mener l'échantillon renforcé à une faible résistance à la liquéfaction par rapport à celle de l'échantillon non renforcé.

figu

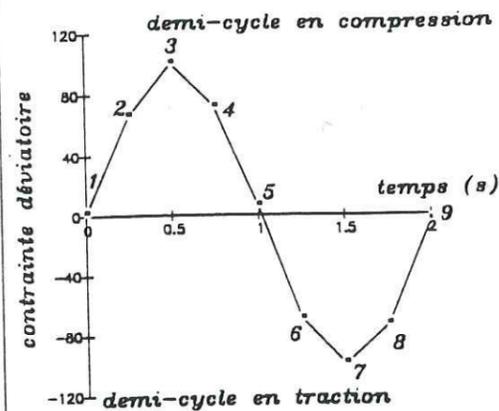
COMPORTEMENT DES ECHANTILLONS AU COURS DE L'APPLICATION DU PREMIER CYCLE DE L'ESSAI A LA LIQUEFACTION

Le renforcement des échantillons est réalisé par 1 nappe verticale

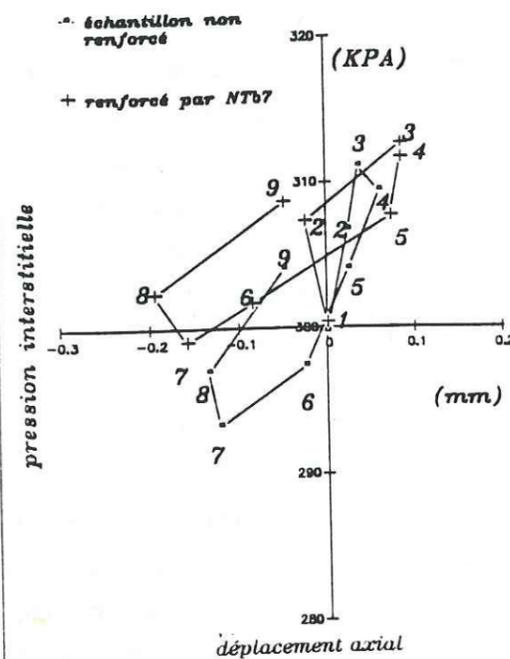
Poids volumique sec=15KN/M³

Densité relative=56.2%

$\sigma'_v(3)=100\text{KPA}$



contrainte déviatoire=41.57KPA (160N)



contrainte déviatoire=52.96KPA (200N)

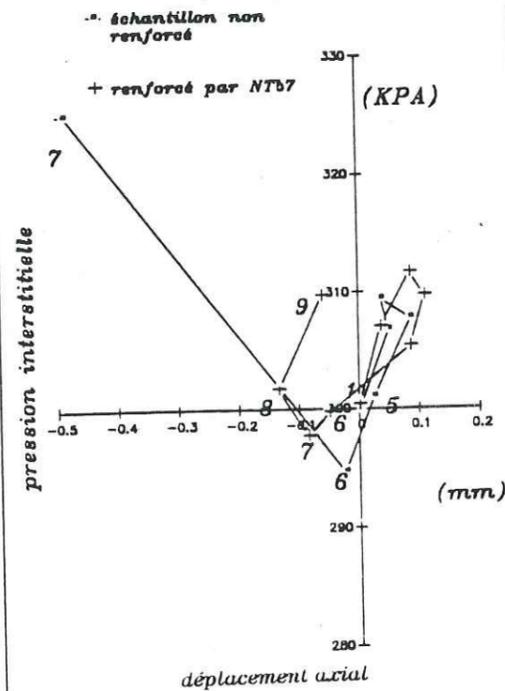


Figure (VI-22)

En ce qui concerne les comportements sous la contrainte déviatoire de 52.96kPa, nous remarquons sur la figure(VI-22) et lors du demi-cycle en compression, que les deux échantillons présentent toujours une même contraction verticale et une même augmentation de la pression interstitielle. Par contre dans le demi-cycle en traction et à partir du point (6), les deux comportements diffèrent de ceux obtenues sous la

contrainte déviatoire de 41.57KPA. En effet pour la contrainte déviatoire de 52.96kPa, nous constatons que l'échantillon non renforcé subit des grandes extensions verticales avec augmentation de la pression interstitielle, alors que pour l'échantillon renforcé, ces extensions et cette augmentation de pression se trouvent limitées. Ce qui nous invite à conclure que la présence d'une nappe verticale à pour effet de limiter les grandes extensions verticales et par de même diminuer les contractions horizontales de l'échantillon, et cela à cause seulement de sa rigidité et de son état de surface.

A partir des constatations faites plus haut, pour les deux contraintes déviatoires, nous pouvons conclure que la nappe verticale n'intervient que lorsque l'échantillon non renforcé atteint les grandes extensions verticales, et que sa principale action sera la limitation des déplacements des grains dans le sens vertical, et ceci par l'intermédiaire de sa rigidité et de son état de surface.

VI-9: ESTIMATION DES CONTRAINTES DEVIATOIRES CRITIQUES ET CARACTERISTIQUES DU GEOTEXTILE QUI INFLUENCENT LA RESISTANCE A LA LIQUEFACTION

A) Estimation de la contrainte déviatoire critique

Une contrainte déviatoire critique est une valeur qui délimite le domaine des faibles contraintes du domaine des grandes contraintes déviatoires, ou bien encore, le domaine des faibles extensions, du domaine des grandes extensions verticales de l'échantillon.

Cette valeur peut être obtenue soit en analysant les comportements de la pression interstitielle en fonction des déplacements verticaux, et cela entre les points (6) , (7) et (8), lors de l'application du premier cycle, soit en analysant dans le plan (P'-Q), lors du demi-cycle en traction et toujours durant l'application du premier cycle de l'essai, les ouvertures des courbes en contraintes moyennes effectives (P'). En effet, durant le demi-cycle en traction, le début des grandes extensions

verticales de l'échantillon correspond au début des grandes ouvertures de la courbe en P'.

A titre d'exemple nous allons étudier le cas d'un échantillon renforcé par 3 nappes horizontales du type NTb7. Sur la figure (VI-23), où nous avons repris les courbes en contraintes moyennes effectives pour chaque type de contrainte déviatoire, nous remarquons lors des demi-cycles en traction (au pic inférieur de la courbe), que le retour peut se situer soit à droite, soit à gauche de la partie descendante de la courbe. On observe que l'on passe progressivement de la droite à la gauche au fur et à mesure que la contrainte déviatoire maximum augmente. Dans ce qui suit, nous prendrons pour contrainte déviatoire critique, la contrainte déviatoire maximum qui correspond à la limite entre les deux comportements; à ce moment là nous dirons que la courbe est "ouverte" et c'est cette contrainte déviatoire critique qui va nous permettre de délimiter le domaine des faibles contraintes du domaine des grandes contraintes dévatoires. Pour le cas de l'échantillon renforcé par le NTb7, la contrainte déviatoire critique est estimée à 62kPa, et nous constatons bien sur la même figure qu'à partir de cette contrainte, l'échantillon accuse à la fin de chaque cycle de grandes augmentations de pression interstitielle, ce qui le mènera au bout de quelques cycles à la liquéfaction.

Si nous nous reportons à la figure (VI-5) du sous chapitre(VI-3), nous constatons que l'évolution des pentes des droites entre les points (7) et (8) correspond bien à l'évolution du retour des courbes de la figure (VI-23) de la droite vers la gauche, c'est à dire que plus le retour de la courbe en P' se fait vers la gauche, plus la pente de la droite entre les points (7) et (8) est faible en valeur absolue.

En effet nous avons:

- pour la contrainte déviatoire de 41.57kPa
- un retour de la courbe en P' très nettement vers la droite
- une pente infinie sur la figure (VI-5).

- pour la contrainte déviatoire de 52.96kPa
- un retour de courbe en P' qui se chevauche avec celle qui descend
- une pente égale en valeur absolue à 212 (kPa/mm), qui correspond à une faible extension verticale de l'échantillon sur la figure (VI-5).

- pour la contrainte déviatoire de 62.36kPa
- un retour de la courbe en P' qui passe légèrement à gauche
- une pente égale en valeur absolue à 82 sur la figure (VI-5), qui correspond bien au début des grandes extensions verticales.

- pour la contrainte déviatoire de 72.75kPa
- un retour de la courbe en P' très nettement vers la gauche (la courbe est "ouverte").
- une pente égale en valeur absolue à 45 sur la figure (VI-5), ce qui correspond à une grande extension verticale.

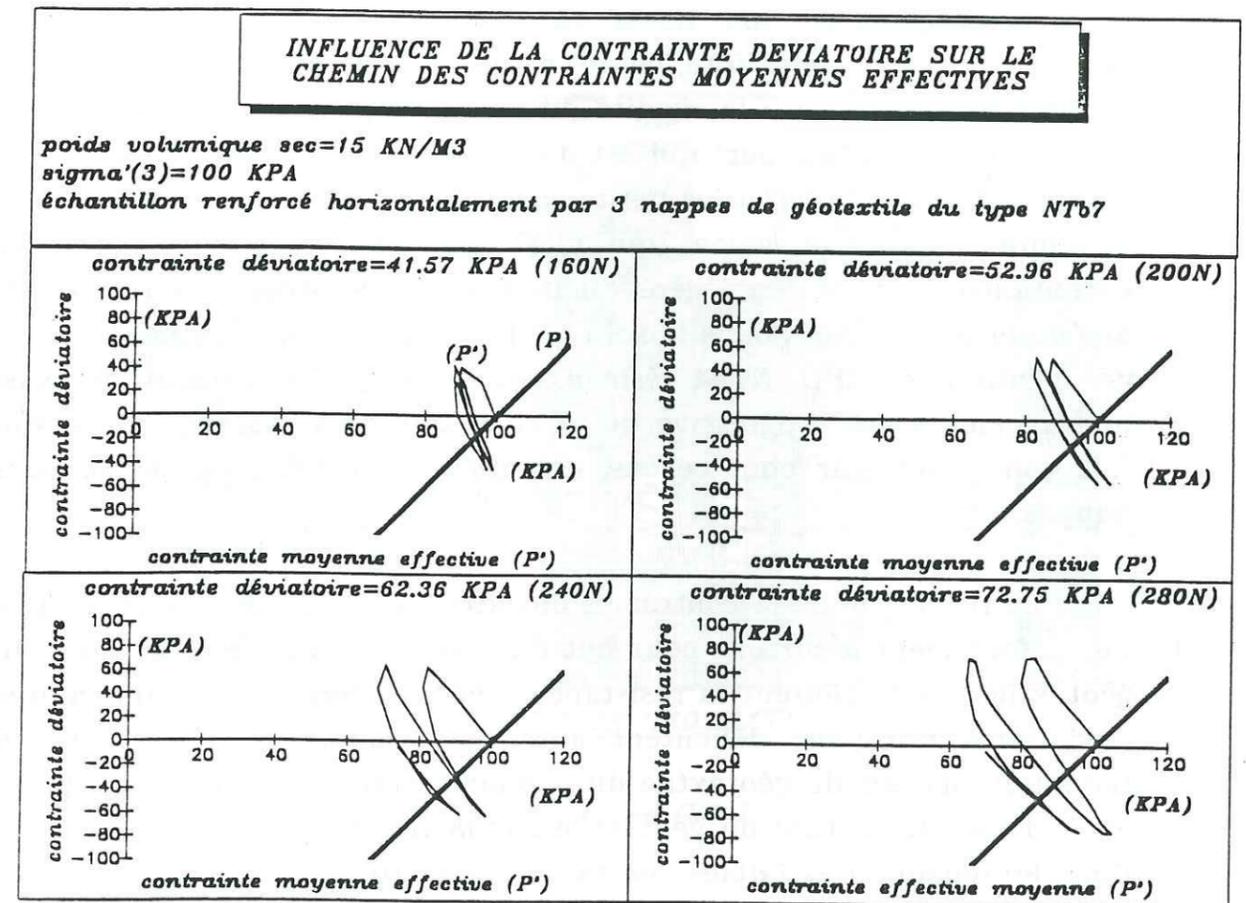


Figure (VI-23)

Ainsi nous remarquons pour la contrainte déviatoire de 62.36kPa, que le début des grandes extensions verticales correspond à un retour de la courbe en (P') qui passe légèrement à gauche, c'est à dire au début des petites "ouvertures" de cette courbe.

Dans ce qui suit, nous avons estimé les contraintes dévatoires critiques en analysant, lors du premier cycle, le début des "ouvertures" des courbes en (P'). Ainsi pour les nappes horizontales, nous avons regroupé sur la figure (VI-24), sous forme de barre d'histogramme, les différentes contraintes dévatoires critiques en fonction du type du géotextile utilisé pour le renforcement de l'échantillon. Nous remarquons sur cette figure que la contrainte déviatoire critique dépend surtout de la rigidité et de l'état de surface du géotextile. En effet nous constatons pour les géotextiles non tissés du NTb1 au NTb7, une progression continue de cette contrainte, ce qui montre que la contrainte déviatoire critique augmente avec la rigidité du géotextile; il faut noter que dans ces valeurs il y a une part qui est due à la compressibilité mais elle est du second ordre. En effet les petites dilatances du géotextile qui vont se produire dans ce domaine (qui n'est pas encore celui des grandes extensions) vont par la légère diminution de la pression interstitielle améliorer les contacts dans le sol et à l'interface sol-géotextile. Pour les géomembranes PEHD, NTb4 résineux et le HDT, nous constatons aussi une augmentation progressive de la contrainte déviatoire critique, qui fait donc intervenir pour ce cas, essentiellement l'état de surface des nappes.

La recherche de la contrainte déviatoire critique pour chaque type de renforcement à surtout pour but de spécifier les caractéristiques du géotextile qui améliorent la résistance à la liquéfaction, Ces contraintes dévatoires critiques, délimitent aussi le domaine d'intervention du potentiel dilatant du géotextile du domaine d'intervention de la rigidité et de l'état de surface du géotextile sur la résistance à la liquéfaction. Dans le domaine des faibles contraintes dévatoires, la rigidité et l'état de surface du géotextile vont jouer les rôles prédominants dans la limitation des déplacements des grains de sable améliorant ainsi la résistance à la liquéfaction de l'échantillon, tandis que dans le domaine des grandes contraintes dévatoires, le fait du grand potentiel dilatant du géotextile, la pression interstitielle va moins augmenter entraînant une augmentation de l'effort de contact sol-sol et sol-géotextile qui

empêchera à son tour les déplacements des grains de sable et les contractions de l'échantillon.

Les échantillons renforcés par des nappes verticales, auront la même contrainte déviatoire critique que celle de l'échantillon non renforcé. En effet, nous avons vu lors des essais que les nappes verticales ne vont agir que si nous appliquons une contrainte déviatoire avec laquelle nous obtenons pour l'échantillon non renforcé le début des grandes extensions verticales; par ailleurs à partir de cette contrainte nous constatons sur les diagrammes (Q-P') que l'ensemble des courbes sont ouvertes.

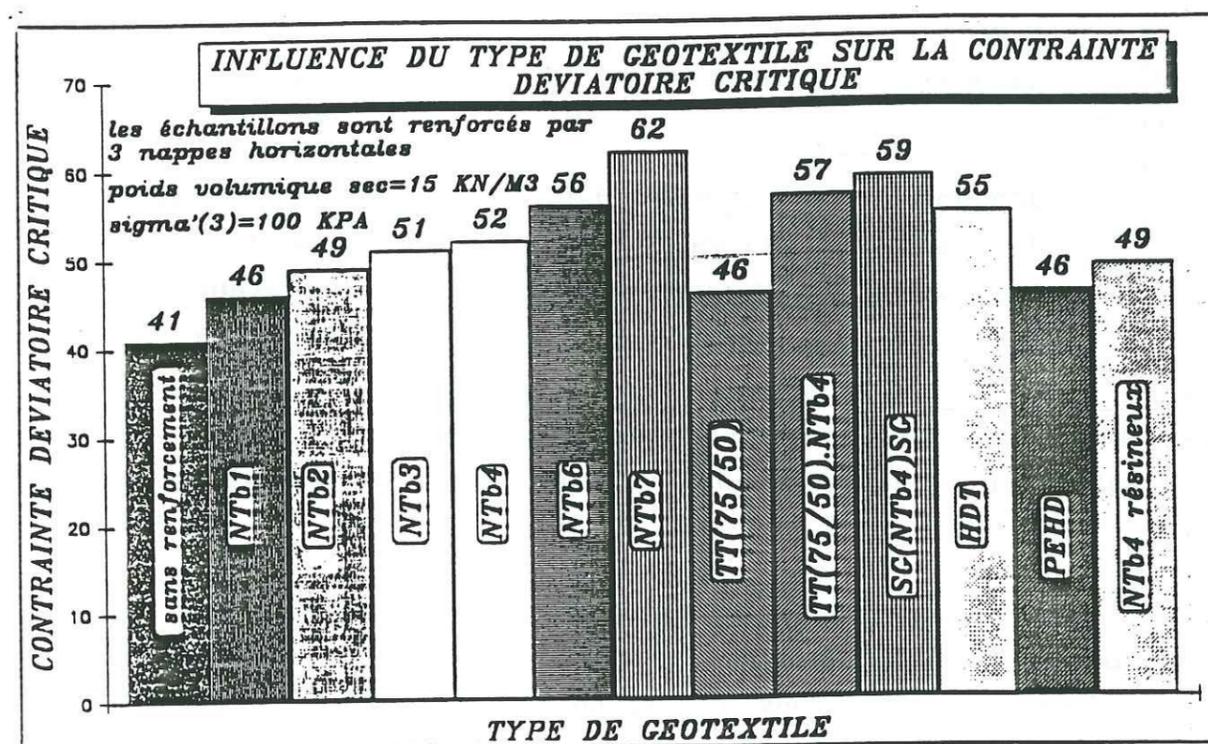


Figure (VI-24)

B) Caractéristiques du géotextile qui influencent la résistance à la liquéfaction et leur domaine d'intervention.

Afin de mieux différencier les caractéristiques du géotextile qui influent sur la résistance à la liquéfaction d'un échantillon, nous avons dressé un tableau qui donne ces dernières en fonction de l'orientation de la nappe et le domaine des contraintes déviatoires.

	nappe horizontale	nappe verticale
domaine des faibles contraintes déviatoires	rigidité plus état de surface en faveur de la résistance	inactive légère compression de la nappe en défaveur de la résistance
domaine des grandes contraintes déviatoires	potentiel dilatant du géotextile en faveur de la résistance	rigidité plus état de surface en faveur de la résistance

CONCLUSION

Les résultats, issus des essais de laboratoire, s'avèrent très concluants vis à vis de la détermination des caractéristiques du géotextile qui influencent la résistance à la liquéfaction des échantillons. Cependant, compte tenu des faibles dimensions de ces derniers, l'extrapolation de ces résultats à l'échelle du terrain demeure inconnue et nécessite des essais en semi-grandeur.

Néanmoins à la lumière des résultats obtenus, nous pouvons énoncer d'ores et déjà deux types de solutions qui peuvent améliorer la résistance à la liquéfaction d'un site, mais qui restent sous réserve de vérification.

-Compte tenu de l'influence de la rigidité et de l'état de surface des nappes, la première solution consiste à améliorer la résistance à la liquéfaction d'un site par inclusion dans le sol et dans les deux directions, des nappes verticales ayant des surfaces très rugueuse, du type géomembrane HDT. Les nappes seront munies de raidisseurs sous forme de barres placées à intervalle régulier et plantées dans une couche de sol plus stable. Afin que la nappe ne soit pas entraînée par les mouvements des grains de sable, les deux extrémités de celle-ci, et entre les deux derniers raidisseurs, seront conçues des palées de stabilité, et tout au long de l'extrémité supérieure de la nappe, sera adoptée une sablière.

-Quant à la deuxième solution, et vu l'effet bénéfique de la dilatation des géotextiles sur la résistance à la liquéfaction, elle consiste à introduire dans le sol des nappes de géotextile assez épaisses et préalablement comprimées, qui, lors d'un séisme et au cours de la phase de décompression, celles-ci vont se dilater et réduire ainsi les pressions interstitielles.

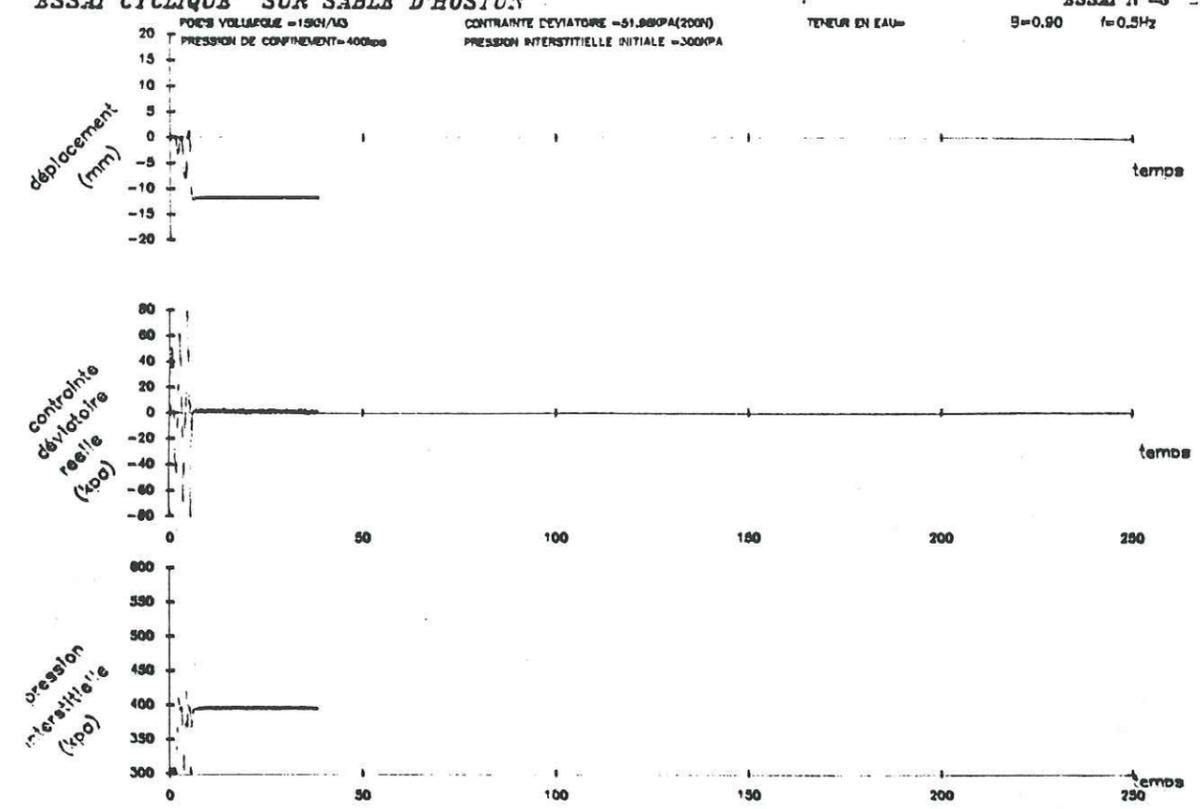
Cependant, il faut noter que pour les deux solutions, la détermination du nombre de nappes à placer et leurs emplacements nécessite la connaissance de la zone influençable par la présence de ces dernières, qui ne sera connue que par des essais à grande échelle.

ANNEXE

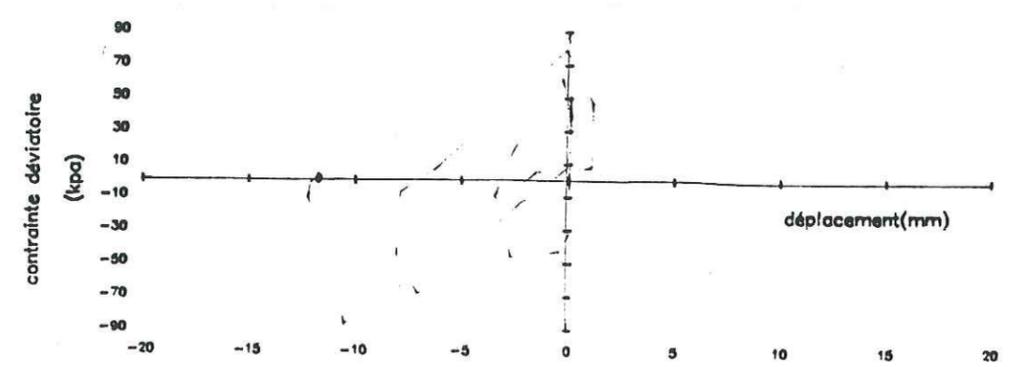
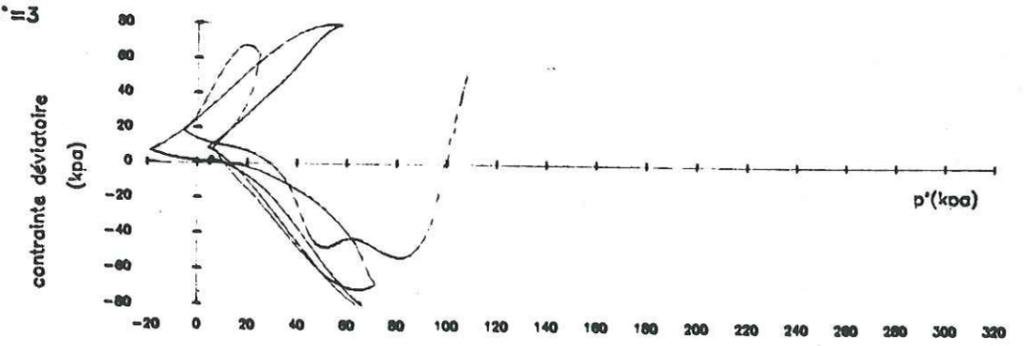
Dans le but de réduire le volume de ce mémoire, nous présentons dans cette partie, seulement un essai de chaque série effectuée.

ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN

ESSAI N°=3

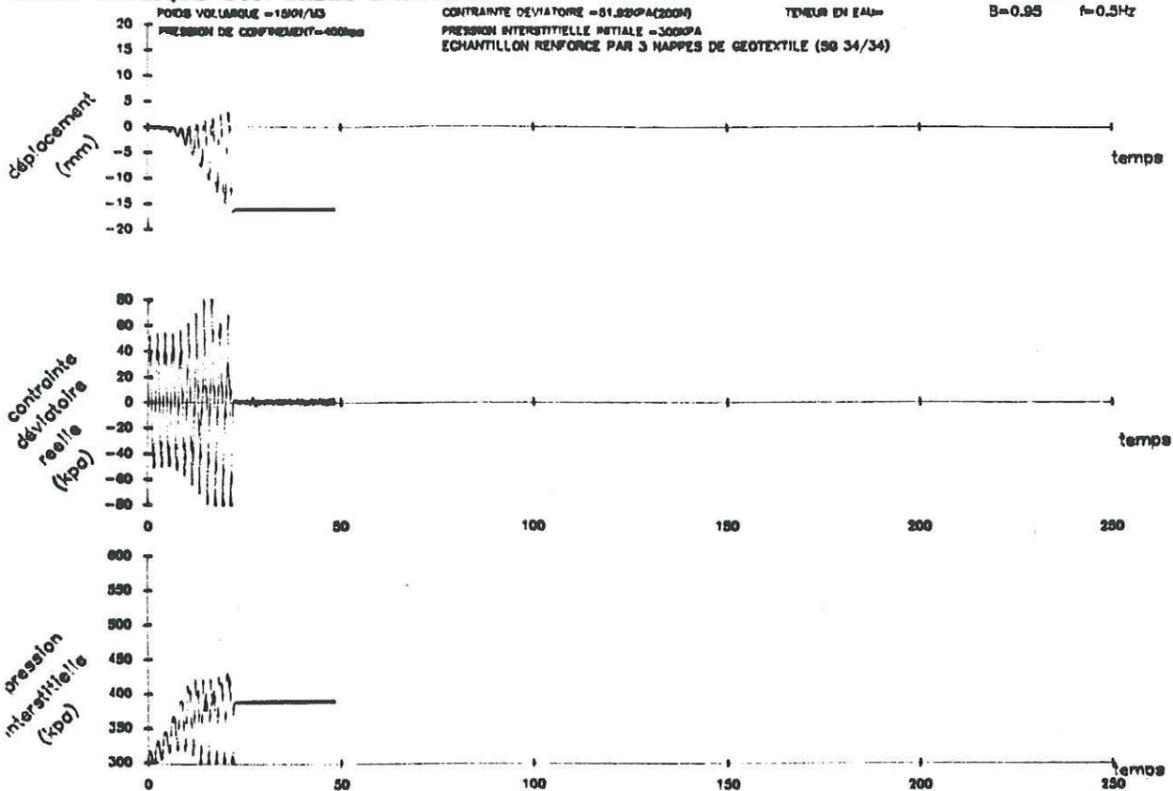


ESSAI N°=3

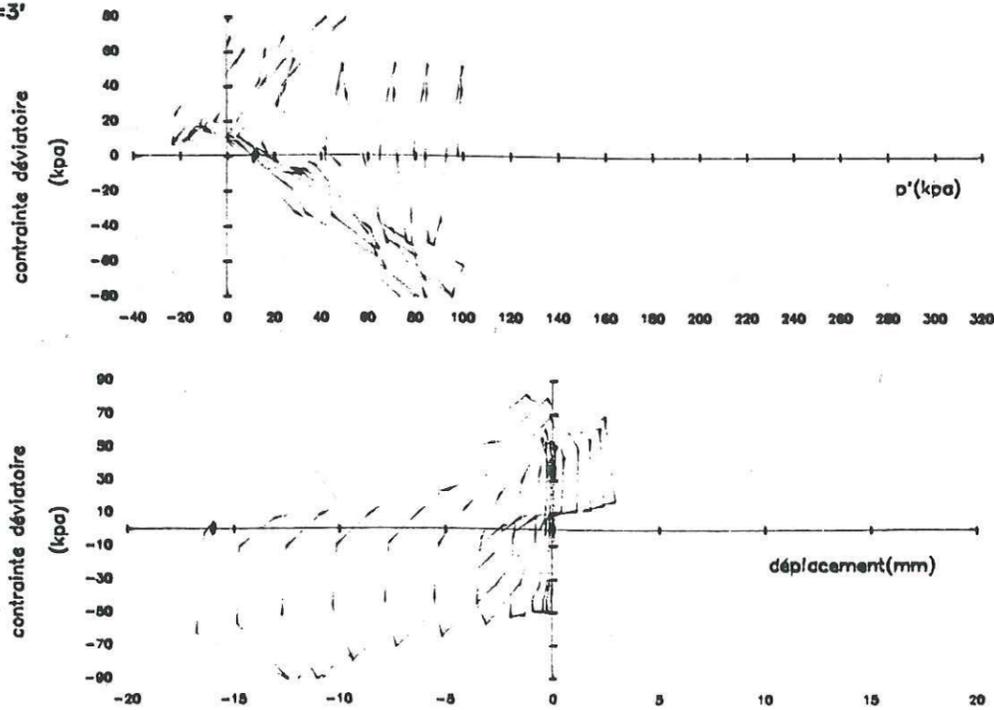


ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN

ESSAI N°=9'

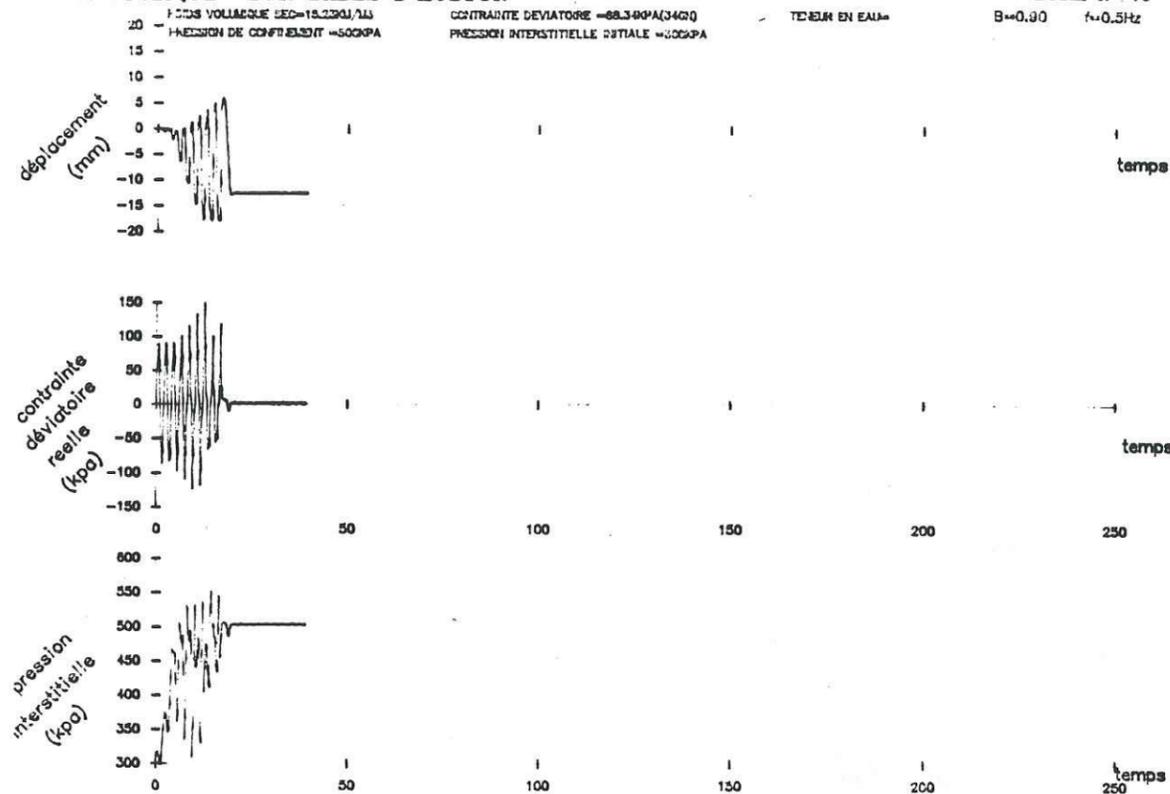


ESSAI N°=3'

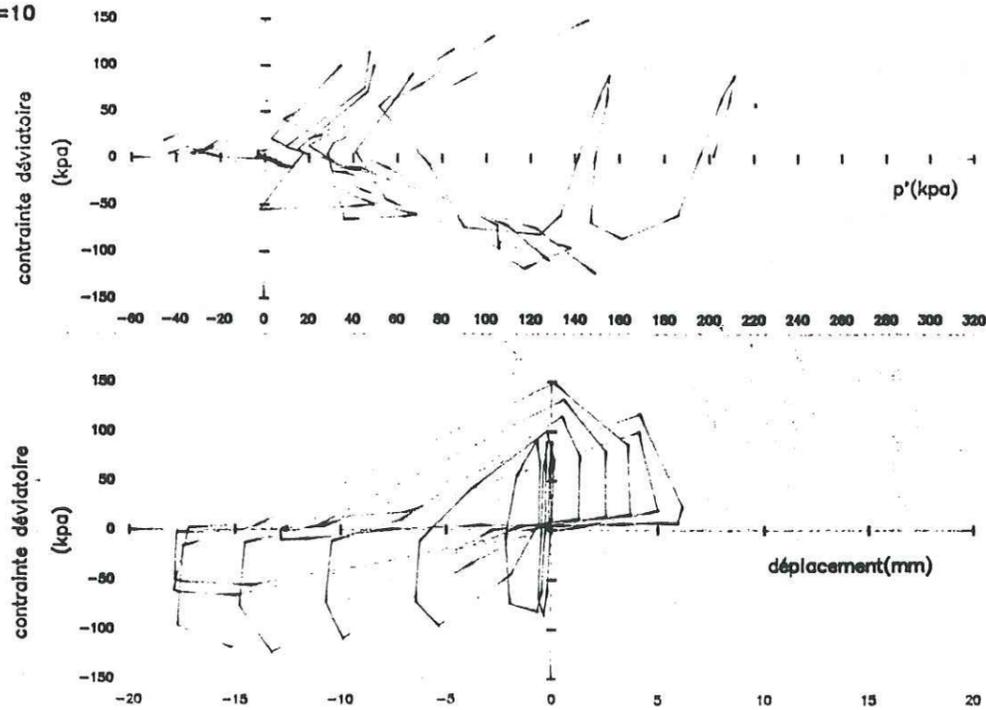


ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN

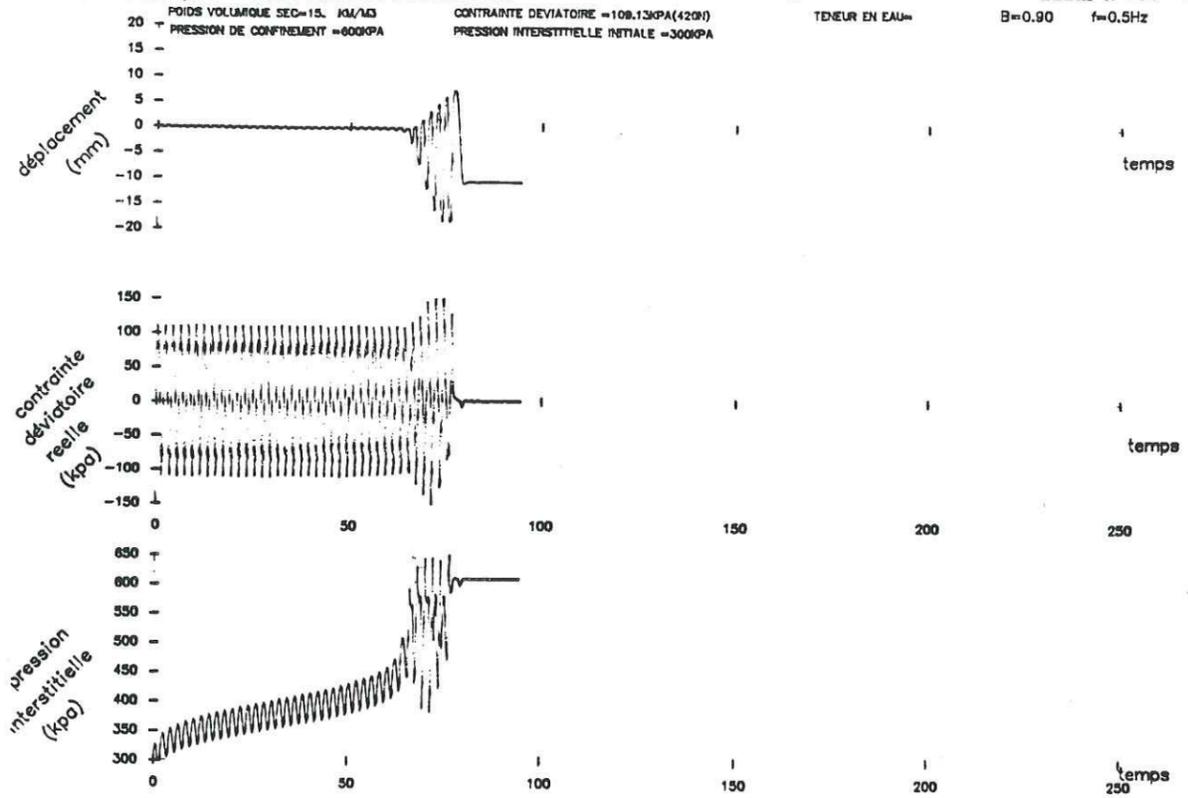
ESSAI N°=10



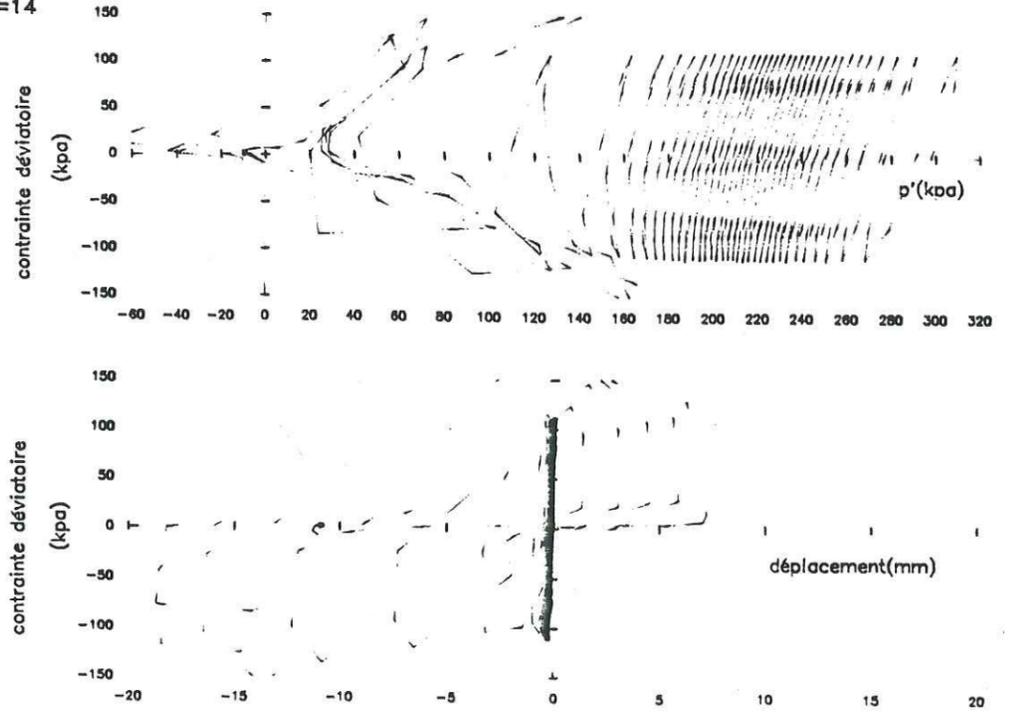
ESSAI N°=10



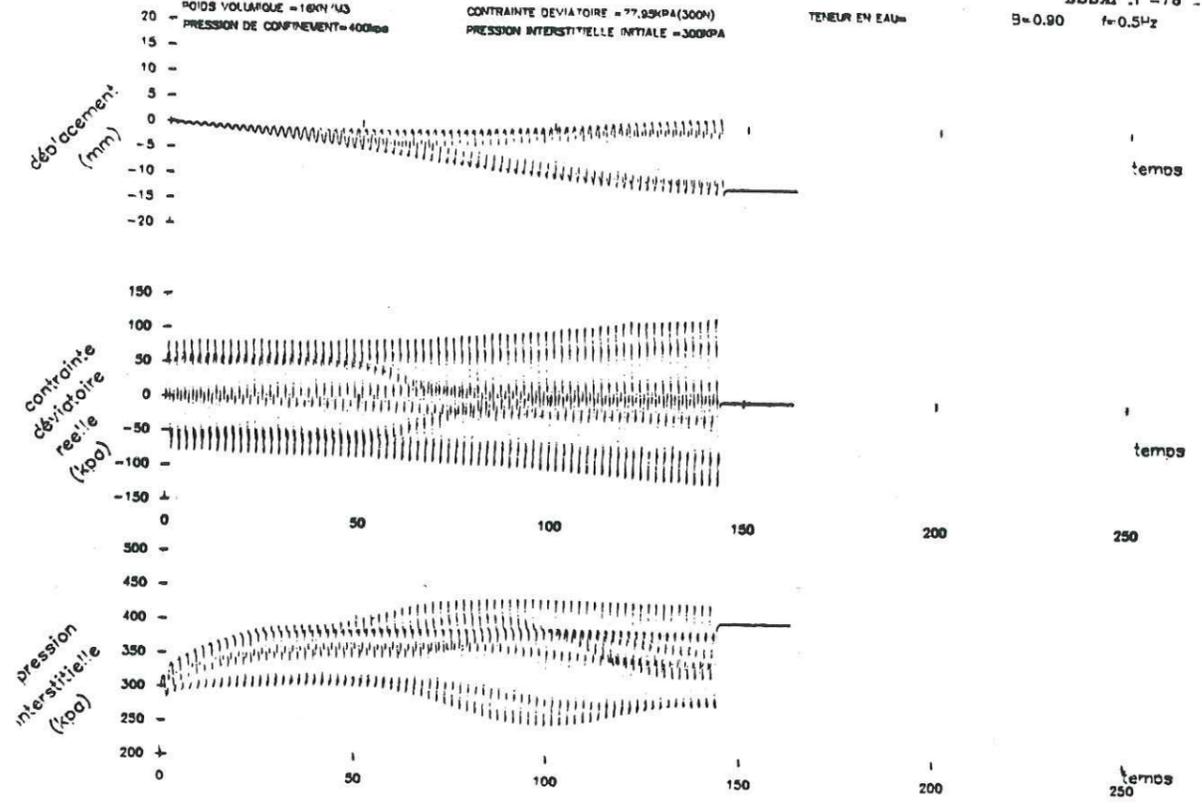
ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN



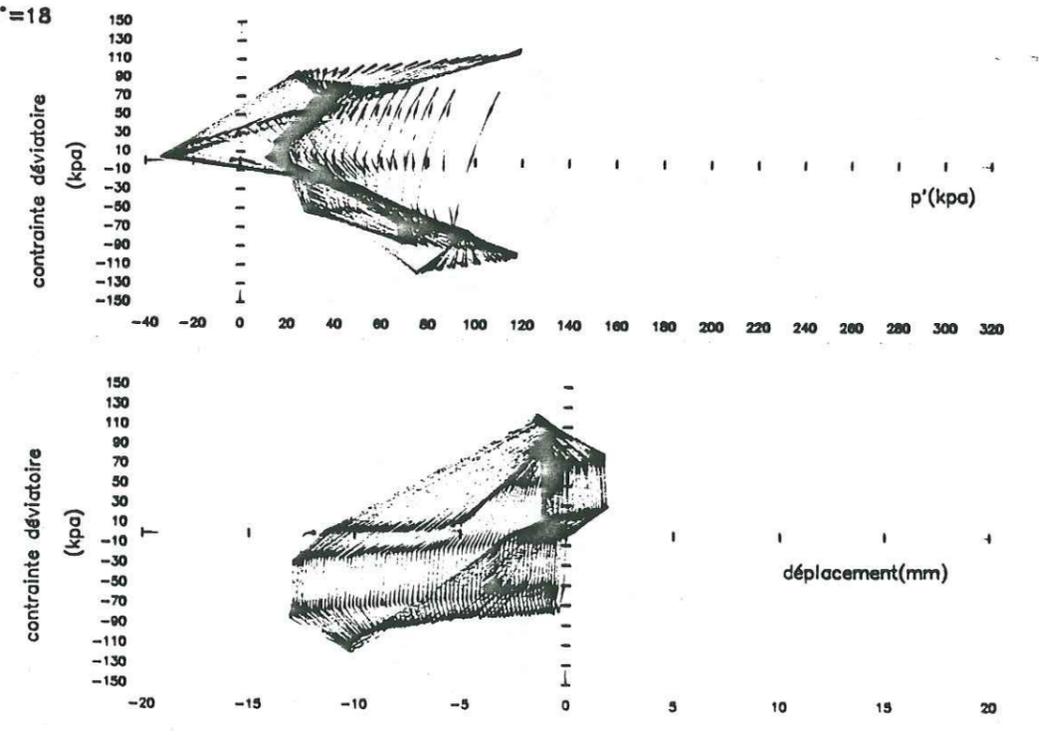
ESSAI N°=14



ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN



ESSAI N°=18

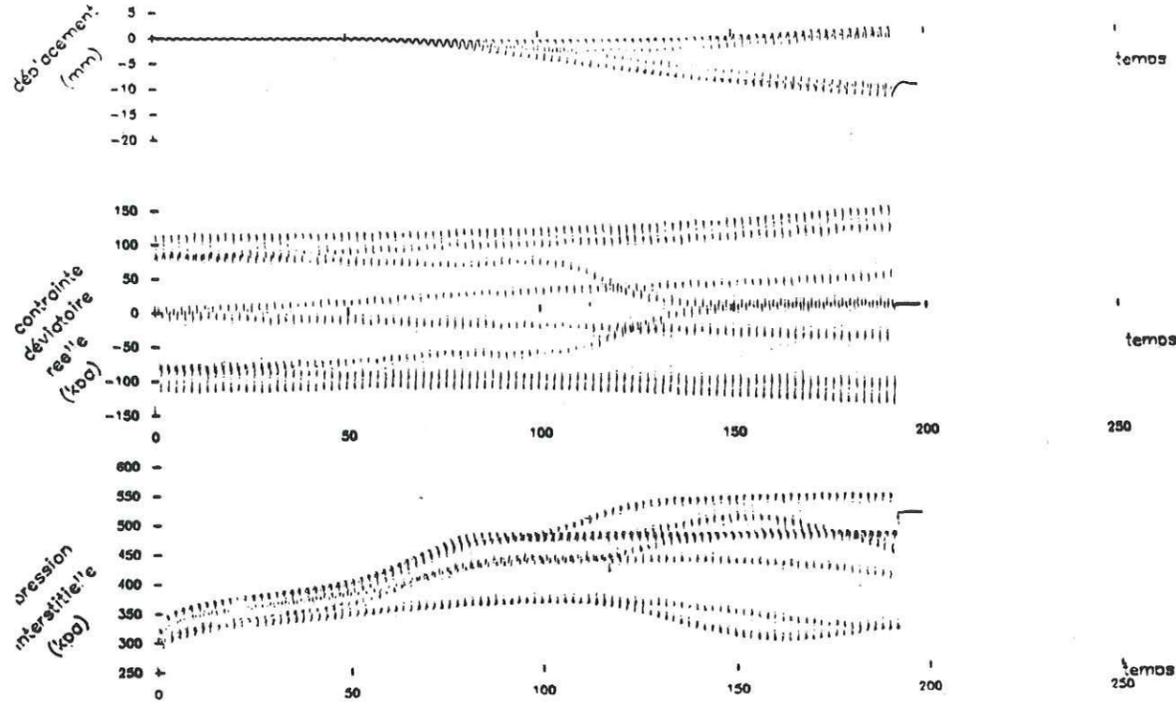


ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN

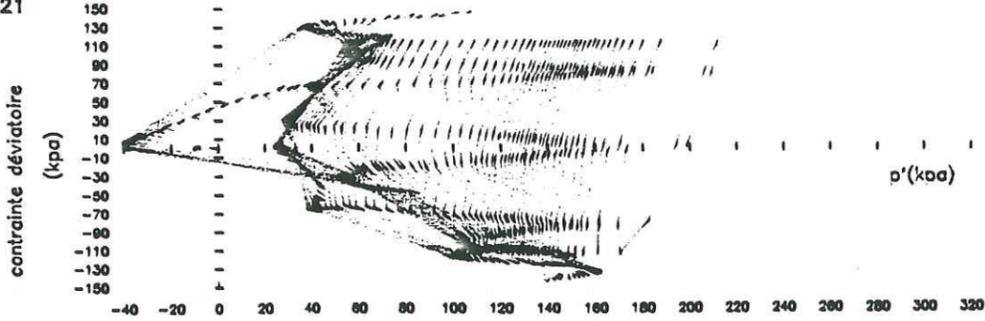
POIDS VOLUMIQUE = 1800/MS
 PRESSION DE CONFINEMENT = 300KPA
 CONTRAINTE DEVIATOIRE = 114.33KPA(440N)
 PRESSION INTERSTITIELLE INITIALE = 300KPA

TENEUR EN EAU =

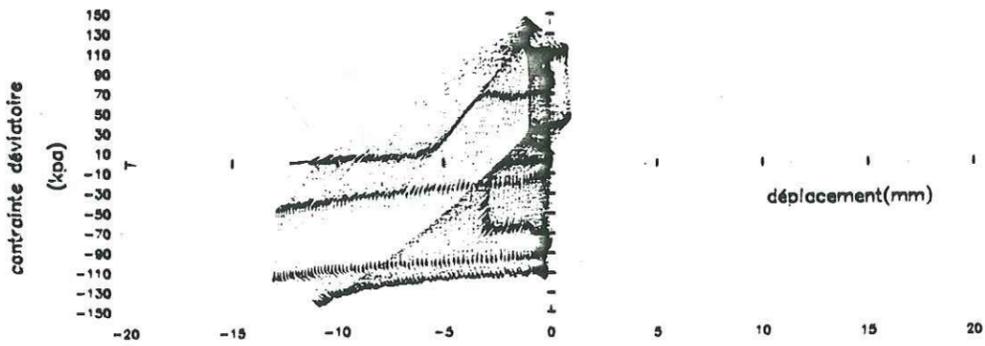
ESSAI N°=21
 B=0.90 f=0.5Hz



ESSAI N°=21



2

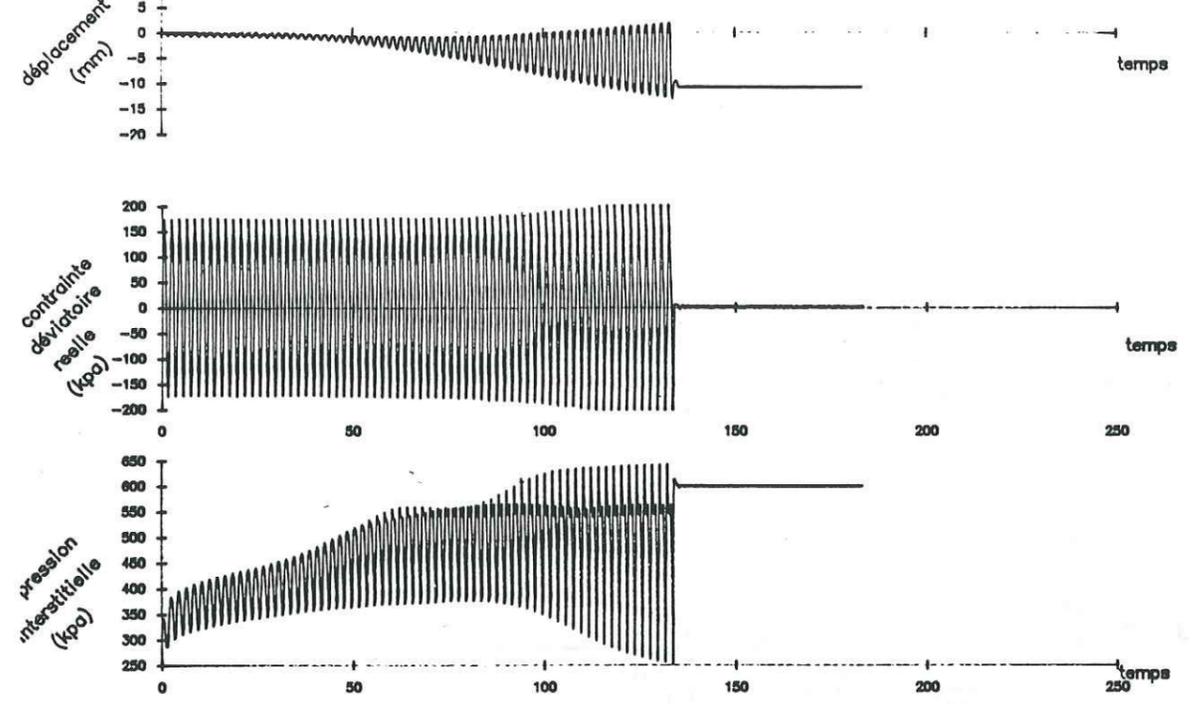


ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN

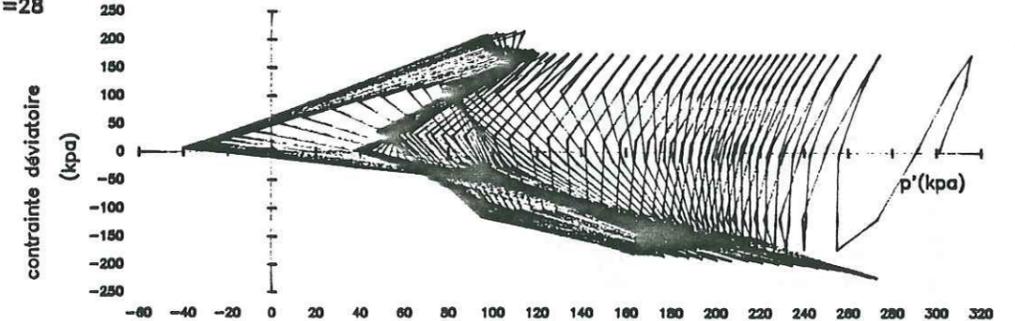
POIDS VOLUMIQUE = 1800/MS
 PRESSION DE CONFINEMENT = 600KPA
 CONTRAINTE DEVIATOIRE = 171.4KPA(660N)
 PRESSION INTERSTITIELLE INITIALE = 300KPA

TENEUR EN EAU =

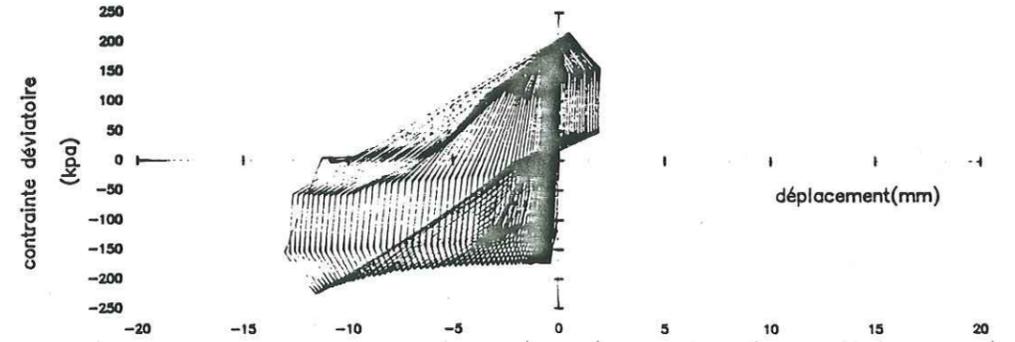
ESSAI N°=28
 B=0.90 f=0.5Hz



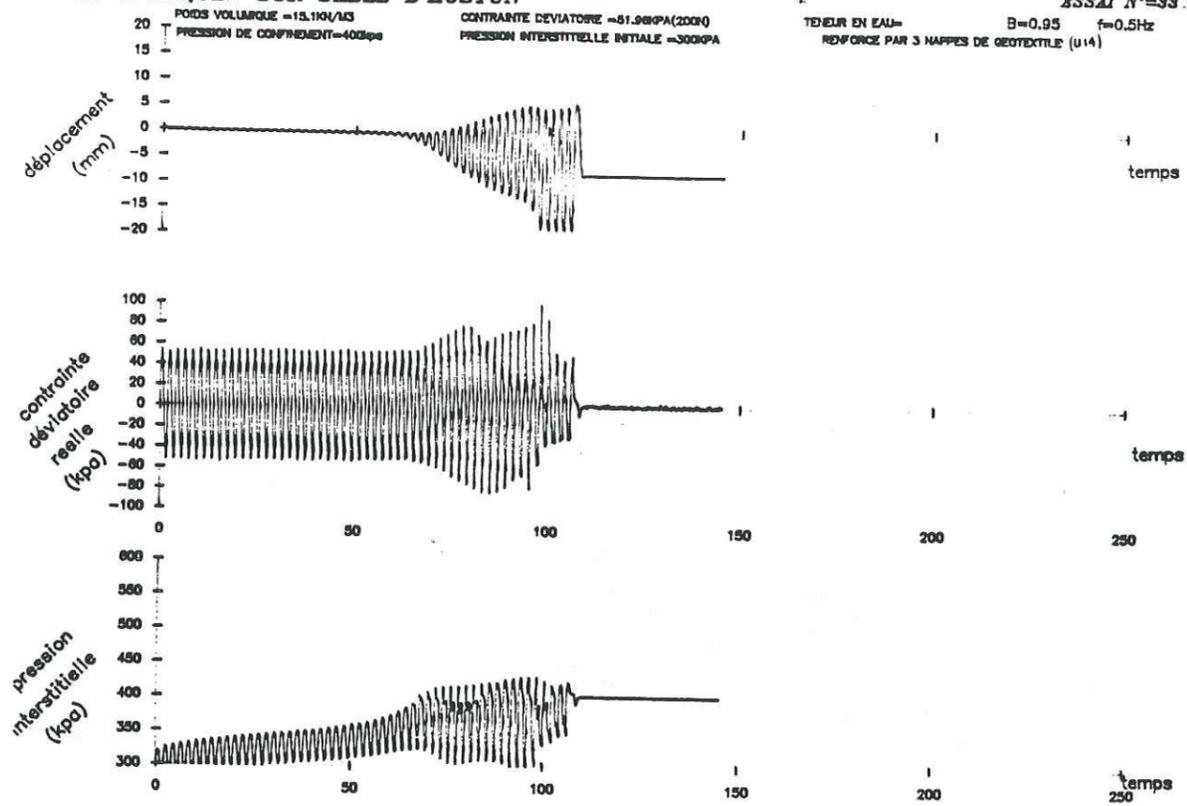
ESSAI N°=28



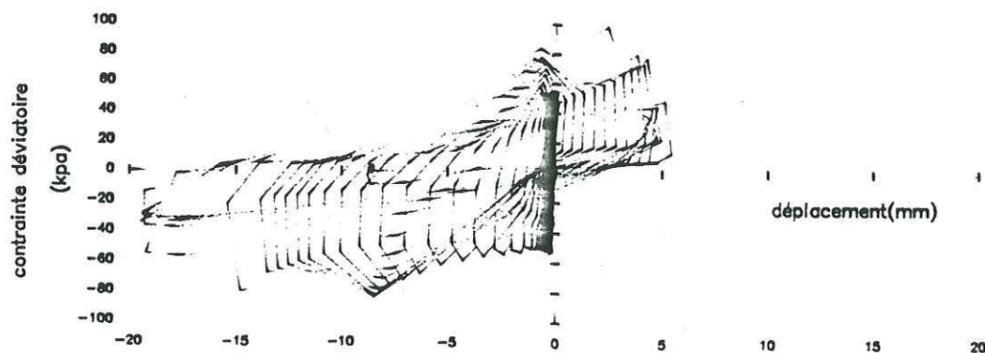
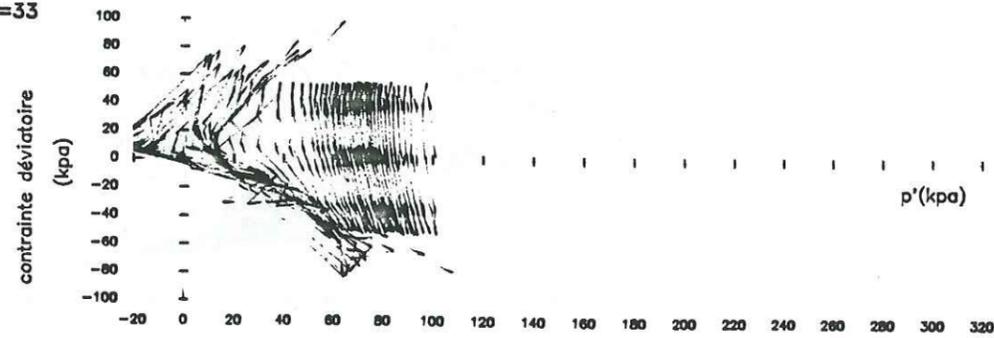
2



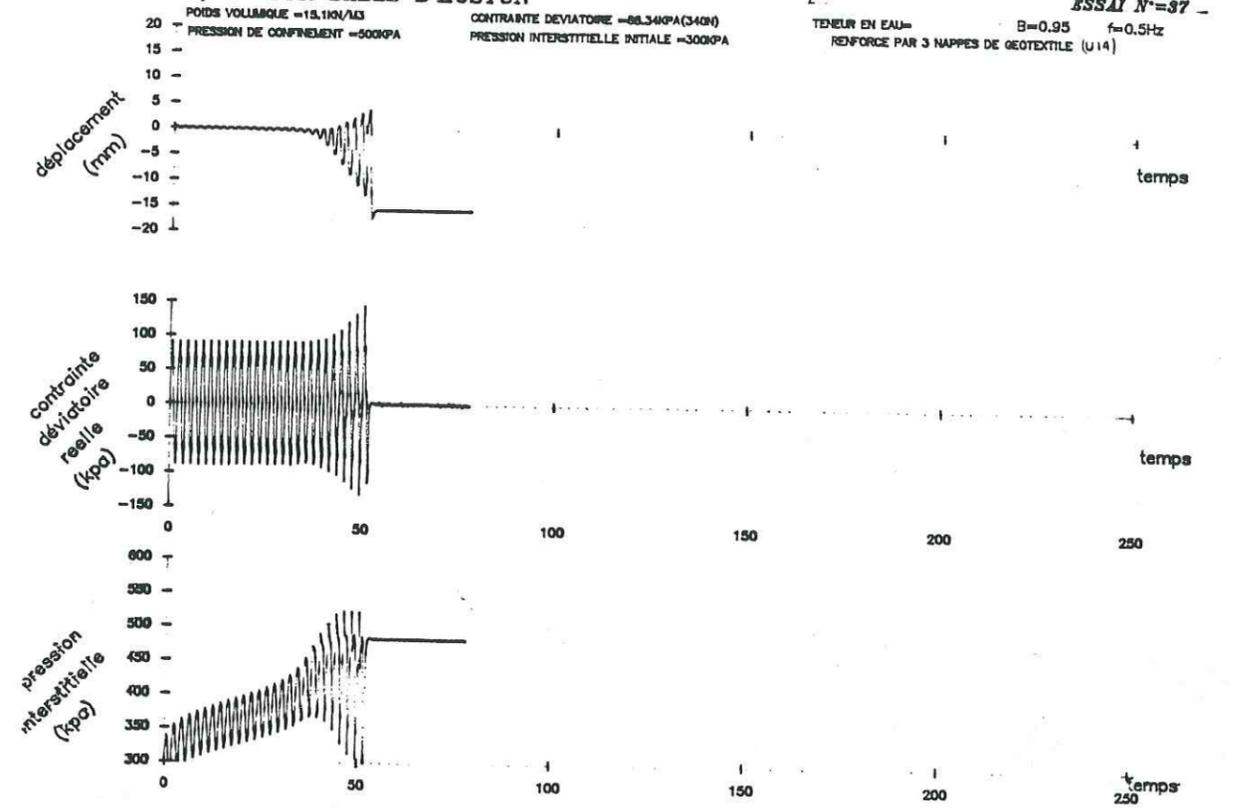
ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN



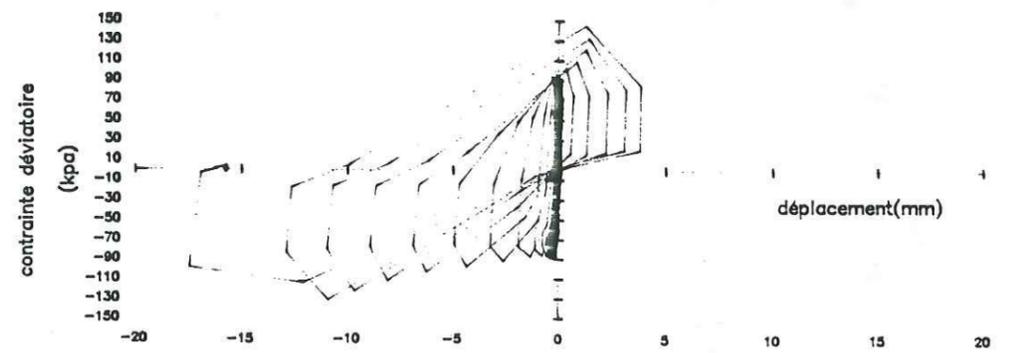
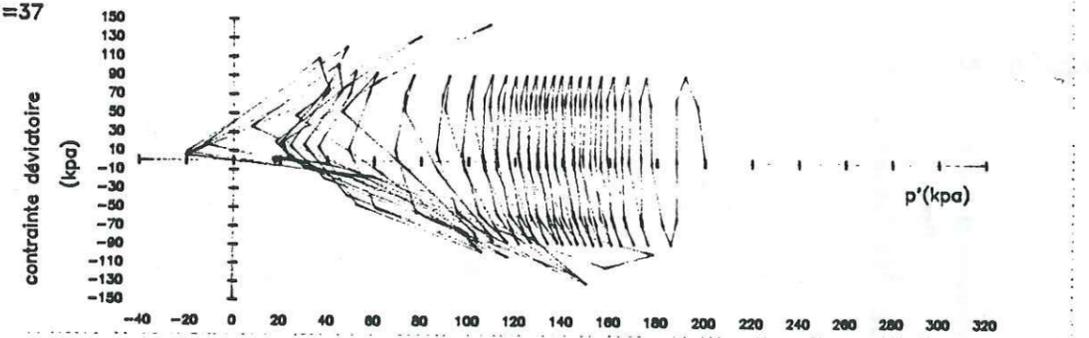
ESSAI N°=33



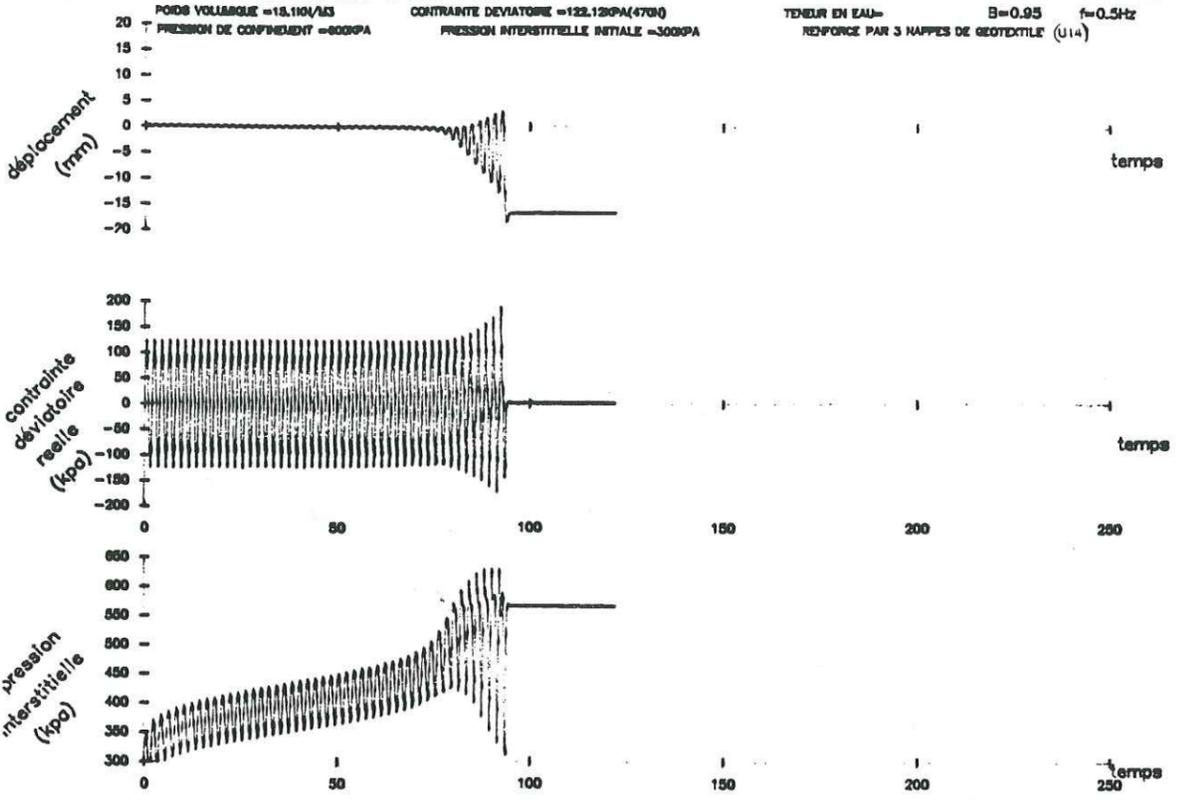
ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN



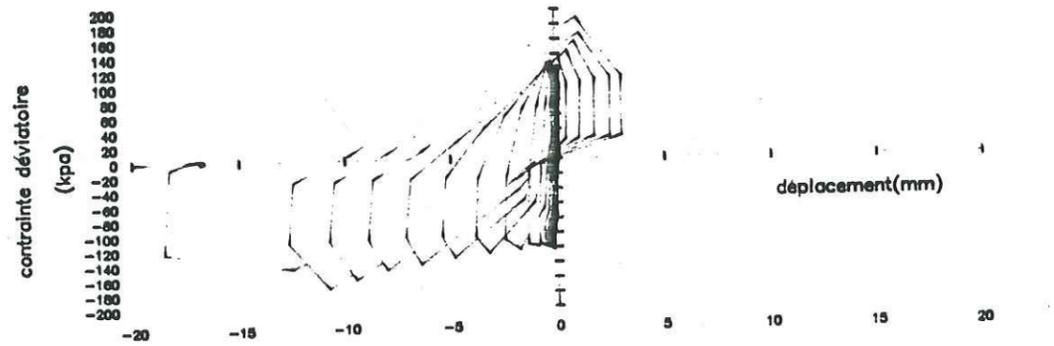
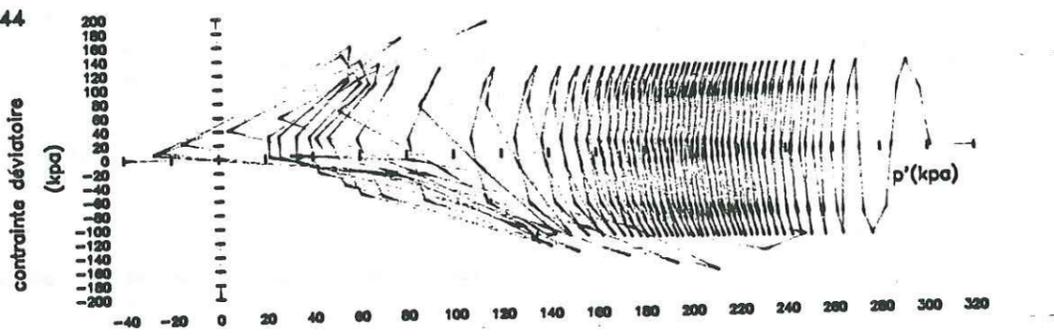
ESSAI N°=37



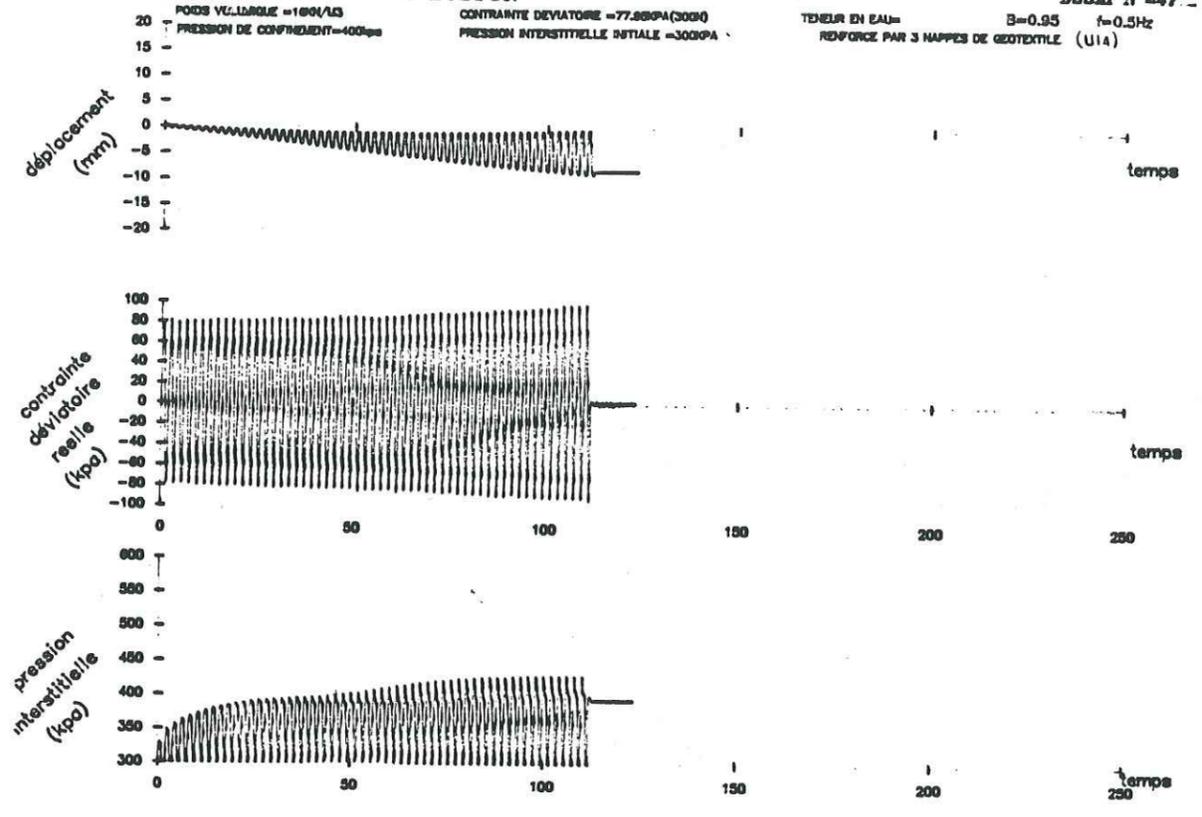
ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN



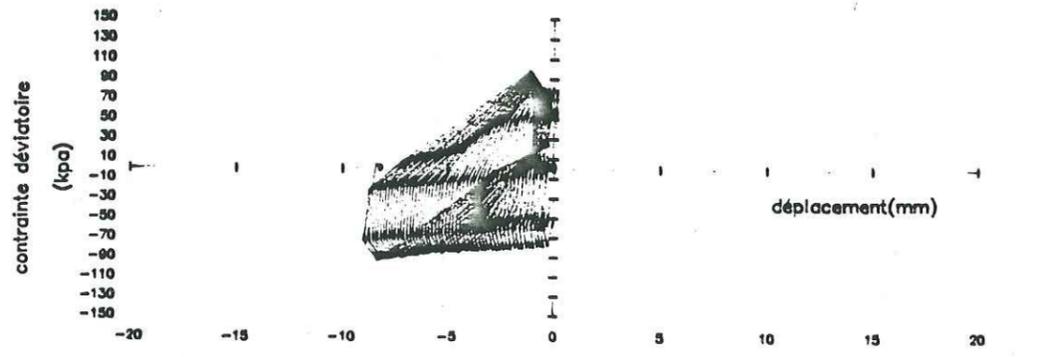
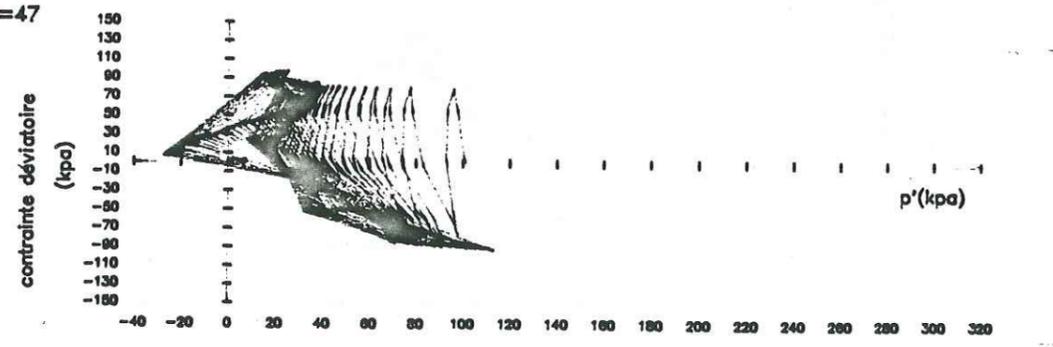
ESSAI N°=44



ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN

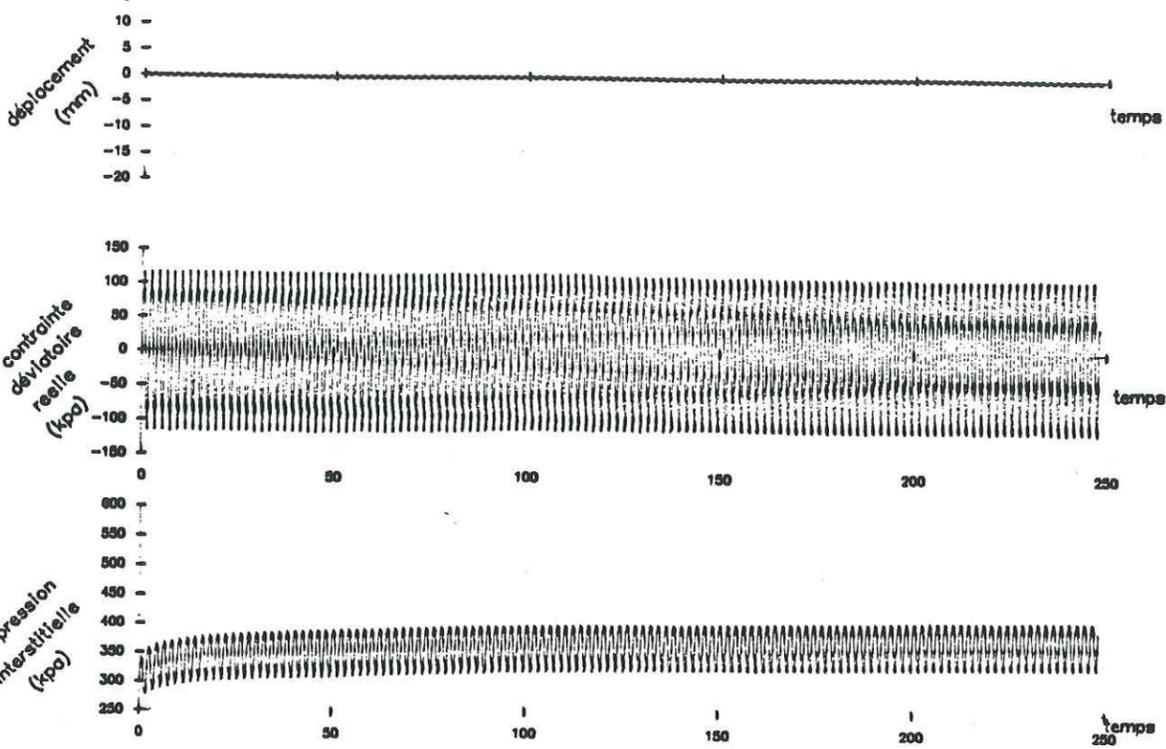


ESSAI N°=47

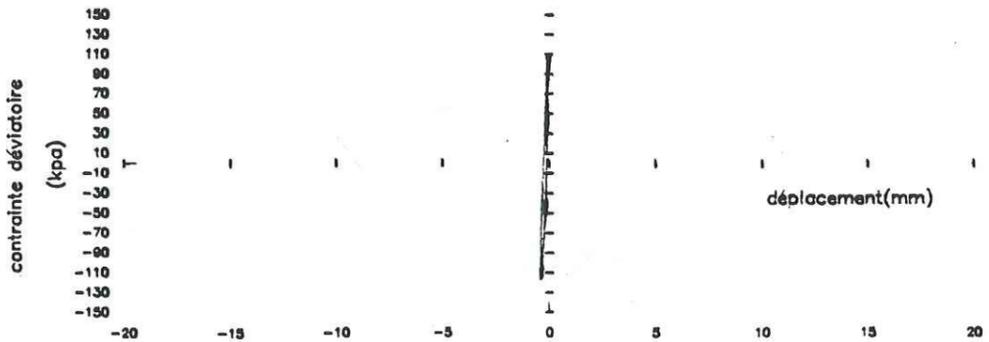
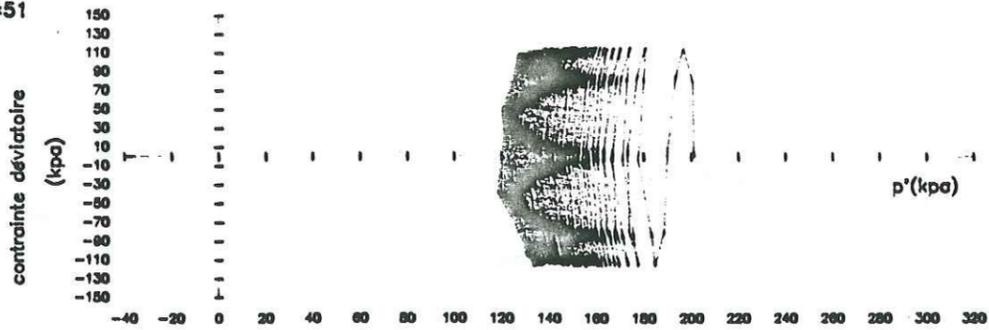


ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN

POIDS VOLUMIQUE = 1800 kg/m³ CONTRAINTE DEVIATOIRE = 114.33 kPa (440 lb) TENEUR EN EAU = B=0.95 f=0.5 Hz ESSAI N°=51
 PRESSION DE CONFINEMENT = 300 kPa PRESSION INTERSTITIELLE INITIALE = 300 kPa REFORCE PAR 3 NAPPES DE GEOTEXTILE (U1A)

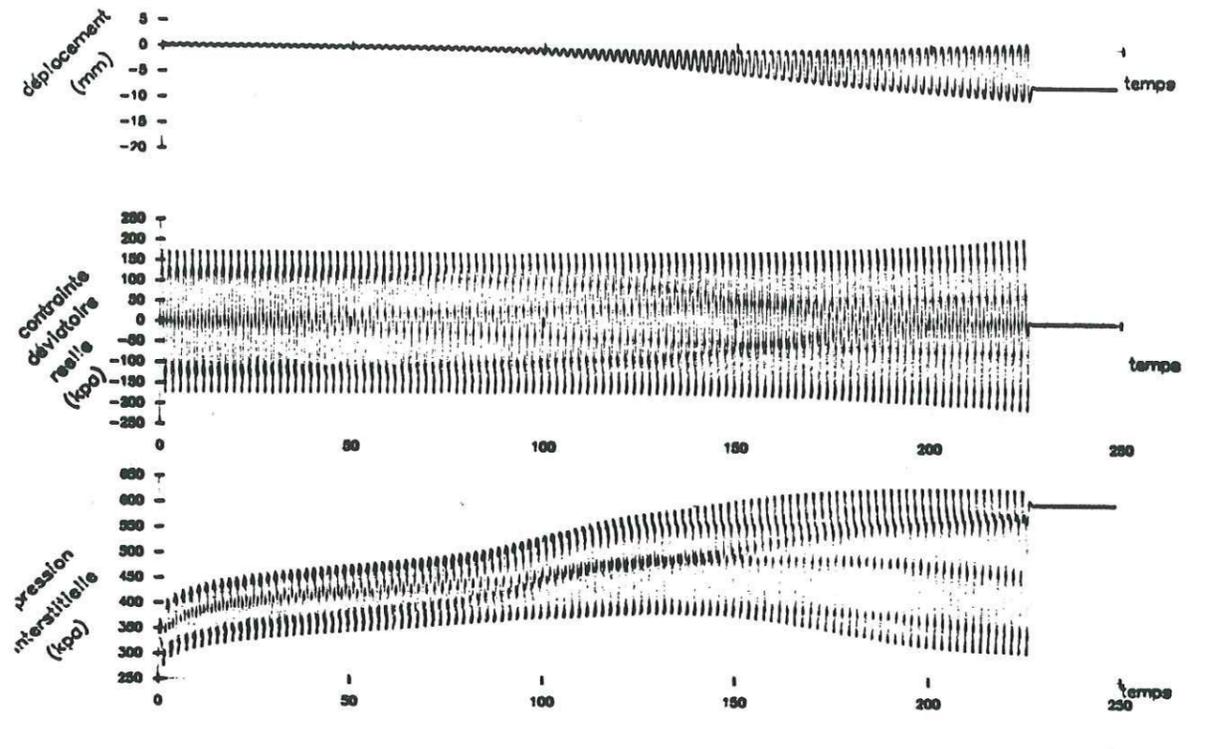


ESSAI N°=51

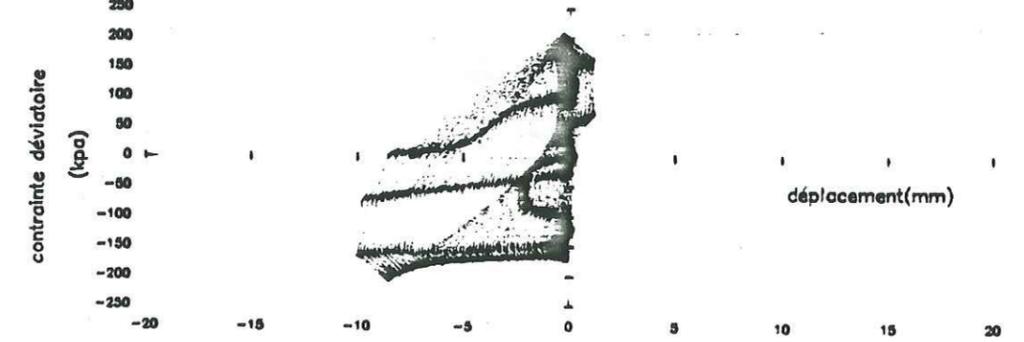
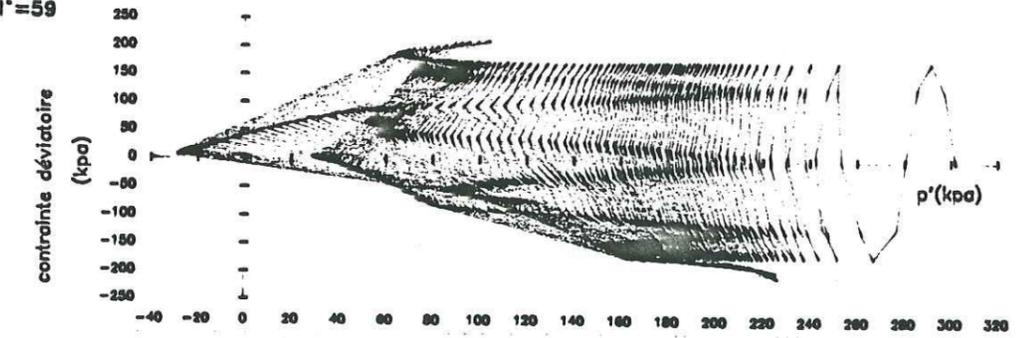


ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN

POIDS VOLUMIQUE = 1800 kg/m³ CONTRAINTE DEVIATOIRE = 171.44 kPa (600 lb) TENEUR EN EAU = B=0.95 f=0.5 Hz ESSAI N°=59
 PRESSION DE CONFINEMENT = 300 kPa PRESSION INTERSTITIELLE INITIALE = 300 kPa REFORCE PAR 3 NAPPES DE GEOTEXTILE (U1A)



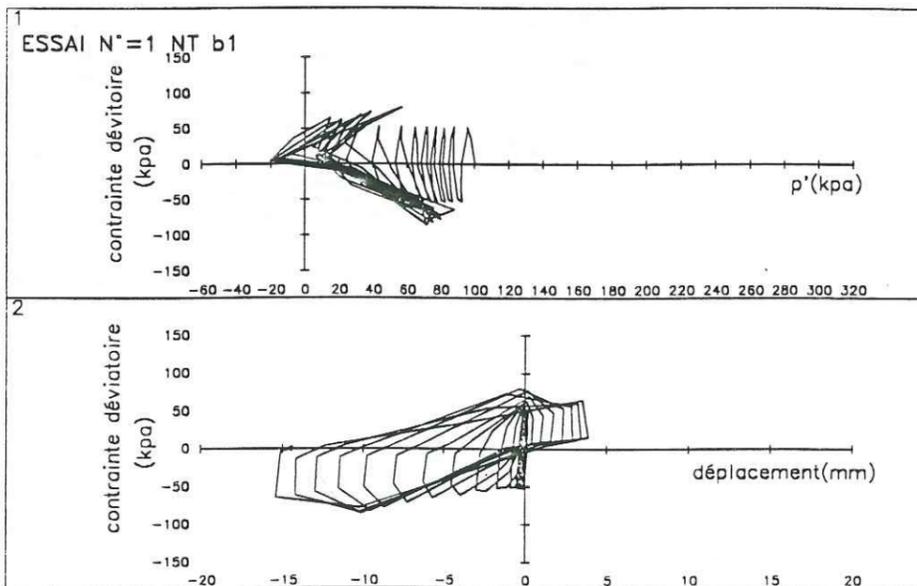
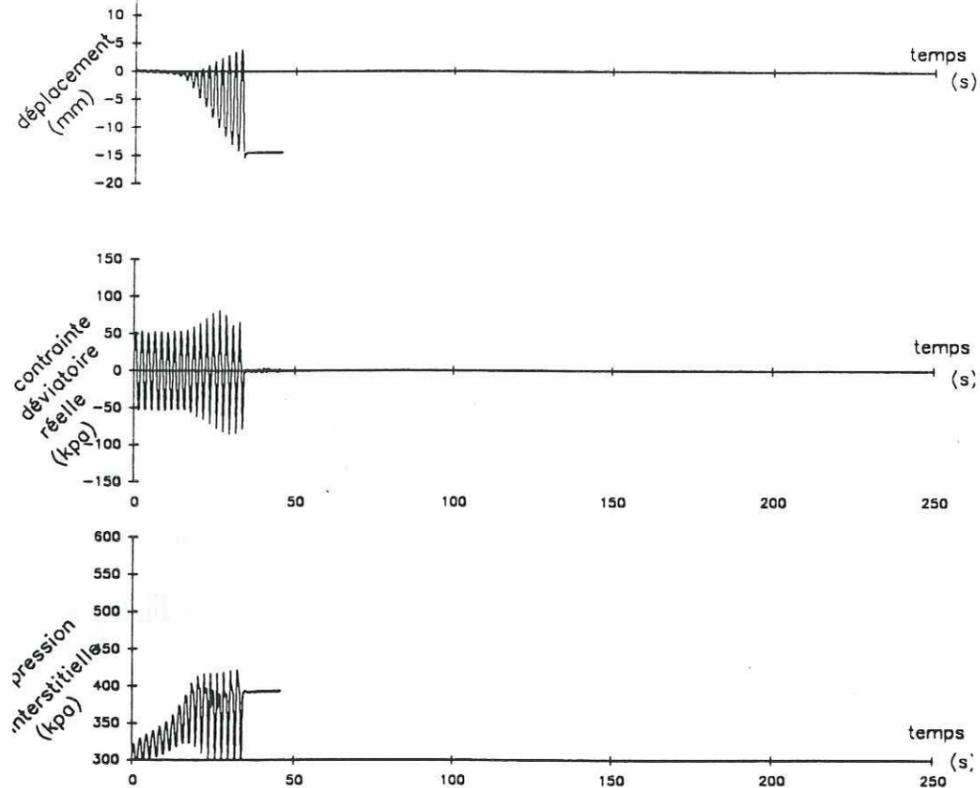
ESSAI N°=59



ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN

ESSAI N°=1 NT b1

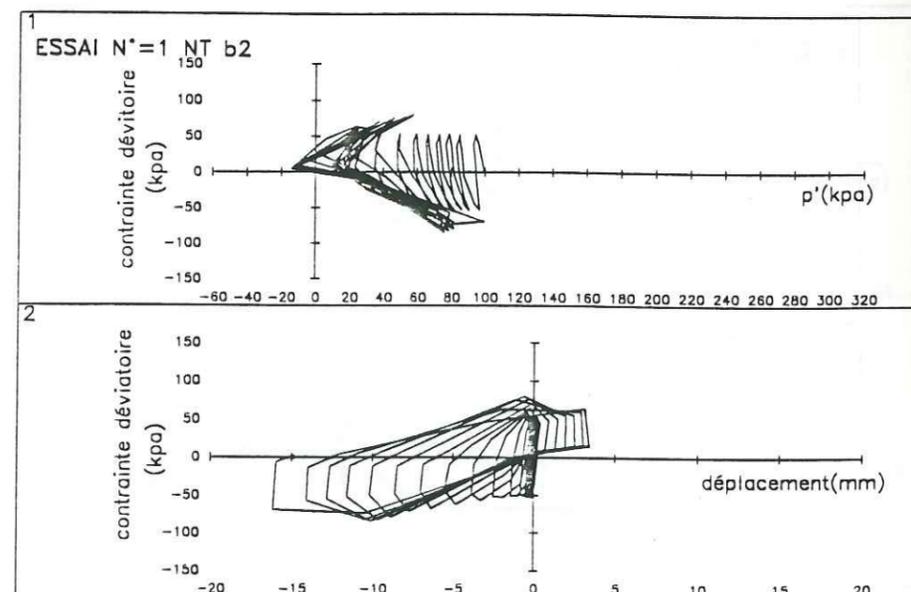
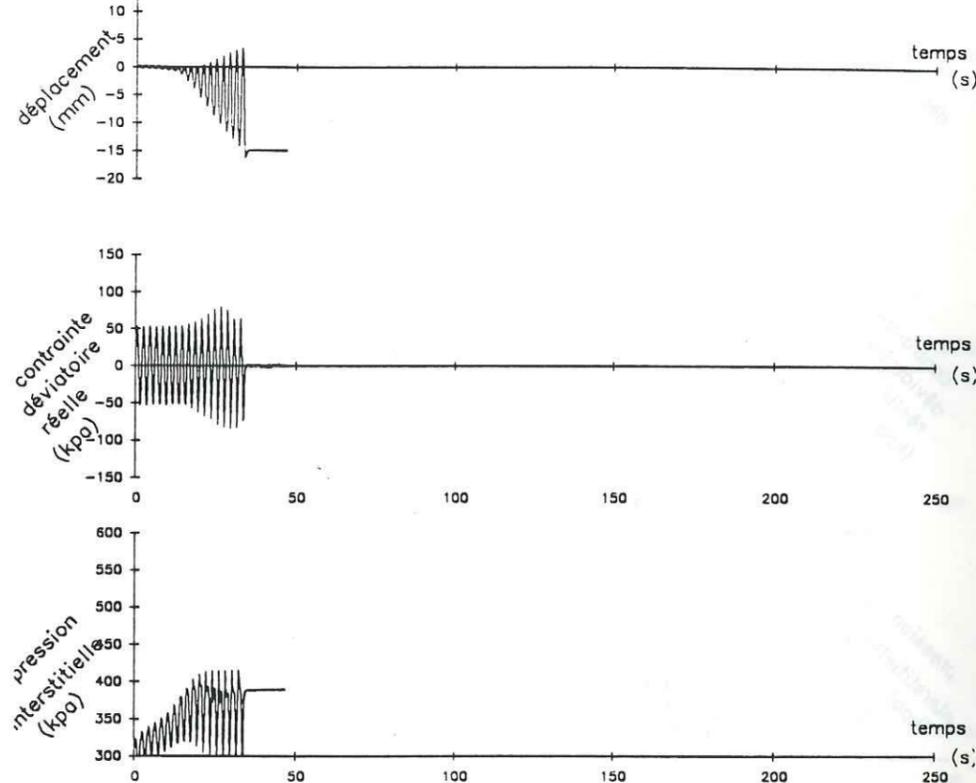
POIDS VOLUMIQUE SEC = 15 KN/M³ CONTRAINTE DEVIATOIRE = 51,98KPA (200N) TENEUR EN EAU = B=0,95 f=0,5Hz
 PRESSION DE CONFINEMENT = 400 KPA PRESSION INTERSTITIELLE INITIALE = 300KPA
 ECHANTILLON RENFORCE PAR 3 NAPPES DE GEOTEXILE DU TYPE BIDIM (b1)



ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN

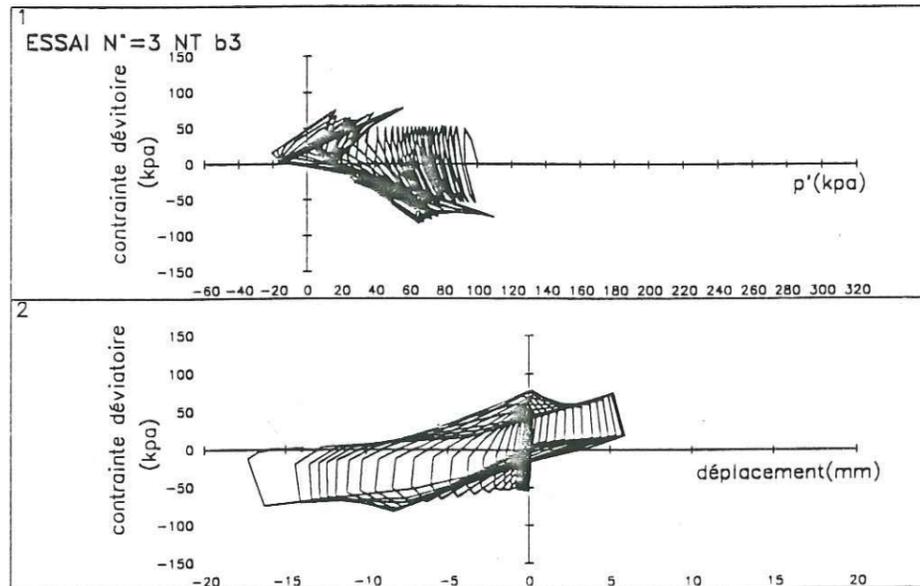
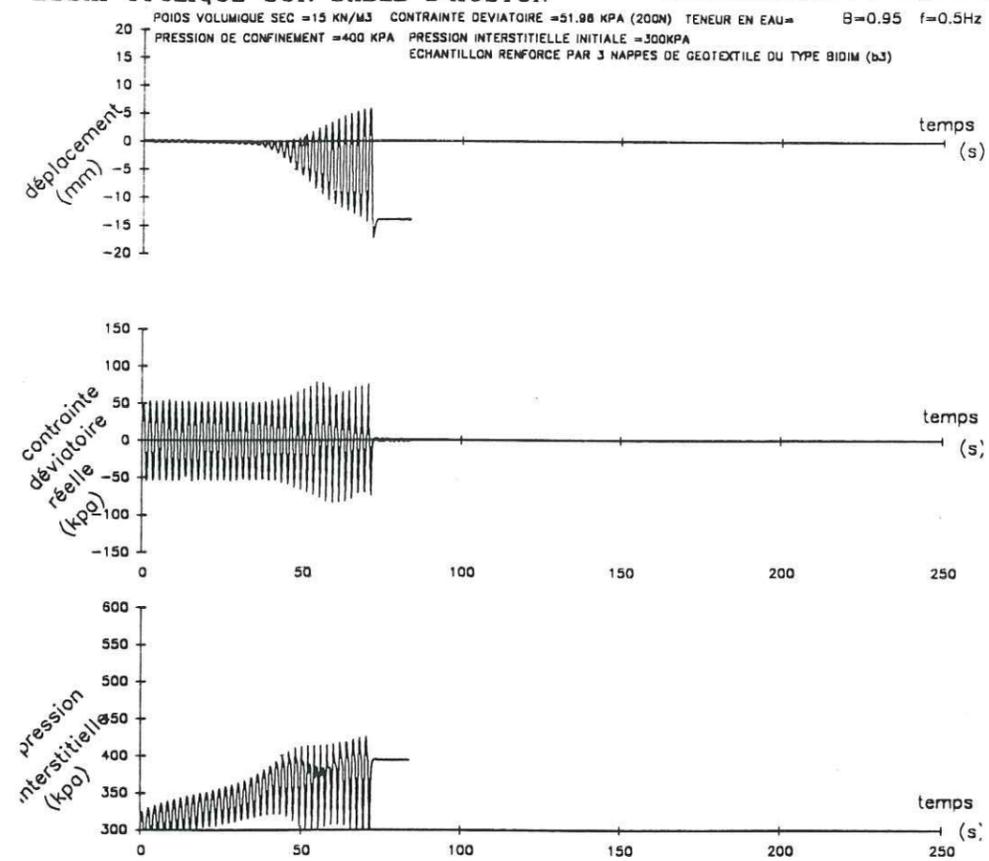
ESSAI N°=1 NT b2

POIDS VOLUMIQUE SEC = 15 KN/M³ CONTRAINTE DEVIATOIRE = 51,98KPA (200N) TENEUR EN EAU = B=0,95 f=0,5Hz
 PRESSION DE CONFINEMENT = 400 KPA PRESSION INTERSTITIELLE INITIALE = 300KPA
 ECHANTILLON RENFORCE PAR 3 NAPPES DE GEOTEXILE DU TYPE BIDIM (b2)



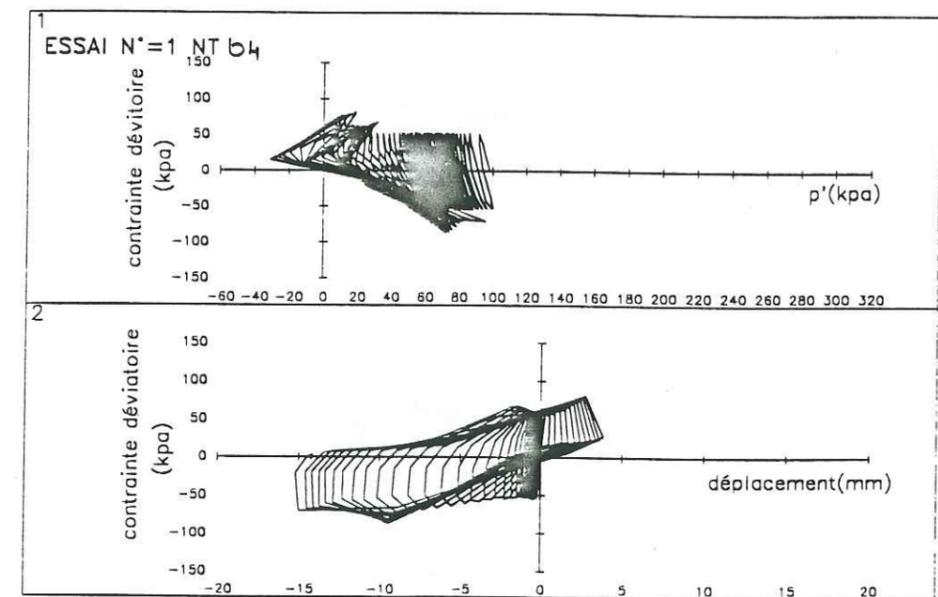
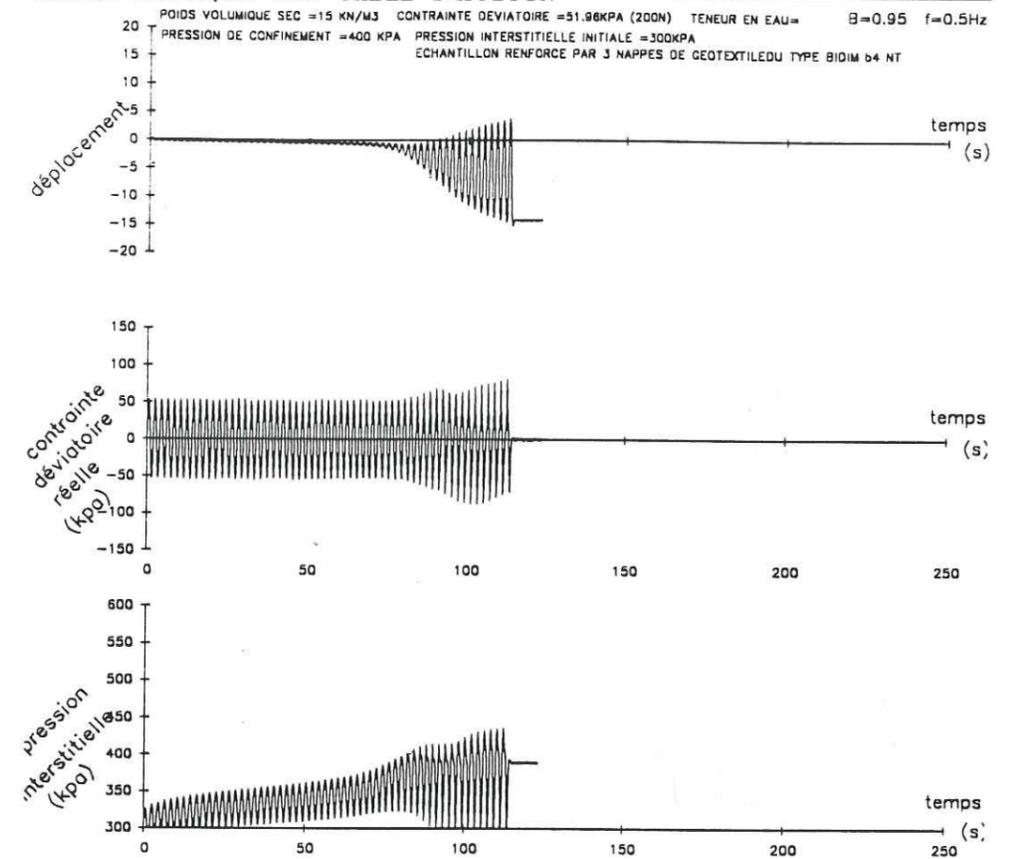
ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN

ESSAI N°=3 NT b3



ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN

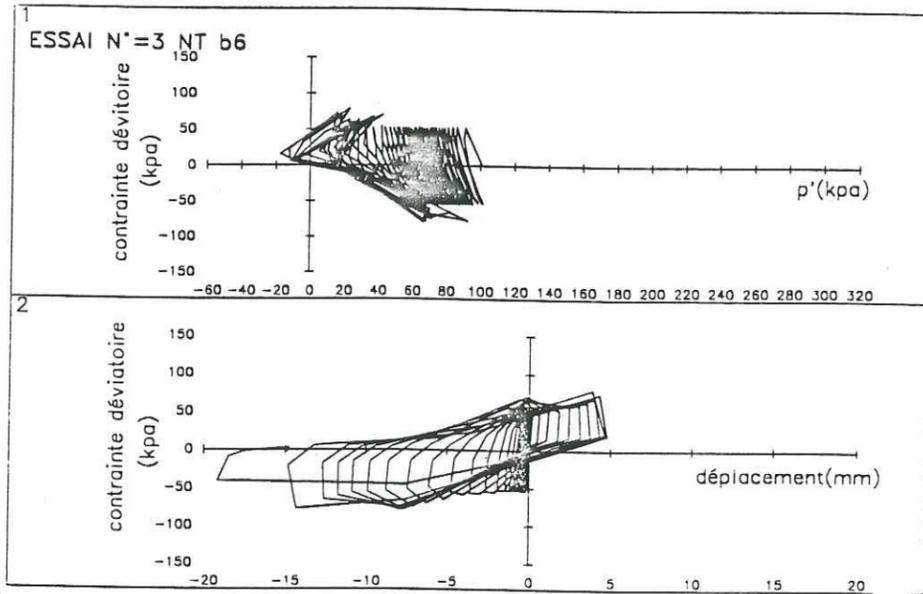
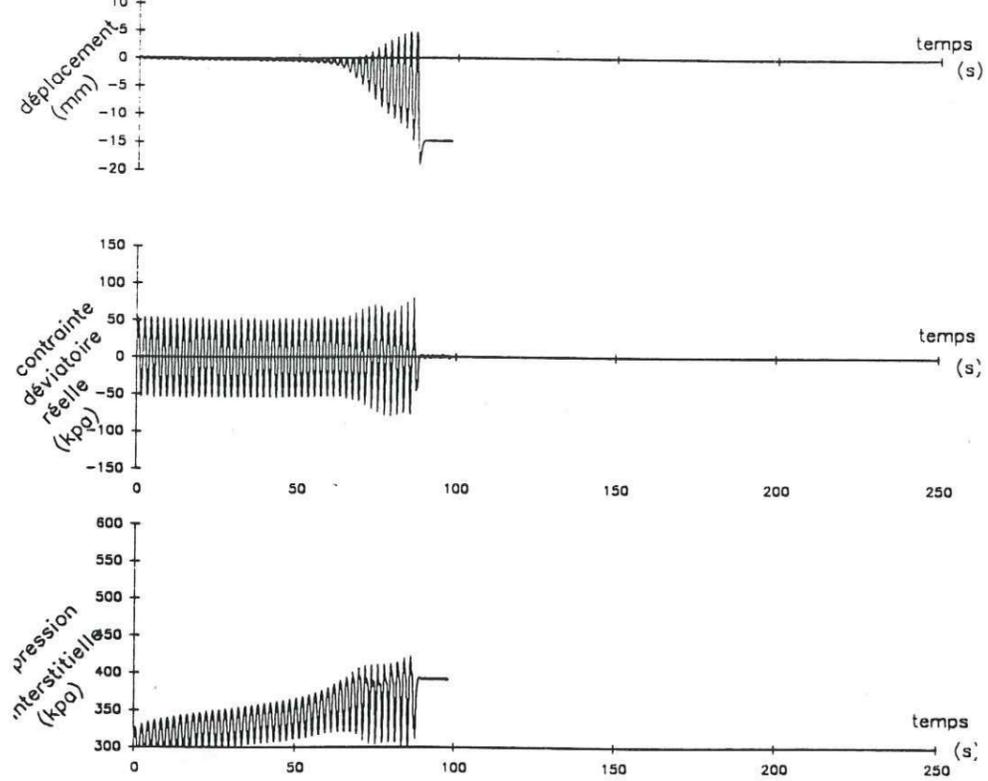
ESSAI N°=1 NT b4



ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN

ESSAI N°=3 NT b6

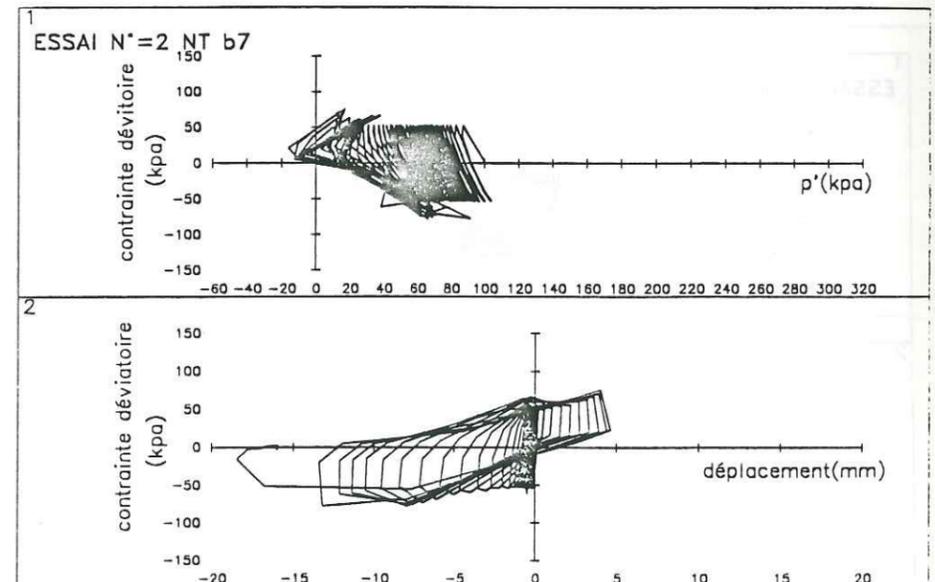
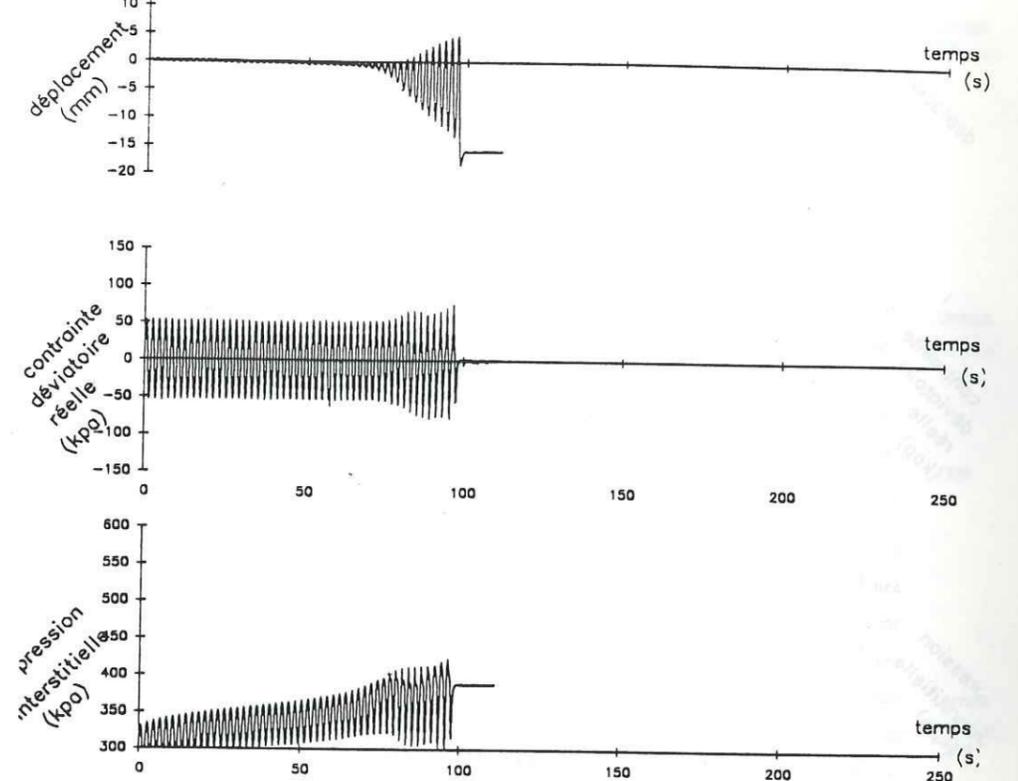
POIDS VOLUMIQUE SEC = 15 KN/M³ CONTRAINTE DEVIATOIRE = 51.98 KPA (200N) TENEUR EN EAU = B=0.95 f=0.5Hz
 PRESSION DE CONFINEMENT = 400 KPA PRESSION INTERSTITIELLE INITIALE = 300KPA
 ECHANTILLON RENFORCE PAR 3 NAPPES DE GEOTEXTILE DU TYPE BIDIM (b6)



ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN

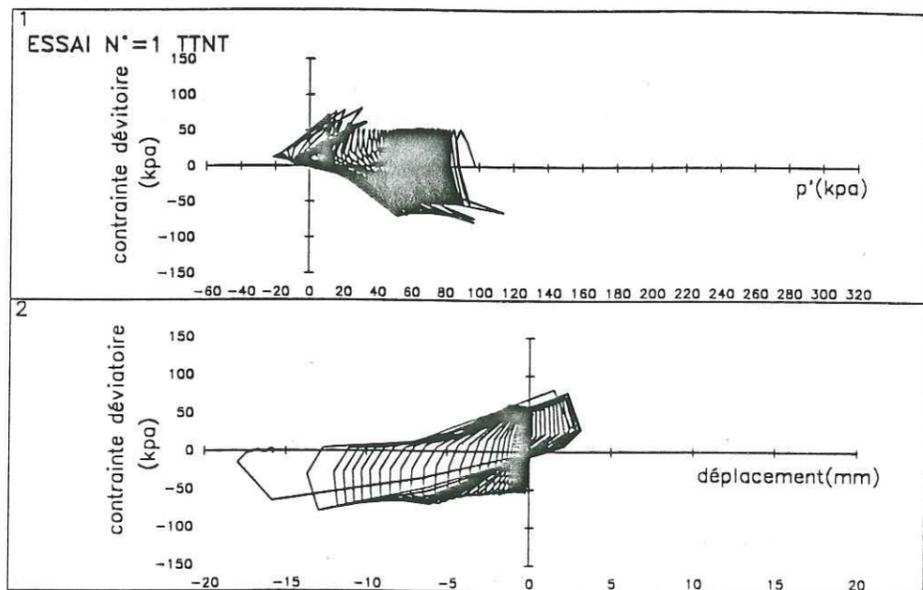
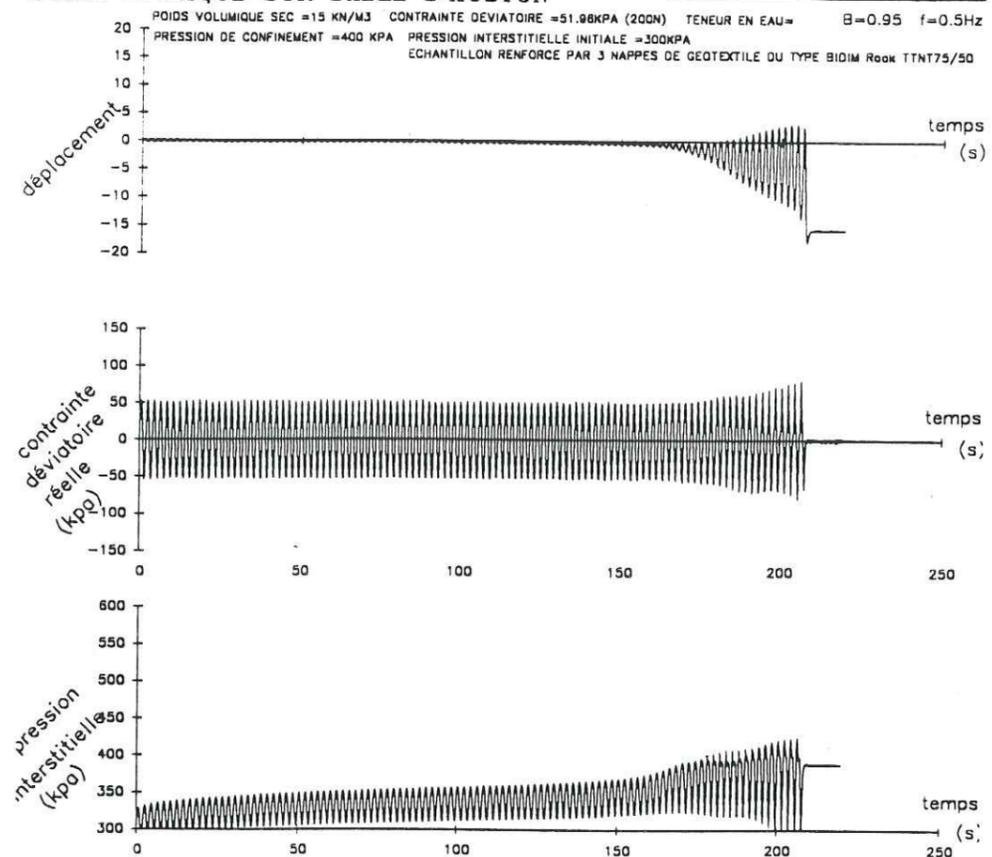
ESSAI N°=2 NT b7

POIDS VOLUMIQUE SEC = 15 KN/M³ CONTRAINTE DEVIATOIRE = 51.98KPA (200N) TENEUR EN EAU = B=0.95 f=0.5Hz
 PRESSION DE CONFINEMENT = 400 KPA PRESSION INTERSTITIELLE INITIALE = 300KPA
 ECHANTILLON RENFORCE PAR 3 NAPPES DE GEOTEXTILE DU TYPE BIDIM (b7)



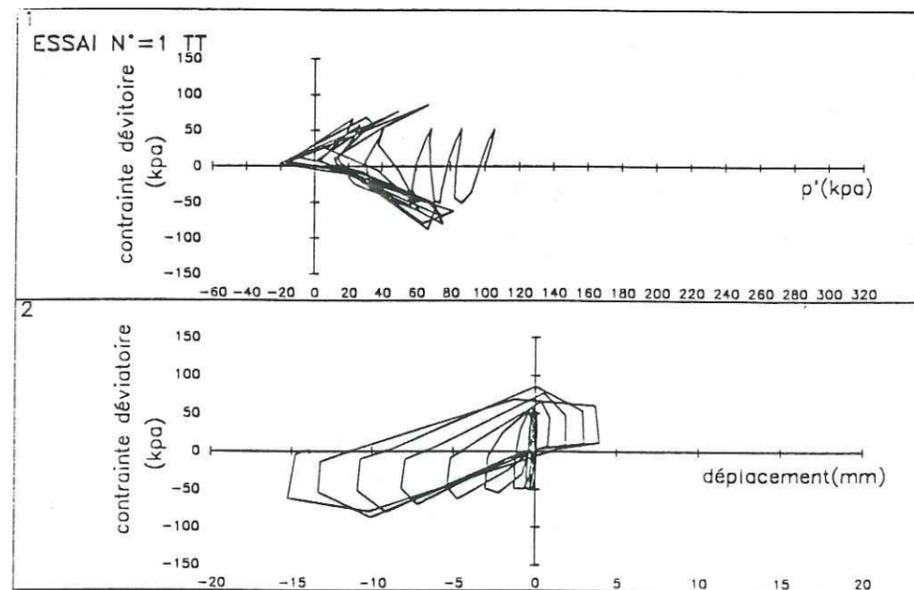
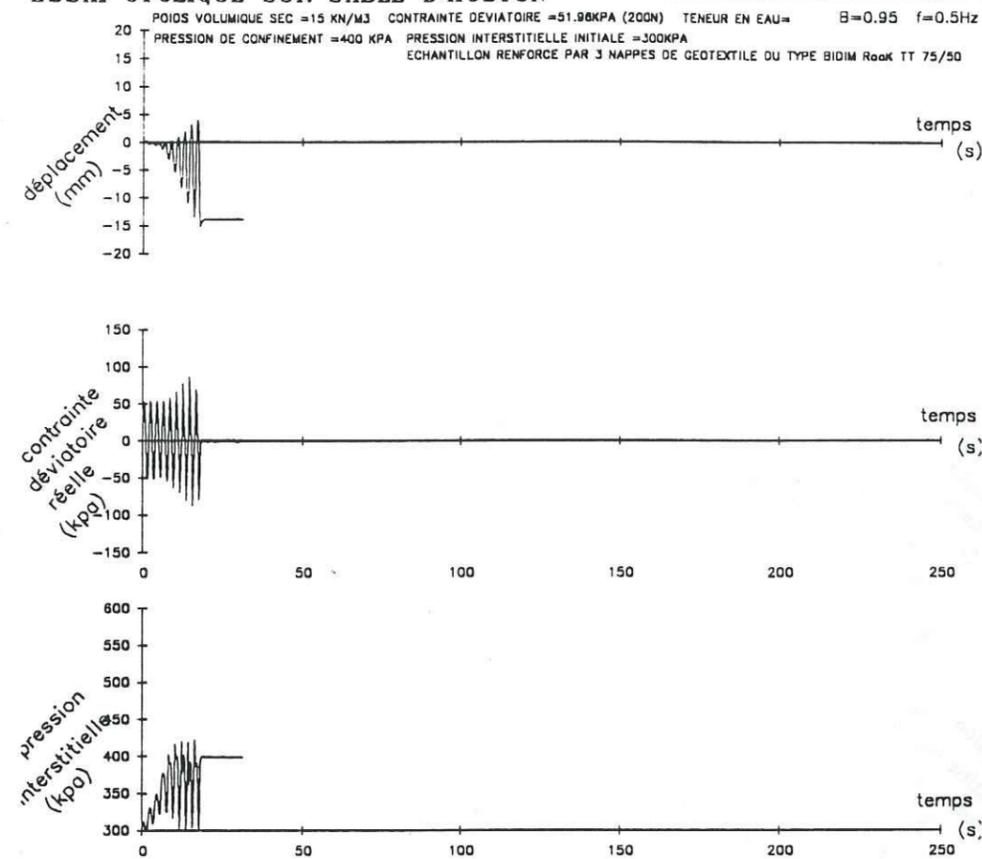
ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN

ESSAI N° = 1 TTNT



ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN

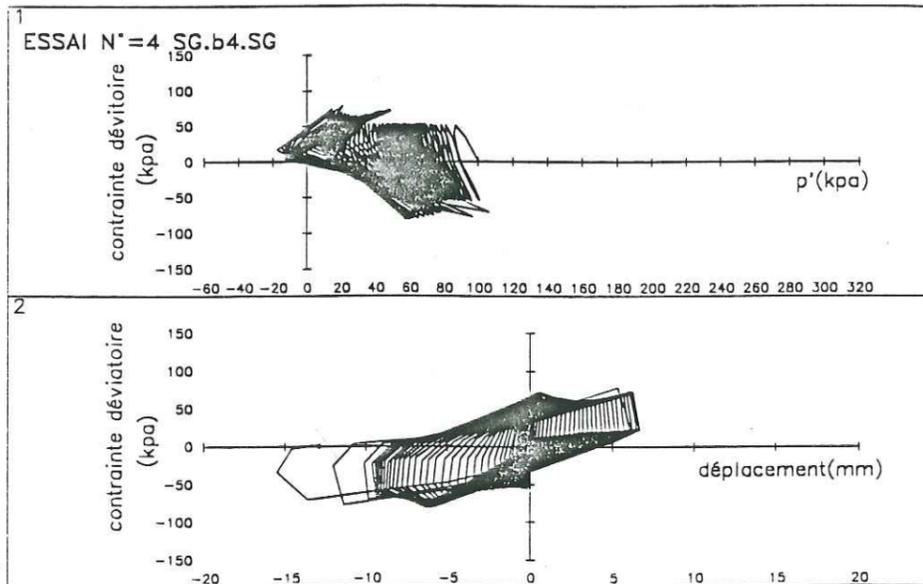
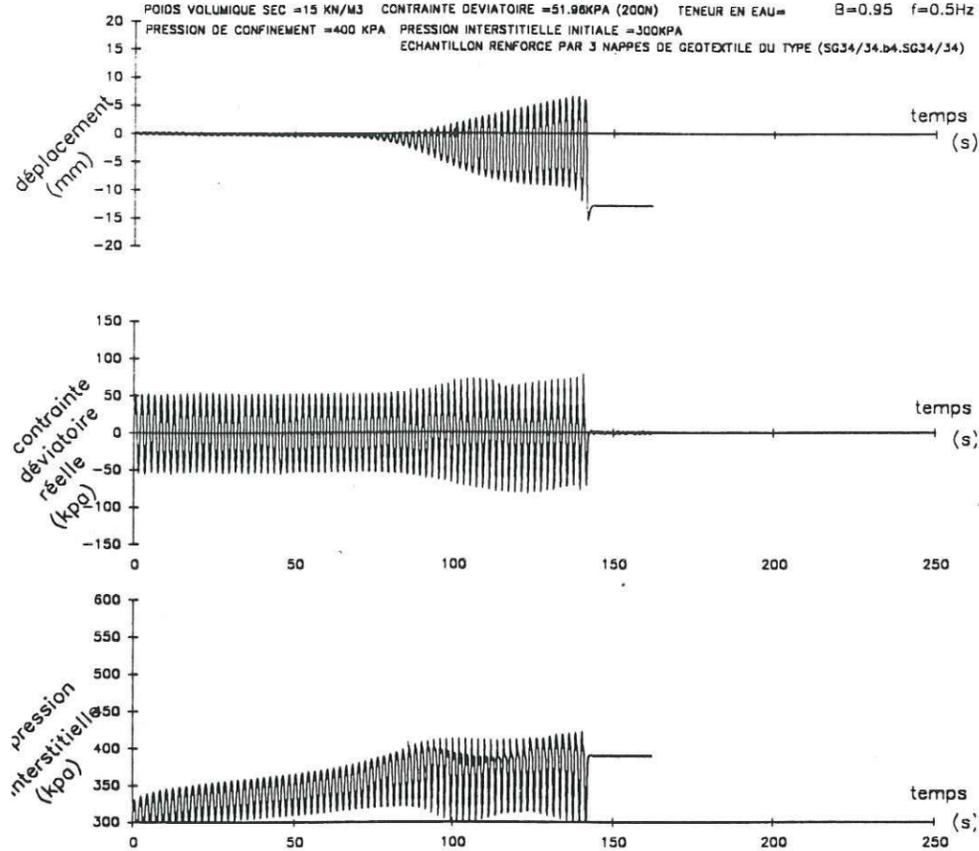
ESSAI N° = 1 TT



ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN

ESSAI N°=4 SG.b4.SG

POIDS VOLUMIQUE SEC = 15 KN/M³ CONTRAINTE DEVIATOIRE = 51.98KPA (200N) TENEUR EN EAU = B=0.95 f=0.5Hz
 PRESSION DE CONFINEMENT = 400 KPA PRESSION INTERSTITIELLE INITIALE = 300KPA
 ECHANTILLON RENFORCE PAR 3 NAPPE DE GEOTEXTILE DU TYPE (SG34/34.b4.SG34/34)

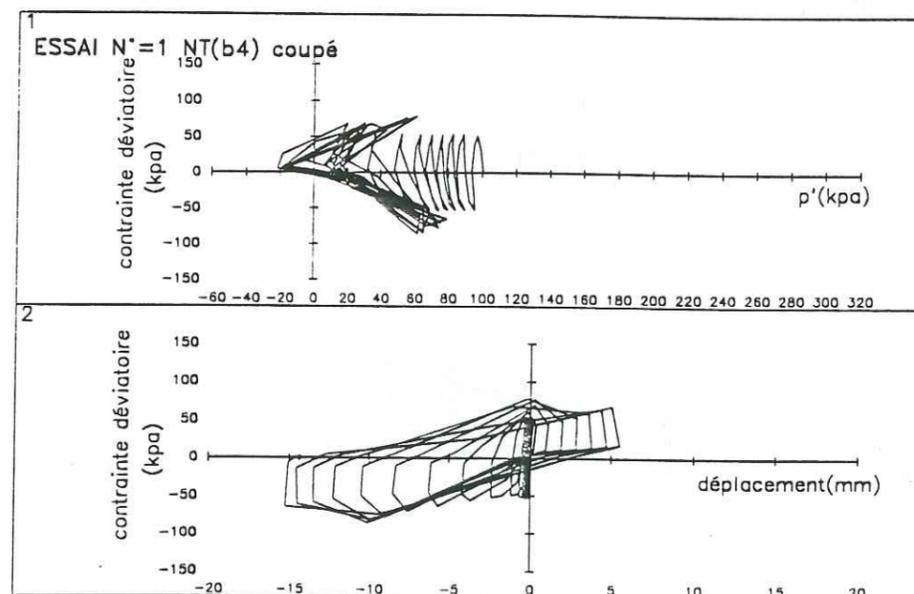
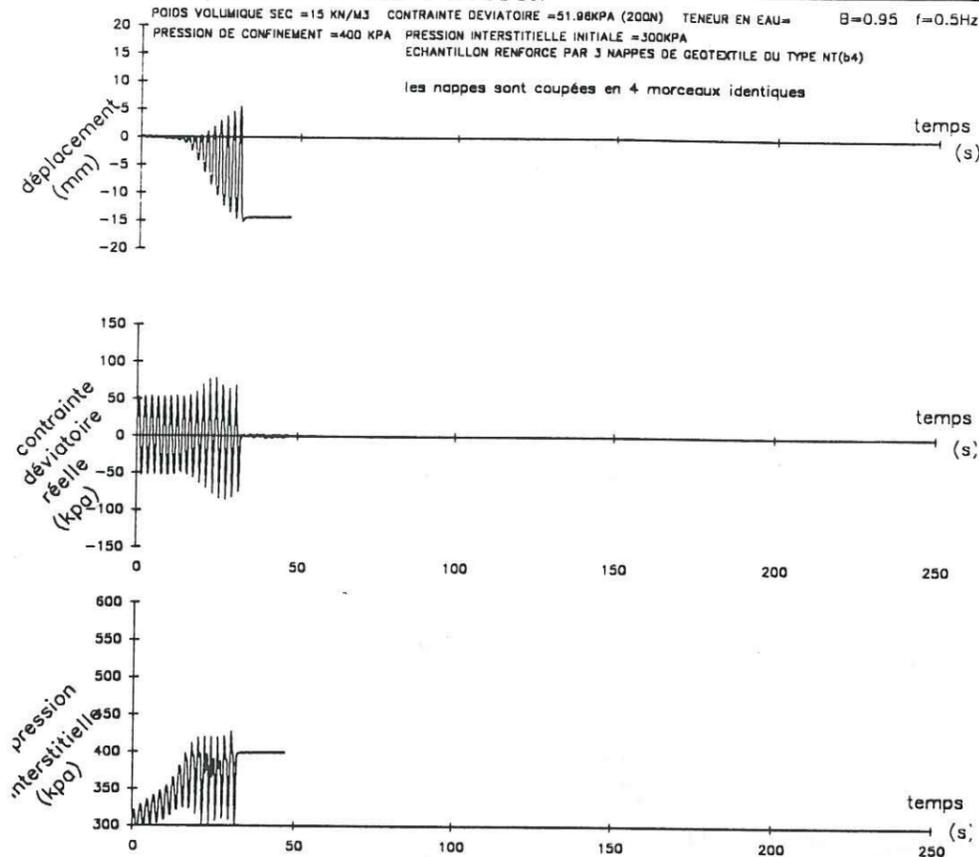


ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN

ESSAI N°=1 NT(b4)coupé

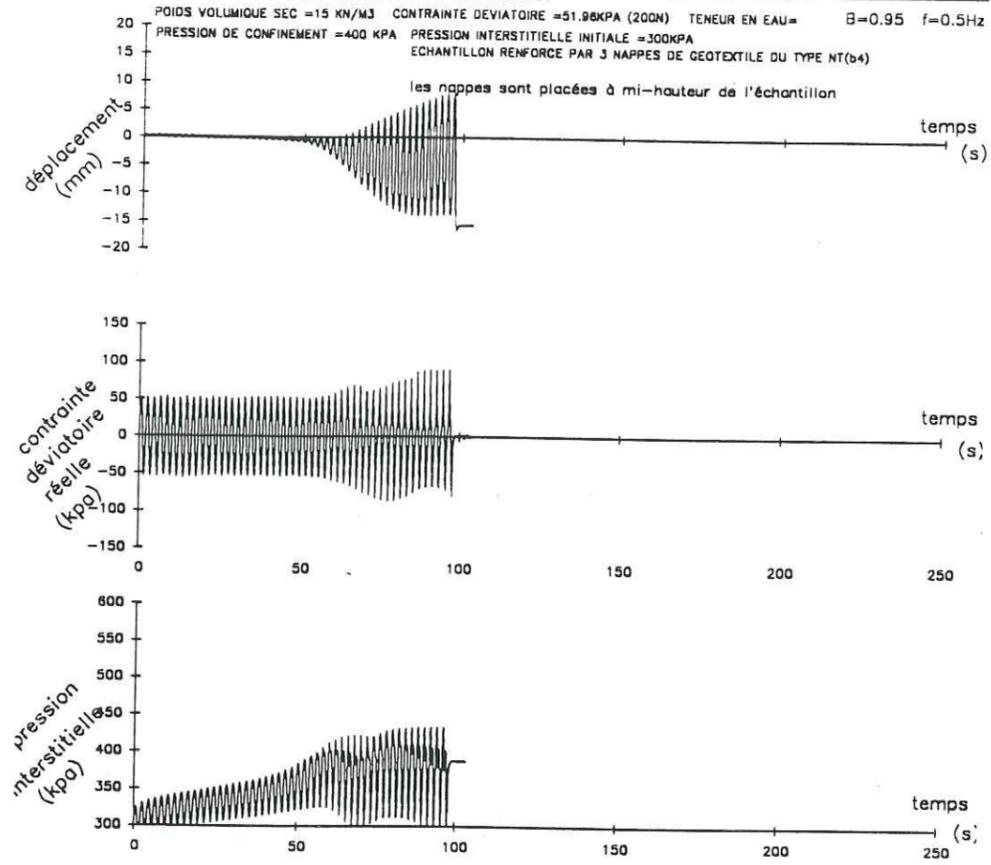
POIDS VOLUMIQUE SEC = 15 KN/M³ CONTRAINTE DEVIATOIRE = 51.98KPA (200N) TENEUR EN EAU = B=0.95 f=0.5Hz
 PRESSION DE CONFINEMENT = 400 KPA PRESSION INTERSTITIELLE INITIALE = 300KPA
 ECHANTILLON RENFORCE PAR 3 NAPPE DE GEOTEXTILE DU TYPE NT(b4)

les nappes sont coupées en 4 morceaux identiques

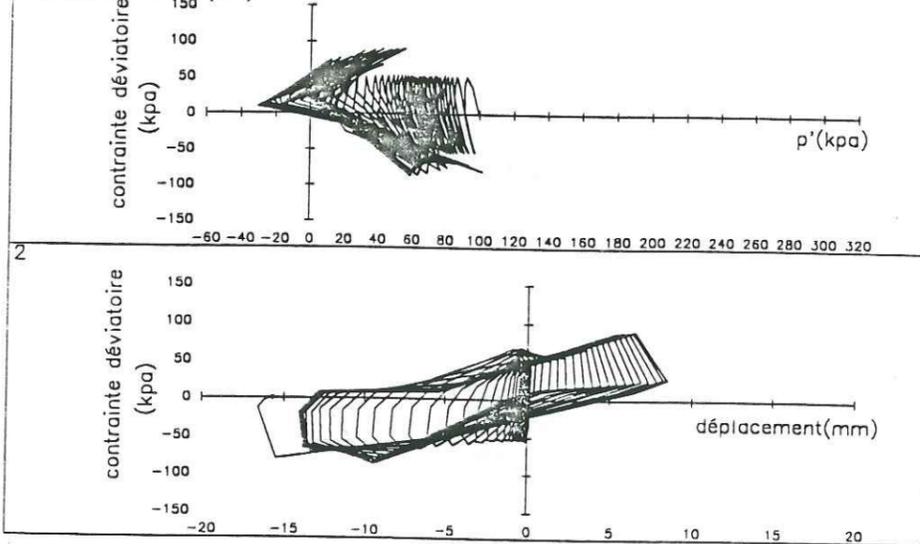


ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN

ESSAI N°=1 NT(b4)

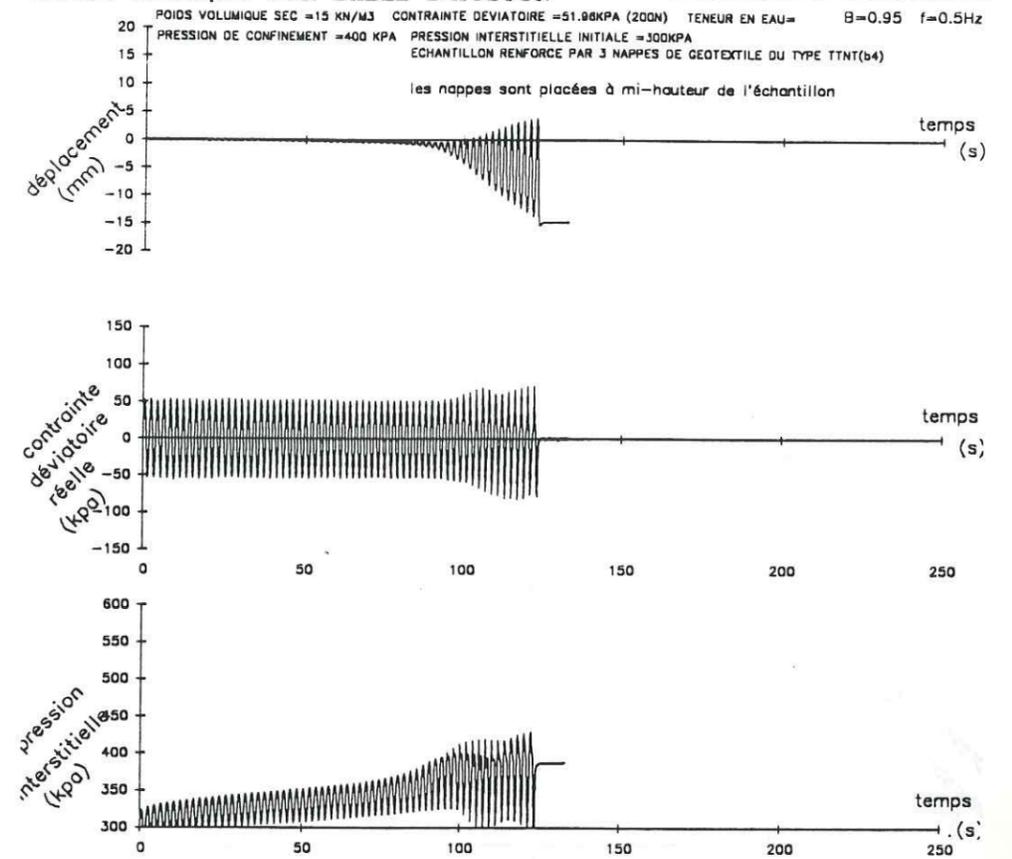


ESSAI N°=1 NT(b4)

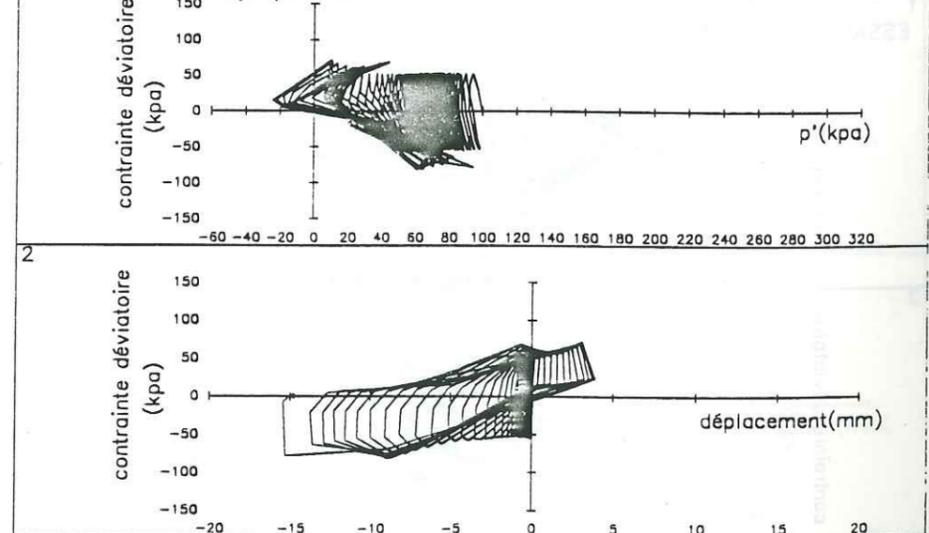


ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN

ESSAI N°=1 TTNT(b4)

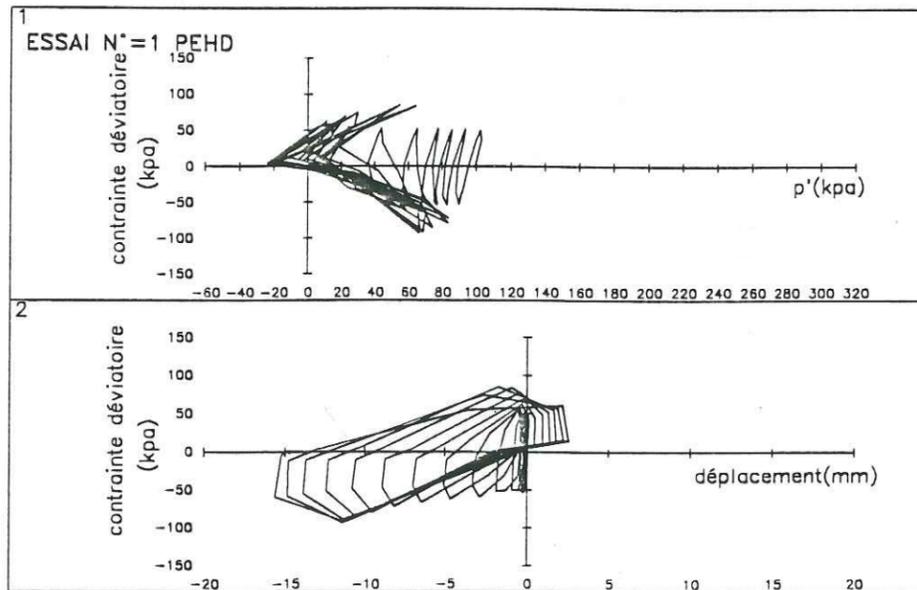
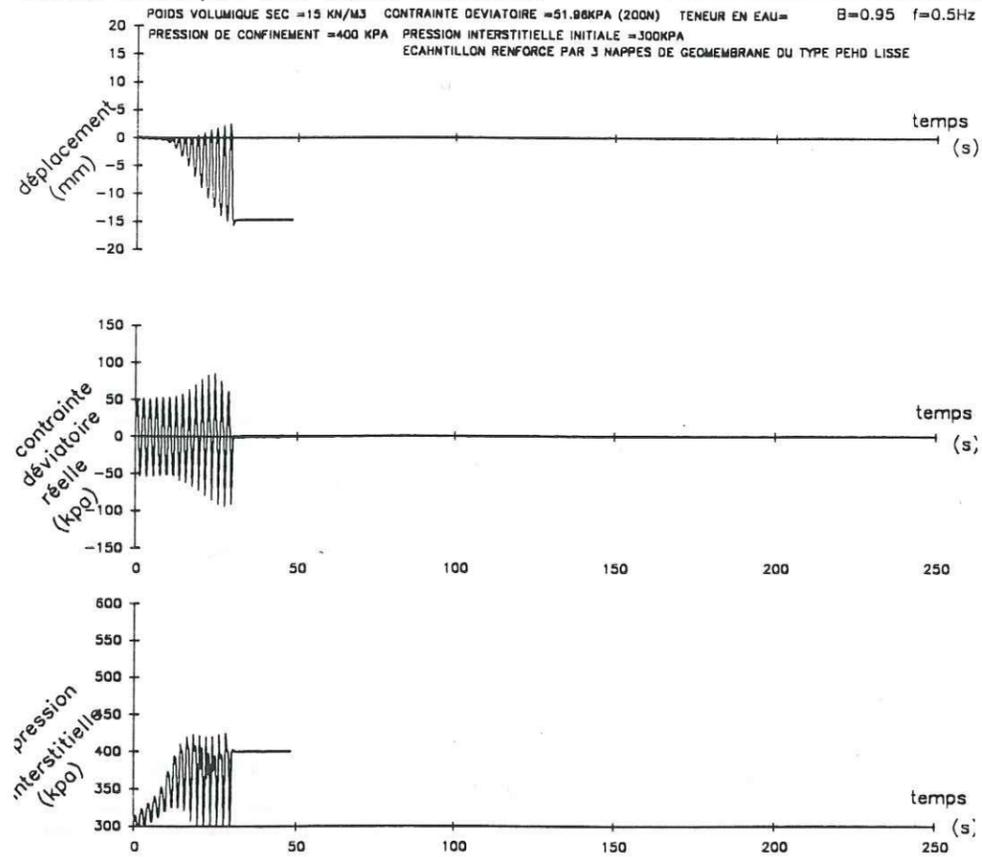


ESSAI N°=1 TTNT(b4)



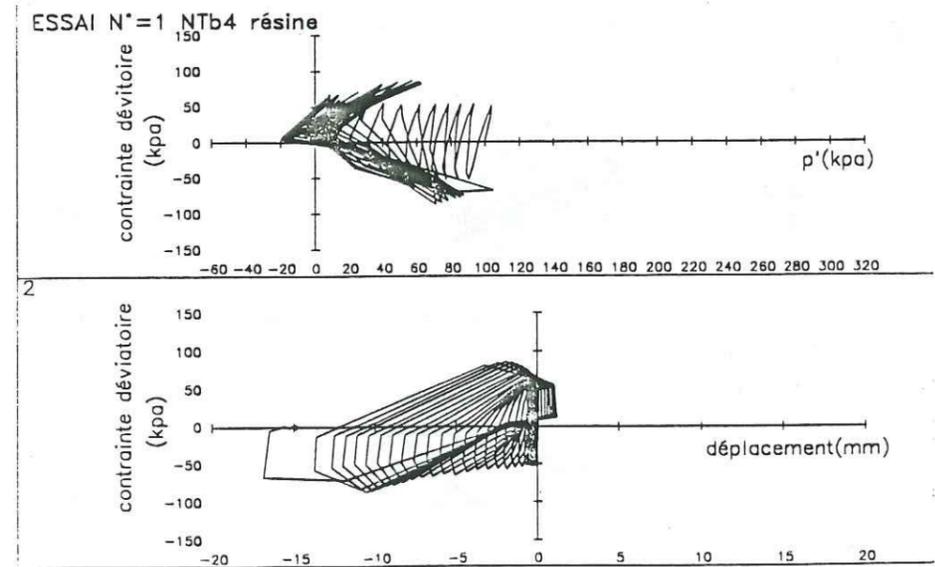
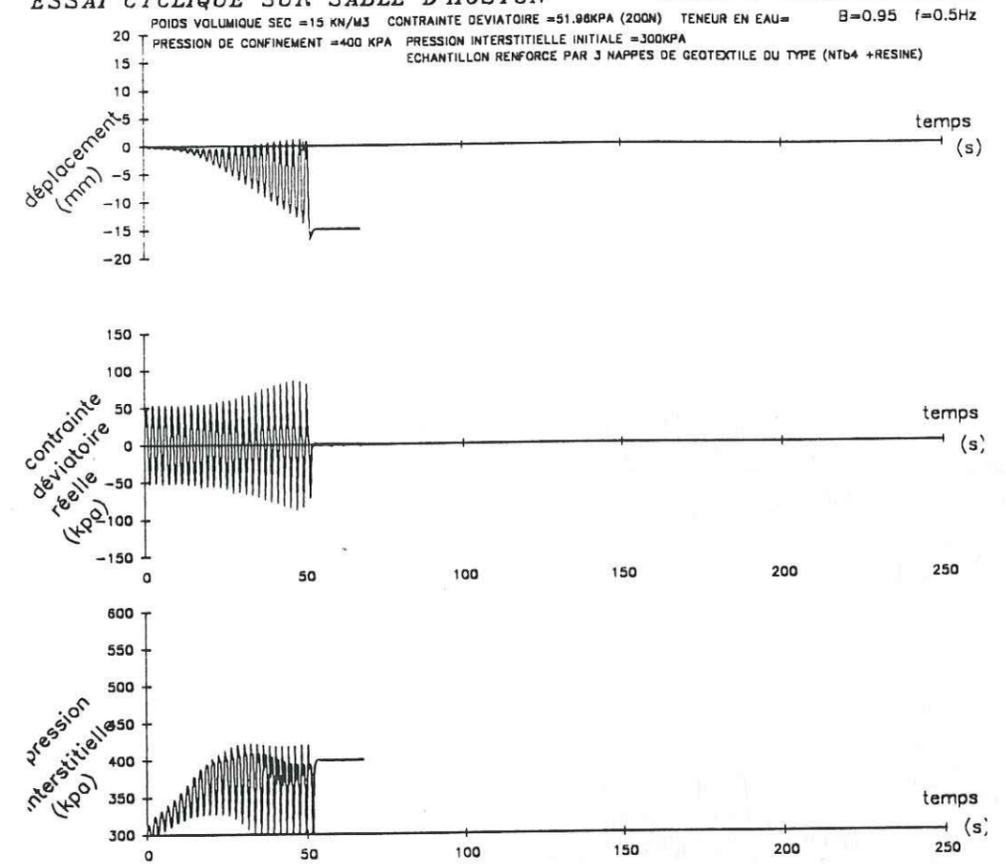
ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN

ESSAI N°=1 PEHD



ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN

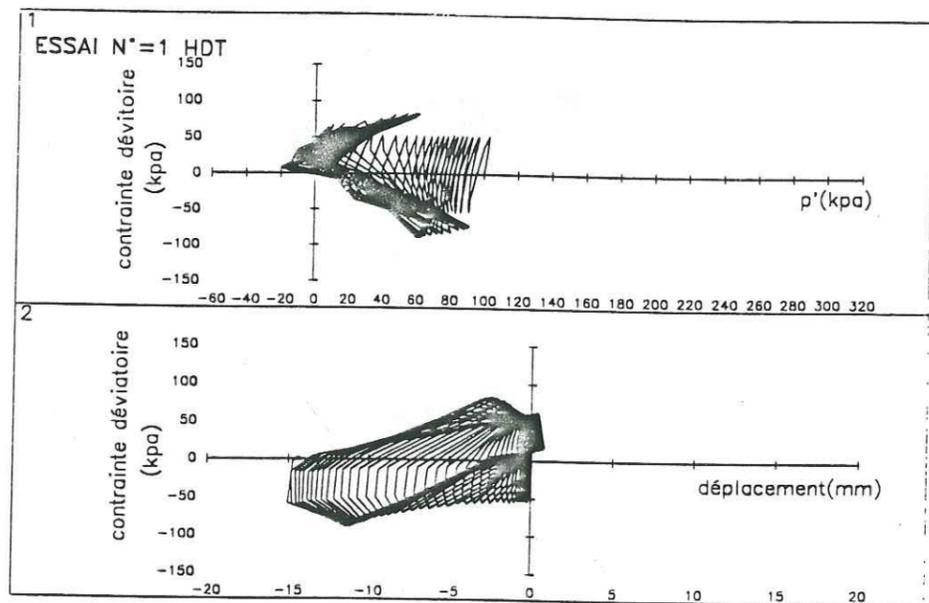
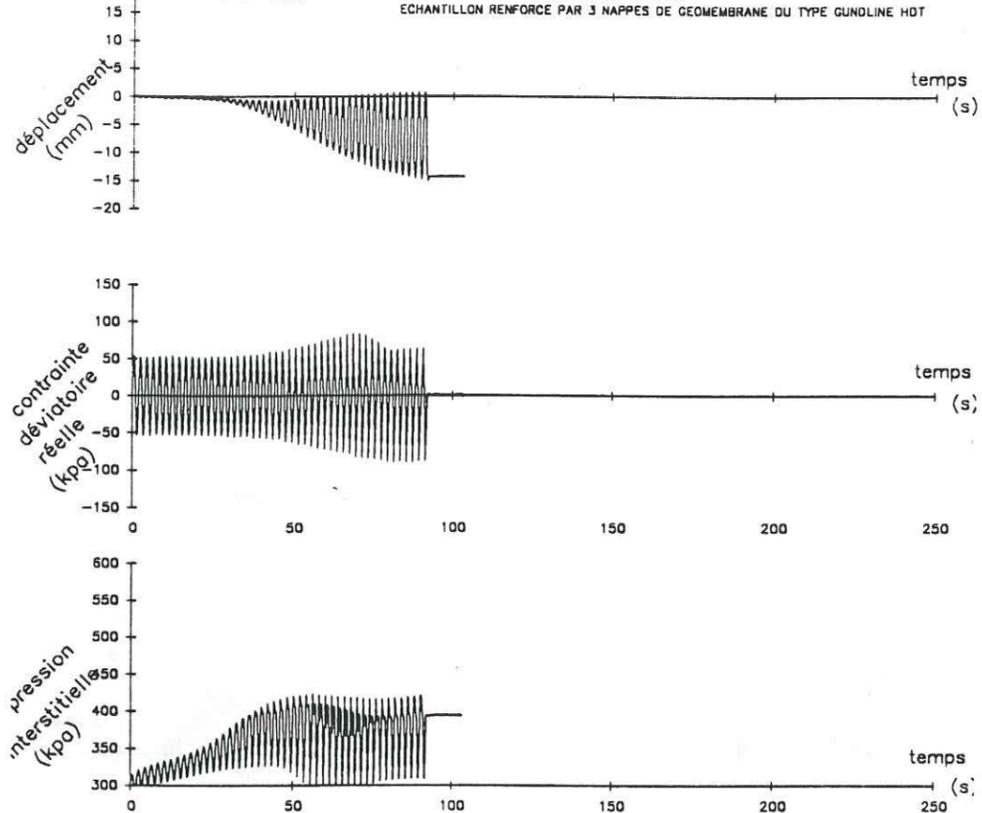
ESSAI N°=1 NTb4 résine



ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN

ESSAI N°=1 HDT

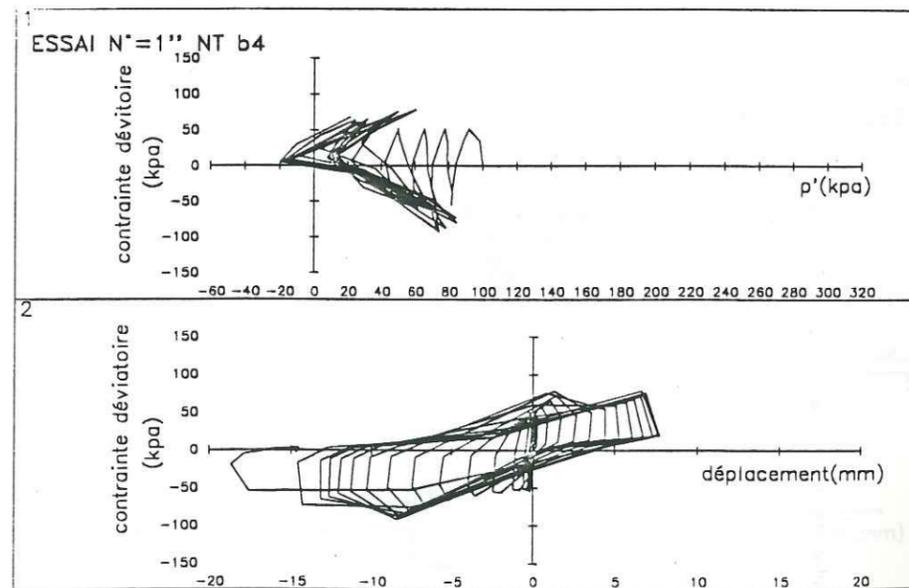
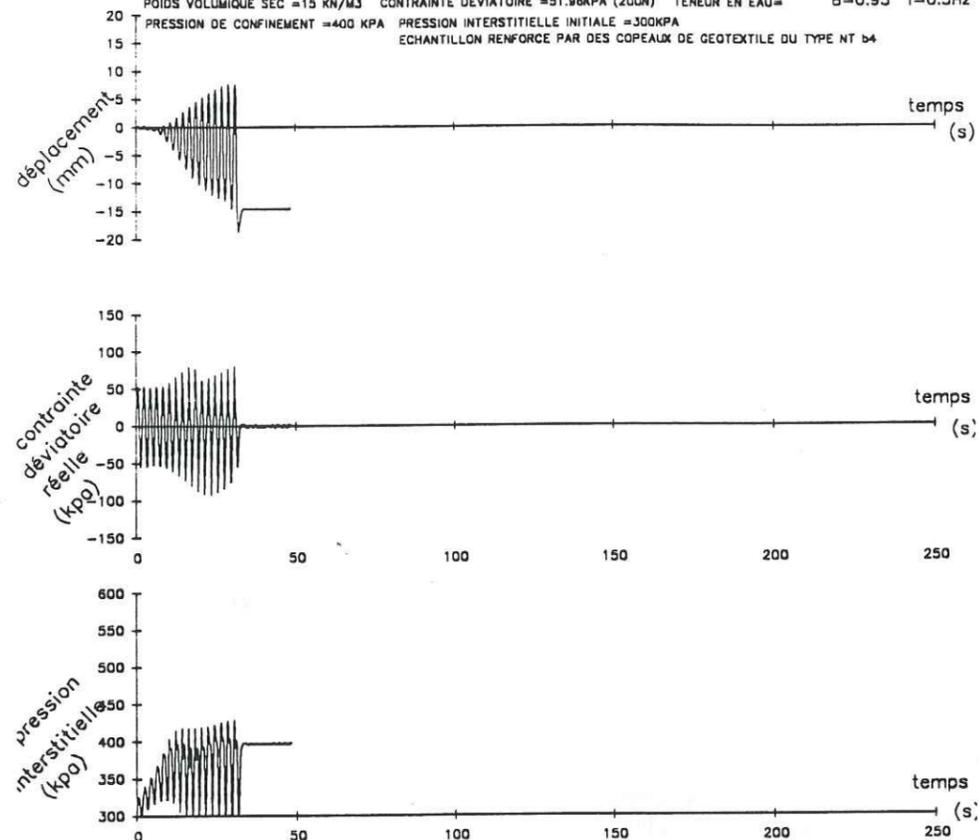
POIDS VOLUMIQUE SEC = 15 KN/M³ CONTRAINTE DEVIATOIRE = 51.98KPA (200N) TENEUR EN EAU = $\theta = 0.95$ $f = 0.5$ Hz
 PRESSION DE CONFINEMENT = 400 KPA PRESSION INTERSTITIELLE INITIALE = 300KPA
 ECHANTILLON RENFORCE PAR 3 NAPPES DE GEOMEMBRANE DU TYPE GUNLINE HDT



ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN

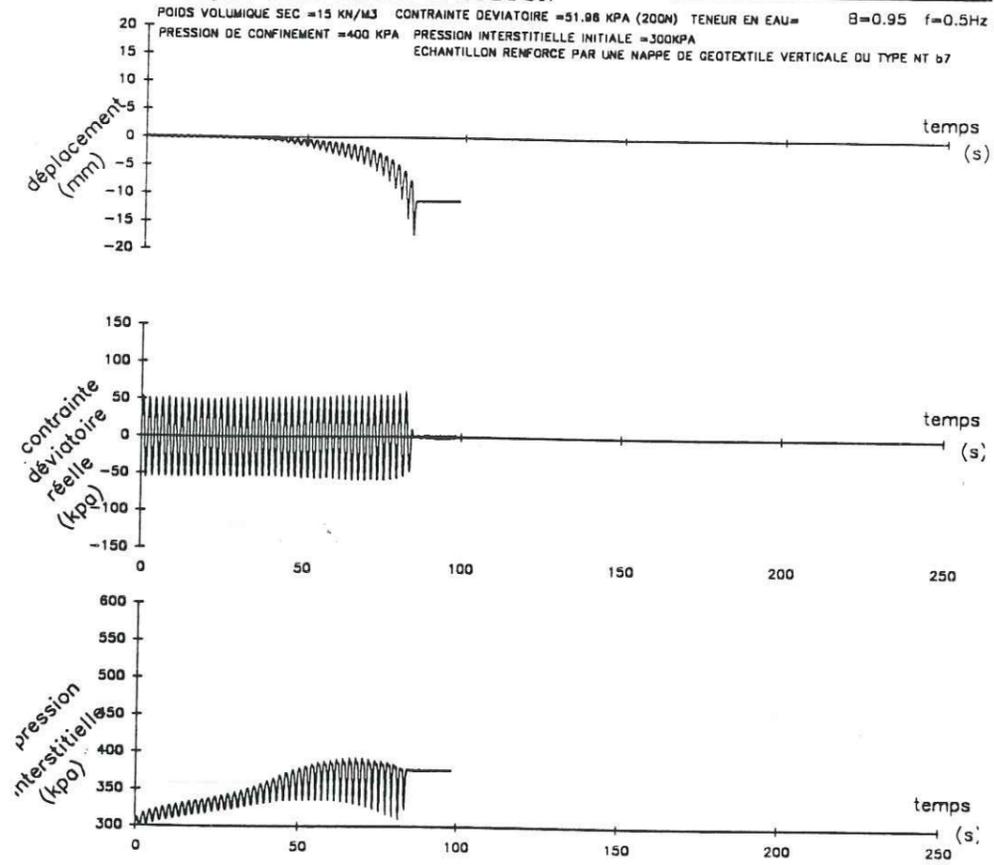
ESSAI N°=1'' NT b4

POIDS VOLUMIQUE SEC = 15 KN/M³ CONTRAINTE DEVIATOIRE = 51.98KPA (200N) TENEUR EN EAU = $\theta = 0.95$ $f = 0.5$ Hz
 PRESSION DE CONFINEMENT = 400 KPA PRESSION INTERSTITIELLE INITIALE = 300KPA
 ECHANTILLON RENFORCE PAR DES COPEAUX DE GEOTEXTILE DU TYPE NT b4

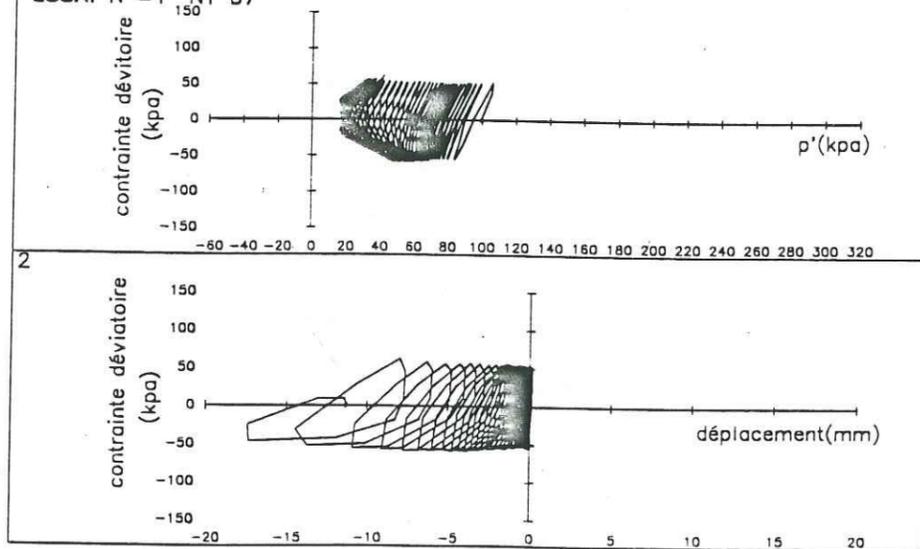


ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN

ESSAI N°=1' NT b7

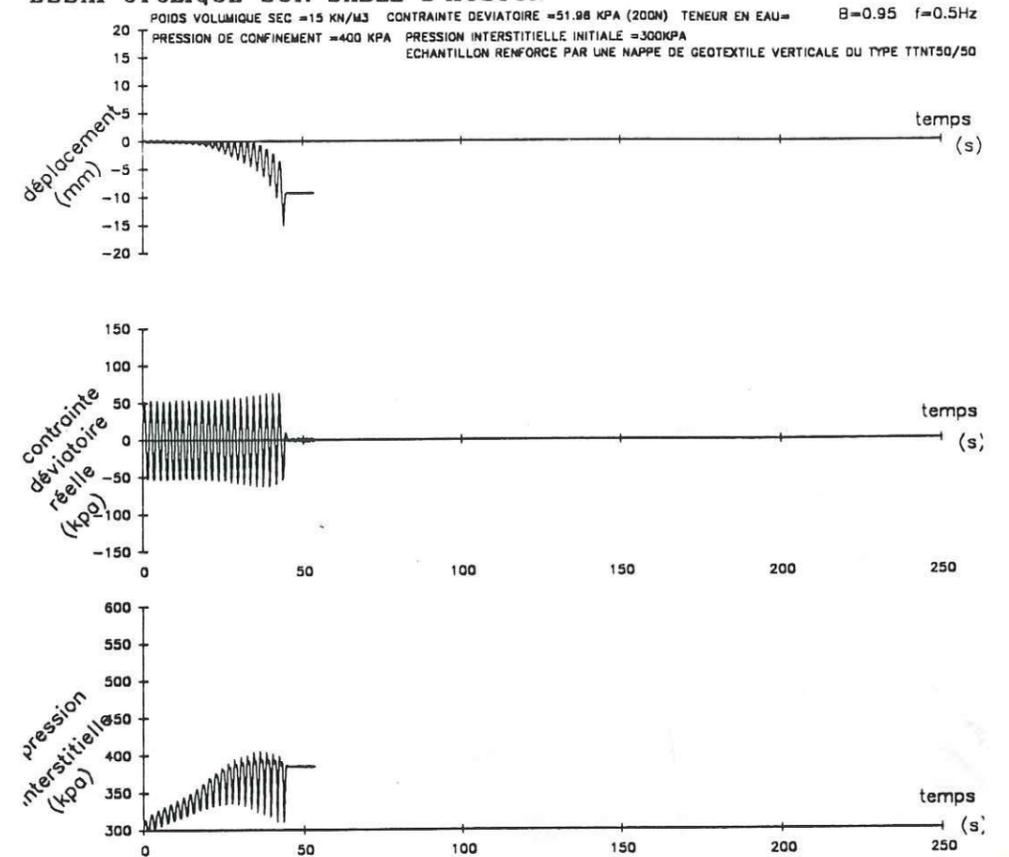


ESSAI N°=1' NT b7

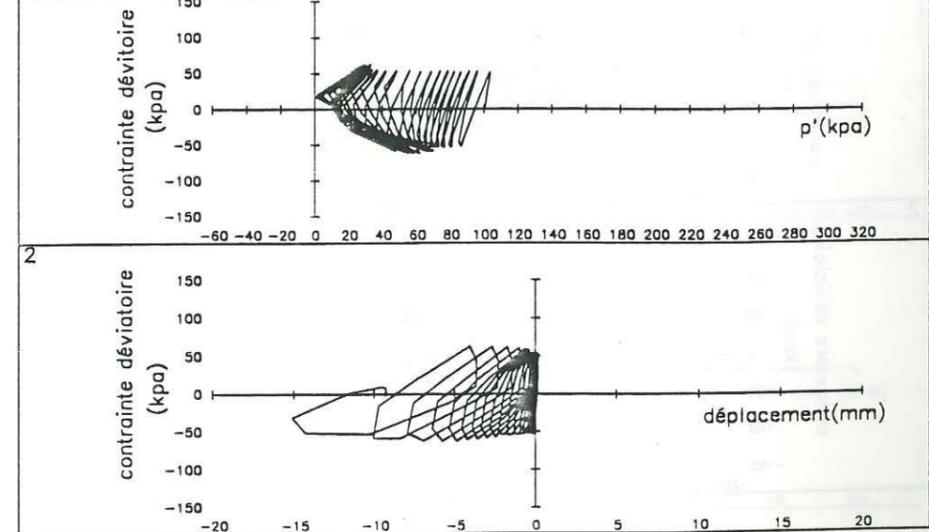


ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN

ESSAI N°=1' TT NTb4



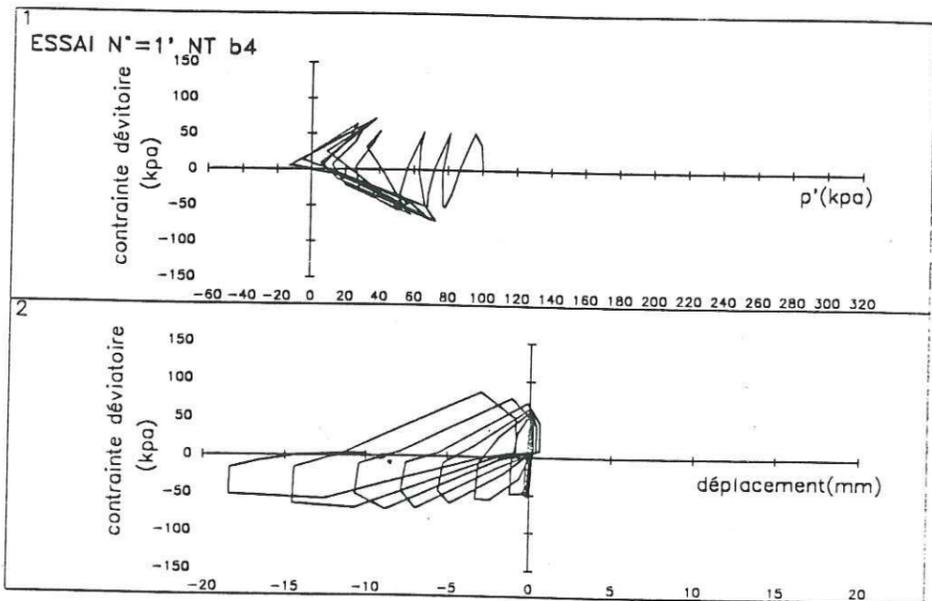
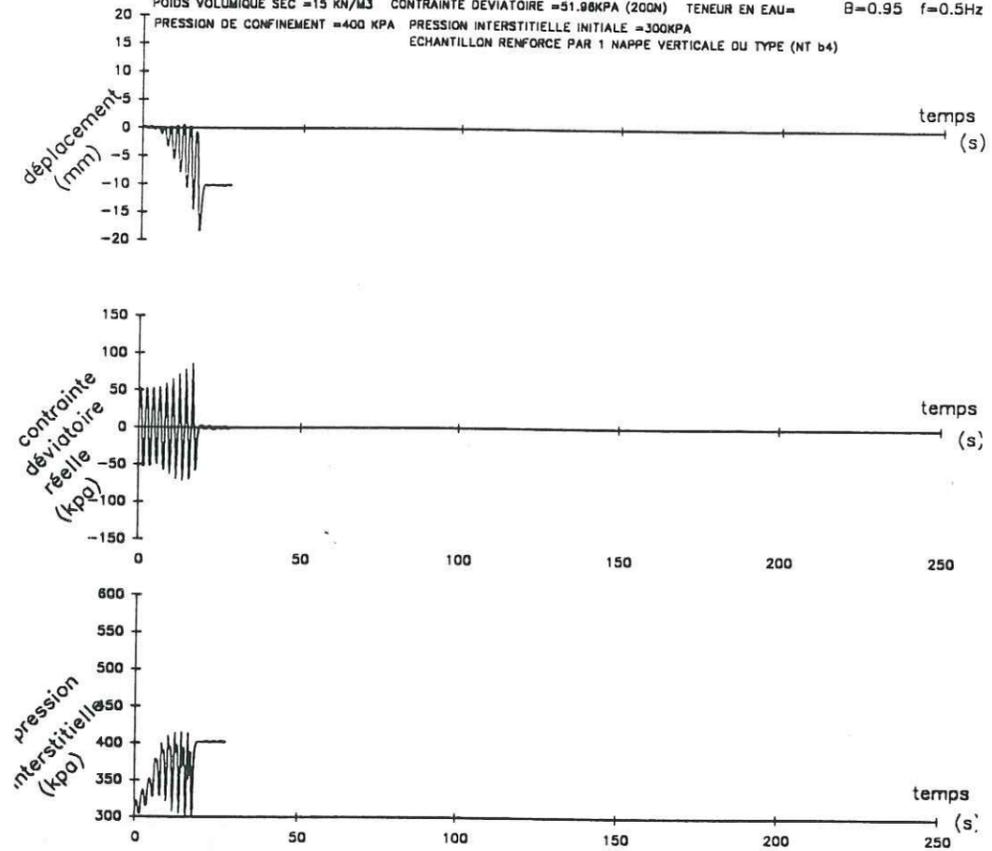
ESSAI N°=1' TT NTb4



ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN

ESSAI N°=1' NT b4

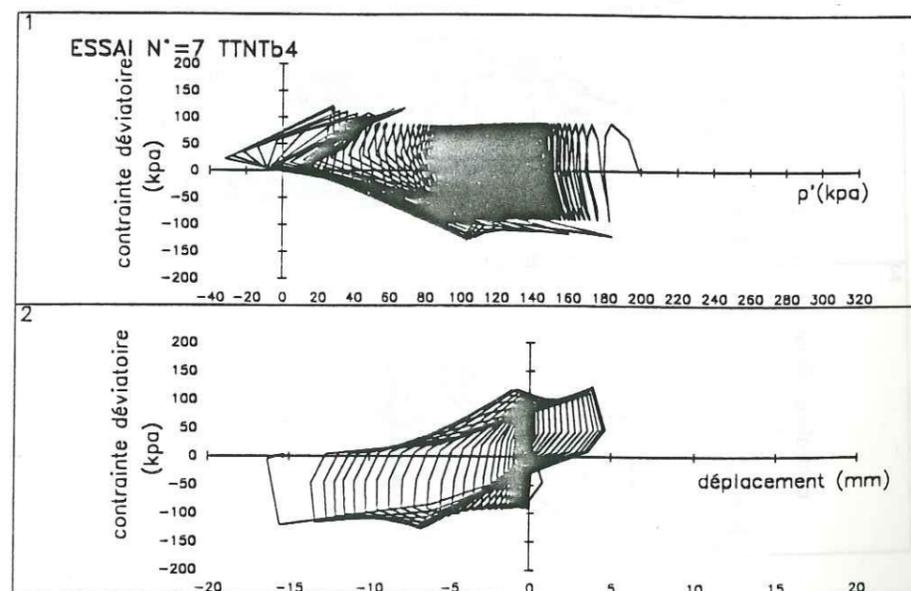
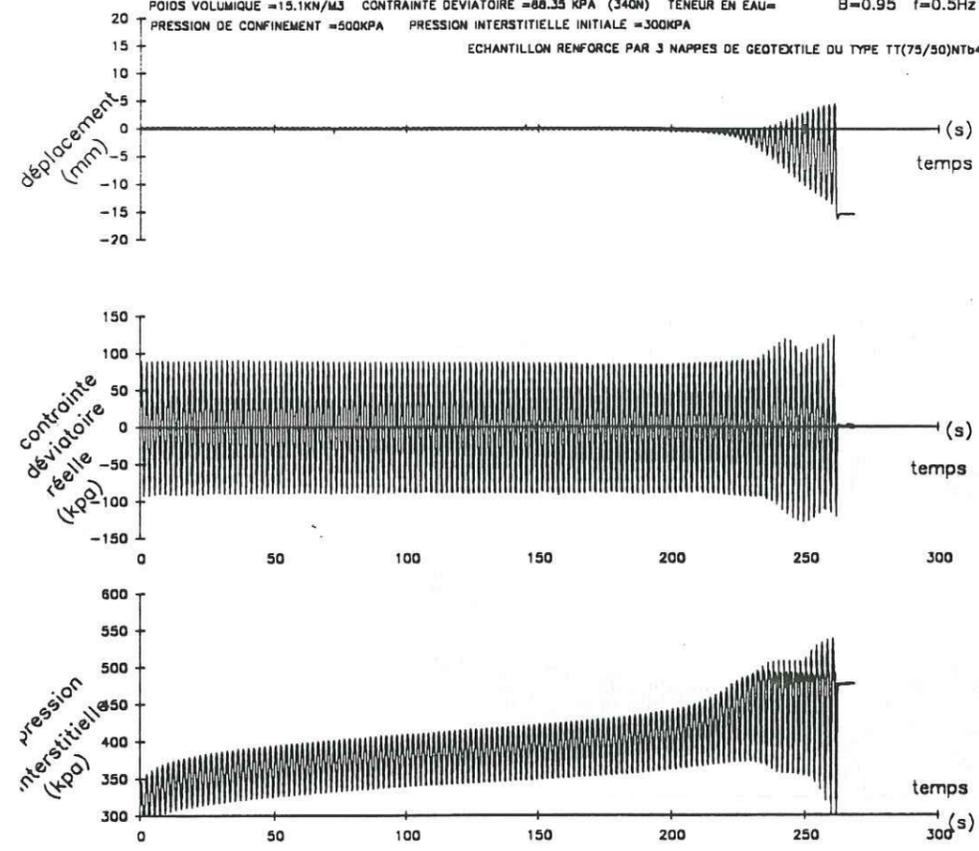
POIDS VOLUMIQUE SEC = 15 KN/M³ CONTRAINTE DEVIATOIRE = 51.98KPA (200N) TENEUR EN EAU = B=0.95 f=0.5Hz
 PRESSION DE CONFINEMENT = 400 KPA PRESSION INTERSTITIELLE INITIALE = 300KPA
 ECHANTILLON RENFORCE PAR 1 NAPPE VERTICALE DU TYPE (NT b4)



ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN

ESSAI N°=7 TTNTb4

POIDS VOLUMIQUE = 15.1KN/M³ CONTRAINTE DEVIATOIRE = 88.35 KPA (340N) TENEUR EN EAU = B=0.95 f=0.5Hz
 PRESSION DE CONFINEMENT = 500KPA PRESSION INTERSTITIELLE INITIALE = 300KPA
 ECHANTILLON RENFORCE PAR 3 NAPPE DE GEOTEXTILE DU TYPE TT(75/50)NTb4



ESSAI CYCLIQUE SUR SABLE D'HOSTUN

ESSAI N°=12 TTNTb4

POIDS VOLUMIQUE =15.1KN/M³ CONTRAINTE DEVIATOIRE =122.12 KPA (470N) TENEUR EN EAU= B=0.95 f=0.5Hz
 PRESSION DE CONFINEMENT =800 KPA PRESSION INTERSTITIELLE INITIALE =300KPA
 ECHANTILLON RENFORCE PAR 3 NAPPES DE GEOTEXTILE DU TYPE TT(75/50)NTb4

