

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

—•0•—

35/91

MINISTERE AUX UNIVERSITES

—•0•—

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

—•0•—

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

—•0•—

THESE DE MAGISTER

Présentée par F. Z ZERFA

en Juin 1991

CONTRIBUTION A L'ANALYSE DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES BARRAGES EN TERRE

Membre du Jury :

A. KETTAB
M. BERRAH
M. BOUGHOUFALAH
M. BERKANI
B. TILIOUINE

Maître de Conférence
Maître de Conférence
Chargé de Cours
Chargé de Cours
Professeur

Président
Examineur
Examineur
Examineur
Rapporteur
Invité

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

—•0•—

MINISTERE AUX UNIVERSITES

—•0•—

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

—•0•—

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

—•0•—

THESE DE MAGISTER

Présentée par F. Z ZERFA

en Juin 1991

CONTRIBUTION A L'ANALYSE DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES BARRAGES EN TERRE

Membre du Jury :

A. KETTAB	Maître de Conférence	Président
M. BERRAH	Maître de Conférence	Examineur
M. BOUGHOUFALAH	Chargé de Cours	Examineur
M. BERKANI	Chargé de Cours	Examineur
B. TILIOUINE	Professeur	Rapporteur
		Invité

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

thèse présentée en vue de l'obtention
du MAGISTER

Présentée par Melle F.Z. ZERFA

intitulé :

CONTRIBUTION A L'ANALYSE DU COMPORTEMENT
DYNAMIQUE DES BARRAGES EN TERRE

Juin 91

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier le Professeur B. Tiliouine, pour avoir bien voulu diriger ce travail, il a droit à toute ma reconnaissance pour la grande patience dont il a fait preuve, les conseils, l'aide et les encouragements qu'il m'a prodigués. Qu'il trouve ici l'expression de ma sincère gratitude et profond respect.

Ma reconnaissance va à MM P. FORAY et E. FLAVIGNY, ainsi qu'à tout le personnel du laboratoire de mécanique des sols de l'Institut de Mécanique de Grenoble pour leur aide très appréciée et leur soutien.

Mes remerciements vont également, à Melles N. BOUABBAS et S. BENMAMAR leur aide et leurs encouragements.

Je tiens aussi à remercier les membres du jury pour avoir accepté de juger ce travail.

A tous mes amis qui n'ont jamais cessé de m'exprimer leurs encouragements, leur sympathie et leur sincère amitié, je dis merci.

DEDICACES

A mes parents,

A toute ma famille,

A mes amis(es).

EN TEMOIGNAGE DE MA PROFONDE AFFECTION

PLAN DE TRAVAIL

I - INTRODUCTION	
II - EFFETS INDUITS PAR LES SEISMES SUR LES BARRAGES EN TERRE	5
II.1 - Description des dommages subis par les barrages en terre lors des séismes	6
II.2 - Description de quelques ruptures observées lors de séismes	7
II.3 - Travaux antérieurs	12
II.4 - Conclusion	18
III - ETUDE DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES SOLS	21
III.1 - Caractérisation des sols soumis à des chargements cycliques	21
III.2 - Principe de l'approximation visco-élastique équivalente	23
III.3 - Modèles visco-élastiques	31
III.3.1 - Modèle de HARDIN et DRNEVICH	31
III.3.2 - Modèle de SEED et IDRIS	36
III.4 - Conclusion	37
IV - EVALUATION DES CONTRAINTES STATIQUES ET DYNAMIQUES	38
IV.1 - Evaluation des contraintes statiques, Présentation du logiciel FEADAM.	39
IV.1.1 - Modélisation du barrage	40
IV.1.2 - Conditions aux limites	41

IV.1.3 - Equations d'équilibre	41
IV.1.4 - Divisions en éléments finis	41
IV.1.5 - Forces extérieures	43
IV.1.6 - Comportement rhéologique	43
IV.1.7 - Définition des paramètres de la loi de DUNCAN	45
IV.1.8 - Détermination expérimentale des paramètres de la loi de DUNCAN	47
IV.1.9 - Définition des données	48
IV.1.8 - Sorties	49
IV.2 - Evaluation des contraintes dynamiques Présentation du logiciel SHAKE.	50
IV.2.1 - Différents types d'approximations unidimensionnelles	51
IV.2.2 - Modélisation	52
IV.2.3 - Présentation du logiciel	52
IV.2.4 - Modélisation	52
IV.2.5 - Développement numérique	53
IV.2.6 - Comportement rhéologique	56
IV.2.7 - Définition des données	57
IV.2.8 - Sorties	58
V - EVALUATION DES PRESSIONS INTERSTITIELLES	59
V.1 - Modèles d'évaluations des surpressions interstitielles	60
V.1.1 - Modèle de densification	60
V.1.2 - Concept de LO	61
V.1.3 - Modèle de SEED	63

V.1.4 - Modèle de SEED, MARTIN et LYSMER	64
V.1.5 - Modèle de FINN	64
V.1.6 - Modèle de CHANG	64
V.2 - Couplage génération - dissipation des pressions interstitielles	67
V.2.1 - Principe de l'analyse unidimensionnelle	67
V.3 - Application de la méthode des éléments finis Développement du programme CSI	69
V.3.1 - Développement numérique	70
V.3.2 - Conditions aux limites	72
V.3.3 - Prise en compte de la variation de la compressibilité	72
V.3.4 - Définition des données	73
V.3.5 - Sorties	75
 VI - ETUDE DE CAS	 75
VI.1 - Etude expérimentale	78
VI.2 - Analyse statique	102
VI.3 - Analyse dynamique	107
VI.4 - Analyse du potentiel de liquéfaction	119
VI.5 - Analyse de la stabilité globale	132
 VII - CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	 136
 BIBLIOGRAPHIE	

I. Introduction

Les tremblements de terre sont des phénomènes complexes et dangereux se produisant dans des zones appelées communément zones sismiques. Néanmoins, l'observation sur le terrain montre aussi que des séismes assez sévères (magnitude d'environ 6 sur l'échelle de RICHTER) se sont produits dans des régions, pourtant réputées géologiquement stables, à la suite du remplissage d'un certain nombre de retenues.

Il en résulte, qu'en dépit de toutes les difficultés que l'on éprouve à élucider le comportement dynamique des barrages, ces ouvrages exigent toujours une grande fiabilité en matière de sécurité, tant en régime statique, qu'en régime dynamique. Divers ingénieurs et chercheurs se sont particulièrement penchés sur l'étude du comportement dynamique, dans le but de dégager des méthodes de calcul parasismique.

Les méthodes pseudo-statiques, qui sont les premières approches du calcul dynamique des barrages, se sont avérées souvent insuffisantes, car elles sont loin de pouvoir quantifier les effets induits par des tremblements de terres sur les barrages en général, et les barrages en terre en particulier.

Plus tard, sous l'impulsion sans cesse croissante des services de contrôle et des maîtres d'ouvrages, notamment lorsqu'un nombre important de barrages furent sérieusement endommagés sous l'action de séismes, des développements importants ont pu

comportement dynamique des sols et la réponse de la structure, ont pu être définis.

L'inspection de nombreux barrages a montré que durant une secousse, les pressions interstitielles qui se développaient dans le corps des barrages n'avaient généralement pas le temps de se dissiper conduisant ainsi à des ruptures partielles ou totales. En effet lors d'un tremblement de terre, l'état de contraintes dynamiques vient se superposer à l'état de contraintes statiques générant en conséquence une augmentation de la pression interstitielle qui tenderait à réduire, voire à annuler la résistance au cisaillement des matériaux constituant le barrage (phénomène de liquéfaction).

Le travail proposé a pour but une quantification de ces pressions interstitielles et l'étude de leur influence sur la stabilité globale des barrages en terre face aux séismes. Cependant, la dépendance du taux de pressions interstitielles du niveau de contraintes statiques et dynamiques, introduit malheureusement dans cette analyse des complexités souvent incontournables.

Dans le premier chapitre de cette étude, nous avons tenté d'analyser les différents effets induits par les séismes sur les barrages en terre. Nous procédons d'abord à une étude bibliographique retraçant les analyses effectuées par certains auteurs sur des cas de ruptures réelles. Nous déduisons que la réponse dynamique d'un ouvrage en terre est étroitement liée au comportement de ses matériaux de construction, et que les

méthodes pseudo-statiques conduisent, dans certains cas, à des résultats insuffisants.

Dans le second chapitre, nous procédons à l'analyse du comportement cyclique des sols et des lois rhéologiques qui le régissent.

Le troisième et le quatrième chapitre, traitent les méthodes de calcul des barrages en terre. Dans ce cadre, un logiciel d'évaluation des pressions d'eau générées par une secousse donnée a été développé. Ce logiciel est basé sur la méthode des éléments finis et tient compte du couplage génération-dissipation des pressions interstitielles. L'écoulement est supposé régi par la loi de DARCY.

Comme, l'exécution de ce programme nécessite la détermination des contraintes statiques et dynamiques, les logiciels suivants ont été étudiés :

1°) Le logiciel FEADAM

L'évaluation des contraintes effectives permanentes, s'est faite au moyen du programme éléments finis FEADAM établi par DUNCAN et AL. Il prend en compte les séquences de construction des barrages en remblai, et le sol est supposé suivre un comportement régi par la loi de DUNCAN.

2°) Le logiciel SHAKE

Le programme SHAKE développé à l'université de Berkeley nous a permis la détermination des contraintes dynamiques pour une excitation donnée. Il résoud un problème de propagation

d'ondes unidirectionnelles et prend en compte un comportement non linéaire via une approximation linéaire équivalente du type viscoélastique proposée et validée par les travaux de H.B SEED et al.

Dans le cinquième chapitre, en vue de mieux décrire la réponse dynamique d'un barrage en terre sous sollicitations sismiques, nous procédons à l'étude de cas. A cet effet, les résultats d'une série d'essais triaxiaux monotones et cycliques réalisée au laboratoire de mécanique des sols de l'I.M.G (Institut de Mécanique de Grenoble) sont présentés. Les résultats de cette campagne d'essais ont permis l'évaluation des paramètres des lois de comportement utilisées ainsi que les caractéristiques de liquéfaction du sol constituant le barrage.

L'influence des pressions interstitielles sur le développement de zones liquéfiées et la stabilité globale du barrages sous l'effet des séismes est clairement démontrée.

Chapitre II

EFFETS INDOITS PAR LES SEISMES SUR LES BARRAGES EN TERRE

Introduction

Le calcul dynamique des barrages, n'est en fait, que synonyme de l'analyse de leur comportement sismique, car c'est le seul effet dynamique, qu'ils peuvent être amenés à supporter.

Au cours de ce 20ème, siècle de nombreux tremblements de terre dévastateurs ont ruiné des régions entières, détruisant constructions et populations, alors que les barrages semblent n'avoir été que très partiellement affectés. En effet, il a été constaté d'après la C.I.G.B, (Congrès International des Grands Barrages) qu'aucune rupture catastrophique de grands barrages n'est imputable à un tremblement de terre [1]. Cependant, Il ne faudrait pas, déduire de ces statistiques que les barrages résistent particulièrement bien aux seismes. En fait, beaucoup de barrages sont situés dans des régions faiblement sismiques. En outre, si des ruptures totales de grands barrages n'ont pas été observées à la suite de séismes, certains d'entre eux ont subi des dommages importants (ex : barrages inférieur et supérieur de San-Fernando [2,3]) et il existe de nombreux exemples de ruptures totales de petits barrages (ex: Scheffield) [4]. En réalité, des catastrophes n'ont été évitées que grâce à un concours de circonstances extrêmement favorables.

Cependant, depuis une quinzaine d'années, d'importants

progrès ont été réalisés dans le domaine des études dynamiques de barrages. Ces progrès impliquent à la fois une meilleure évaluation du risque sismique, et une détermination délicate en laboratoires des propriétés dynamiques des matériaux de l'ouvrage et de sa fondation.

II.1 Description des dommages subis par les barrages en terre lors des séismes

Les principales causes de ruptures de barrages en remblai ont été analysées par H.B SEED [5]. Il les classe comme suit :

- 1° - Cisaillement du barrage provoqué par le mouvement d'une faille traversant la fondation.
- 2° - Glissement ou étalement du barrage par rupture de l'un de ses talus.
- 3° - Erosion interne et renard à travers les fissures.
- 4° - Perte de revanche et déversement sur le barrage.
- 5° - Déversement sur le barrage de la vague provoquée par un glissement, ou un écoulement rocheux de grand volume dans le réservoir.
- 6° - Tassement ou affaissement de la crête du barrage.
- 8° - Destruction du déversoir ou des ouvrages de vidange.

Nous constatons donc que parmi ces points, existent ceux qui peuvent relever du calcul et ceux qui sont des domaines de l'art de l'Ingénieur; ces derniers consistent à prendre des dispositions constructives. Néanmoins, il a été constaté, que malgré toutes les dispositions prises, certains barrages ont subi d'importants dégâts.

En vu d'élaborer des méthodes de calcul plus appropriées

et des dispositions constructives plus performantes, des analyses de ruptures réelles ont été délicatement menées.

Nous présentons ci-dessus quelques cas de ruptures de barrages qui ont beaucoup servi à l'amélioration du calcul dynamique des digues.

II.2 Description de quelques ruptures observées lors de séismes

II.2.1 Domages subis par les barrages de San Fernando [2,3]

Le séisme de San-Fernando de 6,6 de magnitude, a intéressé quarante quatre (44) barrages situés à moins de 40 km de l'épicentre, et de hauteurs comprises entre 6 et 58 m. Ces barrages ont été soumis, suivant les cas, à des accélérations comprises entre 0,2 et 0,7 g pendant une durée d'environ 14s. Parmi ces barrages, trente étaient en service, et vingt cinq (25) d'entre eux, construits en matériaux argileux compactés mécaniquement. Les cinq (5) autres, sont faits en matériaux sableux. Deux (2) de ces derniers, ont subi des désordres importants; ce sont les barrages inférieur et supérieur de San Fernando.

1°) - Glissement du barrage inférieur de San Fernando

Le barrage inférieur de San Fernando est implanté à 48 km au nord de Los Angeles. Sa construction a commencé en 1912 par remblaiement hydraulique d'un matériau sableux. En fin de construction, sa hauteur a atteint 42.7m.

L'épicentre du séisme se situait à près de 13 km au Nord-

II.2.2 Le barrage Sheffield de Santa Barbara [4]

Le séisme de Santa Barbara de 6,3 de magnitude, a entraîné en Juin 1925 la rupture totale du barrage de Sheffield, situé à une distance d'une dizaine de kilomètres de l'épicentre. La durée de ce séisme a été estimée à une valeur, allant de 15 à 18 secondes et l'intensité correspondait à une accélération du sol de 0,04 à 0,10 g.

Cet ouvrage a été construit l'hiver 1917, en travers d'un ravin, au nord de la ville de Santa Barbara. Le remblai avait une longueur de 219,5m et une hauteur maximale d'environ 8m.

Il a été construit en terre compactée, par le passage sur l'ouvrage, d'engins de terrassement.

Les Ingénieurs qui ont analysé l'état du barrage après sa rupture, ont conclu qu'un glissement s'était produit près de la base du remblai, en provoquant un mouvement en masse vers l'aval, sur une distance de 91 m. Encore une fois, les dégâts relevés sont attribués à la dégradation des propriétés mécaniques du sol, qui a conduit à une liquéfaction.

II.2.3. Dommages subis par le barrage d'Hebgen Lake [1,5,6]

Le séisme d'Hebgen s'est produit en 1959 suivant une faille située à quelques mètres du barrage Hebgen. Ce barrage de 27m de haut, était construit par des recharges en sable et graviers à granulométrie continue et légèrement cohérents. L'étanchéité était assurée par un noyau central en béton, descendant jusqu'au rocher de fondation.

Après le séisme, on a pu observer ce qui suit :

- La fondation rocheuse supportant le noyau s'était enfoncée d'environ 3m.

- Les dalles de pieds de l'évacuateur qui étaient fondées sur les alluvions sablo-graveleuses, étaient pratiquement détruites .

- La fondation rocheuse s'était déplacée massivement.

- Des fissures transversales et surtout longitudinales de 5 à 30 cm de largeur ont apparus.

- De nombreuses vagues ont submergé la crête (la hauteur d'eau au dessus de la crête était d'environ un mètre).

- De nombreux glissements se sont produits dans le réservoir; l'un d'eux a été estimé à 50.10^6 tonnes de rocher.

II.2.4. Dégâts subis par les barrages du Japon [1,5,6]

De nombreux barrages en terre ont été construits au Japon pour assurer l'irrigation. Parmi ceux qui subsistent encore, les plus vieux datent de plus de mille (1000) ans. La majorité de ces barrages ont été réalisés lors des quatre dernières décennies.

Des études ont montré que parmi les barrages en terre qui ont été construits à l'époque où les techniques nouvelles n'étaient pas encore développées, des dégâts se produisaient lors de tremblements dont l'échelle d'intensité était supérieure à IV (relative à l'échelle Japonnaise). Les dommages relevés étaient des fissures, des glissements et des effondrements.

1°) - Barrages de Tokachi

Le séisme sous-marin de Tokachi a eu lieu en Mai 1968 avec une magnitude de 7.8 à l'épicentre et une accélération estimée entre 0.15g et 0.2g. Quarante vingt treize (93) barrages en terre furent endommagés. La majorité de ces barrages ont été construits avant 1920 à l'aide des techniques de l'époque. Les matériaux utilisés étaient principalement des sables d'origine volcanique. Il n'y eut cependant aucune rupture ou accident grave dans les grands barrages construits selon les procédés techniques nouveaux.

2°) - Barrages d'Ojika

Le séisme d'Ojika a eu lieu en 1939. Il avait une magnitude de 6.6 et a provoqué dans certaines zones des accélérations de l'ordre de 0.3g à 0.4g. Soixante quinze (75) barrages furent endommagés; Soixante trois (63) ont subi des désordres importants et douze (12) se sont complètement rompus. Une étude systématique a alors été menée sur cinquante huit (58) des barrages détruits, et sur douze (12) autres qui n'avaient pas subi de dégâts majeurs. Parmi les douze (12) qui se sont entièrement rompus, neuf (9) étaient principalement construits en matériaux sableux et leurs ruptures ont été liées à la liquéfaction de leurs matériaux. Pour les trois (3) autres, la rupture a été attribuée à l'érosion des conduites. Aussi, il a été remarqué que la majorité des ruptures ont eu lieu quelques heures après la fin des secousses.

En résumé, les analyses précédentes nous ont permis de déduire les observations suivantes :

- Bien que les calculs de stabilité par les méthodes classiques simplifiées, prévoient une sécurité totale (coefficient de sécurité calculé supérieur à 1.05) pour tous ces barrages, certains d'entre eux se sont complètement rompus.

- Il n'existe aucune corrélation entre l'importance des dommages et la hauteur du barrage.

- La majorité des barrages qui se sont partiellement ou complètement rompus, étaient construits en matériaux non cohérents et leurs ruptures ont été attribuées essentiellement, à la perte de rigidité due au développement des pressions interstitielles.

- Aucune rupture grave n'a affecté les barrages construits en matériaux argileux .

- Plusieurs fois, les ruptures se sont produites quelques minutes, voire quelques heures après le séisme .

- Les barrages mis en place par remblaiement hydraulique ont opposé une très faible résistance aux séismes.

- Quelques endommagements ont été attribués aux infiltrations et ruptures des ouvrages annexes.

II.3 Travaux antérieurs

II.3.1 Méthode pseudostatique [7]

Les méthodes pseudostatiques ont constitué dans les quarante dernières années la principale approche du problème de stabilité dynamique des barrages. Elles consistent à schématiser l'action dynamique du séisme sur un élément de

remblai, par une répartition de forces d'inertie égale à une fraction de la force de pesanteur agissant sur cet élément. La sollicitation sismique, est de cette façon prise en compte sous la forme d'un chargement statique permanent particulier.

L'étude de stabilité devient ainsi basée sur les méthodes d'équilibre limite [8], et la matière est supposée obéir au critère de MOHR-COULOMB [8]. La force équivalente ainsi considérée doit remplir les conditions suivantes :

- Elle doit être horizontale et perpendiculaire à l'axe du barrage .
- Elle doit passer par le centre de gravité de l'élément de remblai considéré comme potentiellement glissant.
- Elle est égale au produit du poids de l'élément du remblai considéré, par un coefficient N_g appelé coefficient sismique. Ce dernier peut être évalué selon différentes manières [9].

Cette force est sensée provoquer un mouvement de rotation de l'élément sur lequel elle est appliquée. Le coefficient de sécurité vis à vis du glissement de cet élément, se voit donc réduit. La surface de glissement est supposée circulaire.

II.3.2 Méthode de SARMA [10]

Cette méthode est basée sur le modèle de glissement d'un bloc rigide sur une surface plane, et est utilisée pour analyser l'effet des forces d'inertie et des pressions interstitielles sur la stabilité d'un barrage en terre, soumis à un fort tremblement de terre. Elle est basée sur les

hypothèses suivantes :

- 1 - Le matériau est supposé élastique.
- 2 - La perte de résistance est compensée par les forces d'amortissement.
- 3 - La résistance au fluage est assimilée à une accélération horizontale critique, pour laquelle le sol commence à fluer.
- 4 - Le calcul des contraintes effectives est déduit du coefficient de sécurité, par le tracé du cercle de MOHR.
- 5 - La vérification de la stabilité se fait alors par les méthodes d'équilibre limite [8], et la détermination des surpressions d'eau se fait par la méthode de SKEMPTON [11].

Dans cette méthode, l'auteur propose aussi un modèle de calcul des déplacements produits par le séisme, basé uniquement sur les valeurs des pulsations.

II.3.3 Méthode de NEWMARK [12]

Cette méthode peut être considérée comme un développement de la méthode pseudo-statique. En effet, un coefficient de sécurité inférieur à l'unité, traduirait théoriquement le fait que, pendant une certaine durée, la résistance au cisaillement mobilisée le long de la ligne de rupture, n'est plus suffisante pour équilibrer les sollicitations agissant sur la masse potentiellement glissante. NEWMARK a alors défini une accélération critique, qui conduirait à un facteur de sécurité égale à l'unité par la méthode pseudo-statique. Ainsi, à chaque fois que l'accélération induite par le séisme

$a(t)$, dépasse l'accélération critique a_c pour une masse glissante, un déséquilibre est occasionné entre les forces motrices et les forces résistantes. Il en résulte donc un mouvement d'accélération $[a(t) - a_c]$. La double intégration dans le temps, des points de l'accélérogramme dépassant a_c permettrait la détermination du déplacement irréversible.

En vue de prendre en compte la dégradation de la résistance des matériaux, l'auteur a proposé une relation entre l'accélération induite et la déformation.

II.3.4 Analyse dynamique d'un triangle visco-élastique [13]

C'est la première idéalisation d'une digue en terre. Le barrage est assimilé à un empilement de couches horizontales d'épaisseurs différentielles, connectées entre elles par des ressorts de cisaillement élastiques linéaires, et de mécanisme d'amortissement visqueux.

Les hypothèses suivantes ont été formulées :

- Le barrage est triangulaire, symétrique, infiniment long et fondé sur une base rigide.
- Le matériau du barrage est homogène et élastique.
- Le rapport (base / hauteur) est supérieur à 6.
- Les contraintes de cisaillement sont prises uniformément réparties sur tout plan horizontal.
- L'influence de l'eau du réservoir est négligée.

Le système est ainsi réduit à une console soumise à un cisaillement. L'accélération du mouvement est déterminée pour chaque niveau en écrivant le principe de d'ALEMBERT. Un

coefficient sismique moyen, pourrait être calculé pour une masse considérée comme potentiellement glissante, et l'analyse de stabilité serait menée par l'une des méthodes conventionnelles.

II.3.5 Méthode pratique de HATANAKA [14]

Dans le but d'introduire l'effet d'une longueur finie, HATANAKA a étendu cette dernière approche en supposant que les déformations de cisaillement, peuvent se développer aussi bien le long des sections horizontales que verticales. Il en a déduit que pour un rapport longueur/hauteur supérieur à 4, l'influence des extrémités sur la vibration est négligeable, et le coefficient sismique en crête du barrage pourrait s'exprimer uniquement en fonction de la période fondamentale.

II.3.6 Méthode de SEED et MARTIN [15]

Cette méthode consiste en une première approche, qui tente de prendre en compte la réponse dynamique du barrage, ainsi que le comportement de son matériau sous sollicitations cycliques. Dans une première étape, les auteurs proposent d'évaluer l'histoire du coefficient sismique qui représente les efforts de cisaillement agissant sur chaque couche. Puis moyennant cette donnée, l'amplitude, la fréquence et le nombre de cycles auxquels seraient soumis les éléments le long de la masse glissante seront déterminés.

Les conditions d'essais auxquelles il faut soumettre en laboratoire les échantillons de sol peuvent être définies. Les caractéristiques du sol nécessaires à l'étude de la stabilité

de l'ouvrage, seront alors évaluées. En effet, les caractéristiques obtenues en laboratoires nous permettront, soit de déterminer le coefficient de sécurité soit de déduire directement le niveau de déformation.

II.3.7 Méthode complète à utiliser pour les grands barrages

Cette méthode [5,16] intègre un maximum de facteurs et doit être utilisée pour les grands barrages avec risques sismiques importants. Elle tient compte des progrès faits, à la fois dans l'étude du comportement non linéaire des sols ainsi que ceux faits dans les méthodes numériques de calcul par éléments finis. Sa démarche peut être résumée comme suit :

a)- Déterminer la section transversale du barrage à utiliser dans l'analyse.

b)- Déterminer la plus importante histoire d'excitation qui pourrait se produire à la base.

c)- Déterminer les caractéristiques statiques et dynamiques des matériaux constituant le barrage ainsi que leurs évolutions.

d)- Déterminer par la méthodes des éléments finis, les contraintes existantes dans le barrage avant le séisme.

e)- Calculer en utilisant une analyse dynamique par éléments finis, les contraintes induites dans le barrage par la secousse.

f)- Soumettre des échantillons représentatifs des matériaux

du barrage aux effets combinés des contraintes statiques et celles induites par le séisme. Déterminer leur effet en termes de développement de pressions interstitielles et de déformations.

g- Connaissant les pressions interstitielles générées par le séisme ainsi que les caractéristiques contraintes-déformations, le coefficient de sécurité par rapport à la rupture avant, pendant et après le séisme sera évalué.

h- Si on est assuré de la sécurité par rapport à la rupture, utiliser les déformations induites par effets combinés des charges statiques et dynamiques pour établir la déformation globale du barrage.

i- Incorporer sa propre expérience au niveau des points a), b) et dans l'interprétation des résultats calculés.

II.4 Conclusion

Il est sûr, que c'est de l'observation du comportement réel d'un certain nombre de barrages qui ont été soumis à des tremblements de terre importants que les risques associés aux séismes ont été identifiés. Les accidents survenus lors de tremblements de terre et les dommages observés sont une preuve formelle des insuffisances des méthodes classiques. En fait, pour tous les cas présentés ultérieurement, les méthodes pseudo-statiques prévoyaient une sécurité totale face aux séismes considérés, alors que de graves dégâts ont été observés. Nous en déduisons donc, que ces méthodes ne sont

pas nécessairement représentatives des effets pouvant être induits par les tremblements de terre sur les remblais.

La représentation statique des forces sismiques est une hypothèse excèsivement simplificatrice, car elle élimine totalement la réponse dynamique de l'ouvrage et de sa fondation. Aussi, les efforts sont évalués en supposant un ouvrage rigide alors qu'en réalité celui ci est souple, et les accélérations résultant de la réponse dynamique peuvent dépasser de plusieurs ordres de grandeurs celles agissant sur un corps rigide. En outre, dans ces approches on a toujours supposé que seule la composante horizontale, dirigée vers l'amont, de la secousse engendre des efforts importants.

Lors de plusieurs séismes, il a été constaté, que des barrages situés près des épicentres et construits en matériaux argileux ont subis des dégâts de moindre importance. Par contre les barrages faits en matériaux sableux et assez éloignés des épicentres se sont complètement rompus. Il est clair, d'après cette observation que la réponse dynamique des barrages en terre est étroitement liée au comportement de leurs matériaux.

En effet, les travaux de divers auteurs [17,18,19,20] ont confirmé que lors de chargements cycliques alternés, certains sols perdent une importante fraction de leur résistance au cisaillement à cause de l'accumulation des pressions d'eau.

Il a été aussi remarqué que dans certains cas, la rupture n'est pas directement imputable à la force sismique, mais aux

effets qu'elle peut engendrer bien après la durée du séisme. Nous pouvons citer dans cet ordre, les glissements générés suite à la redistribution des pressions interstitielles, et les infiltrations dans les fissures provoquées par le séisme [5,6]. Il devient ainsi nécessaire d'étudier la stabilité de l'ouvrage après la secousse à chaque fois qu'une analyse dynamique d'une digue est prévue.

La méthode de Seed et Al. paraît par contre complète et reflète la réponse dynamique des barrages en terre.

En conclusion, nous pouvons dire que les méthodes pseudo-statiques restent applicables dans les cas où les caractéristiques de résistance au cisaillement des matériaux ne sont que faiblement affectées par la sollicitation cyclique associée au séisme. Par contre, dans les cas contraires et pour les ouvrages de grande importance, il devient indispensable de recourir aux méthodes complètes.

Il faut donc noter que, lorsqu'on a à étudier la stabilité d'un barrage vis à vis d'un séisme, il est nécessaire de décider si l'on doit utiliser les méthodes simplifiées ou si l'on doit recourir au calcul dynamique complet (suivant l'importance de l'ouvrage, l'intensité du séisme de projet et les matériaux de construction). En fait pour le sable comme pour l'argile, sans qu'il y ait liquéfaction la perte de rigidité peut être considérable et générer une rupture.

Chapitre III

COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES SOLS

III. Introduction

Dans ce qui suit, nous commencerons par une description sommaire du comportement dynamique d'un sol au cours d'un cisaillement dynamique. Nous examinerons ensuite les principes de l'approximation visco-élastique qui consiste à remplacer le comportement réel d'un sol par le comportement d'un système visco-élastique du type de KELVIN VOIGT.

Nous exposerons dans ce cadre, le modèle linéaire, équivalent de SEED et IDRIS [22] ainsi que celui de HARDIN et DRNEVICH [22,23,24,25].

III.1 Caractérisation des sols soumis à des chargements dynamiques

Lorsqu'un échantillon de sol est soumis à des sollicitations cycliques, alternées, il apparaît au delà d'un seuil de déformation, une modification progressive de la relation contraintes - déformations. Cette modification se manifeste différemment selon la nature du sol et la sollicitation appliquée, mais se traduit en général par une diminution du module de cisaillement et l'apparition de déformations irréversibles. En effet, après un chargement cyclique le module initial est réduit, l'amplitude de la déformation cyclique augmente progressivement et peut prendre des valeurs importantes jusqu'à la rupture [21].

L'existence de cet endommagement cyclique peut être expliquée par un certain nombre de phénomènes; comme l'évolution des déformations avec le nombre de cycles, l'accumulation de pressions interstitielles et la diminution des contraintes effectives.

Les études menées par SEED et AL. [17] montrent la contribution au comportement cyclique non drainé de plusieurs paramètres (nature et structure du sol, contrainte de consolidation, histoire des déformations, ...). Cependant pour les sables, il semblerait que seuls, la contrainte de consolidation, la densité relative et le déviateur de contraintes appliqué ont un rôle important dans l'évolution des pressions interstitielles et des déformations. Ces pressions interstitielles peuvent alors augmenter jusqu'à l'annulation de la contrainte effective. Le sol perd ainsi toute résistance face au cisaillement, et se comporte comme un liquide.

Les argiles par contre, sont moins sensibles à ce phénomène par suite de la cohésion du matériau et des forces d'attraction qui s'exercent entre les particules. Pour ce type de sol, l'augmentation des pressions d'eau conduisent à des déformations progressives sans aboutir à une rupture brutale; surtout pour un nombre de cycles comparable à celui des séismes [19]. Une stabilisation du phénomène peut aussi être observée, si le taux de contraintes appliquées est suffisamment faible. Les cycles stabilisés auront une forme de plus en plus étroite qui indique que l'on s'approche d'un état élastique

réversible, et on dit qu'on a abouti à une mobilité cyclique.

La réduction de la résistance au cisaillement dépend de la grandeur de la pression interstitielle à la stabilisation et par conséquent de la déformation permanente.

Ceci explique comment, théoriquement le comportement dynamique des sol ne peut être expliqué que par des modèles élasto-plastiques.

D'autre part, l'utilisation de telles lois de comportement en parallèle avec les équations de la mécanique, pour un problème de dynamique, conduit à un système d'équations différentielles non linéaires et complexes. Heureusement qu'à côté de ces lois, existent celles dites visco-élastiques équivalentes, où l'amortissement d'hystérésis dû au cycle de chargement est remplacé par un amortissement visqueux. De cette façon, le comportement du sol est caractérisé par un module de cisaillement G qui représente sa rigidité et par un facteur d'amortissement D . Ces deux paramètres sont exprimés en fonction du niveau de déformations pour reproduire la non linéarité du comportement du sol.

Cette approximation quoi que peu justifiable, conduit à un système d'équations linéaires et donne des résultats comparables à ceux obtenus en utilisant des méthodes plus complexes (règles de MAZING [26]) [27].

III.2 Principe de l'approximation visco-élastique équivalente

Au cours d'un cycle de chargement, il se produit dans le sol une dissipation d'énergie dont la valeur est égale à la surface de la boucle d'hystérésis obtenue. La forme de cette boucle dépend du niveau de cisaillement, mais varie très peu avec les fréquences des sollicitations. Ceci caractérise ce qu'on appelle un amortissement d'hystérésis. Un amortissement visqueux est au contraire dépendant des fréquences. La déformation d'un matériau visco-élastique au cours d'un cisaillement, est régie par la loi suivante :

$$f = G.\gamma + \eta.(d\gamma/dt) \quad (3.1)$$

avec :

- γ : déformation de cisaillement,
- f : contrainte de cisaillement,
- G : module de cisaillement,
- η : coefficient de viscosité.

En dépit de cette différence fondamentale entre les deux types de comportement, l'utilisation d'un modèle visco-élastique pour simuler le comportement réel du sol est très courante. Par cette utilisation, l'équation du mouvement devient linéaire; c'est ce qui explique sans doute la popularité de ces méthodes appelées méthodes linéaires équivalentes.

III.2.1 Définition de G et D pour une boucle d'hystérésis

Pour une boucle obtenue par un cisaillement régulier d'un sol, les paramètres G et D sont définis comme suit :

a)- Le module de cisaillement G de la boucle d'hystérésis, est la pente de la droite joignant les sommets de la boucle.

b)- Le facteur d'amortissement D de la boucle est égal au rapport suivant :

$$D = \frac{A_L}{4\pi A_T} \quad (3.2)$$

où :

A_L est la surface de la boucle

A_T est la surface du triangle AOB (voire fig 3.1)

III.2.2 Comportement visco-élastique équivalent

Soit un échantillon de matériau visco-élastique dont la loi de comportement s'écrit sous la forme :

$$\gamma = G.\tau + \eta.(d\tau/dt) \quad (3.3)$$

Le cisaillement γ est supposé être une fonction harmonique du temps, de fréquence circulaire ω et de valeur maximale γ_0 . Dans ce cas, le tracé de γ en fonction de τ , conduit à une ellipse inclinée dont la forme est sensiblement différente d'une boucle d'hystérésis. La surface de l'ellipse a pour valeur :

$$A_E = \pi.\eta.\omega.\gamma_0^2 \quad (3.4)$$

L'approximation d'un comportement d'hystérésis par un comportement visco-élastique consiste donc à définir des constantes η_{eq} et G_{eq} qui reproduiraient le mieux le comportement réel du sol.

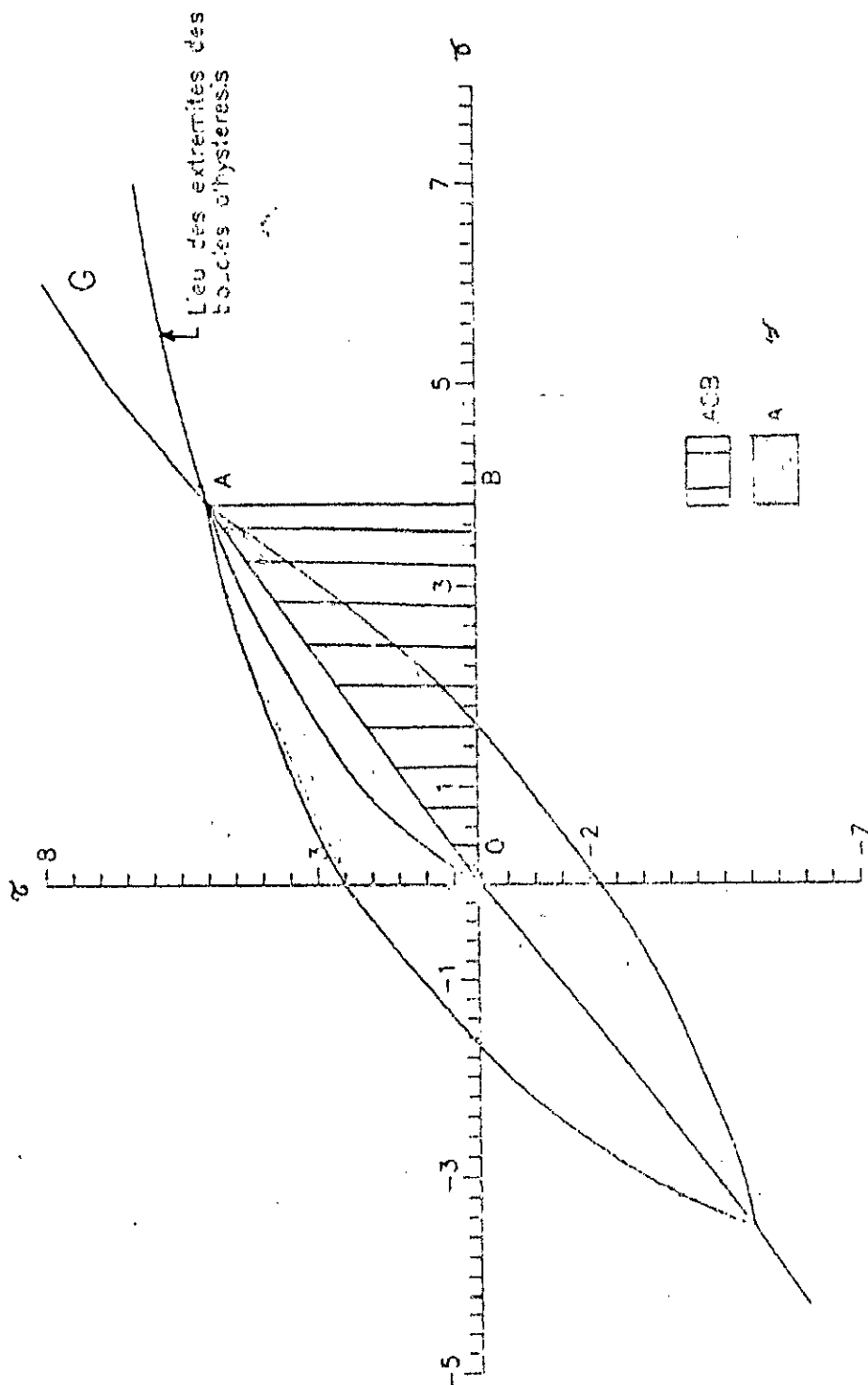


Figure 31 : Boucle d'hysteresis

Pour G_{eq} , le choix est évident puisque les déformations doivent être les mêmes pour un même niveau de contraintes.

$$G_{eq} = G \quad (3.5)$$

Pour η_{eq} , le critère de sélection sera basé sur l'égalité de l'énergie dissipée dans les deux systèmes; ceci conduit à :

$$\lambda_{eq} = \lambda_L \quad (3.6)$$

$$\eta_{eq} = \frac{2.G.d}{w} \quad (3.7)$$

Nous voyons donc, que toute approximation visco-élastique, requiert la détermination des paramètres G et D d'un comportement réel. Ces paramètres sont fonctions du niveau de déformations et peuvent être déterminés par les relations de Seed ou de Hardin Drnevich [22,23,24,25].

III.2.3 Approximation d'un comportement d'hystérésis par un comportement visco-élastique équivalent

1. Comportement d'un oscillateur harmonique.

Un oscillateur harmonique est un système mécanique composé d'une masse m , reliée à un ressort et un amortisseur disposés en parallèle, et soumis à l'action d'une force harmonique :

$$F = F_0 \cdot \sin \omega t \quad (3.8)$$

Pour la masse m , la loi de NEWTON s'écrit :

$$m \cdot \ddot{u} = F - F_r - F_a \quad (3.9)$$

où :

F_r = force de rappel du ressort

F_a = force d'amortissement

L'équation (3.9) devient donc :

$$m.\ddot{u} + C.\dot{u} + K.u = F_0.\sin \omega t \quad (3.10)$$

La solution de cette équation en régime permanent, s'écrit sous la forme suivante :

$$u = U.\sin(\omega t - \varphi) \quad (3.11)$$

où :

$$U = \frac{F_0}{[(k - m.\omega^2)^2 + (C.\omega)^2]^{\frac{1}{2}}} \quad (3.12)$$

et ,

$$\varphi = \text{Arctg} \left[\frac{C.\omega}{k - m.\omega^2} \right] \quad (3.13)$$

La force dans l'amortisseur sera :

$$F_a = C.\dot{u} = C.\omega.U \cos(\omega t - \varphi) = \pm C.\omega.U [1 - \sin^2(\omega t - \varphi)]^{\frac{1}{2}} \quad (3.14)$$

$$F_a = \pm U.C.\omega [1 - (u/U)^2]^{\frac{1}{2}} \quad (3.15)$$

Cette dernière équation représente la forme d'une ellipse.

Au cours d'un cycle, l'énergie dissipée est égale à l'aire de la surface comprise à l'intérieur de l'ellipse .

$$A_L = \int F.\dot{u} = \int F_a.\dot{u} + \int F_r.\dot{u} \quad (3.16)$$

L'énergie dissipée par le ressort étant nulle :

$$A_L = \int F_a.\dot{u} = \int C.\dot{u}.\dot{u} = \int C.(d\dot{u}^2 / dt^2) dt \quad (3.17)$$

$$A_L = \int_0^{2\pi/w} C \cdot w^2 \cdot U^2 \cos^2(wt - \xi) \quad (3.18)$$

$$A_L = \pi \cdot C \cdot w \cdot U^2 \quad (3.19)$$

2. Idéalisisation d'une colonne de matériau visco-élastique par un oscillateur simple

Soit une colonne de dépôt de sol de section horizontale unitaire. La masse volumique ρ_0 du matériau est supposée constante sur toute la profondeur h du dépôt. Le module de cisaillement G et le coefficient de viscosité η sont également pris constants sur toute la profondeur. La loi de comportement est donnée par :

$$\tau = G \cdot \gamma + \eta \cdot (d\gamma/dt) \quad (3.20)$$

La forme la plus élémentaire de la méthode des masses concentrées, consiste à idéaliser le dépôt en un seul oscillateur simple de masse :

$$m = (\rho \cdot h)/2 \quad (3.21)$$

l'équation (3,10) devient :

$$(\rho \cdot h/2) \cdot V'' + (C \cdot h) \cdot V' + (k \cdot h) \cdot V = F \quad (3.22)$$

avec : $u = V \cdot h$

Or pour une surface unitaire :

$$\tau = F / A = F \quad (3.23)$$

d'où :

$$(v \cdot h/2) \cdot V'' + (C \cdot h) \cdot V' + (k \cdot h) \cdot V = \tau_0 \quad (3.24)$$

Par comparaison avec l'équation (3.10) , nous obtenons :

$$\begin{cases} k = G / h \\ C = \eta / h \end{cases} \quad (3.25)$$

3. Approximation visco-élastique équivalente

Le tracé de J en fonction de τ , pour une sollicitation harmonique conduit à une ellipse inclinée dont l'aire est :

$$A_e = \int J \cdot dJ \quad (3.26)$$

Comme pour une surface unitaire $J = F$

$$A_e = \int F \cdot (du/h) = (1/h) \int F \cdot du = (1/h) \cdot [\pi \cdot C \cdot w \cdot U^2] \quad (3.27)$$

$$A_e = \pi \cdot \eta \cdot w \cdot v_{\max}^2 \quad (3.28)$$

Pour un échantillon de sol de hauteur h soumis à la même sollicitation harmonique, la boucle obtenue n'est pas une ellipse mais, a la forme caractéristique d'une boucle d'hystérésis. Pour déterminer η_{eq} , le critère de l'égalité des énergies dissipées pour le comportement réel et celui visco-élastique équivalent, est utilisé. L'aire de l'ellipse doit donc être égale à l'aire de la boucle d'hystérésis; d'où:

$$A_L = \pi \cdot \eta_{eq} \cdot w \cdot v_{\max} \quad (3.29)$$

donc :

$$\eta_{eq} = A_L / [\pi \cdot w \cdot v_{\max}^2] \quad (3.30)$$

$$D = A_L / [4 \cdot \pi \cdot A_T] \quad (3.31)$$

avec :

$$A_T = \frac{1}{2} \cdot G \cdot v_{\max}^2 \quad (3.32)$$

$$D = A_L / [2 \cdot \pi \cdot G \cdot v_{\max}] \quad (3.33)$$

$$n_{eq} = [2.G.D] / w \quad (3.34)$$

et, $G_{eq} = [2.G.D] / [w.h] = [2.k.D] / w \quad (3.35)$

III.3 Modèles visco-élastiques

III.3.1 Modèle de HARDIN et DRNEVICH [22,23,24,25]

La détermination de G et D pour un niveau de déformation donné, s'est faite en laboratoires par essais à la colonne résonante pour obtenir les boucles d'hystérésis du matériau.

Les relations développées ont l'avantage de permettre la détermination des paramètres G et D avec uniquement, les essais statiques usuels.

Dans une première étape, les auteurs ont classifié le degré d'importance des différents paramètres pouvant influencer les valeurs de G et D, et ils ont abouti à :

a)- Facteurs à grande importance

- 1°)- La déformation ,
- 2°)- La pression de confinement moyenne ,
- 3°)- L'indice des vides ,
- 4°)- Le nombre de cycles ,
- 5°)- Le degré de saturation .

b)- Facteurs de moindre importance :

- 1°)- La contrainte de cisaillement octaédrale ,
- 2°)- Le degré de surconsolidation ,
- 3°)- La cohésion et l'angle de frottements internes ,
- 4°)- Les facteurs de temps .

Dans la deuxième étape , les auteurs ont développé des

relations pour calculer G et D. Les concepts fondamentaux qu'ils ont utilisé pour le développement de ces relations sont :

1°)- les sommets de la boucle d'hystérésis sont sur la courbe vierge. La pente à l'origine de cette courbe est notée G_{max} , la sécante passant par l'origine en chaque point, a pour pente G .

2°)- L'équation adoptée pour la courbe vierge est du type hyperbolique et a pour équation l'expression suivante :

$$\gamma = \frac{\tau}{(1/G_{max}) + (\tau/\tau_{max})} \quad (3.36)$$

τ_{max} = contrainte de cisaillement ultime de l'échantillon

3°)- Dans le but de représenter D en fonction de γ par une courbe unifiée indépendante de la pression effective de confinement, l'introduction d'une déformation de référence τ_r s'est avérée nécessaire :

$$\tau_r = \tau_{max} / G_{max} \quad (3.37)$$

4°)- Les résultats expérimentaux, ont eux suggéré l'énoncé des 2 hypothèses suivantes :

a)- La pente de la boucle d'hystérésis juste après l'inversement du sens de chargement est égale à G_{max} .

b)- La surface de la boucle d'hystérésis est proportionnelle à la surface du triangle.

Ces deux hypothèses ont conduit au résultat suivant :

$$D = D_{\max} [1 - (G/G_{\max})] \quad (3.38)$$

où D_{\max} est la valeur maximale asymptotique de D pour des amplitudes de déformations très grandes .

5°)- La relation hyperbolique a la forme suivante :

$$G = \tau / \tau = 1 / [(1/G_{\max}) + (\tau/\tau_{\max})] \quad (3.39)$$

d'où :

$$G / G_{\max} = 1 / [1 + (\tau/\tau_r)] \quad (3.40)$$

et :

$$D / D_{\max} = [\tau/\tau_r] / [1 + (\tau/\tau_r)] \quad (3.41)$$

Quelques modifications ont ensuite été apportées pour mieux décrire les résultats expérimentaux . L'introduction d'une déformation hyperbolique a alors conduit à :

$$\tau_h = (\tau/\tau_r) [1 + a \cdot e^{-b(\tau/\tau_r)}] \quad (3.42)$$

où a et b sont des constantes empiriques du sol .

L'introduction de la déformation hyperbolique a conduit aux relations suivantes :

$$G / G_{\max} = 1 / (1 + \tau_h) \quad (3.43)$$

$$D / D_{\max} = \tau_h / (1 + \tau_h) \quad (3.44)$$

III.3.1.1 Utilisation du modèle de Hardin et Drnevich

L'utilisation de ce modèle nécessite les étapes suivantes :

1°)- A partir d'essais en laboratoires, déterminer les paramètres c' , $\bar{\sigma}'$, f , e , σ_{cr} et I_p .

avec :

c' : cohésion du matériau,
 φ' : angle de frottements internes,
 γ : poids volumique du matériau,
 e : indice des vides,
 ocr : degré de surconsolidation,
 I_p : indice de plasticité,

2°)- Déterminer le nombre de cycles N et la fréquence f des sollicitations .

3°)- Calculer le coefficient des terres au repos .

4°)- Calculer la pression effective moyenne .

5°)- Calculer G_{max} selon les formules suivantes :

a- Sols cohérents :

$$G_{max} \text{ (Kpa)} = 3230 \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \sigma_m'^{1/2} \cdot (ocr)^k \quad (3.45)$$

avec : e = indice des vides < 2

k = paramètre qui dépend de I_p

I_p = indice de plasticité

σ_m' = la contrainte effective moyenne.

b- Sols non cohérents

$$G_{max} \text{ (Kpa)} = 6900 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_m'^{1/2} \quad (3.46)$$

6°)- Calculer D_{max} à l'aide des formules suivantes :

a- Sols cohérents saturés

$$D_{\max}(\%) = 31 - (30 + 0.03f) \cdot \sigma_m'^{1/2} + 1.5 f^{1/2} - 15 \text{ Log} N \quad (3.47)$$

Dans la formule précédente, f désigne la fréquence du séisme et N , son nombre de cycles équivalent.

b- Sables saturés propres :

$$D_{\max}(\%) = 28 - 1.5 \text{ Log} N \quad (3.48)$$

c- Sables propres secs :

$$D_{\max}(\%) = 33 - 1.5 \text{ Log} N \quad (3.49)$$

7°)- Calculer f_{\max} :

Du tracé du cercle de Mohr on peut tirer :

$$f_{\max} = \left[\left[\frac{1 + K_0}{2} \sigma_v' \sin \bar{\varphi} + c' \cdot \cos \bar{\varphi} \right]^2 + \left[\frac{1 - K_0}{2} \sigma_v' \right]^2 \right]^{1/2} \quad (3.50)$$

σ_v' est la contrainte effective verticale.

8°)- Calculer τ_r :

$$\tau_r = \frac{f_{\max}}{G_{\max}} \quad (3.51)$$

9°)- Calculer les valeurs de τ_h simultanément pour G et D :

$$\tau_G = (\tau / \tau_r) [1 + a_G \cdot e^{b_G(\tau / \tau_r)}] \quad (3.52)$$

$$\tau_D = (\tau / \tau_r) [1 + a_D \cdot e^{-b_D(\tau / \tau_r)}] \quad (3.53)$$

où :

a_G , b_G , a_D et b_D sont des paramètres addimensionnels donnés

dans le tableau suivant :

type de sol	a	b
Sable sec et propre	$a_G = -0.5$ $a_D = 0.6 N^{-1/6} - 1$	$b_G = 0.16$ $b_D = 1 - N^{-1/12}$
Sable saturé et propre	$a_G = -0.2 \log_{10} N$ $a_D = 0.54 N^{-1/6} - 0.9$	$b_G = 0.16$ $b_D = .65 - .65 N^{-1/12}$
Sols cohésifs saturés	$a_G = 1 + 0.25 \log_{10} N$ $a_D = 1 + 0.2 f^{1/2}$	$b_G = 1.3$ $b_D = 0.9 f e^{-\sigma'_m} + 2.25\sigma'_m + 0.3 \log_{10} N$

où : f désigne la fréquence du séisme

'N, le nombre de cycles équivalent,

et σ'_m , la contrainte effective initiale moyenne.

10°)- Calculer pour chaque niveau de déformation :

$$G = \frac{G_{\max}}{1 + \tau} \quad (3.54)$$

$$D = \frac{D_{\max}}{1 + \tau} \quad (3.55)$$

III.3.2 Modèle de SEED et IDRISSE [22]

SEED et IDRISSE se sont servis de nombreux résultats d'essais de laboratoires et in situ, pour présenter les valeurs de G et D pour différents types de sols, en fonction du niveau de déformations, sous forme de fuseaux. Ils ont abouti aux relations suivantes :

a- Pour les sables

$$G = 1000 K_2 \sigma'_m{}^{1/2} \quad (3.56)$$

avec σ'_m = contrainte effective moyenne

K_2 = paramètre fonction de la densité relative, doit être déterminé à partir d'essais cycliques .

b- Pour les argiles :

De même que pour les sables, pour les argiles tous les résultats d'essais in situ et en laboratoires donnent des courbes G/S_u en fonction de τ à l'intérieur d'un fuseau.

$$G_c = K_c \cdot S_u \quad (3.57)$$

Pour déterminer les paramètres de ces lois, des essais doivent être exécutés et les courbes de G et D en fonction du niveau de déformations tracées. L'essai le plus connu est sans doute, l'essai à la colonne résonante. Cependant, ces courbes peuvent être obtenues à l'aide des relations de HARDIN DRNEVICH.

III.4 Conclusion

La théorie viscoélastique, même si elle présente un intérêt pratique en raison de la simplicité relative des équations qui en découlent, ne peut expliquer le comportement réel du sol. Cependant, incorporée dans de nombreux programmes (QUAD4, SHAKE,...), elle donne des résultats similaires à l'analyse purement non linéaire, sans toutes fois prédire le taux de déformation permanente à la fin du séisme [26].

EVALUATION DES CONTRAINTES STATIQUES ET DYNAMIQUES
DANS LES BARRAGES EN TERRE

Introduction

De façon rigoureuse, la résolution du problème de dynamique des barrages en terre, consiste à déterminer en fonction du temps, les valeurs des variables suivantes :

- déformations,
- contraintes effectives,
- et pressions interstitielles.

Cependant, lors des séismes, les taux de pressions interstitielles qui se développent dépendent à la fois du niveau de contraintes statiques et des contraintes de cisaillement générées par le chargement dynamique.

De ce fait, il devient nécessaire à chaque fois que l'on veut analyser d'une manière complète la stabilité d'un barrage en terre face à un séisme, de suivre l'organigramme présenté par la figure 4.1.

Pour le travail que nous présentons le calcul statique, a été réalisé à l'aide du programme en éléments finis FEADAM, développé par DUNCAN et AL [28].

Les contraintes dynamiques ont été évaluées à l'aide du logiciel SHAKE développé à l'université de Berkeley.

L'analyse du risque de liquéfaction, donc le calcul des

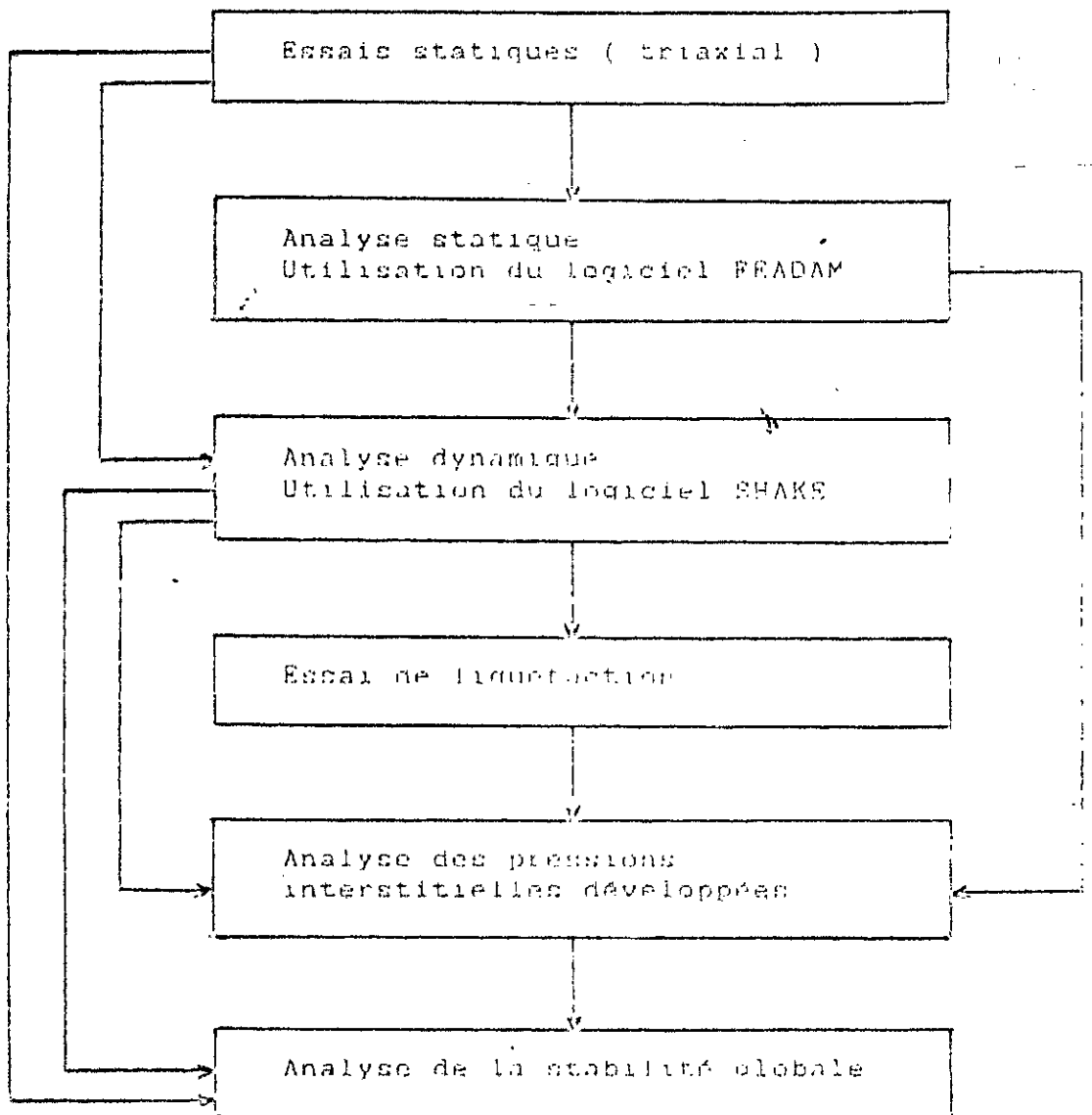


Figure 4.1 : Organigramme d'une étude dynamique d'un barrage en terre.

pressions d'eau générées par le séisme a été effectué à l'aide d'un programme en éléments finis que nous avons développé.

IV.1 CALCUL DES CONTRAINTES PERMANENTES

Présentation du programme FEADAM [28]

Introduction

Le programme FEADAM est un programme en éléments finis, destiné à l'étude statique des barrages en terre. Il permet le calcul des déplacements, déformations et contraintes dans le massif en simulant la séquence réelle des opérations de construction tout en tenant compte du comportement non linéaire des matériaux. La loi de Duncan [29] a été utilisée en vue de simuler le comportement non linéaire du sol .

Le barrage calculé est construit par couches. Chacune de ces dernières coïnciderait alors avec une couche d'éléments. A chaque étape de construction, la nouvelle couche impose l'incrément de contrainte. Une fois la construction terminée, les charges extérieures peuvent être prises en compte en étant divisées en plusieurs incréments de charge. Le programme FEADAM est donc une boucle sur les couches de construction et sur le chargement extérieur .

Nous présentons ci-dessus les différentes hypothèses prises en compte dans ce logiciel.

IV.1.1 Modélisation du barrage

On considère le barrage infiniment long et on se ramène à

un calcul bidimensionnel. Une partie de sa fondation pourrait être prise en compte.

IV.1.2 Conditions aux limites

1°)- Cas d'une fondation compréssible

Les déplacements sont considérés bloqués dans les deux directions sur toute la base du domaine Γ_{11} (fig. 4.2). Sur les frontières verticales, le mouvement sera bloqué uniquement dans la direction horizontale...

2°)- Cas d'une fondation rigide

Dans ce cas, les déplacements seront bloqués sur toute la frontière qui délimite la fondation dans les deux directions (figure 4.2).

IV.1.3 Equations d'équilibre

Les équations générales de la mécanique dans le cas statique s'écrivent :

$$\frac{\partial \sigma_{ij}(u)}{\partial x_j} + F_i = 0 \quad (4.1)$$

où σ_{ij} désigne la contrainte,

F_i la force extérieure.

Le champ de déplacements u est considéré nul sur toute la frontière Γ_u (figure 4.2).

IV.1.4 Division en éléments finis

Dans le programme FEADAM, l'élément isoparamétrique à quatre noeuds est utilisé. Les éléments à trois noeuds, sont

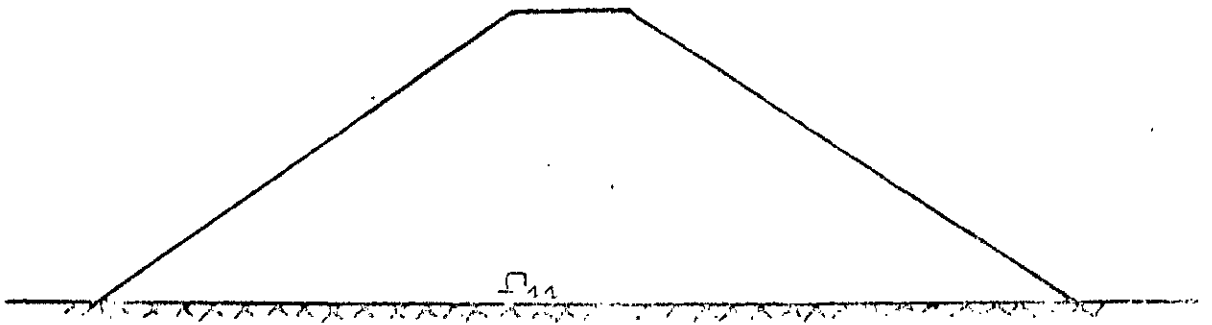
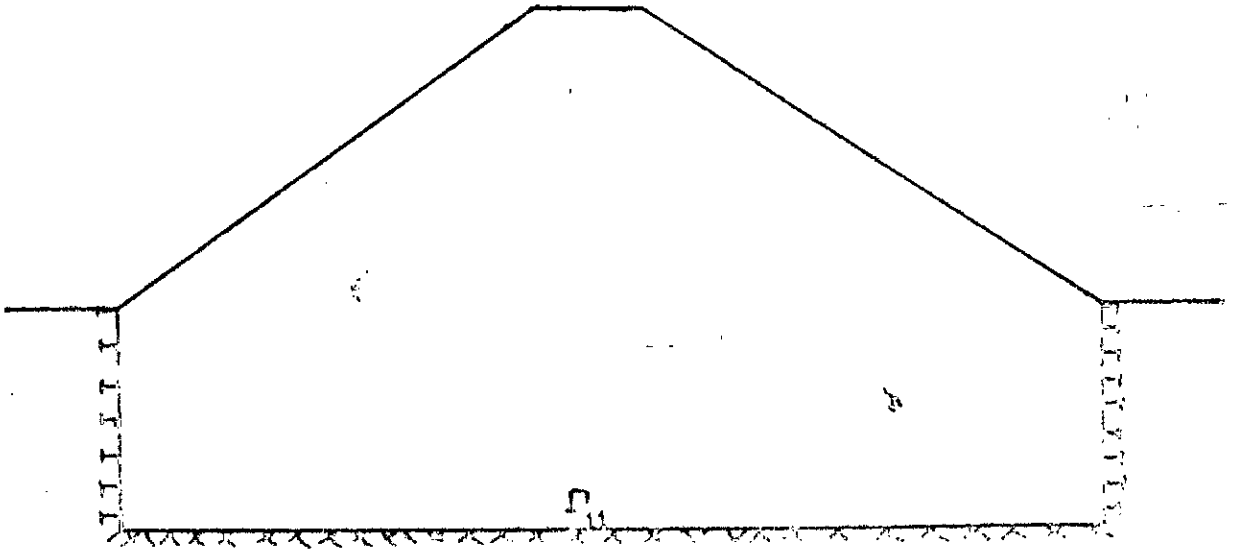


Figure 4.2 : Conditions aux Limites
a) Fondation Compressible
b) Fondation Incompressible

traités comme ceux à quatre noeuds, en supposant que deux des noeuds sont confondus.

Les déplacements en un point quelconque $M(x,y)$ du milieu étudié s'expriment à l'aide des déplacements aux noeuds comme suit :

$$U(M) = \sum u_i \cdot w_i \quad (4.2)$$

où : u_i est le déplacement du noeud i ,

w_i est la fonction de forme.

Les équations de la mécanique obtenus, sont intégrées à l'aide de la méthode de GAUSS, avec deux points dans chaque direction.

IV.1.5 Forces extérieures

En fin de construction, les forces extérieures ponctuelles ou réparties sont remplacées par des forces nodales équivalentes. Toute force considérée, doit affecter uniquement les éléments de frontière. Aucune force extérieure ne peut concerner les noeuds internes de la structure.

IV.1.6 Comportement rhéologique du matériau

Le comportement manifestement non linéaire des sols impose une étude incrémentale. Dans cette approche, on suppose qu'il existe une relation linéaire entre un incrément de contrainte et un incrément de déformation.

Cette méthode de calcul est en fait une simplification puisqu'en réalité il existe une relation non linéaire entre

les composantes de l'incrément du tenseur de contraintes et celles du tenseur de déformation. La relation incrémentale contraintes - déformations pour un matériau isotrope en déformations planes s'écrit :

$$\begin{aligned} / \epsilon_x &= E^{-1} \cdot [/ \sigma_x - \nu (/ \sigma_y + / \sigma_z)] \\ / \epsilon_y &= E^{-1} \cdot [/ \sigma_y - \nu (/ \sigma_x + / \sigma_z)] \\ / \epsilon_z &= E^{-1} \cdot [/ \sigma_z - \nu (/ \sigma_x + / \sigma_y)] \\ / \tau_{xy} &= 2 \cdot E^{-1} \cdot (1 + \nu) \cdot / \tau_{xy} \end{aligned} \quad (4.3)$$

avec :

$/ \epsilon$: tenseur de déformations incrémental,

$/ \sigma$: tenseur de contraintes incrémental,

E : module de YOUNG,

ν : coefficient de POISSON.

σ_i et τ_{xy} sont les contraintes, ϵ_i et τ_{xy} les déformations

Pour définir la loi incrémentale, DUNCAN a utilisé deux autres paramètres E et B pour définir E , étant la module de YOUNG et B le coefficient de compressibilité volumique.

$$B = E / 3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu) \quad (4.4)$$

Il a abouti à :

$$\begin{bmatrix} / \sigma_x \\ / \sigma_y \\ / \sigma_z \end{bmatrix} = \frac{3B}{9B - E} \begin{bmatrix} 3B+E & 3B-E & 0 \\ 3B-E & 3B+E & 0 \\ 0 & 0 & E \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} / \epsilon_x \\ / \epsilon_y \\ / \epsilon_z \end{bmatrix} \quad (4.5)$$

Cette loi a été formulée à partir d'essais triaxiaux de révolution, et donne lieu à une relation entre la déformation axiale et le déviateur de contraintes. Cette relation est approchée par une hyperbole dont l'équation est :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\epsilon}{a + b \cdot \epsilon} \quad (4.6)$$

où : σ_1 est la contrainte principale majeure,
 σ_3 la contrainte principale mineure,
 ϵ la déformation axiale,
 a et b des coefficients à déterminer expérimentalement.

IV.1.7 Définition des paramètres de la loi de DUNCAN

1°)- Fraction de rupture R_f

$$R_f = (\sigma_1 - \sigma_3)_{rup} / (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \quad (4.7)$$

2°)- Module tangent initial E_i

$$E_i = K \cdot P_a \cdot [\sigma_3 / P_a]^n \quad (4.8)$$

3°)- Module tangent E_t

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f \cdot (1 - \sin \xi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 \cdot C \cdot \cos \xi + 2 \cdot \sigma_3 \cdot \sin \xi} \right]^2 \cdot K \cdot P_a \cdot (\sigma_3 / P_a)^n \quad (4.9)$$

4°)- Module de décharge E_{ur}

$$E_{ur} = K_{ur} \cdot P_a \cdot [\sigma_3 / P_a]^n \quad (4.10)$$

5°)- Module volumétrique B

$$B = K_b \cdot P_a \cdot [\sigma_3 / P_a]^m \quad (4.11)$$

Notons que pour chaque incrément, il faut déterminer les modules E et B . Ces derniers seront évalués à l'aide des neuf

paramètres cités ci-dessus pour chaque état de contraintes.

Ces neuf paramètres seront calculés à partir d'essais triaxiaux réalisés pour différentes contraintes de confinement.

IV.1.8 Détermination expérimentale des paramètres de la loi de DUNCAN

Pour un matériau donné, la détermination des neuf paramètres qui définissent la loi de DUNCAN, nécessite la réalisation d'au moins deux essais triaxiaux avec quelques décharges recharges.

1°) Détermination de C, $\bar{\epsilon}_0$ et $1/\bar{\epsilon}$

La détermination de C et $\bar{\epsilon}$ se fait à partir du tracé des cercles de MOHR à la rupture, pour plusieurs essais réalisés à différentes contraintes latérales. Pour les sables, C est nul et $\bar{\epsilon}$ varie selon la relation suivante :

$$\bar{\epsilon} = \bar{\epsilon}_0 - 1/\bar{\epsilon} \cdot \log(\sigma_3/P_a) \quad (4.12)$$

En traçant $\bar{\epsilon}$ en fonction de $\log(\sigma_3/P_a)$, on obtient une droite dont l'ordonnée à l'origine serait $\bar{\epsilon}_0$ et la pente $1/\bar{\epsilon}$.

Pour les argiles, C et $\bar{\epsilon}$ varient par paliers de contraintes où C et $\bar{\epsilon}$ seraient constants, donc $1/\bar{\epsilon} = 0$.

2°) Détermination de R_f , K, K_{ur} , et n

DUNCAN a considéré pour le calcul de R_f , deux points de la courbe déviateur de contraintes - déformation axiale. Ce sont

les points correspondant à 70 et 90 % de la rupture. Ceci conduit à :

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{rup} \frac{(\epsilon/\sigma_1 - \sigma_3)_{95} - (\epsilon/\sigma_1 - \sigma_3)_{70}}{\epsilon_{95} - \epsilon_{70}} \quad (4.13)$$

$$E_1 = \frac{2}{(\epsilon/\sigma_1 - \sigma_3)_{70} + (\epsilon/\sigma_1 - \sigma_3)_{95} - [(\epsilon_{70} + \epsilon_{90})/(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (4.14)$$

Pour différentes σ_3 on trace $\log(E_1/P_a)$ en fonction de $\log(\sigma_3/P_a)$. La droite obtenue conduit à :

n = pente

$K = 10^a$ avec a , l'ordonnée à l'origine de la droite obtenue.

Soit K_{ur} , le module sécant de la boucle décharge-recharge effectuée durant l'écrasement triaxial. Pour différents essais nous traçons $\log(K_{ur}/P_a)$ en fonction de $\log(\sigma_3/P_a)$, d'où :

$$K_{ur} = 10^b$$

b = l'ordonnée à l'origine de la droite obtenue.

3°) Détermination de K_b et m

Dans ce cas aussi, DUNCAN considère un point de calcul qui serait :

- le point correspondant à 70% de la rupture si ce point a lieu avant que la courbe ϵ_v n'atteigne sa valeur constante,
- le point où la courbe ϵ_v atteint sa valeur asymptotique dans le cas contraire.

Le tracé de $\log(P/P_A)$ en fonction de (σ_3/P_A) conduit à une droite dont m est la pente et c l'ordonnée à l'origine, K_b sera calculé comme suit :

$$K_b = 10^c$$

IV.1.9 Données du programme

1)- Données nodales :

- nombre de noeuds et leurs coordonnées.

2)- Données élémentaires :

- nombres d'éléments, leurs connectivités et leurs type de matériau.

3)- Caractéristiques des matériaux :

Pour chaque type de matériau nous devons introduire les données suivantes :

- poids spécifique et les 9 paramètres de la loi de DUNCAN.

4)- Caractéristiques de construction :

- nombre de couches,
- noeuds définissant la géométrie des couches.

5)- Charges extérieures :

- valeurs des charges appliquées,
- noeuds où sont appliquées ces charges,
- nombre d'incrémentes à considérer pour chaque charge.

6)- Caractéristiques de sorties :

- numéros des couches ou d'incrémentes pour lesquels les

résultats seront imprimés.

IV.1.10 Sorties

- Ensemble des données,
- contraintes et modules initiaux

Après chaque couche de construction nous pouvons imprimer les résultats suivants :

- Numéros des éléments et des noeuds qui caractérisent la couche,
- nombre d'équations et la largeur de bande,
- forces nodales cummulées pour l'incrément de charge considéré,
- déplacements en fin d'incrément,
- modules, déformations et contraintes.

IV.2 Evaluation des contraintes dynamiques

Introduction

L'analyse de la réponse dynamique des barrages en terre est manifestement un problème tridimensionnel, dans lequel on doit s'intéresser à un modèle de comportement à non-linéarité complète. Cependant, pour ce type d'études, la meilleure technique concerne l'intégration numérique directe des équations du mouvement, faite pas à pas. Mais alors, on s'aperçoit que le coût du projet croît rapidement selon la complexité du problème à analyser. Ainsi, au stade actuel, des approches plus limitées sont nécessaires.

Plusieurs travaux ont été réalisés dans le but de valider certaines hypothèses simplificatrices. J.H PREVOST, A.M ABDEL-GHAFFAR et S.J LACY [30] ont montré que pour les barrages en terre les modèles bidimensionnelles sont généralement suffisants. Par ailleurs, VRYMOED et CALZASCIA [31] ont obtenu que la solution peut être encadrée par des approches unidimensionnelles, moyennant un algorithme de sorte à tenir compte de l'hétérogénéité de la structure.

Pour ce qui est du comportement du sol, les travaux de plusieurs auteurs [26] ont montré que les modèles visco-élastiques équivalents aboutissent à des résultats comparables avec ceux obtenus en supposant un comportement totalement non linéaire.

Dans notre cas nous avons recourus aux modèles unidirectionnelles. Le logiciel SHAKE, développé au collège of

engineering univercity of California par P.B SCHNABEL et AL.
[32] a été mis à notre disposition.

IV.2.1 Types d'approximations des approches unidimensionnelles

Il existe trois manières différentes d'aborder ce problème

1°)- Une première approche, a été adoptée par BLYSTRA et consiste, à considérer plusieurs colonnes de largeur unitaire, dont on étudie le comportement sans tenir compte de l'influence du sol, qui existe de part et d'autre de la colonne considérée.

2°)- La deuxième méthode consiste à analyser la colonne centrale, en considérant une rigidité moyenne équivalente, pour tenir compte de l'hétérogénéité du sol le long d'un niveau.

3°)- Comme troisième procédé nous pouvons citer la combinaison des deux premières méthodes. Il consiste donc à considérer plusieurs colonnes à travers le barrage, tout en recalculant une rigidité moyenne pour chaque niveau. La partie du barrage située au-dessus de ce niveau, agit comme une surcharge prise en compte dans le calcul des caractéristiques du sol.

Dans notre cas, nous avons adopté le troisième procédé. On fait donc l'hypothèse que la déformation est uniforme le long de chaque niveau et on force chaque couche à suivre sa propre loi de comportement. Les résultats obtenus ne concernent que

la colonne considérée. Ce calcul a été exécuté à l'aide du programme SHAKE.

IV.2.3 Présentation du programme SHAKE [32]

Ce logiciel est destiné à l'étude de la propagation verticale d'ondes de cisaillement horizontales dans les dépôts de sols, en les divisant en sous-couches continues horizontales.

Le programme SHAKE est basé sur les hypothèses suivantes :

1°)- Idéalisations de la structure en sous-couches continues horizontales.

2°)- Modèle de comportement du type visco-élastique équivalent avec utilisation des relations de SEED et IDRIS.

3°)- Méthode d'intégration fréquentielle.

4°)- Utilisation d'un procédé itératif classique pour l'obtention des valeurs de G et D compatibles avec les déformations.

5°)- Un accélérogramme du tremblement de terre, est imposé soit au niveau de la base du barrage, soit à un niveau inférieur dans la fondation.

6°)- Les ondes de cisaillement se propagent verticalement.

IV.2.4 Modélisation

Chaque colonne étudiée, sera considérée sollicitée par un train d'ondes de cisaillement horizontales se propageant

verticalement. En raison de l'hétérogénéité des barrages en terre, et en vue de prendre en compte une loi de comportement pour chaque couche, un calcul bidimensionnel en régime permanent doit être réalisé. En fonction donc des conditions de fonctionnement normal, les paramètres de la loi de comportement seront déterminés.

IV.2.5 Développement numérique

La propagation verticale d'ondes de cisaillement dans une structure, conduit à des déplacements dans le sens horizontal, qui doivent satisfaire l'équation de propagation d'ondes suivante :

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial x^2 \partial t} \quad (4.15)$$

avec :

- ρ , masse volumique du sol,
- G , le module de cisaillement,
- η , la viscosité,
- u , le déplacement,
- x , composante horizontale.

Pour chaque couche m du dépôt de sol, l'équation (4.15) s'écrit :

$$\rho_m \frac{\partial^2 u_m}{\partial t^2} = G_m \frac{\partial^2 u_m}{\partial x_m^2} + \eta_m \frac{\partial^3 u_m}{\partial x_m^2 \partial t} \quad (4.16)$$

Pour un mouvement harmonique de fréquence w , la solution de l'équation (4.16) est donnée par la formule suivante :

$$u_m(x, t) = E_m \cdot e^{i(K_m \cdot h_m + w \cdot t)} + E_m \cdot e^{i(K_m \cdot h_m - w \cdot t)} \quad (4.17)$$

où :

$$K_m^2 = \frac{f_m \cdot \omega^2}{G_m + i\omega\hat{\eta}_m} \quad (4.18)$$

$$\hat{\eta}_m = \frac{2 \cdot G_m \cdot D_m}{\omega} \quad (4.19)$$

d'où :

$$K_m = \frac{f_m \cdot \omega^2}{G_m \cdot (1 + 2i \cdot D_m)} = \frac{f_m \cdot \omega^2}{G_m} \quad (4.20)$$

avec :

ω , pulsation propre

E_m , l'amplitude de l'onde incidente

F_m , l'amplitude de l'onde réfléchie

G_m , module de cisaillement de la couche m

$\hat{\eta}_m$, viscosité de la couche m

D_m , amortissement de la couche m.

E_m et F_m sont donc les paramètres qu'il faut déterminer pour pouvoir calculer les déplacements au niveau de chaque couche. En imposant la condition de continuité des contraintes et déplacements entre les couches, on obtient les relations de récurrence suivantes :

$$\begin{aligned} E_{m+1} &= \frac{1}{2} \cdot E_m (1 + \alpha_m) e^{iK_m \cdot h_m} + \frac{1}{2} \cdot F_m (1 - \alpha_m) e^{-iK_m \cdot h_m} \\ F_{m+1} &= \frac{1}{2} \cdot F_m (1 - \alpha_m) e^{iK_m \cdot h_m} + \frac{1}{2} \cdot E_m (1 + \alpha_m) e^{-iK_m \cdot h_m} \end{aligned} \quad (4.21)$$

où h_m désigne l'épaisseur de la couche et α_m est donné par l'expression suivante :

$$\alpha_m = \frac{K_m \cdot G_m}{K_{m+1} \cdot G_{m+1}} \quad (4.22)$$

On en déduit que si le mouvement est connu au niveau d'une couche m , on peut obtenir les déplacements de toutes les couches par l'emploi récursif des équations (4.21).

Comme nous connaissons les conditions aux limites :

$$\begin{aligned} u(h, t) &= 0. \\ \tau(0, t) &= 0. \end{aligned} \quad (4.23)$$

les déplacements au niveau de chaque couche seront :

$$\begin{aligned} h = 0 & ; \quad u_m = (E_m + F_m) \cdot e^{i\omega t} \\ h = h_m & ; \quad u_m = (E_m \cdot e^{ikm \cdot hm} + F_m \cdot e^{-ikm \cdot hm}) \cdot e^{i\omega t} \end{aligned} \quad (4.24)$$

a) Application au cas d'un chargement sismique

Les mouvements induits par un tremblement de terre sont du type transitoire et ne durent qu'un laps de temps. La solution dans le domaine fréquentiel, consiste à décomposer l'accélérogramme en une somme de fonctions harmoniques à l'aide des transformées rapides de FOURIER. En effet, J.B FOURIER a démontré que toute fonction périodique peut s'écrire sous la forme d'une série de fonctions harmoniques :

$$u(t) = \sum_0^{n/2} (a_s \cdot e^{i\omega_s t} + b_s \cdot e^{-i\omega_s t}) \quad (4.25)$$

où :

$$\omega_s = \frac{2 \cdot \pi \cdot s}{n \cdot t} \quad (4.26)$$

$$a_s = \frac{1}{n} \cdot \left(\sum_0^{n-1} u''(t) \cdot e^{-i\omega_s t} \right) \quad (4.27)$$

$$b_s = \frac{1}{n} \cdot \left(\sum_0^{n-1} u''(t) \cdot e^{i\omega_s t} \right)$$

Pour chacune de ces fonctions, la solution peut être calculée à l'aide des formules (4.21). Le mouvement réel sera alors obtenu en faisant la somme de ces solutions individuelles.

Une fois le déplacement déterminé, nous pouvons calculer la déformation de cisaillement sur une surface plane, en utilisant la relation suivante :

$$\tau = \frac{\partial u}{\partial x} = i.k (E.e^{i(k.x+w.t)} - F.e^{-i(k.x-w.t)}) \quad (4.28)$$

la contrainte de cisaillement s'exprimera comme suit :

$$\tau(x,t) = G \frac{\partial u}{\partial x} + \rho \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial t} \quad (4.29)$$

$$\tau(x,t) = i.k.G^* (E.e^{i.k.x} - F.e^{-i.k.x}) e^{i.w.t} \quad (4.30)$$

L'accélération sera évaluée à l'aide de la formule suivante :

$$u''(x,t) = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -w^2 (E.e^{i(k.x+w.t)} + F.e^{-i(k.x-w.t)}) \quad (4.31)$$

IV.2.6 Comportement rhéologique

Dans ce logiciel, le comportement du sol est supposé régi par la loi de SEED et IDRIS [22], qui stipule pour le calcul du module de cisaillement ce qui suit :

1°) Pour l'argile :

$$G_c(\tau) = K_c(\tau) \cdot S_u \quad (4.32)$$

2°) Pour le sable :

$$G_E(\tau) = K_E(\tau) \cdot 1\ 000 \cdot \sigma_m'^{1/2} \quad (4.33)$$

3°) Pour le rocher :

$$G_R(\tau) = K_R(\tau) \cdot G(\tau=10^{-4}) / 2\ 000 \quad (4.34)$$

Dans ces relations :

$K_C(\tau)$, $K_E(\tau)$, $K_R(\tau)$ sont des paramètres à déterminer expérimentalement,

S_U est la résistance non drainée de l'argile,

σ_m' est la contrainte effective moyenne.

IV.2.7 Données à introduire

Le logiciel SHAKE requiert l'introduction des données suivantes :

- 1- Un accélérogramme du tremblement de terre,
- 2- Les propriétés du sol de chaque couche (épaisseur, G et D initiaux, poids volumique, ...),
- 3- Les courbes G/S_U en fonction du niveau de déformation pour l'argile ou les courbes K_2 en fonction de τ pour les matériaux sableux,
- 4- Les courbes D en fonction de τ ,

IV.2.8 Sorties du programme

- 1- Les contraintes et déformations de cisaillement au milieu de chaque sous-couche.

2- Série de temps des déformations ou des contraintes au niveau des couches.

3- Accélérations maximales à différents niveaux.

4- Série de temps de l'accélération dans les sous-couche.

5- Spectre de FOURIER de l'accélération dans les sous-couche.

Dans nos travaux, et en vue du calcul des pressions interstitielles, nous nous sommes intéressé des accélérations, contraintes et déformations.

EVALUATION DES PRESSIONS INTERSTITIELLES

Introduction

Comme il a été déjà mentionné, la pression interstitielle augmente au cours de sollicitations dynamiques et la résistance des ouvrages en terre vis à vis des séismes est intimement liée à cet accroissement. En effet, pour le sable comme pour l'argile, sans même qu'il y ait liquéfaction la perte de rigidité peut être considérable et générer une rupture. Il devient ainsi nécessaire dans la pratique, de prédire l'excès de pressions interstitielles à chaque fois qu'une analyse en contraintes effectives est envisagée. Une large gamme de méthodes et théories prédictives ont été proposées dans ce but.

Ces procédures d'analyse se divisent en deux grandes catégories [33] : les analyses couplées et les analyses découplées.

1°)- Analyses découplées :

Elles consistent à traiter le sol comme un milieu constitué de deux parties (sol sec et eau) et solutionnent le problème pour chaque composante séparément. Dans une première étape, il faut déterminer l'histoire des contraintes et des déformations. La seconde étape, serait alors l'évaluation des surpressions interstitielles selon l'un des modèles proposés [33,34,36,37,41,42,43].

2°)- Analyses couplées :

Dans cette deuxième catégorie, les deux étapes décrites sont exécutées simultanément en traitant le sol comme un milieu biphasique. La méthode dans ce cas doit tenir compte des déformations du squelette solide, de la surpression engendrée, leur interaction et leurs effets sur la réponse du matériau pour chaque intervalle de temps.

V.1 Modèles d'évaluation des pressions interstitielles

V.1.1 Modèle de densification [33,34]

Lorsqu'un échantillon de sol saturé est soumis à une charge quelconque en condition drainée, on observe une déformation volumique que l'on peut évaluer comme suit :

$$\text{où :} \quad \Delta V = \Delta V_s + \Delta V_w \quad (5.1)$$

ΔV est la variation totale du volume de l'échantillon,

ΔV_s est la variation du volume du squelette solide,

ΔV_w est la variation du volume de l'eau.

Dans un essai non drainé, cette variation de volume se traduit par une variation de la pression interstitielle. Ainsi, les surpressions d'eau engendrées par un cisaillement non drainé, peuvent être calculées à partir des déformations volumiques irréversibles provoquées par ce chargement.

L'hypothèse principale du modèle de densification consiste à supposer que l'eau interstitielle est nettement moins compressible que le squelette solide. MARTIN et AL. [34] ont

quantifié ces variations dans le cas de sollicitations cycliques non drainées et proposé la formule suivante :

$$\Delta U = \frac{\Delta \epsilon_v^{irr}}{(1/E'_r) + (n/K_w)} \quad (5.2)$$

où : n désigne la porosité,

K_w le coefficient de compressibilité de l'eau,

E'_r le module tangent sur la courbe de décharge de l'essai oedométrique,

$\Delta \epsilon_v^{irr}$, l'incrément de déformation volumique irréversible obtenu au bout d'un cycle. Lorsque la saturation est complète, K_w devient très supérieur à E'_r et on peut écrire que :

$$\Delta U = E'_r \cdot \Delta \epsilon_v^{irr} \quad (5.3)$$

Le calcul de l'incrément de pression interstitielle nécessite donc la détermination de E'_r et de $\Delta \epsilon_v$ pour un cycle. La formule suivante a été proposée pour l'évaluation de $\Delta \epsilon_v^{irr}$:

$$\Delta \epsilon_v^{irr} = C_1(\tau - C_2 \cdot \epsilon_v^{irr}) + C_3 \cdot \frac{(\epsilon_v^{irr})^2}{\tau + C_4 \cdot \epsilon_v^{irr}} \quad (5.4)$$

Les constantes C_1, C_2, C_3, C_4 sont à déterminer expérimentalement; τ est la distortion.

V.1.2 Concept de LO [35,36]

Dans une première étape, LO a fait une généralisation et un examen critique des relations reliant la variation de

pressions interstitielles et des contraintes. Il a exprimé la pression interstitielle comme un scalaire, fonction des invariants du tenseur de contraintes.

Une forme particulière de cette première approche applicable dans le cas de symétrie axiale, est la formule de Skempton [11]. Cependant, l'auteur a constaté que cette approche ne peut pas expliquer certains phénomènes liés à l'augmentation des pressions interstitielles (exemple : lorsqu'un échantillon est déchargé, la pression ne s'annule pas ...).

Dans la seconde étape, LO a exprimé la variation de la pression interstitielle en fonction des invariants du tenseur de déformations principales.

$$U = f(J_1, J_2, J_3) \quad (5.5)$$

où :

$$\begin{aligned} J_1 &= 1/3 [\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3] \\ J_2 &= 1/6 [(\epsilon_1 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_3 - \epsilon_1)^2] \\ J_3 &= 1/27 [(2\epsilon_1 - \epsilon_2 - \epsilon_3)(2\epsilon_2 - \epsilon_3 - \epsilon_1)(2\epsilon_3 - \epsilon_1 - \epsilon_2)] \end{aligned} \quad (5.6)$$

Or dans le cas non drainé nous avons :

$$\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 = 0 \quad (5.7)$$

De plus si on est en cas de déformations planes $\epsilon_2 = 0$

on obtient donc :

$$\epsilon_1 = -\epsilon_3 \quad (5.8)$$

et ceci conduit à :

$$U/P = f(\epsilon_1) \quad (5.9)$$

Le paramètre P est utilisé pour rendre l'équation adimensionnelle. L'auteur a montré qu'un choix judicieux, serait de prendre P égale à la contrainte principale majeure à la fin de la consolidation de l'échantillon. Pour certaines argiles, les résultats expérimentaux ont suggéré l'utilisation d'un modèle hyperbolique dont la forme serait décrite par :

$$U / \sigma_c' = \epsilon_1 / A + B \cdot \epsilon_1 \quad (5.10)$$

où A et B sont des paramètres expérimentaux à déterminer.

V.1.3 Modèle de SEED [37,38,39]

Suite à des constatations d'ordre expérimental SEED propose la formule suivante pour la prédiction des pressions interstitielles générées par des chargements cycliques :

$$\frac{U}{\sigma_0'} = \frac{2}{\pi} \text{Arcsin} \left[\frac{N}{N_1} \right]^{1/2\theta} \quad (5.11)$$

où :

N, représente le nombre de cycles réguliers équivalent à la charge cyclique appliquée. Il est directement lié à la magnitude du séisme considéré [40].

σ_0' est la contrainte de consolidation,

θ est un paramètre à déterminer expérimentalement. En moyenne, il est pris égal à 0.7,

N_1 est le nombre de cycles qui conduirait le sol à la liquéfaction pour un chargement cyclique, alterné, régulier dont le déviateur appliqué serait égal à $0.65 \cdot \tau_d$ (τ_d étant le cisaillement maximal provoqué par le séisme.

V.1.4 Modèle de SEED, MARTIN et LYSMER [41]

Les auteurs proposent pour le calcul des surpressions la formule suivante :

$$\frac{U}{\sigma_0'} = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \cdot \text{Arccsin} [2 \cdot (N/N_1)^{1/\alpha} - 1] \quad (5.12)$$

V.1.5 Modèle de FINN [42]

En vue de prendre en compte l'effet d'une consolidation anisotrope, l'auteur a introduit les éléments suivants dans la formule précédente :

β : facteur de consolidation anisotrope,

N_{50} : nombre de cycles conduisant à une surpression interstitielle égale à 50% de la contrainte effective initiale.

d'où :

$$\frac{U}{\sigma_0'} = \frac{1}{2} + \text{Arccsin} [\beta (N/N_{50})^{1/\alpha} - 1] \quad (5.13)$$

V.1.6 Modèle de C.S CHANG [43]

CHANG a développé le modèle de FINN et col pour permettre le calcul des pressions d'eau dans les sols non liquéfiables. Il a proposé la formule suivante :

$$\frac{u}{u_f} = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \cdot \text{Arccsin} [(N/N_{50})^{1/\alpha} - 1] \quad (5.14)$$

où u_f est la surpression maximale que l'on peut atteindre en cisillant cycliquement l'échantillon, elle peut être

calculée comme suit :

$$u_f = \sigma_{3m} \cdot \left[\frac{1 + \sin \bar{\gamma}}{2 \cdot \sin \bar{\gamma}} - \frac{1 - \sin \bar{\gamma}}{\sin \bar{\gamma}} \cdot K_c \right] \quad (5.15)$$

avec :

σ_{3m} la contrainte de confinement,

$\bar{\gamma}$ l'angle de frottements internes,

K_c , rapport des contraintes de consolidation.

N_{50} , serait le nombre de cycles qui conduirait à une surpression de 50% de u_f .

CHANG a aussi proposé une procédure de calcul qui permet de prendre en compte les chargements non réguliers. Cette procédure consiste à déduire la courbe de génération des pressions interstitielles pour un chargement irrégulier; et ce à partir des courbes de chargements réguliers par simple translation (voir exemple ci-dessous).

exemple :

Soit l'histoire des contraintes présentée dans la figure 5.2a. Soit U_1 la pression d'eau développée à la fin des N_1 premiers cycles selon la courbe (1), l'augmentation de la pression interstitielle due à la deuxième tranche de cycles est représentée dans la figure 5.2b par le tronçon de courbe A'-B'. Pour avoir la pression générée à la fin du séisme, il suffit de translater horizontalement la courbe A'-B' de manière à faire coïncider le point A' avec le point A.

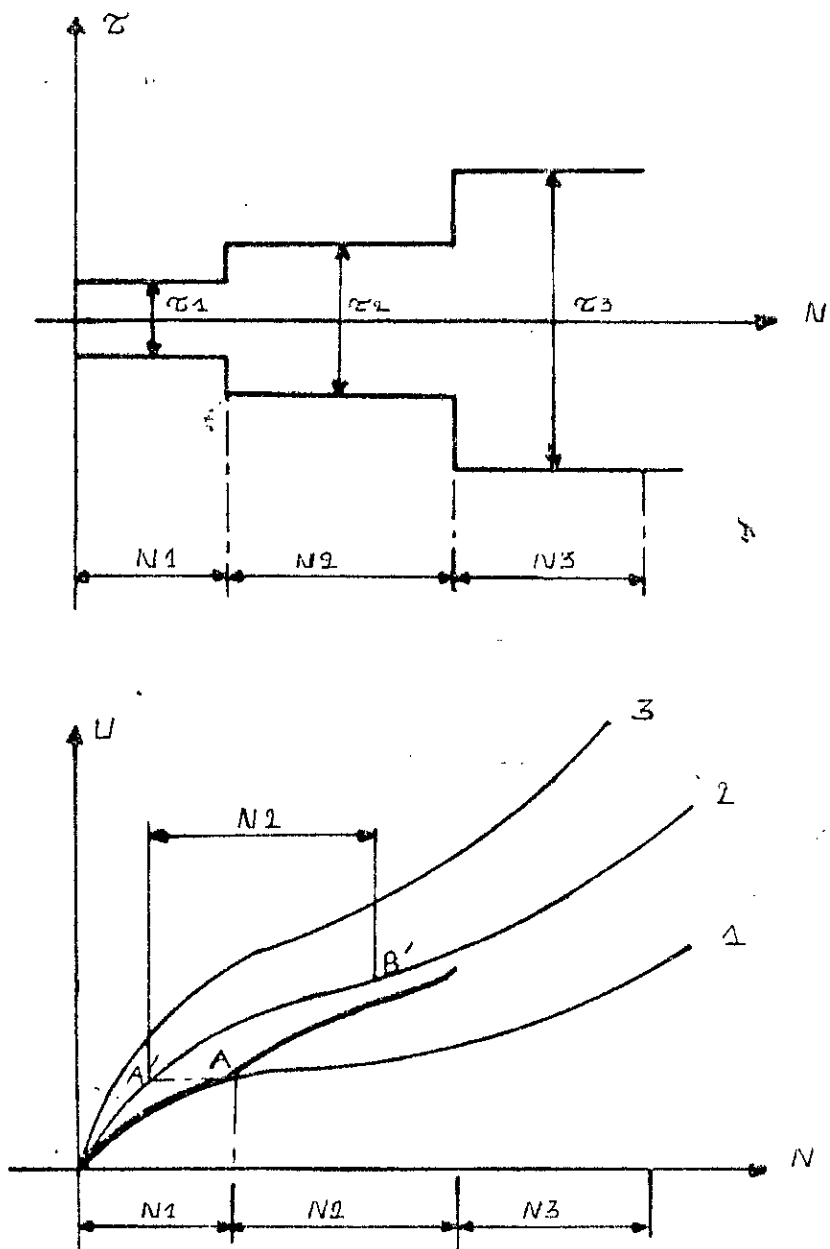


Figure 5.1 : Evaluation des Surpressions Interstitielles:
(Cas du Chargement Irregulier)

V.2 Couplage génération-dissipation des pressions interstitielles [33,37,38]

Dans un massif de sol saturé soumis à un cisaillement cyclique, une fraction des surpressions créées se dissipe. Ainsi, il ne peut y avoir accumulation, que si le phénomène de génération est plus intense que la dissipation. Cette éventualité est contrôlée par plusieurs facteurs qui dépendent à la fois, du matériau et de la sollicitation appliquée.

L'équation qui régit les pressions interstitielles dans un remblai soumis à une charge cyclique s'écrit donc sous la forme :

$$U = U_g + U_d \quad (5)$$

où : U est la pression interstitielle résultante,
 U_g est la surpression générée par le séisme,
 U_d est la pression dissipée.

V.2.1 Analyse unidimensionnelle

Comme l'écoulement dans le massif est supposé régi par la loi de Darcy, l'équation de continuité conduit à :

$$[\nabla]^T \cdot [K] \cdot [\nabla U / r_w] = \theta \epsilon / \theta t \quad (5.17)$$

où U est la surpression d'eau générée,
 K est la matrice de perméabilité;
 ϵ la déformation volumique,
 ∇ un opérateur.

$$K = \begin{bmatrix} K_h & 0 & 0 \\ 0 & K_h & 0 \\ 0 & 0 & K_v \end{bmatrix} \quad (5.18)$$

et

$$[\lambda] = [\partial/\partial x, \partial/\partial y, \partial/\partial z] \quad (5.19)$$

Dans le cas particulier d'une charge sismique on peut supposer que pendant un intervalle de temps ∂t , l'élément de sol est soumis à une charge équivalente à ∂N cycles [40]. L'excès de pressions d'eau générée serait alors égal à :

$$\Delta U = (\partial U_g / \partial N) \cdot \partial N \quad (5.20)$$

De plus, si le matériau est isotrope et la variation des contraintes de compressibilité négligeable, la déformation volumique pendant un temps ∂t serait :

$$\partial \epsilon = m_{v3} \cdot [\partial U - (\partial U_g / \partial N) \cdot \partial N] \quad (5.21)$$

m_{v3} étant le coefficient de compressibilité.

or

$$\frac{\partial \epsilon}{\partial t} = m_{v3} \left[\frac{\partial U}{\partial t} - \frac{\partial U_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \right] \quad (5.22)$$

Les équations (5.17) et (5.22) conduisent à :

$$[\lambda]^T \cdot [K] \cdot [\Delta U / \tau_w] = m_{v3} \cdot [(\partial U / \partial t) - \bar{x}] \quad (5.23)$$

où

$$\bar{x} = \frac{\partial U_g}{\partial N} \cdot \frac{\partial N}{\partial t} \quad (5.24)$$

La valeur de $\partial U_g / \partial N$ peut alors être calculé à partir de l'une des expressions de génération de pression interstitielle proposées. D'autres parts, si on admet l'hypothèse de densification pour la génération des pressions interstitielles avec :

$$\partial U_g / E_r = \partial \epsilon_{ir} \quad (5.25)$$

on aboutit à l'équation différentielle suivante :

$$\frac{\partial U}{\partial t} = E_r \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{K}{\tau_w} \frac{\partial U}{\partial z} \right] + E_r \frac{\partial \epsilon_{ir}}{\partial t} \quad (5.26)$$

V.3 Application de la méthode des éléments finis

Développement du programme CSI

V.3.1 Hypothèses

Les hypothèses prises en compte pour le développement de ce logiciel sont les suivantes :

- Le milieu saturé est discrétisé en éléments triangulaires à trois noeuds ou rectangulaires à quatre noeuds.

- L'écoulement considéré est plan , régi par la loi de DARCY.

- La charge sismique est remplacée par un nombre de cycles équivalent. L'augmentation des pressions d'eau est calculée à partir de la formule de H.B SEED [37].

- La résolution de l'équation différentielle s'est faite à l'aide de la méthode semi-implicite d'EULER [44].

- La méthode de GAUSS a été utilisée pour la résolution du système linéaire obtenu.

V.3.2 Développement numérique

Si l'on suppose que les surpressions générées obéissent à la loi proposée par H.B SEED, alors :

$$\frac{U_g}{\sigma_0'} = \frac{2}{\pi} \cdot \text{Arcsin} [N/N_1]^{1/2\theta} \quad (5.27)$$

et on obtient :

$$\frac{\partial U_g}{\partial N} = \frac{\sigma_0'}{\theta \cdot N_1 \cdot \pi} \cdot \frac{1}{\sin^{2\theta-1} X \cdot \cos X} \quad (5.28)$$

où $X = (\pi/2) \cdot E_U$

$$E_U = U/\sigma_0'$$

Dans le cas particulier des séismes, si le chargement irrégulier est converti en nombre de cycles équivalent [40], nous obtenons :

$$\frac{\partial N}{\partial t} = \frac{N_{eq}}{t_d} \quad (5.29)$$

t_d étant la durée du séisme.

Dans ce cas, l'équation (5.23) pour un élément de sol donné s'écrit :

$$\int (\tau_w)^{-1} \cdot [\delta U]^T \cdot [K] \cdot [\delta U] + m_{v3} \cdot \delta U [\partial U / \partial t - \bar{g}] dV = 0 \quad (5.30)$$

Une solution numérique par la méthode des éléments finis de cette équation conduit à [45] :

$$[\delta U]^T \cdot ([A] \cdot [U] + [D] \cdot (dU/dt - \bar{x})) = 0 \quad (5.31)$$

où :

$$[A]_{ijk} = \frac{1}{\tau \omega} \cdot [E]^T \cdot [K] \cdot [E] \cdot S_{ijk} \quad (5.32)$$

S_{ijk} étant l'aire de l'élément ijk .

Pour un élément triangulaire :

$$[E] = \begin{vmatrix} y_2 - y_3 & y_3 - y_1 & y_1 - y_2 \\ x_2 - x_3 & x_3 - x_1 & x_1 - x_2 \end{vmatrix} \times \frac{1}{2 \cdot S_{ijk}} \quad (5.33)$$

Les x_i et les y_i sont les coordonnées des noeuds de l'élément.

Pour l'élément à quatre noeuds, nous avons utilisé la formule suivante [46] :

$$[A_{ijkl}] = 1/2 ([A_{ijk}] + [A_{jkl}] + [A_{kli}] + [A_{lji}]) \quad (5.34)$$

Par ailleurs :

$$[D] = \frac{m \nu^3 \cdot S_{ijk}}{3} \begin{vmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{vmatrix} \quad (5.35)$$

pour un élément triangulaire, et :

$$[D] = \frac{m \nu^3 \cdot S_{ijkl}}{4} \begin{vmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{vmatrix} \quad (5.36)$$

pour un élément à quatre noeuds.

La discrétisation dans le temps de l'équation différentielle 5.31 par la méthode semi-implicite d'EULER [44] conduit à :

$$[A] \cdot (\beta [U]_{t+\delta t} + \alpha [U]_t) \cdot \delta t + [D] \cdot ([U]_{t+\delta t} - [U]_t - [\bar{x}] \cdot \delta t) = 0 \quad (5.37)$$

où α et β sont des paramètres choisis, tels que

$$\alpha + \beta = 1 \quad \text{et} \quad \alpha \leq 0.5$$

Si les conditions initiales et les conditions aux limites sont connues, ce système d'équations se ramène à un système linéaire que l'on peut résoudre par la méthode de GAUSS ou une autre méthode appropriée.

V.3.3 Conditions aux limites

Sur toute la face amont de la digue et au niveau de la surface libre de la nappe, on supposera que le drainage est complet donc :

$$U(s1) = 0.0 \quad (5.38)$$

s1, étant la surface libre de l'eau contenue dans le corps de la digue.

V.3.4 Prise en compte du coefficient de compressibilité variable

Le coefficient de compressibilité est pris variable et a pour expression :

$$\frac{m_{v3}}{m_{v30}} = \frac{e^y}{1 + y + \frac{1}{2} \cdot y^2} \quad (5.39)$$

m_{v30} est la compressibilité initiale, donc $\Delta r_u = 0$

$$y = A \cdot (r_u)^B \quad (5.40)$$

$$A = 5 \cdot (1.5 - D_r) \quad (5.41)$$

$$B = 3 \cdot (2)^{-2 \cdot D_r} \quad (5.42)$$

D_r est la densité relative.

Le coefficient de compressibilité compatible avec la pression générée, sera obtenu par un simple procédé itératif jusqu'à convergence.

V.3.5 Liste des données à introduire dans le programme

1- Coordonnées des noeuds et connectivités.

2- Caractéristiques du séisme :

a - Durée

b - Nombre de cycles équivalent.

3- Caractéristiques des matériaux :

a - La perméabilité selon les deux directions est introduite pour chaque élément.

b - Contrainte latérale initiale, effective aux noeuds des éléments. Cette contrainte doit être évaluée auparavant à l'aide de méthodes appropriées. Dans notre cas on utilise le logiciel FEADAM pour sa détermination.

c - Nombre de cycles menant à la liquéfaction pour les sols liquéfiables.

d - le coefficient θ .

Une fois les contraintes initiales et les contraintes de cisaillement engendrées par le séisme évaluées, N_1 ainsi que le coefficient θ pourront être déterminés à partir des résultats d'essais de liquéfaction menés pour ces conditions. Une famille de courbe est alors établie pour différents déviateurs et contraintes de confinement.

e - Compressibilité initiale de l'eau.

4- Caractéristiques de résolution :

a - Le pas de temps.

b - L'erreur maximale admise.

V.3.6 Sorties

Pour chaque temps choisi, nous pouvons avoir la pression interstitielle générée U et $r_u = U / \sigma_0'$.

Chapitre VI

ETUDE DE CAS

Introduction

En vue de mieux décrire les effets induits par les séismes sur les barrages en terre, nous nous sommes proposé d'analyser le comportement dynamique du barrage du VIEU-PRE situé dans l'est de la France. La coupe transversale de la section centrale de ce barrage est présentée par la figure 6.1.

L'accélérogramme PACOIMA, enregistré lors du tremblement de terre de San Fernando 1971 a été utilisé dans cette analyse. Sa magnitude est de 6.6. L'échelle des accélérations a été modifiée de sorte à obtenir une accélération maximale de 0.2 g pour une première application, et de 0.4 g pour la deuxième. La durée de la secousse est de 16 secondes (fig. 6.2).

Cette partie comporte donc :

- 1 - une partie expérimentale
- 2 - la détermination des contraintes statiques
- 3 - l'évaluation de la réponse dynamique
- 4 - le calcul des surpressions interstitielles générées par le séisme.
- 5 - Analyse de la stabilité globale du barrage.

BARRAGE

COUPE TRANSVERSALE

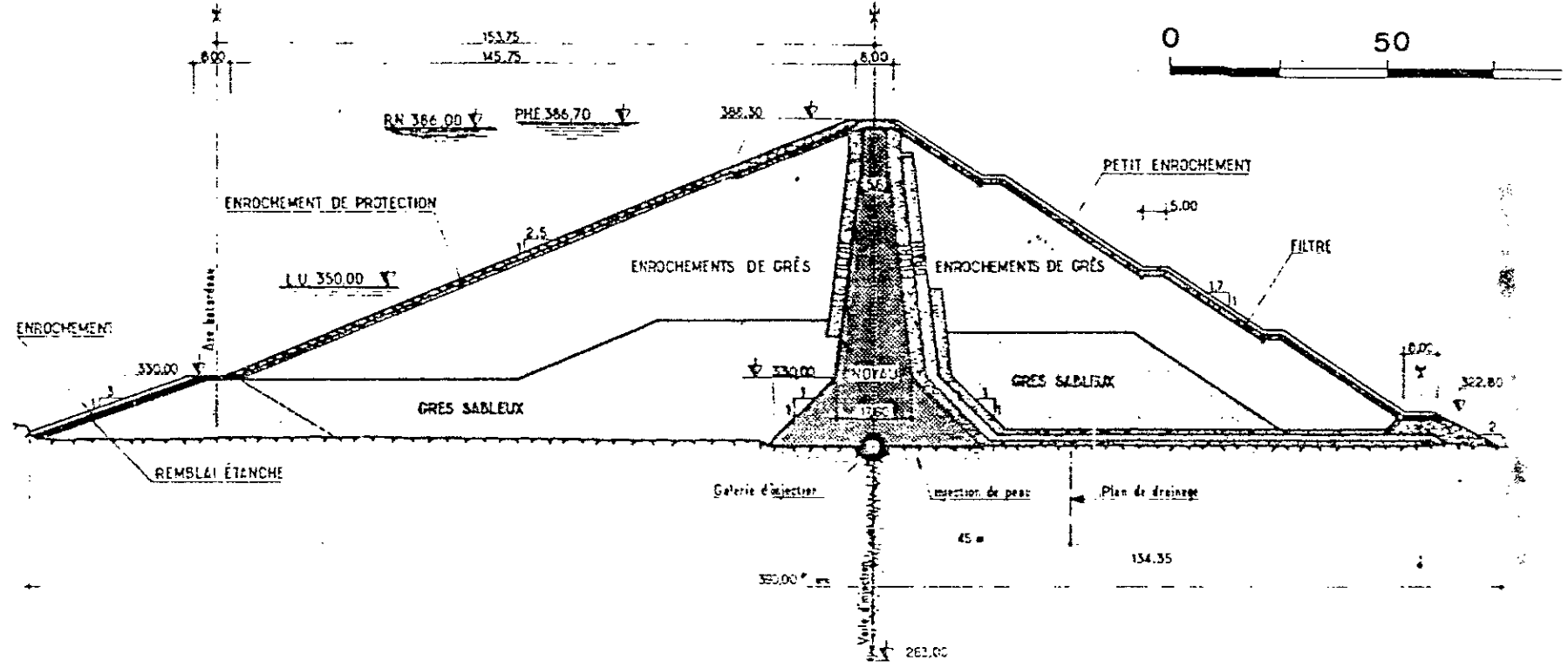


Figure 6.1 : Coupe Transversale de la Section Centrale du Vieu Pré

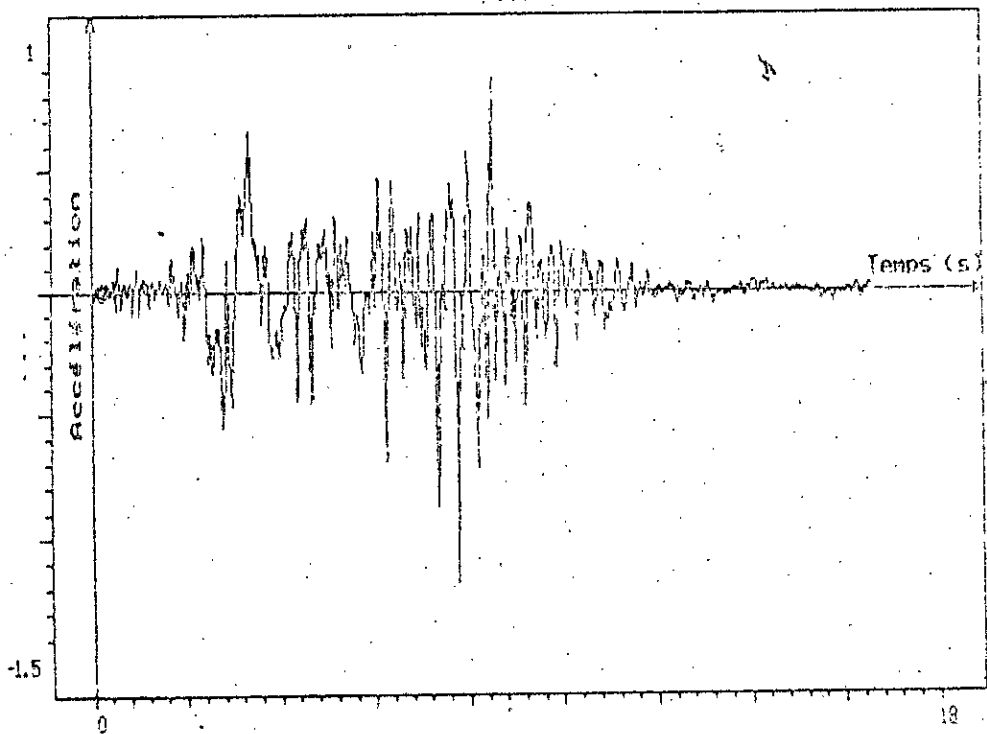


Figure 6.2 : Accélérogramme POC01HA

VI.1 Etude expérimentale

Introduction

Comme nous venons de le constater, une évaluation de la réponse dynamique d'un barrage en terre nécessite une étude expérimentale du comportement du matériau. Nous nous proposons donc d'obtenir en laboratoires les différents paramètres qui seront introduits dans les logiciels utilisés. En effet, les essais monotones nous permettront de déterminer les paramètres utilisés pour le calcul des contraintes statiques dans le barrage.

Dans notre cas, vu que l'estimation de la réponse de l'ouvrage se fait par la méthode du linéaire équivalent, - ces mêmes essais peuvent être utilisés dans la définition de la loi de comportement (paramètres de la loi de HARDIN DRNEVICH ou de SEED [22 à 25]).

Les essais cycliques d'autres parts, nous permettront d'un côté d'apprécier le comportement dynamique des sols, de l'autre de déterminer les paramètres de liquéfaction pouvant intervenir dans le calcul des pressions interstitielles.

Ces essais ont été réalisés au laboratoire de mécanique des sols de Grenoble (I M G).

VI.1.1 Matériau utilisé

Le matériau utilisé est le gré du barrage du Vieu-pré, situé dans l'est de la France. Sa courbe granulométrique est présentée par la figure 6.3 .

VI.1 Etude expérimentale

Introduction

Comme nous venons de le constater, une évaluation de la réponse dynamique d'un barrage en terre nécessite une étude expérimentale du comportement du matériau. Nous nous proposons donc d'obtenir en laboratoires les différents paramètres qui seront introduits dans les logiciels utilisés. En effet, les essais monotones nous permettront de déterminer les paramètres utilisés pour le calcul des contraintes statiques dans le barrage.

Dans notre cas, vu que l'estimation de la réponse de l'ouvrage se fait par la méthode du linéaire équivalent, ces mêmes essais peuvent être utilisés dans la définition de la loi de comportement (paramètres de la loi de HARDIN DRNEVICH ou de SEED [22 à 25]).

Les essais cycliques d'autres parts, nous permettront d'un côté d'apprécier le comportement dynamique des sols, de l'autre de déterminer les paramètres de liquéfaction pouvant intervenir dans le calcul des pressions interstitielles.

Ces essais ont été réalisés au laboratoire de mécanique des sols de Grenoble (I M G).

VI.1.1 Matériau utilisé

Le matériau utilisé est le gré du barrage du Vieu-pré, situé dans l'est de la France. Sa courbe granulométrique est présentée par la figure 6.3 .

VI.1.2 Dispositif expérimental et instrumentation

Le dispositif utilisé (fig. 6.4) est un appareil triaxial classique aménagé (montage d'une chaîne d'acquisition, d'un système de saturation et de contre pression, anti-fretage) dans le but de surmonter certaines défaillances qui engendraient un bon nombre d'erreurs. L'ensemble de l'appareillage est composé de :

- a - Une presse,
- b - Une cellule triaxiale (Wykeham) avec système d'antifretage,
- c - Un système de saturation et de contre pression,
- d - Un système de mesure et d'enregistrement.

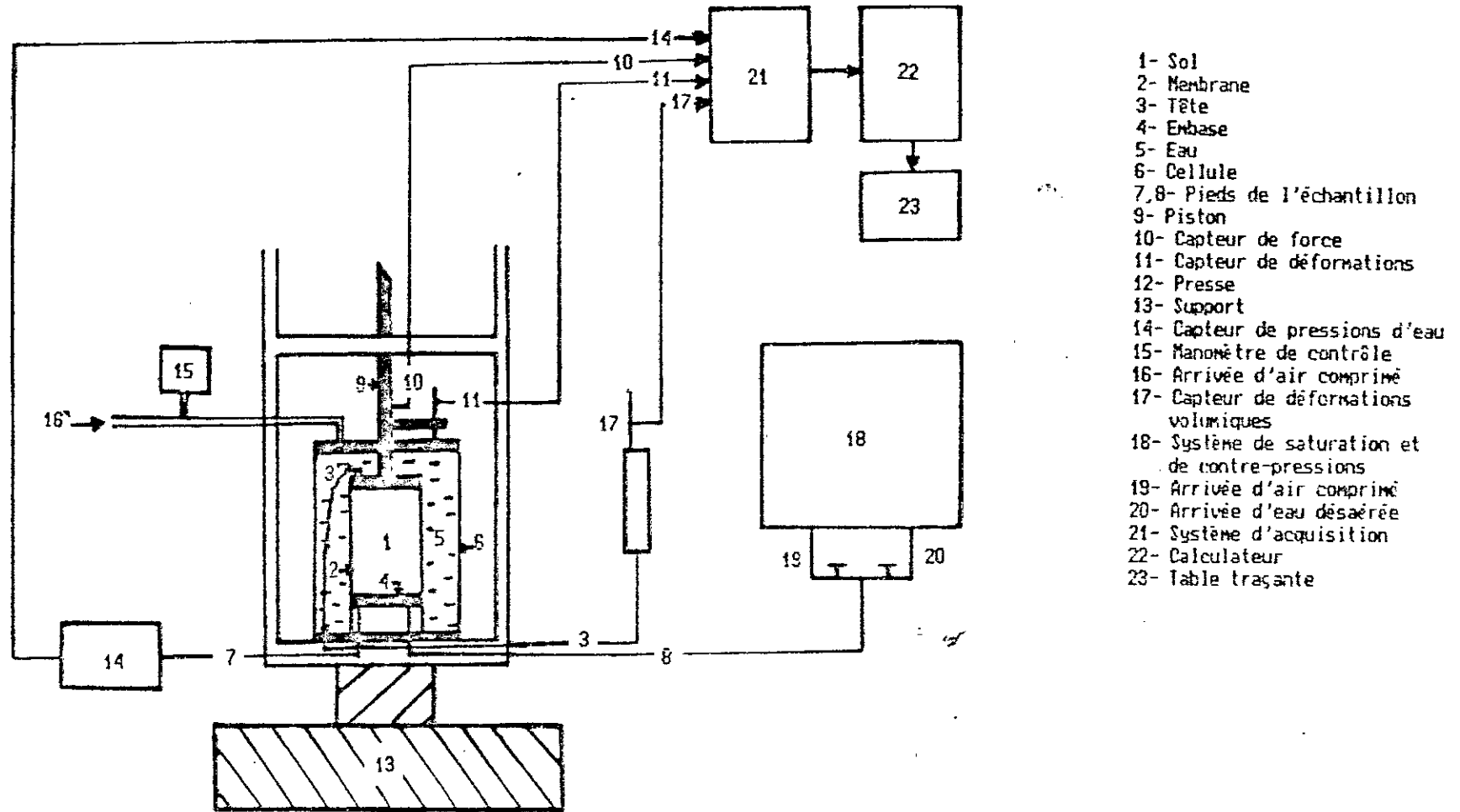
VI.1.3 Préparation des échantillons :

Nous citons ci dessus les différentes étapes de préparation des échantillons :

1°)- Préparation du système d'anti - fretage .

La non homogénéité des déformations dans l'essai triaxial est le produit conjugué du phénomène de fretage et la tendance à la localisation des déformations. Actuellement un consensus semble se réunir autour de l'utilisation d'échantillons courts anti-frettés. L'élançement est donc pris égal à l'unité et l'anti-fretage réalisé à l'aide de l'application d'une couche de graisse de silicone, recouverte d'une membrane en latex, sur l'embase et la tête .

2°)- Placer la membrane sur l'embase ainsi que le joint torrique servant de collier de serrage.



- 1- Sol
- 2- Membrane
- 3- Tête
- 4- Embase
- 5- Eau
- 6- Cellule
- 7,8- Pieds de l'échantillon
- 9- Piston
- 10- Capteur de force
- 11- Capteur de déformations
- 12- Presse
- 13- Support
- 14- Capteur de pressions d'eau
- 15- Manomètre de contrôle
- 16- Arrivée d'air comprimé
- 17- Capteur de déformations volumiques
- 18- Système de saturation et de contre-pressions
- 19- Arrivée d'air comprimé
- 20- Arrivée d'eau désaérée
- 21- Système d'acquisition
- 22- Calculateur
- 23- Table traçante

Figure 6.4 : Schéma du dispositif

3°)- Placer le moule sur l'embase inferieure .

4°)- Replier la membrane sur le moule puis appliquer le vide entre le moule et la membrane.

5°)- Peser 2Kg de sol sec.

6°)- Mettre en place le sol sec par couches d'environ 1cm de hauteur compactées uniformément à l'aide d'une petite dame.

7°)- Une fois le remplissage du moule terminé, placer la tête superieure, rabattre la membrane sur celle-ci puis serrer, à l'aide de deux joints torriques. Peser la quantité de sol restante pour determiner le poids de l'échantillon.

8°)- Mettre le vide (environ 60KPA) dans l'échantillon afin d'assurer sa stabilité après l'avoir démoulé .

9°)- Mesurer la hauteur et le périmètre à mi-hauteur de l'échantillon afin de pouvoir évaluer sa densité et son indice des vides .

10°)- S'assurer de l'état de la membrane à l'aide d'un capteur de pression. Ce dernier, nous permet de vérifier si le vide se maintient bien à l'intérieur de l'échantillon et que la membrane n'a pas été percée .

11°)- Mettre en place la cellule qu'on remplit d'eau jusqu'au niveau de la tête d'écrasement, puis appliquer une contrainte latérale de 0.5 bars .

12°)- Procéder ensuite à la saturation.

Nous avons pour ce faire adopté la méthode du CO_2 . Elle consiste à faire circuler un courant de CO_2 à travers l'échantillon afin que celui-ci chasse l'air. Le CO_2 étant soluble dans l'eau, il suffira ensuite de créer une circulation ascendante d'eau désaérée pour saturer l'échantillon.

Le contrôle de la saturation se fait par la mesure du coefficient de Skempton B [11], qui doit être voisin de l'unité. L'usage d'une contre pression nous a permis d'améliorer la saturation et de retarder le phénomène de cavitation, qui pourrait être observé dans le cas des essais non drainés. Une fois l'échantillon saturé, nous procéderons à l'écrasement.

VI.1.4 Systèmes de mesure et d'enregistrement

Pour chaque essai, les grandeurs suivantes ont été enregistrées:

- La force appliquée par le piston,
- L'allongement de l'échantillon,
- La variation de volume pour les essais drainés,
- La pression interstitielle pour les essais non drainés.

Des capteurs reliés à un ordinateur qui permet le stockage automatique de données et le tracé en temps réel, dans l'espace contraintes - déformation sont disposés de façon à pouvoir mesurer les paramètres cités ci-dessus (fig. 6.4).

Ces mesures sont exploitées à l'aide des programmes d'acquisition de données, mis au point par J. DERRUE

(Maitre de conférence à l'I M G). Les pressions interstitielles mesurées sont corrigées pour tenir compte du phénomène de pénétration de la membrane.

De nombreux chercheurs ont signalé le rôle important de la pénétration de la membrane triaxiale entre les grains de sable au cours d'un essai triaxial non drainé [47]. Lors d'un tel écrasement, une variation de volume parasite se crée. En effet, si la pression interstitielle augmente, la capote qui a la configuration en trait fin de la figure 6.5 prend la configuration du trait plein de la même figure. Le fait de maintenir donc le volume d'eau dans l'échantillon fixe impose de garder la configuration initiale. La valeur de la pression interstitielle mesurée sera donc plus faible que celle que l'on aurait dû mesurer pour un essai parfait.

VI.1.5 Programme d'essais

Pour tous les essais entrepris, nous avons essayé de garder la même densité relative vu que dans la construction des barrages le matériau doit être compacté uniformément.

1°) Essais de compression monotone drainés

Nous avons procédé d'abord à des essais en compression drainés pour différentes contraintes latérales (100, 300 et 600 KPa). Ces essais nous ont permis de calculer les paramètres de la loi de DUNCAN et ceux de la loi de HARDIN DRNEVICH.

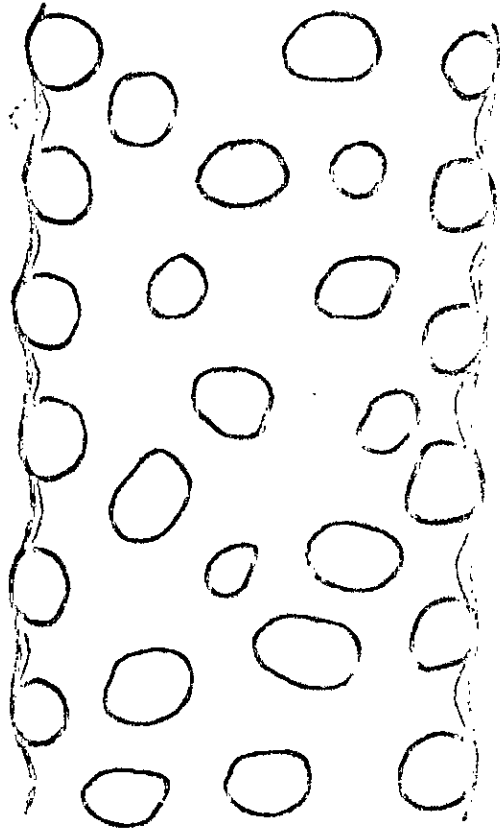


Figure 6.5 : Illustration du phénomène de pénétration de la membrane

2°) Essais de compression monotone non drainés

Des essais non drainés furent ensuite entrepris pour le gré du Vieux-pré et pour les mêmes contraintes latérales.

3°) Essais cycliques non drainés

Les essais cycliques non drainés réalisés sont des essais alternés à contraintes imposées. Ces essais ont été entrepris pour différentes contraintes latérales (150, 300 et 450 KPa), et pour différentes amplitudes de déviateurs cycliques symétriques par rapport à l'état isotrope (50, 75, et 100 KPa).

Pour tous ces essais, nous avons gardé l'amplitude du déviateur appliqué constante jusqu'à liquéfaction. Les cycles de chargement ont été réalisés en inversant le sens de rotation du moteur de la presse à chaque fois qu'on a atteint les valeurs extrémales du déviateur de contraintes appliqué.

Nous avons jugé la liquéfaction atteinte, lorsque l'amplitude de déformation axiale devenait supérieure ou égale à 5% au cours d'un cycle; ce qui correspondait pratiquement à une contrainte effective latérale nulle (3 à 4 KPa).

VI.1.6 Analyse des résultats obtenus

Le but principal de ces essais est de déterminer les paramètres des lois de comportement. Néanmoins, nous tentons une interprétation du comportement :

1°) Comportement en compression monotone drainée

Les figures 6.6 à 6.11 présentent les résultats obtenus pour les trois essais effectués. Ces résultats montrent l'influence de la contrainte de consolidation sur les courbes contraintes - déformations. On constate que contrairement à la résistance à la rupture, le rapport σ_1/σ_3 décroît quand la contrainte de consolidation augmente. Ceci s'explique par le fait que la force normale entre les points de contact des grains augmente, et par conséquent les coins aigus des grains se cassent et s'aplatissent aux points de contact et donc l'effet d'imbrication des particules diminue.

Les variations de la déformation volumique nous montrent que le matériau du Vieux-pré a tendance à se contracter puis à se dilater (figs. 6.7 et 6.9). Pour le troisième essai, nous remarquons que le sol reste contractant jusqu'à la fin de l'essai (fig. 6.11).

Nous notons également, qu'à la suite de chaque chargement, lorsque le déviateur a atteint sa valeur maximale, nous avons déchargé l'échantillon jusqu'à annulation de ce dernier. Nous avons alors constaté que la déformation axiale subie, restait quasiment inchangée jusqu'à proximité de l'annulation du déviateur où une faible réversibilité est alors observée (figures 6.6, 6.8 et 6.10)

Equation (7)

$\sigma_{13} = 100 \text{ Kpa}$

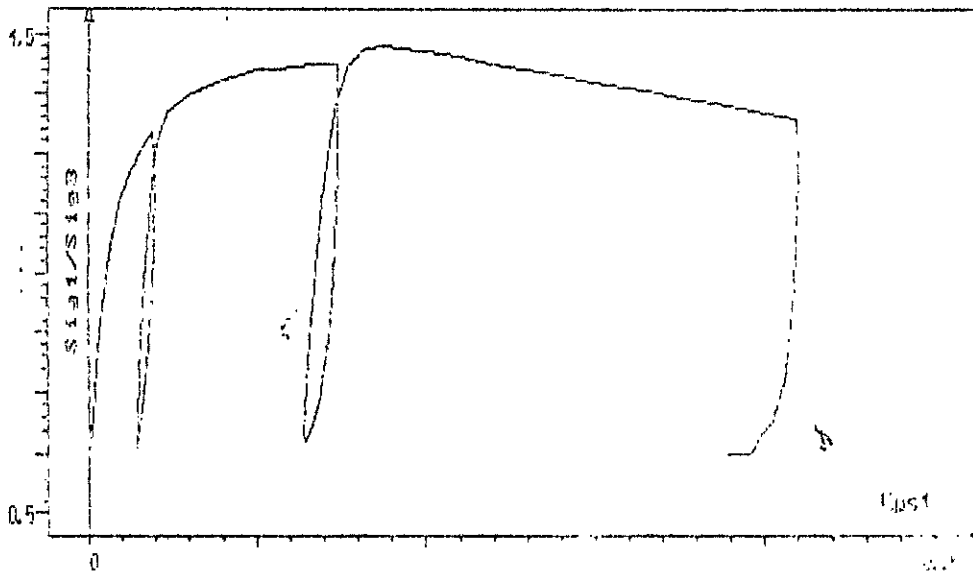


Fig. 6.16: Plan $\sigma_{11}/\sigma_{13} - \epsilon_{11}$

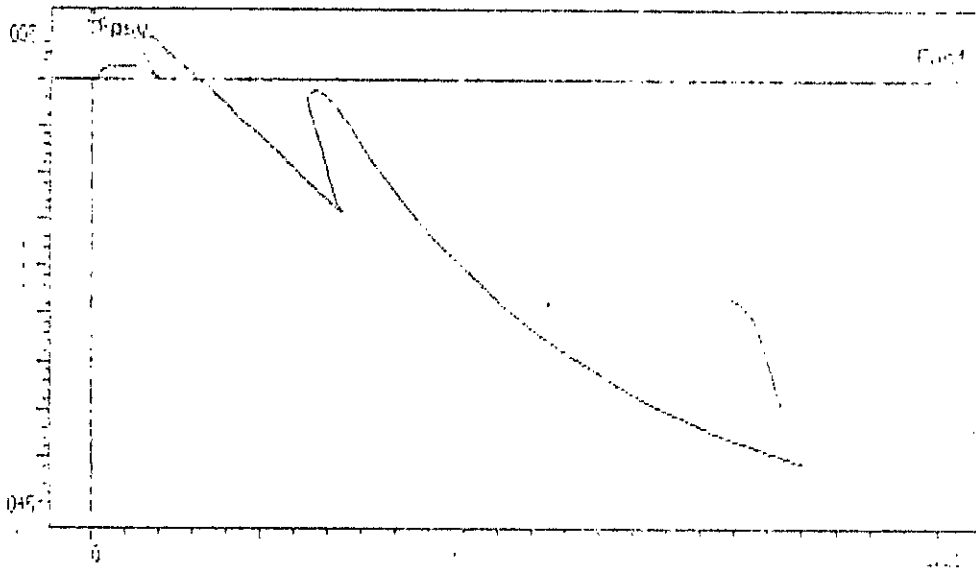


Fig. 6.7: Plan $\epsilon_{11} - \epsilon_{11}$

Sheet No 27

$\sigma_{c3} = 300 \text{ KPa}$

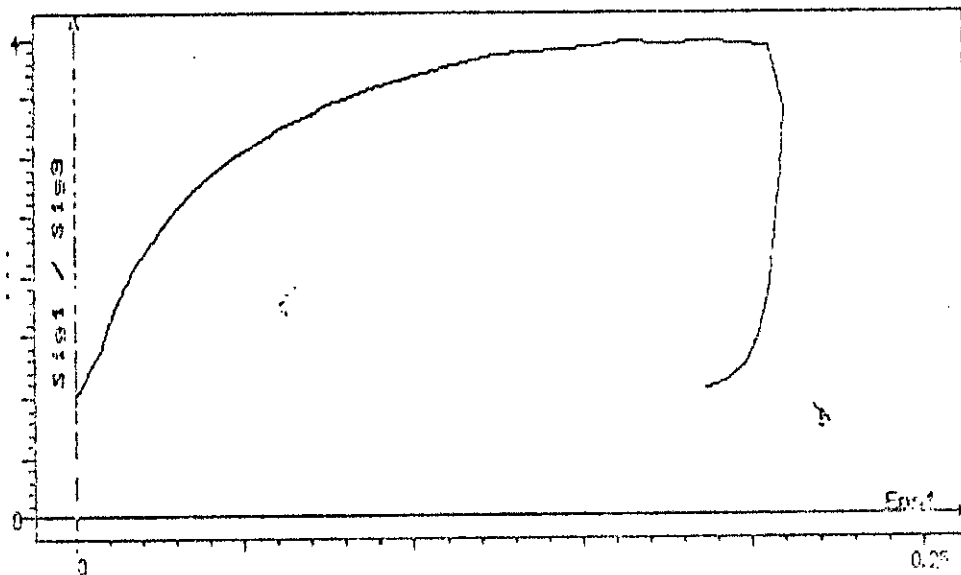


Figure 6.8 : Plan $\sigma_{13}/\sigma_{33} - \epsilon_{s1}$

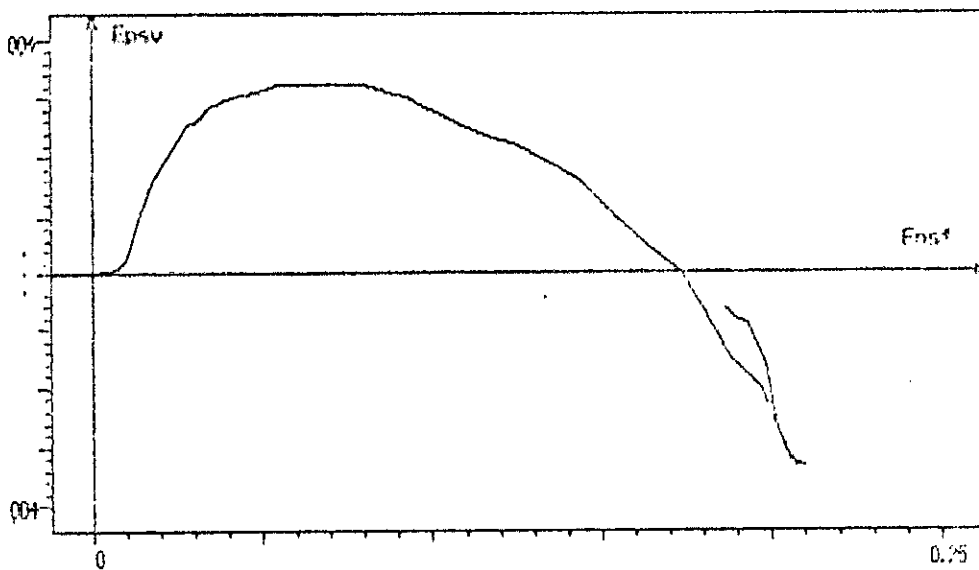


Figure 6.9 : Plan $\epsilon_{sv} - \epsilon_{s1}$

ESSM N° 30

Sig3 = 000 IKI

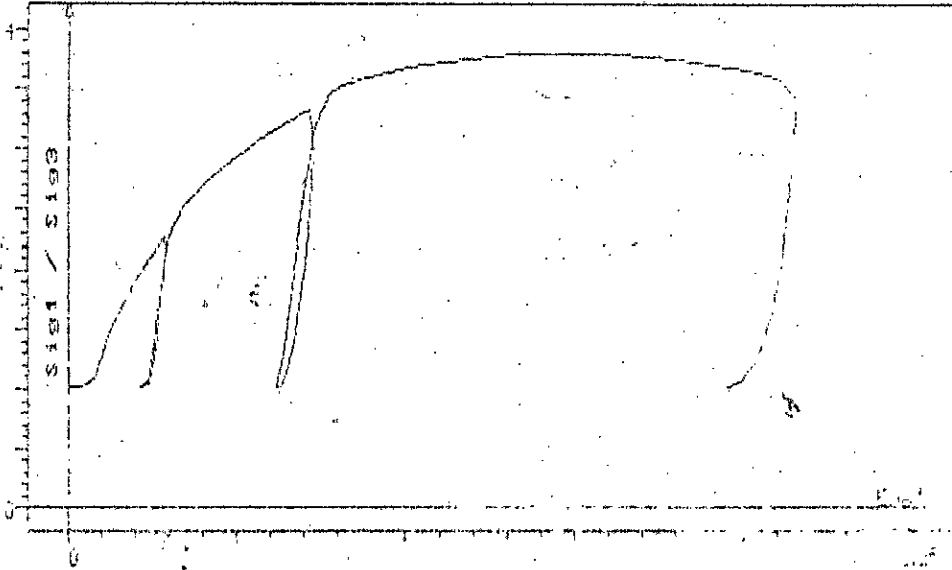


Figure 6.10: Plan Sig1/Sig3 - Eost

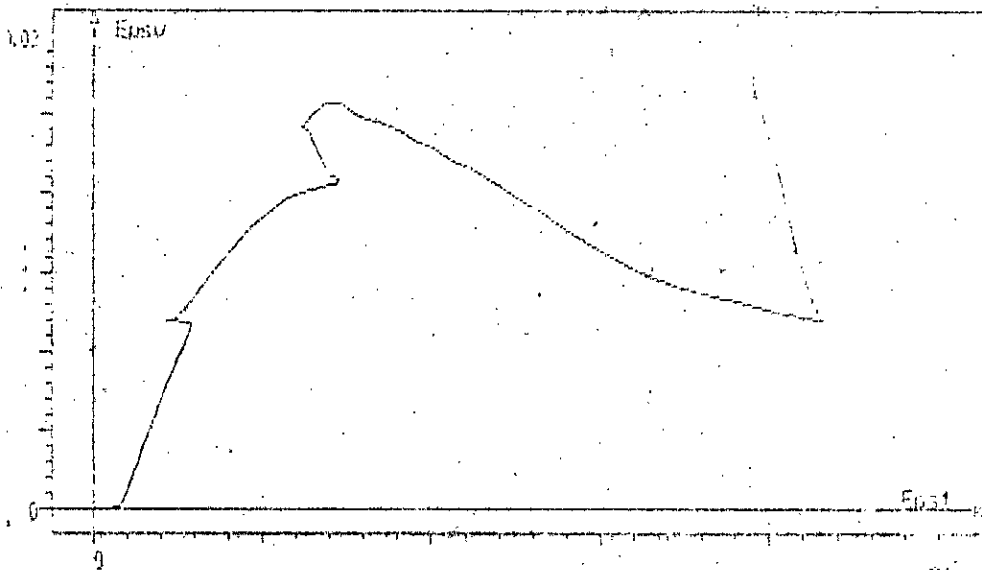


Figure 6.11: Plan Eosu - Eost

2°) Comportement en compression monotone non drainée

Les essais non drainés font partie des tests qu'il est important de réaliser, d'une part pour avoir une vue globale sur le comportement du matériau et d'autre part pour comparer aux résultats des essais drainés.

Il a été constaté que pour les essais drainés où la variation de volume est permise, un sable dense se dilate alors qu'un sable lâche se compacte. Ces phénomènes de contractance et de dilatance se traduisent dans les essais non drainés par une augmentation de la pression interstitielle quand l'échantillon a tendance à se compacter et par une diminution de celle-ci, si l'échantillon a tendance à se dilater [48].

Dans le cas du matériau du Vieux-pré, du fait que l'échantillon a tendance à se dilater, une réduction de la pression interstitielle précédée d'une première phase d'augmentation provoque un accroissement de la contrainte effective latérale et donc une augmentation du déviateur de contrainte à la rupture (fig. A.4, A.5).

Pour le troisième essai par contre, la pression interstitielle augmente jusqu'à la fin du chargement, ce qui est en accord avec le résultat de l'essai drainé à la même contrainte latérale (la déformation volumique augmente jusqu'à la fin de l'essai).

„ Dans ce cas également, lorsque nous avons déchargé en fin

d'essai, nous avons remarqué que la déformation n'était pas réversible, et qu'à proximité de l'annulation du déviateur une faible réversibilité est observée (figs. 6.12, 6.14 et 6.16).

3°) Comportement cyclique non drainé

Dans cette partie, nous avons tenté de simuler des sollicitations induites par un tremblement de terre dans un milieu saturé, duquel l'eau ne peut pas s'échapper facilement.

L'objectif poursuivi, est surtout l'établissement d'une famille de courbes reliant la résistance cyclique au cisaillement au nombre de cycles provoquant la liquéfaction.

On observe lors de ces essais, une augmentation progressive de la pression interstitielle pouvant induire une diminution, voire même une annulation de la contrainte effective intergranulaire, d'où réduction ou perte totale de la résistance au cisaillement (liquéfaction). Nous avons aussi constaté l'existence de deux zones :

1°)- Après une augmentation initiale de la pression interstitielle correspondant au premier maximum du déviateur, celle-ci croît régulièrement avec le nombre de cycles. Cette augmentation de la valeur moyenne de la pression d'eau au cours d'un cycle se fait pratiquement sans accumulation de la déformation axiale qui reste faible et quasi-réversible (figs. 6.18, 6.21 et 6.25). Les boucles d'hystérésis étaient pratiquement confondues et suivaient quasiment le même chemin lors de la charge et de la décharge (figs. 6.19, 6.22 et 6.25).

ESSAI N° 130

$\sigma_{03} = 100 \text{ kg/cm}^2$

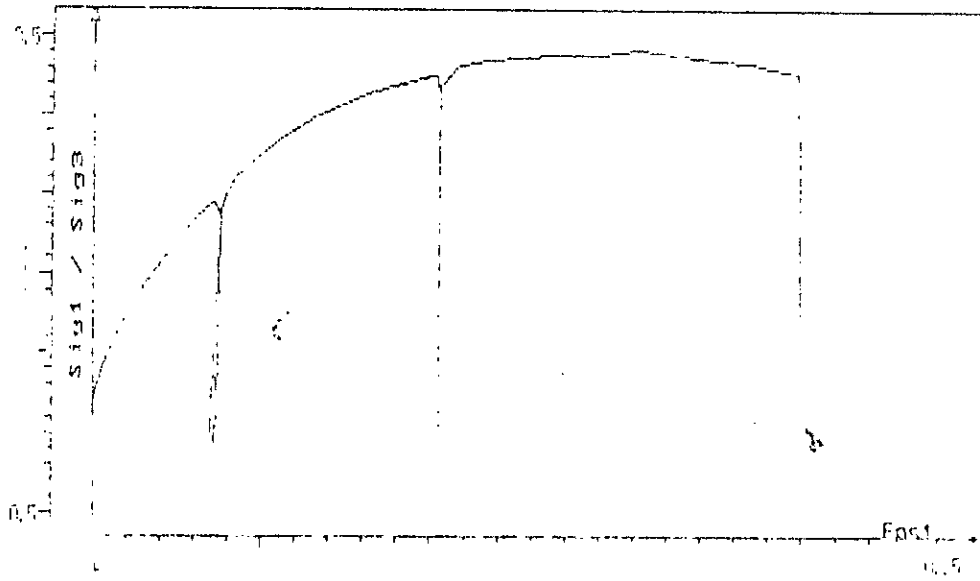


Figure 6.12 : Plan V12 / $\sigma_{03} = \epsilon_{ps1}$

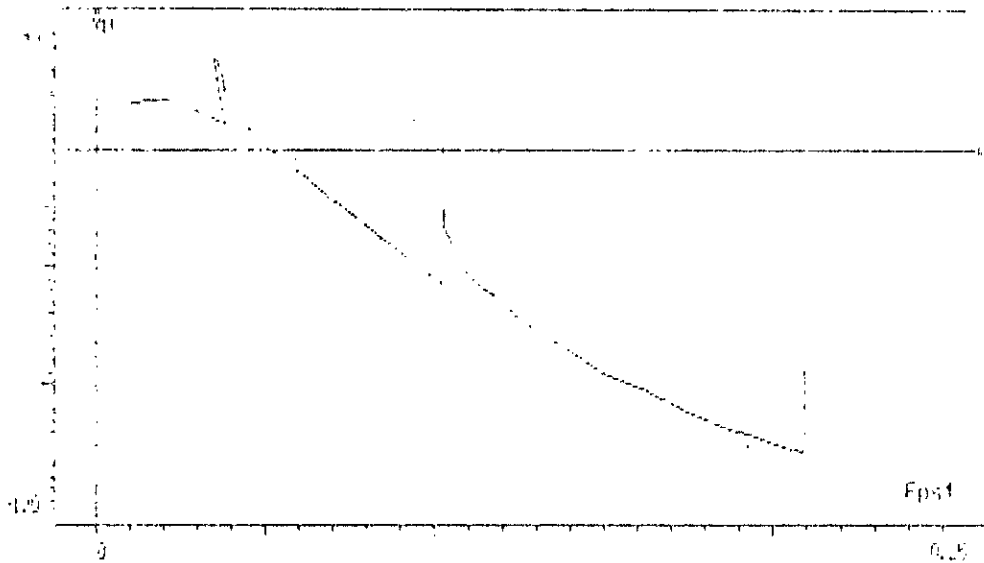


Figure 6.13 : Plan U - ϵ_{ps1}

ESSAI N° 2.07

$\sigma_{i3} = 300 \text{ KPa}$

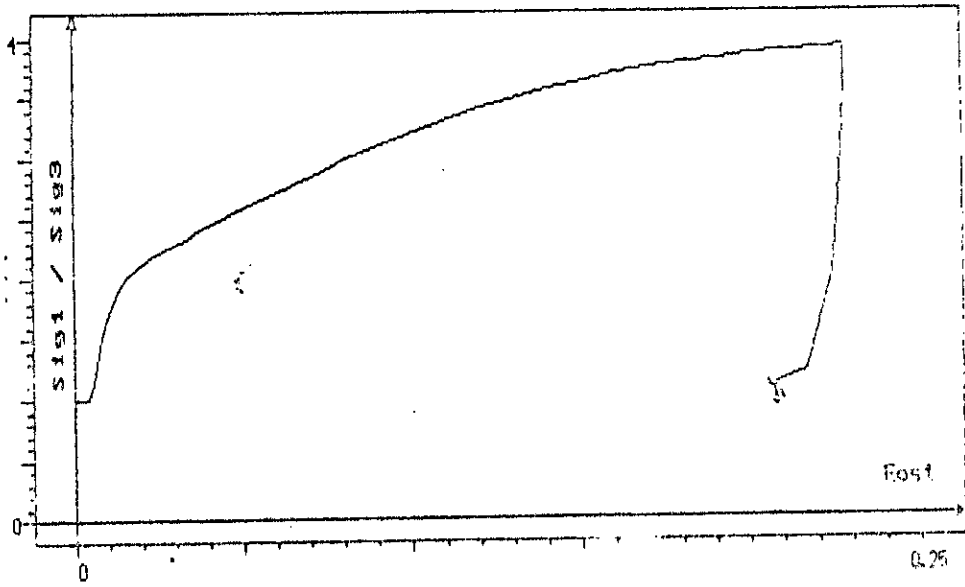


Figure 6.14 : Plan $\sigma_{i1}/\sigma_{i3} - \epsilon_{ps1}$

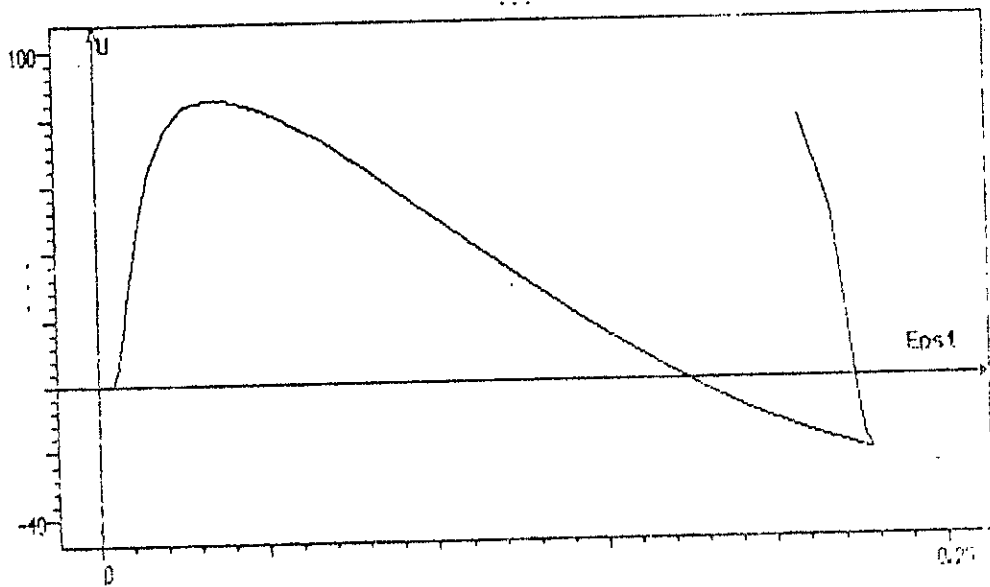


Figure 6.15 : Plan $U - \epsilon_{ps1}$

ESSAI N° 3 ND

Sig3 = 600 KPa

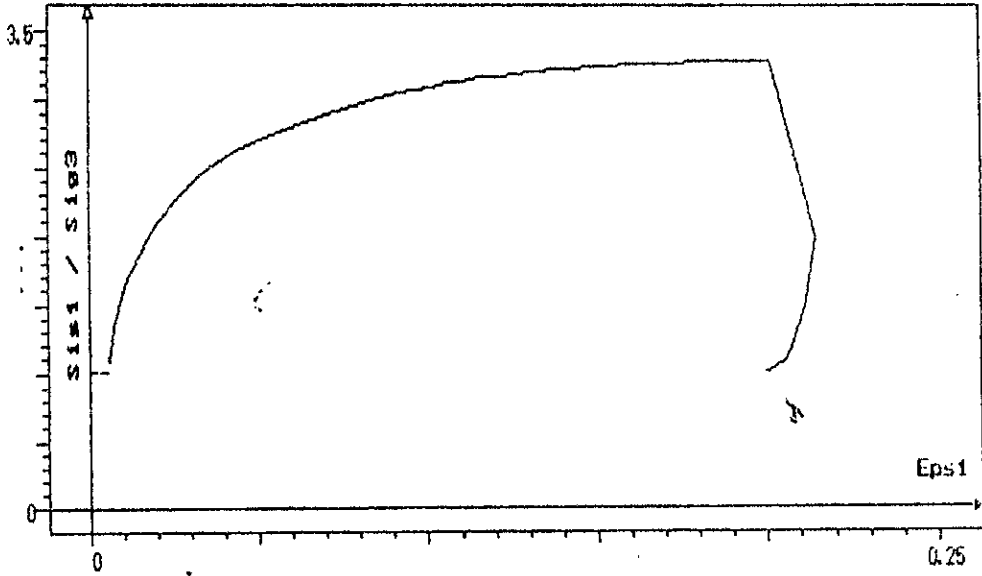


Figure 6.16 : Plan Sig1/Sig3 - Eps1

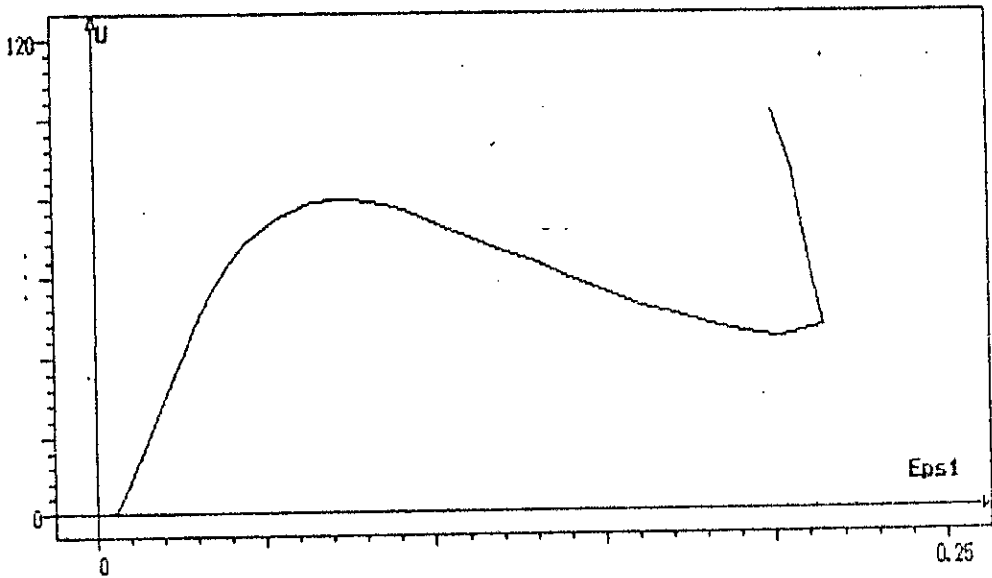


Figure 6.17 : Plan U - Eps1

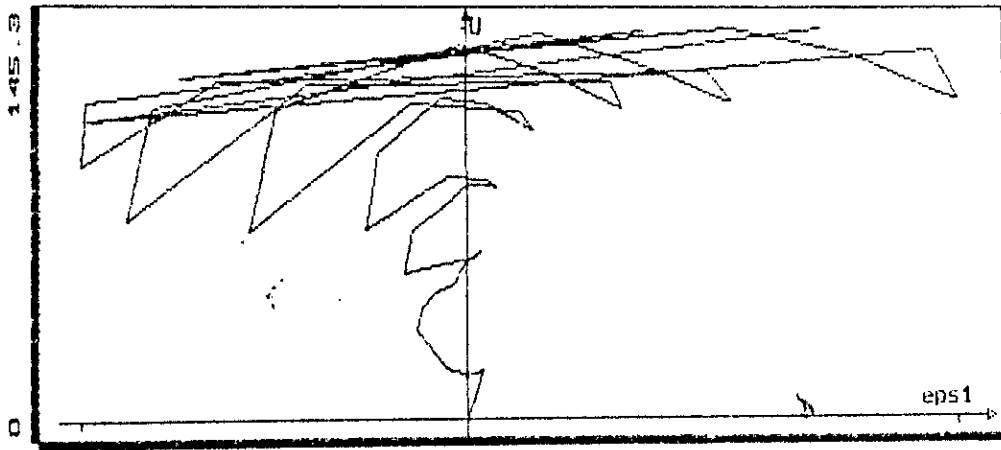
2°)- La seconde zone est caractérisée par un accroissement rapide de la pression interstitielle et de la déformation axiale. La surpression devient alors pratiquement égale à la contrainte effective initiale conduisant ainsi à de larges déformations; ce qui constitue l'apparition du phénomène dit de liquéfaction (figs. 6.18, 6.21 et 6.24). Les boucles d'hystérésis prennent des formes de plus en plus allongées et les chemins en charge et en décharge sont complètement disjoints (figures 6.19, 6.22 et 6.25).

Nous avons aussi remarqué que lors de la décharge, les pressions interstitielles varient très peu et malgré la symétrie du déviateur appliqué nous n'avons observé aucune symétrie dans le développement des déformations (figures 6.18, 6.19, 6.21, 6.22, 6.24 et 6.25).

Dans le plan (p'-q), le chemin de contraintes tend à se rapprocher des lignes caractéristiques et dans le cas de la liquéfaction, à venir se stabiliser sur ces lignes. C'est ce que montrent les évolutions présentées par les figures 6.20, 6.23 et 6.26. De ce point de vue, nous observons bien les phénomènes tels que LUONG les décrit pour les chargements cycliques alternés [49]. Enfin, bien qu'on utilise un matériau dense nous avons à chaque fois abouti à une liquéfaction. On aurait pu en fait, aboutir à une accommodation, si les déviateurs de contraintes appliqués étaient suffisamment faibles; en fin d'essai, les pressions interstitielles et les déformations auraient alors varié

ESSA3 N° 1 END

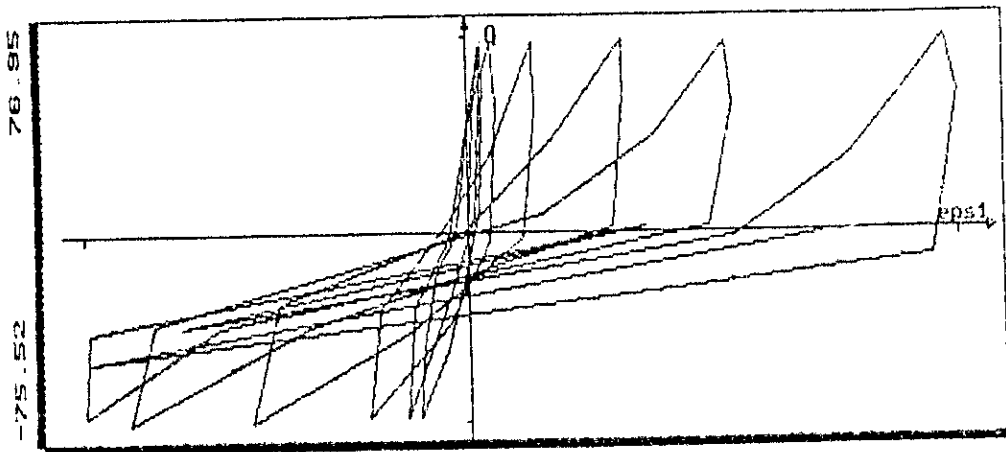
SIG3 = 150 KPa
Q = 75 KPa
N1 = 7



-0.054

Figure 6.18 : Plan U - Eps1

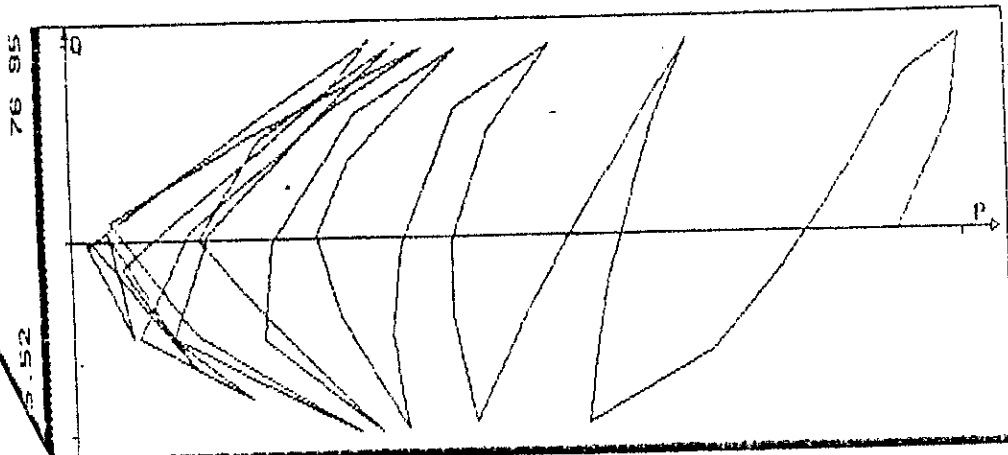
0.068



-0.054

Figure 6.19 : Plan Q - Eps1

0.068



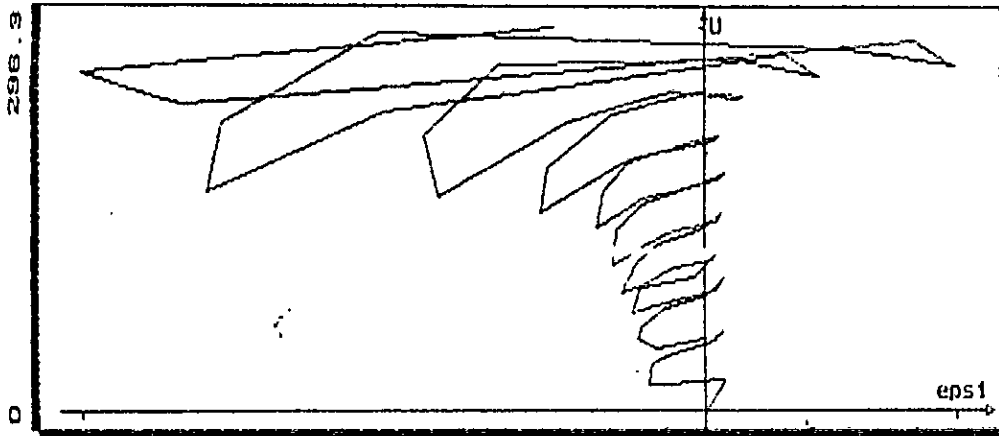
3.16

Figure 6.20 : Plan Q - P'

161.8

ESSA3 N° 2 END

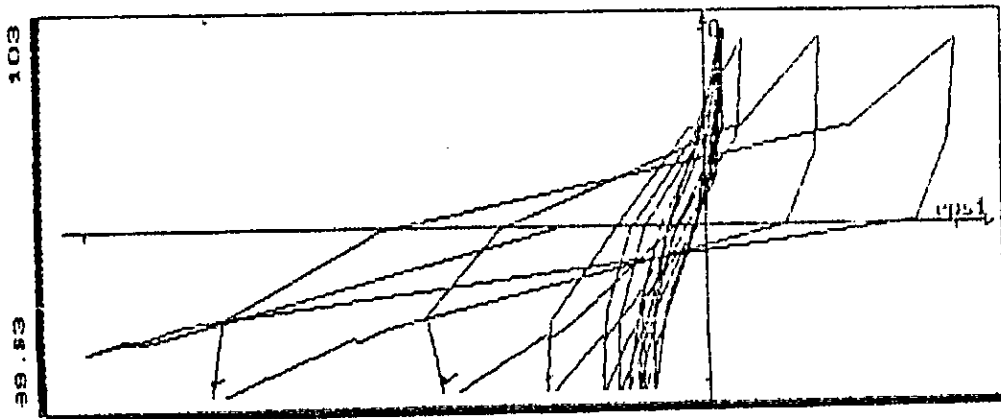
SIG3 = 300 KPa
Q = 100 KPa
NI = 10



-0.053

Figure 6.24 : Plan U - Eps1

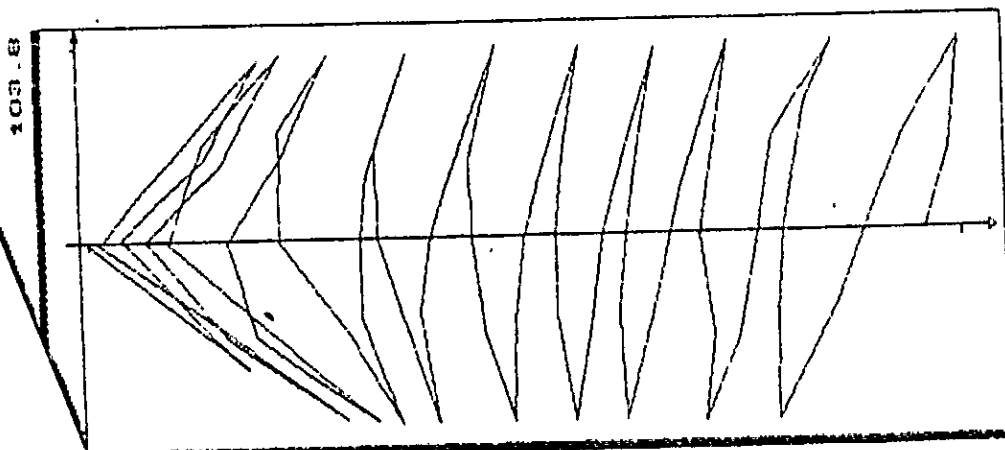
0.021



-0.053

Figure 6.25 : Plan Q - Eps1

0.021



2.27

Figure 6.26 : Plan Q - P'

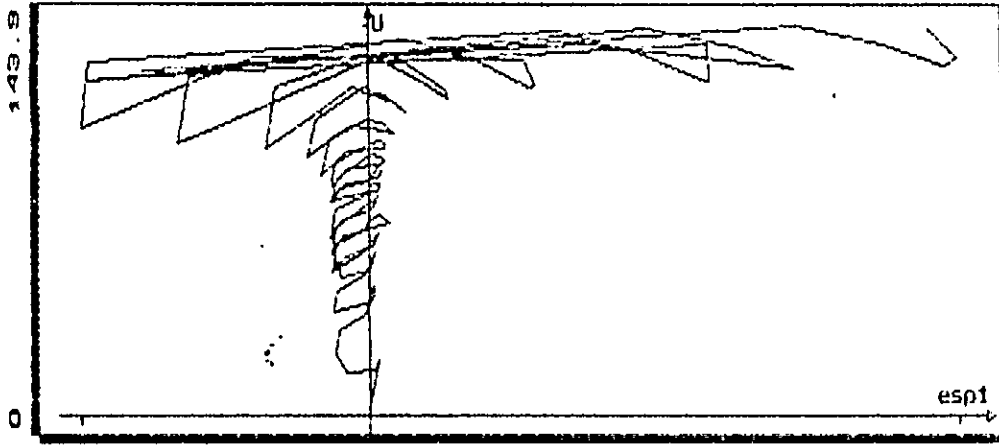
312.6

ESSAI N° 3 (OND)

SIG3 = 150 KPa

Q = 50 KPa

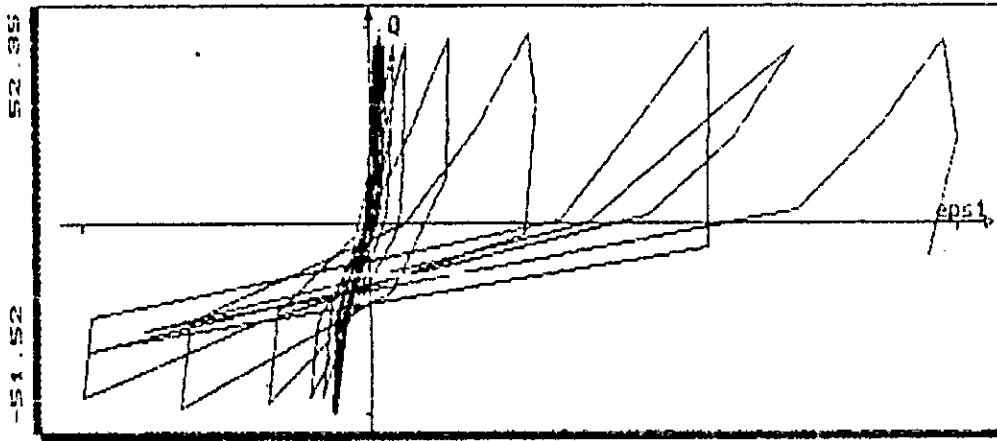
NI = 16



-0.041

Figure 6.21 : Plan U - Eps1

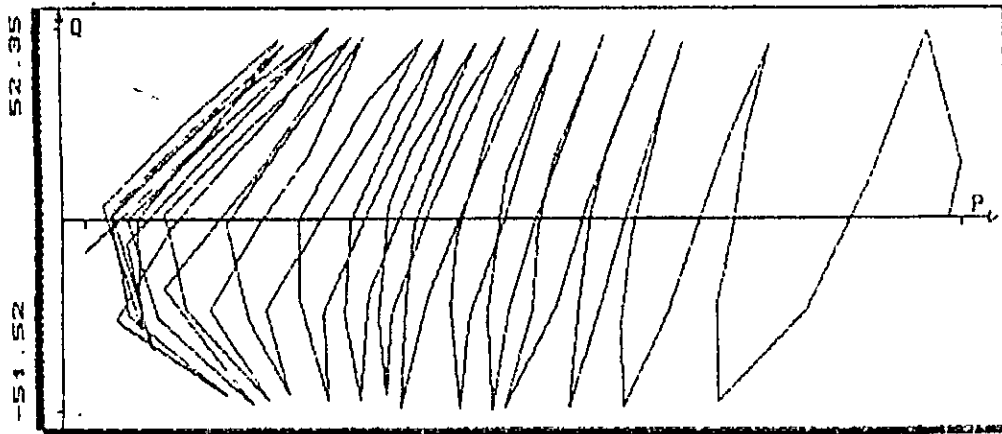
0.084



-0.041

Figure 6.22 : Plan Q - Eps1

0.084



4.20

Figure 6.23 : Plan Q - P'

152.2

cycliquement autour d'une valeur moyenne stabilisée. Dans ce cas, toute la capacité contractante du matériau aurait été absorbée sans qu'on ait rejoint la surface limite; le sol serait devenu dilatant [50].

En fin d'essai, à chaque fois que nous avons démoulé, nous avons observé une densification du sol en bas de l'échantillon qui était surmonté d'une couche d'eau. On en a déduit qu'un flux ascendant de l'eau vers la tête de l'échantillon a eu lieu pendant le chargement.

La figure 6.27 montre que pour une même densité relative et même amplitude de déviateur de contraintes, la résistance cyclique au cisaillement augmente avec la contrainte de consolidation.

VI.1.7 Détermination des caractéristiques mécaniques du sol analysé

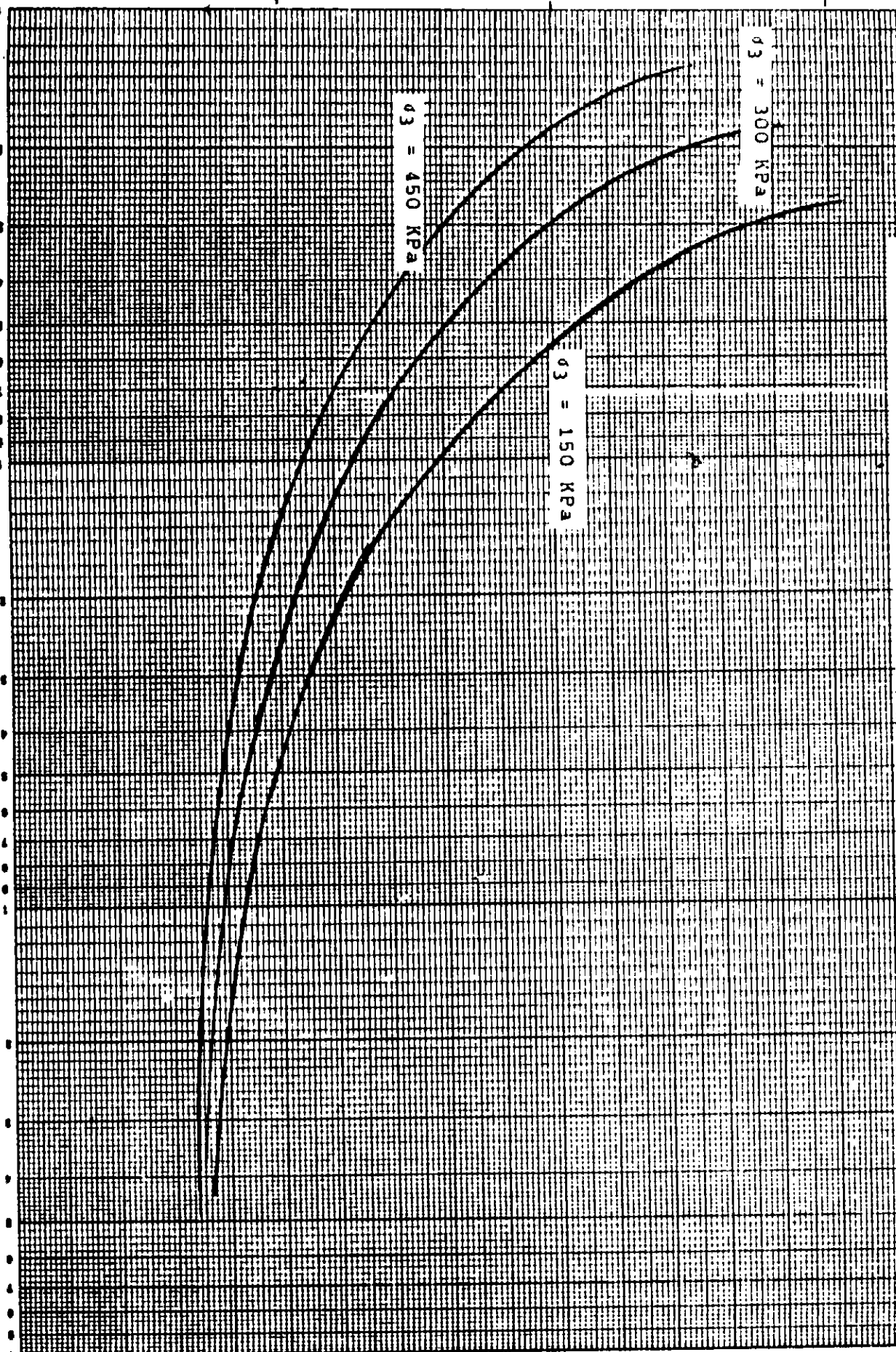
1°) Evaluation des paramètres de la loi de Duncan

L'évaluation des paramètres de la loi de Duncan, telle que décrite au chapitre II, a conduit aux résultats suivants :

$\bar{\sigma}'$ (°)	$\sqrt{\bar{\sigma}'}$ (°)	c' (bars)
39	9	0

R_f (%)	K	K_{ur}	n
0.5	1100	2150	0.05

FIGURE 6.27 - VARIATION OF VERTICAL STRESS σ_v WITH DEPTH z IN A CONSOLIDATING SOIL



NR

K_D (bars)	m
1500	0

2°) Evaluation des paramètres de la loi de HARDIN et DRNEVICH

Les caractéristiques mécaniques que nous avons à connaître en vu de la détermination de la loi de HARDIN ET DRNEVICH sont

- la cohésion effective c' ,
- l'angle de frottements internes φ' ,

Ces valeurs de c' et φ' ont été évaluées.

3°) Résultats des essais de liquéfaction

Le tableau suivant, illustre les variation du nombre de cycles à la liquéfaction en fonction du déviateur appliqué q , pour différentes valeurs de la contrainte effective initiale

σ₃.

$\sigma'_3 \setminus q$	50	75	100
150	16	7	1
300	362	38	10
450	--	106	24

Nous remarquons que le nombre de cycles menant à la liquéfaction N_1 , est une fonction croissante de la contrainte effective initiale. De même nous constatons que celui ci diminue lorsque le déviateur de contrainte augmente.

VI.2 Analyse statique

L'analyse statique a comporté la détermination des contraintes dans le barrage en prenant en compte les différentes phases de construction et le remplissage de la retenue. Le maillage utilisé est présenté par la figure 6.27.

Les caractéristiques des matériaux nous ont été communiquées pour le noyau et les drains. Pour les recharges, nous les avons déterminées (voire partie expérimentale). Les tableaux suivants, regroupent les paramètres introduits pour différents sols constituant le barrage, avec :

- recharges : sol 1
- noyau : sol 2
- drains : sol 3

sol	γ_h (kg/cm ³)	c' (kg/cm ²)	φ' (°)	λ/φ' (°)	K_0
1	0.00209	0	39	9	0.45
2	0.00205	0	25	0	0.45
3	0.00193	0	40	0	0.45

sol	R_f (%)	K	K_{ur}	n	K_b	m
1	0.50	1100	2150	0.05	1500	0.00
2	0.64	70	120	1.10	50	1.25
3	0.85	550	1300	0.40	230	0.22

Les résultats obtenus pour le calcul statique sont présentés par les figures 6.29 et 6.30.

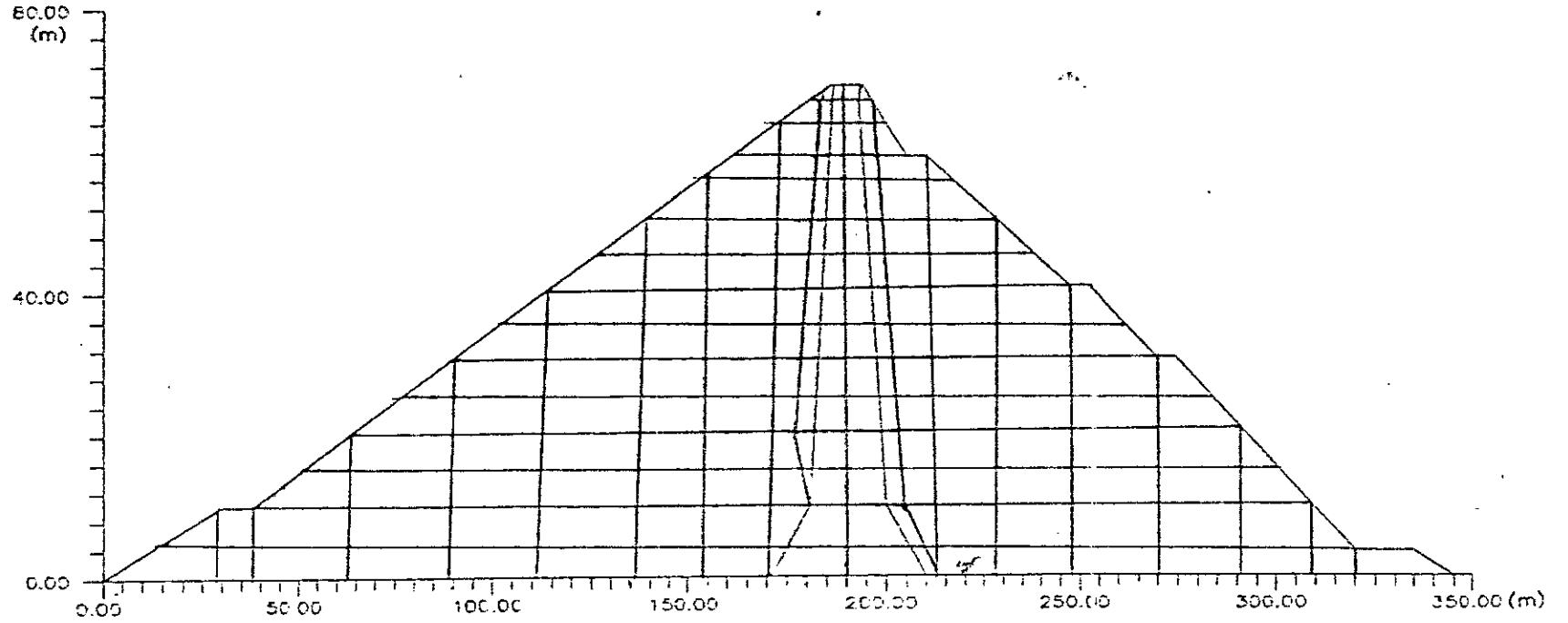


Figure 6.28 : Maillage du Vue-pre
Analyse Statique

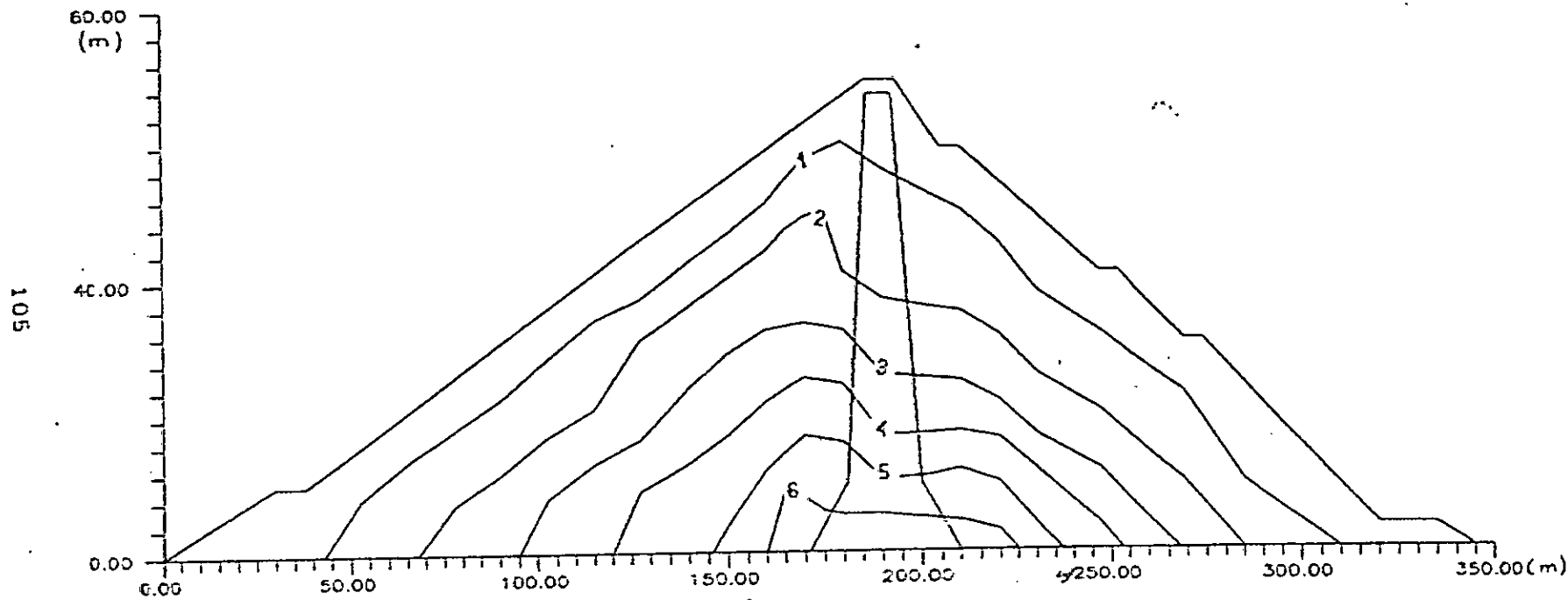


Figure 6.29 : Iso-Contours des Contraintes Principales Mineures (bars)

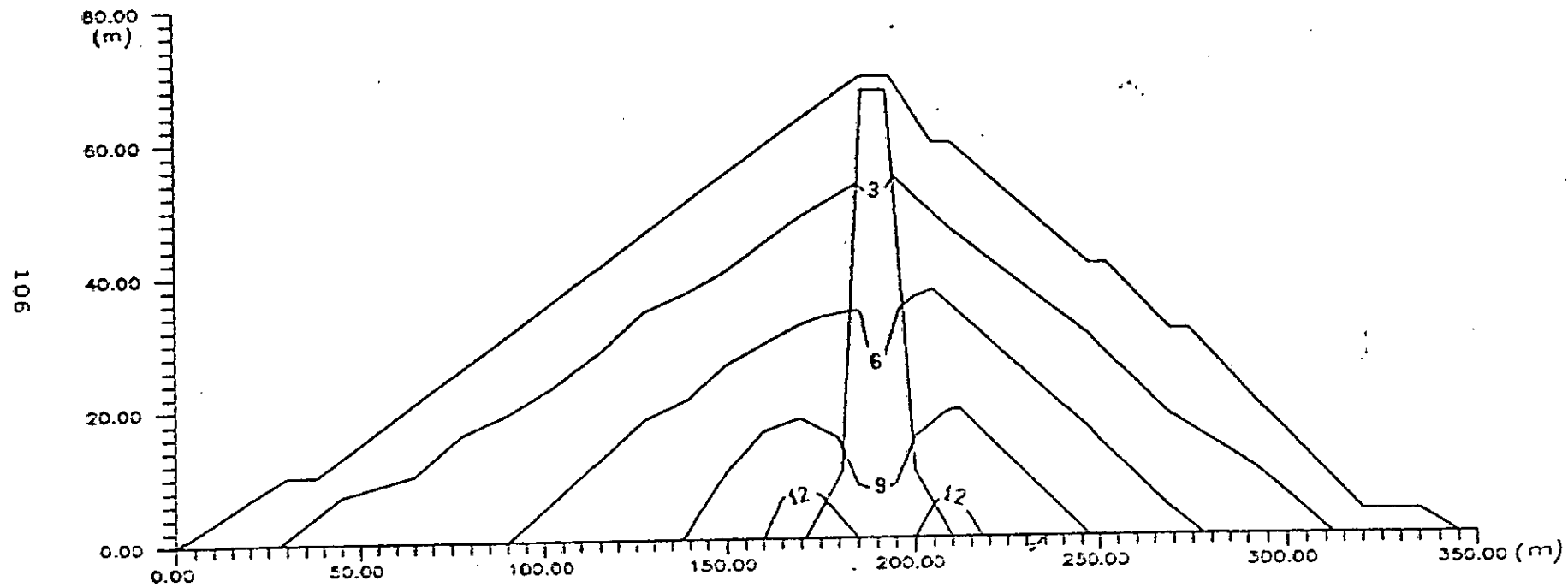


Figure 6.30 : Iso-Contours des Contraintes Principales Mojeures (bars)

VI.3 Analyse dynamique

Le but de l'analyse dynamique est de déterminer en tout point de l'ouvrage l'histoire des contraintes de cisaillement subie au cours du tremblement de terre. Cette analyse est effectuée au moyen du logiciel SHAKE décrit au chapitre IV. Les caractéristiques de déformabilité et d'amortissement ont été déterminées à partir d'essais triaxiaux monotones à l'aide des relations de HARDIN et DRNEVICH. Les paramètres définissant la loi de SEED ont été déduits par analogie aux relations de HARDIN et DRNEVICH.

L'accélérogramme du séisme utilisé est défini comme un mouvement imposé au substratum rocheux.

Les colonnes étudiées sont présentées dans la figure 6.30.

VI.3.1 Détermination de la loi rhéologique

Comme nous l'avons constaté, la résistance dynamique des sols est étroitement liée à l'état de contraintes initial. Comme ce dernier varie en fonction de la position de l'élément dans le corps du barrage, nous avons étudié la variation de la loi de comportement à travers le barrage en utilisant les états de contraintes obtenus par l'analyse statique. Ce travail a été effectué à l'aide d'un programme que nous avons développé et nommé D.P.H.D (Détermination des Paramètres de la loi de HARDIN et DRNEVICH). Ce calcul nous permet donc d'obtenir les variations de la rigidité en fonction de la distortion pour chaque élément.

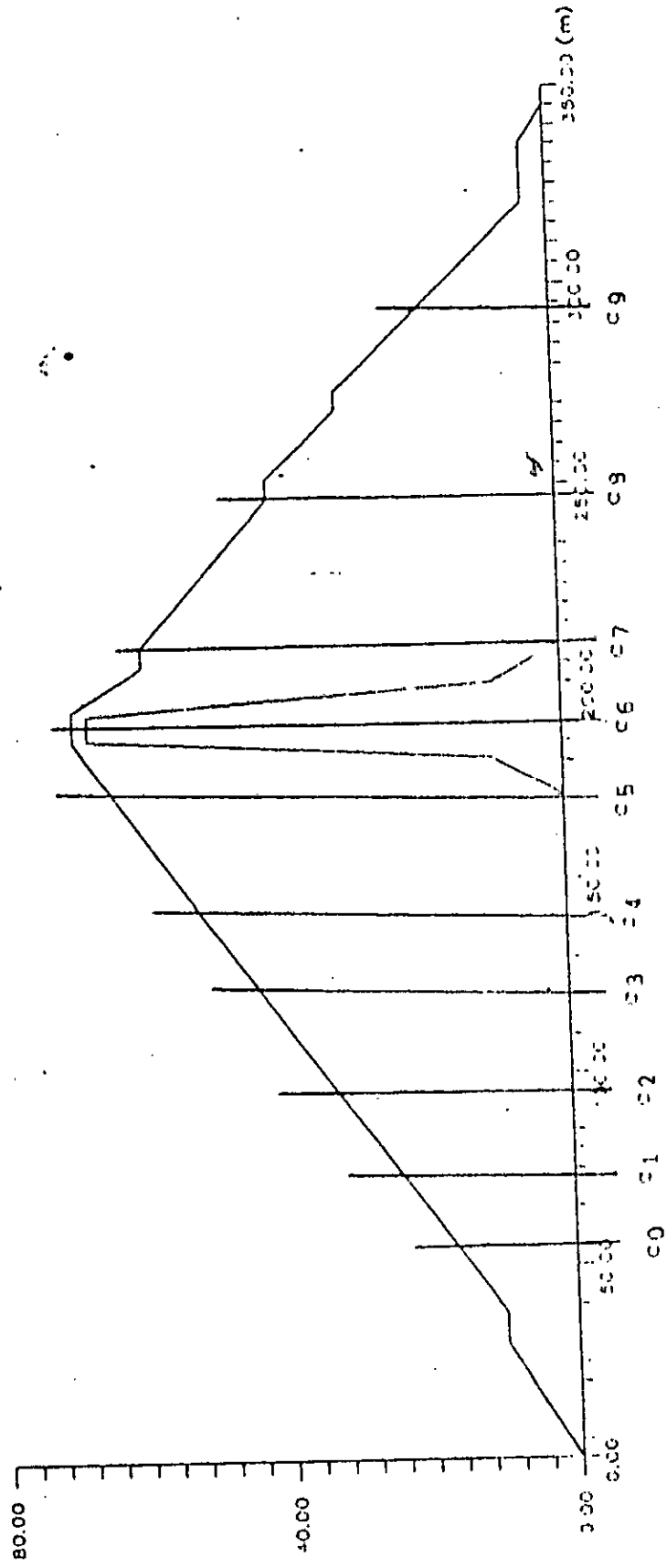


Figure 5.3 : Courbes Endreess

VI.3.1.1 Description du programme D.P.H.D

Ce programme permet la détermination du module de cisaillement et du facteur d'amortissement selon les formules proposées par HARDIN et DRNVICH, et de déduire les paramètres K_i de la loi de SEED.

a) Rentrées

- Coefficient des terres au repos,
- l'angle de frottements internes,
- la cohésion,
- les contraintes principales effectives et la contrainte verticale,
- fréquence du séisme,
- nombre de cycles équivalent,

b) Sorties

- Module de cisaillement en fonction de la distorsion,
- paramètre de la loi de SEED en fonction de la distorsion.

Les résultats obtenus montrent que le long d'une colonne la résistance du sol s'améliore lorsque la profondeur augmente (figure 6.32).

De la même manière nous constatons que la variation de l'amortissement varie selon l'emplacement de l'élément dans le barrage (figure 6.33).

Les figures 6.32 et 6.33 montrent également que la différence entre module et amortissement le long d'une colonne varie lorsque la déformation augmente.

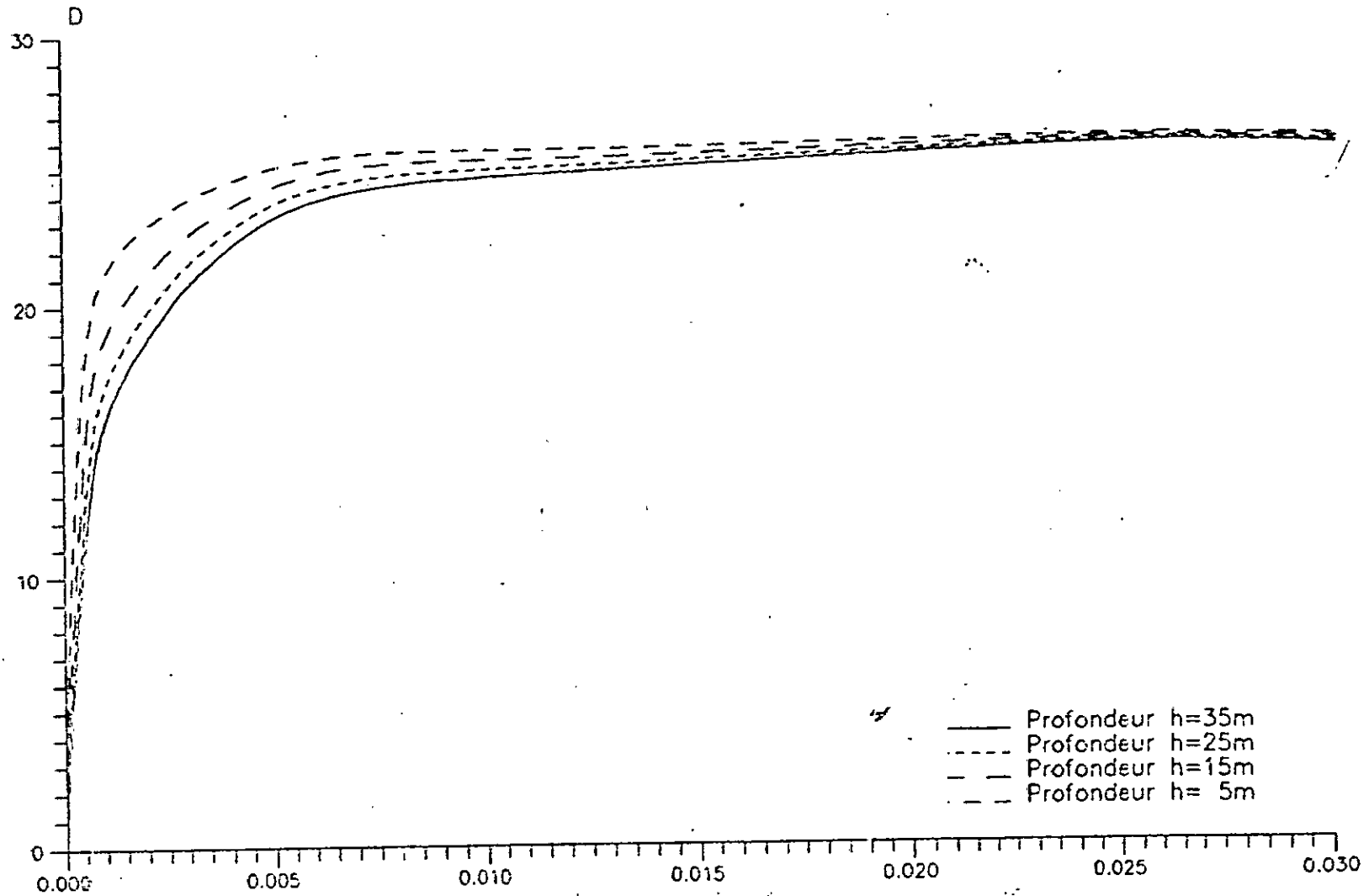


Figure 6.33 :Variations du Facteur d'Amortissement le Long de la Colonne N 8

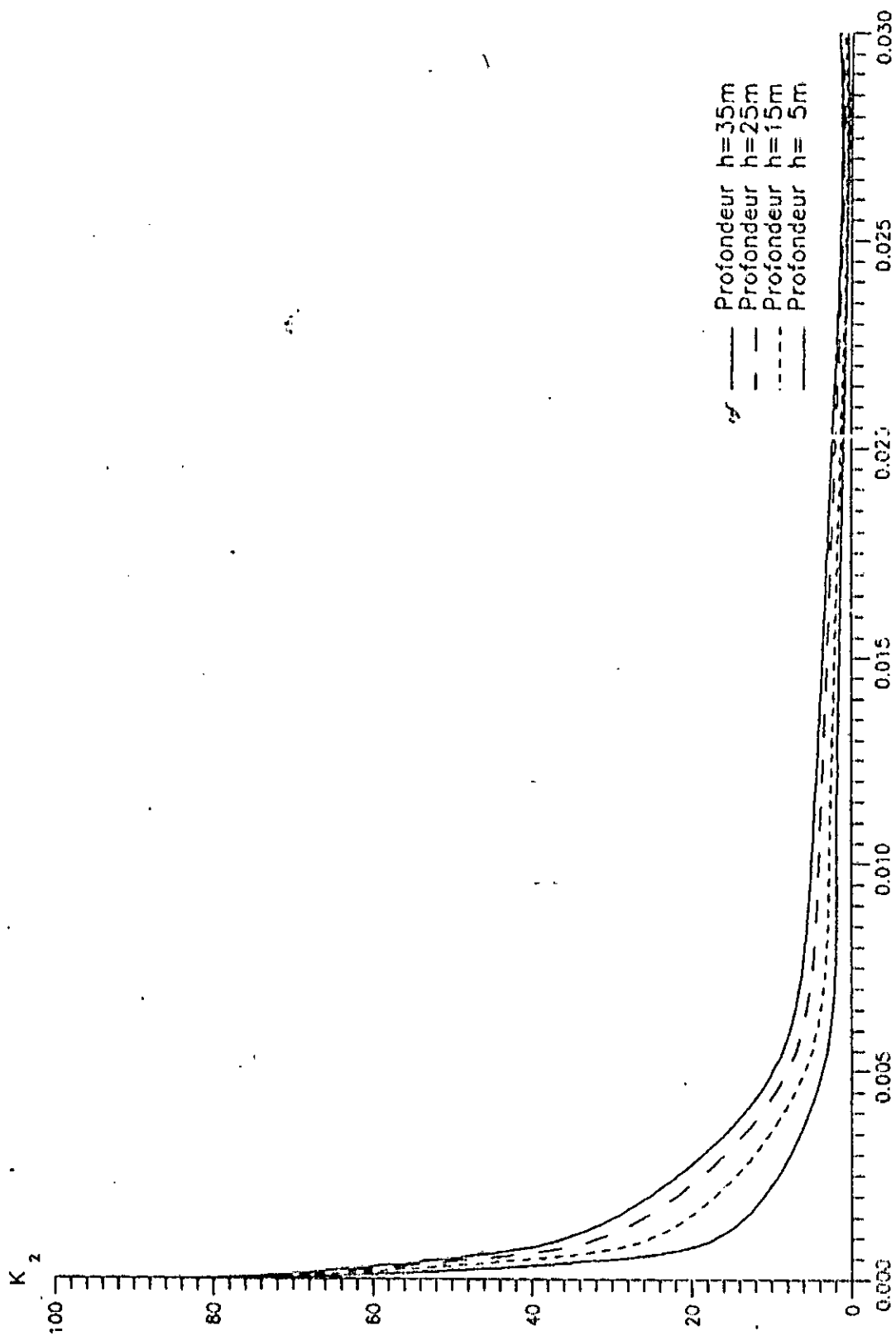


Figure 6.32 : Variations du Module de Cisaillement le Long de la Colonne N 8

VI.3.1.2 Introduction de la loi rhéologique

Dans le logiciel SHAKE, on ne peut introduire qu'une seule loi de comportement pour un même type de sol (argile, sable ou rocher). Ainsi pour deux sables différents, il suffit d'introduire la loi de comportement de l'un, et de déduire celle de l'autre par un facteur correctif. Comme ce dernier dépend du niveau de déformation (figures 6.32 et 6.33), nous avons exécuté le programme plusieurs fois en corrigeant ce facteur jusqu'à ce que celui-ci corresponde à la valeur appropriée.

VI.3.2 Analyse des résultats obtenus

Dans un premier lieu, nous nous sommes proposés d'étudier la distribution des accélérations maximales à travers le corps du barrage. Les résultats obtenus montrent que les accélérations maximales sont évaluées à 0.3 g pour $A_{max} = 0.2g$ et 0.6 g, pour $A_{max} = 0.4 g$ (figs. 6.34 et 6.35).

La comparaison des résultats obtenus avec l'accélération critique définie par NEWMARK [12], montre que pour $A_{max} = 0.2g$ cette dernière n'est pas dépassée. Selon NEWMARK, on peut donc affirmer que dans ce cas, les déformations irréversibles développées restent pratiquement faibles.

Pour $A_{max} = 0.4 g$ cette accélération est largement dépassée et on peut donc s'attendre à des déformations irréversibles importantes. Néanmoins, les figures 6.36 et 6.37 montrent que les déformations obtenues de l'analyse de la réponse dynamique

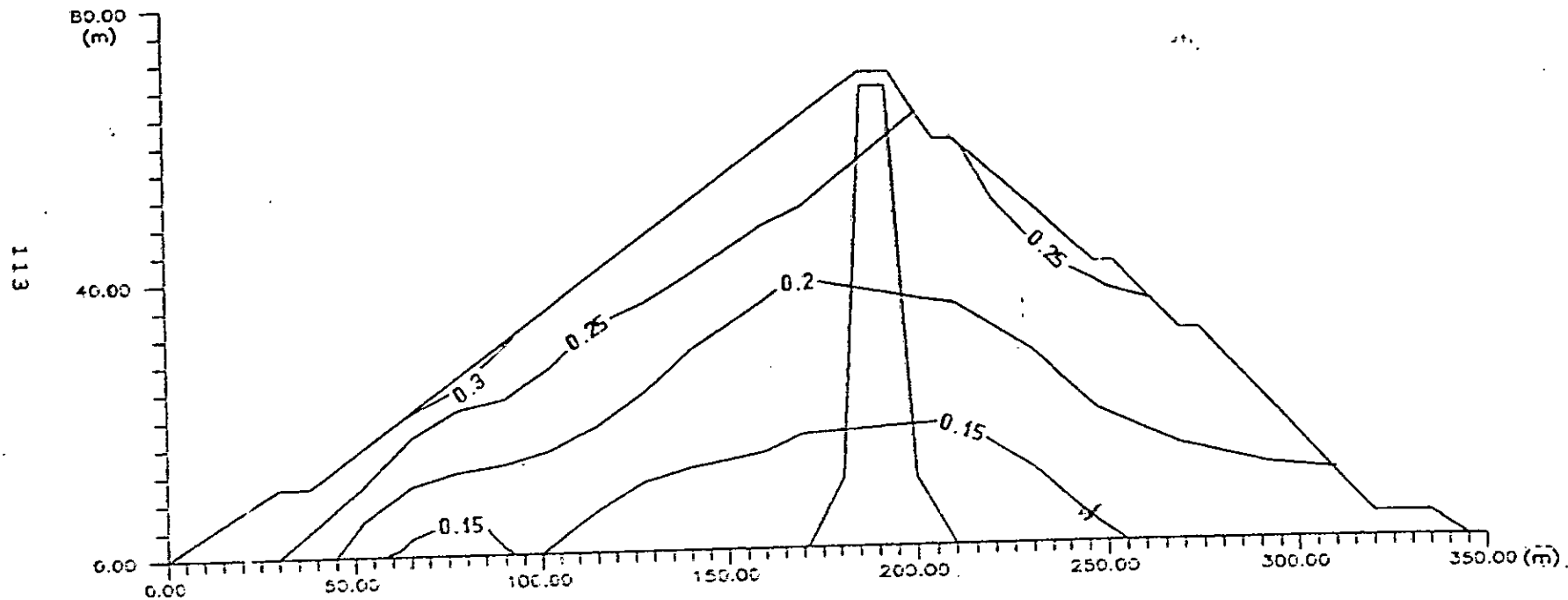


Figure 6.34 : Iso-Contours des Accelerations Maximales, (.g)
 Accel:rogramme PACOIMA / Amax = 0.2 g

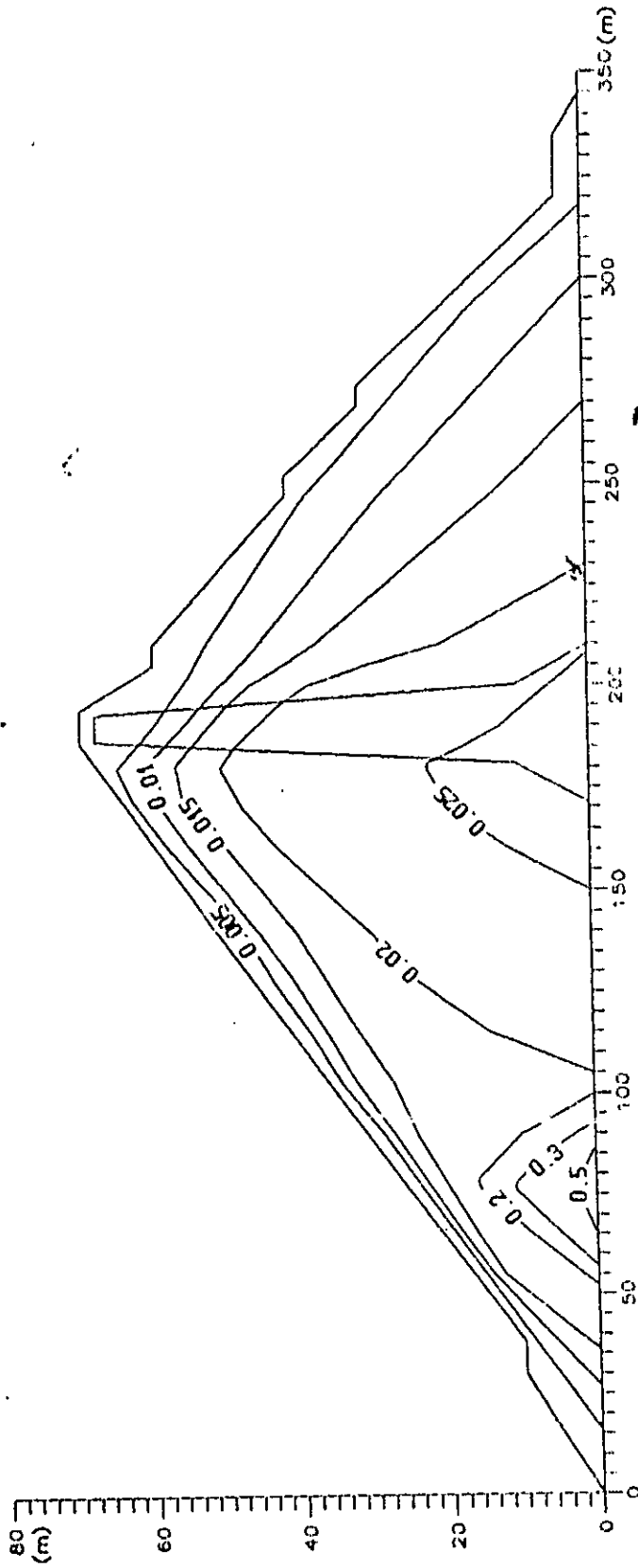


Figure 6.35 : Iso-Contours des Deformations Maximales (‰)
 Accélérogramme PACO'VA / Amcx = 0.2g

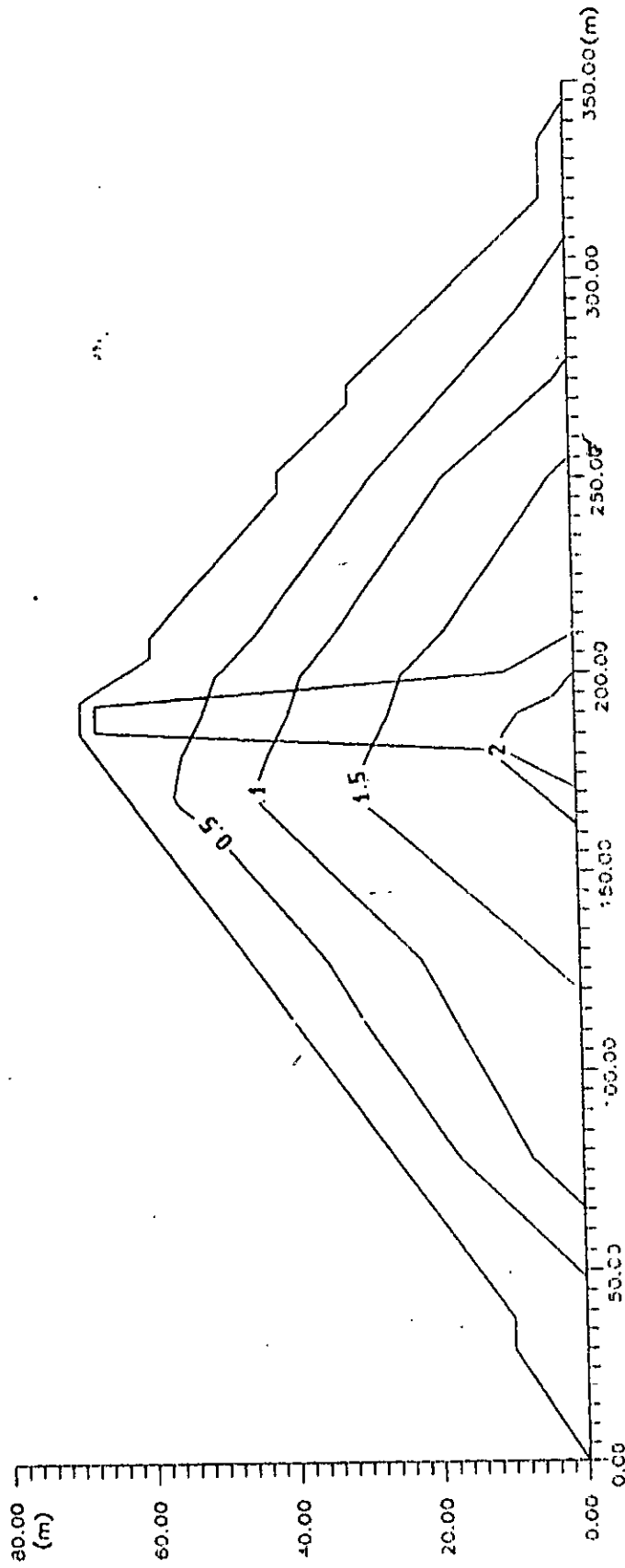


Figure 6.36 : Iso-Contours des Contraintes de Cisaillement Maximales (bars)
 Accelerogramme P=CCMVA / $A_{max} = 0.29$

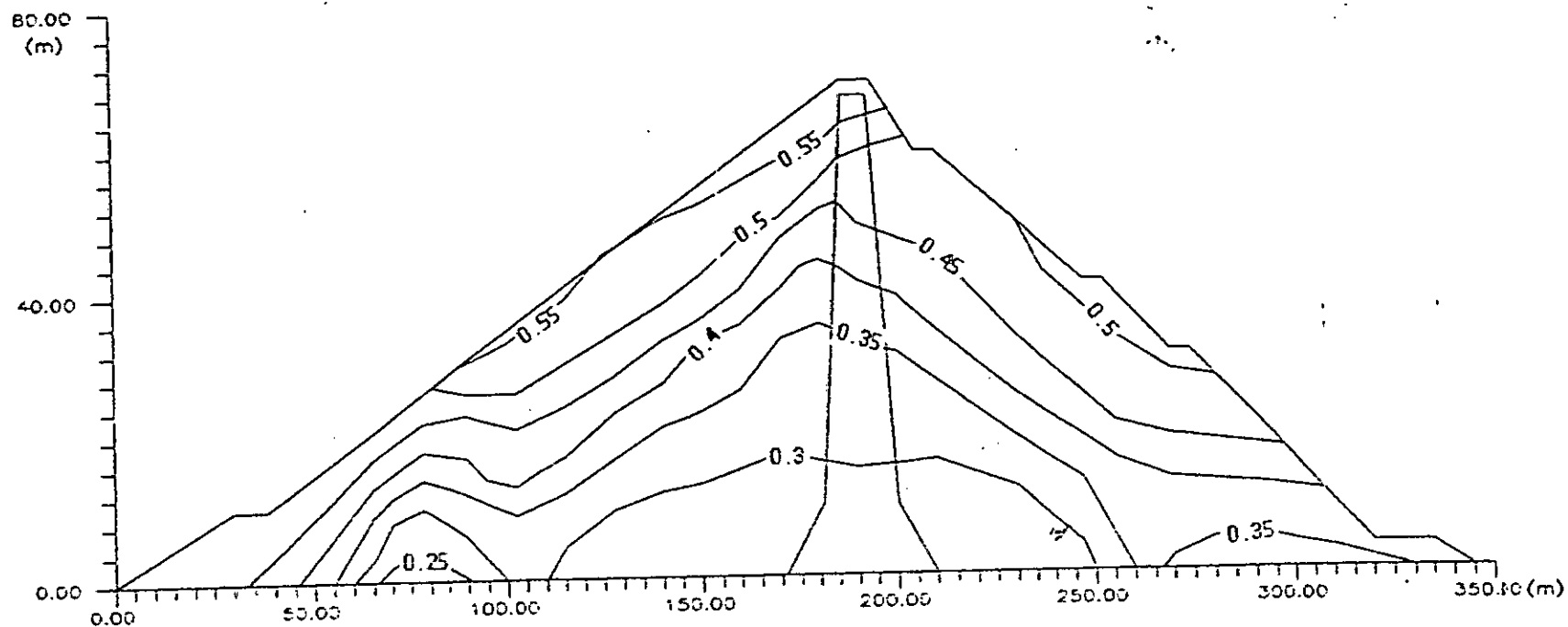


Figure 6.37 : Iso-Contours des Accélérations Maximales (.g)
Accélérogramme PACOIMA / $A_{max} = 0.4g$

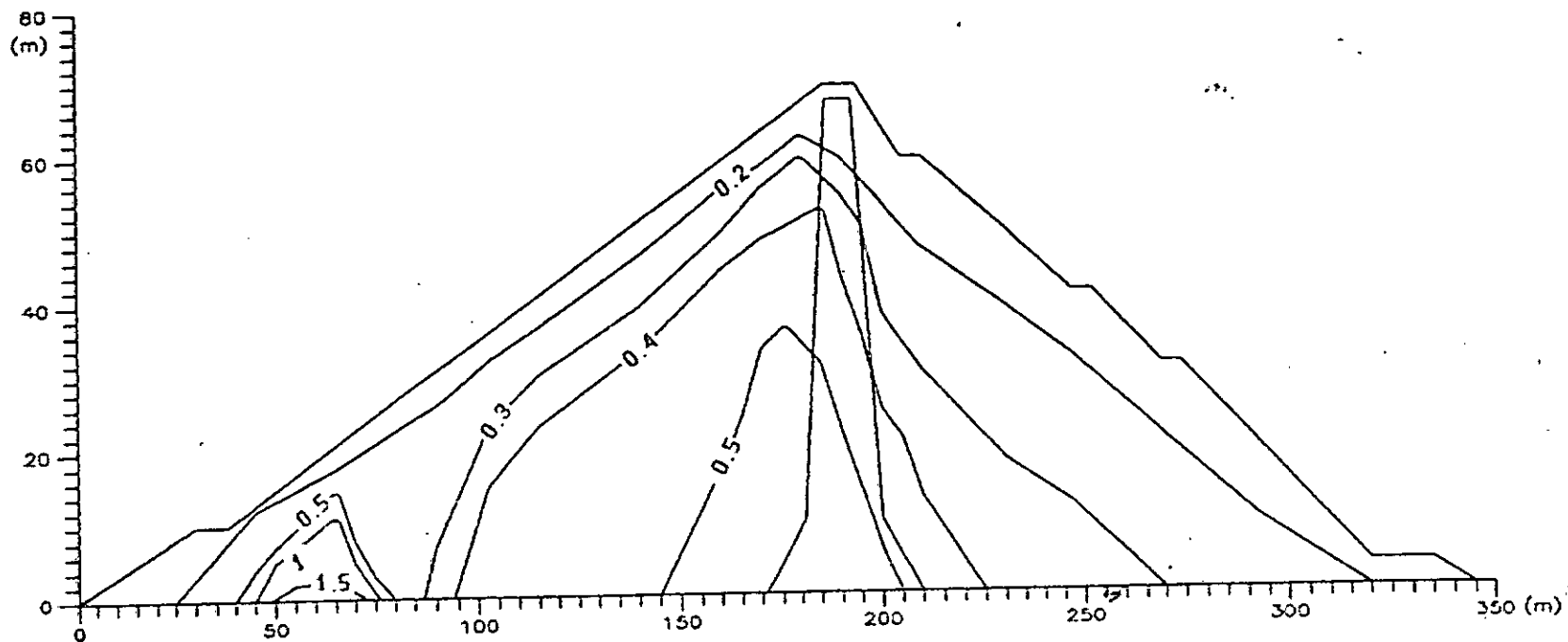


Figure 6.38 : Iso-Contours des Deformations Maximales (%)
Accelerogramme PACCIMA / $A_{max} = 0.4g$

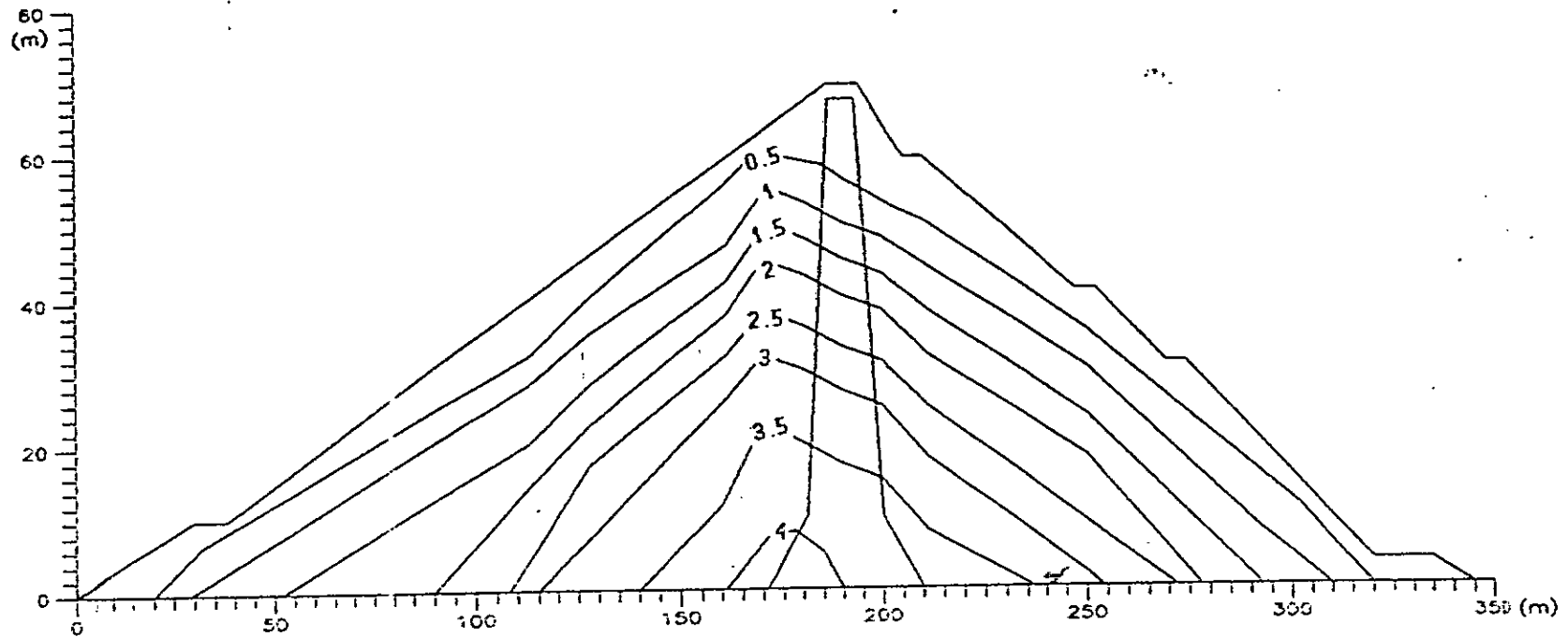


Figure 6.39 : Iso-Contours des Contraintes de Cisaillement Maximales (bars)
sismogramme PACOIL/A / $A_{max} = 0.4g$

du barrage conduit à des faibles déformations pour les deux applications (1.5 0/00 pour $\lambda_{\max} = 0.4$).

En réalité, du point de vue déformations, les résultats obtenus ne sont pas représentatifs puisque l'effet de l'augmentation de la pression interstitielle sur les caractéristiques du matériau n'a pas été pris en compte dans ce calcul. Cette correction devrait conduire à de plus larges déformations.

L'évaluation des contraintes de cisaillement maximales est illustrée par les figures 6.38 et 6.39.

VI.4 Analyse du potentiel de liquéfaction

Le potentiel de liquéfaction d'un site peut être évalué en comparant le cisaillement induit par le séisme, à la résistance au cisaillement cyclique, définie par un critère de pressions interstitielles ou de déformations, pour un nombre de cycles donné.

La résistance à la liquéfaction a été mesurée par des essais cycliques sur des échantillons remaniés. Huit essais ont permis de définir un domaine de liquéfaction du matériau.

Nous avons analysé la quantité de surpressions développées de deux manières différentes :

a) A l'aide de la formule proposée par SEED et AL, en négligeant la dissipation.

b) A l'aide du programme C.S.I qui prend en compte la dissipation. Ce même programme, nous a permis l'étude de la redistribution des surpressions d'eau générées après la secousse.

VI.4.1 Introduction des données

La zone saturée du barrage a été délimitée par la méthode de KOZENY [7]. Le maillage choisi est présenté par la figure 6.40. La partie aval n'a pas été prise en considération car les drains longitudinaux ainsi qu'un tapis drainant ont été placés à l'amont du noyau (fig. 6.1). Les recharges avales ne peuvent donc être saturées.

La perméabilité du sol a été calculée en utilisant les formules suivantes:

1 - Formule de JUSTIN et al.

$$K(\text{cm/s}) = 77 \cdot (D_{20})^{2.32}$$

2 - Formule de HAZEN

$$K(\text{cm/s}) = 100 \text{ à } 150 * (D_{10})^2$$

Dans ces deux formules K désigne la perméabilité, D_{20} et D_{10} les dimensions auxquelles sont inférieures respectivement 20 % et 10% en poids des grains.

Les valeurs de N_1 (nombre de cycles menant à la liquéfaction) ont été déterminées à partir des courbes présentées par la figure 6.27.

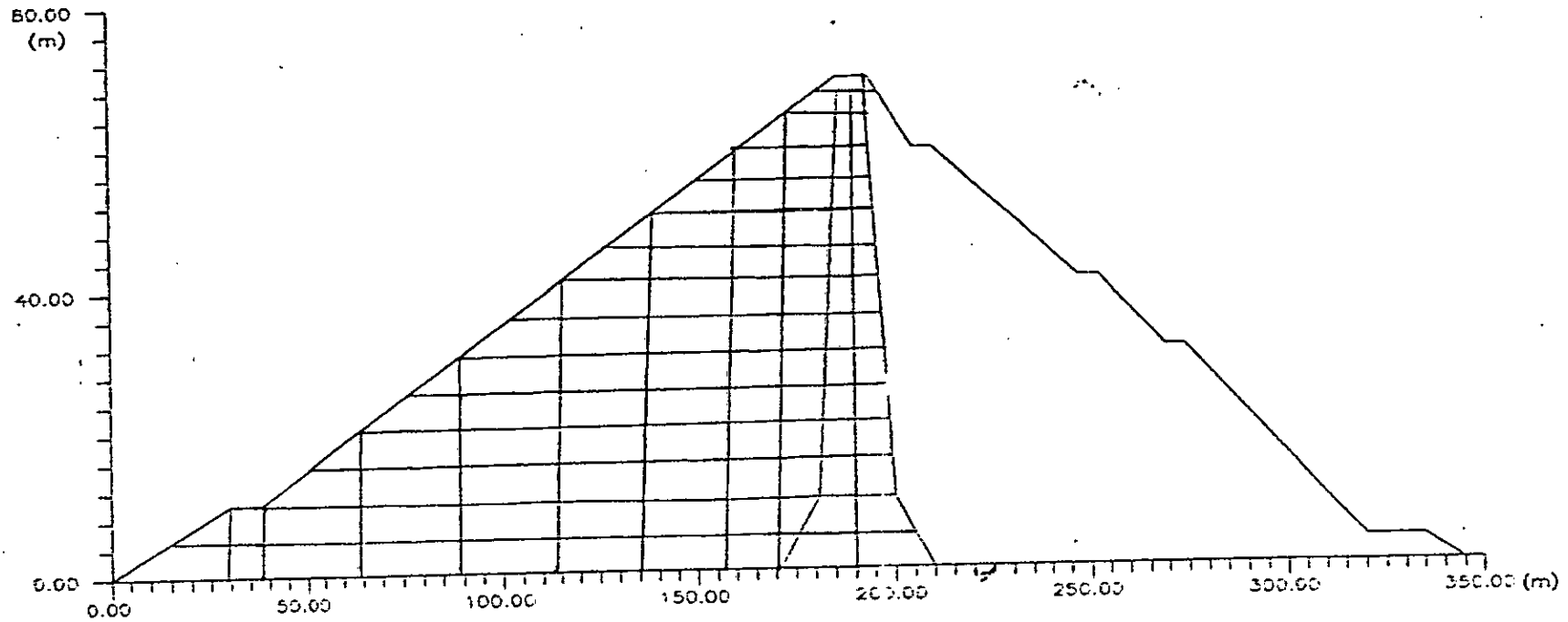


Figure 4.40 : Maillage de la Zone Saturee
Evaluation des Pressions Interstitielles

Pour chaque élément, nous avons déterminé le rapport de la contrainte effective initiale à la contrainte de cisaillement dynamique; nous avons ensuite interpolé pour déterminer les valeurs de N_1 .

Pour le noyau argileux, vu qu'il ne peut présenter de problèmes de liquéfaction, le nombre de cycles équivalent a été estimé à cent fois la valeur de N_1 obtenue pour le même chargement que les recharges.

Les résultats suivants ont été obtenus :

$$1^{\circ}) - \underline{A_{max}} = \underline{0.2g}$$

Les figures 6.41 et 6.42 illustrent les résultats obtenus et montrent qu'aucune liquéfaction n'est à craindre, puisque le taux de pressions interstitielles développées (rapport de la pression générée à la contrainte effective initiale évaluée par le calcul statique) reste inférieur à 95%. Cependant on remarque une forte concentration de ces pressions dans la zone centrale des recharges amont, près du noyau. Ceci est prévisible car dans cette zone, le rapport entre la contrainte de cisaillement dynamique et la contrainte effective initiale est relativement faible et la dissipation se fait lentement vu l'éloignement de la surface de drainage.

Près des talus le drainage s'effectue facilement et les pressions générées sont rapidement dissipées.

A la base du barrage, au voisinage du noyau, le drainage se fait difficilement, et la contrainte effective initiale est

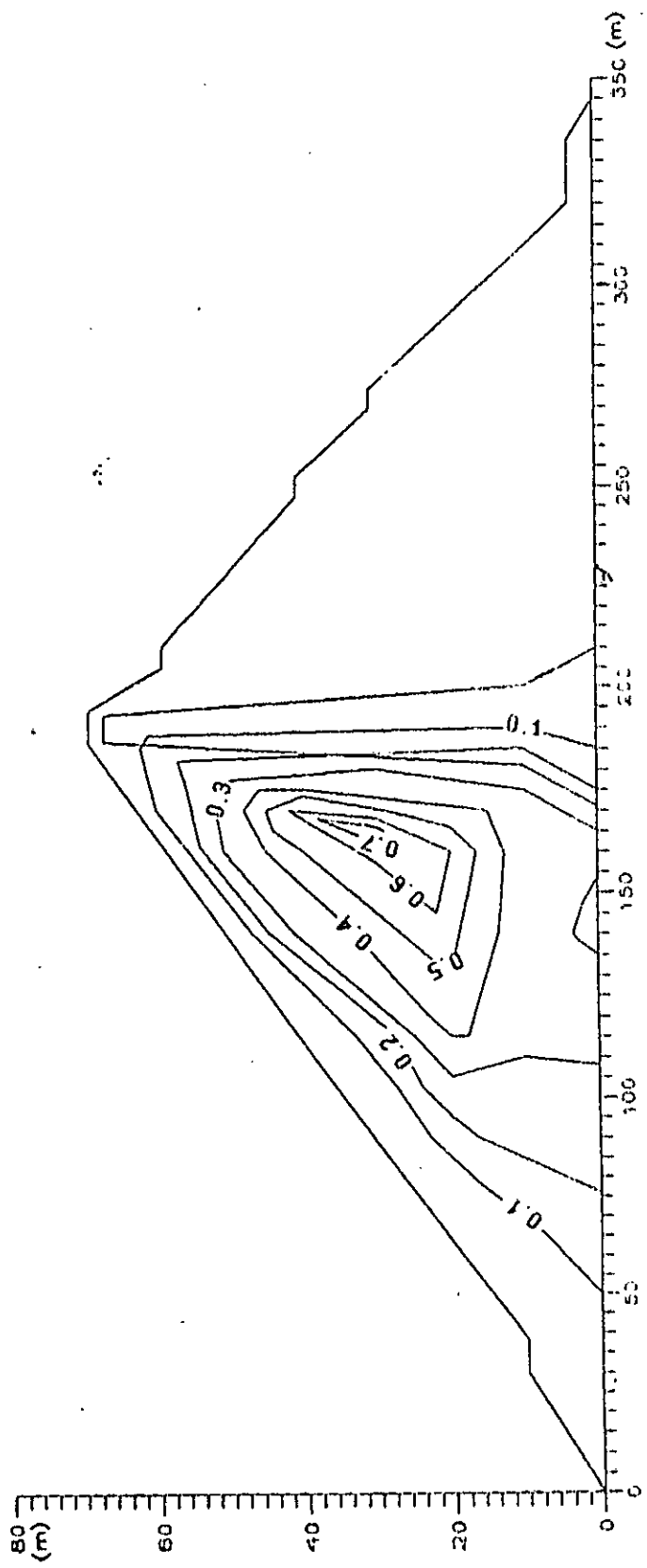


Figure 6.41 : Iso-Contours des Taux de Pressions Interstitielles
 (avec effet de drainage)
 Accélerogramme PACCIKA / $A_{max} = 0.29$

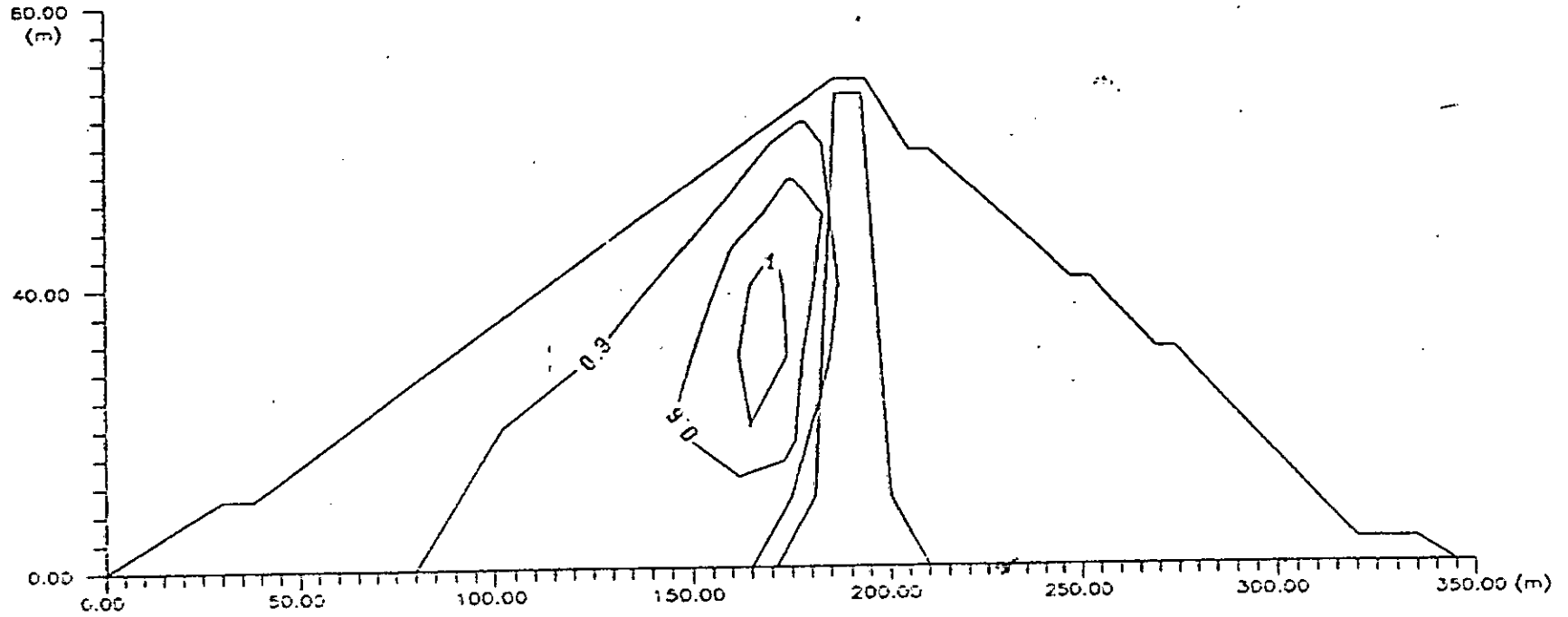


Figure 6.42 : Iso-Contours des Taux de Pressions Interstitielles
(sans effet de drainage)
Accelerogramme PACOIMA / $A_{max} = 0.2 \text{ g}$

très importante. Comme la résistance à la liquéfaction est une fonction croissante du niveau de contraintes effectives initiales, les taux de pressions interstitielles générées restent faibles.

D'autres parts, la redistribution des surpressions développées, étudiée pendant 2 minutes après la fin du séisme, montre qu'il n'y a pas de risque de liquéfaction. Nous avons observé lors de l'analyse de ces résultats que les pressions d'eau ont diminué au centre de la zone saturée alors qu'elles ont augmenté légèrement près des surfaces de drainage (fig. 6.43).

Les résultats obtenus, montrent aussi que la dissipation des pressions d'eau après la secousse se fait lentement. Ceci risque en fait de nuire à la stabilité de la digue, si l'on considère l'effet d'une réplique d'importante magnitude, avant la dissipation d'une grande part des pressions interstitielles générées. La superposition des pressions d'eau peut alors conduire à une liquéfaction lors des répliques.

Pour cette première application, nous pouvons conclure, que bien que les matériaux constituant le barrage soient liquéfiables, l'accélérogramme imposé n'a ni l'amplitude ni la durée nécessaire pour provoquer une liquéfaction.

$$2^{\circ}) - \underline{A_{\max}} = \underline{0.4g}$$

Dans ce cas, les calculs ont montré une liquéfaction d'un grand nombre d'éléments à $t = 7$ secondes dans les recharges amont (figs. 6.44 et 6.45).

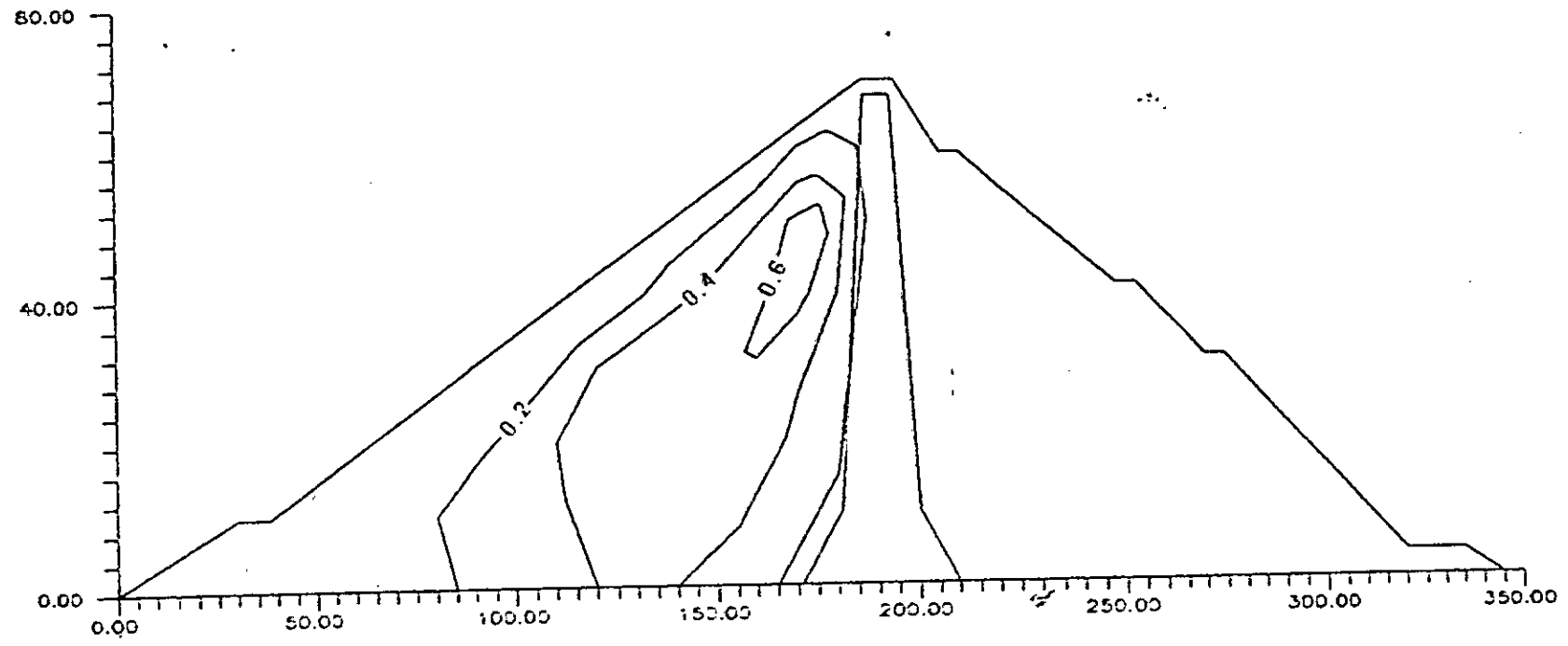


Figure 6.43 : Iso-Contours des Taux de Pressions Interstitielles
2 minutes apres la fin de la secousse
Accelerogramme PACO:MA / Amax = 0.2 g

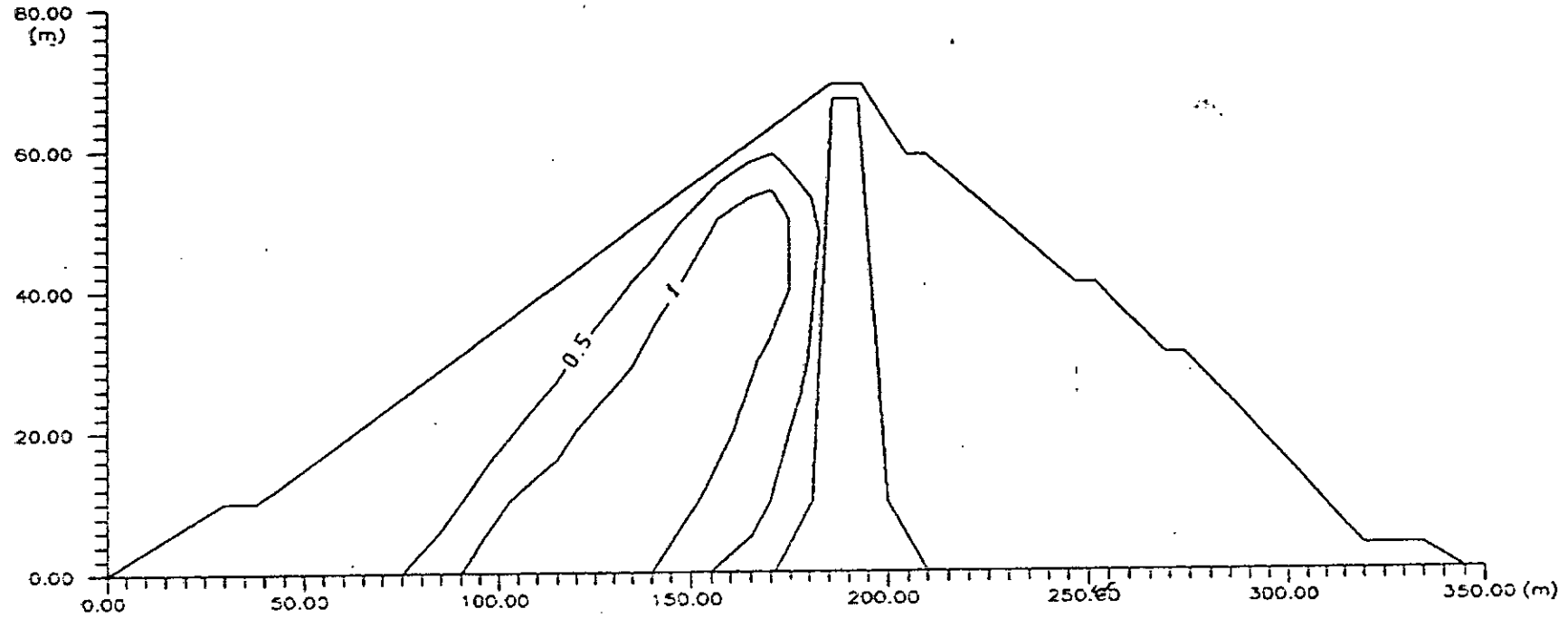


Figure 6.44 : Iso-Contours des Taux de Pressions Interstitielles
Présentation de la Zone Liquéfiée (avec effet de drainage)
Accélérogramme PACOIMA / $A_{max} = 0.4 \text{ g}$

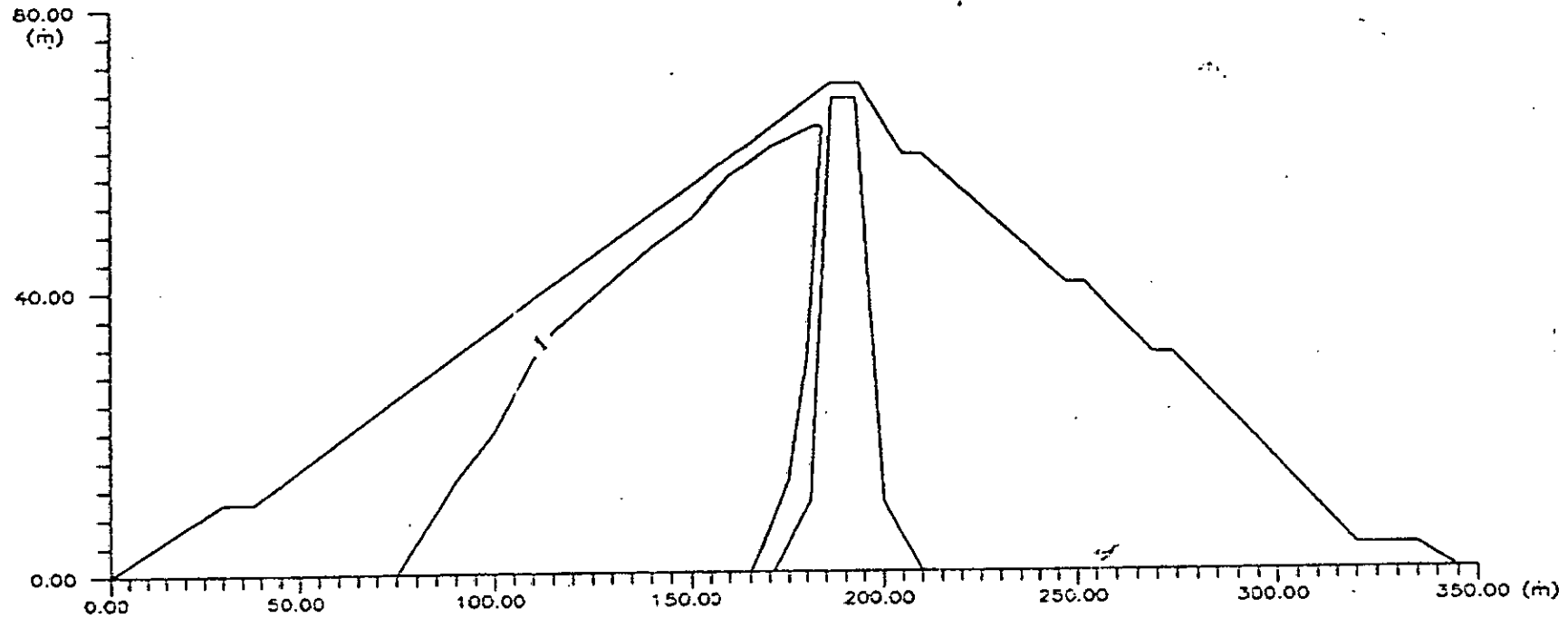


Figure 6.45 : Zone liquéfiée (sans effet de drainage)
Accélérogramme PACOIMA / $A_{max} = 0.4 g$

Enfin, la comparaison des résultats des figures 6.41 et 6.42 ainsi que 6.44 et 6.45, montre que la perméabilité du sol peut jouer un rôle important dans la génération des suppressions d'eau sous l'effet des charges sismiques.

VI.4 Analyse de la stabilité globale de la digue

L'étude de la stabilité globale du barrage est effectuée par la méthode pseudo-statique basée sur la méthode d'équilibre des tranches de BISHOP [7].

Dans cette méthode, nous avons considéré une accélération moyenne calculée à partir de l'analyse dynamique et un champ de pressions interstitielles comprenant :

- une pression initiale liée à la cote de la nappe phréatique.
- une pression due à la sollicitation sismique (fig. 6.41), dans une première application. Dans la deuxième, nous avons négligé la pression d'eau générée par le séisme

Alternativement, il aurait été intéressant de substituer à l'accélération moyenne considérée, une accélération moyenne associée à chaque tranche. Ainsi, sans compliquer pour autant l'analyse de stabilité, la précision du résultat serait améliorée.

Les cercles de glissements étudiés ont été choisis de manière à passer par les zones où les pressions interstitielles développées sont élevées.

Cette étude n'a été réalisée que pour le cas où $A_{MAX} = 0.2g$

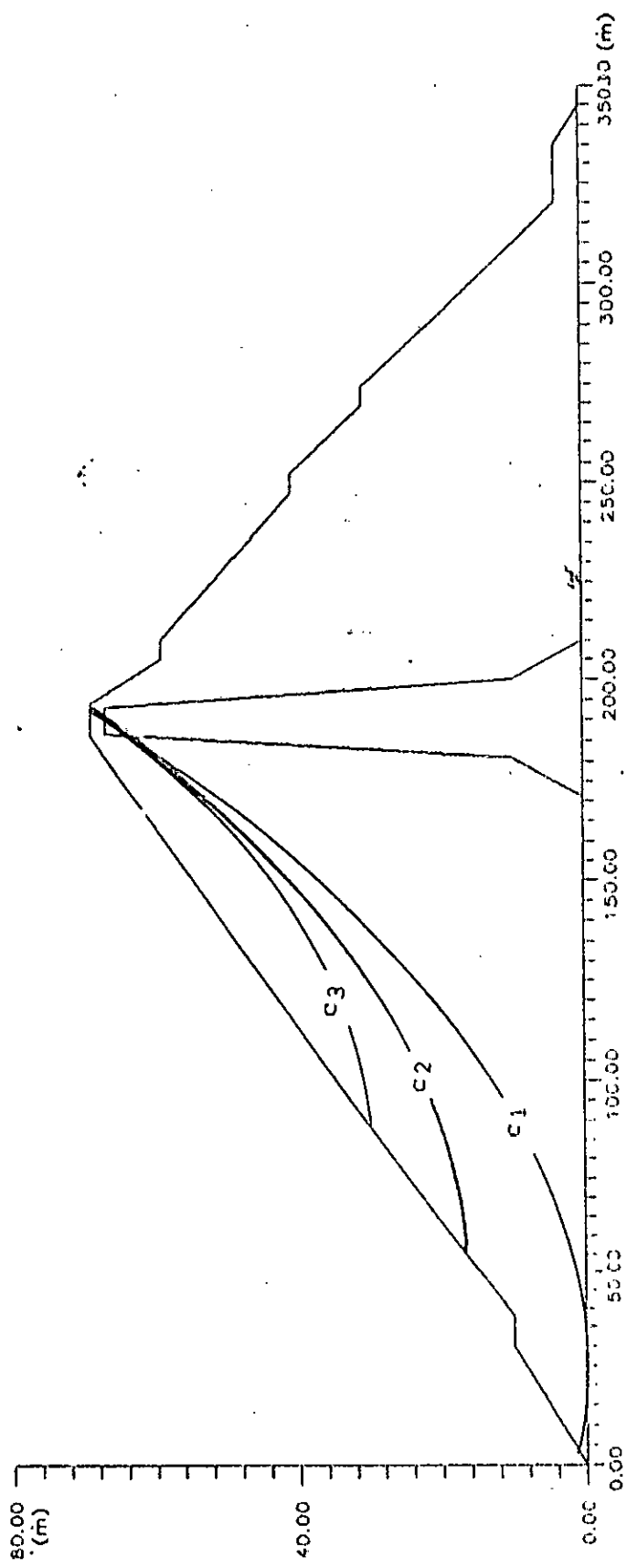


Figure 6.46 : Cercles Etudies

Pour $A_{max} = 0.4 g$, nous considérons que la large zone liquéfiée engendre une rupture de la structure. En effet, si la zone liquéfiée était étroite, l'équilibre aurait pu être assuré par la redistribution des efforts le long d'une ligne de glissement. Il eût fallu cependant, admettre les grandes déformations qui auraient pris place. Une telle éventualité peut en fait, être envisagée dans le cas des barrages construits en matériaux denses car ces derniers ne peuvent se liquéfier en s'écoulant [52].

Les résultats présentés par le tableau suivant, montrent que l'effet de la pression d'eau générée est important et ne peut être négligé étant donné son influence sur le coefficient de sécurité .

Cercle N°	F_G sans U (A la fin	F_G avec U du séisme)	F_G avec U (2 minutes après la fin du séisme)
1	0.64	0.44	0.72
2	0.79	0.41	0.81
3	0.87	0.51	0.85

En cas de retenue pleine, les résultats ont montré que bien qu'affectés par la prise en compte des surpressions interstitielles, les coefficients de sécurité restent inférieurs à l'unité.

Si par contre, le séisme a lieu en cas de vidange rapide, les coefficients de sécurité calculés sont tous inférieurs à l'unité, et un important glissement pourrait déstabiliser le talus amont du barrage.

CHAPITRE VII

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

La réponse dynamique d'un remblai à un séisme, est un problème complexe et requiert la détermination de nombreux paramètres. Le comportement non linéaire du sol et le développement des pressions interstitielles sous action sismique introduisent des complexités numériques dont la résolution ne peut être envisagée qu'à l'aide de méthodes incrémentales et d'ordinateurs puissants.

L'augmentation des pressions d'eau pendant la durée du séisme implique une diminution de la rigidité du sol au cours du temps et par suite de grandes déformations. Ces dernières à leur tour augmenteront la quantité des pressions interstitielles accélérant ainsi l'apparition de zones liquéfiées dans le barrage. Les méthodes incrémentales sont donc les seules méthodes susceptibles de permettre la correction à chaque pas, de la résistance au cisaillement du sol, prenant en compte simultanément l'augmentation des pressions interstitielles et des déformations.

Toutefois, malgré la complexité de l'analyse des phénomènes observés dans un barrage soumis à un tremblement de terre, les résultats obtenus montrent que les modèles viscoélastiques non linéaires utilisés peuvent être considérés comme satisfaisants eu égard à leur précision par rapport à ceux observés en réalité [5].

La conversion du chargement dynamique en nombre de cycles

réguliers équivalent, constitue elle aussi une approche raisonnable en vue de l'évaluation du risque de liquéfaction.

Dans le même ordre d'idées, il convient également de noter qu'à l'exception du phénomène de liquéfaction et à condition de fixer les valeurs du coefficient sismique à partir de l'analyse dynamique de l'ouvrage, et de prendre en compte les pressions interstitielles générées, la méthode pseudo-dynamique conserve le mérite de classer les barrages en remblai vis à vis de leur résistance au cisaillement.

La réponse à un tremblement de terre d'un barrage en terre dépend aussi de l'état initial des matériaux constitutifs du barrage. Le comportement de ces derniers est lui même fonction du mode de construction du barrage, et de son histoire. Il est donc conseillé de reproduire au laboratoire l'histoire qu'a subi le sol in situ avant de le soumettre au chargement dynamique. Par ailleurs, il faut signaler que l'incertitude existant sur la réalisation de l'expérience ne peut être négligée (matériaux écrêtés, utilisation d'échantillons remaniés etc...).

Le développement des pressions d'eau étant la principale cause de rupture des barrages, il conviendra de maintenir hors de l'eau la totalité du corps du barrage en prévoyant des organes d'étanchéité à l'amont ou de placer à l'abris d'un réseau de drainage les matériaux liquéfiables empêchant ainsi leurs liquéfaction et par suite une rupture prématurée de la structure.

réguliers équivalent, constitue elle aussi une approche raisonnable en vue de l'évaluation du risque de liquéfaction.

Dans le même ordre d'idées, il convient également de noter qu'à l'exception du phénomène de liquéfaction et à condition de fixer les valeurs du coefficient sismique à partir de l'analyse dynamique de l'ouvrage, et de prendre en compte les pressions interstitielles générées, la méthode pseudo-dynamique conserve le mérite de classer les barrages en remblai vis à vis de leur résistance au cisaillement.

La réponse à un tremblement de terre d'un barrage en terre dépend aussi de l'état initial des matériaux constitutifs du barrage. Le comportement de ces derniers est lui même fonction du mode de construction du barrage, et de son histoire. Il est donc conseillé de reproduire au laboratoire l'histoire qu'a subi le sol in situ avant de le soumettre au chargement dynamique. Par ailleurs, il faut signaler que l'incertitude existant sur la réalisation de l'expérience ne peut être négligée (matériaux écrêtés, utilisation d'échantillons remaniés etc...).

Le développement des pressions d'eau étant la principale cause de rupture des barrages, il conviendra de maintenir hors de l'eau la totalité du corps du barrage en prévoyant des organes d'étanchéité à l'amont ou de placer à l'abris d'un réseau de drainage les matériaux liquéfiables empêchant ainsi leurs liquéfaction et par suite une rupture prématurée de la structure.

Coefficient in Earth Dams During Earthquake ", A.S.C.E
vol. 92, N° SM3, 59-83.

- [16] BANERJEE N.B., SEED H.B. and CHAN C.K., (1979), " Cyclic Behavior of Dense Coarse Grained Materials in Relations to the Seismic Stability of Dams ", Report E.E.R.C N°79/13.
- [17] DIKMEN S.U and GHABOUSSI J. (1984), " Effective Stress Analysis of Seismic Response and Liquefaction - Théory ", A.S.C.E, vol. 110, N°5.
- [18] GHABOUSSI J. and DIKMEN S.U. (1984), " Effective Stress Analysis of Seismic Response and Liquefaction - Case Studies", A.S.C.E, vol. 110, N°5.
- [19] MARTIN G.R and LIAM FINN W.D., (1975), " Fundamentals of Liquefaction Under Cyclic Loading ", A.S.C.E vol 101 N°GT5.
- [20] LEE K.L and SEED H.B., (1967), " Cyclic Stress Conditions Causing Liquefaction of Sands", A.S.C.E, vol. 93, N°SM 1.
- [21] SUKEO OTTARA, SEIMA KOTSUBO and TETSURO YAMAMOTO, (1985), " Pore Pressures Developed in Saturated Sand Subjected to Cyclic Shear Stress Under Partial Drainage Conditions ", J.J.S.S.M.F.E., Soil and Foundations, vol 25 N°2.
- [22] SEED H.B. and IDRIS I.M., (1970), " Soil Moduli and Damping Factor for Dynamic Response Analysis ", Report E.E.R.C N° 70/10.
- [23] HARDIN B.O and DRNEVICH V.P., (1972), " Shear Modulus and Damping in Soils : Measurements and Parameters Effects ", A.S.C.E vol 98, N°SM6.
- [24] HARDIN B.O and DRNEVICH V.P., (1972), " Shear Modulus and Damping in Soils : Design Equations and Curves ", A.S.C.E vol 98, N°SM7.
- [25] SHEN Z.J. (1981), " Dynamically Coupled Percolation and Deformation Analysis of Earth Dams ", International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics.
- [26] TOULEB B.N., (1988), " Analyse Pseudo-bidimensionnelle des ouvrages en terre ", Thèse de M.Sc.A, Université de Montréal, Ecole Polytechnique, Département de Génie Civil.
- [27] PECKER A. and DUPAS J.M., " Comportement des Sols Sous Chargement Cyclique ", Revue Française de Géotechnique N° 15.

Coefficient in Earth Dams During Earthquake ", A.S.C.E
vol. 92, N° SM3, 59-83.

- [16] BANERJEE N.B., SEED H.B. and CHAN C.K., (1979), " Cyclic Behavior of Dense Coarse Grained Materials in Relations to the Seismic Stability of Dams ", Report E.E.R.C N°79/13.
- [17] DIKMEN S.U and GHABOUSSI J. (1984), " Effective Stress Analysis of Seismic Response and Liquefaction - Theory ", A.S.C.E, vol. 110, N°5.
- [18] GHABOUSSI J. and DIKMEN S.U. (1984), " Effective Stress Analysis of Seismic Response and Liquefaction - Case Studies", A.S.C.E, vol. 110, N°5.
- [19] MARTIN G.R and LIAM FINN W.D., (1975), " Fundamentals of Liquefaction Under Cyclic Loading ", A.S.C.E vol 101 N°GT5.
- [20] LEE K.L and SEED H.B., (1967), " Cyclic Stress Conditions Causing Liquefaction of Sands", A.S.C.E, vol. 93, N°SM 1.
- [21] SUKHO OTTARA, SEIMA KOTSUBO and TETSURO YAMAMOTO, (1985), " Pore Pressures Developed in Saturated Sand Subjected to Cyclic Shear Stress Under Partial Drainage Conditions ", J.J.S.S.M.F.E., Soil and Foundations, vol 25 N°2.
- [22] SEED H.B. and IDRISS I.M., (1970), " Soil Moduli and Damping Factor for Dynamic Response Analysis ", Report E.E.R.C N° 70/10.
- [23] HARDIN B.O and DRNEVICH V.P., (1972), " Shear Modulus and Damping in Soils : Measurements and Parameters Effects ", A.S.C.E vol 98, N°SM6.
- [24] HARDIN B.O and DRNEVICH V.P., (1972), " Shear Modulus and Damping in Soils : Design Equations and Curves ", A.S.C.E vol 98, N°SM7.
- [25] SHEN Z.J. (1981), " Dynamically Coupled Percolation and Deformation Analysis of Earth Dams ", International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics.
- [26] TOUILEB B.N., (1988), " Analyse Pseudo-bidimensionnelle des ouvrages en terre ", Thèse de M.Sc.A, Université de Montréal, Ecole Polytechnique, Département de Génie Civil.
- [27] PECKER A. and DUPAS J.M., " Comportement des Sols Sous Chargement Cyclique ", Revue Française de Géotechnique N° 15.

- [40] SEED H.B. and AL., (1975), " Representation of Irregular Stress Time Histories by Equivalent Uniform Stress Series in Liquefaction Analyses ", Report E.E.R.C N° 75/29.
- [41] SEED H.B., MARTIN P.H., and LYSMER J., (1976), " Pore Water Pressure Changes During Soil Liquefaction ", A.S.C.E N° GT4.
- [42] LIAM FINN W.D., LEE K.W., MAARTMAN C.H., and LO R., (1978) " Cyclic Pore Pressure Under Anisotropic Conditions ", A.S.C.E, Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Pasadena.
- [43] CHANG S.C, (1981), " Residual Pore Pressure and Deformation Behavior of Soil Samples Under Variable Cyclic Loading ", International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics.
- [44] ZIENKIEWICZ O.C., (1973), " La Méthode des Eléments Finis ", EDSCIENCE.
- [45] DHATT G. et TOUZOT G., (1984), " Une Présentation de la Méthode des Eléments Finis ", Collection Université de Compiègne.
- [46] COURBON J., (1972), " Calcul des Structures ", Dunod.
- [47] GUALTIERO B. and NOVA R. (1984), " Membrane Penetration Effect in Triaxial Testingg ", A.S.C.E, vol. 110, N°3.
- [48] LUONG M.D. and SIDANER J.F., (1981), " Undrained Behaviour of Cohesionless Soils Under Cyclic and Transient Loading", International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics.
- [48] LUONG M.P., (1980), " Phénomènes Cycliques dans les sols Pulvérulents ", Revue Française Géotechnique N°10.
- [49] MOHKAM M., (1983), " Contribution à l'étude Expérimentale et Théorique du Comportement des Sables sous Chargements Cyclique ", Thèse de Dr. Ing., Université de Grenoble.
- [50] CASTRO G. and POULOS S.T., (1977), " Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility " A.S.C.E vol. 103, N° GT 6.
- [51] SEED H.B and HON M., (1987), " Design Problem in Soil Liquefaction ", A.S.C.E vol 113 N° 8.

- [40] SEED H.B. and AL., (1975), " Representation of Irregular Stress Time Histories by Equivalent Uniform Stress Spectrum in Liquefaction Analyses ", Report E.E.R.C N° 75/29.
- [41] SEED H.B., MARTIN P.H., and LYCMER J., (1976), " Pore Water Pressure Changes During Soil Liquefaction ", A.S.C.E N° GT4.
- [42] LIAM FINN W.D., LEE K.W., MAARTMAN C.H., and LO R., (1978) " Cyclic Pore Pressure Under Anisotropic Conditions ", A.S.C.E, Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Pasadena.
- [43] CHANG S.C, (1981), " Residual Pore Pressure and Deformation Behavior of Soil Samples Under Variable Cyclic Loading ", International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics.
- [44] ZIENKIEWICZ O.C., (1973), " La Méthode des Eléments Finis ", EDSCIENCE.
- [45] DHATT G. et TOUZOT G., (1984), " Une Présentation de la Méthode des Eléments Finis ", Collection Université de Compiègne.
- [46] COURBON J., (1972), " Calcul des Structures ", Dunod.
- [47] GUALTIERO B. and NOVA R. (1984), " Membrane Pénétration Effect in Triaxial Testings ", A.S.C.E, vol. 110, N°3.
- [48] LUONG M.D. and SIDANER J.F., (1981), " Undrained Behaviour of Cohesionless Soils Under Cyclic and Transient Loading", International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics.
- [48] LUONG M.P., (1980), " Phénomènes Cycliques dans les sols Pulvérulents ", Revue Française Géotechnique N°10.
- [49] MOHKAM M., (1983), " Contribution à l'étude Expérimentale et Théorique du Comportement des Sables sous Chargements Cyclique ", Thèse de Dr. Ing., Université de Grenoble.
- [50] CASTRO G. and POULOS S.T., (1977), " Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility " A.S.C.E vol. 103, N° GT 6.
- [51] SEED H.B and HON M., (1987), " Design Problem in Soil Liquefaction ", A.S.C.E vol 113 N° 8.