

M^e Keltab 14/96

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEGNEMENT SUPERIEUR

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT

EN HYDRAULIQUE

THEME :

*ANALYSE DE LA LIQUEFACTION
DANS LES BARRAGES EN TERRE*

Réalisé par :

Mr MAYOUF Smail

&

Mr NABI Yamin

Dirigé par:

Mr NEHITI.H

&

Melle ZERFA-F.Z

Proposé par :

Melle ZERFA F.Z

PROMOTION : 1996



Dédicaces

Avec beaucoup de joie, je dédie ce travail à :

- Mes chers parents à qui je dois tout,
- Mes frères et sœurs,
- Toute la famille MAYOUF et mes proches,
- Tous mes amis que j'aime beaucoup.

Smail.M

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- mes très chers parents pour tous leurs sacrifices et leur présence ainsi que leur dévouement à ma cause,
- mes frères Tahar et Brahim,
- mes chères sœurs,
- mes amis Nounou, Tahar, Rabah, Hamza, Youreddine, Karim et Yourad pour leur aide massive et leurs encouragements,
- et à tous ceux que j'aime.

À tous et à toutes je vous dis :

Merci !

Yamine N.

REMERCIEMENTS

Il nous a été impossible de mener à bien ce travail sans l'assistance et les conseils précieux de M^{me} ZERFA et M^r H.NEHITI, ils ont droit à toute notre reconnaissance d'avoir accepté de diriger ce travail et à l'aide et aux encouragements qu'ils nous ont prodigué, qu'ils trouvent ici l'expression de notre sincère gratitude et profond respect.

Nos remerciements vont au président ~~des~~ membres de jury pour avoir accepté de juger ce travail.

Il nous est particulièrement agréable de les remercier tous pour avoir été nos enseignants.

Et en fin, on tient à remercier également l'ensemble de personnels de la bibliothèque et de centre de calcul de l'ENP, qu'il trouve ici l'expression de notre reconnaissance.

الغرض من هذه الدراسة يتمثل في:

- تحديد إمكانية حدوث أو عدم حدوث ظاهرة السيلان بالنسبة للسدود الترابية تحت تأثير قوى الزلازل بإستعمال طريقة العناصر المنتهية.
- قيام برنامج ألي بلغة الفورتران 77 يقوم بحساب تغير الضغط المائي بدلالة الزمن داخل السد لتحديد إمكانية ظهور هذه الظاهرة.

Sujet: Analyse de la liquéfaction dans les barrages en terre.

Résumé:

Le but de cette étude consiste à:

- évaluer le risque de liquéfaction dans les barrages en terre soumis à des sollicitations sismiques par la méthode des éléments finis;
- adapter un programme en Fortran 77 qui permet de suivre l'évolution des surpressions interstitielles en fonction du temps dans un barrage en terre afin d'estimer ce risque.

Subject: Analysis of liquefaction in earth dams

Abstract:

The object of this study consist to:

- evaluate the risk of liquefaction in earth dams subject to seismic stress with finite elements method;
- fit a program written in Fortran 77 who permet to succed the evolution of pores weter perssues according to time in a damin order to estimate the risk.

SOMMAIRE

CHAP 0 :	INTRODUCTION GENERALE.	page:1
CHAP I:	DEFINITION ET GENERALITES.	page:3
I-1	<i>Notions sur le séisme.</i>	<i>page:3</i>
I-2	<i>Les effets induits par les séismes sur les barrages en terre.</i>	<i>page:7</i>
I-3	<i>Terminologie et définition de la liquéfaction.</i>	<i>page:10</i>
CHAP II:	COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES SOLS.	page:12
II-1	<i>Introduction.</i>	<i>page:12</i>
II-2	<i>Comportement des sols sous chargement cyclique.</i>	<i>page:12</i>
II-3	<i>Méthodes d'identification des sols susceptible à la liquéfaction.</i>	<i>page:20</i>
II-4	<i>Paramètres affectant la résistance au cisaillement cyclique.</i>	<i>page:21</i>
CHAP III:	EVALUATION DU RISQUE DE LIQUEFACTION ET MODELISATION.	page:30
III-1	<i>Approche en contraintes totales.</i>	<i>page:30</i>
III-2	<i>Approche en contraintes effectives</i>	<i>page:39</i>
CHAP IV:	CALCUL PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS.	page:53
IV-1	<i>Définition.</i>	<i>page:53</i>
IV-2	<i>Bases de la méthode des éléments finis.</i>	<i>page:54</i>
IV-3	<i>Méthode des résidus pondérés.</i>	<i>page:56</i>
IV-4	<i>Application de la méthode des éléments finis à l'équation de base.</i>	<i>page:65</i>
CHAP V:	PRESENTATION DU PROGRAMME " LIQ "	page:77
V-1	<i>Critère de convergence.</i>	<i>page:77</i>
V-2	<i>Description des subroutines du programme</i>	<i>page:78</i>

**CHAP VI: PRESENTATION DES RESULTATS
ET INTERPRETATIONS.** *page:84*

- VI-1 Utilisation du programme LIQ dans le cas d'un barrage. page:84*
VI-2 Test de stabilité. page:86
VI-3 Effet d'une histoire irrégulière. page:86
VI-4 Effet du pas de temps. page:86

**CHAP VII: MOYENS DE REMEDIER A LA
LIQUEFACTION.** *page:88*

- VII-1 Accroissement de la densité. page:88*
VII-2 Amélioration du drainage. page:88
VII-3 Augmentation de la contrainte du sol. page:88
VII-4 Modification des caractéristiques du sol. page:88

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.

CHAPITRE 0

INTRODUCTION GENERALE

Aussi loin que l'on remonte dans l'histoire des hommes, la domestication de l'eau apparaît toujours comme l'une de leurs préoccupations majeures. Pour asservir à leurs immédiats besoins cet élément aussi vital que la chaleur et la lumière, tous se dépensèrent en exténuant labeurs, et les prestigieuses dominations des peuples ayant su s'en rendre maître, demeurent aussi vivantes que leur fortune fut grande.

L'évolution technologique amène l'ingénieur à réaliser, dans ce sens, des projets de plus en plus complexes, onéreux et soumis à des normes de sécurité plus strictes. Les barrages, qui font partie de ces ouvrages pesent sur les avaliers un risque potentiel souvent fort grand, compte tenu de l'énergie accumulée dans les réservoirs. Ils sont de grande importance dans les divers secteurs de l'économie.

La maîtrise de ces ouvrages incite l'ingénieur à utiliser fréquemment des modèles de simulation du comportement des systèmes physiques. Ce n'est que depuis une vingtaine d'années que d'importants progrès ont été réalisés dans le domaine de l'étude dynamique des barrages et en particulier les barrages en terre, ceci implique, à la fois, une meilleure évaluation du risque sismique, une détermination délicate, en laboratoire et in-situ, des propriétés dynamiques des matériaux constituant le barrage et la fondation, et des modèles mathématiques complexes permettant d'évaluer, par des équations aux dérivées partielles, le comportement et la réponse dynamique de ces ouvrages.

Le phénomène d'écoulement à travers les milieux poreux, en particulier les barrages en terre, constitue l'un des problèmes majeurs auxquels le concepteur est confronté. Lors d'un chargement dynamique et à cause des infiltrations, les pressions interstitielles augmentent, causant une dégradation continue des caractéristiques mécaniques des sols jusqu'à ce qu'elles atteignent un état où la liaison intergranulaire soit complètement anéantie. Ce phénomène est dénommé « Liquéfaction ».

Pour résoudre les équations qui régissent ce phénomène, la méthode des éléments finis est l'une des méthodes les plus utilisées à l'heure actuelle.

Enfin, on a jugé nécessaire d'aborder cette étude dans le but d'assimiler le phénomène de la « Liquéfaction » et de déceler les effets qui seront induits dans le corps des barrages en terre, suite à une action sismique.

CHAPITRE I

DEFINITIONS ET GENERALITES

I-1 Notions sur le séisme:

Les tremblements de terre font partie des cataclysmes naturels qui ont toujours exercé une grande fascination sur l'humanité. Ils sont responsables de destructions de villes entières, la cause de la mort de millions de personnes et ont souvent des conséquences économiques désastreuses pour les pays touchés, souvent déclarés pays sinistres.

Notre connaissance actuelle du phénomène est telle que, s'il n'est pas possible de prédire l'instant ou un séisme se produira en un lieu donné, il est possible d'identifier les zones à haut risque sismique et d'y construire en conséquence.

Pour être en mesure de construire en zone sismique, il est nécessaire d'identifier ces zones et donc de comprendre le mécanisme générateur des séismes, puis de caractériser un séisme par un certain nombre de grandeurs directement utilisables par l'ingénieur. L'objet de ce qui suit est de fournir ces éléments .

I-1-2 Définitions:

Les tremblements de terre correspondent à une libération d'énergie dans les couches terrestre. L'action sismique peut être décrite comme étant une perturbation transitoire due à la propagation d'ondes dans le sol, d'allure aléatoire. Un champ de contraintes est généré dans une zone le long d'une faille, cette zone est appelée « foyer ».

Une rupture se produit le long de la faille et l'énergie emmagasinée par le travail du champ de contraintes est brutalement réduite d'une quantité égale à la somme de l'énergie dissipée par radiation d'ondes élastiques et de l'énergie transformée en chaleur ou en énergie potentielle. Le retour à l'équilibre se fait par libération des déformations résiduelles lors des secousses suivant le séisme, ces secousses sont appelées « répliques ».



I-1-3 Paramètres caractéristiques d'un séisme:

Lorsque les ondes sismiques, qui se propagent en transportant une grande énergie atteignent un site à la surface de la terre, elles engendrent des vibrations dans trois directions (deux transversales et une verticale).

Les enregistrements des accélérations de ces mouvements en fonction du temps s'effectuent à l'aide d'un accélérographe constituant des accélérogrammes. Après intégration d'un accélérogramme, on peut obtenir les diagrammes des vitesses et des déplacements en fonction du temps (figure I-1).

a) Grandeurs maximales (accélération, vitesse, déplacement):

Dans un accélérogramme (figure I-1) on peut distinguer une phase initiale pendant laquelle les accélérations sont faible (0 à 4 s pour l'accélérogramme de la figure(I-1)), une phase à fort niveau d'accélération (5à 12s), une phase modérée (12à 23s) et une phase très faible de retour progressif au repos (> 23s).

A partir des diagrammes tels que ceux de la figure (I-1) il est possible de connaître la valeur maximale "a", de l'accélération (généralement exprimée en nombre de g), "v", de la vitesse (cm/s) et "d", du déplacement (cm). Ces valeurs ne varient pas totalement indépendamment les unes des autres. En particulier pour les séismes réels, le rapport $a.d/v^2$ est compris entre 5 et 15 environ (NEWMARK- ROSENBLUETH, 1971). Ces valeurs maximales, souvent prises en compte pour caractériser la violence d'un séisme, ne sont pas, à elles seules, caractéristiques de celui-ci. D'autres paramètres ont été introduits à cette fin.

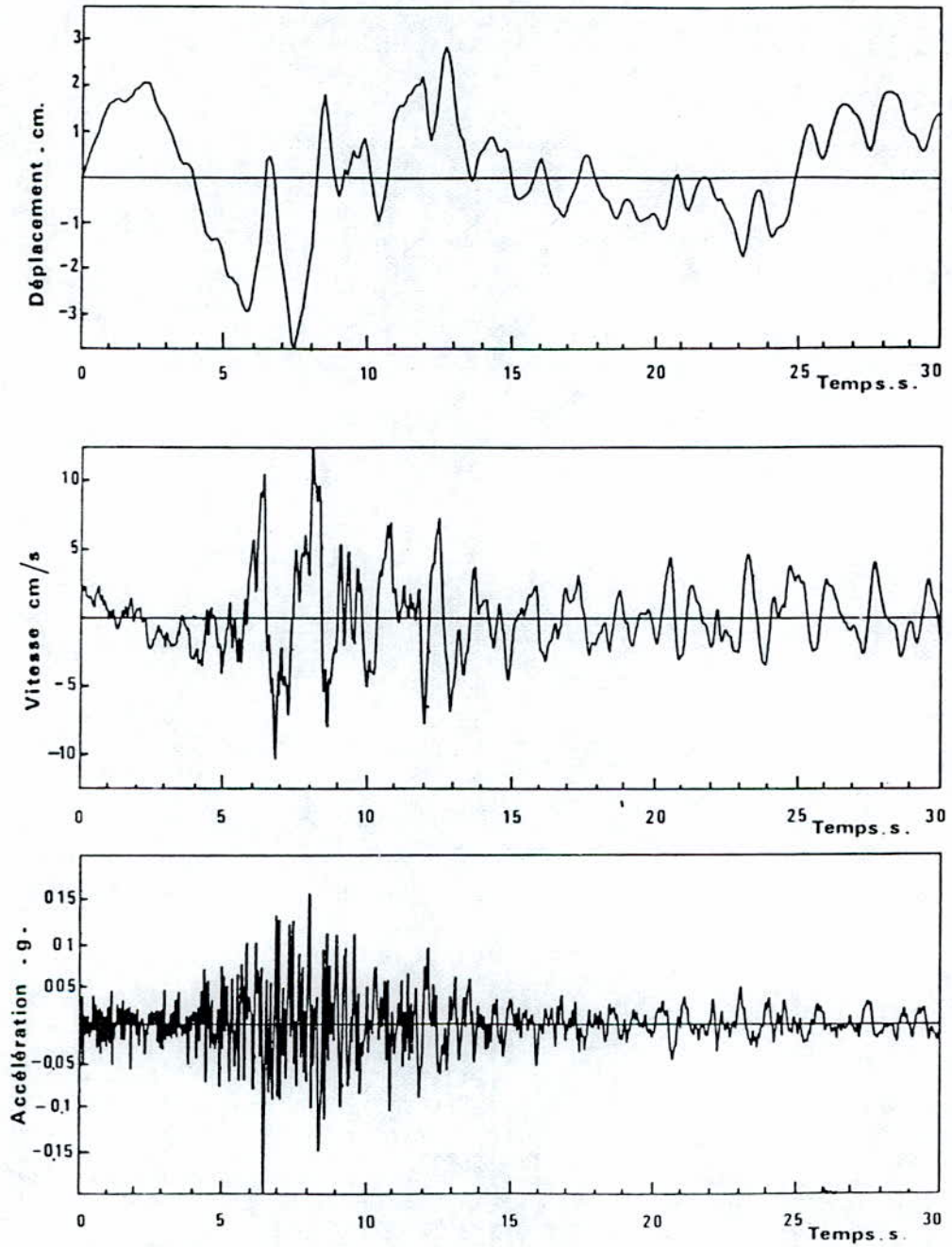


Figure 1-1 Séisme d'Olympia, Washington 1949 - Composante S 86 W

b) Durée:

La durée d'un séisme est délicate à définir directement à partir de l'accélérogramme. Certains sismologues ont proposé de la définir à partir du diagramme d'Husid qui est un moyen commode de quantifier la variation du niveau d'excitation dans le temps. Par définition, si $a(t)$ est l'accélération fonction du temps, T , la durée totale du séisme, la variation de l'intégrale :

$$h(t) = \left[\int_0^t [a(t)]^2 dt \right] / \left[\int_0^T [a(t)]^2 dt \right] \quad (I-1.1)$$

constitue le diagramme d'Husid. L'intégrale au dénominateur de l'équation (I-1.1) est une mesure de l'énergie contenue dans l'accélérogramme. Le diagramme d'Husid correspondant à l'accélérogramme de la figure (I-1) est donné sur la figure(I-2).

On peut alors définir la durée significative du séisme comme le temps requis pour passer du niveau 5% au niveau 95 %, soit 20 secondes dans le cas présent.

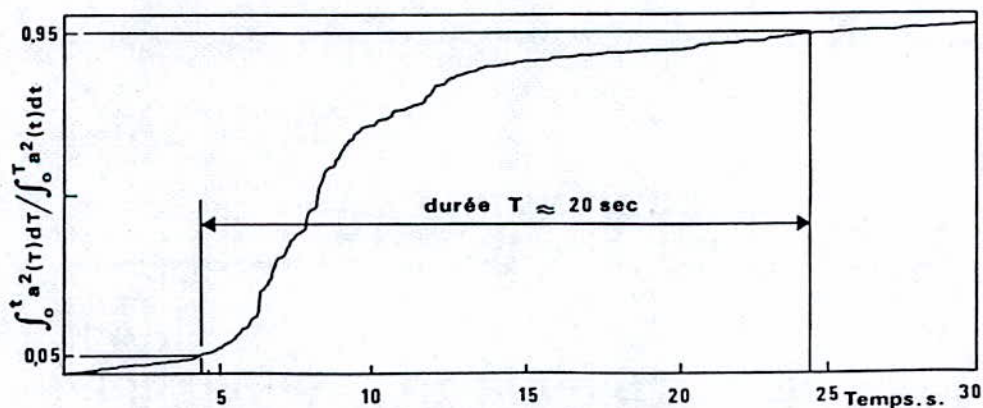


Figure I-2 Diagramme d'Husid - Séisme d'Olympia (1949)



c) Intensité et magnitude:

L'importance d'un séisme peut être mesurée de deux façons :

- la première consiste à évaluer les dégâts occasionnés par le séisme aux édifices et ouvrages, à constater l'importance des perturbations qui se sont produites au sol (apparition de failles en surface, glissements de terrains, phénomène de liquéfaction ...etc) et à connaître le degré de perception de l'ébranlement par l'homme mais aussi par les animaux, à partir de ces observations, le séisme est caractérisé par son « intensité », l'échelle utilisée actuellement est celle de « MERCALLI » qui comporte 12 degrés.

L'intensité n'est pas un paramètre fiable en génie parasismique. Si l'on veut par contre connaître la force d'un séisme indépendamment des dégâts occasionnés, on mesure dans ce cas l'amplitude ou la longueur du signal généré par le séisme sur les sismographes. Ainsi, on caractérisera un séisme par sa magnitude « M » qui est calculée comme le logarithme de l'amplitude des ondes sismiques d'une certaine fréquence enregistrée sur un sismographe:

$$M = \text{Log}(A/T) + f(\Delta, h) + S$$

avec :

A: c'est l'amplitude de l'onde.

T: représente la période de l'onde,

f: facteur de correction, fonction de la distance épacentrale (Δ) et de la profondeur focale h ,

S: facteur de site.

La magnitude peut être reliée à l'énergie libérée lors d'un séisme (sous forme relative E_r) par la relation empirique suivante:

$$\text{Log } E_r = 11.4 + 1.5 M$$

ou E_r est exprimée en [ergs].

L'échelle utilisée pour quantifier la magnitude d'un séisme est celle de « RICHTER », qui comporte 9 degrés.

I - 2 Les effets induits par les séismes sur les barrages:

Le séisme est le facteur le plus favorable à la liquéfaction, au cours de ce 20^{ème} siècle de nombreux tremblements de terre dévastateurs ont ruiné des régions entières en détruisant des constructions et des populations. Les barrages sont aussi très touchés. Des désordres très importants relevés lors de certains séismes au niveau des barrages en terre et qui lui sont imputables, en témoignent sans conteste.

Les principaux dommages observés au niveau des barrages en remblai ont été étudiés par H.B SEED. Il les classes 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 ces talus.
- 3) - Erosion interne et phénomène de 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 reservoir.
- 6) - Tassement ou affaissement de la crête du barrage.
- 7) - Destruction du déversoir et des ouvrages de vidange.

Prenons à titre d'exemple la description de quelques ruptures des barrages observés lors des séismes.

I-2-1 Barrage de SAN FERNANDO:

Le séisme de SAN FERNANDO a eu lieu le 9 février 1971 avec une magnitude ($M=6.6$ sur l'échelle de RICHTER), une accélération évaluée à ($0.5g - 0.6g$) et d'une durée environ 14 seconde, le barrage était construit essentiellement par un remblai hydraulique et dont les caractéristiques sont les suivantes :

Hauteur = 43m, capacité = $2.5 \cdot 10^6 m^3$, pente en amont 2.5/5.1, pente en aval 5/1.

Avant et au moment du séisme le niveau de la retenue était 33.8m, à 7.6m sous l'évacuateur de crue, à 11m sous la crête. Après le séisme la revanche n'était plus que 1.5m.



Les dommages observés sont un glissement dans l'ouvrage. L'analyse de cette rupture a montré que le dommage est due à une liquéfaction qui s'est développée au pied de l'ouvrage, dont les caractéristiques mécaniques des matériaux sont :

$$-D_{50} = (0.05 \text{ à } 1) \text{ mm.}$$

$$-\gamma_d = (15 \text{ à } 19) \text{ kN/m}^3$$

$$-\text{Coéfficient d'uniformité } c_u = (7 \text{ à } 10)$$

$$-\text{Densité relative } D_r = (51 \text{ à } 54)\%$$

$$-c' = 0 ; c_{ev} = 10 \text{ kpa} ; \phi' = 37^\circ ; \phi = 15^\circ$$

On précise qu'à « SAN FERNANDO », il y avait (25) barrages construits en matériaux argileux qui n'ont subi aucun désordre important.

I-2-2 Le barrage SHEFFIELD de SANTA BARBARA:

Le séisme a eu lieu au juin 1925, avec les caractéristiques suivantes :

M = 6.3 sur l'échelle de Richter; situé à une distance d'une dizaine de kilomètres de l'épicentre la durée de séisme est de (15-18) seconde; l'accélération $a = (0.04 \text{ à } 0.1)g$. Le barrage est construit en 1917 en remblai. Il avait une longueur de 219.5 mètres et une hauteur de 8m.

On a observé une rupture totale du barrage. L'analyse de l'état de l'ouvrage après rupture a révélé un glissement qui c'est produit à l'aval de remblai. Encore, les dégâts relevés sont attribués à la dégradation des propriétés mécaniques du sol par liquéfaction.

I-2-3 Dommages subis par le barrage d'Hebgen Lake (1959):

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 enfocée d'environ 3m.



- Les dalles de pieds de l'évacuateur qui étaient fondées sur des alluvions sablonneuses étaient pratiquement détruites.
- La fondation rocheuse s'était déplacée massivement.
- Des fissures transversales et surtout longitudinales de 5 à 30 cm de largeur ont apparu.
- 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 50.10⁶ tonnes de rocher.

I-2-4: 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 leur ruptures ont été liées à la liquéfaction de leur 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 de la secousse.

Conclusion :

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

- Bien que les calculs de stabilité par méthodes classiques simplifiées, prévoyaient une sécurité totale (coefficient de sécurité supérieur à 1,05) pour tous ces barrages, certains d'entre eux se sont complètement rompus.
- Aucune rupture grave n'a affecté les barrages construits en matériaux argileux.
- Quelques endommagements ont été attribués aux infiltrations et ruptures des ouvrages annexes.

Le comportement des barrages en terre dépend du comportement des matériaux constitutifs. Donc l'analyse de la structure doit passer d'abord par l'analyse des matériaux constitutifs.



I- 3 Définition et terminologie de la liquéfaction :

I-3-1 Historique :

La première fois, c'est en 1936, que CASAGRANDE avait fait une tentative d'explication du phénomène de liquéfaction, en introduisant la notion d'indice de vide critique, en exploitant des résultats déduits des essais avec chargement monotone.

Les études pionnières ont été effectuées dans les années soixante, suite au séisme historique de NIGATA, qui est considéré simulateur de ces études.

Ensuite les chercheurs sont penchés sur l'étude de l'évaluation du risque de liquéfaction des sols, plusieurs modélisations et approches ont été faites par plusieurs professeurs et chercheurs citons à titre d'exemple le professeur SEED de l'université de BERKELEY, et d'autres comme, FINN, MARTIN, IDRIS, CASTRO, CHANG, ANNAKI, DRENEVICH, HABIB, etc.

I-3-2 Définition :

D'après la définition proposée par le comité de dynamique des sols de l'ASCE (1978), on appelle liquéfaction le processus de transformation d'une substance en un liquide. (Pour les sols, cette liquéfaction est une perte de résistance au cisaillement) consécutive au développement des surpressions interstitielles et entraînant une chute des contraintes effectives, jusqu'à s'annuler.

chrg. statique
vide \Rightarrow c
riso
 σ
entat
conste
salide

Ces surpressions sont accompagnées de déformations dont l'amplitude peut définir la condition où le sol subit une déformation continue illimitée à une valeur de contrainte résiduelle qui réduit la contrainte effective de façon importante, à ce stade la résistance du sol au cisaillement devient négligeable, et le sol s'écoule comme un liquide.

L'augmentation de la pression interstitielle peut résulter d'un chargement quasistatique monotone ou d'un chargement cyclique alterné, dû aux éléments naturels (houle, séisme) ou à des technologies particulières (vibrofonçage, machines tournantes, explosion, chocs,.....etc.)

D'une façon générale pour qu'il y ait liquéfaction il faut qu'il y ait conjonction des conditions suivantes :

- Présence d'un terrain sableux.
- Présence d'une nappe, et le sol doit être saturé, si non la réduction du volume s'opère par contraction de volume du gaz occulté sans augmentation sensible de pression de l'eau interstitielle.
- Chargement cyclique (séisme).
- La perméabilité du sol doit être faible devant la vitesse de développement des surpressions interstitielles pour qu'il puisse y avoir cumule à chaque cycle.

On note que ces conditions sont nécessaires et non suffisantes car il peut y avoir toute ces condition sans avoir la liquéfaction du sol.



CHAPITRE II

COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES SOLS

II-1 Introduction:

Les barrages en terre sont des murs de retenue d'eau suffisamment étanches, construits avec la terre et les matériaux rocheux du site, suivant des mélanges et proportions bien définis. Le terme « terre » doit être pris dans le sens le plus large du mot et sert à désigner toute sorte de matériaux et débris terreux comprenant non seulement les différents sols définis par le pédologue, mais aussi l'ensemble des matériaux provenant de la désagrégation ou de la décomposition des roches.

Lorsqu'un barrage et sa fondation sont soumis à un séisme, celui-ci y engendre un champ d'accélération qui ~~depend~~^{de} de la raideur des matériaux constitutifs, leur capacité d'amortissement interne, l'augmentation de la pression interstitielle dont l'importance est fonction de la " fréquence du séisme " et de la perméabilité des matériaux.

Donc, l'étude de comportement dynamique des barrages en terre conduit à l'étude de comportement des sols sous chargement cyclique, particulièrement les sables, les matériaux argileux et les sols graveleux propres.

II-2 Comportement des sols sous chargement cyclique :

L'examen d'enregistrements de mouvement des sols de nature géologique et géotechnique différente, fait apparaître une forte influence des caractéristiques géotechniques sur la nature de la réponse à un séisme donné.

Cette différence de nature se manifeste par des différences dans les accélérations maximales de surface et surtout dans les spectres de réponse, d'où la nécessité d'étudier le comportement des sols sous chargement dynamique. Ceci permet, en zone sismique, de parvenir à une bonne conception des ouvrages qui y sont fondés.

Les essais de laboratoire ont mis en évidence les différentes réponses des sols lorsqu'ils sont soumis à des chargements cycliques.

Le concept de l'état caractéristique permet de rendre compte du comportement des sols sous chargement dynamique.

La position de la valeur moyenne du déviateur de contrainte par rapport au seuil caractéristique gouverne les variations de volume. Le corollaire de ces variations de volume pour un chargement cyclique non drainé est une variation de la pression interstitielle. Les essais cycliques à faible amplitude de charge, dans le domaine subcaractéristique, induisent un développement continue des pressions interstitielles. La contrainte effective du matériau décroît et tend vers une stabilisation au tour de la ligne caractéristique : c'est l'état de mobilité cyclique (figure II-1). Les cisaillements cyclique non drainés dans le domaine surcaractéristique conduisent à un comportement inverse : la stabilisation vers l'état caractéristique s'effectue par diminution de pression interstitielle, ce qui correspond au comportement dilatant du matériau dans les essai drainés : il y a stabilisation (figure II-1).

La liquéfaction est obtenue lors des cisaillements non drainés, alternés de part et d'autre du déviateur nul. Chaque cycle de chargement réduit la contrainte moyenne p' par suite de l'augmentation de pression interstitielle; ce processus s'accélère lorsque la contrainte effective franchie le seuil caractéristique. Après quelques cycle, la contrainte moyenne tend à s'annuler avec le déviateur de contrainte lors d'une décharge (figure II-1). Il y a alors liquéfaction. Dans ce qui suit nous nous intéresserons particulièrement au phénomène de liquéfaction.

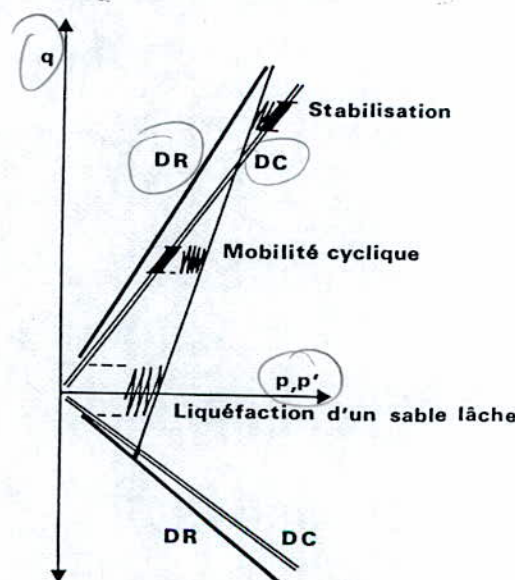


Figure II-1 Comportement du sable en condition non drainée

Mécanisme de la liquéfaction :

Les sols pulvérulents et particulièrement les sables sont les plus susceptibles à la liquéfaction, la théorie de la liquéfaction pour les sols pulvérulents est fortement liée à la densité critique et à la dilatance, car lorsqu'un élément du sol pulvérulent est soumis à un effort de cisaillement cyclique (séisme), il subit une variation de volume, le sens de cette variation dépend de la manière dont les grains sont enchevêtrés les uns par rapport aux autres, c'est à dire l'état de compacité.

Ce phénomène est appelé « dilatance » il intervient aussi, mais de façon moins importante dans les sols fins.

La figure (II-2) montre les courbes efforts - déformations ainsi que les variations de volume correspondantes. Lors de trois essais à la boîte de cisaillement, pour un même sable pris dans des conditions de compacité différentes.

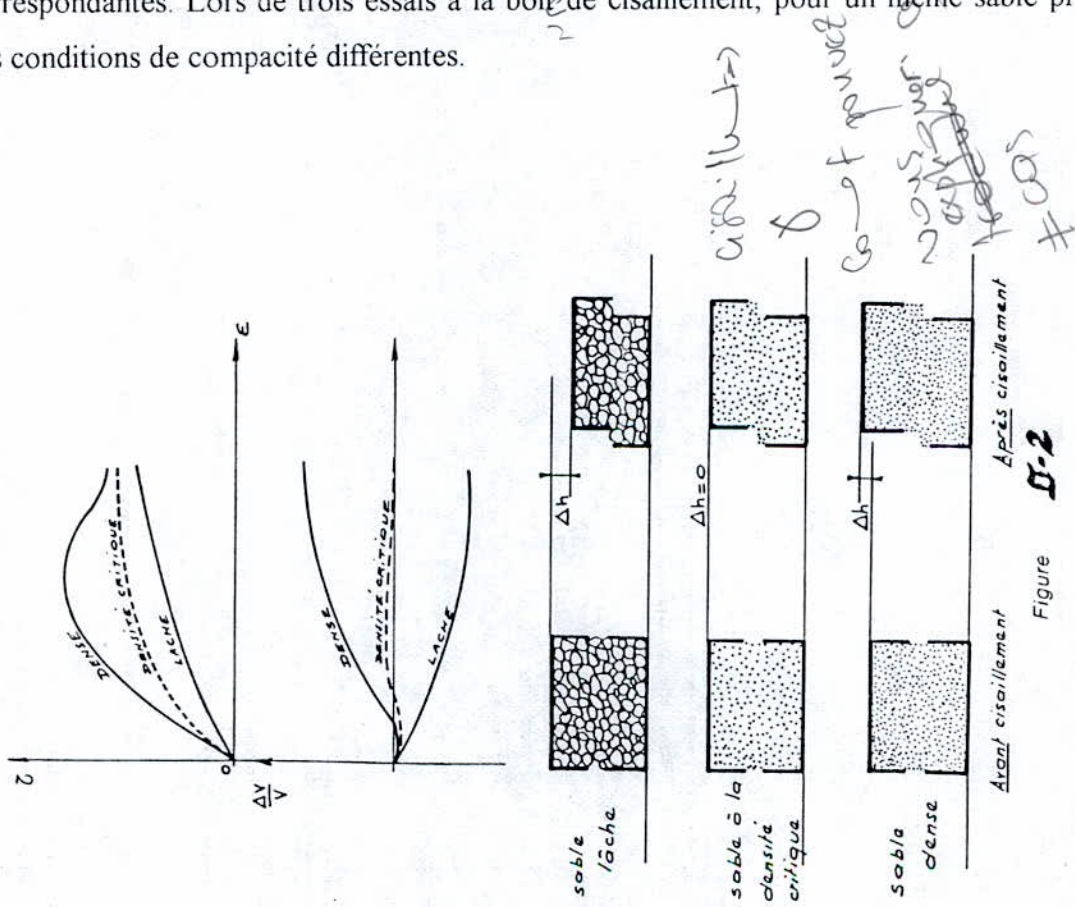


Figure II-2

Pour un sable lâche la variation de volume est négative, puis pour un sable dense, la variation de volume est positive, et finalement pour un sable pris à une densité initiale tel qu'il n'y ait pas de variation de volume au cours de cisaillement ($\Delta v = 0$), cette valeur de densité s'appelle la densité critique.

Pour les sols saturés la notion de dilatance et densité critique est très importante, car c'est elle qui explique le mécanisme de liquéfaction.

En effet, lors d'un séisme, bien que les sols grenus ont une perméabilité importante, peuvent entraîner un comportement non drainé de ces derniers.

Sur un sable dense saturé, de telles sollicitations augmentent les contraintes effectives, il y a en effet tendance à une augmentation du volume de squelette, qui entraîne une diminution de la pression interstitielle, la résistance à la rupture se trouve ainsi augmentée.

Au contraire, dans un sable lâche les même sollicitations diminuent les contraintes effectives, puisqu'il y a tendance à une diminution de volume, comme le comportement de sol est non drainé, donc $\Delta v = 0$, la pression interstitielle augmente fortement, arrivée a une certaine limite, il va y avoir liquéfaction de sable et par suite la rupture. La figure (II-3) montre l'aspect qualitatif de l'augmentation de la pression interstitielle.

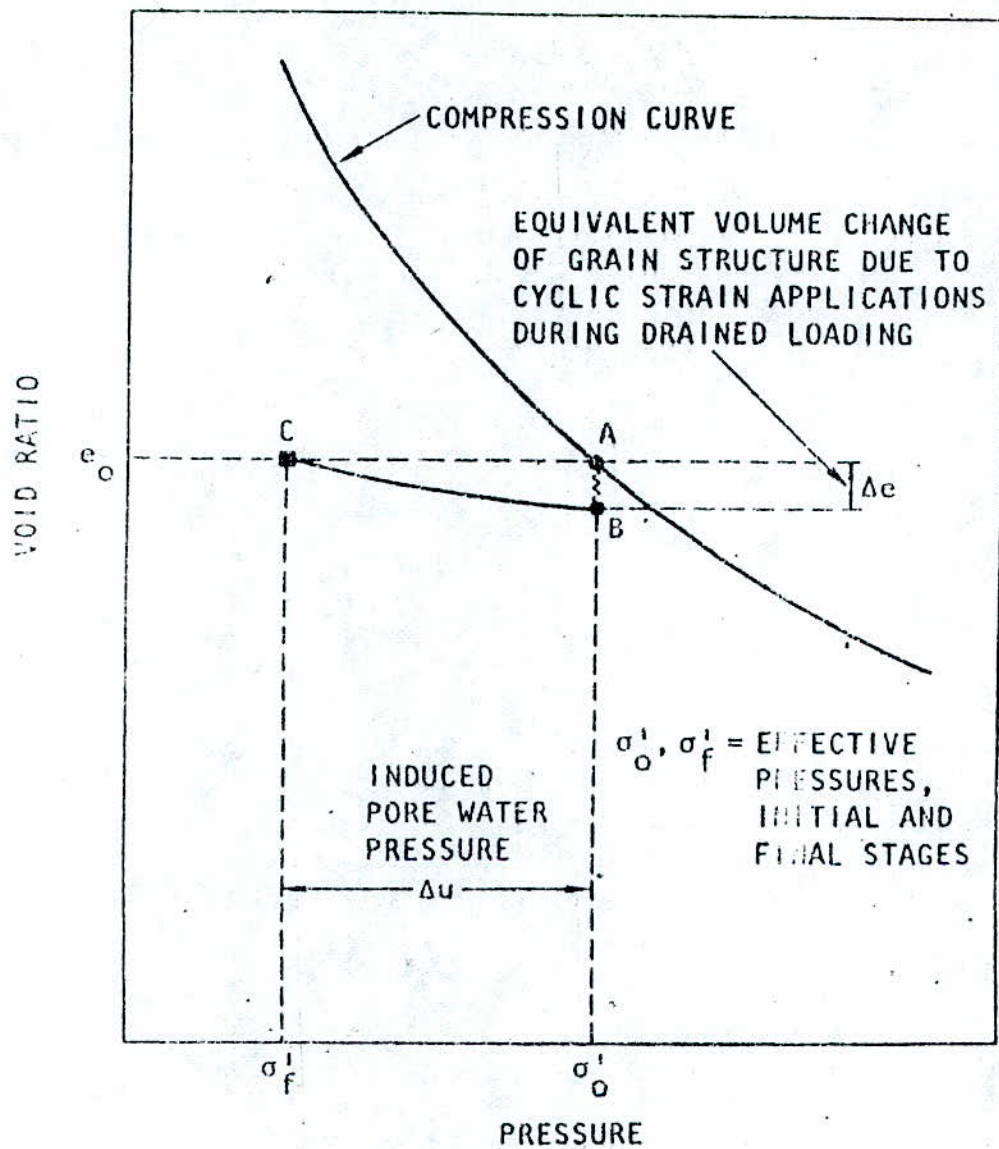


FIG II-3) Schematic illustration of mechanism of pore pressure generation during cyclic loading.

Voici ainsi l'aspect théorique qui explique le phénomène de liquéfaction :

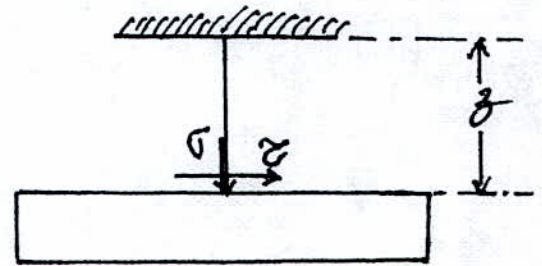
Prenons un échantillon du sol à une profondeur z .

La contrainte de cisaillement τ à une profondeur z est donnée par la formule :

$$\tau = c + \sigma' \cdot \text{tg}(\varphi)$$

avec :

$$\sigma' = \sigma - u_p$$



u_p : pression interstitielle, $u_p = \gamma_w \cdot z$

σ : contrainte normale à une profondeur z , $\sigma = \gamma_{\text{sat}} \cdot z$

φ : angle de frottement interne

c : cohésion ($c = 0$) pour les sols pulvérulents

σ' : la contrainte effective, $\sigma' = (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) z = \gamma_d \cdot z$

Si la pression interstitielle augmente d'une valeur u , cela entraîne une diminution de la contrainte effective de la même valeur et la contrainte de cisaillement devient :

$$\tau = (\sigma' - u) \text{tg}(\varphi)$$

- On aura liquéfaction initiale lorsque $\tau = 0$, cela implique que :

$$\sigma' = u \quad \text{ou} \quad u/\sigma' = 1$$

- donc dans ce qui suit on évalue le risque de liquéfaction en calculant l'évolution du taux de pressions interstitielles $r_u = u/\sigma'$

il y aura liquéfaction lorsque : $u/\sigma' \geq 1$

Plusieurs études ont montrée (conditions au laboratoire) que la contrainte cyclique de cisaillement causant la liquéfaction est approximativement proportionnelle à la contrainte normale effective initiale.

D'où, les résultats des essais sont généralement donnés sous la forme: τ/σ' .

II-2-1 Comportement des sables:

- Les sollicitations cycliques peuvent, pour certains sols, conduire à la rupture. Ce sont le cas de sables saturés, peu denses, pour lesquels certains chargements sismiques peuvent provoquer la liquéfaction.
- La liquéfaction dans les sables est liée aux variations de volume du squelette solide.
- Pour un sable sec aussi dense soit il initialement, l'application d'un cycle de chargement analogue à celui de la figure (II-4) conduit à une densification du matériau.

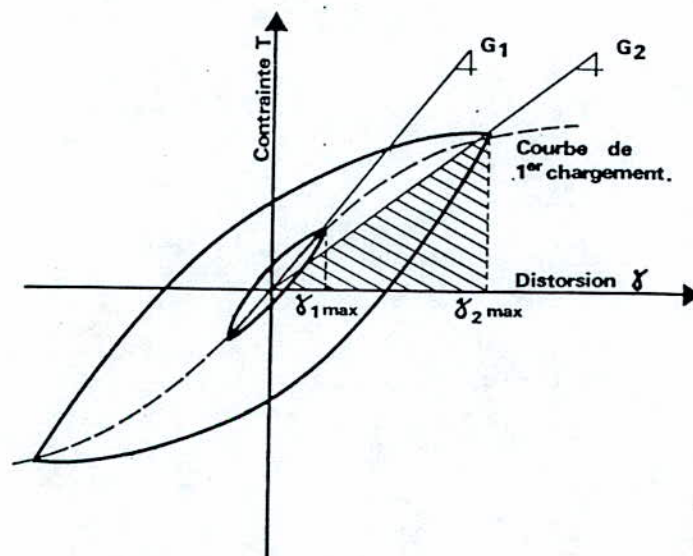


Figure II-4 Courbe effort - Déformation cyclique .

- Si le même échantillon de sol est saturé et sollicité en condition non drainée, son volume ne peut pas varier. Le réarrangement des grains qui tend à le densifier provoque un transfert de contraintes supportées par les grains à l'eau interstitielle.

En effet, à la rupture, s'il n'y a pas de liquéfaction les sables denses ont un comportement dilatant qui se manifeste par une diminution de la pression interstitielle, le sol recouvre alors toute ou une partie de sa résistance au cisaillement et cesse de se déformer de façon importante.

Les déformations correspondantes sont limitées dans le cas de sables denses dont la dilatance sous l'effet du cisaillement favorise la dissipation des pressions interstitielles et le regain de la résistance au cisaillement. Par contre, dans le cas de sables lâches, les caractéristiques de résistance au cisaillement sont fortement affectées par la sollicitation cyclique associée au séisme.

II - 2 - 2 Comportement des matériaux argileux :

Pour ce type de sol, la rupture peut être obtenue pour un nombre de cycles de chargement suffisamment élevé, le plus souvent bien supérieur au nombre de cycles équivalent d'un séisme, ce qui explique la bonne tenue des remblais argileux plastiques.

Les caractéristiques de résistance au cisaillement de certains matériaux argileux, à comportement compactant, sont fortement affectées par la sollicitation cyclique due au séisme.

Le phénomène d'étalement (l'une des principales causes de ruptures dynamique d'un barrage en remblai), peut affecter les couches d'argiles molles, plus au moins sensibles, de la fondation. La rupture par ce phénomène est due au développement des pressions interstitielles induites par le cisaillement cyclique dû au séisme.

II - 2-3 Comportement des sols graveleux propres :

Ces sols présentent une stabilité importante du fait de leur perméabilité élevée qui empêche le développement complet de pressions interstitielles ou du moins limiter la durée (à l'échelle de temps du séisme), pendant laquelle l'état de rupture (liquéfaction) est effectivement atteint. Il est de même pour les enrochements, il faut vérifier que ces sols grossiers présentent une perméabilité suffisante en regard de contractance, pour que les pressions de l'eau dans les interstices aient le temps de se dissiper, ce qui n'est pas le cas pour les éboulis, les moraines ou les enrochements médiocres comportant un pourcentage important de matériaux fins.



Les matériaux grossiers ,très lâches et perméables, peuvent se contracter en un temps très court et présenter des phénomènes de liquéfaction. En général, il semble que les matériaux très grossiers (grosses alluvions, enrochements), s'ils sont bien compactés et s'ils présentent une courbe granulométrique correspondant à un matériau plein sont particulièrement adoptés aux séismes.

II - 3 Méthode d'identification des sols susceptibles à la liquéfaction :

La 1^{ère} phase d'investigation s'appuiera d'abord sur les critères granulométriques et sur les résultats des essais d'identification classiques de mécanique des sols. Le tableau ci-dessous regroupe les différents critères envisagés dans les prochaines règles de construction parasismique. Cette première phase, qui fait appel à des méthodes conventionnelles, doit déboucher sur un diagnostic permettant de repérer les horizons qu'il faut tenir comme suspects ou non de liquéfaction. En cas de doute, l'analyse devra être approfondie.

Tableau 1 :

Définition, à partir des résultats d'essais d'identification traditionnels, des sols que l'on doit considérer comme susceptibles de se liquéfier :

sols susceptibles de se liquéfier
<p>* sables, sables vaseux et silteux tel que:</p> <ul style="list-style-type: none"> • degré de saturation voisin de 100% • D_{50} compris entre 0.05 et 1.5 mm • coefficient d'uniformité : $C_u = D_{60} / D_{10} < 15$ <ul style="list-style-type: none"> • contrainte verticale effective en place inférieure à 0.1 Mpa <p>* sols argileux :</p> <ul style="list-style-type: none"> • $D_{15} > 0.005$ mm. • $\omega_L < 35$ %. <p>Teneur en eau : $\omega > 0.9 \omega_L$.</p>

La 2ème phase, consiste à l'évaluation du risque à l'aide des essais sur place. Ces essais déjà nécessaires pour le projet en situation normale, sont les seuls permettant de reconnaître rapidement et à moindre coût l'ensemble des couches à l'échelle d'un site. On conçoit dès lors l'intérêt que représente la valorisation des résultats qu'ils fournissent pour apprécier également le risque de liquéfaction.

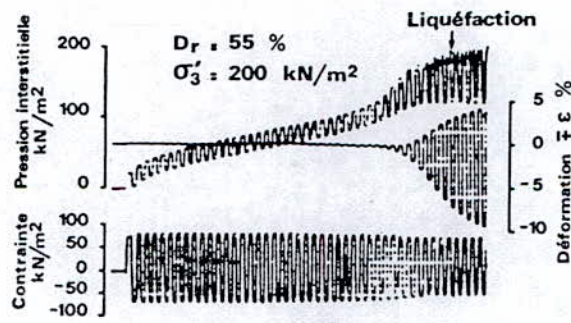
Différentes corrélations empiriques mettant en relation la réponse sismique de sites ayant subi un séisme et le résultat d'essais en place ont ainsi été affinés au cours des vingt dernières années.

La recherche de corrélations s'est faite jusqu'à présent principalement avec le résultat d'essais de pénétration aux standard penetration test (SPT), puis au pénétromètre statique.

II-4 Paramètres affectant la résistance au cisaillement cyclique (R.C.C):

L'étude de ces paramètres ne peut se faire que dans des conditions expérimentales bien contrôlées que seuls les essais au laboratoire permettent d'obtenir. A cet effet divers types d'appareillage sont utilisés: l'appareil triaxial cyclique, la table vibrante. En place, la vitesse d'application des sollicitations sismiques étant généralement plus grande que la vitesse de dissipation des pressions interstitielles (fonction de la perméabilité du sol et des conditions de drainage), les essais de liquéfaction au laboratoire sont réalisés en conditions non drainées. Ils permettent d'évaluer la R.C.C non drainée du sol.

Lors de la réalisation d'un essai de liquéfaction, pour un effort cyclique d'amplitude constante donnée, la pression interstitielle croît avec le nombre de cycles de sollicitations jusqu'à atteindre une valeur maximale égale à la pression de confinement, cet état caractérise la liquéfaction. La déformation, tout en augmentant avec le nombre de cycles, reste faible au début de l'essai pour devenir importante au voisinage de la liquéfaction (figure II-5).



Enregistrement d'un essai triaxial cyclique

Fig. II-5

La R.C.C dépend des même paramètres que ceux dont dépend la loi de comportement d'un sol:

- De l'état de contraintes actuel;
- De l'histoire des contraintes et des déformations subies depuis sa formation;
- De l'incrément de contrainte appliquée.

Auquels il faut ajouter l'influence de la saturation. L'évaluation de la résistance au cisaillement cyclique (R.C.C) consiste à reproduire au laboratoire, de la façon la plus fidèle possible, les conditions de sollicitations en place.

II-4-1 Influence de l'état de contraintes actuel :

En déformations planes, qui est l'hypothèse admise pour traiter les problèmes de propagation d'ondes, l'état de contrainte d'un élément de sol est défini par les trois composantes σ_x , σ_z et σ_{xz} du tenseur des contraintes effectives. Si la composante σ_{xz} est nulle, la contrainte principale mineure σ_x est reliée à la contrainte principale moyenne σ_z par le coefficient de poussée des terres au repos k_0 :

$$\sigma_x = k_0 \cdot \sigma_z$$

Des mesures de la R.C.C effectuées à l'aide de cisaillement simple ou de cisaillement par torsion montrent que celle-ci est :

- Pratiquement proportionnelle à la valeur de σ'_z bien qu'en toute rigueur le rapport de proportionnalité décroît légèrement lorsque σ'_z augmente de façon importante;
- Fortement influencée par la valeur de k_0 , elle croît lorsque k_0 augmente (voir figure II-6).

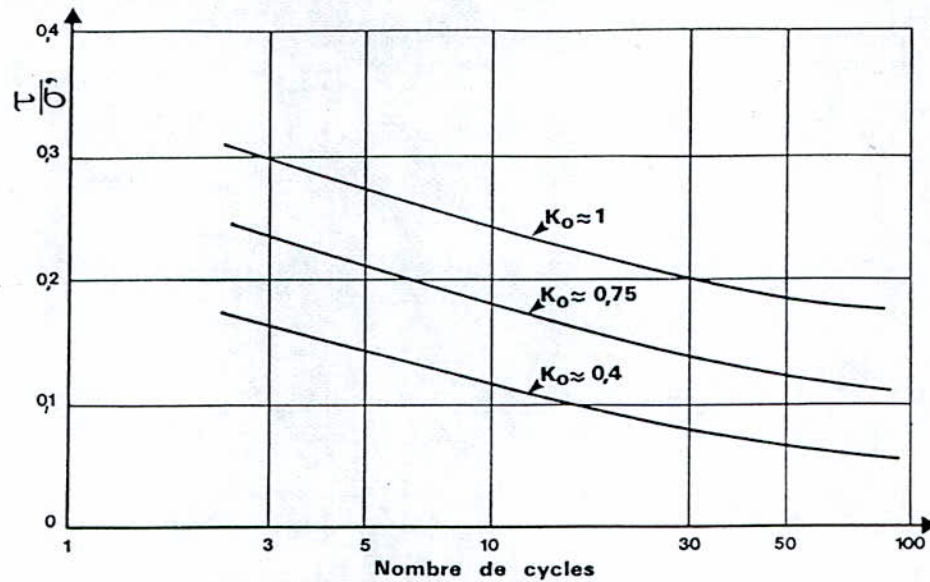


Figure II-6 Influence de K_0 sur la RCC

- La R.C.C non drainée mesurée par le rapport τ_c / σ'_z est influencée par la valeur du cisaillement statique initial. Par rapport à la situation sans cisaillement initial, cette résistance peut être augmentée ou diminuée suivant l'état de compacité initial du sol et de la valeur du cisaillement statique. Pour les sols denses elle est, en général, augmentée comme le montre la figure (II-7).

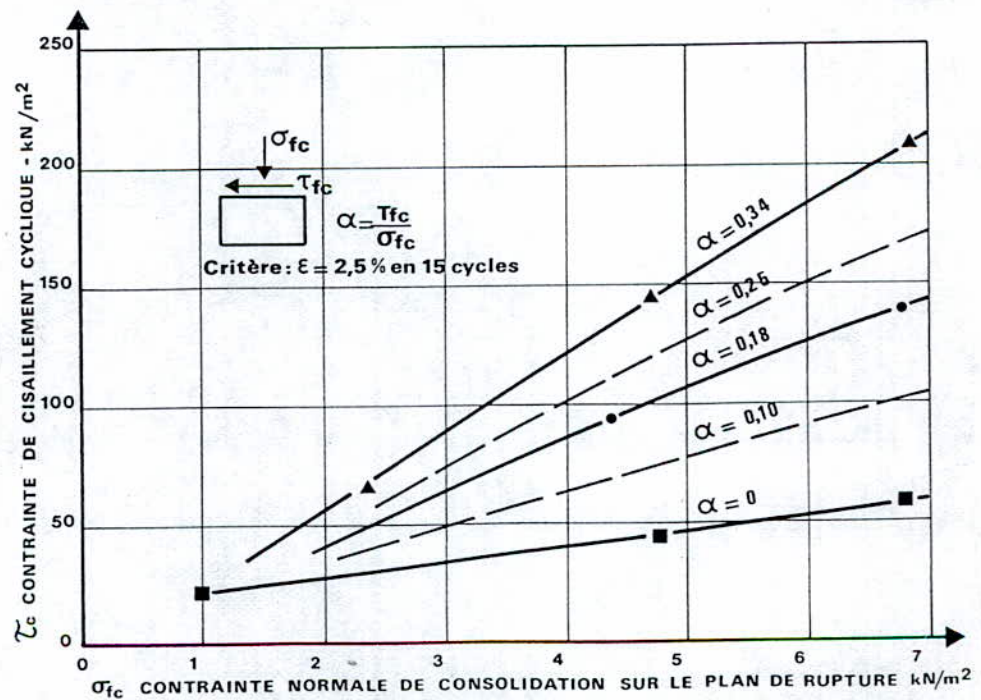


Figure II-7 Influence d'un cisaillement statique initiale sur la RCC



II-4-2 Influence de l'histoire des contraintes et des déformations:

La nature du sol constitutif, le mode de formation du dépôt et l'histoire des sollicitations subies jusqu'à l'état de contraintes actuel confèrent au sol une structure caractérisée par une compacité et un certain arrangement des grains. Tous ces facteurs ont une influence sur la R.C.C non drainée du sol.

De point de vue de la résistance à la liquéfaction, il n'est pas possible de différencier les sables en fonction de leur granulométrie. Les premières études (LEE-FITTON, 1968) qui faisaient apparaître une forte dépendance de la R.C.C sur le D_{50} du matériau, semblent être entachées d'erreurs expérimentales importantes. Tout juste est-il possible de définir un fuseau de matériaux liquéfiables. Un tel fuseau est donné sur la figure(II-8) (Thompson-EMERY, 1976).

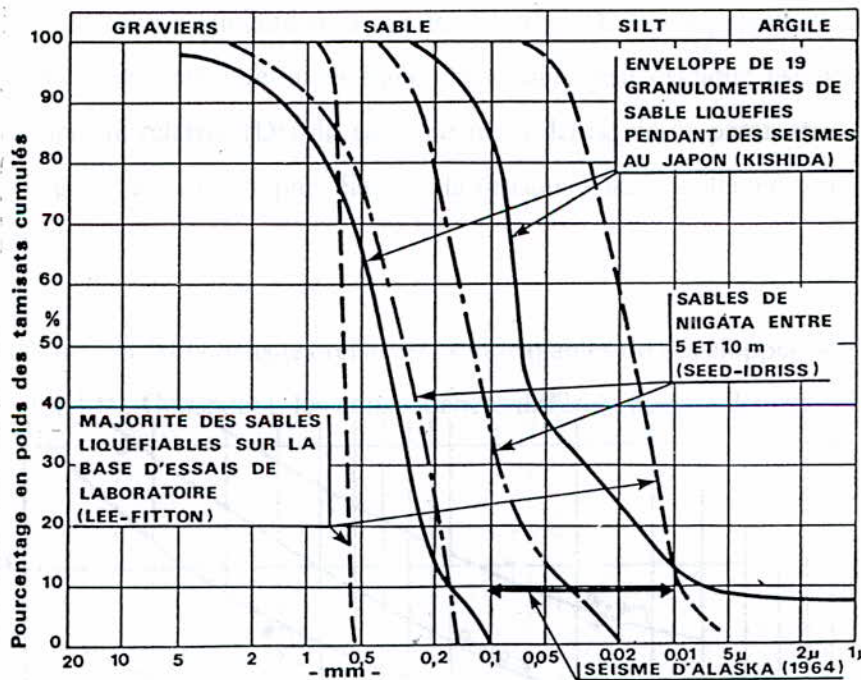


Figure II-8 Fuseau granulométrique des sols liquéfiables

Par ailleurs, la composition minéralogique et la forme des grains a une influence sur la R.C.C. Aucune conclusion définitive ne peut cependant être actuellement tirée quant à l'influence de ces facteurs.

a) Influence de la perméabilité (drainage) :

Au laboratoire, les essais se font en conditions non drainées sur des échantillons saturés. Ces conditions sont différentes de la réalité d'autant plus qu'il s'agit de sable, matériau perméable et drainant. En fait, plus la perméabilité est élevée, plus la dissipation des pressions interstitielles se fait rapidement. Pour des perméabilités très élevées (sables grossiers, graviers), la génération des pressions interstitielles par l'excitation sismique peut être empêchée.

b) Influence de la densité du sol :

La résistance à la liquéfaction augmente si la densité relative (D_r %) augmente. Les résultats des observations in-situ montrent que la résistance au cisaillement cyclique est pratiquement proportionnelle à la densité relative (D_r) du sol pour des valeurs, de ce paramètre, comprises entre 0 et 75%, mais pour des valeurs plus élevées, la résistance au cisaillement croît plus vite que la densité relative.

Tous les sables, quelque soit leurs densités relatives, sont capables de développer une condition de liquéfaction figure (II-9), Cependant, les conséquences diffèrent avec la densité relative:

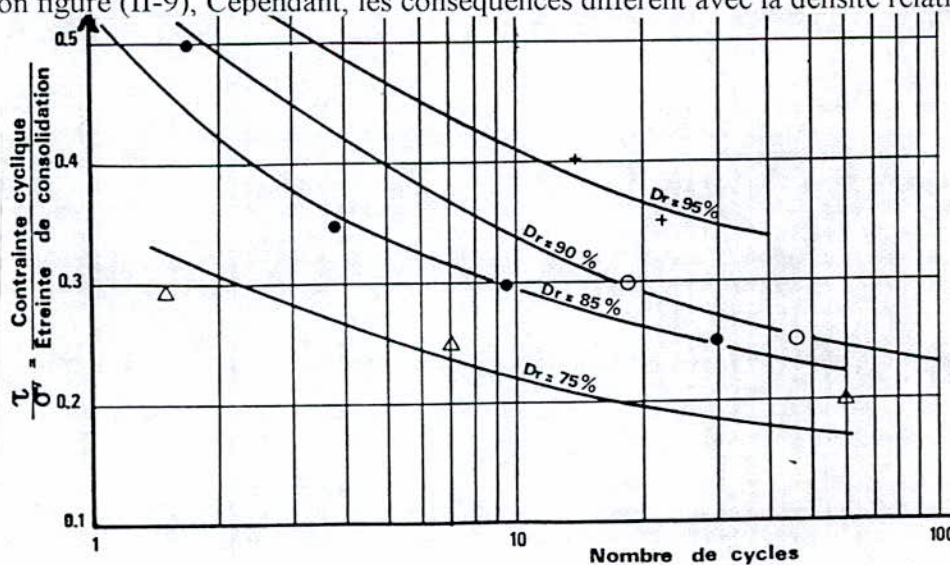


Figure II-9 Influence de la densité relative sur la RCC

- Pour des densités relatives inférieures à 50%, les déformations accompagnants la liquéfaction sont pratiquement illimitées et préjudiciables au comportement des ouvrages, en particulier les barrages en terre.
- Par contre, pour une densité relative supérieure à 90% on aura des déformations d'amplitudes d'environ 5%, et cela du fait que le comportement dilatant du sable entraîne une diminution rapide de la pression interstitielle et le matériau recouvre partiellement sa résistance au cisaillement.

c) Influence de la structure du sol :

On désigne par structure la forme des grains et l'arrangement de ceux-ci. Cette structure résulte du mode de formation du dépôt et de l'histoire des contraintes et des déformations subies depuis cette formation.

La figure(II-10) présente des courbes de la R.C.C mesurées sur des éprouvettes d'un même sable préparées à la même densité, mais par des méthodes de mise en place différentes (Mullis et al, 1975).

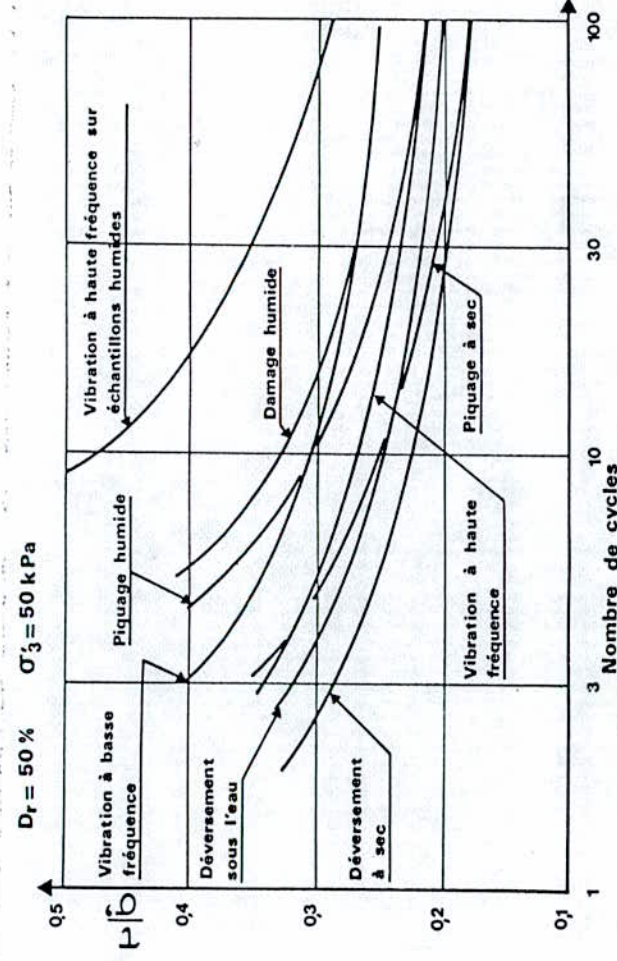


Figure II-10 Influence de la structure sur la R.C.C (d'après Mullis et al 1975)

L'accroissement de la R.C.C peut atteindre 100% suivant la méthode de préparation. La structure la moins stable correspond à un assemblage où l'angle moyen, formé par les plans de contact entre les grains et la direction de la sollicitation, est égal à 45° (Seed et al , 1975). La R.C.C n'est pas seule modifiée par la structure du sol; tout le comportement jusqu'à la génération des pressions interstitielles obtenues pour diverses méthodes de préparation des éprouvettes (LAAD , 1976).

Cette influence de la structure formée par l'assemblage des grains est responsable des différences de la R.C.C mesurées sur des échantillons ayant subi des chemins de contraintes ou de déformations différentes : surconsolidation , sollicitations cycliques antérieures , âge du dépôtetc.

d) Influence de la surconsolidation:

La surconsolidation du sol a pour effet d'accroître sa R.C.C cet accroissement ne peut être expliqué par la seule augmentation de contrainte moyenne, résultant d'une augmentation de K_0 (FINN, 1980) et une part provient de la différence de structure.

e) Influence des sollicitations cycliques antérieures:

Les sollicitations cycliques de faible amplitude augmentent la contrainte moyenne, mais tendent également à produire des assemblages de grains plus stables, donc plus résistants.

La figure (II-11) donne un exemple de variation de la R.C.C, mesurée sur deux échantillons dont l'un a été prévibré puis remis en équilibre, par dissipation des pressions interstitielles, sous l'état de contraintes effectives initial.

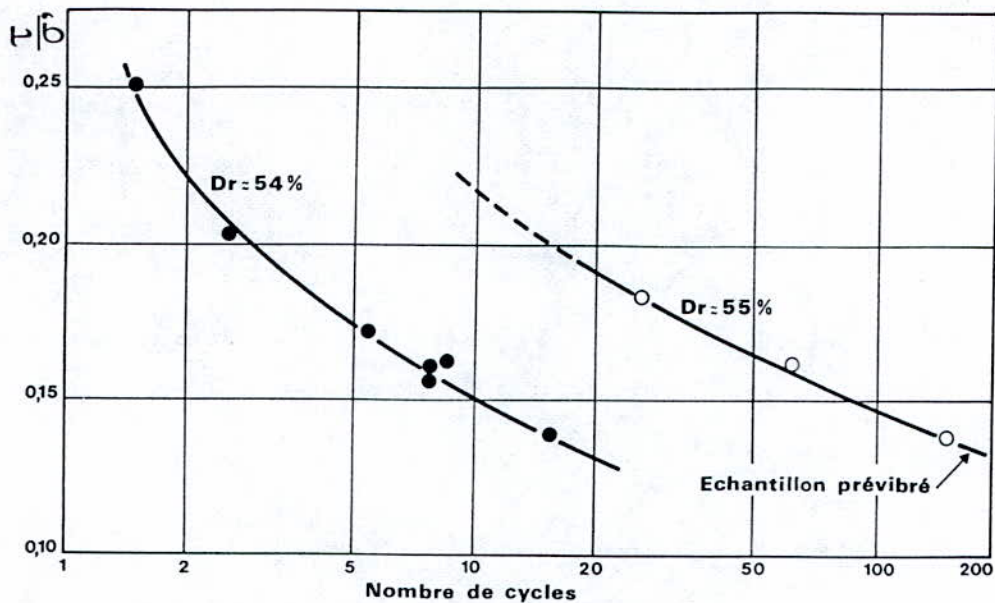


Figure II.41 Influence des prévibrations sur la RCC

f) Influence de l'âge du dépôt :

L'expérience montre que l'âge du dépôt peut avoir une influence sur sa R.C.C. Plus le dépôt est ancien, plus sa résistance est élevée. Cela provient partiellement d'une augmentation de densité, mais également d'une différence de nature des contacts entre les grains.

II-4-3 Influence du mode de vibration:

Dans les essais de laboratoire, une seule direction de vibration est imposée. En réalité, le sol est soumis à une vibration à trois directions; deux transversales et une verticale, cette dernière n'introduit pratiquement pas de distorsion (γ), donc elle n'a pas une grande influence sur la résistance au cisaillement cyclique. Cela est observé lors des essais au laboratoire, réalisés sur la table vibrante animée d'un mouvement horizontal dans les deux directions. Les résultats ont montrés que la résistance au cisaillement cyclique est diminuée environ de 10% par rapport à celle obtenue sous sollicitations unidirectionnelles (Seed et al).

II-4-4 influence de la saturation :

L'augmentation de la pression interstitielle créée par le cisaillement résulte de la tendance à la variation du volume du sol. Dans un échantillon parfaitement saturé et en conditions non drainées, la variation de volume total est nulle et l'eau interstitielle est nettement moins compressible que le squelette du sol. La variation du volume est entièrement contrebalancée par l'augmentation de pression de l'eau. Dans un échantillon partiellement saturé la variation du volume est possible par compression de l'air occlue (emprisonné). Il en résulte une augmentation plus faible de la pression interstitielle d'où une résistance au cisaillement cyclique plus élevée.

On peut conclure que la résistance au cisaillement cyclique diminue si la saturation du sol est plus élevée, comme le montre la figure (II-12).

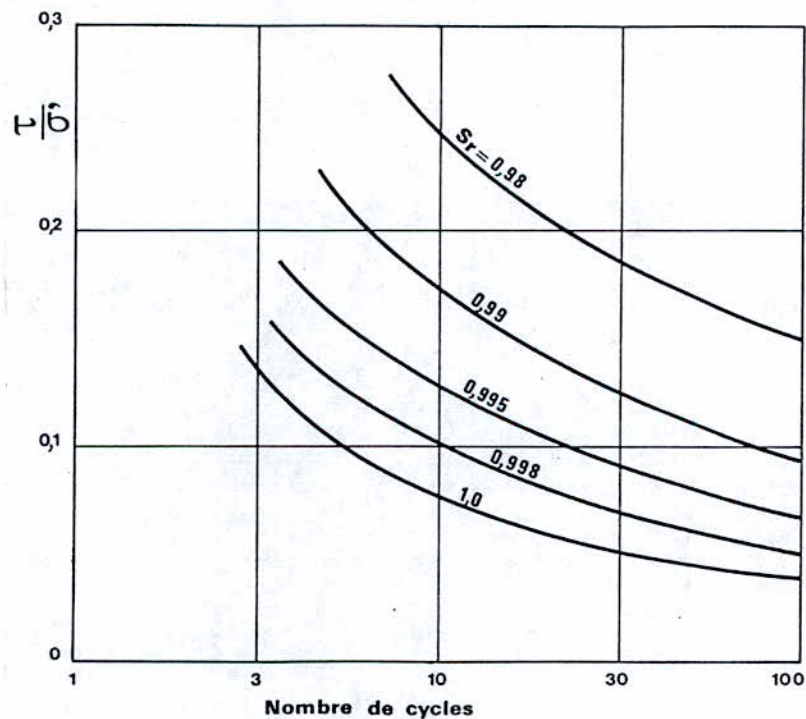


Figure II-12 Influence du degré de saturation sur la RCC

CHAPITRE III

EVALUATION DU RISQUE DE LIQUEFACTION ET

MODELISATION

Il existe deux approches pour l'évaluation du risque de liquéfaction d'un site, la première dite en contraintes totales, elle consiste à comparer la résistance au cisaillement cyclique du sol aux sollicitations appliquées. La seconde, appelée approche en contrainte effective, détermine l'évolution des pressions interstitielles au cours de la sollicitation en tenant compte des conditions de drainage éventuel.

La première approche nécessite beaucoup d'essais au laboratoire, elle est très limitée car elle ne prend pas compte des conditions de drainage. Par contre, la seconde est plus générale, elle s'écrit sous forme d'une équation différentielle aux dérivées partielles et qui peut être résolue mathématiquement ou numériquement .

Vu l'efficacité de la seconde méthode, par rapport à la première, on va étudier le risque de liquéfaction en contraintes totales d'une façon globale. On établira, pour la seconde méthode, l'équation différentielle qui régit la variation des surpressions interstitielles, ainsi que le programme d'élément finis qui permet d'évaluer le risque de liquéfaction en contraintes effectives.

La première phase d'investigation pour l'évaluation du risque de liquéfaction, est de voir si le sol est considéré comme susceptible de se liquéfier ou non, pour cela on doit se référer au tableau N° 1

III-1- Approche en contraintes totales:

Elle nécessite la détermination de la contrainte de cisaillement τ_d développée par la sollicitation sismique et de la résistance au cisaillement cyclique du sol τ_l . La comparaison de ces deux dernières permet de définir le coefficient de sécurité F_s vis à vis le risque de liquéfaction :

$$F_s = \tau_l / \tau_d$$

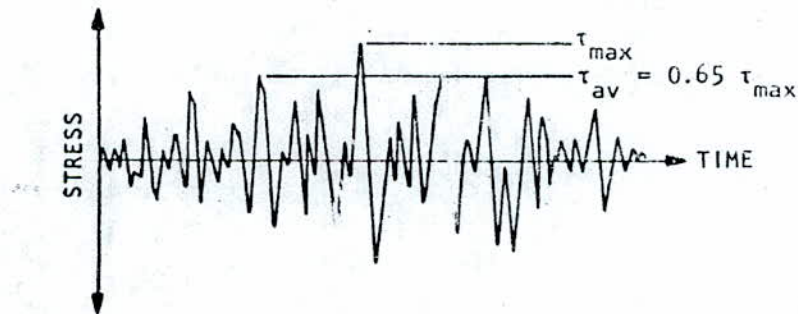
III-1-1 Détermination de la contrainte de cisaillement cyclique:

Les accélérogrammes des séismes ont une forme irrégulière figure(III-1), qu'il est pratiquement impossible de simuler au laboratoire. Il est donc judicieux de passer d'un diagramme irrégulier à un diagramme régulier produisant le même effet avec un nombre de cycles équivalent N_{eq} . L'équivalence des deux diagrammes se fait par comptage du nombre de cycle N_i à un niveau de contrainte τ_i en notant que, N_a cycles au niveau de contrainte τ_{eq} ont même effet, du point de vue liquéfaction, que N_i^* cycles à τ_i . En conséquence, N_i cycles à τ_i sont équivalents à $(N_a/N_i^*) \cdot N_i$ cycles à τ_{eq} . Par sommation sur tous les niveaux de contraintes de l'accélérogramme, on définit le nombre de cycles équivalent d'amplitude τ_{eq} par:

$$N_{eq} = N_a \cdot \sum_i (N_i / N_i^*) \tag{III-1.1}$$

Généralement, pour le calcul de τ_{eq} , on retient une fraction R de la valeur maximale de $\tau(t)$:

$$\tau_{eq} = R \text{ Max } / \tau(t) / \tag{III-1.2}$$



Time history of shear stresses during earthquake.

FIG III-1

L'expérience montre que la valeur communément admise de R est de $2/3$, on aura :

$$\tau_{eq} = (2/3) \text{ Max } / \tau(t) / \tag{III-1.3}$$

Pour déterminer le $\text{Max}/\tau(t)/$ et N_{eq} , on utilise la méthode simplifiée de SEED et IDRISSE pour les massifs de sols.

Méthode de SEED et IDRIS (1971) :

Cette méthode consiste à appliquer l'équation fondamentale de la dynamique à une colonne de section unité et de hauteur h (Fig III-2).

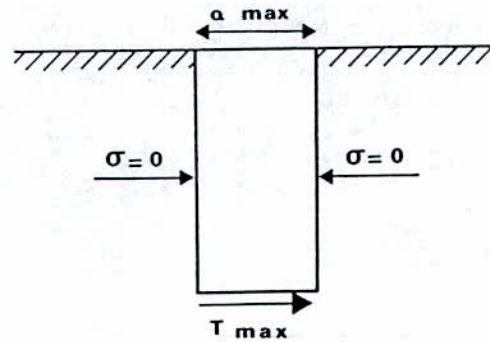


Figure III 2 Détermination approchée de Tmax

Si la colonne était parfaitement rigide, la contrainte de cisaillement maximale serait dans l'hypothèse d'onde de cisaillement à propagation verticale.

$$\tau_{\max} = \frac{\gamma}{g} h a_{\max} \quad (III-1.4)$$

g : Accélération de la pesanteur .

γ: Poids spécifique du sol.

a_{max} : Accélération maximal de surface tirée directement de l'accélérogramme présentant le séisme de projet.

En réalité le sol possède une certaine flexibilité, ce qui fait donc τ_{max} sera inférieur à la valeur calculée par la formule (III-1.4).

SEED et IDRIS ont proposé une modification, en introduisant un coefficient multiplicateur r_d, déterminé à partir de calcul de la réponse dynamique du sol sur des sites sableux de densités différentes soumis à divers séismes. La variation de r_d en fonction de la profondeur est donnée sur la figure (III-3).

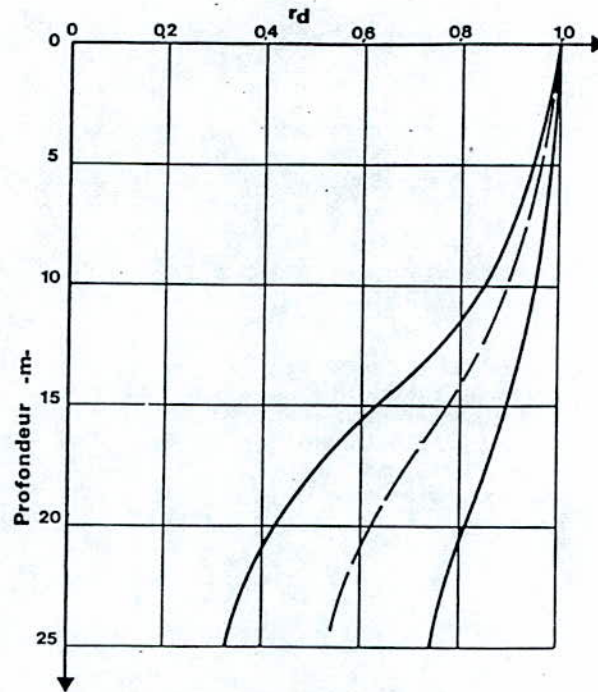


Fig III 3 Variation du coefficient r_d avec la profondeur (Seed - Idriss 1971)

La contrainte de cisailment cyclique équivalente devient :

$$\tau_{eq} = 2/3 \frac{\gamma}{g} h a_{max} r_d \quad (III-1.5)$$

Cette méthode simplifiée ne permet pas le calcul du nombre de cycles équivalent. Des études statistiques, menées par Seed et al (1975) sur un grand nombre d'accélérogrammes réels, ont montré que le nombre de cycles équivalent pourrait être relié à la magnitude M du séisme , les valeurs moyennes proposées sont données dans le tableau (2).

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

Tableau (2) : Correspondance entre magnitude et nombre de cycles équivalent.

Remarque:

Cette méthode ne doit être utilisée que pour des sites sableux homogènes. Par expérience, pour des sites très hétérogènes (couches alternées d'argile et de sable par exemple), la rigidité globale du système est fortement modifiée et les valeurs de τ_{eq} sont nettement différentes de celles données par l'équation (III-1.5).

II-1-2 Evaluation in-situ du risque de liquéfaction:

Les essais in situ sont déjà nécessaires pour le projet en situation normale. Ils sont les seuls qui permettent de reconnaître rapidement, et à moindre coût, l'ensemble des couches à l'échelle du site. On connaît dès lors l'intérêt des résultats qu'ils fournissent pour apprécier le risque de liquéfaction.

Les résultats sont fournis principalement par des essais de pénétration au " Standard Penetration Test " (SPT), puis au pénétromètre statique (CPT) " Cone Penetration Test ".

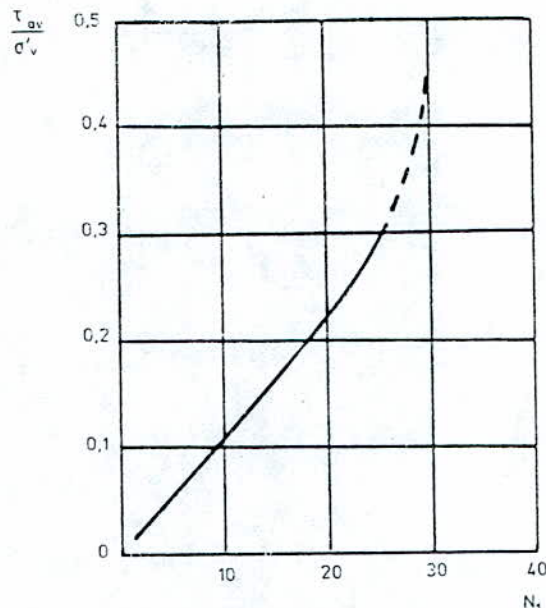
La figure (III-4) présente l'abaque proposé par Seed et al (1985) pour des séismes de magnitude 7,5 et des sables dont le pourcentage de finesse est inférieur à 5 %.

En ordonnée est porté le rapport de la contrainte cyclique τ_{cq} due au séisme à la contrainte effective verticale σ'_v :

τ_{cq} : Contrainte de cisaillement moyenne engendrée par le séisme à la profondeur considérée, elle est calculée par la formule (III-1-5).

σ'_v : Contrainte verticale à la même profondeur.

En abscisse, est porté le nombre de coups N pour un enfoncement de 0.30 m, obtenu à partir de l'essai SPT.



— Relation entre le rapport de contraintes provoquant la liquéfaction et la résistance au SPT corrigée N_1 . Critère établi pour des sables propres comportant moins de 5 % de fines et pour des séismes de magnitude 7,5 [d'après Seed et al., 1985].

FIG III-4

La valeur de N est convertie à N_1 pour éliminer l'influence de la profondeur. $N_1 = c_n \cdot N$. La variation de c_n est donnée sur la figure (III-5), ce diagramme représente l'enveloppe basse des sites pour lesquels des signes de liquéfaction ont été relevés.

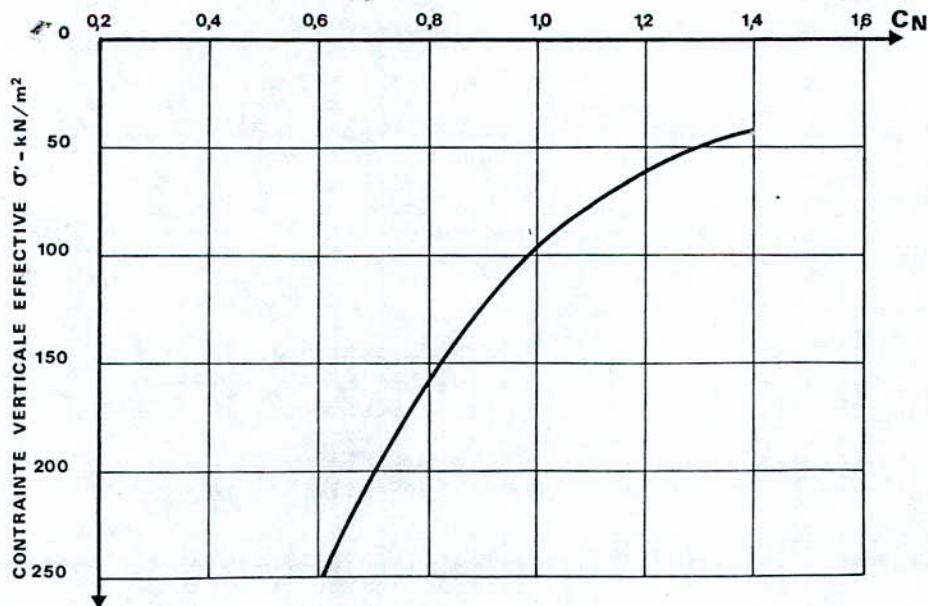


Figure III-5 Coefficient de normalisation de l'essai SPT

Ainsi, si pour la couche considérée on estime que le séisme de projet engendre un rapport de contrainte cyclique égale à 0,15 et N_1 vaut 5, il est fort probable que la couche se liquéfie. Si N_1 , au contraire, vaut 25, la couche ne devrait pas se liquéfier.

Dans le cas d'un projet d'ouvrage il est nécessaire d'adopter une certaine marge par rapport à un tel critère, compte tenu des incertitudes de ces corrélations et pour limiter l'amplitude des déformations cycliques que subirait l'ouvrage. Les nouvelles règles envisagent de considérer comme « liquéfiables », les sols au sein desquels la valeur des contraintes de cisaillement engendrée par le séisme dépasse 75% de la valeur de la contrainte de cisaillement provoquant la liquéfaction.

Cette règle, appliquée à l'exemple précédent, donne comme « liquéfiables » les sols dont la résistance N_1 est inférieure à 18.

Il est à mentionner que les essais SPT ne peuvent fournir qu'une première approximation du coefficient de sécurité vis à vis la liquéfaction, car l'essai SPT est très sensible aux faibles variations de la densité et du degré de surconsolidation.

Il n'en reste pas moins que l'essai SPT est trop sommaire pour conduire à des corrélations très fiables, c'est pourquoi il y a d'autres essais à envisager, tel que le pénétromètre, permettant une grande reproductibilité des résultats, donc une meilleure fiabilité.

III-1-3 Evaluation du risque de liquéfaction au laboratoire:

Les résultats des essais de laboratoire donnent en fonction du nombre de cycle N , la valeur de la résistance au cisaillement cyclique τ_c . L'essai habituel étant l'essai triaxial dynamique, réalisé sous consolidation isotrope ($K_0 = 1$), il est nécessaire de corriger les résultats bruts d'essais pour tenir compte de la valeur réelle de K_0 en place.

La valeur du coefficient correcteur c_r a été déterminée de façon théorique et expérimentale (Seed et al 1975). Elle est donnée sur la figure(III-6) en fonction du degré de surconsolidation ou de K_0 .

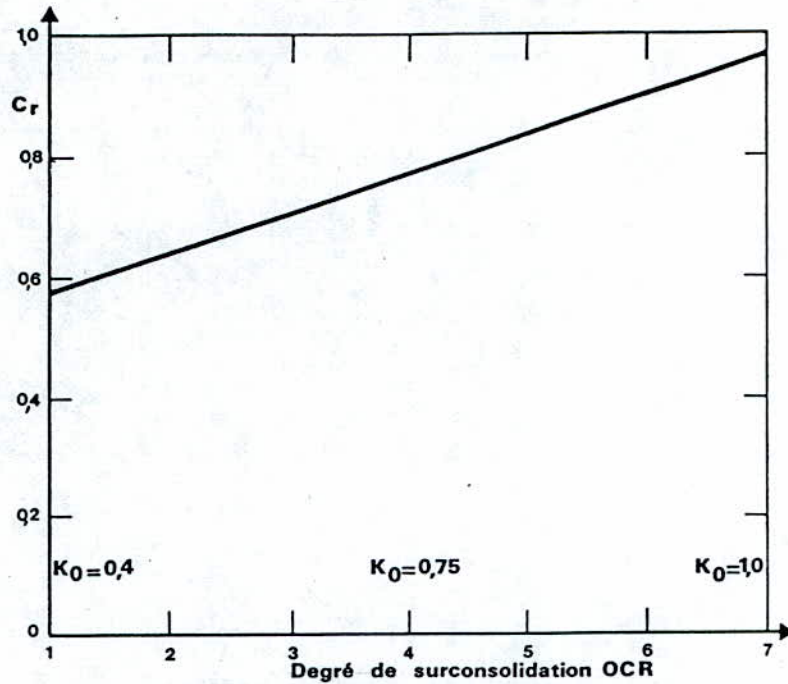


Figure III-6 Coefficient correcteur à appliquer aux résultats des essais triaxiaux cycliques

La résistance au cisaillement cyclique est alors donnée par :

$$\tau_l = c_r \left(\frac{\sigma_d}{2 \sigma_3} \right)_N \cdot \sigma'_0 \quad (III - 1.6)$$

où :

σ'_0 : est la contrainte verticale effective.

$(\sigma_d / 2\sigma_3)_N$ est la résistance au cisaillement cyclique correspondant à N cycles et mesuré à l'appareil triaxial.

σ_3 : est la contrainte de consolidation.

Cette résistance est à comparer à la contrainte induite par la sollicitation, donnée par l'équation (III-1.5).

La figure (III-7) présente un exemple typique de résultats obtenus sur un sable. Les différents graphes permettent de suivre l'évolution de la déformation axiale et de la pression interstitielle en fonction du nombre de cycles, pour un nombre de cycles et pour un déviateur imposé.

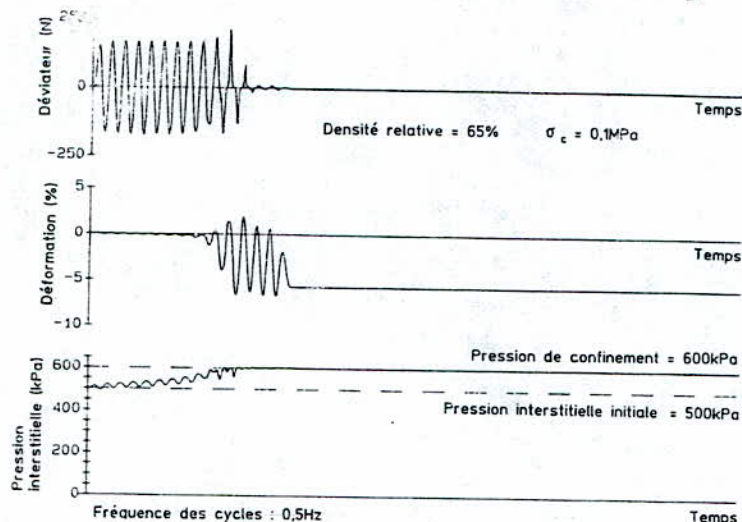
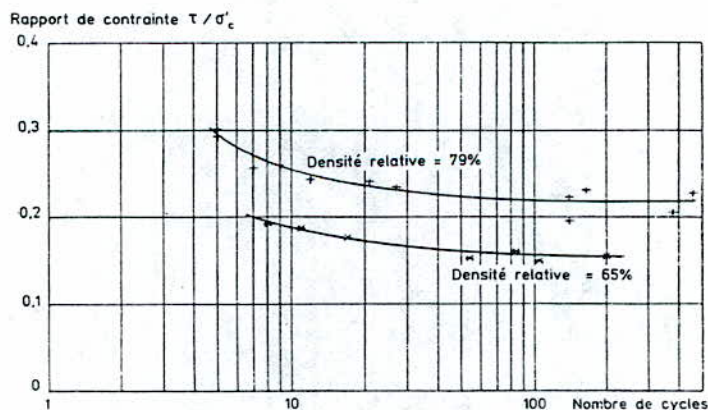


Fig III-7

— Résultats typiques d'essais de chargement cyclique en condition non drainée, avec effort axial contrôlé, pour l'étude de la résistance à la liquéfaction (sable d'Hostun).

Lors d'une étude en laboratoire, on procède à des essais sur plusieurs éprouvettes, pour différentes valeurs de la contrainte cyclique et l'on présente habituellement les résultats sous la forme donnée sur la figure (III-8).



— Présentation habituelle des résultats d'une étude de résistance sous chargement cyclique. Ici rapport de contrainte cyclique τ/σ'_c en fonction du nombre de cycles pour lequel la déformation axiale crête à crête atteint 5% (essais sur sable d'Hostun).

Fig III-8



III-1-4 Coefficient de sécurité:

Usuellement les valeurs du coefficient de sécurité F_s requis dans une étude de liquéfaction varient de 1.3 à 1.5. Les valeurs les plus élevées correspondent à des sables de faible compacité qui présentent des déformations de grandes amplitudes en cas de rupture par liquéfaction. Les valeurs les plus faibles peuvent être spécifiées, sous certaines conditions, pour des sables très compacts qui peuvent subir, même en cas de liquéfaction, des déformations illimitées. Le choix du coefficient de sécurité minimal à retenir est une question de jugement qui doit tenir compte des paramètres évoqués ci-après :

- Le degré de connaissance de la géologie et des caractéristiques de sol qui dépend du nombre et de la qualité des reconnaissances. La nature des matériaux rencontrés influe également sur la fiabilité de la reconnaissance.
- La représentativité du modèle de calcul utilisé. Plus le nombre de paramètres fondamentaux dont il est possible de tenir compte est élevé, plus les résultats obtenus seront fiables, ce qui permet d'accepter des coefficients de sécurité plus faibles.
- Les conséquences d'une rupture sur les ouvrages. Par exemple, la liquéfaction d'une couche de sable compacte profonde et peu épaisse peut n'avoir aucune influence sur la bonne tenue d'un ouvrage.

III-2 Approche en contraintes effectives:

L'approche en contraintes totales décrite précédemment, bienqu'elle est très utile dans la pratique, peut se révéler par fois insuffisante en particulier lorsqu'il est nécessaire d'évaluer, en tenant compte des conditions de drainage, l'évolution de pressions interstitielles avant et après la sollicitation.

Le recours à l'approche en contraintes effectives prend en compte le caractère biphasique du matériau. On substitue généralement à cette approche des solutions dites semi-couplées et découplées qui permettent le calcul, directement ou indirectement, de l'évolution (génération et dissipation) des surpressions interstitielles.



i) Solution semi couplée:

C'est une approche plus fondamentale au problème de l'évaluation des pressions interstitielles obtenue à l'aide des modèles de comportement des sols, par exemple le modèle du chemin de contraintes effectives ou modèle de MARTIN, FINN, SEED.

La mise en oeuvre de la méthode nécessite la résolution simultanée, pas à pas dans le temps, des équations suivantes :

- Equation de propagation de l'onde dans le milieu.
- Equation de diffusion des pressions interstitielles.

A ces équations sont associés la loi contrainte-déformation et le modèle de génération des pressions interstitielles

ii) Solution découplée:

En simplifiant plus avant le problème, on aboutit à des solutions dites découplées, où le champ de contraintes est calculé sans tenir compte des variations de la pression interstitielle. Les pressions interstitielles sont évaluées à partir de ce champ de contraintes, en prenant en compte des lois de générations obtenues de façon expérimentale. Ces solutions ont l'avantage de la simplicité et elles ne nécessitent pas la connaissance détaillée de la loi de comportement du sol. C'est pour cette raison que nous allons déterminer l'évolution des pressions interstitielles par la méthode de solution découplée.

III-2-1 Calcul des surpressions interstitielles par la solution découplée:

Il est possible d'évaluer en un point quelconque de la couche du sol, l'histogramme de la contrainte de cisaillement cyclique $\tau(t)$ s'exerçant sur un plan horizontal. Cette évaluation est faite en admettant que la raideur de sol n'est pas affectée par l'augmentation éventuelle des pressions interstitielles. Seules sont prises en compte les modifications de raideur dues aux déformations. Le champ des pressions interstitielles est calculé indépendamment, il est régi par une équation différentielle aux dérivées partielles appelée équation de base, elle est de la forme :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[K_x \frac{\partial U}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[K_y \frac{\partial U}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[K_z \frac{\partial U}{\partial z} \right] = m\gamma_w \left[\frac{\partial U}{\partial t} - \frac{\partial u_s}{\partial t} \right] \quad (III-2.1)$$

a) Etablissement de l'équation différentielle de base:

L'équation (III-2-1) est établie en combinant les deux équations suivantes:

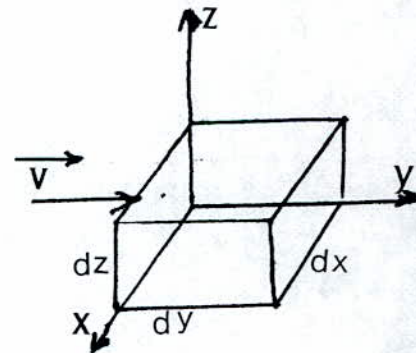
- L'équation de continuité.
- L'équation de Darcy.

i) Etablissement de l'équation de continuité

L'équation de continuité exprime le principe de la conservation de la masse du fluide, l'augmentation de la masse, pendant un temps (∂t), du fluide contenu dans un volume donné est égale à la différence de masse entrante et sortante.

Faisant le bilan de masse sur un élément cubique infinitésimal :

\vec{V} vecteur vitesse du fluide $\left\{ \begin{matrix} u \\ v \\ w \end{matrix} \right\}$



Soit un parallélépipède $d_x d_y d_z$, la quantité d'eau qui passe à travers la face $d_y d_z$ pendant un temps unité est :

L'eau qui entre $d_y d_z [\rho u - \partial(\rho u)/\partial x \cdot dx/2]$

L'eau qui sort $d_y d_z [\rho u + \partial(\rho u)/\partial x \cdot dx/2]$

où :

ρ : est le poids volumique de l'eau .

La différence est:

$$\partial(\rho u)/\partial x \cdot d_x d_y d_z .$$



Pour tout le parallélépipède, cette différence est donc :

$$[\partial(\rho u)/\partial x + \partial(\rho v)/\partial y + \partial(\rho w)/\partial z] d_x d_y d_z \quad (\alpha)$$

Si on admet un flux sortant, la variation de la masse d'eau (diminution) est :

$$[\partial(\rho \varepsilon)/\partial t] \cdot d_x d_y d_z \quad (\beta)$$

$$\partial \varepsilon > 0$$

où :

ε : est la déformation volumique .

On combinant les deux équations (α) et (β) on aura :

$$\partial(\rho u)/\partial x + \partial(\rho v)/\partial y + \partial(\rho w)/\partial z = - \partial(\rho \varepsilon)/\partial t .$$

C'est à dire:

$$\text{div}(\rho \vec{V}) = - \frac{\partial(\rho \varepsilon)}{\partial t}$$

comme le fluide est incompressible ($\rho = \text{cste}$) donc :

$$\text{div}(\vec{V}) = - \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (\text{III}-2.2)$$

d'où :

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = - \frac{\partial \varepsilon}{\partial t}$$



ii) Etablissement de l'équation de DARCY:

La loi de DARCY, qui régit le phénomène d'écoulement à travers les milieux poreux, est donnée par :

$$v = k \cdot i$$

avec:

v : est la vitesse d'écoulement exprimée en m / s ;

k : est le coefficient de perméabilité du sol exprimé en m / s ;

i : est le gradient hydraulique (sans dimension) .

Cette loi peut s'écrire également sous la forme vectorielle suivante :

$$\vec{V} = k \vec{i} = -k \text{ grad} h \quad (\text{III} - 2.3)$$

où :

h : est la charge hydraulique, donnée par :

$$h = z + \frac{U}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g}$$

où:

z : est la cote de la particule fluide par rapport à un plan horizontale de référence .

U : est la pression de l'eau interstitielle .

v : est la vitesse d'écoulement.

Dans les sols , les vitesses sont faibles (< 10 cm / s) et la quantité $v^2/2g$ est tout à fait négligeable devant le deux premiers termes du second membre de l'équation (c), on en déduit donc :

$$h = z + \frac{U}{\gamma_w}$$

donc :

$$\vec{V} = -k \vec{\text{grad}} \left(\frac{U}{\gamma_w} \right) = -\frac{K}{\gamma_w} \vec{\text{grad}} U \quad (III - 2.4)$$

d'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} u = -\frac{k_x}{\gamma_w} \frac{\partial U}{\partial x} \\ v = -\frac{k_y}{\gamma_w} \frac{\partial U}{\partial y} \\ w = -\frac{k_z}{\gamma_w} \frac{\partial U}{\partial z} \end{array} \right. \quad (III - 2.5)$$

et l'équation (III-2.2) devient :

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \text{div} \left[\frac{K}{\gamma_w} \vec{\text{grad}}(U) \right] \quad (III - 2.6)$$

et l'équation (III-2.6) devient :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{k_x}{\gamma_w} \frac{\partial U}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{k_y}{\gamma_w} \frac{\partial U}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k_z}{\gamma_w} \frac{\partial U}{\partial z} \right] = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t}$$

iii) Etablissement de l'équation (III-2.1):

Dans un massif de sol saturé soumis à un cisaillement cyclique, une fraction des pressions créées se dissipe. Ainsi, il ne peut y avoir accumulation, que si le phénomène de génération est plus intense que la dissipation.

L'équation qui régit les pressions interstitielles s'écrit donc :

$$U = u_g + u_d$$

donc :

$$\partial U / \partial t = \partial u_g / \partial t + \partial u_d / \partial t \quad (III-2.7)$$

avec:

u_g : est la surpression générée par le séisme.

u_d : est la pression dissipée.

$$\partial u_d / \partial t = \partial u_d / \partial \varepsilon \cdot \partial \varepsilon / \partial t \quad (III-2.8)$$

Le terme $\partial u_d / \partial \varepsilon$ est le module de compressibilité volumique, qui est l'inverse de la compressibilité (m_v), Donc :

$$m_v = \partial \varepsilon / \partial u_d \quad (III-2.9)$$

et

$$\partial u_d / \partial t = 1/m_v \cdot \partial \varepsilon / \partial t$$

On fait la même chose pour $\partial u_g / \partial t$, qui peut être relié au taux (∂N) cycles de contraintes de cisaillement qui avaient eu lieu pendant δt

donc

$$\partial u_g / \partial t = \partial u_g / \partial N \cdot \partial N / \partial t \quad (III-2.10)$$

et finalement en combinant (III-2.8) et (III-2.10) on trouve:

$$\frac{\partial U}{\partial t} = \frac{1}{m_v} \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \quad (III-2.11)$$

si on porte le terme $\frac{\partial \varepsilon}{\partial t}$ de l'équation (III-2.11) dans l'équation (III-2.6) on aura :

$$\frac{\partial U}{\partial t} = \frac{1}{m_v} \operatorname{div} \left(\frac{K}{\gamma_w} \vec{\operatorname{grad}} U \right) + \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \quad (III-2.12)$$



On décomposant , on aura l'équation différentielle de base :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[K_x \frac{\partial U}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[K_y \frac{\partial U}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[K_z \frac{\partial U}{\partial z} \right] = m\gamma_w \left[\frac{\partial U}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \right]$$

C'est l'équation de génération et de dissipation des pressions interstitielles .

avec :

K_x , K_y : perméabilités dans les sens OX,OY.

K_z : perméabilité dans le sens vertical .

γ_w : le poid volumique de l'eau .

m_v : la compressibilité de l'eau (l'inverse du module de compressibilité volumique) .

$\partial u_g / \partial t$: taux de génération de la pression interstitielle .

Pour pouvoir résoudre l'équation (III-2.1), il est impératif d'évaluer les paramètres k_h , k_v , m_v et γ_w ainsi que les termes :

$$\partial u_g / \partial t \quad \text{et} \quad \partial N / \partial t$$

B) Détermination des paramètres de l'équation de base:

i) La perméabilité :

La perméabilité (K) est une grandeur physique, elle caractérise le pouvoir drainant d'un sol. Elle dépend essentiellement de la granulométrie et de la structure du sol.

Le coefficient de perméabilité d'un sol peut être mesuré au laboratoire par deux méthodes :

- Sous une charge constante, pour les sols très perméables
- Sous une charge variable, pour les sols peu perméables .
- In-situ avec l'essai Lugeon.

ii) La compressibilité :

Le coefficient de compressibilité est défini par :

$$m_v = d\varepsilon / d\sigma'$$

où :

$d\varepsilon$: variation volumique .

$d\sigma'$: variation de la contrainte effective.

Pour des petites valeurs de taux des pressions interstitielles r_u l'expérience montre que la compressibilité demeure constante quelque soit la valeur des autres facteurs (les dimensions des grains et la densité relative du sol). Par contre, pour des valeurs de r_u supérieures à 60% la compressibilité est affectée, en particulier pour les sables lâches figure (III-9).

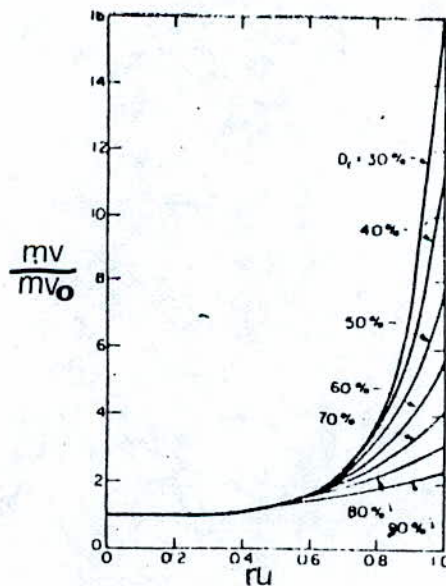


Figure III-9

Le coefficient de compressibilité, variable, à pour expression :

$$\frac{m_v}{m_{v0}} = \frac{e^y}{1 + y + 1/2 \cdot y^2} \quad \text{(III-2.13)}$$

avec :

m_{v0} : est la compressibilité initiale.

$$y = A(r_u)^B$$

$$A = 5 (1,5 - D_r)$$

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

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

iii) Evaluation du terme $\frac{\partial u_g}{\partial N}$:

L'effet d'un séisme, sur un dépôt de sol saturé, correspond toujours à une génération de pressions interstitielles. Le taux de génération des pressions interstitielle $\partial u_g / \partial N$, induit par le séisme, sera évalué selon le type d'histoire de l'accélérogramme.

• Cas d'une histoire uniforme:

La relation qui lie le taux de génération des pressions interstitielles au nombre de cycles est donnée par :

$$ru = u_g / \sigma_0' = (2 / \Pi) \cdot \text{Arcsin}[N/N_1]^{1/2\theta} \quad \text{(III-2.14)}$$

Cette relation a été établie, sur la base d'études expérimentales (essais cycliques), en 1975 par Seed et al .

où :

N : représente le nombre de cycles réguliers équivalents à la charge cyclique appliquée, il est directement lié à la magnitude du séisme considéré.

σ_0' : contrainte de consolidation .

θ : paramètre dépendant du type de sol et des conditions de chargement, il est déterminé expérimentalement. On opte pour $\theta = 0.7$.

La figure (III-10) illustre le type de courbes que l'on obtient expérimentalement.

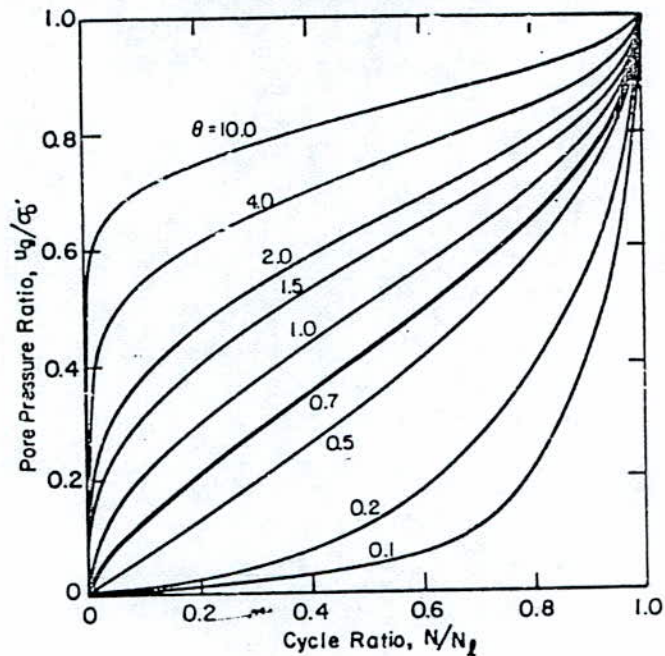


Fig. III-10 RATE OF PORE PRESSURE GENERATION

Ainsi, le taux de génération $\partial u_g / \partial N$ est obtenu par un simple dérivation de l'équation (II-2.14):

$$\partial u_g / \partial N = [\sigma'_0 / \theta \cdot N_f \cdot \Pi] \cdot [1/\sin x^{20-1} \cdot \cos x] \quad (III-2.15)$$

où :

$$x = \Pi/2 \cdot r_u$$

N_f : est le nombre de cycles causant la liquéfaction du sol pour un chargement cyclique alterné et régulier dont le déviateur serait égal à $0.65\tau_{max}$.

N_f est tiré des courbes telles que celles de la figure (III-11)

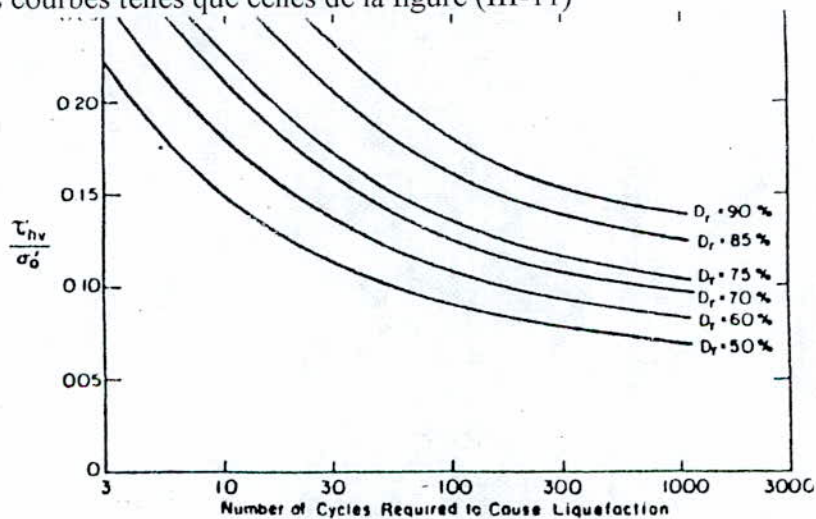


Figure III-11



L'avantage de cette formulation est de mieux représenter, au début et à la fin de l'essai, la variation de la pression interstitielle mesurée au laboratoire .

Cette formulation fait intervenir, soit explicitement soit par le biais de N_i , la valeur de la contrainte de cisaillement cyclique $\tau (t)$, qui devait être déterminée par un calcul de la réponse dynamique.

• *Cas d'une histoire irrégulière:*

Afin d'évaluer le terme $\frac{\partial U_s}{\partial N}$, en 1980 CHANG a 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 à partir des courbes de chargement régulier.

La méthode stipule le découpage de l'histoire irrégulière en un nombre de paquets de cycles de niveaux de contraintes τ_i relativement constants.

La pression interstitielle évaluée à la fin du chargement est la superposition des surpressions interstitielles calculées à la fin de chaque intervalle. Pour déterminer la pression interstitielle dans les intervalles successifs, CHANG à proposé la relation suivante :

$$N_{eq\ i+1} = \frac{N_{i\ i+1}}{N_{i\ i}} N_i$$

où :

$N_{eq\ i}$: nombre de cycles équivalents d'un intervalle (i) .

$N_{i\ i}$: nombre de cycles causant la liquéfaction.

N_i : nombre de cycles dans l'intervalle (i) .

Graphiquement il y a lieu de tracer la relation (III-2.14) pour le couple de valeurs (N_i , $N_{i\ i}$). La pression interstitielle est obtenue par une translation des différents trançons.

EXEMPLE :

Soit l'histoire des contraintes présentée dans la figure (III-12). 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 (III-13) 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.

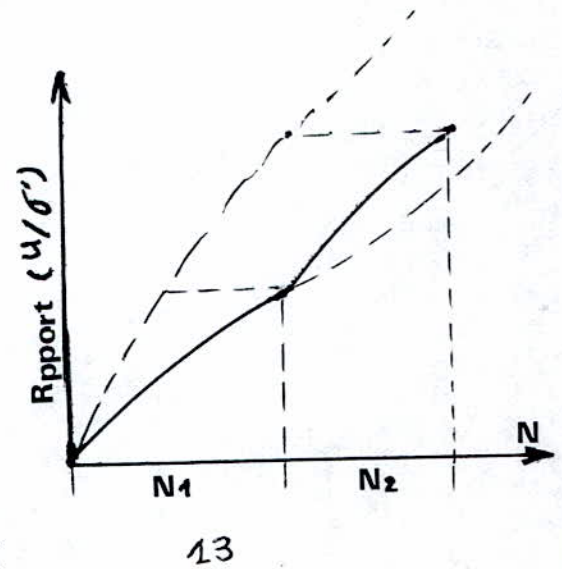
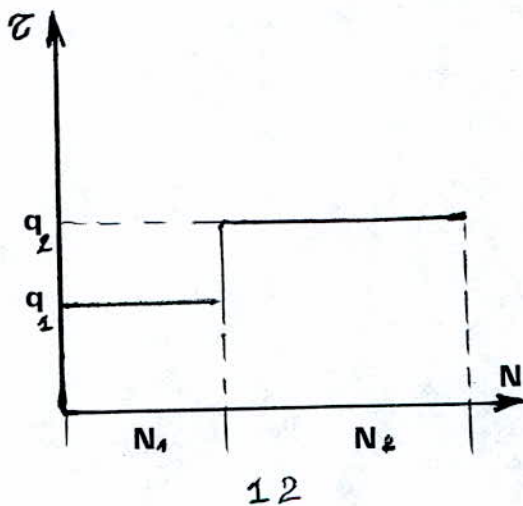


Figure III

iii) Evaluation du terme $\partial N/\partial t$:

L'histoire des contraintes, comme il a été mentionné, est irrégulière du fait des difficultés pratiques de reproduire un tel chargement aux laboratoires; Il est donc nécessaire d'exprimer $\partial N/\partial t$ par un nombre de cycles réguliers (N_{eq}), qui a eu lieu pendant la durée (T_d) du séisme, ainsi :

$$\partial N/\partial t = N_{eq} / T_d$$

CHAPITRE IV

CALCUL PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

IV-0 Introduction:

Si les premières applications de la méthode des éléments finis ont été orientées vers la résolution des équations d'équilibre en élasticité ou en élastoplasticité, il est très vite apparu que cette méthode pouvait aussi être utilisée pour la résolution de nombreux problèmes physiques régis par des systèmes d'équations aux dérivées partielles. En particulier, les problèmes de la répartition de la charge hydraulique dans les écoulements en milieux poreux qui, tout comme les problèmes de répartition de température ou de potentiel électrique, se ramènent à la résolution d'une équation du type $\Delta(u) = f$, peuvent être traités aisément par la méthode des éléments finis.

IV-1 Définition:

La méthode des éléments finis est une méthode de calcul qui consiste à utiliser une approximation simple des variables inconnus pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques. Elle fait appel aux trois domaines suivants:

- Sciences de l'ingénieur pour établir les équations aux dérivées partielles.
- Méthodes numériques pour construire et résoudre les équations algébriques.
- Programmation et informatique pour exécuter efficacement les calculs sur ordinateur.

IV-2 Bases de la méthode des éléments finis:

IV-2-1 Discrétisation du domaine:

La première étape de la méthode consiste à substituer au modèle étudié une partition en éléments de géométrie simple le recouvrant aussi que possible figure(IV-1). Il apparaît d'ores et déjà une source d'approximation due à l'impossibilité de modéliser le contour (hachures sur la figure(IV-1)).

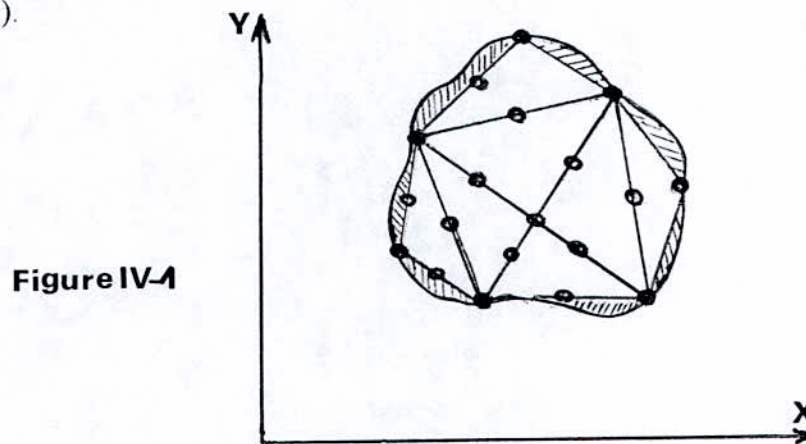


Figure IV-1

Cette erreur peut être minimisée, soit en augmentant la finesse de la partition, soit en utilisant des éléments à côtés curvilignes. Chaque élément comporte un certain nombre de points particuliers, appelés "Noeuds" ou "Points nodaux". Les noeuds peuvent être situés à l'intérieur de l'élément, mais dans ce cas ils ne remplissent plus une de leur fonction qui est d'assurer la compatibilité inter-éléments, c'est pourquoi nous n'en avons représenté que sur les frontières des éléments .

Cette discrétisation, qui conduit au maillage du domaine, sous-tend les deux idées fondamentales qui caractérisent la méthode :

-Se ramener à l'étude du comportement d'éléments standards de formes simples; ces éléments sont de dimensions finies, par opposition aux éléments infinitésimaux qui sont utilisés dans l'approche analytique;

On se contentera de rechercher une approximation aussi bonne que possible de la solution aux points privilégiés qui sont les noeuds et non la description continue de cette solution; ainsi, en parlant un peu schématiquement, on remplacera un problème à un nombre infini d'inconnues par la résolution d'un système discret.

IV-2-2 Approximation dans l'élément:

Considérons un élément isolé du maillage tel que celui représenté sur la figure(IV-2).

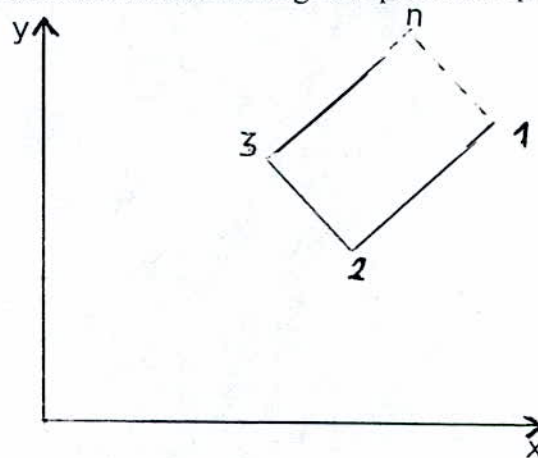


Fig. IV-2

L'élément porte n noeuds où on connaît les valeurs de la fonction $u(x,y)$:

$$u(x_i, y_i) = u_i$$

L'approximation de la fonction $u(x,y)$ à l'intérieur de l'élément est donnée par:

$$u(M) = u(x,y) \cong \hat{u}(M) \quad (\text{IV-2.1})$$

Avec:

$$\hat{u}(M) = \sum_{i=1}^n N_i(M) u_i = \langle N \rangle \{u_n\} \quad (\text{IV-2.2})$$

Les fonctions $N_i(M)$, ou plus explicitement $N_i(x, y)$ sont appelées « Fonctions de pondération » ou encore fonction d'interpolation.

$\hat{u}(M)$ constitue donc une approximation de $u(M)$ dans l'élément, les u_i étant les variables généralisées ou variables nodales.

Il est fréquent d'adopter une base polynomiale, bien évidemment l'approximation sera d'autant meilleure que le degré des polynômes $N_i(x,y)$ sera plus élevé.

IV-3 Méthode des résidus pondérés:

IV-3-1 Introduction:

La méthode des résidus pondérés consiste à chercher une fonction $u(x,y)$ qui satisfait un certain nombre d'équations différentielles:

$$A(u) = \begin{Bmatrix} A_1(u) \\ A_2(u) \\ \vdots \\ A_n(u) \end{Bmatrix} = 0 \quad (\text{IV-3.1})$$

Dans un domaine Ω (volume, surface,etc.) figure(IV-3), ainsi que les conditions aux limites:

$$B(u) = \begin{Bmatrix} B_1(u) \\ B_2(u) \\ \vdots \\ B_n(u) \end{Bmatrix} = 0 \quad (\text{IV-3.2})$$

Sur le bord Γ du domaine (figure(IV-3)).



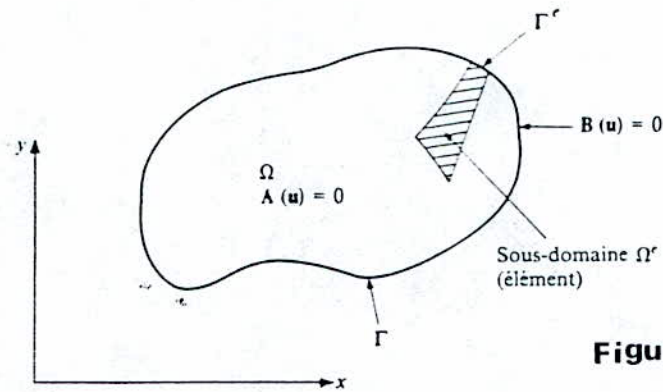


Figure IV-3

Le domaine Ω et la frontière Γ .

La fonction cherchée peut être une quantité scalaire ou un vecteur à plusieurs composantes. La méthode des éléments finis cherchera la solution sous la forme approchée suivante :

$$u \cong \hat{u} = \sum_{i=1}^n N_i \cdot u_i = (N) \{u_n\}$$

Où les N_i sont les fonctions de forme « fonctions d'interpolation » écrites en fonction des variables indépendantes (les coordonnées x, y, \dots etc.), Et tous ou la plupart des paramètres u_i sont inconnus.

Si les équations différentielles sont linéaires, c'est à dire que nous pouvons écrire (IV-3.1) et (IV-3.2) sous la forme:

$$\left. \begin{array}{l} A(u) = L u + f_v = 0 \quad \text{dans } \Omega \\ B(u) = C u + f_s = 0 \quad \text{sur } \Gamma \end{array} \right\} \quad (IV - 3 - 3)$$

avec:

- L et C sont des opérateurs différentiels caractérisant le système.
- u: sont les fonctions inconnues.
- f_v et f_s sont des fonctions connues, dites de sollicitations.

Alors le système approché des équations (IV-3.3) se réduira à un système linéaire de la forme :

$$K u + F = 0 \quad (IV-3.4)$$

Avec :

$$K = K_{ij} = \sum_{e=1}^{n_{el}} K_{ij}^e$$

K_{ij} : Matrice caractérisant le système pour tout le domaine.

K_{ij}^e : matrice caractérisant le système pour l'élément.

n_{el} : nombre d'élément du domaine.

IV-3-2 Résidus:

Considérons un système physique continu stationnaire dont le comportement est représenté par un système d'équations aux dérivées partielles linéaire ou non linéaire, d'ordre m :

$$L(\mathbf{u}) + \mathbf{f}_v = \mathbf{0} \quad \text{sur le domaine } \Omega \quad (\text{IV-3.5})$$

Les conditions aux limites s'écrivent:

$$C(\mathbf{u}) + \mathbf{f}_s = \mathbf{0} \quad \text{sur la frontière } \Gamma \quad (\text{IV-3.6})$$

On appelle résidu, la quantité $R(\mathbf{u})$ définie par :

$$R(\mathbf{u}) = L(\mathbf{u}) + \mathbf{f}_v \quad (\text{IV-3.7})$$

Qui s'annule évidemment quand u est solution de (IV-3.8)

IV-3-3 Forme intégrale:

La méthode des résidus pondérés consiste à rechercher les fonctions u qui annulent la forme intégrale :

$$W(u) = \int_{\Omega} V^T (R(u)) d\Omega = \int_{\Omega} V^T (L(u) + f_v) d\Omega = 0 \quad (\text{IV-3.8})$$

Où:

$$\mathbf{V} = \begin{pmatrix} v_1 \\ v_2 \\ \vdots \\ v_n \end{pmatrix}$$

est un ensemble de fonctions arbitraires, en nombre égal au nombre d'équations (ou de composantes de u) mises en jeu. Elles sont appelées aussi fonctions de pondération.

IV-3-4 Discrétisation des formes intégrales:

Dans le paragraphe précédent nous avons remplacé la résolution des équations aux dérivées partielles (IV-3.5) par la recherche des fonctions u qui annulent la forme intégrale (IV-3.8)

$$\mathbf{W}(u) = \int_{\Omega} V^T \{R(u)\} d\Omega = \int_{\Omega} V^T \{L(u) + f_v\} d\Omega = 0$$

pour les fonctions $\mathbf{V}^T = (v_1, v_2, \dots, v_n)$.

Choisissons une approximation à n paramètres des fonctions inconnues u tel que:

$$\mathbf{u} = \mathbf{u} (\mathbf{u}_1 , \mathbf{u}_2 , \dots, \mathbf{u}_n).$$

L'expression (IV-3.8) devient :

$$\mathbf{W} = \int_{\Omega} \{ L[u(u_1, u_2, \dots, u_n)] + f_v \} d\Omega = 0 \quad (\text{IV-3.9})$$

Choisissons un ensemble de n fonctions indépendantes v_1, v_2, \dots, v_n , soulignons que le nombre de fonctions de pondération doit être égal au nombre des paramètres de l'approximation (u_i), le choix du type de fonctions v_i conduit à différentes méthodes:

- Méthode de collocation.
- Méthode de GALERKINE (qui est la plus utilisée)
- Méthode des moindres carrés.

En développant, l'équation (IV-3.9) s'écrira:

$$W_1 = \int_{\Omega} v_1 [L(u(u_1, u_2, \dots, u_n)) + f_v] d\Omega = 0$$

$$W_2 = \int_{\Omega} v_2 [L(u(u_1, u_2, \dots, u_n)) + f_v] d\Omega = 0$$

$$W_n = \int_{\Omega} v_n [L(u(u_1, u_2, \dots, u_n)) + f_v] d\Omega = 0$$

Elles constituent un système d'équations algébriques dont la solution fournit les paramètres de l'approximation de u :

$$\mathbf{K} \cdot \{\mathbf{u}\} + \mathbf{F} = \mathbf{0}$$

a) Méthode de GALERKINE:

Selon le choix de v_i , l'équation (IV-3.9) conduit à différentes méthodes (collocation par point, collocation par sous-domaine, méthode de GALERKINEetc).

Pour la méthode de GALERKINE , les fonctions v_i sont constituées par l'ensemble des variations δu des fonctions u :

$$v = \delta u = \langle N \rangle \{ \delta u_n \} = \sum N_i \cdot \delta u_i \quad i = 1, \dots, n \quad (IV-3.10)$$

Où :

δu_i sont les variations des paramètres d'approximation u_i .

L'équation (IV-3.9) devient:

$$W = \int_{\Omega} \delta u (L(u) + f_v) d\Omega = 0 \quad (IV-3.11)$$

$$W = \langle \delta u_n \rangle \int_{\Omega} \{ N \} (L(\langle N \rangle \{ u_n \}) + f_v) d\Omega = 0 \quad (IV-3.12)$$

Comme W doit s'annuler pour tout $\{ \delta u \}$. La relation précédente est équivalente aux n équations algébriques:

$$W_1(u) = \int_{\Omega} N_1 (\langle L(N) \rangle \{ u_n \} + f_v) d\Omega = 0$$

$$W_n(u) = \int_{\Omega} N_n (\langle L(N) \rangle \{ u_n \} + f_v) d\Omega = 0$$

b) Présentation matricielle de la méthode de GALERKINE:

La méthode des éléments finis consiste à utiliser une approximation par éléments finis des fonctions inconnues u pour discrétiser une forme intégrale W , puis à résoudre le système algébrique ainsi obtenu.

$$W = \int_{\Omega} \delta u (L(u) + f_v) d\Omega$$

remplaçons cette intégrale par une somme d'intégrales sur chaque élément Ω^e :

$$W = \sum_{e=1}^{nel} W^e = \sum_{e=1}^{nel} \int_{\Omega^e} \delta u^e (L(u^e) + f_v) d\Omega = 0 \quad (\text{IV-3.13})$$

En utilisant une approximation par éléments finis de u et de δu sur chaque élément Ω^e pour calculer chaque terme W^e , dit forme intégrale élémentaire

$$\mathbf{u}^e = \langle \mathbf{N} \rangle \{ \mathbf{u}_n \} \quad (\text{IV-3.14})$$

$$\delta \mathbf{u}^e = \langle \mathbf{N} \rangle \{ \delta \mathbf{u}_n \}$$

Comme $\langle \mathbf{N} \rangle$ est nul en tout point extérieur à Ω^e , et comme $\{ \mathbf{u}_n \}$ ne fait intervenir que les variables nodales de l'élément Ω^e , chaque terme sera calculé à partir des seules variables liées à l'élément e .

En utilisant (IV-3.14) W^e devient :

$$W^e = \int_{\Omega^e} \delta u^e (L(u^e) + f_v) d\Omega = 0 \quad (\text{IV-3.15})$$

$$W^e = \langle \delta u_n \rangle \left(\int_{\Omega^e} \{ N \} L(\langle N \rangle) d\Omega \{ u_n \} + \int_{\Omega^e} \{ N \} f_v d\Omega \right) \quad (\text{IV-3.16})$$

Finalement, en remplaçant les expressions (IV-3.14) dans (IV-3.16), nous obtenons l'expression matricielle W^e discretisée :

$$W^e = \langle \delta u_n \rangle ([k] \{u_n\} - \{f\}) \quad (\text{IV-3.17})$$

Où:

$[k]$: est la matrice élémentaire indépendante de $\{u_n\}$ si l'opérateur L est linéaire.

$\{f\}$: est le vecteur élémentaire des sollicitations;

$\{u_n\}$: est le vecteur élémentaire des variables nodales ;

$\{\delta u_n\}$: est le vecteur élémentaire des variations des variables nodales.

La forme intégrale globale (IV-3.13) se construit par addition des formes élémentaires (IV-3.17):

$$W = \sum_1^{nel} W^e = \sum_e \langle \delta u_n \rangle ([k] \{u_n\} - \{f\}) = 0$$

Cette somme est ensuite organisée sous la forme matricielle:

$$W = \langle \delta U_n \rangle ([K] \{U_n\} - \{F\}) = 0$$

Où:

$[K]$: est la matrice globale, indépendante ou non de $\{U_n\}$.

$\{F\}$: est le vecteur global des sollicitations.

$\{U_n\}$: est le vecteur global de toutes les variables nodales du problème.

$\langle \delta U_n \rangle$ est le vecteur global des variations des variables nodales.

Le passage de (IV-3.17) à (IV-3.18) constitue l'assemblage des éléments.

Dans les problèmes non stationnaires apparaissent des termes de type $\partial u/\partial t$ et $\partial^2 u/\partial t^2$ auxquels correspondent les expressions:

$$W^e = \int_{\Omega} \delta u^e \frac{\partial u^e}{\partial t} d\Omega \quad \text{et} \quad W^e = \int_{\Omega} \delta u^e \frac{\partial^2 u^e}{\partial t^2} d\Omega$$

qui s'ajoutent à (IV-3.15). Ces termes donnent après discrétisation, grâce à (IV-3.14):

$$W^e = \langle \delta u_n \rangle [c] \left\{ \frac{du_n}{dt} \right\} \quad \text{et} \quad W^e = \langle \delta u_n \rangle [m] \left\{ \frac{d^2 u_n}{dt^2} \right\}$$

donc :

$$[c] = [m] = \int_{\Omega} \{N\} \langle N \rangle d\Omega$$

où:

[c] : est la matrice masse élémentaire.

IV-4 Application de la méthode des éléments finis à l'équation de base:

L'équation de base donnant l'évolution dans l'espace et dans le temps de l'accroissement des pressions interstitielles sous l'effet d'un chargement cyclique (action sismique) est résumée sous la forme différentielle suivante :

$$\nabla^T [K] \left\{ \nabla \frac{u}{\gamma_w} \right\} = m_v \left[\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \right] \dots\dots\dots (IV - 4.1)$$

avec:

[k] : matrice des coefficients de perméabilité.

∇ : opérateur différentiel.

Pour le cas bidimensionnel on a :

$$[K] = \begin{bmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_y \end{bmatrix} \quad \text{et} \quad \nabla = \left(\frac{\partial}{\partial x}; \frac{\partial}{\partial y} \right)^T$$

l'équation (IV 4.1) s'écrira alors :

$$\frac{1}{\gamma_w} \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial u}{\partial y} \right) \right] = m_v \left[\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \right] \dots\dots\dots (IV.4.1)$$

La méthode des éléments finis cherchera la solution sous la forme approchée suivante :

$$U = \sum_{i=1}^n N_i u_i = \langle N \rangle \{ u_n \}$$

où les N_i et les $\{u_n\}$ sont, respectivement, les fonctions d'interpolation et les paramètres d'approximation.

Si on opte pour la méthode de GALERKINE, la forme intégrale de l'équation (IV . 4.1) est donnée par :

$$\int_{\Omega^e} \frac{1}{\gamma_w} (\delta u) (\nabla^T [K] \nabla u) d\Omega + \int_{\Omega^e} m_v (\delta u) \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \varphi \right) d\Omega = 0 \quad (IV - 4.3)$$

avec :

$$\varphi = \partial \mathbf{u}_g / \partial t = (\partial \mathbf{u}_g / \partial N) * (\partial N / \partial t)$$

Après intégration par partie l'équation IV.4.3 devient :

$$\int_{\Omega^e} \frac{1}{\gamma_w} \{ \nabla \delta u \}^T [K] \{ \nabla u \} d\Omega + \int_{\Omega^e} m_v (\delta u) \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \varphi \right) d\Omega = 0 \dots (IV.4.4)$$

Si on remplace dans (IV.4.4) les termes u et δu par :

$$\mathbf{u} = \langle N \rangle \{ \mathbf{u}_n \}$$

$$\delta \mathbf{u} = \langle N \rangle \{ \delta \mathbf{u}_n \}$$

On obtient alors :

$$\int_{\Omega^e} \frac{1}{\gamma_w} \{ \delta u_n \}^T \nabla^T \{ N \} [K] \nabla \{ N \} \{ u_n \} d\Omega + \int_{\Omega^e} m_v \{ \delta u_n \}^T \langle N \rangle^T \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \varphi \right) d\Omega = 0 \quad (IV-5)$$

après simplification par $\{\delta u_n\}^T$ on aura :

$$\int_{\Omega_e} \frac{1}{\gamma_w} \nabla^T \{N\} [K] \nabla \langle N \rangle \{u_n\} d\Omega + \int_{\Omega_e} m_v \langle N \rangle^T \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \varphi \right) d\Omega = 0 \dots IV.4.6$$

La formulation matricielle de l'équation (IV.4.6) aboutira à un système d'équations algébriques de la forme:

$$[A]^e \{u_n\} + [D]^e (\{\dot{u}_n\} - \{\varphi_n\}^e) = 0 \quad (IV.4.7)$$

Où :

$\{u_n\}, \{\dot{u}_n\}$ et $\{\varphi\}^e$ désignent les valeurs nodales des vecteurs u, \dot{u}, φ respectivement.

En fin, la contribution de tous les éléments du sol donne le système d'équations global:

$$[A] \{U_n\} + [D] (\{\dot{U}_n\} - \{\varphi\}) = 0 \quad (IV-4.8)$$

IV-4-1 Expression générale des matrices $[A]^e, [D]^e$ et du vecteur $\{\varphi\}$:

a) Discrétisation:

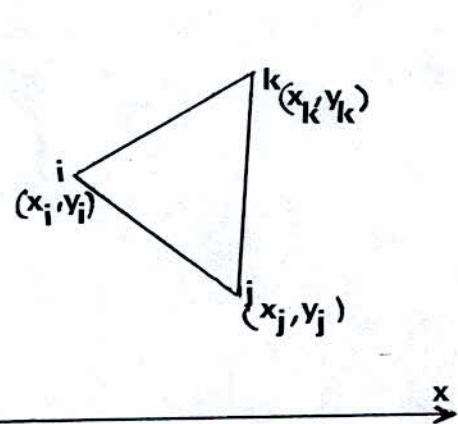
Vu la simplicité des barrages en terre, nous avons opté pour un maillage constitué d'éléments triangulaires et rectangulaires. Pour un élément triangulaire, à trois noeuds, la pression interstitielle est approchée par une fonction d'interpolation linéaire tel que:

$$u(x,y) = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y \quad (f_1)$$

Les paramètres $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ seront déterminés en résolvant le système d'équations suivant :

$$\begin{cases} \alpha_1 + \alpha_2 x_i + \alpha_3 y_i = u_i \\ \alpha_1 + \alpha_2 x_j + \alpha_3 y_j = u_j \\ \alpha_1 + \alpha_2 x_k + \alpha_3 y_k = u_k \end{cases} \quad \text{Système (s}_1\text{)}$$

Où, les quantités u_i, u_j, u_k représentent les valeurs de la pression interstitielle aux noeuds i, j, k respectivement. Voir figure ci-dessous :



En les substituant dans (f_1) la fonction approchée s'écrira alors sous la forme :

$$u(x, y) = N_i u_i + N_j u_j + N_k u_k$$

Où: N_i, N_j, N_k sont les fonctions d'interpolation, écrites en fonction des variables indépendantes

x et y , elles sont données par :

$$N_i = 1/\Delta [a_i + b_i x + c_i y]$$

$$N_j = 1/\Delta [a_j + b_j x + c_j y]$$

$$N_k = 1/\Delta [a_k + b_k x + c_k y]$$

Avec:

$$a_i = x_j y_k - x_k y_j ; a_j = x_k y_i - x_i y_k ; a_k = x_i y_j - x_j y_i$$

$$b_i = y_j - y_k ; b_j = y_k - y_i ; b_k = y_i - y_j$$

$$c_i = x_k - x_j ; c_j = x_i - x_k ; c_k = x_j - x_i$$

Et Δ = déterminant du système (s₁), il est égal à deux fois l'aire A du triangle ijk .

b) Evaluation de la matrice de perméabilité $[A]^e$:

Après identification, les éléments de la matrice $[A]^e$ s'écriront alors :

$$[A]^e = \int_{\Omega} \frac{1}{\gamma_w} \nabla^T \{N\} [K] \nabla \langle N \rangle d\Omega$$

Pour un élément triangulaire de noeuds i,j,k , avec les fonctions de forme N_i , N_j , N_k écrites précédemment, la matrice $[A]^e$ s'écrira :

$$[A]^e = \frac{K_x}{4A\gamma_w} \begin{bmatrix} b_i b_i & b_i b_j & b_i b_k \\ & b_j b_j & b_j b_k \\ \text{symt} & & b_k b_k \end{bmatrix} + \frac{K_y}{4A\gamma_w} \begin{bmatrix} c_i c_i & c_i c_j & c_i c_k \\ & c_j c_j & c_j c_k \\ \text{symt} & & c_k c_k \end{bmatrix}$$

avec :

- K_x , K_y sont les coefficients de perméabilité dans les directions x et y respectivement.
- A est l'aire du triangle formé par les noeuds i,j,k .

c) Evaluation de la matrice de compressibilité $[D]^e$:

La matrice $[D]^e$ est définie par :

$$[D]^e = \int_{\Omega} m_v \{N\} \langle N \rangle d\Omega$$

Pour un élément triangulaire, la matrice $[D]^e$ est diagonale :

$$[D]^e = \frac{m_v A_{ijk}}{3} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

avec :

m_v : est la compressibilité moyenne.

A_{ijk} : est l'aire du triangle formé par les noeuds i, j, k .

d) Evaluation du vecteur $\{\varphi\}^e$:

On a :

$$\varphi = \partial u_g / \partial N \cdot \partial N / \partial \alpha$$

Si on pose :

$$u_g = \sum_i^n N_i u_{g_i} = \langle N \rangle \{u_{g_n}\}$$

Avec:

u_{g_i} : La valeur de la pression interstitielle générée au noeud (i).

N_i : C'est la fonction de forme.

n : Est le nombre de noeuds.

On peut alors écrire :

$$\varphi = \langle N \rangle \partial \{u_{g_n}\} / \partial N \cdot \partial N / \partial \alpha$$

On aura :

$$\{\varphi_n\} = \partial \{u_{g_n}\} / \partial N \cdot \partial N / \partial \alpha$$

Pour un élément :

$$\{\varphi_n\}^e = \partial\{u_{gn}\}^e / \partial N \cdot \partial N / \partial \alpha$$

Les termes du vecteur $\partial\{u_{gn}\}^e / \partial N$ sont définis comme suit:

$$\frac{\partial \{u_{gn}\}}{\partial N} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u_{g1}}{\partial N} \\ \frac{\partial u_{g2}}{\partial N} \\ \vdots \\ \frac{\partial u_{gi}}{\partial N} \end{Bmatrix}$$

Pour le noeud (i), le terme $\partial u_{gi} / \partial N$ est écrit sous la forme de la fonction génératrice des pressions interstitielles :

$$\frac{\partial u_{gi}}{\partial N} = \frac{1}{X_i \cdot \theta \cdot N_i \cdot \text{COS} X_i \cdot \text{SIN} X_i^{2\theta-1}} \quad \text{avec: } X_i = \frac{\pi}{2} r_{ui}$$

Avec :

$r_{ui} = u_i / \sigma_i$: Est le taux de pression interstitielles au noeud (i).

N_i : Est le nombre de cycles causant la liquéfaction au noeud (i).

• **Remarques :**

Dans le cas où le maillage contient des éléments rectangulaires, le calcul de la matrice de perméabilité utilise l'élément triangulaire suivant la démarche ci-après :

On subdivise l'élément rectangulaire en un ensemble de quatre éléments triangulaires de base. Pour un élément rectangulaire de noeuds (i,j,k,l), la matrice $[A_{ijkl}]^e$ est définie comme étant la contribution de chacune des matrices des éléments à trois noeuds (i,j,k) , (j,k,l) , (k,l,i) , (l,i,j).

La matrice $[A_{ijkl}]^e$ est donnée par la formule suivante :

$$[A_{ijkl}]^e = \frac{1}{2} \left\{ [A_{ijk}]^e + [A_{jkl}]^e + [A_{kli}]^e + [A_{lij}]^e \right\}$$

Dans le cas d'éléments rectangulaires, la matrice de compressibilité $[D]^e$ est donnée par

$$[D]^e = \frac{m_v \cdot A_{ijkl}}{4} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Où:

A_{ijkl} : est l'aire du rectangle formé par les noeuds i,j,k,l

Dans le cas d'un écoulement radial, Seed a montré qu'il suffit de multiplier les matrices déjà déterminées par le facteur (r) tel que:

$$r = \begin{cases} \sum_{i=1}^3 x_i & \text{é l é m e n t s} & \text{t r i a n g u l a i r e s} \\ \sum_{i=1}^4 x_i & \text{é l é m e n t s} & \text{r e c t a n g u l a i r e s} \end{cases}$$

ainsi :

$$[A]_r^e = r [A]_p^e \text{ et } [D]_r^e = r [D]_p^e$$

Où:

$[A]_r^e$ et $[D]_r^e$ sont, respectivement, les matrices de perméabilité et de compressibilité pour un écoulement radial.

$[A]_p^e$ et $[D]_p^e$ sont, respectivement, les matrices de perméabilité et de compressibilité pour un écoulement plan.

IV.4.2 Procédé d'intégration:

Après assemblage des matrices élémentaires $[A]^e$ et $[D]^e$, on obtient l'équation matricielle suivante:

$$[A] \{U_n\} + [D] (\{\dot{U}_n\} - \{\varphi\}) = 0$$

qui peut être écrite sous la forme:

$$[K]\{U\} + [C]\{\dot{U}\} = \{F\} \quad (\eta)$$

Avec:

$$[K] = [A]$$

$$[C] = [D]$$

$$\{F\} = [D]\{\varphi\}$$

Il existe de nombreuses méthodes d'intégration dans le temps, tant implicites qu'explicites. Parmi les méthodes implicites, on a choisi celle des différences finies dans le temps. Elle consiste à calculer (u) et (\dot{u}) à l'intérieur de l'intervalle de temps $[t_{i-1}, t_i]$ à partir des valeurs de (u) aux temps t_{i-1} et t_i .

Avec:

$$u[t_{i-1}, t_i] = \alpha \cdot u(t_i) + \beta \cdot u(t_{i-1})$$

$$\dot{u}[t_{i-1}, t_i] = (u(t_i) - u(t_{i-1})) / \Delta t$$

Où :

$$t_i = t_{i-1} + \Delta t \quad \text{et} \quad \alpha + \beta = 1.$$

Pour différentes valeurs de α plusieurs méthodes se présentent :

$$\alpha = 0.5 \quad \Rightarrow \quad \text{méthode de NICHOLSON.}$$

$$\alpha = 2/3 \quad \Rightarrow \quad \text{méthode de GALERKINE.}$$

$$\alpha = 1 \quad \Rightarrow \quad \text{méthode d'EULER.}$$

Dans le programme, on considère la valeur de $\alpha = 0.5$ pour l'intégration de l'équation (η). En reportant les valeurs de $u[t_{i-1}, t_i]$ et de $\dot{u}[t_{i-1}, t_i]$ dans l'équation (η) on obtient la formule de récurrence de CRANK-NICHOLSON:

$$\left[\frac{K}{2} + \frac{C}{\Delta t} \right] U(t_i) = \left[\frac{-K}{2} + \frac{C}{\Delta t} \right] U(t_{i-1}) + \frac{F(t_{i-1}) + F(t_i)}{2}$$

On pose :

$$K_1 = \left[\frac{K}{2} + \frac{C}{\Delta t} \right]$$

$$K_2 = \left[\frac{-K}{2} + \frac{C}{\Delta t} \right]$$

$$G(t_i) = \frac{F(t_{i-1}) + F(t_i)}{2}$$

On obtient :

$$K_1 \cdot U(t_i) = K_2 \cdot U(t_{i-1}) + G(t_i)$$

a) Cas de compressibilité constante:

Dans ce cas la matrice C est constante, donc les matrices K_1 et K_2 sont uniquement fonction de Δt . On constate qu'à chaque modification de Δt , il faut recalculer ou pour le moins rassembler les matrices K_1 et K_2 et triangulariser K_1 .

b) Cas de compressibilité variable :

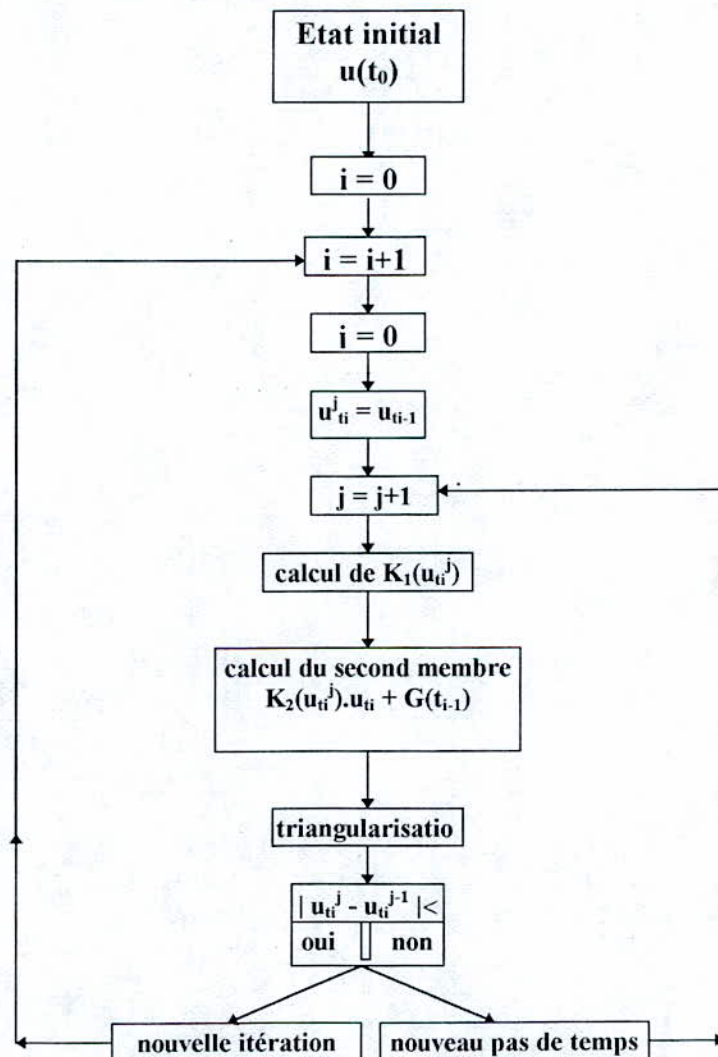
Dans ce cas la matrice C est fonction de U et de t, et de même pour les matrices K_1 et K_2 .

Donc l'équation à résoudre est de la forme :

$$K_1(u, t) \cdot U(t_i) = K_2(u, t) \cdot U(t_{i-1}) + G(t_i)$$

Pour résoudre l'équation ci-dessus, il est nécessaire de faire un calcul itératif.

- K_1 étant modifiée à chaque itération, il est nécessaire donc de refaire sa triangularisation à chaque fois.
- Pour ce cas, l'algorithme de calcul est décrit sur la figure(IV-4), dans lequel on constate la présence d'une boucle supplémentaire à l'intérieur de la boucle sur les pas de temps. D'autre part, la matrice K_1 est triangularisée à chaque itération de chaque pas de temps.
- Le processus itératif cesse lorsqu'une certaine norme de la différence entre la solution à l'itération j et la solution à l'itération $j-1$ est inférieure à ϵ donné.



figure(IV-4) : Algorithme de calcul dans le cas de compressibilité **variable**

CHAPITRE V

PRESENTATION DU PROGRAMME "LIQ"

Le programme est écrit en " **fortran 77** ", son algorithme général de calcul est présenté sur la figure(V-1). Il permet de donner l'évolution du rapport de pressions interstitielles aux contraintes effectives (r_u) en fonction du temps lors d'un chargement cyclique régulier ou irrégulier, suivi ou non par une réplique .

Le programme comporte 18 subroutines et un programme principal, la fonction de chacune d'elles sera détaillée par la suite. .

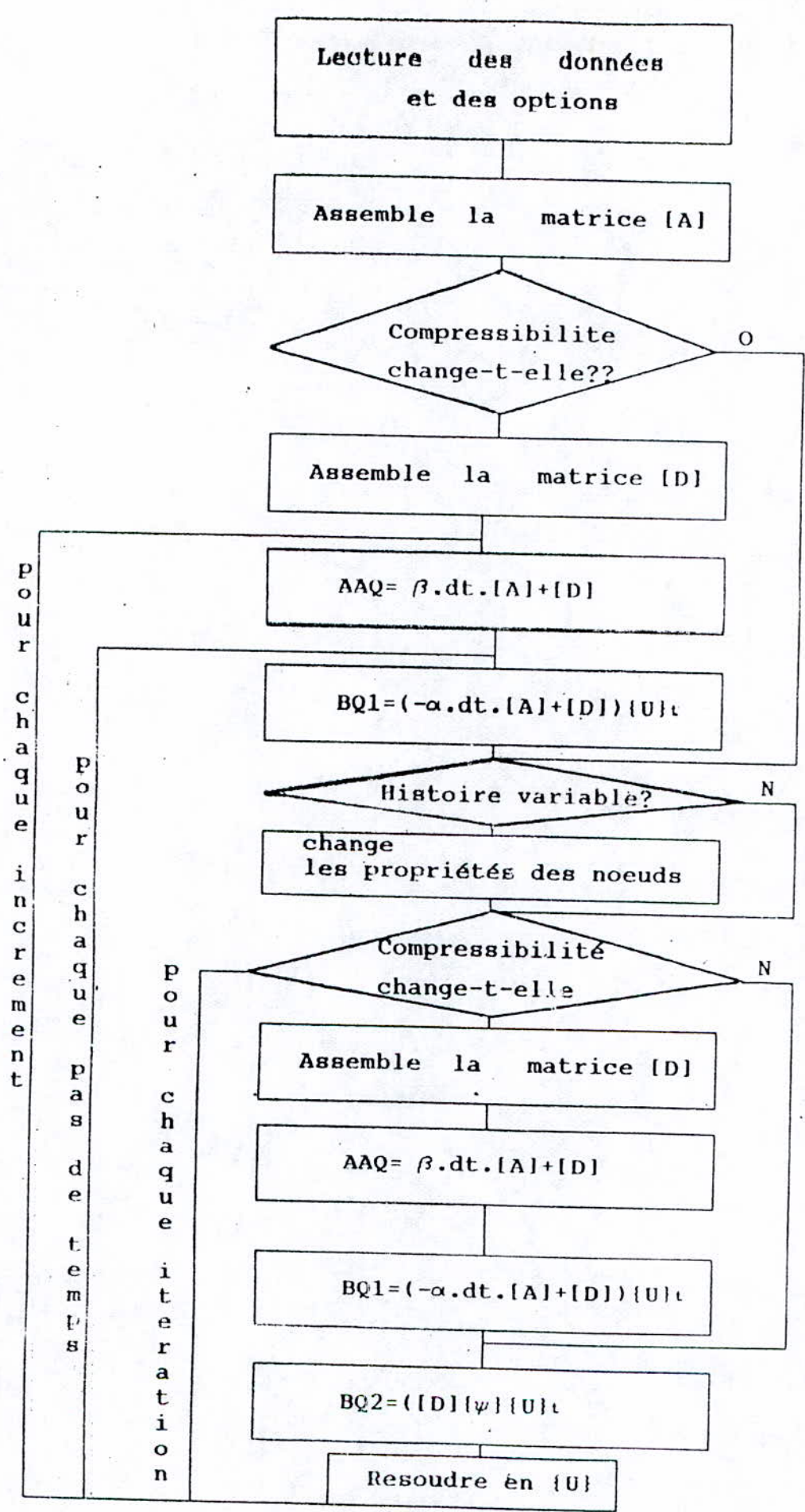


Figure V-1

V-1 Critère de convergence:

- Dans le chapitre précédent, on a abouti à l'équation (IV-) qui est non linéaire, du fait que la compressibilité et les valeurs du vecteur $\{\varphi\}$ sont influencées par la pression interstitielle. Ainsi, pour résoudre ce problème, on a utilisé une méthode de résolution dite pas à pas, où la réponse est divisée en courts incréments de temps, égaux entre eux.
- La pression interstitielle est calculée en résolvant un système d'équations linéaires ayant les caractéristiques du début de l'intervalle.
- Le processus itératif est arrêté lorsque le coefficient de compressibilité sera compatible avec la pression générée.

Afin d'éviter l'apparition d'une boucle infinie, on a utilisé un test de convergence qui consiste à limiter le nombre d'itérations.

V-2 Description des sous-routines du programme:

V-2-1 Subroutine titre:

Sa fonction est d'introduire le titre du fichier de données ainsi que les options. Elle permet de lire, respectivement, le titre, les options : **IOPT** (écoulement plan ou radial), **JOPT** (compressibilité constante ou variable), **KOPT** (chargement uniforme ou irrégulier), **LOPT** (existence ou non d'une réplique), les critères de convergence (**ITR**), (**DIFFA**) et finalement la masse volumique de l'eau (**GAMMAW**)

V-2-2 Subroutine noeuds:

Sa fonction est de faire entrer, dans le programme, les caractéristiques des noeuds. Elle permet de lire, respectivement, le nombre de noeuds (**NNT**), les coordonnées (**X(I)**, **Y(I)**) de chaque noeud (**I**), sa contrainte effective (**SP3 (I)**), la valeur du coefficient θ (**TETA**) et le nombre de cycles à la liquéfaction (**NL**).

Si l'histoire des contraintes est irrégulière, on peut aisément ajouter, pour chaque noeud, les caractéristiques et le nombre d'intervalles de subdivision de l'histoire des contraintes, le nombre de cycles et le nombre de cycles à la liquéfaction pour le niveau de contrainte (τ) que l'on stockera dans **NINT**, **T(NINT, N)**, **NI(NINT,N)**, **NL(NINT,N)** pour chaque noeud (N).

Formulation du chargement régulier:

Une fois la lecture des caractéristiques de l'histoire des contraintes est faite, la pression interstitielle due à l'action du premier tronçon de l'histoire des contraintes en chacun des noeuds est évaluée en prenant une histoire de contraintes uniformes caractérisée par :

$N_{eq} = N_i$ où : N_i est le nombre de cycles du premier tronçon.

$T_D = T_{D_i}$

T_{D_i} est la durée du premier tronçon pour le noeud (i).

Le calcul de N_{eq} est accompli par la subroutine **CHANGE**.

V-2-3 Subroutine ELEM:

Elle permet d'introduire, dans le programme, les caractéristiques des éléments. Elle permet aussi de lire respectivement, le nombre total d'éléments (**NELT**), les noeuds de connections **NN(I,1)**, **NN(I,2)**, **NN(I,3)**, **NN(I,4)**, la perméabilité dans les deux sens (x,y) **PERM(I,1)**, **PERM(I,2)**, la compressibilité **RMV₀(I)**, la densité relative **DR(I)** pour chaque élément (I) et la taille de l'élément (à 3 ou à 4 noeuds) **ICOD(I)**.

V-2-4 Subroutine BANDE :

Elle permet le calcul de la largeur de la bande de la matrice [A] qui est (**IBW**)



V-2-5 Subroutine CONLIMT :

Elle permet de lire les noeuds qui vérifient les conditions aux limites (pression interstitielle nulle), dont le nombre est égale à **NBC**. Il sont stockés dans un vecteur **IBC(I)**; avec $I = 1, NBC$

V-2-6 Subroutine SEISME :

Sa fonction est d'introduire les caractéristiques du séisme. Elle permet de lire, respectivement, le nombre de cycles équivalent (**ANQ**) et la durée du séisme (**T_D**). Aussi, elle permet de lire uniquement la durée du séisme (**T_D**), lorsqu'il s'agit d'une histoire irrégulière de contraintes.

Dans le cas où une réplique existe, la présente subroutine permet de lire le temps du début de la réplique ainsi que ses caractéristiques (**ANQ**) et (**T_D**).

V-2-7 Subroutine TCalcul :

Elle permet d'introduire les paramètres d'intégration (les incréments, le pas et le temps d'affichage), et leurs nombre :

NNI : nombre d'incrément.

ITI (I) : nombre de pas pour chaque incrément (**I**).

DELT (I) : le pas.

DTPR (I) : le temps d'affichage.

V-2-8 Subroutine CHANGE :

Elle permet de changer, pour une histoire irrégulière, les caractéristiques des noeuds. Elle permet aussi de lire, pour chaque tronçon (**i**), le nombre de cycles équivalent $N_{eq} = N_i$ et la durée correspondante $T_D = T_{D_i}$.

V-2-9 Subroutine PERMEABILITE :

Elle permet l'introduction des éléments de la matrice $[A]^e$, ainsi que l'assemblage dans la matrice globale, en utilisant la formule :

$$[A]_{IJ}^G = [A]_{IJ}^G + [A]_{ij}^e$$

avec :

$$I = \text{LOCE}(i) \quad i = 1, \dots, n.$$

$$J = \text{LOCE}(j) \quad j = 1, \dots, n.$$

$[A]^e$: matrice élémentaire.

$[A]^G$: matrice globale.

V-2-10 Subroutine TRIANGLE :

Elle permet le calcul de la matrice élémentaire $[A]^e$ dans le cas d'un élément triangulaire, puis elle transmet le résultat à la subroutine **PERMEABILITE** pour donner la valeur de $[A]^e$ dans le cas général (triangulaire ou rectangulaire).

V-2-11 Subroutine COMPRESSIBILITE :

Elle permet de calculer la matrice élémentaire de compressibilité $[D]^e$ et de faire l'assemblage dans la matrice globale $[D]^G$, par la même formule que celle utiliser dans la subroutine **PERMEABILITE**.

Comme la matrice $[D]$ est diagonale, il est préférable de la stocker dans un vecteur $\{D\}$.

V-2-12 Subroutine ASSAAQ :

Elle permet de faire le calcul qui donne la matrice $[AAQ]$ tel que :

$$[AAQ] = \beta \cdot \Delta T \cdot [A] + [D] .$$



V-2-13 Subroutine ASSBQ1 :

Elle de faire le calcul qui aboutit au vecteur $\{BQ1\}$ tel que :

$$\{BQ1\} = (-\alpha.\Delta T.[A] + [D]) \{U_i\}.$$

V-2-14 Subroutine ASSBQ2 :

Elle permet de faire le calcul qui aboutit au vecteur $\{BQ2\}$ tel que :

$$\{BQ2\} = ([D] \{\varphi\}.\Delta T).$$

V-2-15 Subroutine PREMIERE :

Elle permet de calculer la valeur initiale de $\{\varphi\}$ (en utilisant la fonction génératrice des pressions interstitielles). Pour la première itération on utilise la pression interstitielle courante .

V-2-16 Subroutine SECONDE :

Elle permet de calculer la valeur de $\{\varphi\}$, mais cette fois-ci en utilisant la valeur moyenne de la pression interstitielle. Elle est utile pour les autres itérations autres que la première.

Si $\{u^*\}$ est la solution de $[AAQ]\{u\} = \{u_i\}$ alors:

$$\{u_i\} = (\{u_i\} + \{u^*\}) / 2$$

est utilisée pour estimer $\{\varphi\}_e$.

V-2-17 Subroutine GAUSS BANDE :

Elle permet de faire la triangularisation et la résolution du système :

$$[AAQ] \{U\} = \{BQ1\} + \{BQ2\}.$$



V-2-18 Function COMP(X,R) :

Elle permet de faire le calcul de la valeur courante de m_v selon la formule suivante :

$$\frac{m_v}{m_{v0}} = \frac{e^y}{1 + y + 1/2 \cdot y^2}$$

V-3 - Introduction des données:

les données du programme sont introduites à partir de deux fichiers , le premier appelé **FIC.DAT**

est imposé et le deuxième, qui n'est pas imposé, est tiré à partir du premier fichier.

a) Fichier FIC.DAT:

Ce fichier contient, respectivement, le nom du deuxième fichier, le nom du fichier résultat, les options du problème à traiter (IOPT, JOPT, KOPT, LOPT, ITA, DIFFA, GAMMA W) avec:

$$IOPT = \begin{cases} 1 & \text{pour un é coulement plan} \\ 2 & \text{pour un é coulement radial} \end{cases}$$

$$JOPT = \begin{cases} 1 & \text{pour une compressibilité variable} \\ 2 & \text{pour une compressibilité constante} \end{cases}$$

$$KOPT = \begin{cases} 1 & \text{pour un chargement régulier} \\ 2 & \text{pour un chargement irrégulier} \end{cases}$$

$$LOPT = \begin{cases} 1 & \text{cas d'existence d'une ré plique} \\ 2 & \text{cas de non existence de la ré plique} \end{cases}$$

ITA : nombre limite d'itérations.

DIFFA : la tolérance admise.

GAMMA W : la valeur du poids volumique de l'eau.



b) deuxième fichier:

Le nom de ce deuxième fichier de données est tiré du premier fichier (FIC.dat), il contient :

- Les caractéristiques des noeuds, le nombre et les numéros, vérifiant les conditions aux limites.
- Les caractéristiques des éléments.
- Les caractéristiques du séisme.
- Les paramètres d'intégration dans le temps.



CHAPITRE VI

PRESENTATION DES RESULTATS ET

INTERPRETATIONS

Le programme « LIQ » développé est basé sur la méthode des éléments finis. Il permet la résolution de l'équation différentielle qui régit l'évolution et la répartition des pressions interstitielles dans les milieux poreux, tel que les barrages en terre et les dépôts de sol saturés.

L'efficacité du programme est validée, en premier lieu, à travers les exemples dont nous allons présenter les résultats; et en deuxième lieu à travers une comparaison avec les résultats obtenus par le programme «GADFLEA» élaboré par le professeur Seed pour résoudre le même type de problèmes dans un massif de sol saturé.

Deux exemples seront présentés. Le premier porte sur l'étude du risque de liquéfaction d'un barrage en terre, soumis à une action sismique donnée, dans lequel on envisagera aussi l'effet d'une réplique de magnitude et de temps de retour donnés. Dans le deuxième exemple on donnera l'évolution, en fonction du temps, du taux des pressions interstitielles dans un massif de sol comportant quatorze noeuds et de largeur unité, ainsi que l'influence du pas de temps sur la stabilité et la convergence de la méthode d'intégration utilisée dans le programme.

VI-1 Application du programme "LIQ" pour un barrage:

Dans cet exemple on a choisi le barrage de **vieu – Pré** situé à l'Est de la France. Il s'agit d'un barrage zoné, en grès et avec un noyau argileux. La hauteur et la longueur du barrage sont 80 et 345 mètres respectivement. Le maillage choisi est constitué de 60 noeuds, formant ainsi 49 éléments. La partie aval du barrage n'a pas été prise en considération du fait de l'existence d'organes de drainage dans cette zone (les recharges aval ne peuvent donc être saturées).

Lors de la sélection des paramètres de calcul (m_{v0} , N_1 , K ,.....etc), une particularité est faite pour le noyau central qui ne présente, pratiquement, aucun risque de liquéfaction du fait de sa grande imperméabilité (K_n est de l'ordre de 10^{-10} m/s). Mis à part le noyau, la perméabilité dans les deux sens est prise égale à $K_x = K_y = 4.10^{-4}$ m/s. Le calcul était fait avec une compressibilité m_v variable, de valeur initiale $m_{v0} = 0,02 \text{ MPa}^{-1}$.



Les contraintes de cisaillement dynamiques utilisées sont obtenues à partir du logiciel « SHAKE » qui donne, la répartition des accélérations maximales dans un dépôt de sol soumis à une action dynamique (Thèse de Mag^{ter}-M^{elle} Zerfa). L'accélérogramme introduit est celui du séisme de Pcoima "SANFERNANDO" de magnitude $M=6,6$ (nombre de cycles équivalent $ANQ=8$) et d'une durée égale à 16s.

Les résultats de calcul présentés sur la figure(VI-1) montrent :

- Une forte concentration de surpressions interstitielles dans la zone centrale, près du noyau argileux. Cette concentration est évidemment due à l'éloignement de cette zone par rapport à la surface de drainage puisque la contrainte dynamique développée par une $a_{max} = 0,2g$ est relativement faible.
- Un faible taux de pressions interstitielles à proximité du talus amont.

Du fait que r_u est inférieur à l'unité, on peut dire donc qu'aucune liquéfaction du barrage n'est à craindre. Par contre, si on soumet le même profil à une accélération un peu plus importante $a_{max} = 0,4g$, les résultats obtenus (Figure VI-2) montrent qu'une liquéfaction peu avoir lieu dans la plupart des éléments(noeuds) du profil de barrage, excepter les noeuds qui sont proches du talus amont et ceux situés à la base du barrage.

VI-1-2 Effet d'une réplique:

Le même profil du barrage(Figure VI-3)**a)** soumis à une accélération maximale $a_{max}=0,2g$, est testé sous l'effet d'une réplique de magnitude $M = 6$ ($ANQ = 6$), d'une durée $T_D = 14$ s et qui survient 6 min après la fin du séisme principal. Les résultats obtenus montrent qu'une liquéfaction a eu lieu dans la zone centrale du barrage, celle-ci est due au fait que les pressions développées par le séisme principal n'ont pas eu suffisamment de temps pour se dissiper totalement; L'arrivée de la réplique a provoqué donc une superposition d'effets de surpressions, ce qui a favorisé donc l'occurrence de la liquéfaction.

La figure(VI-3)**b)** illustre l'effet d'une réplique sur l'évolution du taux de pressions interstitielles pour un noeud appartenant au maillage (noeud 26)

VI-2 Test de fiabilité:

Pour confirmer la fiabilité des résultats obtenus par le programme « LIQ » lors de l'étude du processus de génération et de dissipation des pressions interstitielles dans un massif de sol dont les caractéristiques sont présentées sur la figure (VI-4), une comparaison est faite avec le programme «GADFLEA » et les résultats obtenus sont présentés sur la figure(VI-5), sont ceux des noeuds (5,6).

VI-3 Effet d'une histoire irrégulière:

Une histoire irrégulière fictive est considérée pour montrer l'effet de l'irrégularité des contraintes de cisaillement dynamiques sur l'évolution du taux de pressions interstitielles dans un dépôt de sol saturé.

Les données de l'histoire sont résumées dans le tableau ci-dessous:

t_{ai}	5	15
N_i	3	5
N_{il}	20	80

Où:

t_{ai} : est la durée du séisme.

N_i : est le nombre de cycles.

N_{il} : est le nombre de cycles causant la liquéfaction.

Les résultats obtenus pour ce type d'histoire sont comparés avec ceux obtenus pour un chargement régulier appliqué au même massif et sont présentés sur la figure(VI-6).

VI-4 Effet du pas de temps :

La méthode d'intégration de GRANK-NICHOLSON utilisée dans le programme «LIQ» donne de très bons résultats pour les petits pas de temps. Par contre, si on augmente le pas de temps cette méthode oscille et donne des résultats moins précis. Les résultats obtenus pour différents pas de temps dans les noeuds (3,4) du massif de sol décrit précédemment, sont présentés sur la figure(VI-7).



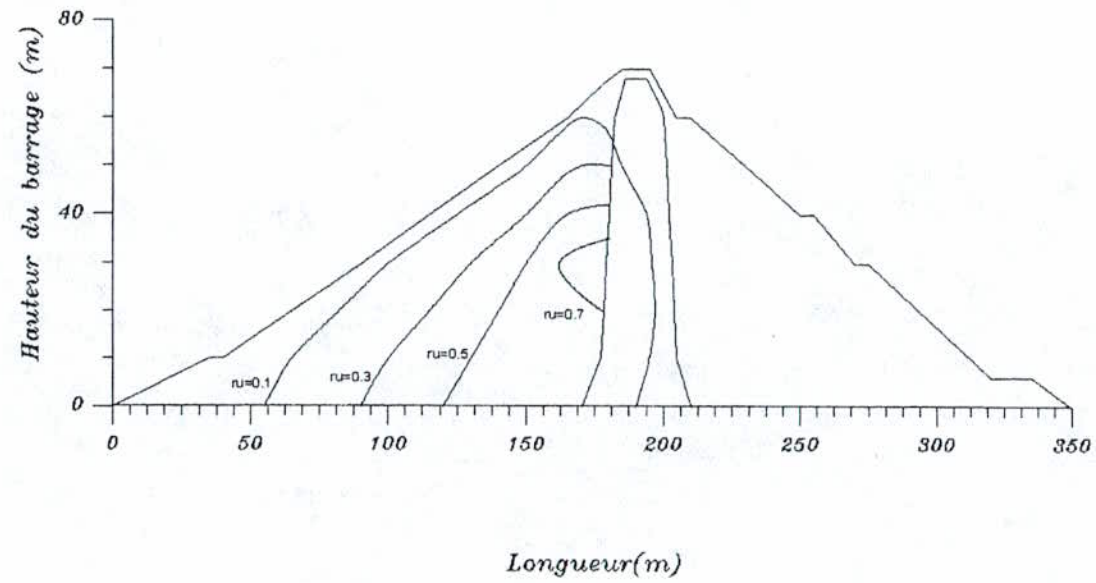
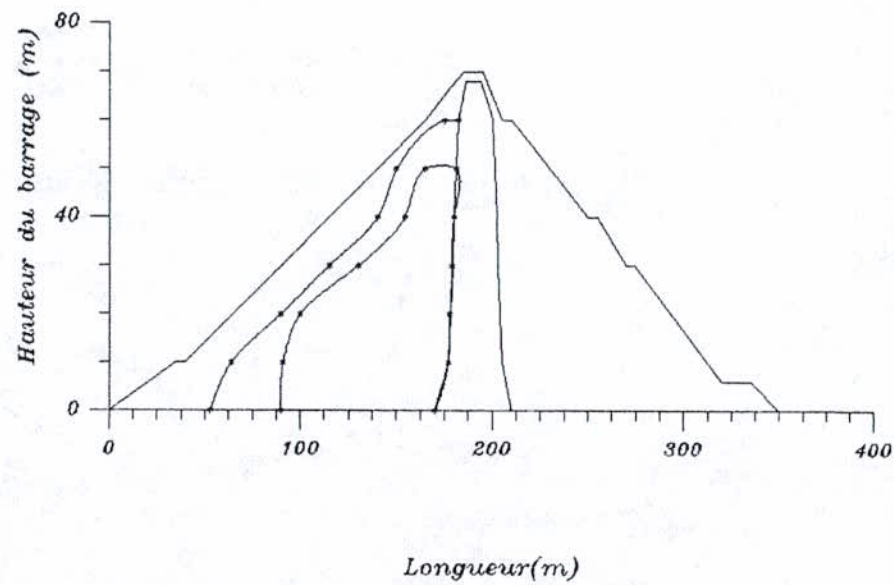
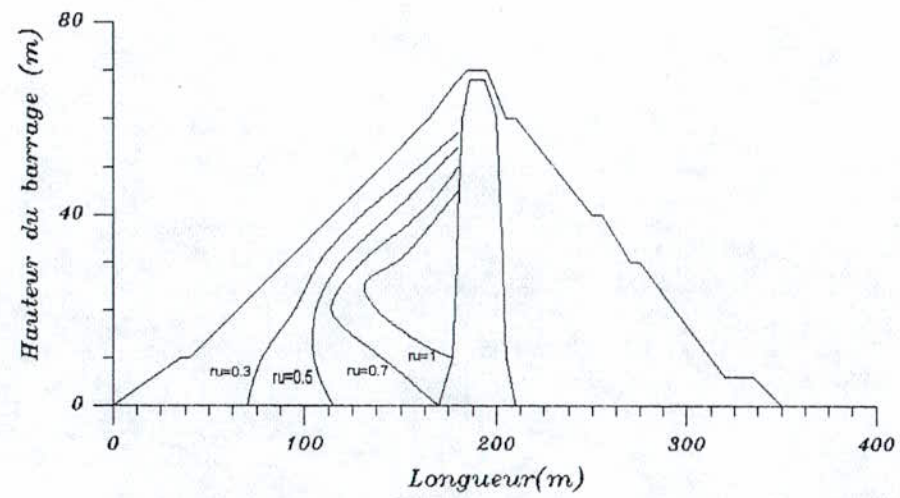


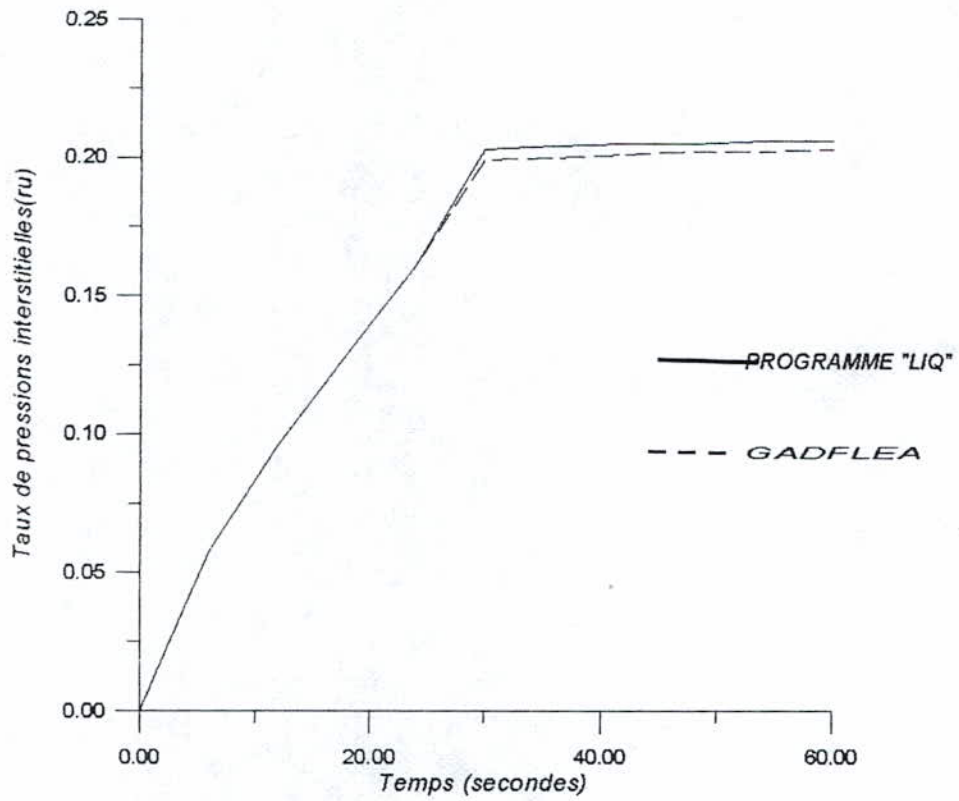
Figure (VI-1): Répartition du taux de pressions interstitielles (accé-max = 0.2g)



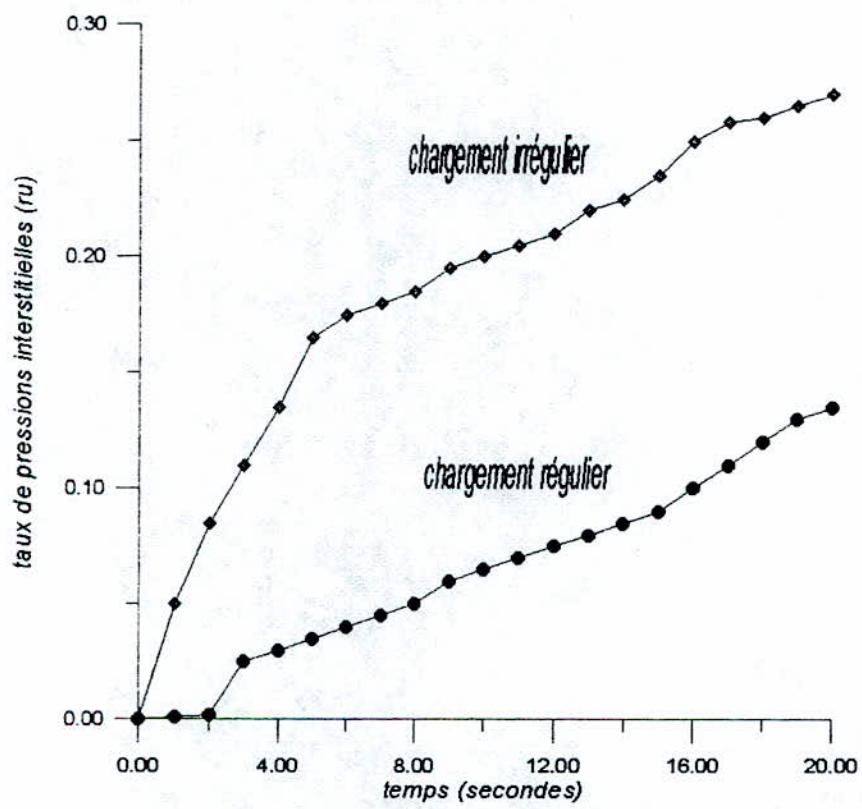
Figure(VI-2) :Répartition du taux des pressions interstitielles (accé-max=0.4g)



Figure(VI-3a) : Répartition du taux de pressions interstitielles (effet d'une réplique)



Figure(VI. 5) Evolution de r_u dans le temps
 aux noeuds (5 et 6) obtenue par
 "LIQ" et GADFLEA



Figure(VI-6) : Evolution de (ru) pour le chargement régulier et irrégulier

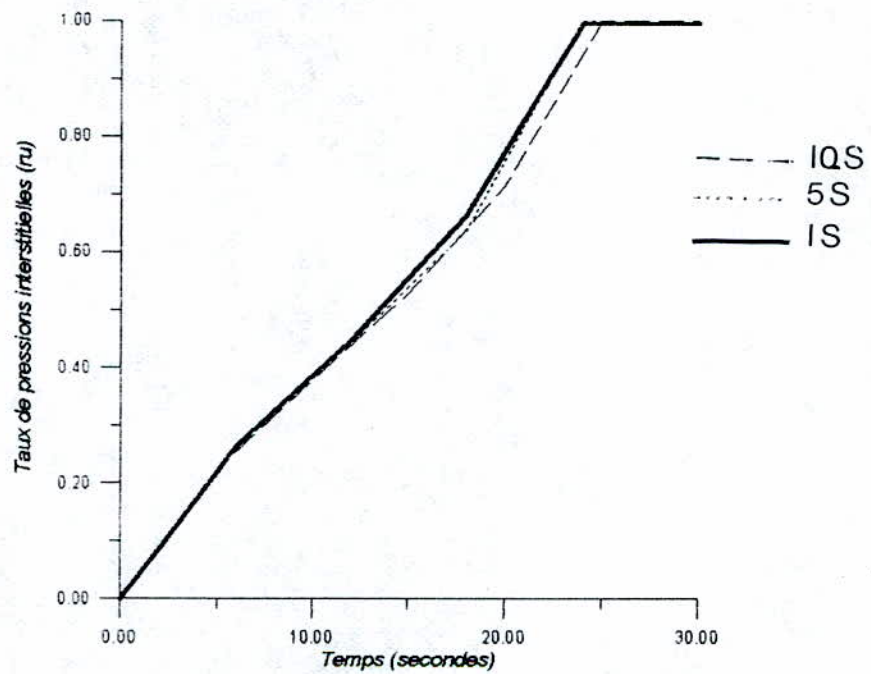


Figure (VI-7) : Evolution de taux de pressions interstitielles
dans le noeud (3) pour différents pas de temps
(pas=1,3,5,10 secondes)

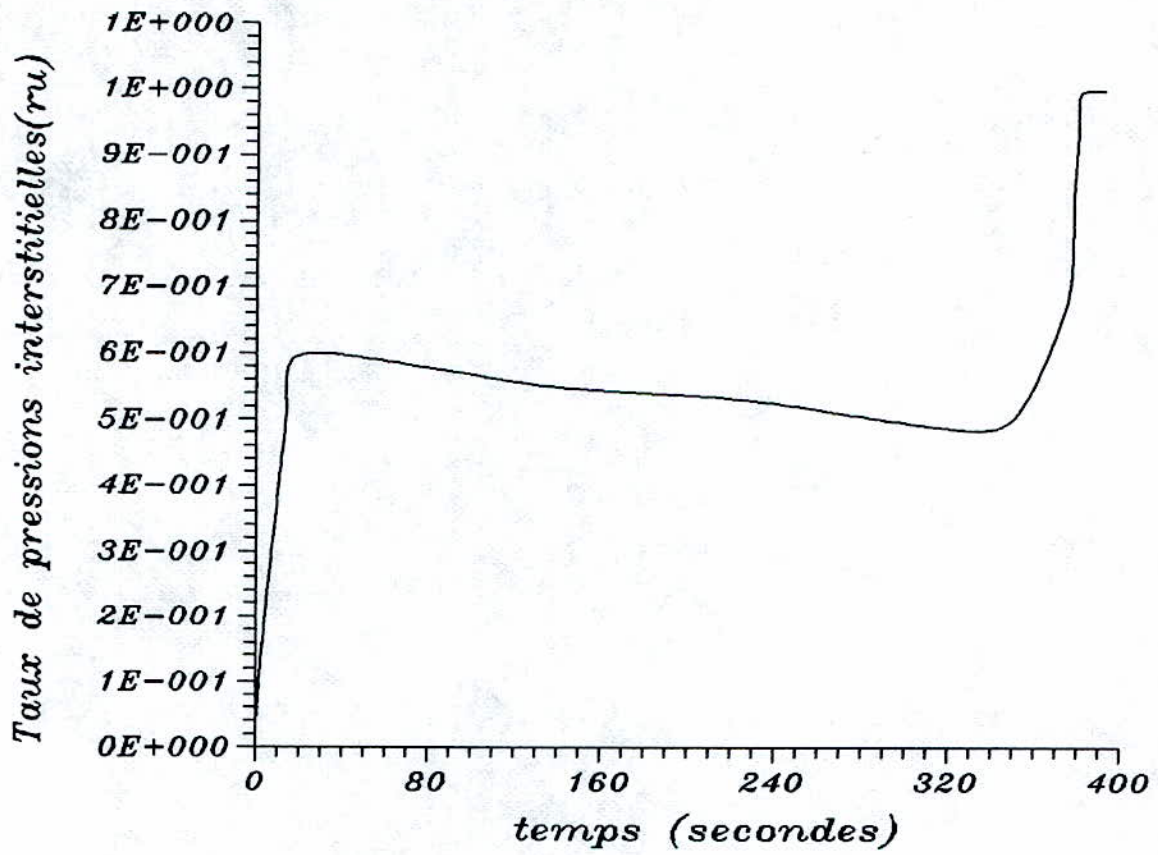


FIG VI.3 b Evolution de la pression interstitielle au noeud(26)

après un séisme de $M=6.6$ suivi d'une réplique
de $M=6$ après (6 min)

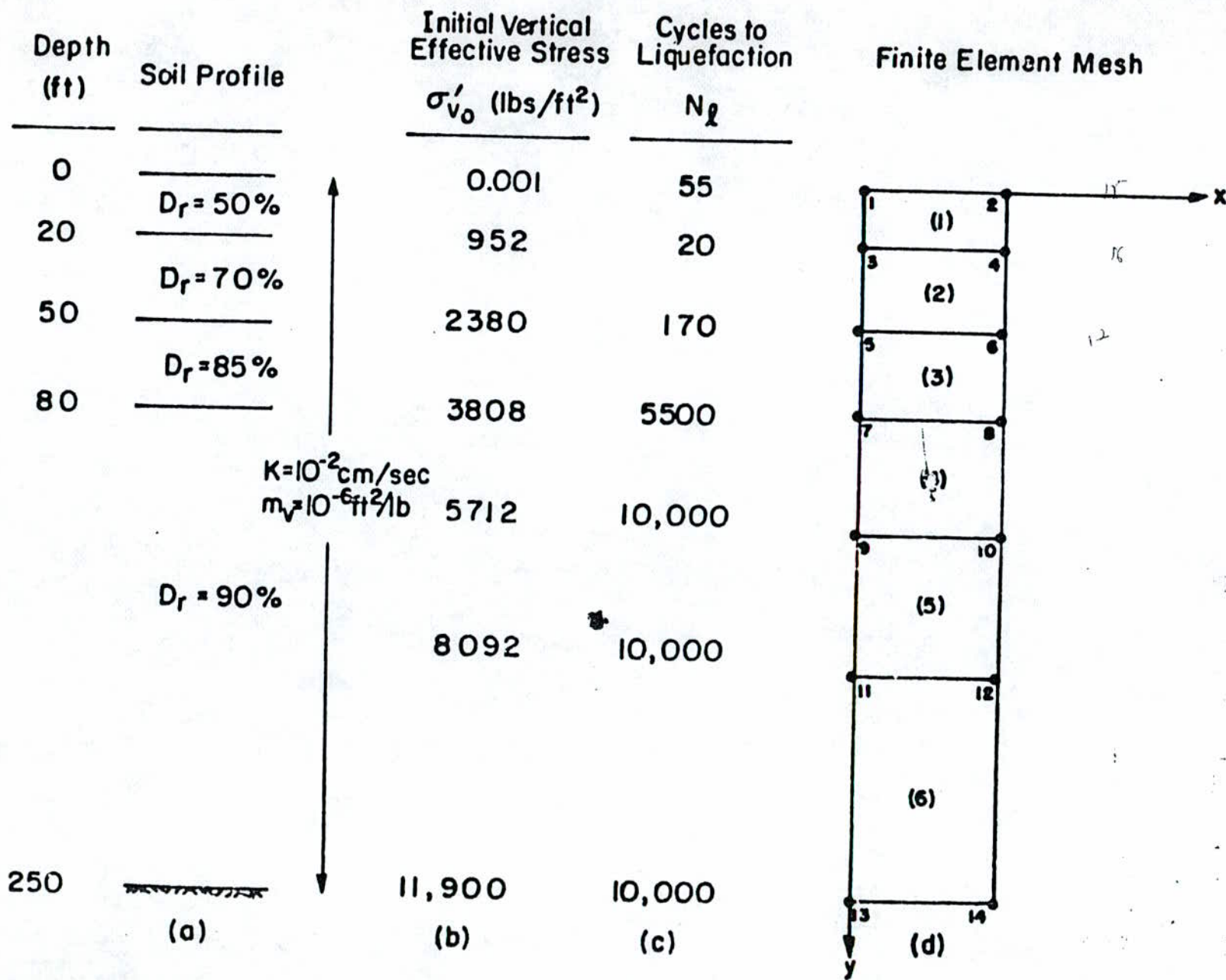


Fig. 14/ DETAILS FOR ILLUSTRATIVE EXAMPLE

CHAPITRE VII

MOYENS DE REMEDIER A LA LIQUEFACTION

Si l'étude du risque de liquéfaction d'un site conduit soit à des coefficients de sécurité jugés trop faibles, soit à des pressions interstitielles trop élevées. Il est nécessaire d'accroître la résistance aux cisaillements cycliques du sol. L'étude des paramètres influant sur cette résistance montre que l'on peut agir sur la structure du matériau, sa densité, la contrainte moyenne effective qu'il supporte, les conditions de drainage ...

VII-1 Accroissement de la densité:

Dans le cas d'un remblai, il est possible de spécifier des degrés de compactage élevés pour obtenir élevée au cisaillement cyclique. Dans le cas d'un sol en place, il faut envisager un compactage à partir de la surface en utilisant, par exemple :

Le compactage d'explosifs, le compactage dynamique ou simplement le compactage par la vibration d'un profil métallique.

VII-2 Amélioration du drainage :

Si le sol est suffisamment perméable, l'augmentation des pressions interstitielles peut être compensée par une dissipation rapide. Par substitution totale ou partielle, il est possible de remplacer un sable peu perméable par un sable très perméable.

VII-3 Amélioration par augmentation de la contrainte du sol :

La RCC est sensiblement proportionnelle à la contrainte moyenne effective du sol, la mise en place d'une surcharge de remblai augmente cette résistance.

La contrainte effective, donc la RCC, peut également être augmentée par rabattement de la nappe, le problème de liquéfaction est évité dans toute la zone rabattue.

VII-4 Modification des caractéristiques du sol :

Il est possible, par adjonction de produits chimiques, de créer des liaisons entre les grains du sol et donc de modifier sa RCC. Cette modification peut se faire en place par injection de coulis de silicates ou de ciment.

CONCLUSION ET RECOMMANDATION

Conclusion :

Le programme « LIQ », basé sur la méthode des éléments finis, résolve l'équation différentielle qui régit les écoulements à travers les milieux poreux. Il permet de suivre l'évolution et la répartition des pressions interstitielles, développées par une action dynamique, dans les dépôts de sol saturés en général et dans les barrages en terre en particulier.

La détermination de l'évolution des pressions générées par le séisme permet de localiser les zones susceptibles de se liquéfier.

Malgré les hypothèses simplificatrices, prises lors de la formulation mathématique du séisme et des caractéristiques du sol, la mise en mode opérationnel de ce programme a donné des résultats qui concordent avec la réalité physique des effets dynamiques sur les barrages en terre.

L'utilisation du programme « LIQ » dans les applications évoquées précédemment nous a permis de constater que le potentiel de liquéfaction d'un sol ne dépend pas uniquement des caractéristiques du séisme frappant, mais il dépend aussi des caractéristiques des sols constituant les ouvrages en question.

Dans le but de compléter la présente étude, les recommandations ci-après sont à faire :

- Affiner le maillage et améliorer la formulation en éléments finis en vue d'aboutir à des résultats plus précis.
- Extension de l'étude bidimensionnelle simplifiée à une étude tridimensionnelle plus exacte.
- Modélisation de l'effet dynamique en bidimensionnel.
- Amélioration de la prise en compte simplifiée de l'irrégularité du séisme.



Bibliographie

- 1°) H, Bolton Seed " *The generation and dissipation of water pressure* " Report EERC
J.R, Boker *during soil liquéfaction.* (1976).
M.S, Rahman.
- 2°) M, Chikhi " *L'analyse de la liquéfaction* " rapport de PFE (1990).
dans les dépôts de sols.
- 3°) C, Davidovici " *Génie parasismique* " Pres Ponts et chaussées.
- 4°) G, Dhatt, G Touzout " *Une présentation de la méthode* " Maloine s a éditeur
des éléments finis. (1984).
- 5°) P Humbert " *Application de la méthode des* " Bulletin de liaison
élément finis aux écoulement *des laboratoires*
poreux *des ponts et*
chaussées
- 6°) S, Lipshutz " *Programmation Fortran* " Mc, Graw-Hill (1984)
- 7°) A, Pecker " *Dynamique des sols* " Press ponts et
chaussées
- 8°) G, Philipponat " *Fondation et ouvrages interne* " Eyrolles(1979)
- 9°) F, Shlosser " *Elément de mécanique des sols* " Press pont s et
chaussée
- 10°) Shamsher, Prakash " *Soils dynamique* " MC, Graw, Hill (1981)
- 11°) N, Taibi " *Pratique de Fortran* " Berti(1991)
- 12°) .F.Z, ZERFA " *Contribution à l' analyse du* " Thèse de magister(1991)
comportement dynamique
des barrages en terre
- 13°) O.C Zienkiewiz " *La méthode des éléments finis* " Edsiciene(1973)°