

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



Université El Hadj Lakhdar Batna
Faculté des sciences de l'ingénieur
Département de l'hydraulique

MÉMOIRE

Présenté pour obtenir le diplôme de
Magister en hydraulique

OPTION : SCIENCES HYDRAULIQUES

Thème :

**CONTRIBUTION A L'ANALYSE
SISMIQUE DES BARRAGES EN TERRE :
COMPORTEMENT DE LA STRUCTURE**

Présenté par :

ZEROUAL ABDELLATIF

Soutenu le : /.... /2009

Devant le jury composé de :

Président	: A. GUETALA	Pr	Université de BISKRA
Rapporteur	: A. FOURAR	M.C	Université de BATNA
Examineurs	: N. LAHBARI	M.C	Université de BATNA
	: A. KADID	M.C	Université de BATNA

Remerciements

« Je remercie en premier Dieu pour tout.

*Je remercie en second mes parents, qui ont sacrifiés leur vie pour
notre bien.*

*En fin, mes sincères reconnaissances et gratitudes à tous mes
enseignants, et en particulier le directeur de ce mémoire Dr. Fourar
Ali, pour ses nombreux conseils, et sa disponibilité.*

*Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir
accepter d'examiner mon travail. »*

Dédicaces

« Je dédie ce modeste travail :

*À toute la famille, mon père, ma mère, ma femme, et mes frères et
sœurs, à tous les amis et proches et à tous personne ayant contribué à
ce travail de près ou de loin. »*

RESUME

Cette thèse porte sur l'analyse des effets des pressions interstitielles sur la réponse sismique des barrages en terre. L'analyse a été réalisée en utilisant une méthode de calcul en éléments finis, avec une approche en contraintes effectives et une analyse couplée (en traitant le sol comme un milieu biphasique (eau-sol)). Le comportement du sol est décrit par un modèle linéaire équivalent.

Une méthode numérique ainsi qu'une procédure d'analyse seront présentées dans cette présente étude. La réponse sismique d'un barrage en terre à noyau d'argile sera évaluée. Sur la base des résultats numériques, les différents schémas de réponse sismique du barrage seront discutés. Un accent particulier sera mis sur le calcul des surpressions interstitielles enregistrées durant la sollicitation sismique.

Il a été montré que la simulation numérique est en mesure de mettre en évidence les aspects fondamentaux du processus de liquéfaction et de produire des résultats préliminaires pour l'évaluation du comportement sismique de l'ouvrage.

Notre analyse est effectuée en utilisant essentiellement le logiciel industriel QUAKE/W.

Mots clés : Pression interstitielle – Liquéfaction – Barrage en terre – Analyse sismique – Modèle de comportement linéaire équivalent – Méthode de calcul en éléments finis – QUAKE/W.

ABSTRACT

The thesis relates to the analysis of the influence of the pore water pressure on the seismic response of the earth dams. The analysis was carried out by using a finite elements method of calculation, with an approach in effective stress and a coupled analysis (by treating the soil like a biphasic medium (water-soil)). The behaviour of the soil is described by an equivalent linear model.

The numerical method and the procedure of analysis are presented in this present study. and, as an example, the seismic response of an earth dam has clay core is evaluated. On the basis of numerical result, the various diagrams of the dam seismic response are discussed. A particular stress is laid on the calculation of the pore water pressure recorded during the seismic request.

It was shown that the numerical simulation is able to highlight the fundamental aspects of the process of liquefaction and to produce preliminary results for the evaluation of the dam seismic behaviour.

Our analysis is carried out by using the software QUAKE/W.

Key words: Pore water pressure – Liquefaction – Earth dam – Seismic analysis – Equivalent linear model – Finite elements method – QUAKE/W.

TABLE DES MATIERES

Chapitre I :	Introduction générale	-01-
Chapitre II :	Etude bibliographique sur le comportement sismique des barrages en terre	-05-
II.1.	Méthodes d'analyse de la stabilité sismique.....	-05-
II.1.1.	Méthode pseudo statique.....	-05-
II.1.1.	Méthode de Newmark.....	-06-
II.1.2.	Méthode Seed-Lee-Idriss.....	-08-
II.2.	Comportement sismique des barrages en terre.....	-09-
II.2.1.	Effet des séismes sur les barrages en terre.....	-09-
II.2.2.	Les cas de ruptures observées lors de séismes historiques.....	-10-
II.2.2.1.	Barrage inférieur de San Fernando.....	-11-
II.2.2.2.	Barrages du Japon.....	-11-
II.2.2.3.	Barrage Sheffield.....	-12-
II.2.2.4.	Barrage d' Hebggen	-12-
II.3.	Conclusion.....	-13-
Chapitre III :	Généralités sur le comportement cyclique du sol	-16-
III.1.	Comportement cyclique des sols.....	-16-
III.2.	Modélisation du comportement cyclique du sol.....	-17-
III.2.1.	Définition du module de cisaillement G et de facteur d'amortissement D..	-18-
III.2.2.	Modèle linéaire équivalent.....	-20-
III.2.2.1.	paramètres cycliques équivalents.....	-21-
III.2.2.2.	Module de cisaillement G sous conditions de chargement cycliques.....	-23-
III.2.2.3.	Facteur d'amortissement D sous conditions de chargements cycliques...	-26-
III.3.	Méthodes de recherche.....	-29-
III.3.1.	Essais in situ.....	-29-
III.3.1.	Essais en laboratoire.....	-31-
III.4.	Conclusion.....	-32-
Chapitre IV :	Analyse du potentiel de liquéfaction	-34-
IV.1.	Description du phénomène.....	-34-
IV.2.	Comportement des sols liquéfiables.....	-35-
III.2.1.	Comportement du sable fin.....	-36-
III.2.1.1.	sable contractant lâche.....	-36-
III.2.1.2.	sol dilatant dense.....	-38-
IV.3.	Méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction.....	-39-
IV.3.1.	Méthode de Seed.....	-40-
IV.3.1.1.	Reconnaissance au SPT.....	-40-
IV.3.1.2.	Reconnaissance au CPT (Seed et Idriss).....	-41-
IV. 4.	Conclusion.....	-42-

Chapitre V :	Evaluation des contraintes et des pressions interstitielles	-44-
V.1.	Introduction.....	-44-
V.2.	Présentation du logiciel QUAKE/W.....	-45-
V.3.	Modèles de comportement utilisés dans QUAKE/w.....	-45-
V.3.1.	Modèle linéaire-élastique.....	-45-
V.3.2.	Modèle linéaire équivalent.....	-45-
V.4.	Analyse statique.....	-46-
V.4.1.	Pressions interstitielles initiales.....	-46-
V.5.	Analyse dynamique.....	-49-
V.5.1.	Approche numérique du mouvement sismique.....	-49-
V.5.2.	Forces dues au séisme.....	-51-
V.5.3.	Intégration numérique.....	-51-
V.5.4.	Intégration temporelle.....	-52-
V.5.5.	Propriétés des matériaux liées à la génération des pressions interstitielles..	-54-
V.5.5.1.	La fonction de pression interstitielle.....	-54-
V.5.5.2.	La fonction nombre de cycles.....	-55-
V.5.5.3.	La fonction de correction Ks.....	-56-
V.5.5.4.	La fonction de correction Ka.....	-57-
V.5.	Evaluation des surpressions interstitielles.....	-58-
V.5.1.	Pressions interstitielles sous conditions de chargement cyclique.....	-61-
V.6.	Conclusion.....	-62-
Chapitre VI :	Analyse dynamique linéaire équivalente et liquéfaction	-64-
VI.1.	Introduction.....	-64-
VI.2.	Analyse des contraintes statiques.....	-65-
VI.2.1.	Maillage et conditions aux limites.....	-65-
VI.2.2.	Propriétés des matériaux.....	-66-
VI.2.3.	Résultats de l'analyse statique.....	-66-
VI.2.4.	Analyse de la stabilité statique.....	-68-
VI.3.	Analyse sismique.....	-69-
VI.3.1.	L'accélérogramme.....	-69-
VI.3.2.	Propriétés dynamiques des matériaux.....	-70-
VI.3.3.	Propriétés liées à la génération des pressions interstitielles.....	-73-
VI.3.4.	Réponse sismique.....	-76-
VI.3.5.	Analyse du potentiel de liquéfaction (surpressions interstitielles).....	-79-
VI.3.6.	Analyse de la stabilité sismique du barrage.....	-82-
V.4.	Conclusion.....	-85-
Chapitre VII :	Conclusions et recommandations	-87-
Références bibliographiques		-89-

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE II :

Figure 2.1 : Illustration de la méthode pseudo-statique.....	-6-
Figure 2.2 : Intégration de l'accélérogramme afin de déterminer les vitesses et les déplacements.....	-7-
Figure 2.3 : Barrages de San Fernando.....	-11-

CHAPITRE III :

Figure 3.1 : Evolution du module de cisaillement G en fonction de la déformation cisaillement cyclique et des propriétés de plasticité.....	-17-
Figure 3.2 : Évolution de l'amortissement D en fonction de la déformation de cisaillement et des propriétés de plasticité.....	-18-
Figure 3.3 : Schématisation de la réponse du sol lors d'un chargement Cyclique.....	-19-
Figure 3.4 : Changement de G avec chaque itération.....	-20-
Figure 3.5 : Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du temps.....	-21-
Figure 3.6 : Cycles uniformes équivalents en fonction des magnitudes.....	-22-
Figure 3.7 : Contrainte de cisaillement cyclique équivalente.....	-22-
Figure 3.8 : Module de cisaillement dans des conditions de chargement cycliques.....	-23-
Figure 3.9 : Fonction G / Gmax pour le sable (ProShake).....	-25-
Figure 3.10 : Fonction G / Gmax pour le sable (QUAKE/W).....	-25-
Figure 3.11 : Fonction G / Gmax pour l'argile (ProShake).....	-26-
Figure 3.12 : Fonction G / Gmax pour l'argile (QUAKE/W).....	-26-
Figure 3.13 : Fonction facteur d'amortissement pour le sable (ProShake).....	-27-
Figure 3.14 : Fonction facteur d'amortissement pour le sable (QUAKE/W).....	-28-
Figure 3.15 : Fonction facteur d'amortissement pour l'argile (ProShake).....	-28-
Figure 3.16 : Fonction facteur d'amortissement pour l'argile (QUAKE/W).....	-29-

CHAPITRE IV :

Figure 4.1 : Phénomène de liquéfaction à l'échelle microscopique.....	-35-
Figure 4.2 : trajectoire de la contrainte effective du sable lâche sous chargement monotone.....	-37-
Figure 4.3 : Illustration de la surface d'effondrement.....	-37-
Figure 4.4 : Chemin de la contrainte cyclique du point B à la surface d'effondrement.....	-38-
Figure 4.5 : Chemin de contrainte pour sable dilatant dense.....	-38-
Figure 4.6 : Chemin de contrainte pour chargement cyclique avec contrainte statique initial sous l'état de stabilisation.....	-39-
Figure 4.7 : Courbe simplifiée recommandée pour le calcul du CRR à partir de donnée SPT.....	-40-
Figure 4.8 : Courbes de références pour essai CPT.....	-42-

CHAPITRE V :

Figure 5.1 : Pressions interstitielles par rapport à une surface de la nappe phréatique.....	-47-
Figure 5.2 : Pression interstitielle à partir de la surface de la nappe phréatique.....	-47-
Figure 5.3 : Correction du poids spécifique submergé.....	-48-
Figure 5.4 : Variation du rapport nombre de cycle N/NL en fonction du rapport de pression interstitielle ru.....	-55-
Figure 5.5 : Fonction nombre de cycle.....	-56-
Figure 5.6 : Fonction de correction Ks.....	-57-
Figure 5.7 : Fonction de correction des contraintes de cisaillement Ka.....	-58-
Figure 5.8 : Rapport de pression interstitielle sous conditions de chargement cyclique...	-59-
Figure 5.9 : Sollicitations cycliques exigées pour produire la liquéfaction initiale.....	-60-

CHAPITRE VI :

Figure 6.1 : Coupe transversale de la section centrale du barrage.....	-64-
Figure 6.2 : model d'analyse numérique du barrage.....	-65-
Figure 6.3 : maillage et conditions aux limites pour l'analyse statique.....	-66-
Figure 6.4 : Iso-contours des pressions interstitielles initiales (kPa).....	-67-
Figure 6.5 : Iso-contours des contraintes effectives verticales σ_y (kPa).....	-67-
Figure 6.6 : Iso-contours des contraintes effectives horizontales σ_x (kPa).....	-67-
Figure 6.7 : Iso-contours des contraintes de cisaillement τ_{xy} (kPa).....	-67-
Figure 6.8 : la stabilité avant le séisme.....	-68-
Figure 6.9 : Maillage et conditions aux limites pour l'analyse dynamique.....	-69-
Figure 6.10 : Accélérogramme horizontal.....	-70-
Figure 6.11 : Courbes de fonctions G- réduction.....	-72-
Figure 6.12 : Courbes de fonctions rapport d'amortissement.....	-73-
Figure 6.13 : Courbe de la fonction de correction ks.....	-74-
Figure 6.14 : Courbe de la fonction de correction ka.....	-74-
Figure 6.15 : Courbes de la fonction nombre de cycle.....	-75-
Figure 6.16 : Courbe de la fonction pression interstitielle (PWP).....	-76-
Figure 6.17 : Déplacement à la crête (nœud 354).....	-77-
Figure 6.18 : Accélération à la crête (nœud 354).....	-77-
Figure 6.18 : Iso-contours des contraintes effectives minimales (kPa).....	-78-
Figure 6.18 : Iso-contours des contraintes effectives maximales (kPa).....	-78-
Figure 6.18 : Iso-contours des contraintes de cisaillement maximales (kPa).....	-78-
Figure 6.19 : Suppression interstitielle. (Pour $a_{max} = 0.6$ g).....	-79-
Figure 6.20 : Variation des pressions interstitielles en fonction du temps).....	-79-
Figure 6.21 : Zones liquéfiées (recharge amont, $a_{max} = 0.3$ g).....	-80-
Figure 6.22 : Zones liquéfiées (recharge amont, $a_{max} = 0.6$ g).....	-80-
Figure 6.23 : Stabilité poste sismique ($a_{max} = 0.3$ g).....	-83-
Figure 6.23 : Stabilité poste sismique ($a_{max} = 0.6$ g).....	-84-

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II :

Tableau 2.1 : Effet induit par les séismes sur quelques barrages en terre..... -10-

CHAPITRE IV :

Tableau 2.1 : Facteurs de correction pour le passage de q_{c1} à q_{1cs} -41-

CHAPITRE V :

Tableau 5.1 : C_r Facteur de correction de CSR..... -61-

CHAPITRE VI :

Tableau 6.1 : Propriétés des matériaux utilisées dans l'analyse statique..... -66-

Tableau 6.2 : Propriétés des matériaux utilisées dans le modèle linéaire équivalent..... -71-

LISTE DES ABREVIATIONS

Nous donnons ci-dessous les principales notations utilisées dans ce mémoire :

- **Lettres Latines**

<i>Symbole</i>	<i>Description</i>
a_{\max}	accélération en surface maximale
$\{\ddot{a}\}$	vecteur des accélérations nodales
$\{\dot{a}\}$	vecteur des vitesses nodales
$\{a\}$	vecteur des déplacements nodaux
C	cohésion
C_r	facteur de correction de CSR
D	amortissement du matériau
[D]	matrice d'amortissement
D _{max}	amortissement maximal du matériau
E	module d'élasticité (Young)
e	Indice des vides
F.S	facteur de sécurité
$\{F\}$	vecteur des charges
g	accélération de gravité
G	module de cisaillement
G _{max}	module de cisaillement maximal
[K]	matrice de rigidité
K ₀	coefficient de poussée des terres au repos
K _a	fonction de correction de la contrainte de cisaillement
K _s	fonction de correction de la contrainte de confinement
K _S	coefficient sismique
I _p	indice de plasticité
M	magnitude du séisme

[M]	matrice de masse
n	porosité
N	cycles de charge
N ₆₀	nombre de coups comptés lors d'un essai STP
(N1) ₆₀	valeur corrigée de N60 en tenant compte de l'effet de l'énergie
N _L	nombre de cycles exigés pour causer la liquéfaction
OCR	rapport de surconsolidation (Overconsolidation Ratio)
P _a	pression atmosphérique de l'air, P _a = 101 kPa
p'	contrainte effective moyenne
q	Contrainte déviateur
q _d	déviateur de contrainte cyclique
r _d	facteur de réduction pour les contraintes de cisaillement cycliques en fonction de la profondeur
r _u	Rapport de pression interstitielle
u	pressions interstitielles
W	poids

- **Lettres grecques**

<i>Symboles</i>	<i>Descriptions</i>
ε	déformation
γ	déformation de cisaillement
γ_d	poids volumique du sol sec
γ_{sub}	poids volumique submergé
γ_{total}	poids volumique total
γ_w	poids volumique de l'eau
ν	coefficient de Poisson
φ	angle de frottement

ρ	masse volumique du sol
σ_1	contrainte principale majeure
σ_3	contrainte principale mineure (confinement)
$\sigma_1 - \sigma_3$	déviateur des contraintes
σ_1'	contrainte principale majeure effective
σ_3'	contrainte principale mineure (confinement) effective
σ	contrainte normale
σ_v ou σ_v	contrainte normale verticale
σ'	contrainte effective (= $\sigma - u$)
σ'_v	contrainte effective verticale
σ'_{v0}	contrainte effective de confinement dans le sol avant un essai in situ
τ	contrainte de cisaillement, contrainte de cisaillement cyclique
τ_{cycle}	contrainte de cisaillement cyclique équivalente
τ_{peak} ou τ_{max}	contrainte de cisaillement cyclique maximale

- ***Abréviations***

CPT	Essai de pénétration dynamique (Cône Pénétration Test)
CSR	Rapport de contraintes cycliques
CRR	Rapport de la résistance au cisaillement cyclique
CPTU	Essai de pénétration dynamique, avec mesure des pressions interstitielles u
MEF	Méthode des Eléments Finis
PWP	Pression interstitielle (Pore Water Pressure)
SPT	Essai standard de pénétration (Standard Pénétration Test)

CHAPITRE I

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : Introduction générale

Les séismes, de part leurs natures, sont des phénomènes complexes et dangereux. Au cours de ce dernier siècle, leurs nombres se sont amplifiés, et leurs conséquences se sont avérées catastrophiques. Ainsi plusieurs pays dont le notre, en l'occurrence l'Algérie, se trouvent confrontés à ce problème et cherchent à améliorer la conception de leurs ouvrages pour faire face à ces séismes.

Les barrages exigent toujours une grande fiabilité en matière de sécurité, tant en régime statique, qu'en régime dynamique. De nombreux chercheurs se sont particulièrement penché sur l'étude du comportement dynamique des structures en sols en générale, et les barrages en terre en particulier parce que plus des trois-quarts des barrages du monde sont en remblai, dans le but de dégager des méthodes de calcul dynamique plus sophistiquées.

L'analyse dynamique des barrages en terre, est en pratique synonyme de l'analyse de leur comportement sismique. D'importants progrès, impliquant à la fois une meilleure évaluation du risque sismique, et une détermination expérimentale des propriétés dynamiques des matériaux de l'ouvrage et de sa fondation, ont été réalisés dans le domaine des études sismiques des barrages

À l'origine, le développement de la sécurité des barrages soumis à des tremblements de terre a été fortement influencé par l'approche parasismique et les méthodes d'analyse dynamique développée notamment pour l'industrie nucléaire à la fin des années 60 et 70. Le séisme San Fernando de 1971(USA), qui a sévèrement endommagé le barrage inférieur de San Fernando, a marqué une étape importante dans l'analyse sismique des barrages.

Jusqu'à une date récente, les barrages étaient conçus pour résister aux tremblements de terre à travers l'utilisation d'une approche pseudo-statique dont l'origine remonte aux années 30. Pour les barrages en remblai, les calculs classiques de stabilité de talus étaient effectués, en tenant en compte des forces d'inertie statiques équivalentes de la masse glissante. Cependant, cette méthode s'est souvent avérée insuffisante, car elle ne peut quantifier les effets induits par des séismes sur les barrages.

Plus tard, lorsqu'un nombre important de barrages fut sérieusement endommagé sous l'action des séismes, des développements importants relatifs à la définition du comportement cyclique des sols et la réponse de l'ouvrage ont pu voir le jour.

Il convient de signaler à cette occasion que parmi les méthodes de modélisation de la réponse des matériaux soumis à une sollicitation cyclique qui sont plus applicables à l'heure actuelle on cite, la méthode basée sur des valeurs caractéristiques linéaires équivalentes du sol. En général, pour les barrages en terre un calcul bidimensionnel par éléments finis est suffisant. Les sollicitations peuvent être admises parallèles aux axes principaux de l'ouvrage. Les calculs par éléments finis sont basés sur une division de la structure étudiée en plusieurs éléments liés entre eux par des nœuds. Les déplacements sont introduits comme inconnues aux différents nœuds. Ils sont calculés à l'aide des conditions d'équilibres et des lois de comportement des matériaux en chaque nœud. Les contraintes et les déformations des éléments résultent des déplacements dans les nœuds.

Lors d'une secousse sismique, les pressions interstitielles qui se développaient dans le corps du barrage n'avaient généralement pas le temps de se dissiper conduisant ainsi à des ruptures partielles ou totales. En effet pendant le séisme, l'état des contraintes sismiques vient se superposer à l'état des contraintes statiques générant en conséquence une augmentation de la pression interstitielle qui tendrait à réduire, voire à annuler la résistance au cisaillement des matériaux constituant le barrage (phénomène de liquéfaction).

Dans cette optique le but de notre travail est l'évaluation des pressions interstitielles provoquées par excitations sismiques et l'étude de leur influence sur la stabilité du barrage.

En premier chapitre de l'étude, nous avons à traiter deux sujets importants liés à l'analyse de stabilité sismique des barrages en terre. Des procédés de l'analyse de stabilité sismique seront décrits. Ensuite, la description des effets induits par les séismes sur les barrages en terres et quelques ruptures observées lors des séismes seront présentées. Nous déduisons que la résistance sismique des barrages en terre dépend de plusieurs caractéristiques liées aux propriétés intrinsèques du sol et de la sollicitation sismique.

Dans le second chapitre, on fera le rappel à quelques notions générales sur le comportement et la modélisation cyclique des sols. Dans ce cadre un modèle linéaire équivalent

sera présenté.

Le troisième chapitre traite le phénomène de liquéfaction du sol, provoquée par les tremblements de terre. Nous présenterons le comportement des sols liquéfiables ainsi que quelques méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction les plus utilisées.

Le quatrième chapitre, traite des méthodes de calcul des barrages en terre. A cet effet, un logiciel QUAKE/W sera utilisé pour l'évaluation des contraintes statiques et dynamiques ainsi que les pressions interstitielles générées.

Dans le cinquième chapitre, en vue de mieux décrire les comportements sismiques d'un barrage en terre, nous produirons un exemple simple d'un barrage en terre à zones dont les propriétés dynamiques des matériaux utilisées telles que : le facteur d'amortissement et la rigidité du sol sont estimées en utilisant des données obtenues pour des sols similaires. L'influence des pressions interstitielles sur le développement des zones liquéfiées et la stabilité du barrage sous l'effet du séisme sera démontrée en fonction des données disponibles.

CHAPITRE II
ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE
COMPORTEMENT SISMIQUE DES BARRAGES EN
TERRE

Chapitre II: Etude bibliographique sur le comportement sismique des barrages en terre

Ce chapitre est consacré essentiellement à une revue de la littérature spécialisée tout en s'attardant sur le comportement sismique des barrages en terre. Il comporte deux sections principales présentant simultanément les méthodes courantes d'analyse sismique et le comportement sismique des barrages en terre.

II.1 Méthodes d'analyse sismique

La plupart des méthodes couramment utilisées pour étudier la stabilité sismique des barrages en terre et d'autres structures en sol soumises à des sollicitations sismiques sont dérivées de trois méthodes principales : la méthode pseudo-statique, la méthode de Newmark, et la méthode de Seed-Lee-Idriss.

II.1.1 Méthode pseudo-statique

Cette méthode intègre l'effet de la sollicitation sismique dans une analyse de stabilité statique conventionnelle sous la forme d'une force statique horizontale appliquée au centre de gravité de la masse du sol au-dessus de la surface de rupture potentielle considérée. Cette force est égale au produit d'un coefficient sismique (K_s), et du poids du sol impliqué (figure 2.1).

L'application d'une force horizontale constante est visiblement très peu représentative de l'effet d'un séisme sur une pente. Il s'en suit que la détermination du coefficient sismique est un aspect problématique de l'utilisation de cette méthode. Seed [20] remarque que les analyses pseudo-statiques menées dans différentes régions sismiques sont réalisées avec des coefficients sismiques trop petits et ne considèrent pas les effets d'une sollicitation sismique sur la résistance des matériaux formant la pente. Le coefficient sismique est généralement choisi sans aucune justification théorique [16]. L'utilisation d'un coefficient sismique égal à l'accélération maximale au niveau de la fondation de la structure, souvent considérée conservatrice, ne l'est pas nécessairement. En effet, l'amplitude des accélérations dans la structure en sol peut être plus petite ou plus grande que celle au niveau de la fondation, selon la période naturelle et les caractéristiques d'amortissement de la structure et la nature de la sollicitation sismique.

Comme cette méthode n'introduit généralement pas l'influence de la sollicitation sismique sur la résistance du sol, un coefficient de sécurité supérieur à 1.0 ne signifie pas nécessairement une condition stable. Afin de parer à ce problème, une correction au coefficient de sécurité déterminé est appliquée pour prendre en compte l'affaiblissement de la résistance dû au chargement sismique.

Il reste qu'un facteur de sécurité de 1,0 ne traduit pas nécessairement une condition d'instabilité. En effet, le coefficient de sécurité peut descendre jusqu'à 1,0 à plusieurs reprises durant un séisme mais durant de très courtes périodes de temps, faisant en sorte que seul un déplacement permanent se produit et non une rupture de la pente.

Toutefois, Seed [20] conclut que la méthode pseudo-statique fournit des résultats utiles lorsque les matériaux formant la pente ne sont pas soumis à une perte de résistance lors d'une sollicitation sismique. Le choix du coefficient sismique et l'interprétation des résultats restent difficiles.

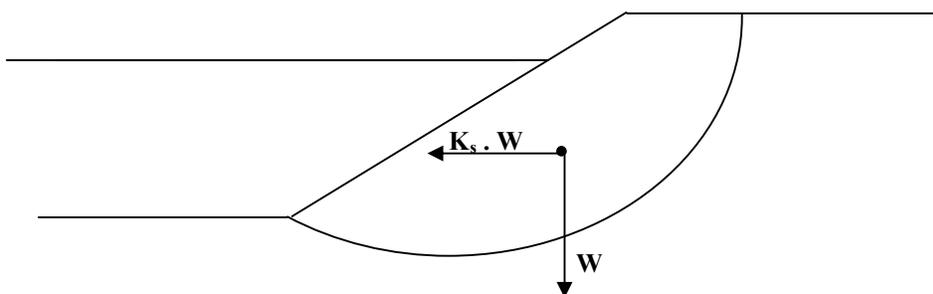


Figure 2.1 : Illustration de la méthode pseudo-statique

II.1.2 Méthode de Newmark

Cette méthode peut être considérée comme un développement de la méthode pseudo statique, elle permet d'évaluer le déplacement d'une masse de sol donnée lors d'un séisme. La méthode originale de Newmark [12] s'applique au déplacement d'un bloc rigide sur un plan. Dans un premier temps, cette méthode permet de calculer l'accélération critique qui provoque une rupture selon une surface de glissement dans le parement étudié, Le déplacement du bloc est obtenu par la double

intégration de la partie de l'accélérogramme mesuré au centre du bloc durant lesquels l'accélération critique a_c est dépassée (figure 2.2).

Des améliorations ont été introduites à cette technique afin de tenir compte de la variation de l'accélération dans la structure. Suite à l'étude de plusieurs cas de chargement sismiques pour des configurations différentes de barrages, La procédure d'évaluation des déplacements permanents par la méthode de Newmark comporte les étapes suivantes [6]:

1. Détermination de l'accélération critique a_c pour la surface de rupture potentielle considérée. Cette accélération limite correspond au coefficient sismique K_s , de la méthode pseudo-statique, qui produit un coefficient de sécurité de 1,0.
2. Détermination d'accélérogramme moyen de la masse au dessus de la surface considérée.
3. Un calcul de la réponse dynamique de la structure est généralement réalisé à cette fin.
4. Calcul du déplacement le long de la surface considérée par double intégration des portions de l'accélérogramme dépassant l'accélération limite a_c .

Cette méthode n'est valable que pour des matériaux dont la résistance n'est pas affectée par la sollicitation sismique.

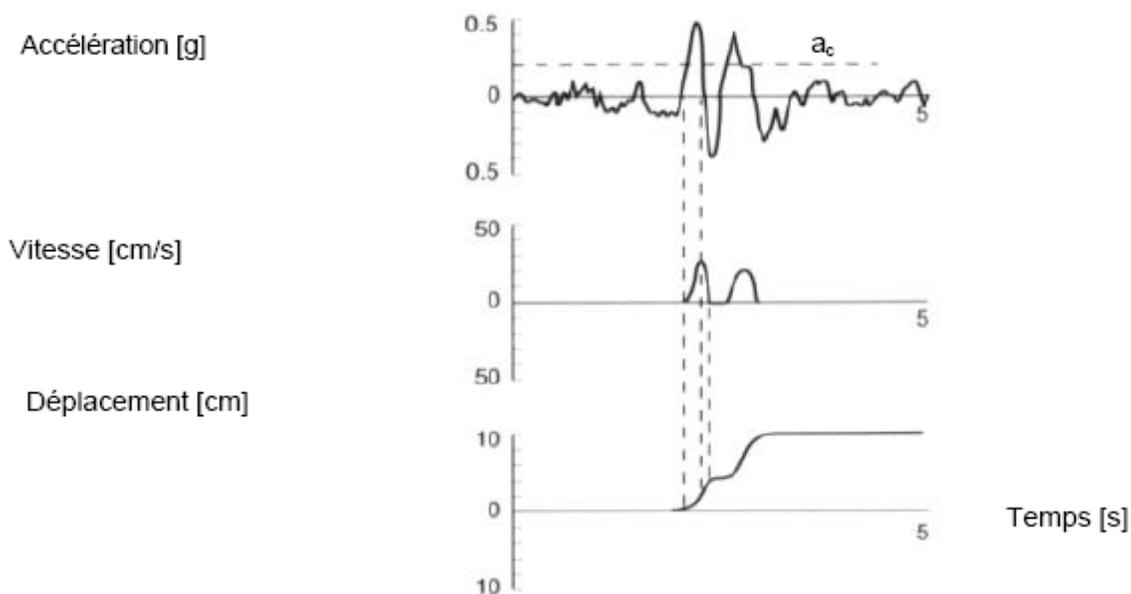


Figure 2.2 : Intégration de l'accélérogramme afin de déterminer les vitesses et les déplacements. [1]

II.1.3 Méthode Seed-Lee-Idriss

Cette méthode a été améliorée par Seed avec l'aide d'autres collaborateurs au cours des dernières années pour donner naissance à la méthode actuelle. Ces améliorations ont surtout trait à l'introduction de nouvelles méthodes numériques.

Comme mentionné précédemment, les méthodes pseudo statiques et de Newmark ne s'appliquent pas lorsque la résistance du matériau composant le barrage change significativement sous l'action d'une sollicitation sismique. En effet, cette méthode prend en compte le changement de la résistance du sol, bien qu'elle soit restée fondamentalement inchangée.

La procédure d'analyse de Seed-Lee-Idriss [11 ,20], consiste essentiellement en :

1. la détermination du profil du barrage à utiliser dans le calcul.
2. la détermination du ou des accélérogrammes au niveau de la base de la structure qui représentent le séisme le plus sévère auquel peut être soumis cette structure.
3. la détermination, aussi précise que possible, des contraintes dans le barrage avant le séisme. La meilleure façon de faire est probablement d'utiliser un modèle par éléments finis.
4. la détermination des caractéristiques dynamiques des matériaux du barrage, telle que le module de cisaillement et les caractéristiques d'amortissement. Puisque les caractéristiques des sols ne sont pas linéaires. Il est nécessaire d'établir de quelle façon elles varient avec la déformation.
5. l'évaluation des contraintes induites dans la structure par l'accélérogramme appliqué à l'aide d'une procédure appropriée utilisant la méthode des éléments finis.
6. des essais sur échantillons des matériaux (contraintes initiales et contraintes dynamiques supplémentaires) pour étudier la variation des pressions interstitielles et l'évolution des déformations. ces essais doivent être assez nombreux pour permettre une estimation par interpolation des caractéristiques de l'ensemble des matériaux dans la digue.
7. l'évaluation du coefficient de sécurité contre la rupture de la structure durant ou après le séisme en considérant les contraintes statiques et sismiques, ainsi que la résistance des éléments de sol.
8. si la stabilité est assurée, évaluation des déformations statiques et sismiques calculées aux étapes 3 et 5.

Les techniques disponibles afin de réaliser ces étapes progressent sans cesse. Cependant, chacune des étapes de la procédure Seed-Lee-Idriss peut être réalisée de plusieurs façons plus ou moins exactes. Cette procédure a été utilisée afin d'étudier plusieurs barrages [20] ayant subi un séisme elle a permis de retrouver à posteriori la bonne tenue ou la rupture de ces ouvrages, ainsi que

les traits généraux de la cinématique observée.

II.2 Comportement sismique des barrages en terre

Les barrages en terre ont toujours été considérés comme le type d'ouvrage le plus sûr en cas de séisme. Cependant cette opinion peut s'avérer une erreur, comme on a vu lors de la rupture du barrage de San Fernando en 1971 ainsi que d'autres barrages en terre qui ont été endommagés par des séismes, de grande magnitude qui se sont produits en Inde, en Turquie, et à Taiwan, [10]. Ces événements ont montré que le risque sismique demeure une sérieuse menace pour tous les barrages tous types confondus.

II.2.1 Effet des séismes sur les barrages en terre

Les causes de rupture les plus fréquentes sont [11]:

- Rupture par glissement de la fondation.
- Glissement des talus du barrage.
- Renards provoqués par l'ouverture de fissures dans le noyau étanche.
- Tassement de la crête et submersion de l'ouvrage.

Seed [20] suggère les recommandations pratiques suivantes pour éviter les effets néfastes des séismes, sur la base d'une analyse des ruptures des barrages, et de certains critères de leur comportement défectueux :

- Drains généraux pour évacuer l'écoulement à travers les fissures.
- Noyau étanche épais, constitué de matériau plastique non fissurant.
- Drains cheminées dans la partie centrale de la digue.
- Filtre à granulométrie continue à l'amont du noyau pour colmater les fissures éventuelles.
- Confortement des talus de la retenue pour éviter les glissements.
- Transitions larges, constituées de matériaux non fissurant.
- Revanche suffisante pour tenir compte des tassements, des affaissements.

Seed note également que, dans presque tous les cas de rupture des barrages en terre, les conditions étaient telles que des pressions interstitielles élevées pouvaient exister et que le coefficient de sécurité pseudo-statique pouvait être estimé à une valeur supérieure à 1.

Barrage	Hauteur (m)	Pays	Date	Magnitude M	Dégâts
La Marquesa et La Palma	10 10	Chili	1985	7.8	2 barrages rompus 16 barrage-dégâts importants 16 barrage-faibles dégâts
San Andreas Dam	32	USA Californie	1906	8.25	Fissure longitudinale- Fissure transversale des appuis
Upper Crystal Springs	26	USA Californie	1906	8.25	Mouvement du barrage de 2.4m
Sheffield Dam	8	USA Californie	1925	6.3	Rupture totale
Hebgen Dam	35	USA Montana	1959	7.5 à 7.8	Tassement du barrage : 1.2m-Effet de vague
Lower San Fernando	40	USA Californie	1971	6.6	Tassement de la crête : 8.5m
Upper San Fernando	24	USA Californie	1971	6.6	Tassement de la crête : 900mm-Déplacement vers l'avant de 1.5m
Paiho main Dam	66	Chain	1976	7.8	Grand glissement : 330 barrages endommagés
Douhe Dam	22	Chain	1976	7.8	Fissure longitudinale
Masiway Dam	25	Philippines	1990	7.7	Tassement de la crête : 1.0m Fissure longitudinale
Ono Dam	37	Japon	1923	8.3	Tassement de la crête : 250mm Fissure Profonde adjacent au noyau
74 remblais	15 à 18	Japon	1939	6.6	12 barrage détruits 40 glissements
Chatsworth	11	USA	1930	Non connue	Fissures, fuites

Tableau 2-1 : Effet induit par les séismes sur quelques barrages en terre [5].

II.2.2 Les cas de ruptures observées lors de séismes historiques

Nous avons enregistré au cours de l'histoire des barrages en terre plusieurs ruptures qui ont beaucoup servi à l'amélioration des calculs sismiques.

II.2.2.1 barrage inférieur de San Fernando

Le barrage inférieur de San Fernando qui est implanté à 48 km au nord de Los Angeles et dont la construction fut par remblaiement hydraulique d'un matériau sableux a atteint une hauteur de 40 m. L'épicentre du séisme ayant eu lieu dans cette région se situait à près de 13 km au nord-est du site de l'ouvrage. Les enregistrements ont indiqué que les mouvements des terrains au voisinage du barrage, avaient une accélération maximale d'environ 0.55 à 0.6g. Durant ce tremblement de terre, un glissement important s'est produit sur le parement amont du barrage, emportant sa crête ainsi que 8.5 mètres de matériaux de son talus aval.



Figure 2.3 : Barrages de San Fernando. [22]

Avant le séisme, le niveau de l'eau dans la retenue se trouvait à environ 10 m sous la crête de l'ouvrage. Le glissement ne laissa qu'une revanche 1.3m.

L'analyse de cette rupture a montré que le début de glissement a été généré par une liquéfaction du sol pendant le séisme. [17,22]

II.2.2.2 Barrages du Japon

De nombreux barrages en terre ont été construits au Japon pour assurer l'irrigation. La majorité de ces barrages ont été réalisés lors des cinq dernières décennies.

Les dommages occasionnés à ces barrages sont des fissures, des glissements et des

effondrements.

Le séisme sous-marin de Tokachi qui a eu lieu en 1968 avec une magnitude de 7,8 et une accélération estimée 0,15g et 0.2g a endommagé 93 barrages en terre. Il n'y eut cependant aucune rupture ou accident grave dans les grands barrages construits selon les procédés techniques nouveaux.

Le séisme d'Ojika qui a eu lieu en 1939 avait une magnitude de 6.6 a provoqué dans certaines zones des accélérations de l'ordre 0,3 à 0,4g et des dommages à des dizaines de barrages dont certains ont été complètement détruits. Une étude systématique a alors été menée sur les barrages détruits, et les autres qui n'avaient pas subi de dégâts majeurs.

Parmi les barrages qui se sont entièrement rompus, certains étaient principalement construits en matériaux sableux et leur rupture a été liée à la liquéfaction de leurs matériaux. Pour le reste des barrages, la rupture a été attribuée à l'érosion des conduites.

Aussi, il a été remarqué que la majorité des ruptures ont eu lieu quelques heures après la fin des secousses. [20 ,25]

II.2.2.3 Barrage Sheffield

Le barrage de Santa Barbara, situé à une distance d'une dizaine de kilomètres de l'épicentre, a subi un séisme de magnitude 6,3, ayant entraîné une rupture totale du barrage. La durée de ce séisme a été estimée à une valeur, allant de 15 à 18 secondes et l'intensité correspondait à une accélération du sol de 0.04 à 0.10 g.

Cet ouvrage a été construit en travers d'un ravin. Le remblai avait une longueur de 219.5 m et une hauteur maximale d'environ 8 m. Il a été construit en terre compactée, par le passage sur l'ouvrage d'engins de terrassement.

L'analyse de l'état du barrage après sa rupture, a permis de conclure qu'un glissement s'était produit près de la base du remblai, en provoquant un mouvement en masse vers l'aval, sur une distance de 91 m. Les dégâts relevés sont attribués à la dégradation des propriétés mécaniques du sol, qui a conduit à une liquéfaction [25].

II.2.2.4 Barrage d' Hebgen

Le séisme d'Hebgen Lake qui s'est produit en 1959 suivait une faille située à quelques mètres du barrage Hebgen. Ce barrage de 27m de hauteur, était construit par des recharges en sable et graviers à granulométrie continué 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 [20] :

- La fondation rocheuse supportant le noyau s'était enfoncée d'environ 3m
- Les dalles de pieds de l'évacuateur qui étaient fondées sur les alluvions sablo-graveleuses, étaient pratiquement détruites.
- Les fondations rocheuses s'étaient déplacées 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 1 m).
- de nombreux glissements se sont produits dans le réservoir.

De ce qui précède, nous ont permis de faire les remarques suivantes :

- Pour certains matériaux, la rupture reste possible même en cas d'un coefficient de sécurité calculé par les méthodes classiques qui est nettement supérieur à 1 (certains barrages se sont complètement rompus).
- Les conditions les plus stables existent pour des barrages constitués de matériaux à comportement argileux ou reposant sur ce même matériau en place. Par contre, Les barrages (corps du barrage ou sa fondation) constitué des matériaux à comportement sableux (par exemple, dépôts de sables, remblais hydrauliques sableux) et leurs ruptures ont été attribuées essentiellement à la perte de rigidité due au développement des pressions interstitielles.
- Dans certains cas de rupture de barrage l'incident est intervenu longtemps après la fin du séisme, ces ruptures retardées peuvent être provoquées par une réplique au moment ou l'écoulement interne a permis une nouvelle répartition des pressions interstitielles, ou elles peuvent être dues à une répartition moins favorable des pressions à un moment donné de la consolidation du barrage après le séisme.

II.3 Conclusion

Trois principales techniques d'analyse de stabilité sismique de structure en sol sont utilisées : d'abord la méthode pseudo-statique, qui intègre l'effet du séisme par une force horizontale

constante. Cependant cette méthode demande moins d'effort et elle est aussi la moins précise des trois parce qu'elle représente très mal l'effet du séisme sur la structure ainsi que la réévaluation de la résistance à introduire dans l'analyse. La méthode de Newmark permet de calculer le déplacement permanent d'une masse de sol ayant glissé. Cette méthode est difficile à appliquer aux sols dont la résistance subit une dégradation sous l'action du séisme.

Enfin la procédure d'analyse de Seed-Lee-Idriss qui est une méthode rigoureuse car elle tient compte de tous les éléments qui contrôlent la stabilité d'un barrage. Contrairement aux deux autres méthodes décrites précédemment, celle-ci prend explicitement en compte la dégradation de la résistance causée par la sollicitation sismique. Elle a été validée par plusieurs études de barrages ayant subis un séisme.

CHAPITRE III
GENERALITES SUR LE COMPORTEMENT
CYCLIQUE DU SOL

Chapitre III : Généralités sur le comportement cyclique du sol

Dans ce chapitre, nous rappelons les principes généraux liés au comportement cyclique du sol ainsi qu'une description de la caractérisation du sol soumis aux chargements cycliques est présentée. Comme nous produisons un sommaire sur la modélisation du comportement cyclique du sol et le modèle linéaire équivalent y afférent.

III.1 Comportement cyclique des sols

Pour la plus part des sols, l'application d'une charge cyclique ou variables au cours du temps entraîne une augmentation des pressions interstitielles et une déformation croissante.

Les études [16] montrent la contribution au comportement cyclique non drainé de plusieurs paramètres dont la nature et la structure du sol, la contrainte de consolidation, et l'histoire des déformations,.... etc.

Pour les sables : seuls la contrainte de consolidation, la densité relative et le déviateur de contraintes appliquées ont un rôle important dans l'évolution des pressions interstitielles et des déformations. Ces pressions interstitielles peuvent alors augmenter jusqu'à l'annulation de la contrainte effective. Le sol perd ainsi toute résistance face au cisaillement, et se comporte comme un liquide.

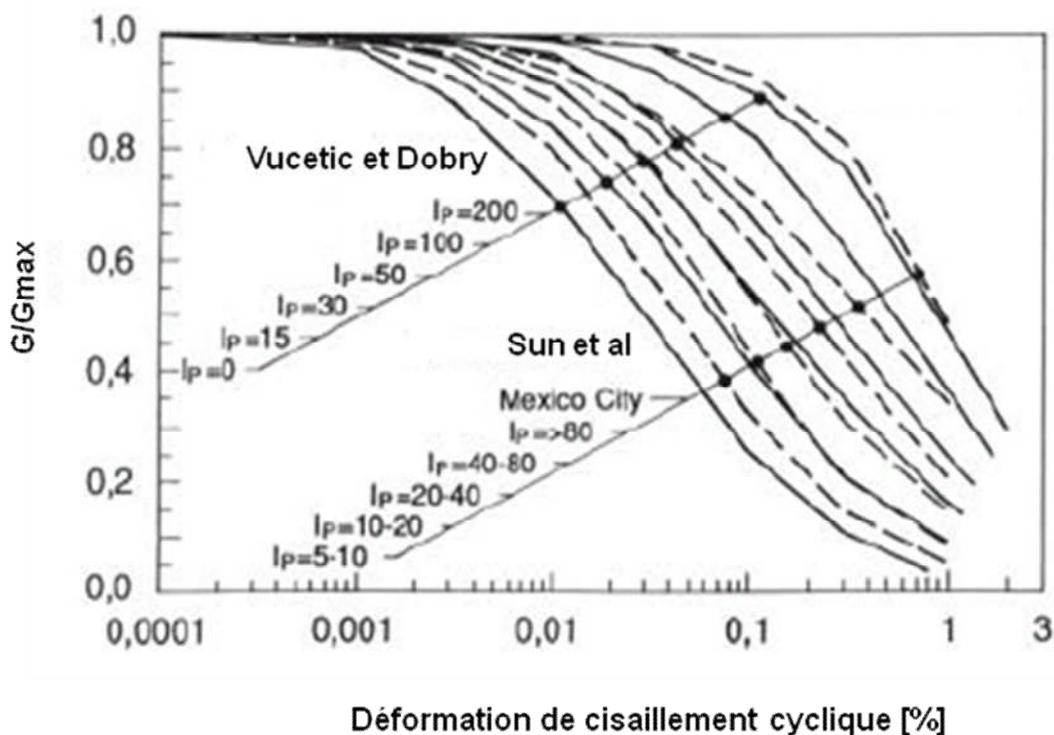
Pour les argiles : à cause de la cohésion du matériau et des forces d'attraction qui s'exercent entre les particules, les argiles sont moins sensibles au phénomène de liquéfaction. Pour ce type du sol, l'augmentation des pressions interstitielles conduit à des déformations progressives sans aboutir à une rupture brutale, surtout pour un nombre de cycles comparable à celui des séismes. Une stabilisation du phénomène peut être aussi observée, si le taux de contraintes appliquées est suffisamment faible. Les cycles stabilisés auront une forme de plus en plus étroite qui indique que l'on s'approche d'un état élastique réversible, et on dit qu'on a abouti à une mobilité cyclique.

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

III.2 Modélisation du comportement cyclique du sol

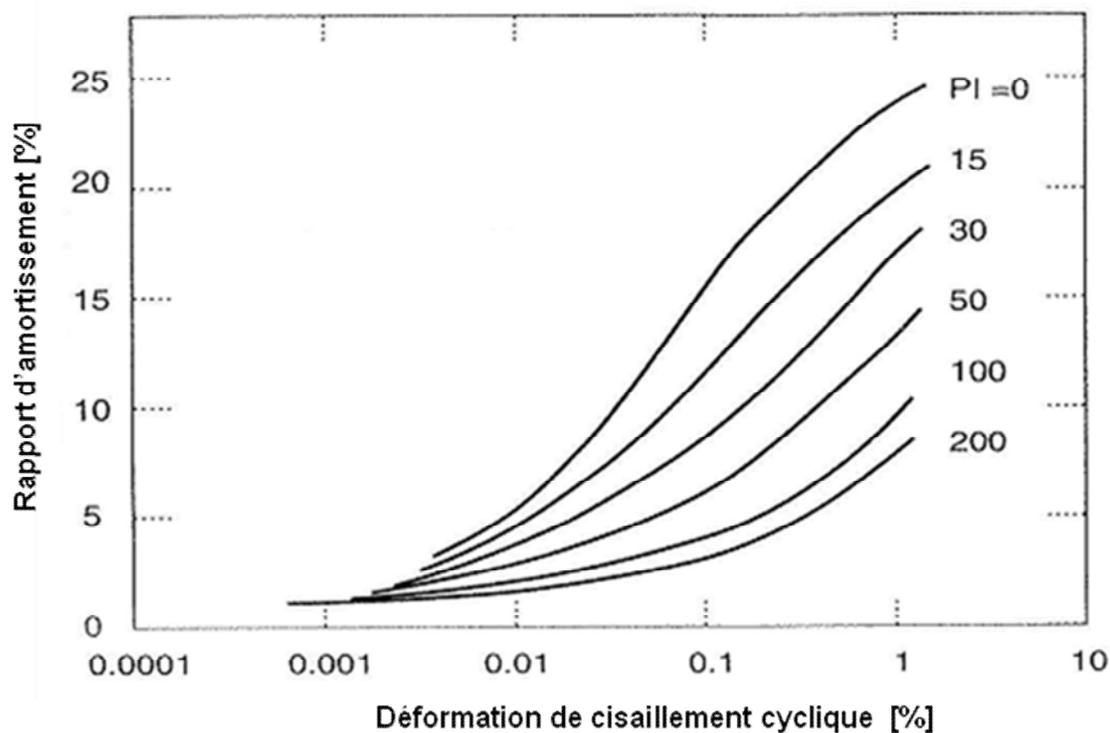
Le comportement des matériaux soumis à une sollicitation cyclique est non-linéaire et non-élastique. Dans les ouvrages de références, on trouve différentes approximations décrivant l'évolution du module de cisaillement G , et de l'amortissement du matériau D en fonction de la déformation de cisaillement γ . Ces approximations décrivent en général l'évolution de la fonction G/G_{\max} , et D/D_{\max} en fonction de la déformation de cisaillement γ . G_{\max} , et D_{\max} correspondent à la valeur maximale du module de cisaillement, respectivement à la valeur maximale de l'amortissement. Pour adapter ces courbes aux conditions locales (compacité, etc.) il faut déterminer au moins la valeur de G_{\max} à l'aide d'essais dynamiques. Le rapport de l'amortissement D peut en règle générale être déterminé en restant du côté de la sécurité à partir de matériaux similaires [8].

Les figures suivantes montrent l'évolution possible du module de cisaillement G et de l'amortissement D en fonction du déplacement du cisaillement et des propriétés de plasticité.



- Traits discontinus : Selon les essais de Sun et al.
- Traits pleins : Selon les essais de Vucetic & Dobry.

Figure 3. 1 : Evolution du module de cisaillement G en fonction de la déformation de cisaillement cyclique et des propriétés de plasticité [1].



- selon les essais de Vucetic et Dobry,.

Figure 3. 2 : Évolution de l'amortissement D en fonction de la déformation de cisaillement et des propriétés de plasticité [1].

III.2.1 Définition du module de cisaillement G et du Coefficient d'amortissement D

La propriété de sol la plus commune dans une analyse dynamique est (1) le module de cisaillement G , intimement liée à la rigidité de sol et (2) la capacité du sol d'absorber l'énergie liée aux vagues sismiques. Cette propriété s'appelle amortissement.

- **Coefficient d'amortissement D**

Lors d'un chargement cyclique symétrique, la réponse du sol présente souvent des cycles ou des boucles d'hystérésis comme dans la figure 3.3. Ces boucles représentent la quantité d'énergie de déformation emmagasinée par le sol lors du chargement. Une façon de quantifier cette énergie se fait par l'intermédiaire du coefficient d'amortissement D du sol. Ce coefficient est défini par la

relation suivante :

$$D = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{G\gamma_a^2} \quad (3.1)$$

Où ΔW : correspond à l'aire intérieure du cycle d'hystérésis, c'est-à-dire, l'énergie de déformation dissipée et W correspond à l'énergie imposée pour le niveau de déformation γ_a .

($W = G\gamma_a^2 / 2$. Théoriquement, la surface de cette boucle augmente avec le niveau de déformation, donc $D = f(\gamma)$ et pour des faibles valeurs de déformation, il n'existe pas de dissipation d'énergie, c'est-à-dire, $D=0$).

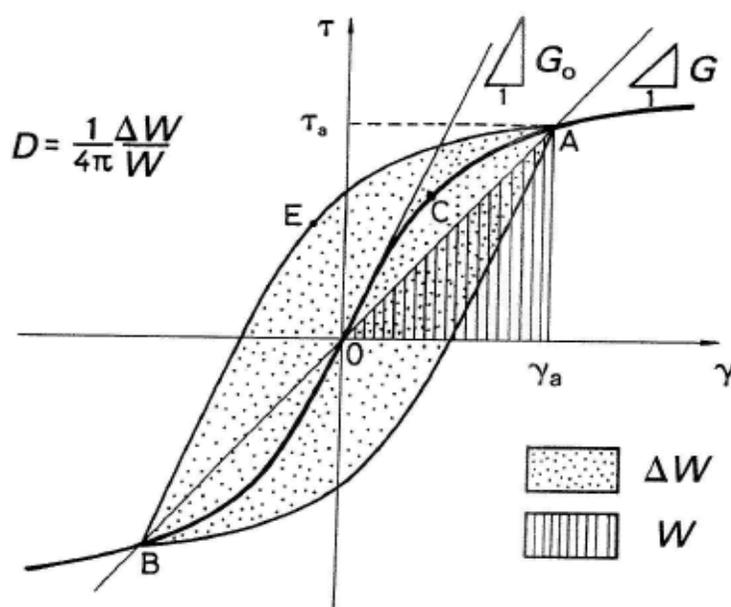


Figure 3. 3 : Schématisation de la réponse du sol lors d'un chargement Cyclique [8]

En pratique, la principale difficulté réside dans la détermination des courbes définissant la relation non-linéaire entre la contrainte de cisaillement τ et la déformation γ du sol à étudier par le fait du manque des essais sur le comportement cyclique de ces sols. Pour palier à ce problème il convient d'utiliser des courbes de référence de $G/G_{\max} - \gamma$ et $D - \gamma$ produites dans la littérature pour des différents matériaux. Cependant, ces courbes de référence représentent des moyennes d'essais et par conséquent elles ne sont pas nécessairement corrélées entre elles (G et D).

- **Module de cisaillement G**

Le Module de cisaillement G de la boucle d'hystérésis, est la pente de la droite joignant les sommets de la boucle (Figure 3-3).

III.2.2 Modèle linéaire équivalent

Le comportement non-linéaire réel du module de cisaillement et du facteur d'amortissement dans des conditions de chargement dynamiques peut être simulé approximativement par une analyse linéaire équivalente. Dans une analyse linéaire équivalente, le module de cisaillement G et le facteur d'amortissement D sont employés pendant une étape d'analyse dynamique. Le nouveau module de cisaillement G et le facteur d'amortissement D sont calculés de la déformation de cisaillement cyclique ou équivalente obtenue. [3]

La figure 3.4 illustre graphiquement le comportement de G . Les lignes droites indiquent que G est une constante pendant une itération.

Le changement de la pente reflète la réduction de G entre les itérations.

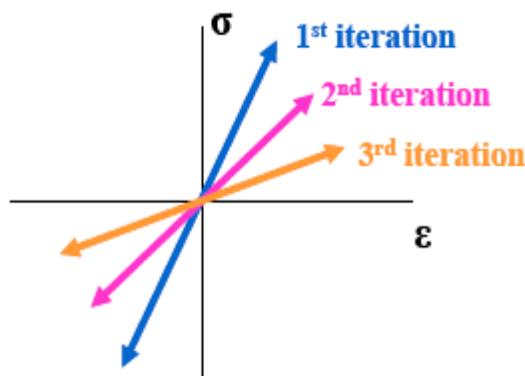


Figure 3.4 : Changement de G avec chaque itération.

III.2.2.1 paramètres cycliques équivalents

Les résultats des secousses dues aux tremblements de terre sont des contraintes de cisaillement fortement variables et irrégulières. Les contraintes de cisaillement dynamiques peuvent changer comme illustré sur la figure 3.5.

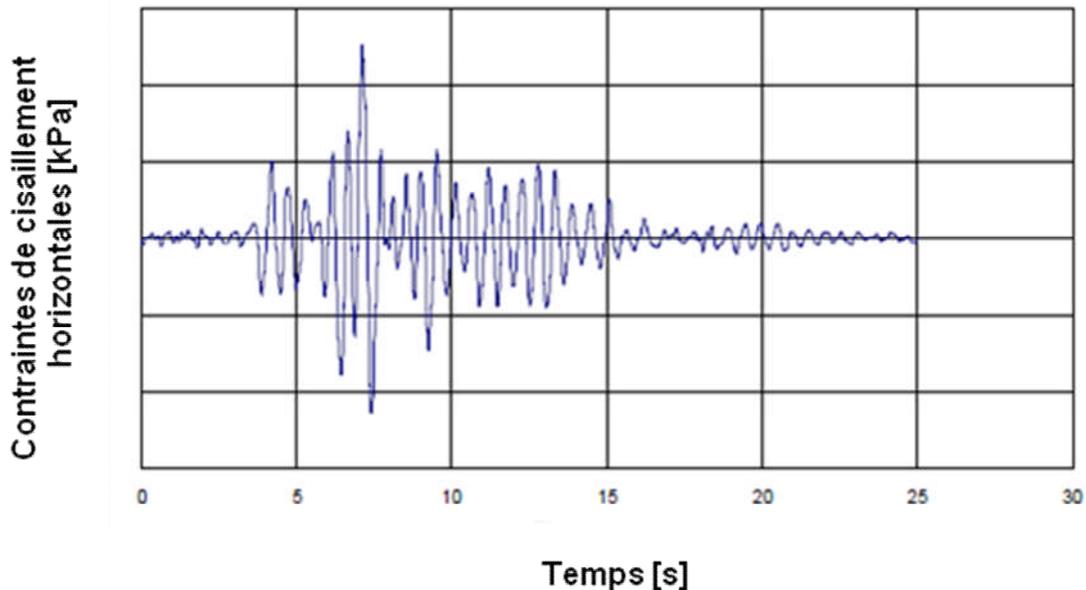


Figure 3.5 : Variation des contraintes de cisaillement en fonction du temps

Des essais en laboratoire, sont souvent réalisés en appliquant à plusieurs reprises des contraintes cycliques uniformes. Ainsi le comportement de sol sous chargement dynamique résulte de l'application des contraintes cycliques uniformes.

Par conséquent, pour se servir des données d'essais en laboratoire dans une analyse dynamique, il est nécessaire d'interpréter un accélérogramme en termes de nombre équivalent au cycle de contrainte uniforme. L'amplitude de cisaillement cyclique uniforme est fixée à 65% de la contrainte de cisaillement maximale:

$$\tau_{cycle} = 0.65\tau_{peak} \quad (3.2)$$

Seed [17] en étudiant les mouvements du sol réels et l'augmentation résultante des pressions interstitielle, il a donc multiplié les contraintes maximales par 0.65. Le résultat final est présenté sur la figure 3.7.

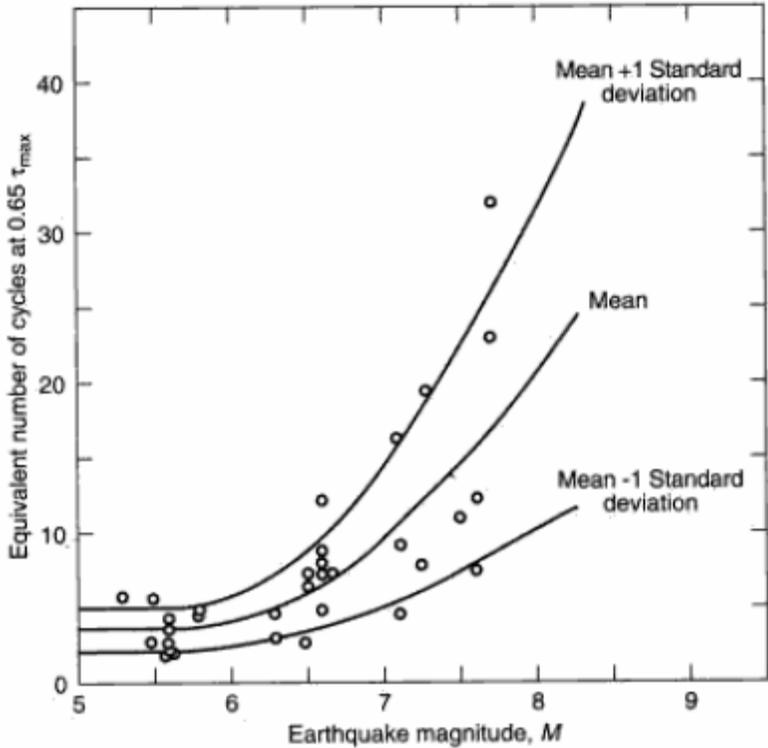


Figure 3.6 : Cycles uniformes équivalents en fonction des magnitudes [3]

Le nombre de cycles uniformes (N) est une fonction de la magnitude du séisme.

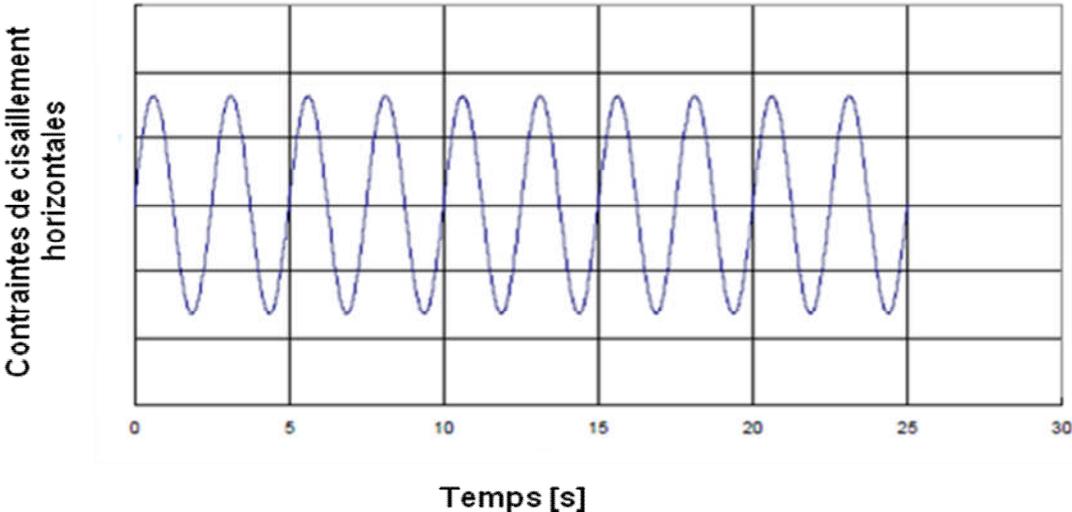


Figure 3.7 : Contraintes de cisaillement cycliques équivalentes [3]

III.2.2.2 Module de cisaillement G sous conditions de chargements cycliques

Les essais en laboratoire ont prouvé que la rigidité du sol change avec l'amplitude des déformations sous conditions de chargements cycliques. Le module de cisaillement des sols diminue avec l'augmentation de l'amplitude cyclique des déformations de cisaillement comme représenté sur la figure 3.4.

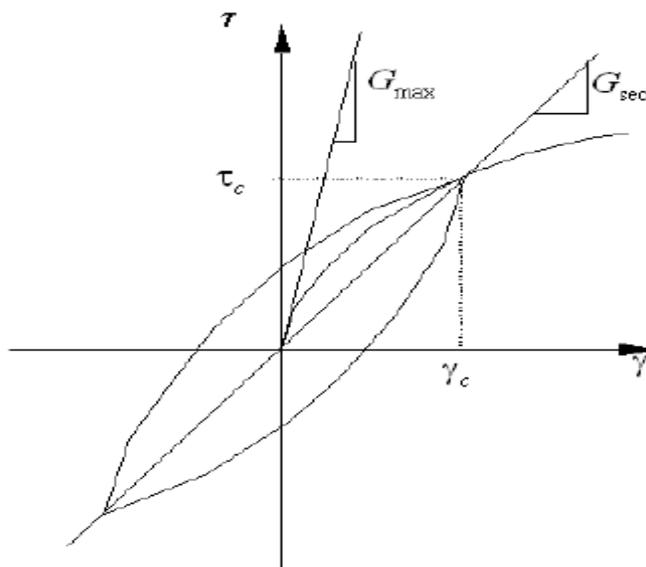


Figure 3. 8 : *Module de cisaillement dans les conditions de chargement cyclique*

En utilisant une relation empirique entre G_{\max} et la contrainte principale moyenne initiale comme suit :

$$G_{\max} = k(\sigma'_m)^n \quad (3.3)$$

Avec : k et n sont des constantes.

σ'_m est la contrainte principale moyenne effective de confinement.

Une contrainte indépendante G_{\max} , peut être obtenue en considérant l'exposant n égal à zéro. K est une constante dépendante de l'unité de contrainte qui peut se relier aux conditions réelles du sol, telles que la densité du sol et les conditions de surconsolidation. Pour calculer les nouvelles valeurs de G pour chacune des itérations on utilise la contrainte de cisaillement calculée et le G_{\max} indiqué sur le schéma indiqué ci dessus.

Pour estimer le rapport G/G_{\max} , Ishibashi et Zhang [3] ont développé une expression dont les variables principales sont l'indice de plasticité (PI) et la pression de confinement.

$$\frac{G}{G_{\max}} = K(\gamma, PI) (\sigma'_m)^{m(\gamma, PI) - m_0} \quad (3.4)$$

$$K(\gamma, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000102 + n(PI)}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\} \quad (3.5)$$

$$m(\gamma, PI) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145PI^{1.3}) \quad (3.6)$$

$$n(PI) = 0.00 \quad \text{pour } PI = 0 \quad (3.6.a)$$

$$n(PI) = 3.37 \cdot 10^{-6} PI^{1.404} \quad \text{pour } 0 < PI < 15 \quad (3.6.b)$$

$$n(PI) = 7.00 \cdot 10^{-7} PI^{1.976} \quad \text{pour } 15 < PI < 70 \quad (3.6.c)$$

$$n(PI) = 2.70 \cdot 10^{-5} PI^{1.115} \quad \text{pour } PI > 70 \quad (3.6.d)$$

Ces expressions, ainsi qu'une gamme de valeurs assumées de la déformation de cisaillement cyclique permet de calculer les valeurs de G/G_{\max} et de produire une fonction pour PI et une contrainte de confinement spécifiée. La variation du module de cisaillement sécant en fonction de l'amplitude de la déformation de cisaillement cyclique décrit par la fonction G-Réduction.

Dans les codes de calcul dynamique on trouve des courbes de références pour différents sols, à titre d'exemple Les figures 3.9 à 3.12 montrent les fonctions du module de réduction G/G_{\max} comme présentées dans les logiciels (ProShake, QUAKE/W) pour le sable et l'argile. Il est très important de noter que les logiciels comme ProShake utilise ces fonctions comme pourcentage (%) de la déformation de cisaillement par contre QUAKE/W traite la déformation de cisaillement en tant qu'un simple nombre sans dimensions. Les axes horizontaux sont par conséquent compensés par cent.

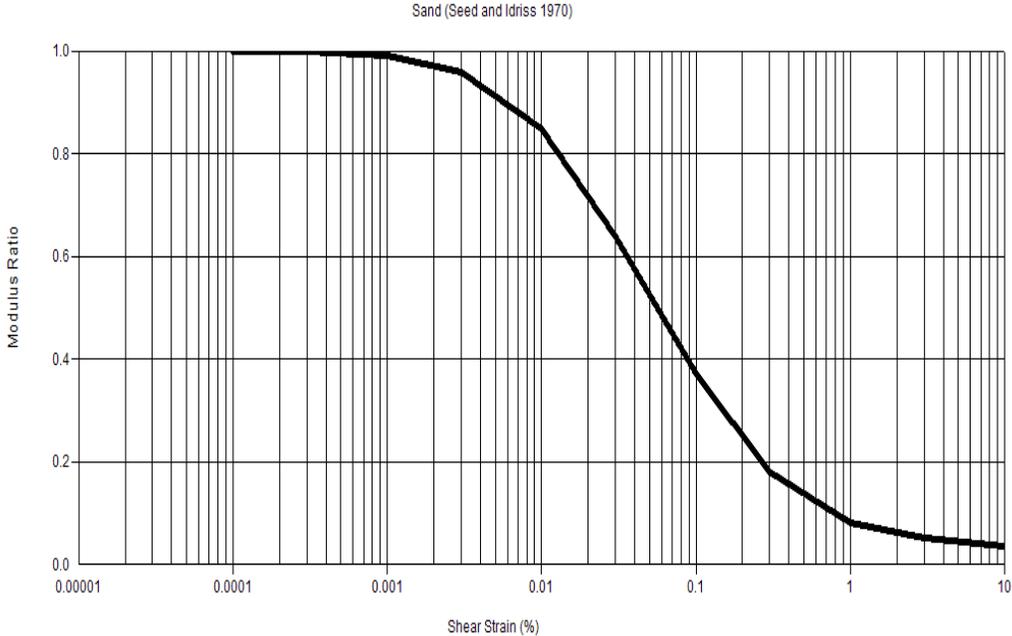


Figure 3. 9 : Fonction G / G_{max} pour le sable (ProShake).

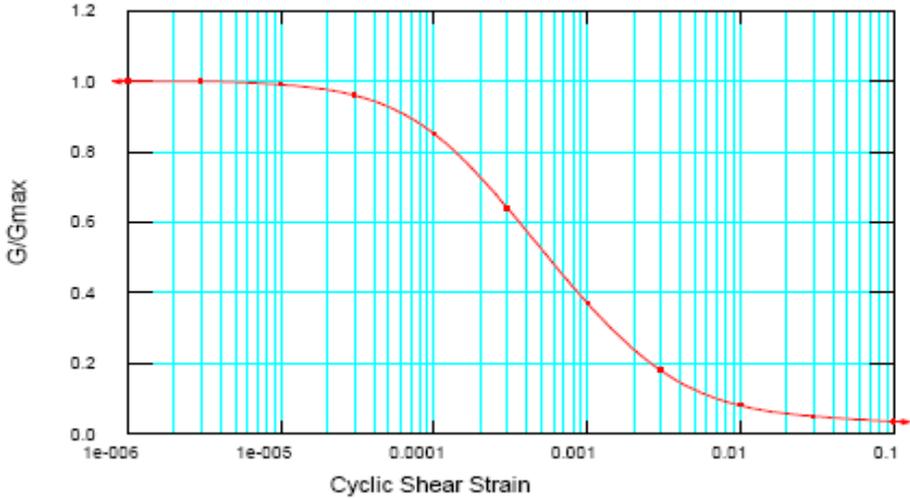


Figure 3. 10 : Fonction G / G_{max} pour le sable (QUAKE/W).

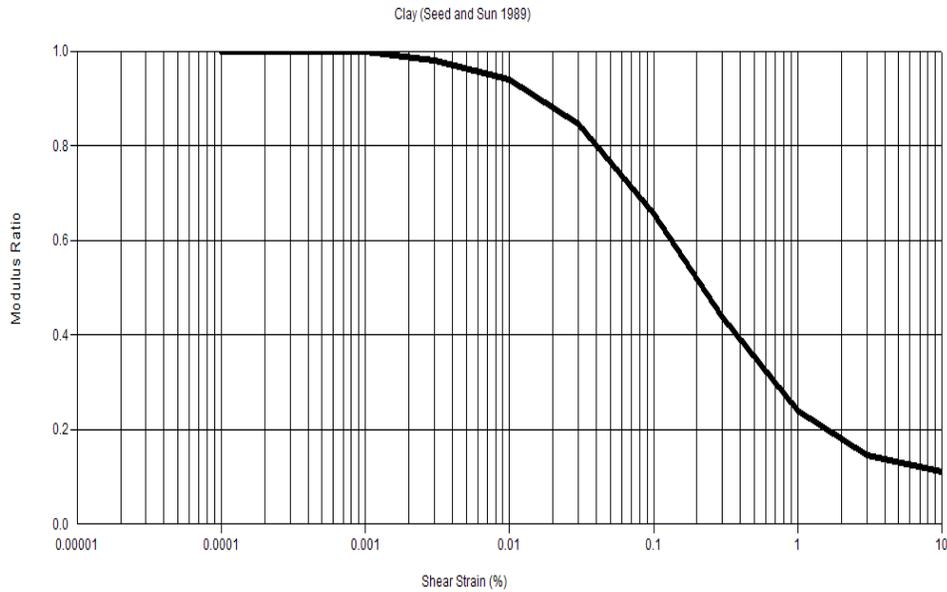


Figure 3. 11: Fonction G / G_{max} pour l'argile (ProShake).

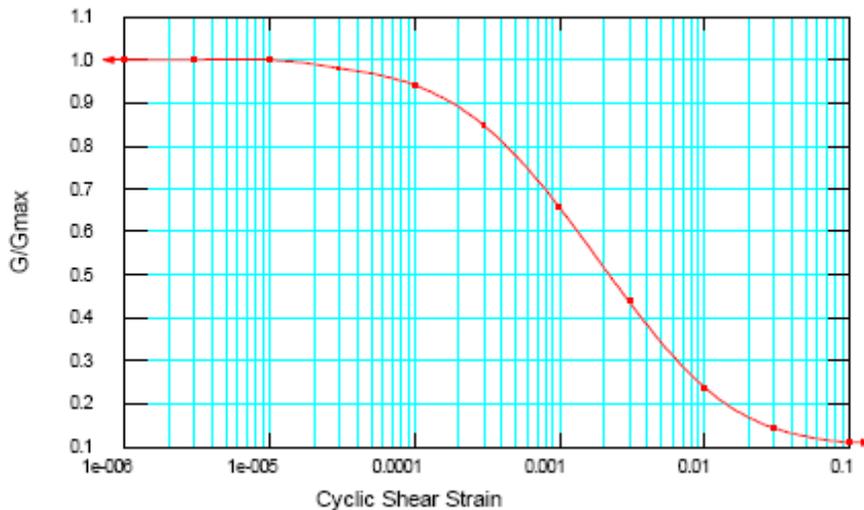


Figure 3. 12: Fonction G / G_{max} pour l'argile (QUAKE/W).

III.2.2.3 Facteur d'amortissement D sous conditions de chargements cycliques

Puisque la diminution du module de cisaillement G est proportionnelle à l'augmentation de la déformation de cisaillement cyclique, la surface des boucles d'hystérésis (contrainte-déformation) connaît aussi une augmentation, traduisant l'accroissement du facteur d'amortissement avec une augmentation de l'amplitude de la déformation cyclique. Le facteur d'amortissement est employé

dans la formation du terme d'amortissement dans la formulation par éléments finis de l'équation de mouvement. L'étude d'Ishibashi et Zhang [2] a mené au développement d'une expression, qui peut être utilisée pour estimer la fonction d'amortissement. Les variables dans cette expression sont l'indice de plasticité (PI), le rapport de réduction G/G_{\max} , et indirectement la contrainte de confinement. L'expression d'Ishibashi et Zhang est :

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145 PI^{1.3})}{2} \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{\max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{\max}} + 1 \right] \quad (3.7)$$

Le rapport G/G_{\max} est calculé en fonction de PI donné et de la contrainte de confinement. Le facteur d'amortissement est alors calculé pour le même PI donné pour une gamme de valeurs des contraintes de cisaillement cycliques. Les figures 3.13 à 3.16 montrent les fonctions du facteur d'amortissement comme présentées dans les logiciels (PROSHAKE, QUAKE/W) pour le sable et l'argile

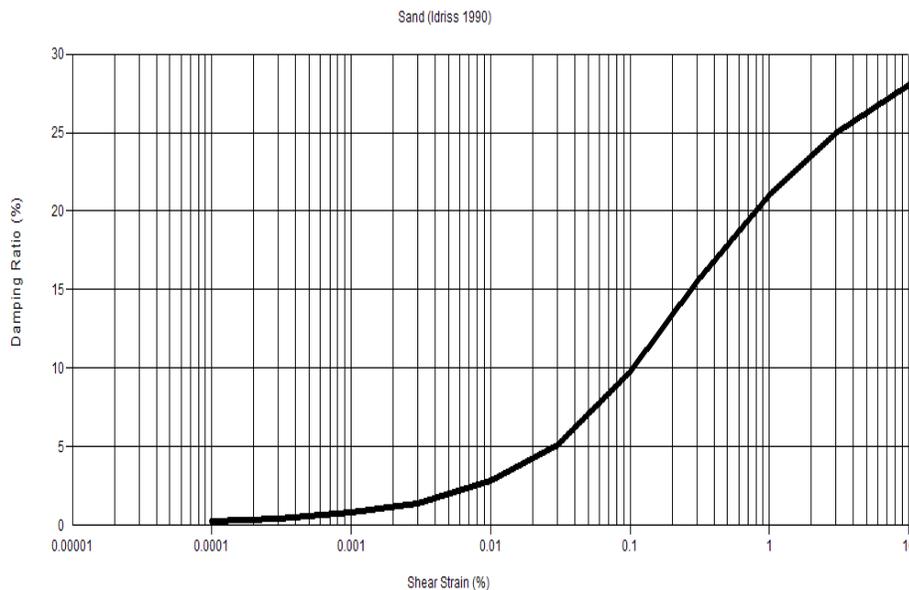


Figure 3. 13: Fonction facteur d'amortissement pour le sable (ProShake).

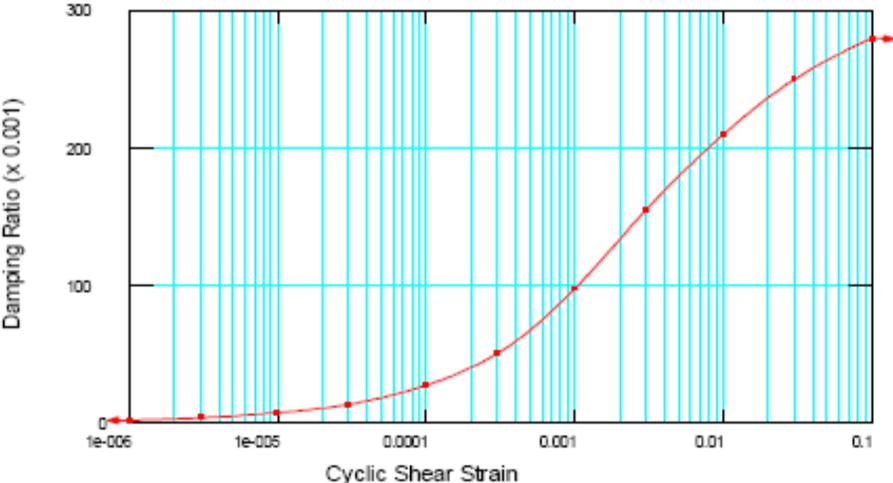


Figure 3. 14: Fonction facteur d'amortissement pour le sable (QUAKE/W).

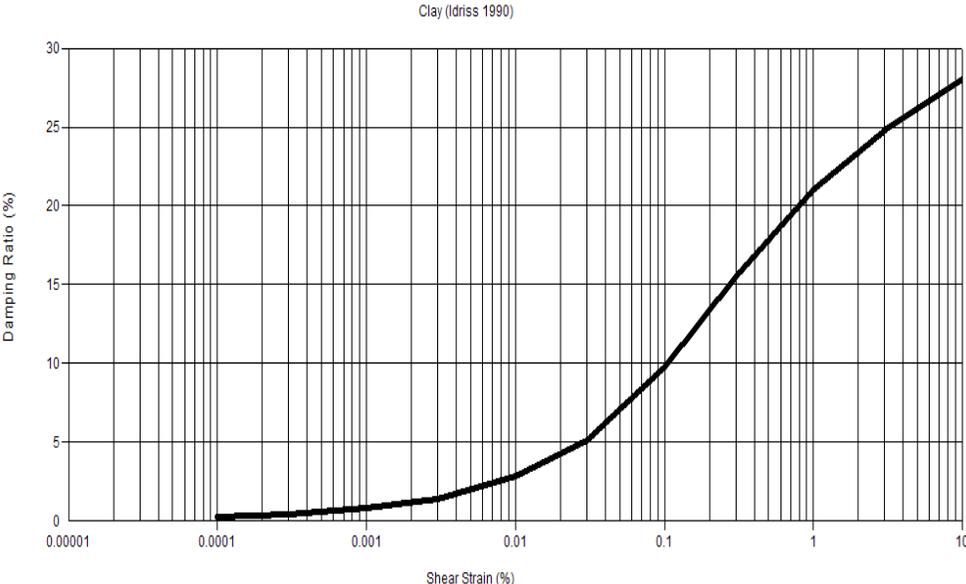


Figure 3. 15: Fonction facteur d'amortissement pour l'argile (ProShake).

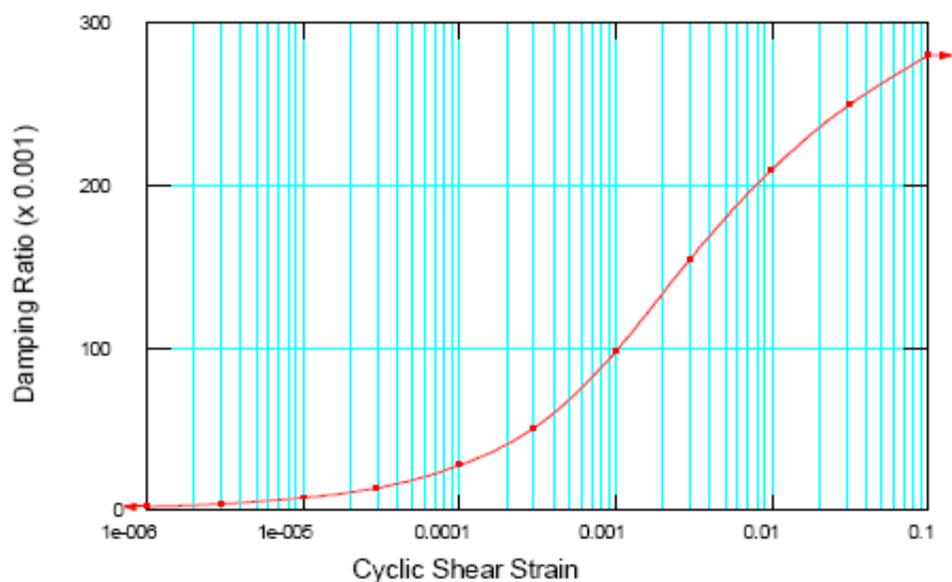


Figure 3. 16: Fonction facteur d'amortissement pour l'argile (QUAKE/W).

III.3 Méthodes de recherche

Pour la détermination des propriétés des matériaux on utilise des essais en laboratoire et des essais in situ, tant ces essais ont des points forts et des points faibles le programme d'auscultation doit en tenir compte. Les essais in situ sont recommandés à priori pour l'étude des conditions du sol de fondations, car ils permettent de mieux apprécier la compacité et les conditions dans les matériaux non-dérangés. Les essais en laboratoire sont recommandés pour l'étude des matériaux pour la construction d'une nouvelle digue ou pour une construction complémentaire, car ils permettent l'étude d'un domaine de déformations plus étendu. [1]

III.3.1 Essais in situ

Les essais in situ servent essentiellement à déterminer :

- le tracé des couches dans le sol de fondation
- des différentes zones de matériaux dans le cas de digues existantes
- les valeurs caractéristiques dynamiques des sols
- le potentiel de liquéfaction des matériaux

➤ **Essais géophysiques**

Les essais géophysiques, tels que la sismique en puits croisés, la sismique par réfraction, etc., permettent d'une part de déterminer les limites des couches et d'autre part l'évaluation de grandeurs caractéristique dynamique (module de cisaillement G ou élastique E) pour des couches entières ou un ensemble de couches. L'interprétation des profils sismiques doit tenir compte des auscultations géologiques.

De tels essais géophysiques sont uniquement appropriés au domaine des faibles déformations.

En appliquant la méthode de l'état critique, les essais géophysiques permettent également de déterminer le potentiel de liquéfaction de certaines couches.

Les quatre formes d'ondes générées dans le sol sont : les ondes de compression (ondes P), les ondes de cisaillement (ondes S), les ondes Rayleigh (ondes R) et les ondes Love (ondes L). Ce sont plutôt les ondes P et S à qui on s'intéresse puisqu'elles sont directement reliées aux modules élastiques du sol.

➤ **Essais de pénétration dynamique et de sondages par pression (essais SPT et CPTU)**

Les conditions in situ (par exemple cimentation, conditions de compacité particulières, etc.) peuvent être déterminées au mieux à l'aide d'essais in situ, tels que l'essai de pénétration dynamique (CPT) ou de pression ainsi que par les essais au scissomètre.

L'essai standard de pénétration (standard pénétration test, SPT) est le plus utilisé et le mieux documenté quant aux corrélations empiriques entre les valeurs mesurées et les différentes propriétés statiques et dynamiques des matériaux.

Mais les essais SPT et CPTU sont uniquement applicables aux matériaux relativement fins. Pour les matériaux grossiers, il faut recourir à l'essai avec le marteau de Becker dont l'exécution est plus chère que les essais SPT ou CPTU. En outre, la corrélation empirique entre les valeurs mesurées lors d'un tel essai et les propriétés du matériau est moins bien validée que pour les autres essais.

Tant l'essai SPT que l'essai CPTU servent dans un premier temps à déterminer les différentes couches du sol de fondation et à classer ces couches dans les différentes catégories de sol. En appliquant des corrélations empiriques, les essais SPT permettent en plus de déterminer le comportement du sol quant à une augmentation des pressions interstitielles due au séisme. Des corrélations similaires existent également pour les essais CPTU. Ainsi, la résistance résiduelle peut

être déterminée pour le cas de surpressions interstitielles importantes dues au séisme.

III.3.2 Essais en laboratoire

Les essais en laboratoire servent à déterminer :

- Des valeurs caractéristiques dynamiques du sol (module de cisaillement, amortissement du matériau).
- Du potentiel de liquéfaction du sol.

A l'aide des essais en laboratoire, le comportement du matériau est évalué dans un domaine étendu des déformations. Contrairement aux essais in situ, les paramètres peuvent en plus être variés. Le désavantage de ces essais consiste en le fait que la prise d'échantillons conduit toujours à un dérangement de l'échantillon. Pour cette raison, les essais en laboratoire doivent être comparés et corrélés aux essais in situ. Les essais exécutés en laboratoire doivent couvrir le domaine de contraintes prévu in situ lors d'un séisme.

Outre les essais en laboratoire mentionnés ci-après, qui permettent essentiellement de déterminer les paramètres dynamiques, l'exécution d'autres essais en laboratoire standard est également nécessaire. Il s'agit par exemple de la détermination de la courbe granulométrique, de la densité du sol ou de la résistance aux sollicitations statiques. La résistance au cisaillement résiduelle est également une grandeur importante car elle est une caractéristique du sol fortement déformé. Elle est déterminée à l'aide d'essais de glissement annuaire ou d'essais triaxiaux.

➤ Essai Résonant-Column (essai RC)

L'essai RC est un essai standard pour la détermination des modules de déformations (module G et module E) selon la théorie d'élasticité. L'amortissement du matériau peut également être calculé à l'aide de l'essai RC.

➤ Essais de cisaillement cycliques

Les essais cycliques triaxiaux, de torsion et de glissement simple font partie des essais de cisaillement cycliques.

Outre les propriétés de résistance, ces essais de cisaillement cycliques permettent de déterminer les propriétés de déformations dynamiques ainsi que le potentiel de liquéfaction du matériau.

II.4 Conclusion

En général le comportement d'un matériau soumis à une sollicitation dynamique est modélisé avec une précision suffisante à l'aide de valeurs caractéristiques linéaires équivalentes. De telles analyses ne permettent pas en général le calcul des déformations résiduelles.

Dans le modèle linéaire équivalent le calcul non linéaire est remplacé par un calcul linéaire-élastique afin d'évaluer itérativement les déformations de glissement. Dans chaque itération, le module de cisaillement ainsi que l'amortissement est déterminé à nouveau pour la déformation de cisaillement calculée.

CHAPITRE IV

ANALYSE DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION

Chapitre IV : Analyse du potentiel de liquéfaction

Dans ce chapitre, nous avons tenu à rappeler les principes généraux du phénomène de liquéfaction, ainsi qu'une description de la liquéfaction et du comportement des sols liquéfiables. Comme nous avons tenu aussi à faire une présentation succincte des méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction.

IV.1 Description du phénomène

La liquéfaction est un phénomène généré par une sollicitation sismique, l'effet d'une onde sismique sur certaines formations géologiques se réduit à la perte de résistance d'un matériau sableux saturé en eau, liée à une augmentation de la pression interstitielle engendrée par les déformations cycliques. La désintégration brutale du matériau se traduit par la déstructuration du sol.

Le phénomène de liquéfaction concerne certaines formations géologiques, qui se définissent par :

- leur nature : sables, limons, vases,
- leur cohésion : formations peu compactes,
- leur degré de saturation en eau : la formation doit être saturée en eau,
- leur granulométrie : granulométrie uniforme, comprise entre 0,05 et 1,5 mm.

La liquéfaction est donc effective lorsque les pressions interstitielles avoisinent la pression de confinement, diminuant ainsi jusqu'à annulation des contraintes effectives du matériau. Pour cela il est donc nécessaire que le matériau considéré soit saturé. De plus, il apparaît que la granulométrie du matériau considéré a une certaine importance, les sols susceptibles de liquéfier sous chargement cyclique étant limoneux à sableux.

A l'échelle microscopique, le phénomène peut être représenté comme sur la figure 4-1. A l'état initial, les grains sont au repos ; ils sont dans un environnement saturé et dans un état relativement lâche. Ils ont en contact les uns avec les autres, permettant la transmission des efforts s'exprimant à plus grande échelle par la notion de contraintes effectives. Lors d'un chargement dynamique, une réorganisation des grains se produit. En conditions non drainées, cette réorganisation se traduit par une montée en pression de l'eau interstitielle puisque les grains n'occupent plus un volume suffisant

pour entretenir la transmission des contraintes effectives initiales. Celles-ci s'annulent donc, ce qui a pour conséquence la montée en pression de l'eau interstitielle jusqu'à égaler les contraintes totales. Les contacts entre les grains sont alors très faibles et l'ensemble se comporte comme un liquide ; il y a liquéfaction du matériau.

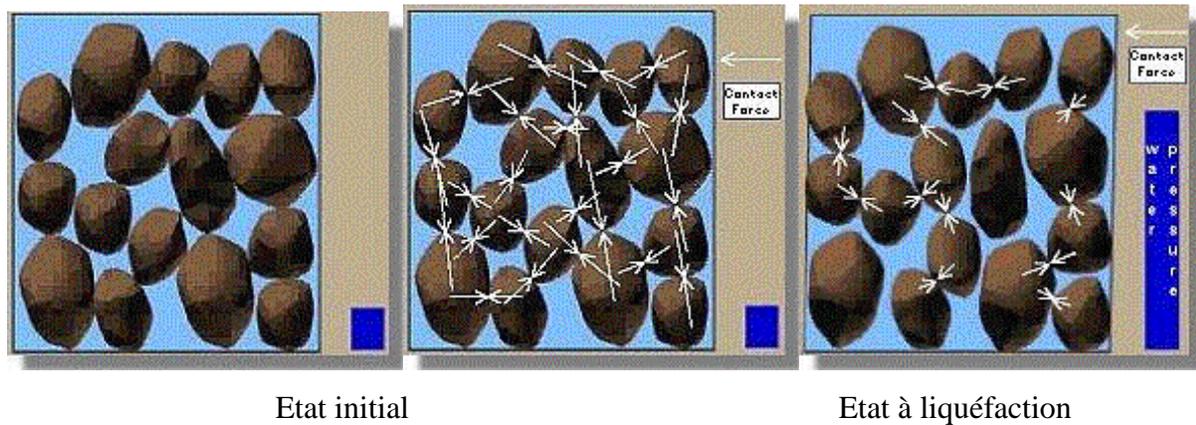


Figure 4. 1 : phénomène de liquéfaction à l'échelle microscopique [23]

Les caractéristiques des sols liquéfiables correspondent à la plupart des matériaux constituant les digues ou leur fondation, en particulier en remblai. [23]

IV.2 Comportement des sols liquéfiables

Il existe deux types de comportement menant à la liquéfaction des sols: l'affaissement et le renforcement sous déformations. Le premier comportement a pour effet de provoquer une liquéfaction du matériau sous une action monotone ou, bien entendu cyclique ; il suffit donc d'une simple impulsion pour initier la liquéfaction de ces sols. Le second n'engendre la liquéfaction qu'à condition que le matériau ait subi un affaissement cyclique (avec inversion des contraintes). Les déformations sont stoppées dès la fin de la sollicitation.

Pour caractériser ces phénomènes, le triaxial est largement employé. Il permet de recréer en laboratoire toutes les conditions de terrain souhaitées. Les mesures permettent de tracer tant les courbes de chargement (plan $q-\varepsilon$) que les chemins de contrainte (plan $p'-q$ en contraintes effectives). C'est ainsi que l'on peut répertorier des comportements-types (affaissement, renforcement) pour du sable, par exemple.

L'appareil triaxial permet d'effectuer deux types de tests cycliques : les essais drainés et non

drainés. Les essais drainés ne permettent pas l'observation de la liquéfaction d'un échantillon de sol car, les drainages étant ouverts, les pressions interstitielles ne se développent pas suffisamment en cours d'essai pour annuler la contrainte effective du squelette granulaire. Les essais non drainés sont, quant à eux, employés dans les études de liquéfaction des sols. Leur but est d'amener une éprouvette à liquéfaction lorsqu'il y a inversion des contraintes (ou des déformations). Leur mode de pilotage (contraintes ou déformations) dépend de ce qui est recherché.

Dans un essai piloté en contraintes ou à CSR déterminé, on observera le nombre de cycles de chargement / déchargement nécessaire à l'atteinte de la liquéfaction. Dans un essai piloté en déformation, on observera en revanche l'évolution de la résistance de l'éprouvette, le but premier étant d'amener l'échantillon à liquéfaction en vue d'observer son comportement post-cyclique.

Les paramètres intervenant dans les essais cycliques sont :

1. l'état initial du sol (densité ou indice des vides, pression effective de confinement et structure du sol),
2. la nature de la sollicitation (inversion ou non des contraintes ou des déformations),
3. l'intensité de la sollicitation (σ_d et CSR ou $\varepsilon \pm \delta\varepsilon$),
4. la vitesse d'application des cycles,
5. le nombre de cycles,
6. les conditions de l'essai (système anti-fretage, ...).

IV.2.1 Comportement du sable fin

IV.2.1.1 Sable contractant lâche

Les sols sableux lâches sont susceptibles à la liquéfaction. Si un échantillon est consolidé (Point A), la trajectoire de la contrainte effective sous le chargement monotone non drainé suivra la courbe sur la figure 4-2. Initialement, la contrainte de cisaillement montera. Mais puis la courbe monte à gauche et atteint un maximum au point où la structure (sol-grain) effondre. Ensuite il y a une augmentation soudaine de pression interstitielle et la contrainte descend rapidement au point de stabilisation. Une autre manière de décrire ceci est que la liquéfaction est l'origine du point de l'effondrement.

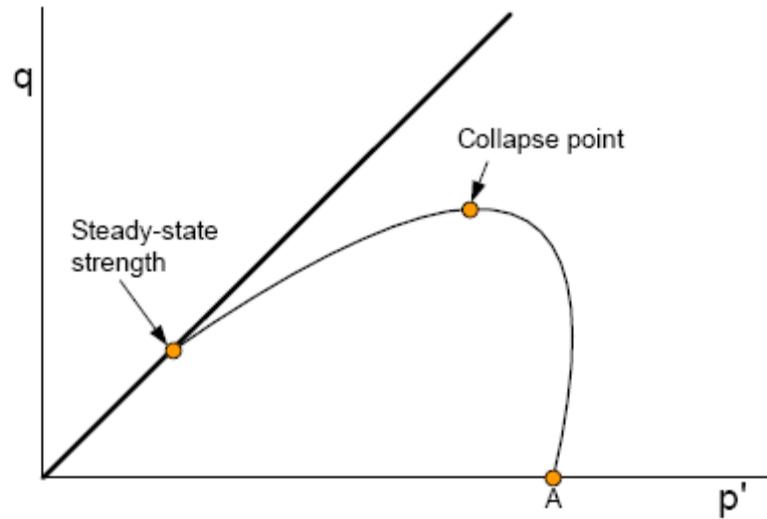


Figure 4.2: Chemin de la contrainte effective du sable lâche sous chargement monotone

La figure 4-3 présente une série d'essais sur l'appareil triaxial spécimen, ont le même indice de vide initial, mais consolidé sous différentes pressions de confinement. Une ligne droite peut être tracée du point de la stabilisation aux points de l'effondrement. On appelle cette ligne surface d'effondrement. Des travaux similaires de Vaid et de Chern [24] suggèrent que la ligne a travers les points d'effondrement passe par l'origine du diagramme (la contrainte de cisaillement égale à zéro, ainsi que la contrainte effective moyenne égale à zéro) par opposition au point de la stabilisation, Vaid et de Chern ont appelé cette ligne : surface d'écoulement de liquéfaction.

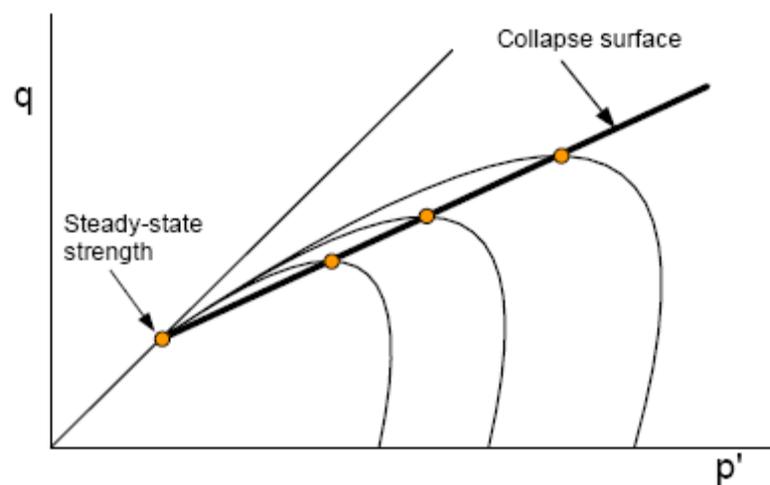


Figure 4.3: Illustration de la surface d'effondrement

Le chargement cyclique peut également mener à la liquéfaction comme il est illustré sur la figure 4-4, l'échantillon est soumis à un état de contrainte représenté par le point B et une charge cyclique y est appliquée. Les pressions interstitielles continueront à augmenter jusqu'à ce que le chemin de la contrainte cyclique atteigne la surface d'effondrement. Le sol se liquéfiera alors et la résistance tombera brusquement le long de la surface d'effondrement jusqu'au point de la stabilisation. [3]

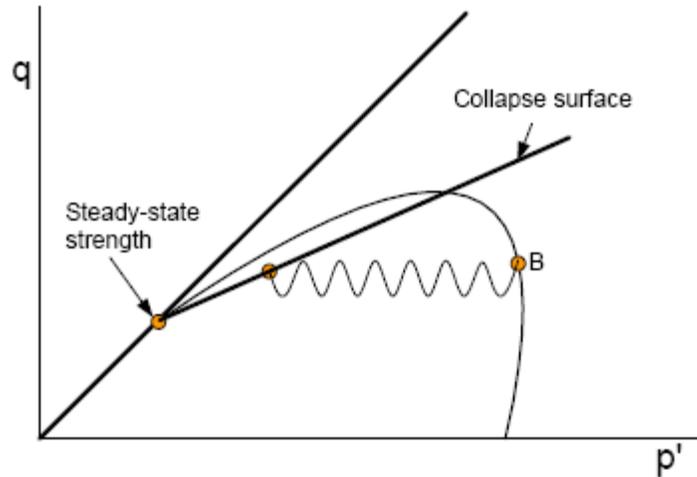


Figure 4.4: Chemin de la contrainte cyclique du point B à la surface d'effondrement

IV.2.1.2 Sols dilatants denses

La contrainte effective pour le sol dilatant et dense est représentée sur la figure 4-5. Sur cette figure on voit clairement qu'un état de contrainte prend comme origine le point A et se développe jusqu' au point de stabilisation sans passer par le point maximal et sans une perte de résistance.

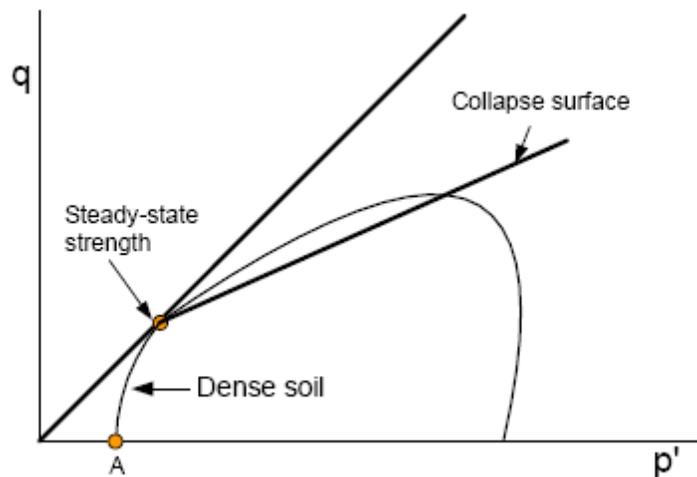


Figure 4.5: Chemin de contrainte pour sable dilatant dense

Des excès de pressions interstitielles se produisent également en sable dilatant s'il est soumis à une charge cyclique. Sous le chargement cyclique, les pressions interstitielles augmentent jusqu'à l'état de contrainte effective atteignant le point C. Par la suite, le point C se déplace sous forme ondulatoire jusqu'au point B. Si un chargement statique supplémentaire a lieu encore le sol va connaître une dilatation et la contrainte augmente jusqu'au point de la stabilisation.

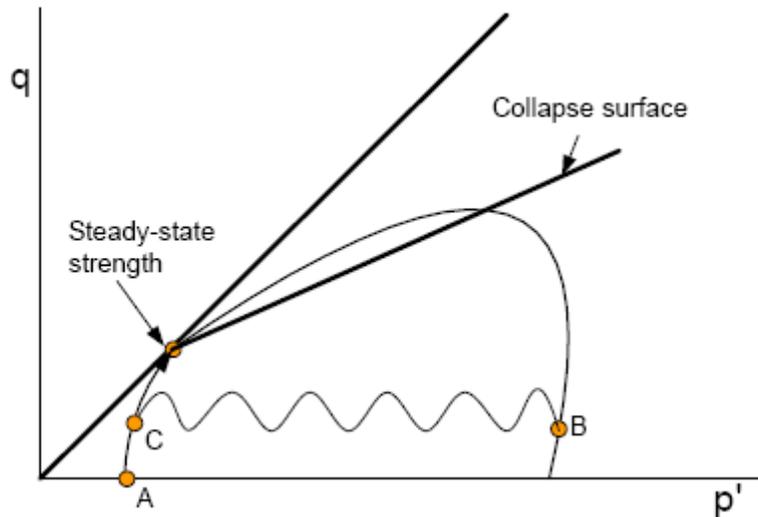


Figure 4.6: Chemin de contrainte pour chargement cyclique avec contrainte statique initiale sous l'état de stabilisation

La déformation liée au chargement cyclique du point B au point C sur la figure 4-6 est appelée : « mobilité cyclique ». Les méthodes d'évaluation des pressions interstitielles basées sur les contraintes cycliques doivent introduire des corrections sur le niveau de la contrainte statique initiale de cisaillement et la contrainte statique de surcharge. L'analyse produite ci-dessus montre clairement pourquoi l'état de contrainte statique initial est si important et pourquoi il est nécessaire de produire des corrections dans l'approche de la contrainte cyclique. [3]

IV. 3 Méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction

Pour évaluer le risque de liquéfaction, Seed a prouvé [20] qu'il est possible de caractériser le potentiel de liquéfaction d'un sol en fonction de deux paramètres : un paramètre de résistance mécanique donné par le SPT et un paramètre granulométrique (classification des sols, pourcentage en fines). Il a développé une méthode d'évaluation pratique du risque de liquéfaction. Son approche repose sur une estimation du risque de liquéfaction à partir d'essais réalisés au SPT. Depuis lors

divers auteurs ont proposé des méthodes similaires, développées sur la base d'autres essais de reconnaissance et l'essai le plus répandu à travers le monde actuellement est le CPT (méthode Seed pour le CPT, méthode Robertson....).

IV. 3.1 Méthode de Seed

IV. 3.1.1 Reconnaissance au SPT

Les premières études visant à classier et quantifier les sols en fonction de leur sensibilité à la liquéfaction ont été entreprises par H.B.Seed. Ce dernier a développé une méthode reposant sur les résultats obtenus au moyen du SPT sur plusieurs sites où la liquéfaction a été observée. La banque de données ainsi constituée a permis de déterminer un critère de liquéfaction en fonction de la teneur en fines du sol, de sa résistance au SPT et de l'intensité de la sollicitation (CSR).

Les points ainsi collectés sont placés sur un graphique (figure 4-7) où l'on fait apparaître trois courbes limites pour des matériaux sableux contenant 5, 15 et 35% de fines (ces fines sont les matériaux de diamètre inférieur à 76 μm selon Seed). Les résistances au SPT sont des résistances normalisées. Notons que ces courbes sont valables uniquement pour une magnitude de référence fixée à 7,5.

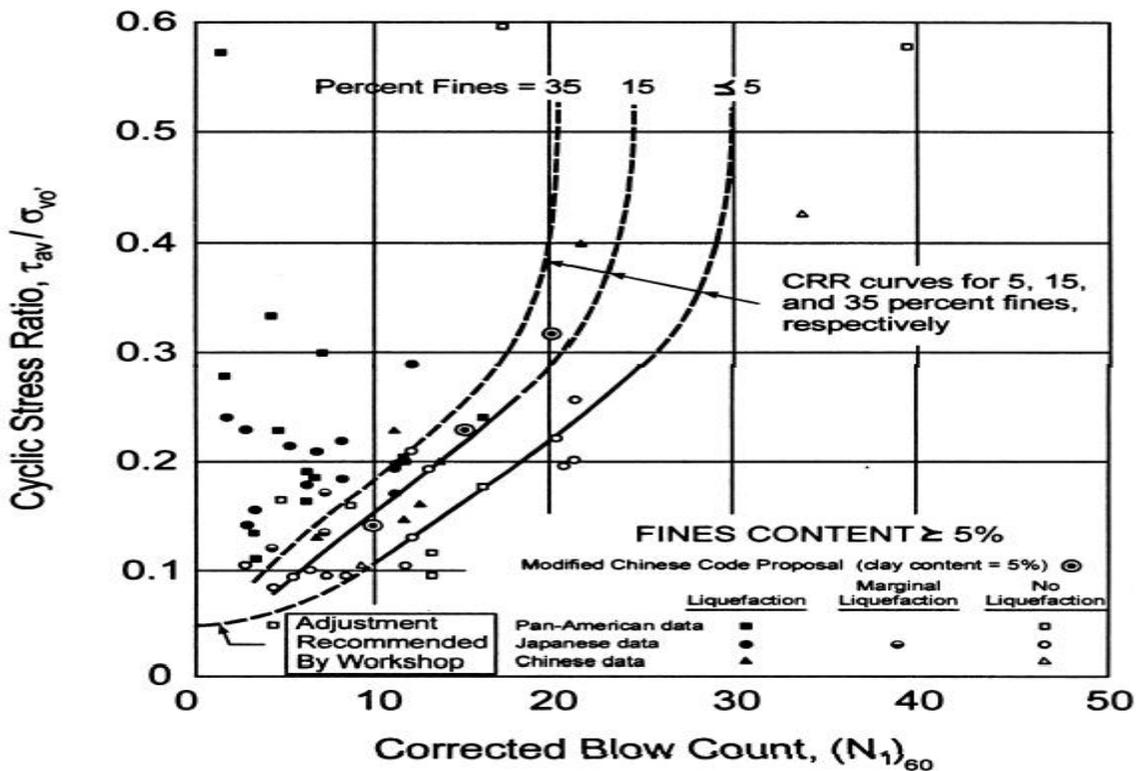


Figure 4. 7 : Courbe simplifiée recommandée pour le calcul du CRR à partir de donnée SPT

La courbe de référence est choisie pour un pourcentage de fines (FC) inférieur ou égal à 5, correspondant à un sable propre. Il est donc nécessaire de proposer un ajustement des courbes établies pour des sols comportant plus de 5% de fines.

IV. 3.1.2 Reconnaissance au CPT (Seed et Idriss)

Pour le CPT, Seed propose également une méthode en quatre étapes : normalisation du signal mesuré (conditions du site), ajustement en fonction de la teneur en fines (par rapport à un sable propre), estimation du $CRR_{7,5}$ et calcul du coefficient de sécurité pour la sollicitation de projet. Le signal pénétrométrique est tout d'abord normalisé en fonction des conditions de site ; la résistance q_{c1} est donc introduite et calculée selon la formule suivante :

$$q_{c1} = C_q \cdot q_c \quad (4.1)$$

Avec C_q un facteur adimensionnel qui est donné par cette expression:

$$C_q = 1,8 / (0,8 + (\sigma_0' / \sigma'_{ref})) \quad (4.2)$$

Dans cette dernière expression, σ_0' est la contrainte effective verticale de surconsolidation exprimée en kPa et σ'_{ref} une contrainte de référence égale à une atmosphère (ou 101 kPa).

Puis, une correction sur q_{c1} est effectuée en fonction de la teneur en fines. Seed retient une correction de type incrémentale, suivant la formule (4.1) appliquée à q_{c1} :

$$q_{c1cs} = q_{c1} + \Delta q_{c1} \quad (4.3)$$

On se reportera à la figure 4-8 pour la valeur de Δq_{c1} en fonction de FC. Cette courbe peut également être traduite de façon analytique :

FC (%)	Δq_{c1}
FC \leq 5 %	0
5 % \leq FC \leq 35 %	2 . (FC - 5)
35 % \leq FC 60	60

Tableau 4-1 : Facteurs de correction pour le passage de q_{c1} à q_{c1cs} .

La courbe $CRR_{7,5}$ de référence varie selon les auteurs.

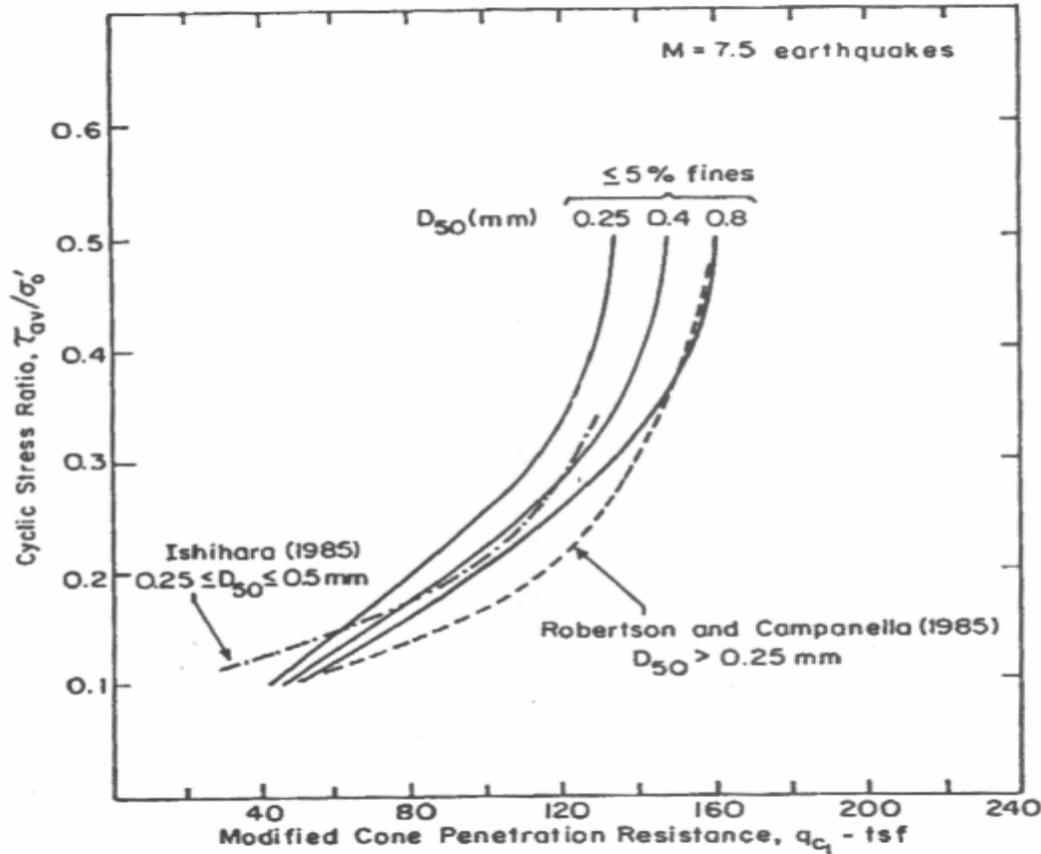


Figure 4. 8 : Courbes de références pour essai CPT [23]

IV. 4 Conclusion

Les différents états des contraintes initiales peuvent avoir un effet profond sur le comportement du sol soumis au chargement monotone ou cyclique.

Des méthodes basées sur les contraintes-cycliques ont été développées à l'origine à partir d'essais de laboratoire. Mais étant donné que la réponse cyclique des sols est contrôlée par des facteurs tels que la nature du sol, les pré-déformations, l'histoire de chargement, ... on utilise très souvent des relations empiriques développées à partir des paramètres obtenus in situ.

CHAPITRE V

EVALUATION DES CONTRAINTES ET DES PRESSIONS INTERSTITIELLES

Chapitre V : Evaluation des contraintes et des pressions interstitielles

V.1 Introduction

La réponse des barrages en terre aux sollicitations sismiques et son évolution dans le temps sont en générale étudiées à l'aide d'un calcul dynamique par éléments finis. Préalablement, l'état initial doit être déterminé à l'aide d'une analyse compatible par éléments finis.

Le calcul dynamique peut se faire avec des valeurs caractéristiques linéaires équivalentes du sol. Les résultats de ce calcul pour des points représentatifs de la digue étant :

- Pressions interstitielles
- Contraintes effectives.
- Déformations.

L'augmentation des pressions interstitielles doit être étudiée sur la base de la réponse dynamique de la digue aux sollicitations sismiques à l'aide d'essais cycliques en laboratoire sur des échantillons représentatifs des matériaux de la digue.

Cependant, lors des séismes, les taux de pressions interstitielles pouvant se développer dépendent à la fois du niveau des contraintes statiques et des contraintes de cisaillement générées par la sollicitation sismique.

La distribution des contraintes statiques affectent la réponse et la stabilité sismiques du barrage de deux manières [9]: soit que le module de cisaillement dynamique des matériaux du barrage et de la fondation dépende du niveau de la pression de confinement statique ou, que le rapport de la contrainte de cisaillement statique initiale à la contrainte normale statique affecte la force cyclique des matériaux du barrage .

L'évaluation des contraintes dans le présent travail, a été réalisée à l'aide de logiciels en éléments finis :

- QUAKE/W : pour évaluer les contraintes statiques, dynamiques et les surpressions interstitielles.
- SLOPE/W : pour évaluer la stabilité.

V.2 Présentation du logiciel QUAKE/W

Le logiciel QUAKE/W utilise la méthode des éléments finis afin de calculer la réponse dynamique de structures en sols, en condition de déformations planes, bidimensionnels. Il est conçu pour traiter la partie de l'analyse dynamique et pour calculer les surpressions interstitielles pouvant avoir lieu. L'algorithme réalise une intégration numérique de l'équation dynamique classique en utilisant l'intégration numérique de Gauss-Legendre. Le comportement non linéaire des sols est simulé en établissant une relation entre la déformation et les caractéristiques des sols. Plusieurs itérations sont ainsi réalisées afin d'atteindre un niveau acceptable de compatibilité entre les déformations calculées et les caractéristiques des sols. Deux courbes sont spécifiées à cette fin: la première relie la déformation et le rapport entre le module de cisaillement et le module de cisaillement maximal (G/G_{\max}) et la seconde relie la déformation et le rapport entre l'amortissement et l'amortissement critique.

V.3 Modèles de comportement utilisés dans QUAKE/W

V.3.1 Modèle linéaire-élastique

Ce modèle pour lequel les contraintes sont directement proportionnelles aux déformations est le plus simple. Les constantes de proportionnalité sont le module de Young E , et le coefficient de Poisson ν . les contraintes et les déformations sont reliées par l'équation suivante:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (5.1)$$

V.3.2 Modèle linéaire équivalent

Le comportement non linéaire du module de cisaillement et du facteur d'amortissement sous chargement dynamique peut être simulé approximativement par le modèle linéaire équivalent. Dans une analyse linéaire équivalente, le module de cisaillement G et le facteur d'amortissement D sont utilisés pendant une analyse dynamique. Le nouveau module G et le facteur d'amortissement D sont

calculé de la déformation de cisaillement cyclique équivalente obtenue en analyse dynamique. Alors une nouvelle analyse dynamique commence par le nouveau module de cisaillement et le nouveau facteur d'amortissement. Ce processus itératif se continuera jusqu'à ce que les changements des déplacements pendant deux itérations successives soient assez réduits.

En analyse dynamique on calcule la norme maximale des déplacements et on la compare entre deux itérations successives. L'expression de cette norme est :

$$A_{\max}^i = \max \left(\sqrt{\sum_{n=1}^p (a_n^i)^2} / n_p \right)$$

Avec :

a_n^i : sont les déplacements dynamiques nodaux au nœud n et i : est le nombre d'itération. Le max () signifie qu'on peut prendre la valeur maximum pendant l'analyse dynamique.

La tolérance de convergence est définie comme suit :

$$\delta A_{\max} = \frac{ABS(A_{\max}^{i+1} - A_{\max}^i)}{A_{\max}^i} < Tolerance$$

Avec : ABS - est la valeur absolue.

V.4 Analyse statique

Les contraintes statiques sont calculées en se basant sur les poids spécifiques du sol et de l'eau ainsi que de K_o . Le poids spécifique du sol étant le poids volumique. La valeur de K_o est calculée indirectement en fonction du coefficient de Poisson d'après l'équation suivante :

$$K_o = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (5.2)$$

Dans cette équation la valeur du coefficient de Poisson ne doit pas dépasser 0.5, et K_o ne peut pas, donc, être plus grand que 1.0. Ceci est parfaitement justifié pour la plupart des cas puisque les effets sismiques et de liquéfaction se font ressentir plus près de la surface du sol où les contraintes latérales sont probablement inférieures aux contraintes verticales et le sol est plus lâche.

V.4.1 Pressions interstitielles initiales

Si la surface de la nappe phréatique ainsi que son altitude et la hauteur de pression négative maximale (c.-à-d., la capillarité maximale au-dessus de la surface de la nappe phréatique) sont

déterminées, les pressions interstitielles initiales aux points d'intégration de gauss peuvent être calculées comme représenté sur la figure 5-1.

La pression de l'eau est calculée à chaque nœud du maillage directement, relativement à la distance verticale de la surface de la nappe phréatique. Au-dessus de cette surface, la pression interstitielle peut avoir une valeur négatif ou nulle.

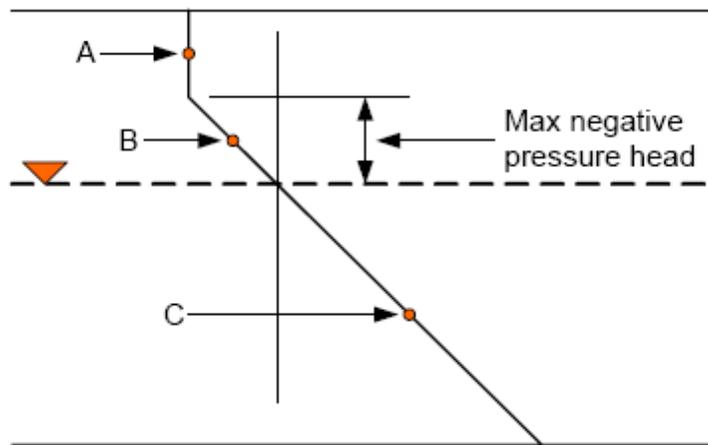


Figure 5.1 : Pressions interstitielles par rapport à une surface de la nappe phréatique

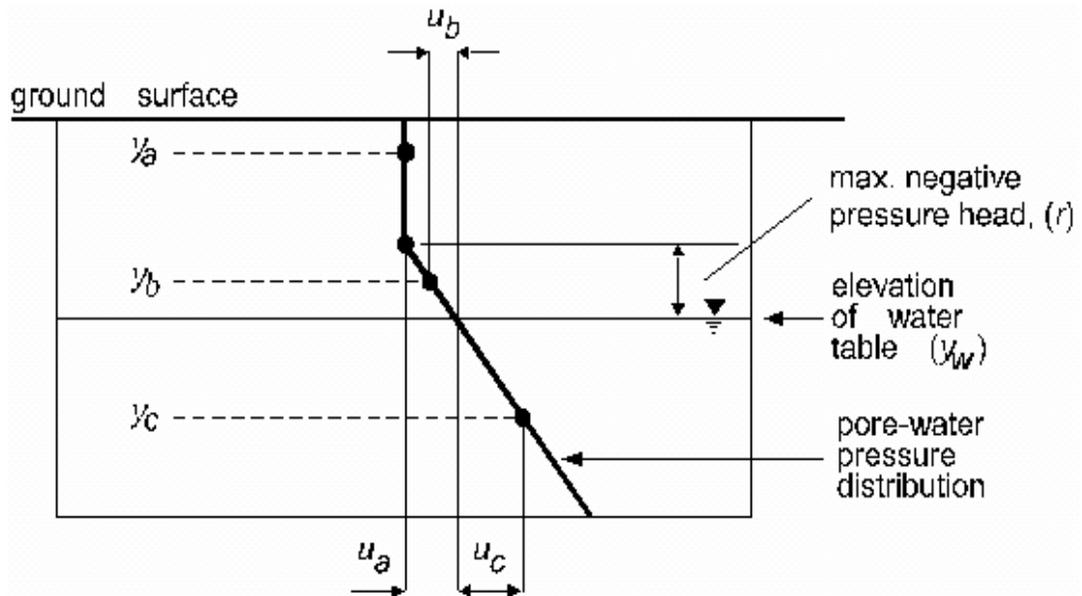


Figure 5.2 : Pression interstitielle à partir de la surface de la nappe phréatique

- $u_a = -r \gamma_w$
- $u_b = (y_w - y_b) \gamma_w$
- $u_c = (y_w - y_c) \gamma_w$

La pression interstitielle au point A est égale à la hauteur de pression négative maximale indiquée, multipliée par le poids spécifique de l'eau.

La pression interstitielle au point B est l'altitude de la surface de la nappe phréatique moins l'altitude du point B Multipliée par le poids spécifique de l'eau. Le nombre résultant sera négatif puisque l'altitude de B est plus haute que l'altitude de la surface de la nappe phréatique.

La pression interstitielle au point C est l'altitude de la surface de la nappe phréatique moins l'altitude du point C multipliée par le poids spécifique de l'eau.

La figure suivante montre le cas où l'écoulement a une composante verticale.

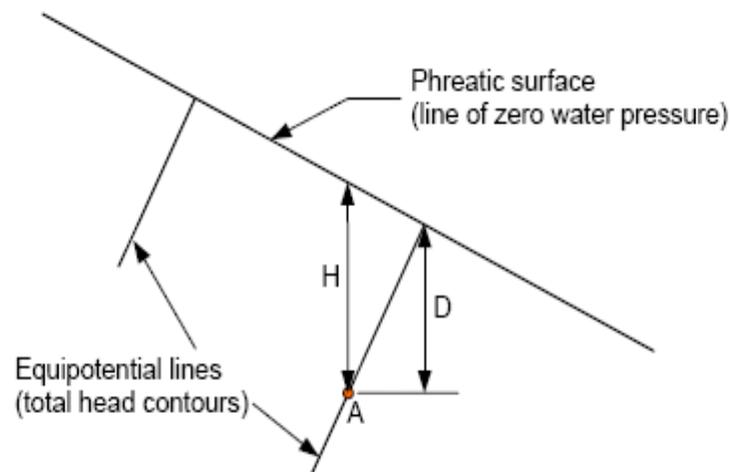


Figure 5.3 : Correction du poids spécifique submergé

La hauteur de pression au point A est la distance D, par la distance verticale H. La modification du poids volumique submergé comme suit :

$$\gamma_{sub} = \gamma_{total} - \gamma_w \left(\frac{D}{H} \right) \quad (5.3)$$

Entraîne une augmentation de la contrainte effective à A, si D est inférieur à H, tandis que la contrainte totale conserve la même valeur. Dans le cas d'un écoulement ascendant c'est-à-dire quand D est plus grand que H, cette modification provoque la diminution de la contrainte effective au-dessous du cas hydrostatique.

V.5 Analyse dynamique

La réponse et le comportement sismiques des barrages en terre génèrent des phénomènes très complexes. Ceux généralement observés sont :

- le mouvement et les forces d'inertie qui se produisent pendant la secousse.
- La génération des pressions interstitielles excessives.
- La réduction potentielle de la résistance au cisaillement du sol.
- L'effet sur la stabilité des forces d'inerties, l'excès de pressions d'eau générée et la possibilité de perte de résistance au cisaillement.
- La redistribution post-sismique des surpressions interstitielles et la possibilité de déformation ou écrasement des sols meubles.
- La déformation permanente, qui parfois peut être admissible mais peut également être très grandes et cause des dommages graves quand il y a une liquéfaction étendue.

La déformation la plus sérieuse et la plus significative qui est post-sismique, peut souvent mener à une déformation permanente et excessivement grande. Cette déformation n'est pas provoquée par le mouvement des forces d'inerties, mais par la redistribution des surpressions interstitielles et la perte de résistance au cisaillement.

V.5.1 Approche numérique du mouvement sismique

L'équation régissant le mouvement dont la formulation par élément fini pour la réponse dynamique d'un système est exprimée comme suit :

$$[M]\{\ddot{a}\} + [D]\{\dot{a}\} + [K]\{a\} = \{F\} \quad (5.4)$$

Avec :

[M] = matrice de masse

[D] = matrice d'amortissement

[K] = matrice de rigidité

{F} = vecteur des charges

{ \ddot{a} } = vecteur des accélérations nodales

{ \dot{a} } = vecteur des vitesses nodales

{a} = vecteur des déplacements nodaux

Le vecteur des charges est constitué par différentes forces dont l'expression est la suivante :

$$\{F\} = \{F_b\} + \{F_s\} + \{F_n\} + \{F_g\} \quad (5.5)$$

Avec :

$\{F_b\}$ = force de volume ;

$\{F_s\}$ = force due aux pressions extérieures ;

$\{F_n\}$ = force nodale concentrée

➤ **[M] Matrice de masse**

La matrice de masse peut être une matrice de masse cohérente ou une matrice de masse amortie.

La matrice de masse cohérente est :

$$[M] = \int_v \rho \langle N \rangle^T \langle N \rangle dv \quad (5.6)$$

La matrice de masse amortie est :

$$[M] = \int_v \rho [\psi] dv \quad (5.7)$$

Avec :

ρ = densité massique.

$\langle N \rangle$ = vecteur rangé des fonctions d'interpolations.

$[\psi]$ = matrice diagonale des facteurs de distribution de masse.

➤ **[D] Matrice d'amortissement**

Généralement, La matrice d'amortissement est une combinaison linéaire de matrice de masse et de matrice de rigidité :

$$[D] = \alpha [M] + \beta [K] \quad (5.8)$$

Où : α et β sont des grandeurs scalaires appelées coefficients d'amortissement de Rayleigh. Elles peuvent être liées à une constante d'amortissement η par :

$$\eta = \frac{\alpha + \beta \omega^2}{2\omega} \quad (5.9)$$

Où : ω est la fréquence particulière de la vibration pour le système.

➤ [K] Matrice de rigidité

La matrice de rigidité est :

$$[K] = \int_v [B]^T [C] [B] dv \quad (5.10)$$

Avec :

[B] = matrice de déformation-déplacement.

[C] = matrice constitutive.

< N > = vecteur rangé de la fonction d'interpolation.

Pour une analyse bidimensionnelle de déformation, on considère que tous les éléments ont une épaisseur d'unité.

V.5.2 Forces dues au séisme

La charge sismique peut être exprimée comme :

$$\{F_g\} = [M] \{\ddot{a}_g\} \quad (5.11)$$

Avec : [M] est la matrice de masse et $\{\ddot{a}_g\}$ sont les accélérations nodales appliquées.

V.5.3 Intégration numérique

Pour former la matrice caractéristique élémentaire (ou de rigidité) [K] on applique l'intégration numérique de Gauss-Legendre. Les variables sont d'abord calculées aux points spécifiques dans un élément. Ces points s'appellent points d'intégration ou points de gauss. Ces valeurs sont alors additionnées pour tous les points de gauss dans un élément. Pour effectuer l'intégration numérique, on remplace l'intégrale suivante de l'équation (5.10) ($\int_A [B]^T [C] [B] dA$), par l'équation suivante :

$$\sum_{j=1}^n [B_j]^T [C_j] [B_j] \det |J_j| W_{1j} W_{2j} \quad (5.12)$$

j = point d'intégration

det |Jj| = déterminant de la matrice Jacobienne

W1j, W2j = facteurs.

V.5.4 Intégration temporelle

L'équation de mouvement est une équation de propagation d'ordre secondaire. Elle peut être résolue dans le domaine de fréquence ou de temps. La solution dans le domaine de temps est préférée quand la propriété du matériau peut changer avec le temps. Beaucoup de méthodes existent pour la solution dans le domaine du temps. Parmi ces méthodes on cite celle de Wilson- θ qui permet d'effectuer l'intégration temporelle de l'équation du mouvement. La méthode Wilson- θ s'exprime comme suit :

En supposant que le déplacement, la vitesse et l'accélération au temps t sont connues : $a^t, \dot{a}^t, \ddot{a}^t$, et que l'accélération est linéaire de t à $t + \theta\Delta t$, où $\theta \geq 1.0$ alors l'accélération à chaque moment $t + \tau$ entre t et $t + \theta\Delta t$, est exprimée comme :

$$\ddot{a}^{t+\tau} = \ddot{a}^t + \frac{\tau}{\theta\Delta t} (\ddot{a}^{t+\theta\Delta t} - \ddot{a}^t) \quad (5.13)$$

La vitesse et le déplacement à chaque moment $t + \tau$ entre t et $t + \theta\Delta t$, sont obtenus par intégration comme suit :

$$\dot{a}^{t+\tau} = \dot{a}^t + \int_0^\tau \ddot{a}^{t+\tau} d\tau = \dot{a}^t + \tau \ddot{a}^t + \frac{\tau^2}{2\theta\Delta t} (\ddot{a}^{t+\theta\Delta t} - \ddot{a}^t) \quad (5.14)$$

$$a^{t+\tau} = a^t + \int_0^\tau \dot{a}^{t+\tau} d\tau = a^t + \tau \dot{a}^t + \frac{\tau^2}{2} \ddot{a}^t + \frac{\tau^3}{6\theta\Delta t} (\ddot{a}^{t+\theta\Delta t} - \ddot{a}^t) \quad (5.15)$$

Après intégration de ces équations du temps t à $t + \theta\Delta t$, elles deviennent :

$$\dot{a}^{t+\theta\Delta t} = \dot{a}^t + \frac{\theta\Delta t}{2} (\ddot{a}^{t+\theta\Delta t} - \ddot{a}^t) \quad (5.16)$$

$$a^{t+\theta\Delta t} = a^t + \theta\Delta t \dot{a}^t + \frac{\theta^2 \Delta t^2}{6} (\ddot{a}^{t+\theta\Delta t} - 2\ddot{a}^t) \quad (5.17)$$

La résolution de ces équations, pour obtenir l'accélération et la vitesse au temps $t + \theta\Delta t$ en termes de déplacement au temps $t + \theta\Delta t$, nous donne:

$$\ddot{a}^{t+\theta\Delta t} = \frac{6}{\theta^2 \Delta t^2} (a^{t+\theta\Delta t} - a^t) - \frac{6}{\theta\Delta t} \dot{a}^t - 2\ddot{a}^t \quad (5.19)$$

En substituant les équations ci-dessus dans l'équation de mouvement au temps $t + \theta\Delta t$:

$$[M]\ddot{a}^{t+\theta\Delta t} + [C]\dot{a}^{t+\theta\Delta t} + [K]a^{t+\theta\Delta t} = \{F\}^{t+\theta\Delta t} \quad (5.20)$$

$$[\tilde{K}] = \frac{6}{\theta^2\Delta t^2}[M] + \frac{3}{\theta\Delta t}[C] + [K] \quad (5.21)$$

$$\begin{aligned} \{\tilde{F}\}^{t+\theta\Delta t} = \{F\}^{t+\theta\Delta t} + [M] & \left(\frac{6}{\theta^2\Delta t^2}\{a\}^t + \frac{6}{\theta\Delta t}\{\dot{a}\}^t + 2\{\ddot{a}\}^t \right) + \\ & [C] \left(\frac{3}{\theta\Delta t}\{a\}^t + 2\{\dot{a}\}^t + \frac{\theta\Delta t}{2}\{\ddot{a}\}^t \right) \end{aligned} \quad (5.22)$$

, nous aurons alors:

$$[\tilde{K}]\{a\}^{t+\theta\Delta t} = \{\tilde{F}\}^{t+\theta\Delta t} \quad (5.23)$$

La solution de cette équation et l'utilisation des équations (5-19) et (5-20) pour obtenir $\{\dot{a}\}^{t+\theta\Delta t}$ et $\{\ddot{a}\}^{t+\theta\Delta t}$ tout en supposant que $\tau = \Delta t$ dans les équations (5-14) et (5-16), permettent d'obtenir simultanément le déplacement, la vitesse et l'accélération au temps $t + \Delta t$.

$$\{\ddot{a}\}^{t+\theta\Delta t} = \{\ddot{a}\}^t + \frac{1}{\theta} \left(\{\ddot{a}\}^{t+\theta\Delta t} - \{\ddot{a}\}^t \right) \quad (5.24)$$

$$\{\dot{a}\}^{t+\Delta t} = \{\dot{a}\}^t + \frac{\Delta t}{2} \left(\{\ddot{a}\}^t + \{\ddot{a}\}^{t+\Delta t} \right) \quad (5.25)$$

$$\{a\}^{t+\Delta t} = \{a\}^t + \Delta t\{\dot{a}\}^t + \frac{\Delta t^2}{3}\{\ddot{a}\}^t + \frac{\Delta t^2}{6}\{\ddot{a}\}^{t+\Delta t} \quad (5.26)$$

Pour chaque pas du temps on répète l'opération jusqu'à l'obtention de la solution adéquate.

Pour résoudre les équations par éléments finis, on utilise la technique de factorisation de Cholesky. Cette technique est étroitement liée à la méthode d'élimination de Gauss. Pour la factorisation de Cholesky, la matrice de rigidité est décomposée en une matrice triangulaire comme suit :

$$[K] = [L][L]^T \quad (5.27)$$

Où : [L] est une matrice triangulaire.

Une équation généralisée d'éléments finis peut être exprimée comme :

$$[K]\{a\} = \{F\} \quad (5.28)$$

Par la factorisation de Cholesky, elle devient :

$$[L][L]^T \{a\} = \{F\} \quad (5.29)$$

Supposons un nouveau vecteur $\{b\}$ qui satisfait les équations triangulaires suivantes :

$$[L]\{b\} = \{F\} \quad (5.30)$$

La solution finale de $\{a\}$ peut être obtenue par la substitution de $\{b\}$ dans les équations suivantes :

$$[L]^T \{a\} = \{b\} \quad (5.31)$$

La factorisation de Cholesky convient pour la solution des systèmes définis positifs. Dans un système défini positif, tous les termes diagonaux dans la matrice de rigidité sont positifs.

V.5.5 Propriétés des matériaux liées à la génération des pressions interstitielles

Dans QUAKE/W, on distingue deux groupes de propriétés : l'un est lié à la rigidité du sol et l'autre groupe est lié à la génération des pressions interstitielles.

Plusieurs des propriétés liées à la génération des pressions interstitielles ne sont pas des constantes, mais sont des fonctions.

V.5.5.1 La fonction Pression interstitielle

Les pressions interstitielles produites pendant une secousse sismique est une fonction du nombre équivalent des cycles uniformes, N , pour un séisme particulier et le nombre de cycles, NL , qui provoquera la liquéfaction pour des sols particuliers. NL est déterminé à partir de la fonction du nombre de cycles spécifiés. Le rapport de N/NL est alors lié à un paramètre de pression interstitielle r_u comme représenté sur la figure 5.4.

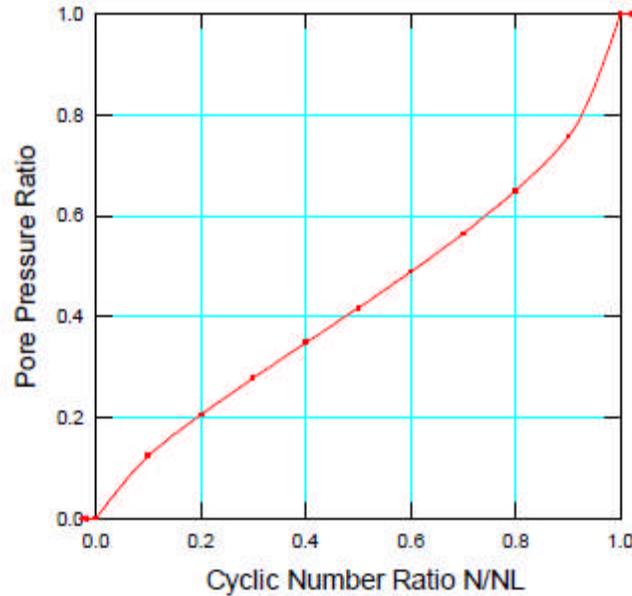


Figure 5.4 : Variation du Rapport nombre de cycles N/N_L en fonction du coefficient de pression interstitielle r_u

Le coefficient de pression interstitiel r_u est donné par l'équation suivante :

$$r_u = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \sin^{-1} \left[2 \left(\frac{N}{N_L} \right)^{\frac{1}{\alpha}} - 1 \right] \quad (5.35)$$

Une fois que $\frac{N}{N_L}$ et r_u sont connus, on calcule la pression interstitielle de l'équation :

$$u = r_u \cdot \sigma'_{3(\text{static})} \quad (5.36)$$

Il est important de noter que la contrainte de compression effective statique qui est utilisée pour les calculs de pression interstitielle.

V.6.2.2 La fonction Nombre de cycles

L'évaluation des pressions interstitielles générées pendant le séisme dépend du nombre de cycles. Pour des valeurs élevées des contraintes de cisaillement, seulement quelques cycles peuvent être exigés, alors que pour des valeurs faibles, un plus grand nombre de cycles est exigé.

Une fonction typique est comme suit (figure 5.5) :

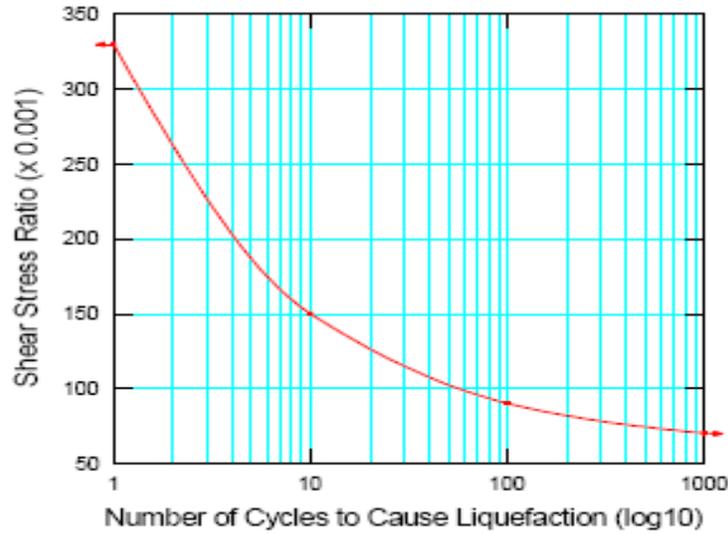


Figure 5.5 : Fonction nombre de cycle

Le rapport de contrainte de cisaillement cyclique est défini comme :

$$CSR = \frac{q_d}{2\sigma'_{3(static)}} \tag{5.37}$$

Où : q_d est le déviateur de contrainte cyclique, défini comme :

$$q_d = \sqrt{\frac{(\sigma_x^d - \sigma_y^d)^2 + (\sigma_y^d - \sigma_z^d)^2 + (\sigma_z^d - \sigma_x^d)^2 + (\tau_{xy}^d)^2}{2}} \tag{5.38}$$

$\sigma'_{3(static)}$ est la contrainte principale mineure effective initiale.

Sous condition d'essai triaxial, le rapport de contrainte de cisaillement devient $\frac{\sigma_d}{2\sigma'_{3(static)}}$.

σ_d : est l'amplitude totale de la contrainte axiale cyclique appliquée. Le nombre de cycles exigés pour provoquer la liquéfaction (N_L) peut être corrigé. Pour la pression de surcharge et les contraintes de cisaillements statiques initiales, les fonctions de correction K_a et K_s doivent être liées à la fonction nombre de cycles.

V.6.2.3 La fonction de correction K_s

La contrainte de cisaillement cyclique requise pour provoquer l'intensification de la liquéfaction au fur et à mesure que la contrainte de confinement augmente, le code QUAKE/W permet à juste titre d'expliquer ceci à travers une fonction K_s (Figure 5.6).

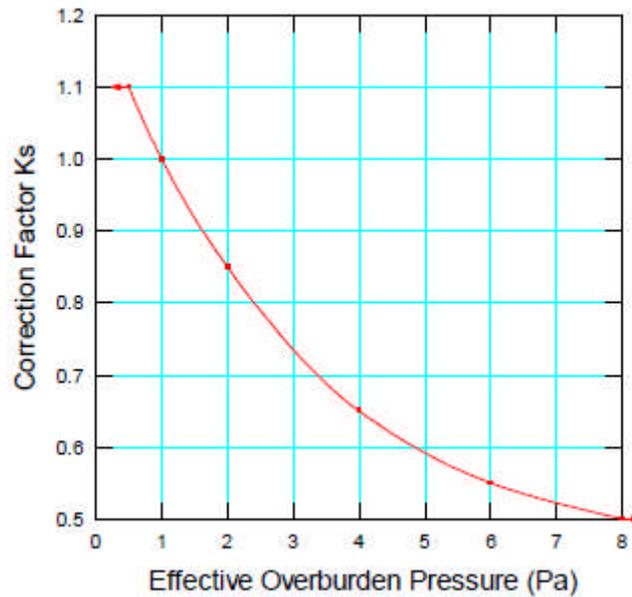


Figure 5.6 : Fonction de correction K_s

Le facteur de correction K_s qui influe sur N_L , produit par conséquent un effet sur la valeur de la pression interstitielle calculée. Les contraintes dynamiques calculées peuvent être considérées comme des contraintes de champ après corrections (champ de CSR corrigé). Par conséquent, les valeurs de CSR calculées par éléments finis sont divisées par K_s pour obtenir une valeur correspondant aux valeurs indiquées dans la fonction nombre de cycle.

L'équation de CSR corrigé est:

$$CSR_{fn} = \frac{CSR_{FE}}{K_s} \quad (5.38)$$

V.6.2.4 La fonction de correction K_a

Les contraintes de cisaillement statiques initiales influent également sur la contrainte cyclique exigée pour provoquer la liquéfaction. C'est une fonction très complexe parce qu'elle dépend de la densité du matériau.

Pour les matériaux très lâches, les valeurs de correction peuvent être inférieures à 1.0. La fonction suivante est pour un matériau dense moyen :

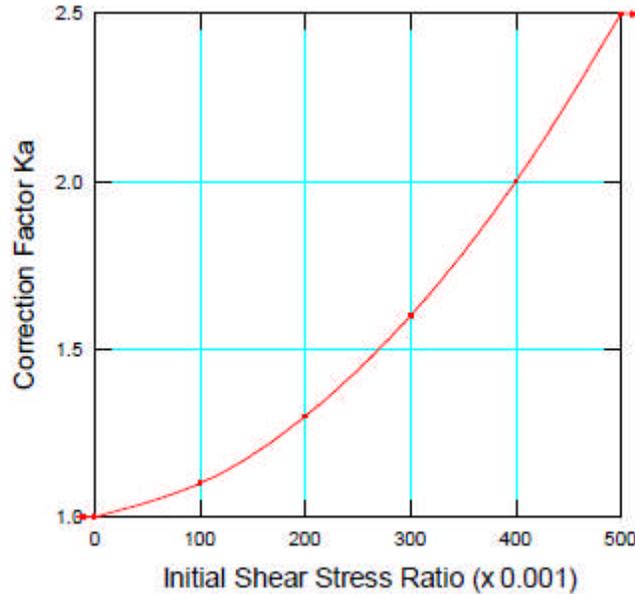


Figure 5.7 : Fonction de correction des contraintes de cisaillement K_a .

Cette fonction est liée à la fonction nombre de cycle. Les contraintes dynamiques calculées peuvent être considérées comme contraintes de champ après avoir introduit des corrections (champ de CSR corrigé). Par conséquent, les valeurs de CSR calculées par éléments finis sont divisées par K_a pour obtenir une valeur correspondant aux valeurs indiquées dans la fonction nombre de cycle.

L'équation du champ de CSR corrigé :

$$CSR_{fin} = \frac{CSR_{FE}}{K_a} \quad (5.39)$$

Une fois que le CSR calculé par éléments finis est divisé par K_a , on peut déterminer N_L à partir de la fonction nombre de cycle.

V.6 Evaluation des surpressions interstitielles

V.6.1 Pressions interstitielles sous conditions de chargement cyclique

La surpression interstitielle peut s'accumuler dans les conditions de chargement cyclique qui font diminuer la contrainte effective. Sous des conditions de consolidation isotropique, la contrainte effective peut se réduire à zéro quand la surpression interstitielle s'accumule de façon continue. Seed et Lee ont défini la liquéfaction initiale comme un point à partir duquel l'augmentation de la surpression interstitielle est égale à la contrainte de confinement initiale.

Un certain nombre d'approches et une grande quantité d'essais en laboratoire ont été effectués sur le potentiel de liquéfaction et la prédiction de la surpression interstitielle dans des conditions de chargement sismique. L'une des méthodes les plus importantes et généralement admise est l'approche de la méthode des contraintes cycliques développée par Seed, et al. [19]. Dans cette méthode, le chargement sismique, exprimé en termes de contraintes de cisaillement cycliques équivalentes, est comparé à la résistance à la liquéfaction du sol, également exprimée en termes de contraintes de cisaillement cycliques.

Quand le chargement sismique dépasse la résistance, la liquéfaction ou la surpression interstitielle maximale tendra à se produire. Après avoir tracé la courbe moyenne comme représenté sur la figure 5.8, le taux d'accumulation des surpressions (la liquéfaction) interstitielles aura tendance à se trouver en dessous de la courbe moyenne.

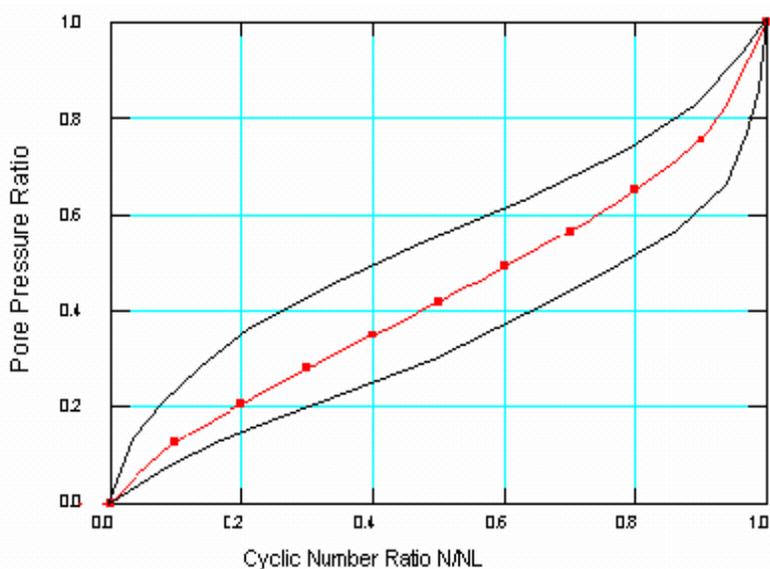


Figure 5.8: Rapport de pression interstitielle sous conditions de chargement cyclique

Le rapport de pression interstitielle et le rapport de nombre cyclique se présente comme suit:

$$\frac{u_{\text{excess}}}{\sigma_{3c}} = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \arcsin \left(2 \left(\frac{N}{N_L} \right)^{\frac{1}{\alpha}} - 1 \right) \quad (5.40)$$

Avec : α est une constante qui définit la forme de la courbe. Une courbe moyenne peut être obtenue en utilisant la valeur suivante $\alpha = 0.7$.

N est les cycles de charge et N_L est les cycles de charge exigés pour produire la liquéfaction. Les essais en laboratoire effectués par Seed et al. Prouvent que le nombre de cycles de charge exigés

pour produire la liquéfaction diminue avec l'augmentation de l'amplitude du chargement cyclique comme l'indique la figure 5.9.

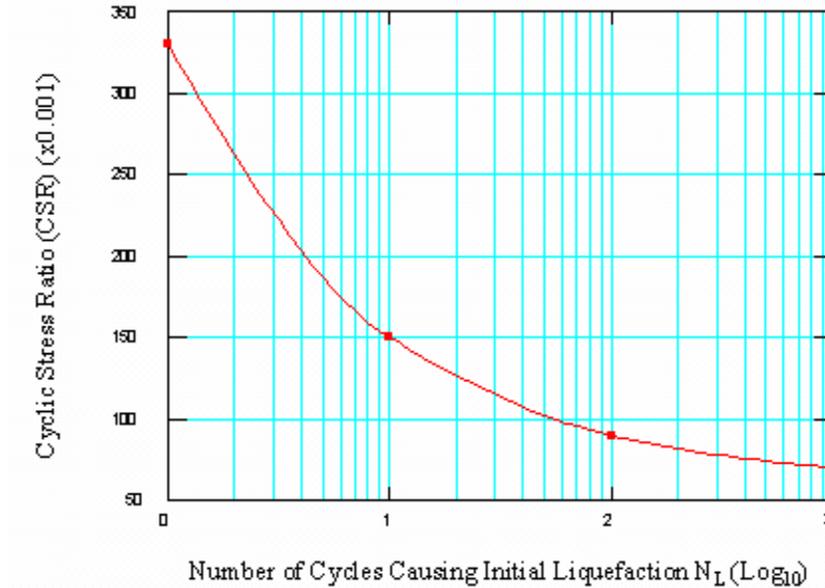


Figure 5.9: sollicitations cycliques exigées pour produire la liquéfaction initiale

La courbe représentée sur la figure 5.9 se définit comme la courbe de la contrainte cyclique pour la liquéfaction. La courbe de la contrainte cyclique est souvent normalisée par la pression de confinement effective initiale. Cette contrainte cyclique normalisée est le rapport de contrainte cyclique (CSR).

Pour l'essai de cisaillement cyclique simple, le CSR est défini comme le rapport entre la contrainte de cisaillement cyclique et la pression verticale effective initiale. Dans l'essai triaxial cyclique, il est défini comme le rapport entre la contrainte de cisaillement cyclique maximum et la pression de confinement effective initiale. Ces rapports cycliques de contrainte peuvent être exprimés comme suit.

Pour l'essai de cisaillement cyclique simple :

$$CSR_{ss} = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma_{v0}} \quad (5.41)$$

Pour l'essai de cisaillement cyclique triaxial :

$$CSR_{tx} = \frac{\tau_{cyc}}{2\sigma_{3c}} \quad (5.42)$$

Il convient de déterminer une relation entre ces deux forces différentes. La relation théorique dépend de la valeur de K_0 et du critère du début de la liquéfaction ou de la rupture dans des conditions de chargement cycliques. Les deux forces sont habituellement reliées par un facteur de correction comme suit :

$$CSR_{ss} = c_r CSR_{tx} \quad (5.43)$$

Avec : C_r est le facteur de correction.

Référence	Equation	C_r pour $K_0=0.4$	C_r pour $K_0=1.0$
Finn et al. (1971)	$(1-K_0)/2$	0.7	1.0
Seed et al. (1971)	Varie	0.55-0.72	1.0
Castro(1975)	$2(1+2K_0)/3\sqrt{3}$	0.69	1.15

Tableau 5.1 : C_r Facteur de correction de CSR [15]

Le séisme produit des contraintes de cisaillement dans différentes directions. La secousse multidirectionnelle provoque l'augmentation des pressions interstitielles plus rapidement que la secousse unidirectionnelle.

Seed et al. [17] ont proposé que le CSR requis pour provoquer la liquéfaction initiale dans un barrage soit d'environ de 10% moins que le CSR obtenu en essai cyclique simple de cisaillement. Par conséquent, la résistance à la liquéfaction du sol dans un barrage en remblai peut être exprimée comme suit:

$$CSR_{field} = 0.9(CSR_{ss}) = 0.9c_r (CSR_{tx}) \quad (5.44)$$

La présence des contraintes de cisaillements statiques initiales influencera la résistance de liquéfaction. Seed a proposé par ailleurs que les effets des contraintes de cisaillement initiales et des pressions de confinement peuvent être expliqués par la modification du rapport des contraintes cycliques par deux facteurs comme suit :

$$(CSR_{field})_{corrected} = (CSR_{field}) K_a K_s \quad (5.45)$$

Où : K_a est le facteur de correction pour la contrainte de cisaillement initiale.

K_s est le facteur de correction pour les contraintes de confinement initiales.

V.7 Conclusion

Dans le logiciel QUAKE /W la méthode de calcul sismique est basée sur une intégration temporelle afin de tenir compte de l'influence de la non linéarité du sol. L'influence de l'augmentation des pressions interstitielles qui intervient dans le calcul des propriétés de déformation et de résistance temporelles doit être déduite d'essais en laboratoire.

Seulement la rigidité du sol et les propriétés d'amortissement doivent être connues pour l'analyse de la réponse dynamique, toutes les autres propriétés utilisées contribuent à l'estimation de l'excès de pressions interstitielles qui résulte de la secousse.

Il est également important de mentionner que les pressions interstitielles calculées dépendent des propriétés des matériaux utilisés. Si des changements aussi minimes soient ils se produisent dans les propriétés du matériau il peut résulter des réponses de pressions interstitielles sensiblement différentes. La réponse du sol s'explique d'ailleurs par le fait que plusieurs facteurs y sont impliqués tels que : l'état de contrainte, la densité, la teneur en vide initiale, la granulométrie etc. Les valeurs des pressions interstitielles calculées sont interprétées à la lumière de ce qui précède.

CHAPITRE VI

ANALYSE DYNAMIQUE LINEAIRE EQUIVALENTE ET LIQUEFACTION

Chapitre VI : Analyse dynamique linéaire équivalente et liquéfaction

VI.1 Introduction

Ce chapitre se propose d'analyser le comportement sismique d'un barrage en remblai avec noyau central d'étanchéité. L'exemple étudié est une représentation simplifiée d'une géométrie typique d'un barrage en remblai. La hauteur de celui-ci est de 63 m et 330 m de largeur. Il a été construit au-dessus d'une couche de fondation. La crête du barrage est à une cote 652 m.

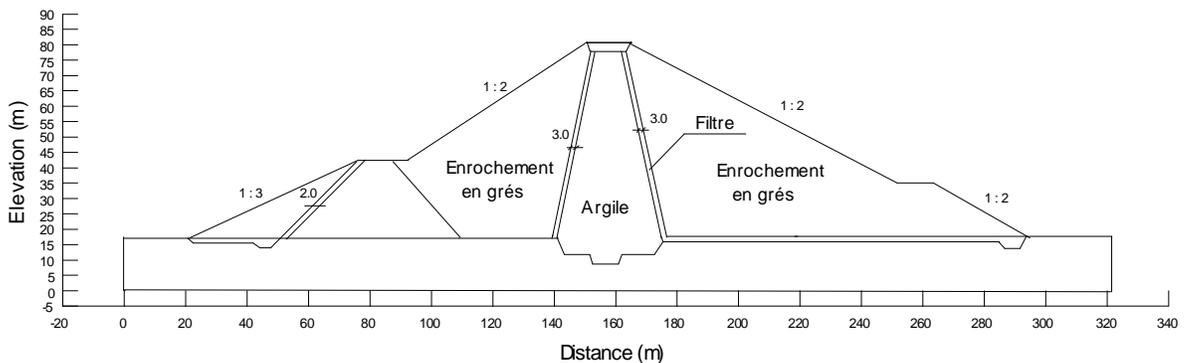


Figure 6.1: Coupe transversale de la section centrale du barrage [13].

Les matériaux du remblai se composent d'une zone de noyau d'argile de basse perméabilité avec recharge en amont et en aval des sables argileux avec gravier. Les matériaux utilisés dans cette étude sont: les sols de remblai 1 et 2, et les sols de fondation 3 et 4. L'analyse de la section transversale est idéalisée (Figure 6.2).

Les phénomènes d'interaction du réservoir avec le barrage sont négligés (l'effet des pressions hydrodynamiques de l'eau de la retenue est négligé).

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

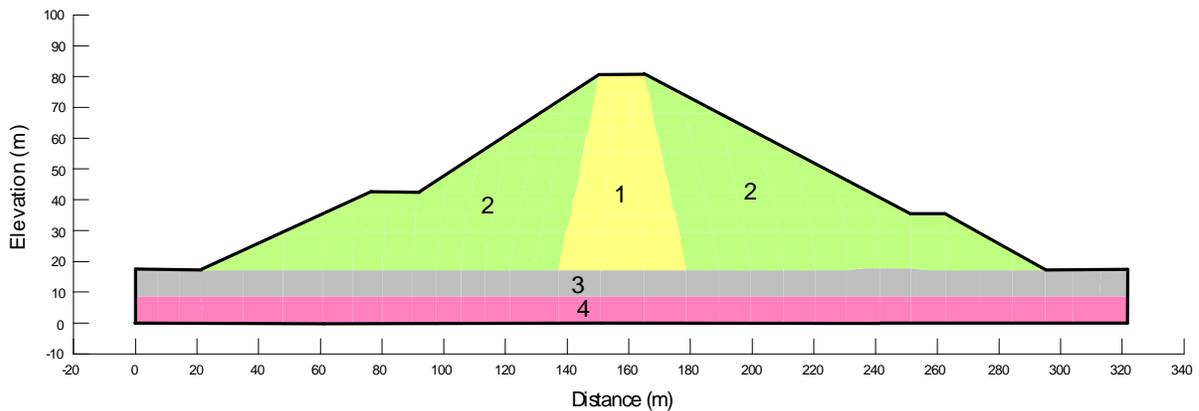


Figure 6.2: model d'analyse numérique du barrage.

VI.2 Analyse des contraintes statiques

La détermination des contraintes statiques existant avant le séisme est une étape importante dans l'analyse de stabilité sismique des barrages en terre.

Une fois la construction du barrage terminée, il devient possible de déterminer les contraintes effectives existant dans le barrage juste avant le séisme. La méthode des éléments finis constitue une des meilleures façons de modéliser les contraintes existant dans une structure en sol. Le logiciel QUAKE/W est utilisé afin d'estimer les contraintes effectives statiques en tout point du barrage.

Les contraintes statiques dans le barrage et la fondation sont estimées à l'aide d'un modèle linéaire-élastique compte tenu du niveau de l'eau maximum du réservoir.

VI.2.1 Maillage et conditions aux limites

Le maillage est composé de 215 éléments délimités par 688 nœuds. Ce maillage est illustré par la figure 6.3. Les éléments sont de formes quadrilatérales à 8 nœuds ou triangulaires à 6 nœuds. Aux limites verticales amont et aval du barrage le déplacement horizontal des nœuds du maillage est nul. Les nœuds au contact du substratum sont fixes.

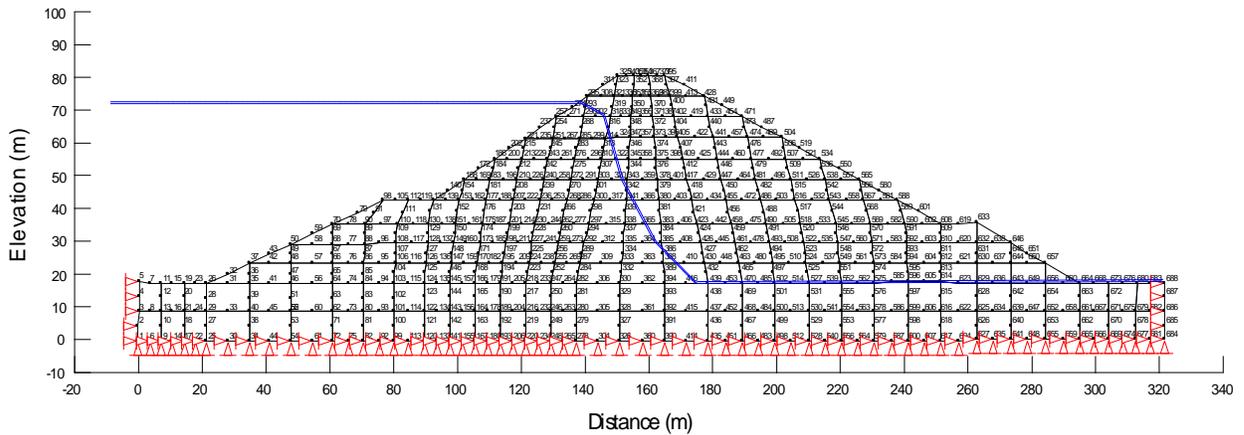


Figure 6.3: Maillage et conditions aux limites pour l'analyse statique.

VI.2.2 Propriétés des matériaux

Chacun des différents sols considérés est modélisé par un matériau linéaire-élastique dont les caractéristiques sont les suivantes : le poids volumique (γ), le module de Young (E) et le coefficient de Poisson (ν).

Les paramètres utilisés dans l'analyse statique sont regroupés dans le tableau suivant :

sols	γ (KN/m ³)	E (kPa)	ν	C (kPa)	ϕ degré
1	18.50	30000	0.4	0.0	32
2	19.00	60000	0.4	1.0	32
3	21.00	100000	0.32	0.5	35
4	21.00	100000	0.32	0.5	35

Tableau 6.1 : Propriétés des matériaux utilisées dans l'analyse statique

VI.2.3 Résultats de l'analyse statique

Les résultats de l'analyse sont présentés dans les figures allant de 6.3 à 6-6 sous forme de lignes de contours qui couvrent entièrement la zone modélisée.

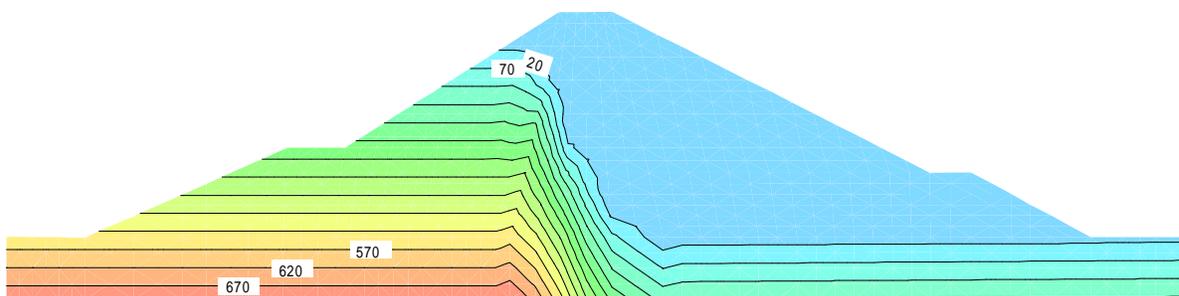


Figure 6.4: Iso-contours des pressions interstitielles initiales (kPa).

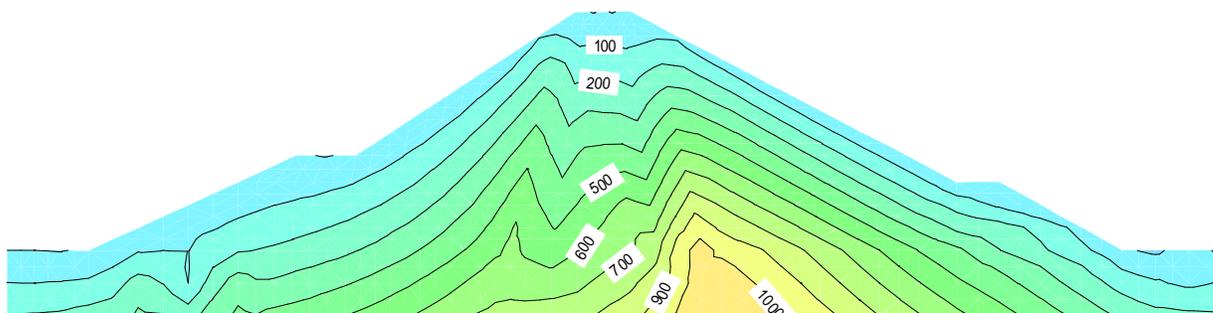


Figure 6.5: Iso-contours des contraintes effectives verticales σ'_y (kPa).

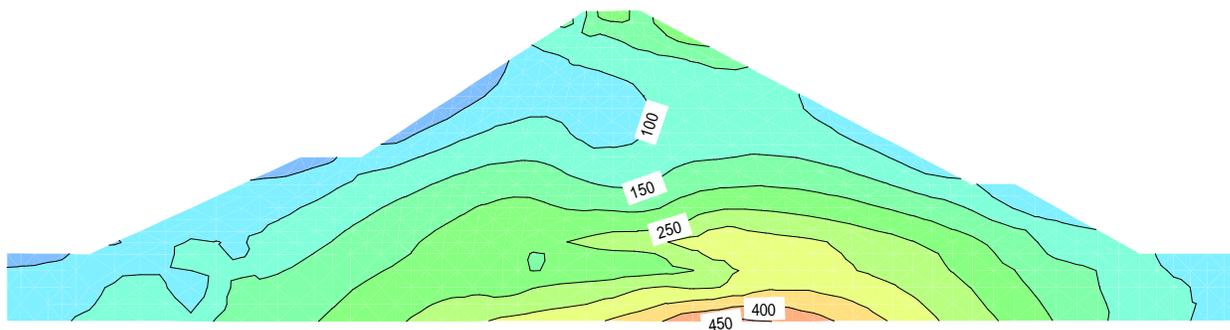


Figure 6.6: Iso-contours des contraintes effectives horizontales σ'_x (kPa).

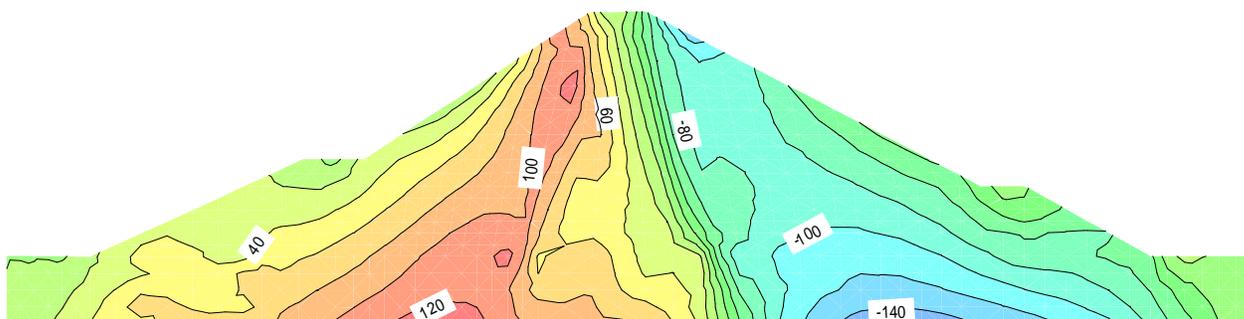


Figure 6.7: Iso-contours des contraintes de cisaillement τ_{xy} (kPa).

VI.2.4 Analyse de la stabilité statique

Les contraintes statiques calculées à l'aide du code QUAKE/W ($\sigma'_y, \sigma'_x, \tau_{xy}$) nous ont permis d'obtenir des résultats très utiles pour l'analyse de stabilité car elles permettent de déterminer les contraintes statiques (τ_{st}, σ'_n) le long d'un plan quelconque, partout dans le barrage. Cette analyse doit être réalisée pour une ou plusieurs surfaces potentielles de ruptures devant être choisies judicieusement pour identifier la surface la plus critique. Une analyse de stabilité statique utilisant la modélisation par éléments finis a été réalisée afin d'établir le coefficient de sécurité statique de la surface potentiel de rupture. Dans l'analyse effectuée nous avons considéré les paramètres de résistance du sol présentés dans le tableau 6.1 et le réseau d'écoulement de l'eau souterraine. Le coefficient de sécurité est situé au-dessus de 1.6 comme illustré sur la figure 6-7. Sur cette figure, le facteur de la sécurité qui est situé entre 1.6 et 2, nous permet de conclure que la marge de sécurité contre l'instabilité sous la charge statique était assez grande.

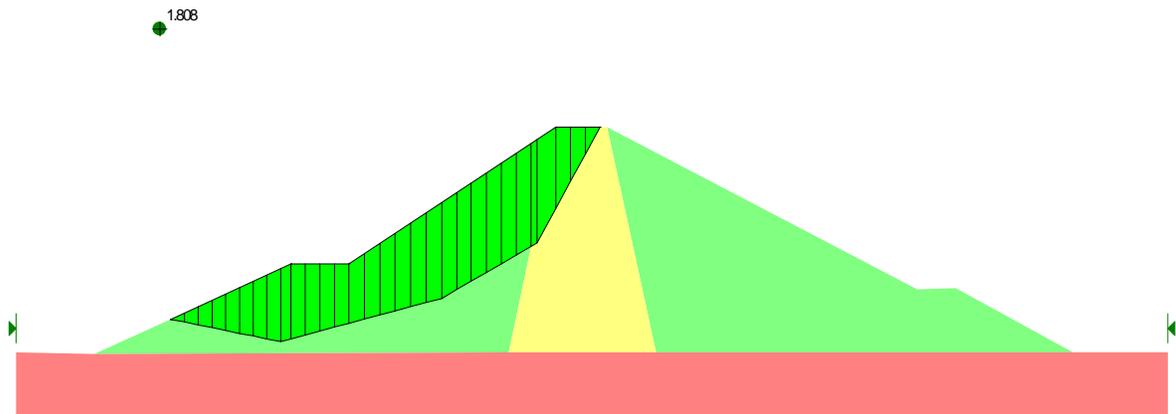


Figure 6.8: La stabilité avant le séisme.

VI.3 Analyse sismique

Le but principal de cette partie d'analyse est de déterminer les surpressions interstitielles qui peuvent se développer dans le corps du barrage et d'identifier les zones où le sol peut se liquéfier.

Les calculs sont réalisés à l'aide de la méthode des éléments finis au moyen du logiciel QUAKE/W. Une fois que les contraintes statiques sont établies, on doit changer le type d'analyse tout en indiquant les propriétés matérielles dynamiques des sols. Les contraintes sismiques sont obtenues en calculant la réponse dynamique du barrage lorsqu'il est soumis à un accélérogramme représentatif.

En utilisant dans cette partie d'analyse les paramètres cycliques équivalents suivants :

- Coefficient de contrainte de cisaillement équivalent = 0.65.
- Coefficient de déformation de cisaillement équivalent = 0.5.
- Nombre de cycle = 10.

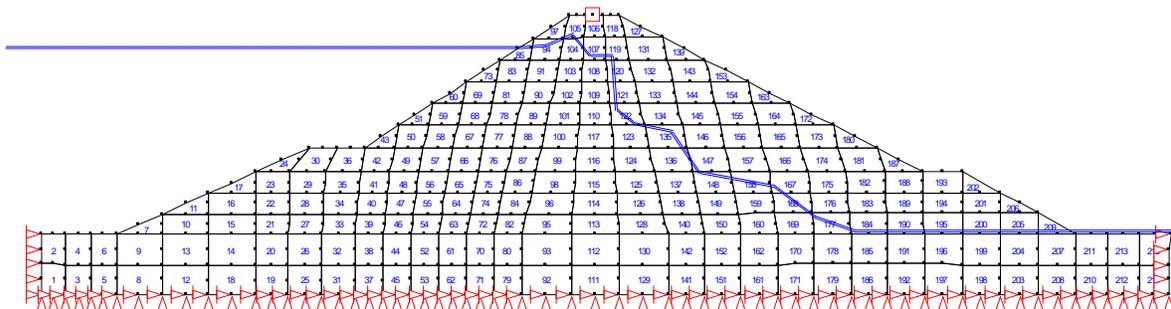


Figure 6.9: Maillage et conditions aux limites pour l'analyse dynamique.

VI.3.1 L'accélérogramme

Un accélérogramme horizontal a été utilisé dans cette analyse et présenté à la figure 6-10. L'échelle des accélérations a été modifiée de sorte à obtenir des accélérations maximales de 0.3 g et 0,6 g afin de couvrir le domaine des fréquences possibles induisant les contraintes dans le barrage lors du séisme. La durée de la secousse est de 15 secondes.

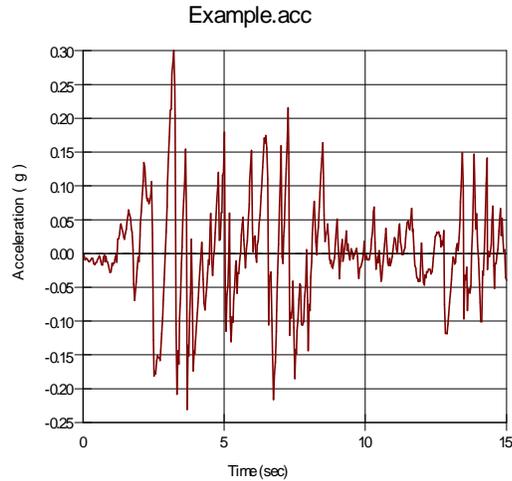


Figure 6.10: *Accélérogramme horizontal.*

Toutes les 0.02 secondes on effectue une intégration numérique des équations dans le temps. Les résultats sont de 50 itérations par seconde. Le temps de calcul est de 15 secondes, produisant ainsi un total de 750 étapes de temps de calcul.

La rigidité du sol s'affaiblira pendant la secousse, c'est-à-dire que le module G diminuera suivant à la contrainte. Ceci exige donc plusieurs itérations. Pour réduire la durée de calcul, le nombre d'itérations nécessaires entre 2 secondes et 6 secondes est de 100-300 étapes de calculs.

VI.3.2 Propriétés dynamiques des matériaux

Les propriétés des matériaux requises pour l'analyse de la réponse sismique, en utilisant l'approche linéaire équivalente, sont : (ν) le coefficient de Poisson, le module (K) dépendant de l'exposant (n), un coefficient d'amortissement ainsi que les fonctions : P-Fn : fonction de pression interstitielle, G-Fn: fonction G-Réduction, D-Fn : fonction facteur d'amortissement.

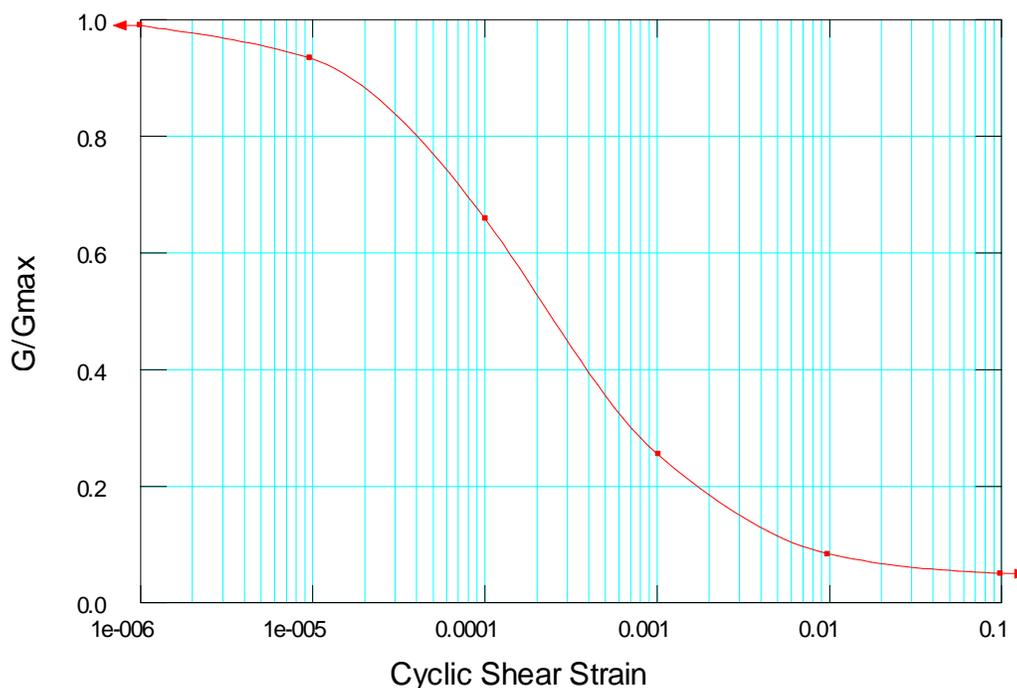
Le tableau suivant énumère les propriétés dynamiques du sol utilisées dans cette analyse.

<i>sol</i>	γ (KN/m ³)	<i>K</i> (kPa)	<i>n</i>	ν	<i>Coefficient d'amortissement</i>	<i>P Fn#</i>	<i>G Fn#</i>	<i>D Fn#</i>
<i>1</i>	<i>18.50</i>	<i>2150</i>	<i>0.5</i>	<i>0.4</i>	<i>0.04</i>	<i>0</i>	<i>2</i>	<i>2</i>
<i>2</i>	<i>19.00</i>	<i>3650</i>	<i>0.5</i>	<i>0.4</i>	<i>0.04</i>	<i>1</i>	<i>1</i>	<i>1</i>
<i>3</i>	<i>21.00</i>	<i>5640</i>	<i>0.5</i>	<i>0.32</i>	<i>0.02</i>	<i>2</i>	<i>1</i>	<i>1</i>
<i>4</i>	<i>21.00</i>	<i>11470</i>	<i>0.5</i>	<i>0.32</i>	<i>0.02</i>	<i>0</i>	<i>1</i>	<i>1</i>

Tableau 6.2: Propriétés des matériaux utilisées dans le modèle linéaire équivalent.

Les courbes de dégradation du module de cisaillement et de L'amortissement (Figure 6.11 et 6.12) sont estimées en utilisant des courbes de références et des données obtenues pour des sols similaires [15] à celle du barrage.

➤ **Fn# 1 :**



➤ **Fn# 2 :**

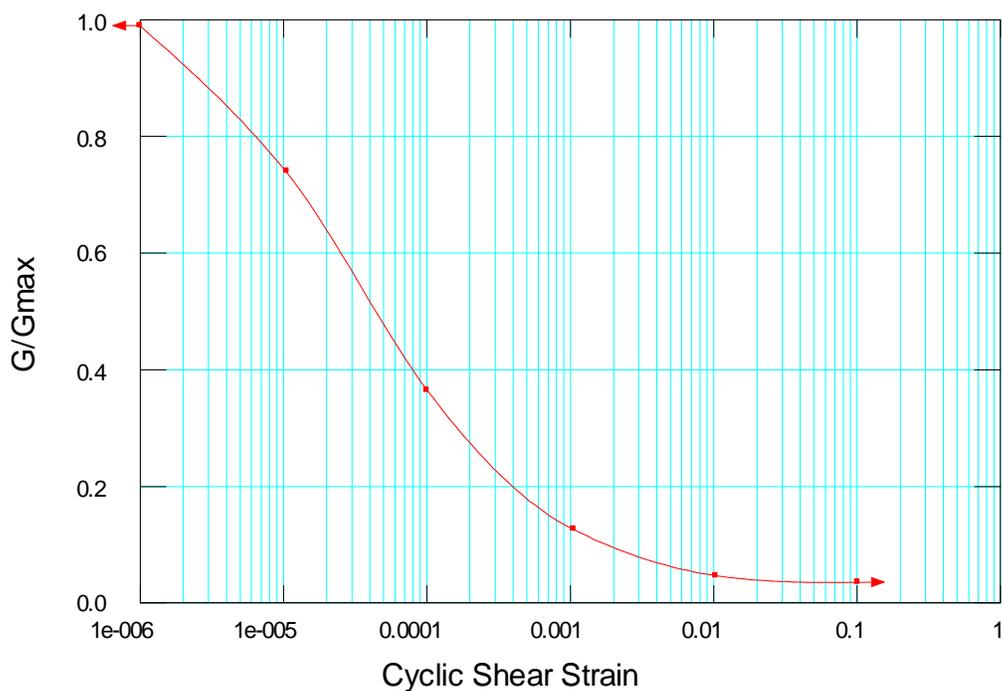
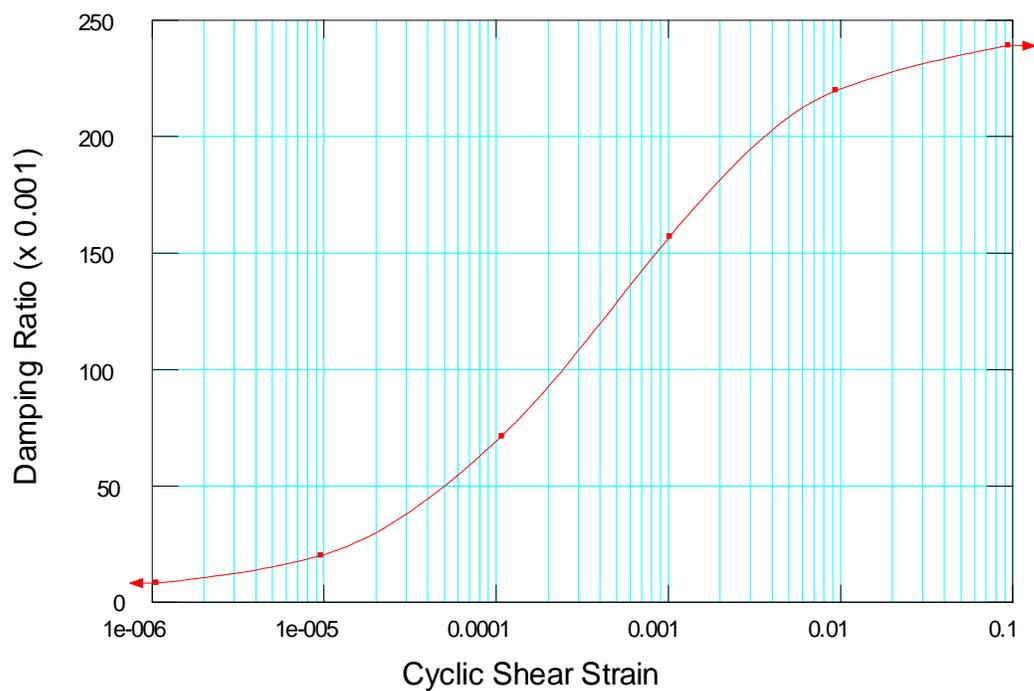


Figure 6.11: Courbes de fonction G- réduction

➤ **Fn# 1 :**



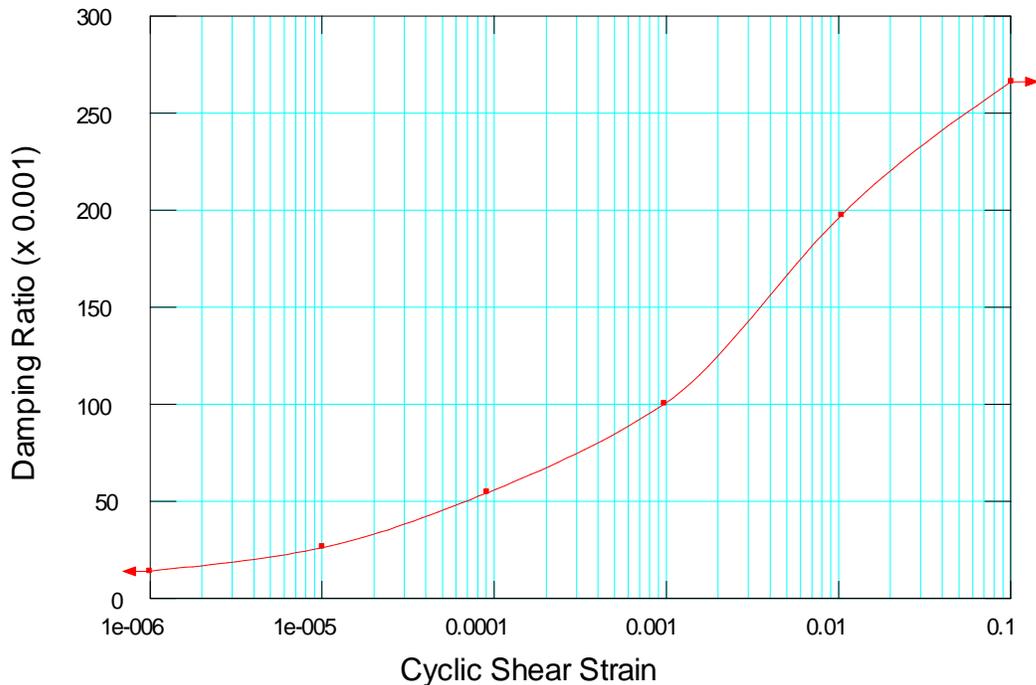
➤ **Fn# 2 :**

Figure 6.12: Courbes de fonction rapport d'amortissement.

VI.3.3 Propriétés liées à la génération des surpressions interstitielles

La méthode d'analyse linéaire équivalente est formulée pour calculer la génération des pressions interstitielles excessives sur la base du rapport des contraintes cycliques (CSR), et sur la base du nombre de cycles uniformes éprouvés par le sol pendant la secousse, relativement au nombre de cycles requis pour le sol à liquéfier. Deux types de données doivent être indiqués pour ce système: la fonction nombre de cycle (figure : 16.15), et la fonction rapport de pression interstitielle (Figure : 16.16).

En supposant que le séisme produit l'équivalent de 10 cycles de secousse uniformes, et le CSR (figure 16.15) est égale ou supérieur à 0.330 (recharges), le sol subira donc une liquéfaction. Les fonctions utilisées dans cette partie d'étude sont établies en utilisant des données obtenues pour des sols similaires (barrage inférieur de San Fernando).

➤ La fonction de correction : K_s

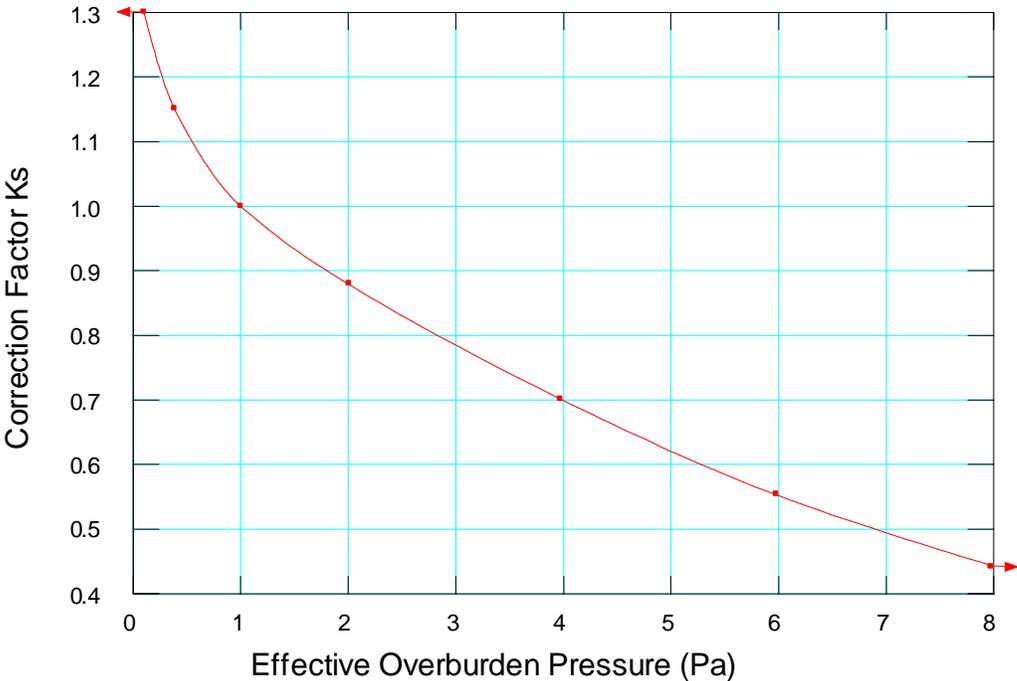


Figure 6.13: Courbe de la fonction de correction K_s .

➤ La fonction de correction : K_a

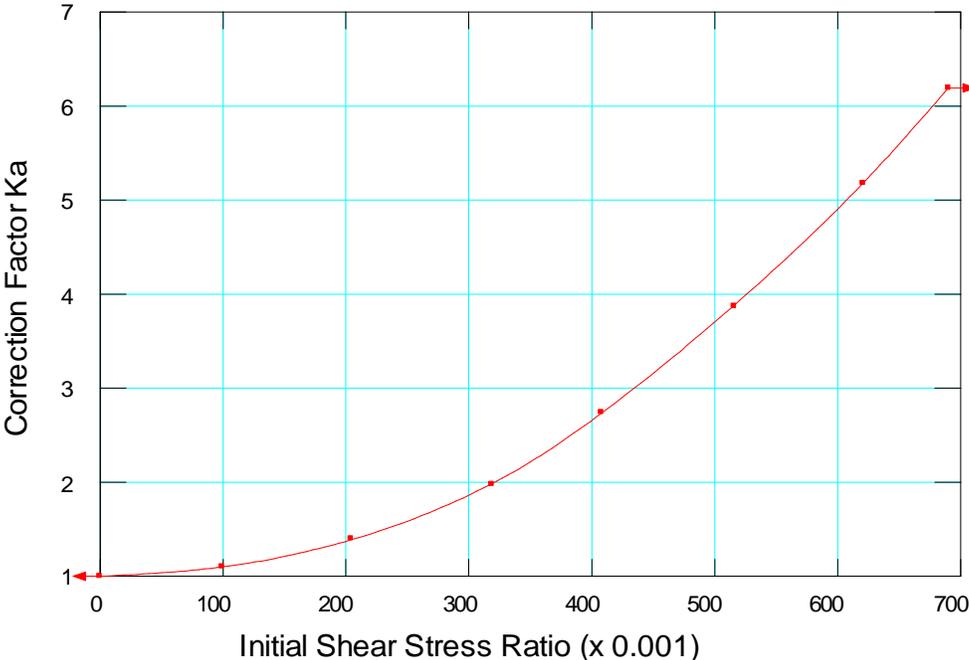
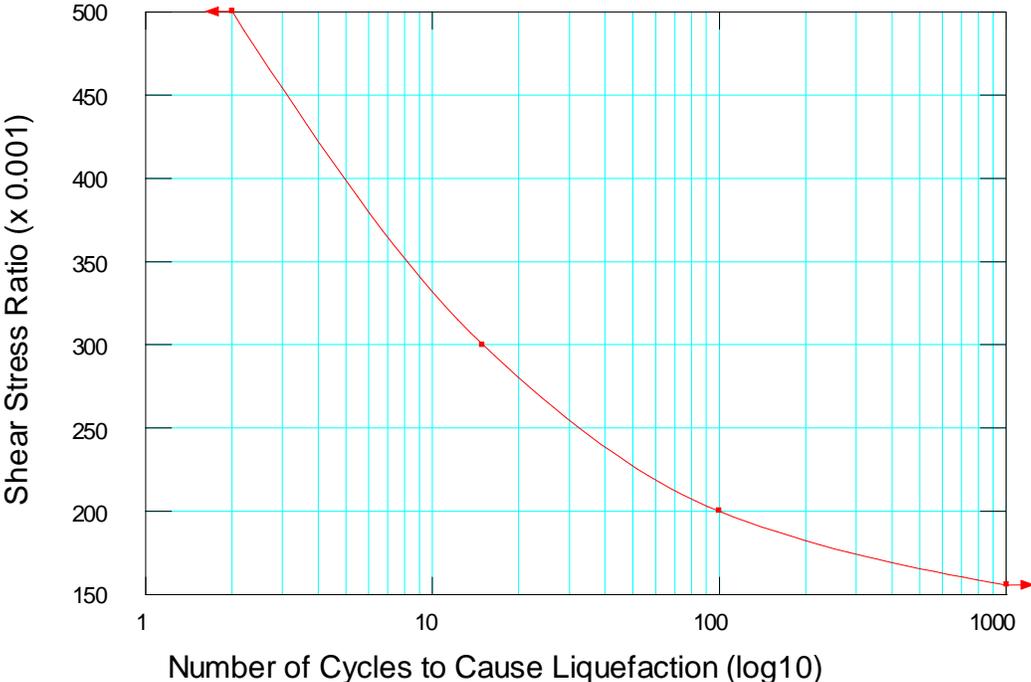


Figure 6-14 : Courbe de la fonction de correction Ka.

➤ La fonction Nombre de cycle

a) Fn# 1:



b) Fn# 2:

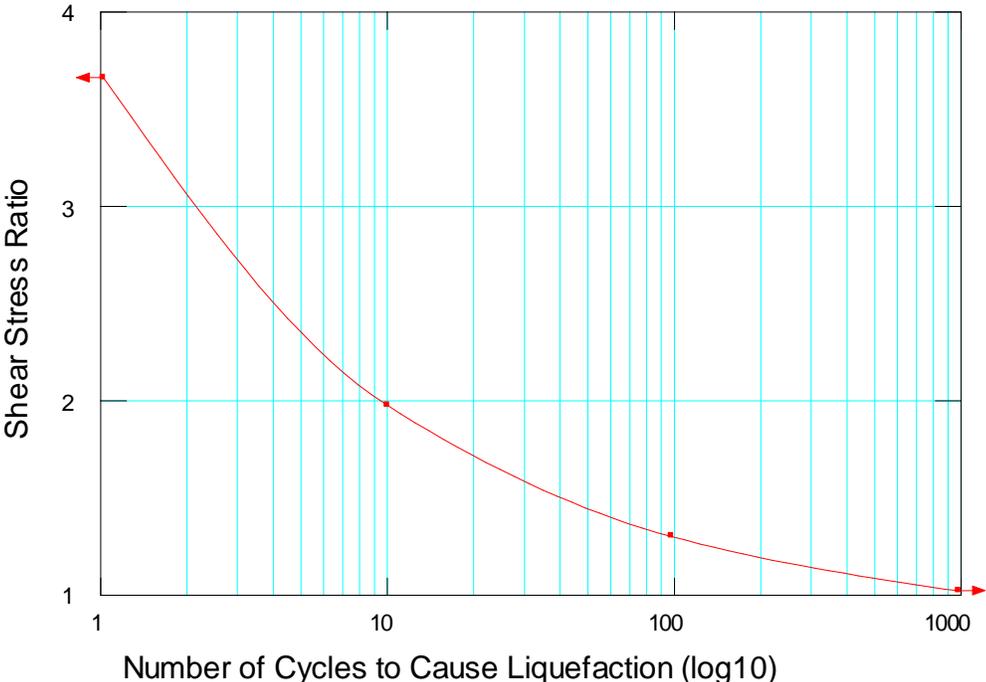
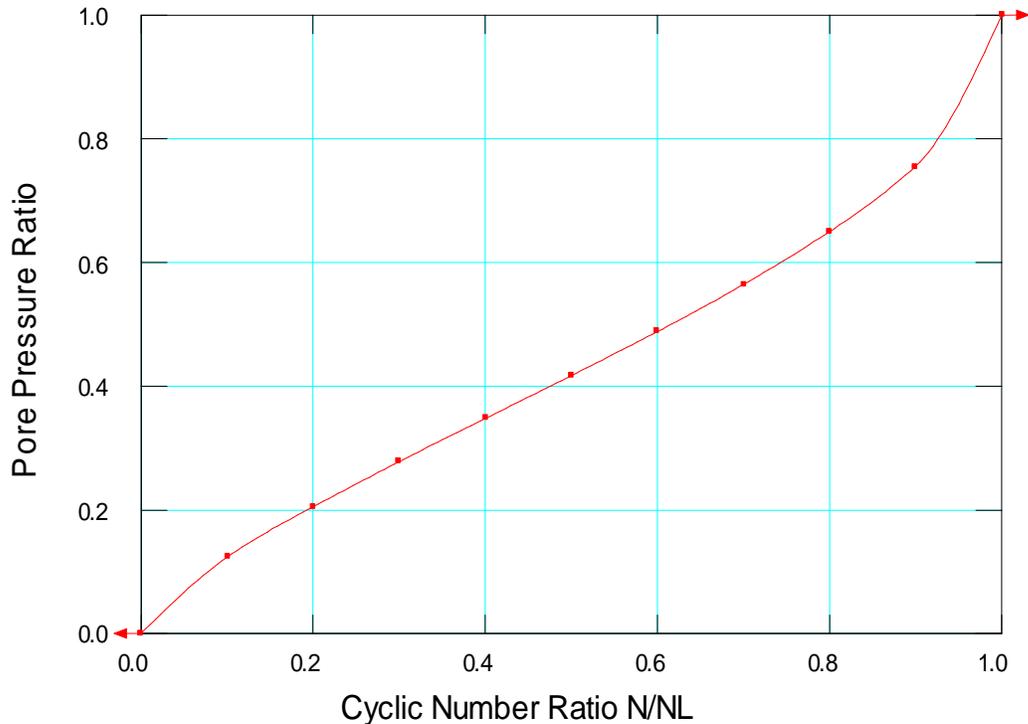


Figure 6.15: Courbes de la fonction nombre de cycle.

➤ **La fonction Pression interstitielle**

*Figure 6.16: Courbe de la fonction pression interstitielle (PWP).*

VI.3.4 Réponse sismique

Dans un premier lieu, nous nous sommes proposé d'étudier la réponse sismique. A cet effet un nœud à la crête a été marqué comme nœud initial (Figure : 6-9) pour obtenir une image complète de la réponse sismique ; La figure 6-16 montre la réponse à la crête du barrage (pour $a_{\max} = 0.3 g$ et $a_{\max} = 0.6 g$). Une différence minimale est observée entre cet accélérogramme et celui d'entrée (figure : 6-10). Le pic à la crête est légèrement inférieur à 0.25 g. En d'autres termes, il n'y a aucune amplification significative ou atténuation importante et par conséquent deux diagrammes peuvent être obtenus (figures : 6-17 et 6-18).

Le premier diagramme montre le déplacement horizontal à la crête, et le second montre l'accélération horizontale à la crête. Le déplacement maximum de crête est un peu moins de 0.24 m. (figure : 6-17 .a). L'accélération maximum de crête est juste plus de 0.24g. (Figure : 6-18.a).

a) $a_{\max} = 0.3 \text{ g}$

b) $a_{\max} = 0.6 \text{ g}$

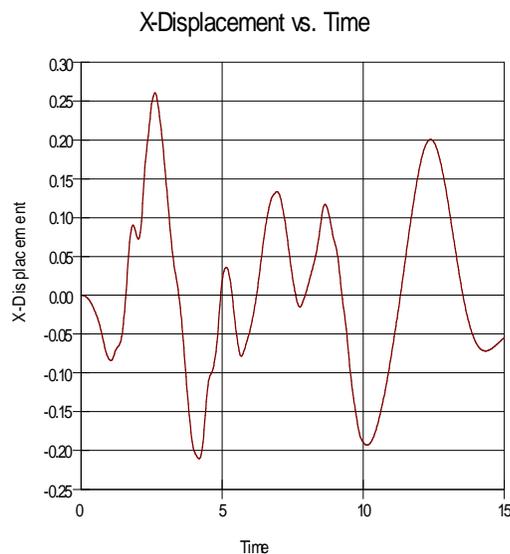
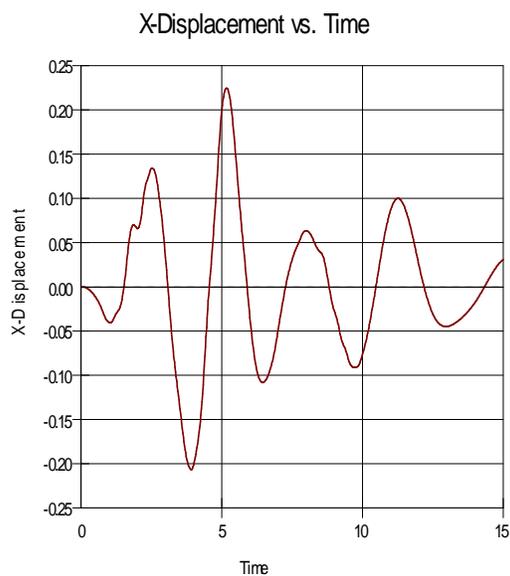
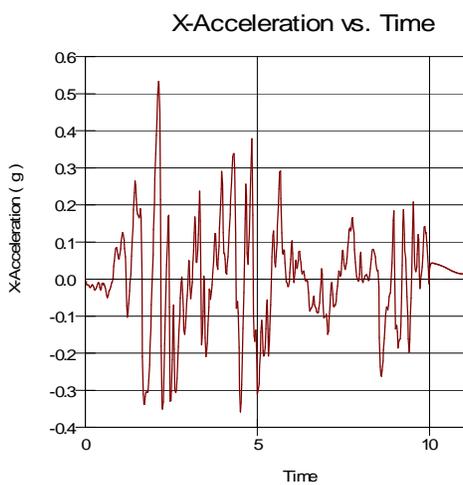
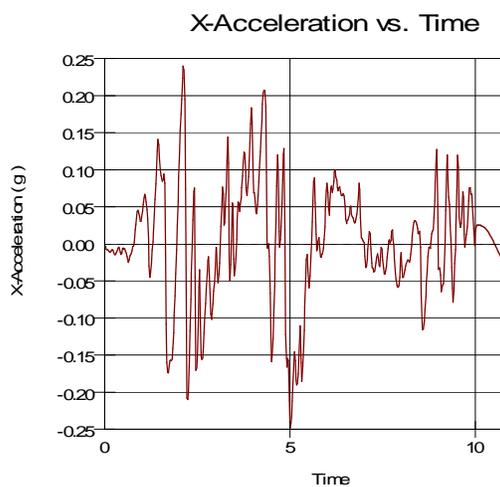


Figure 6.17: Déplacement à la crête (nœud 354)



a) $a_{\max} = 0.3 \text{ g}$

b) $a_{\max} = 0.6 \text{ g}$

Figure 6.18: Accélération à la crête (nœud 354).

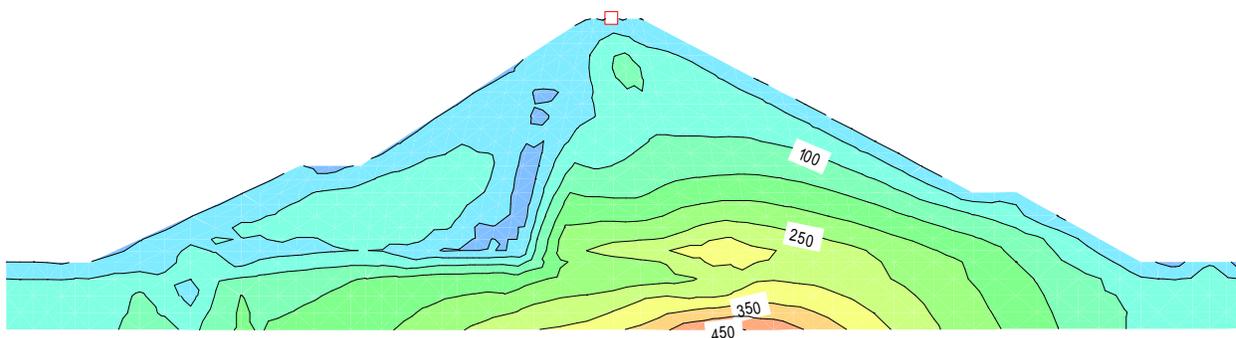


Figure 6.19: Iso-contours des contraintes effectives minimales (kPa).

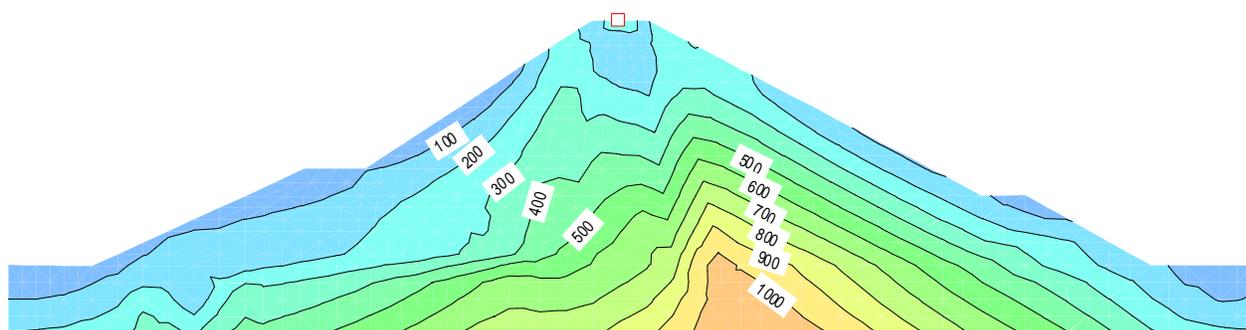


Figure 6.20: Iso-contours des contraintes effectives maximales (kPa).

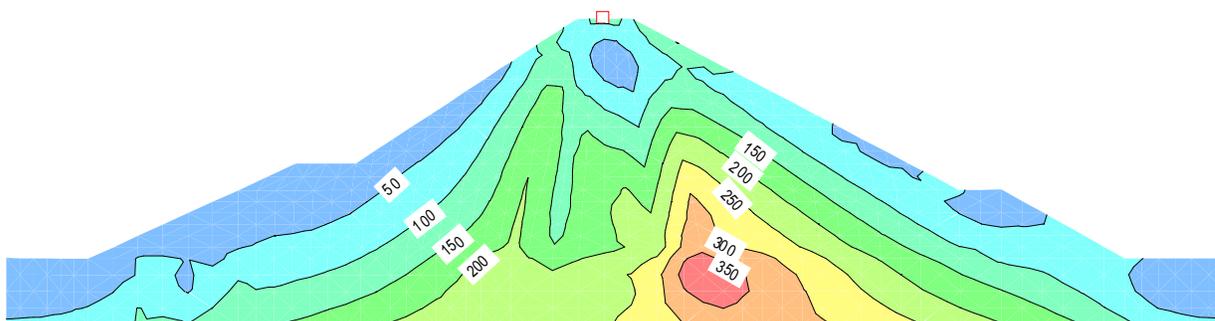


Figure 6.21: Iso-contours des contraintes de cisailement maximales (kPa).

VI.3.5 Analyse du potentiel de liquéfaction (surpressions interstitielles)

Un des aspects principaux d'intérêt est la surpression interstitielle produite dans la recharge.

La figure suivante illustre le changement de la pression interstitielle à trois endroits dans la recharge amont. Au nœud 210, qui se trouve sur le talus amont, la pression interstitielle augmente toujours. Au nœud 272, qui est à la même altitude mais plus vers le noyau, la pression interstitielle atteint une valeur maximum, la pression interstitielle atteint la contrainte de confinement statique efficace, qui est considéré comme le maximum possible. En d'autres termes, les conditions en ce point ont atteint la liquéfaction. Le nœud 240 se trouve entre ces deux conditions.

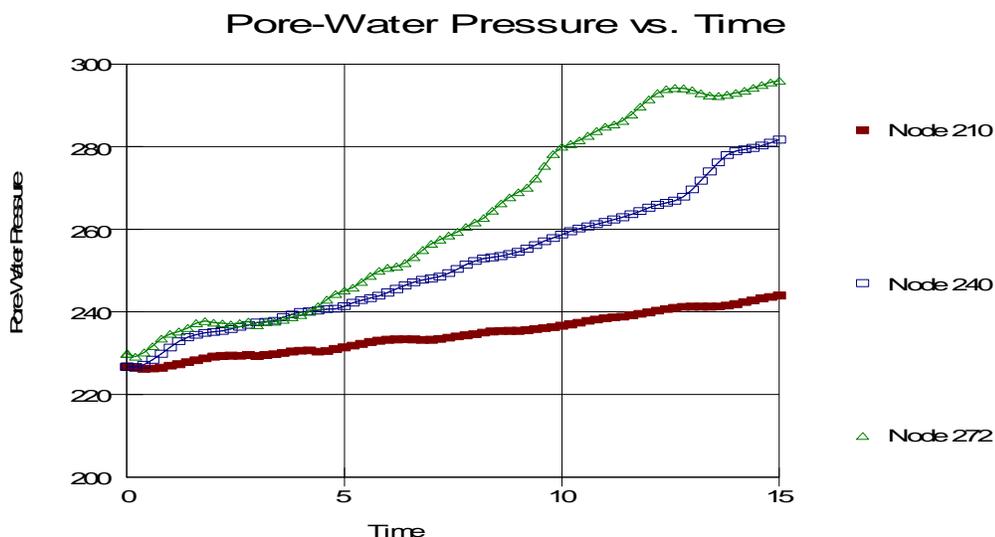


Figure 6.23: Variation des pressions interstitielles en fonction du temps.

Les figures 6.24 et 6.25 montrent les secteurs où le sol a liquéfié selon cette analyse.

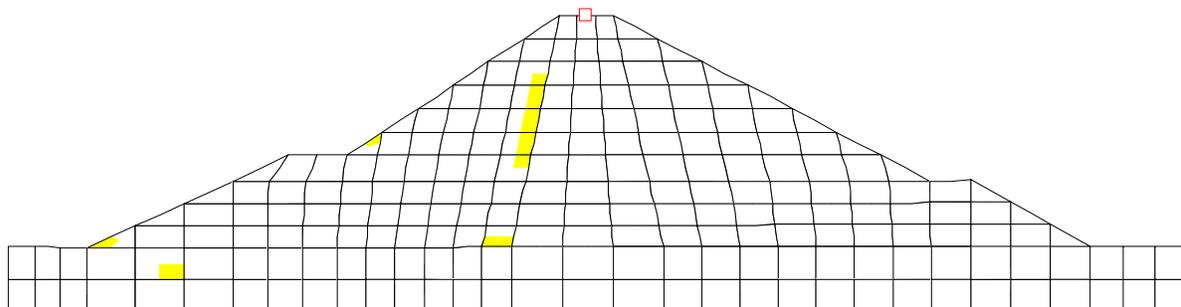


Figure 6.24 : Zones liquéfiées (recharge amont, $a_{\max} = 0.3 g$).

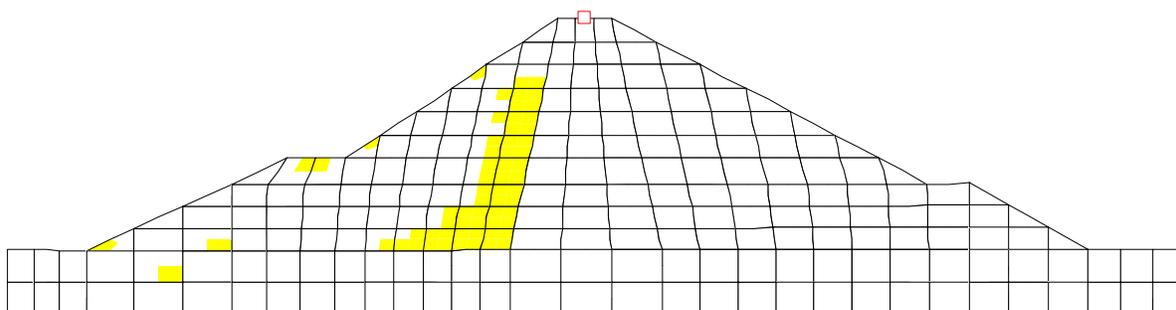


Figure 6.25 : Zones liquéfiées (recharge amont, $a_{\max} = 0.6 g$).

La pression interstitielle qui a atteint le maximum est égal à la contrainte de confinement effective initiale σ'_{3c} (Les zones jaunes).

Le rapport de contrainte est calculé à partir des conditions initiales statiques.

Pour vérifier les résultats en doit tenir compte des détails pour un point donné, en considérant la partie supérieure gauche de gauss dans l'élément 91 (situé à l'intérieur de la recharge amont).

Element 91, Gauss Pt. 2, Step 1	Element 91, Gauss Pt. 2, Step 750
X-Total Stress 7.0952e+001	X-Total Stress 7.0564e+001
Y-Total Stress 1.9776e+002	Y-Total Stress 1.9746e+002
Z-Total Stress 1.1602e+002	Z-Total Stress 1.1575e+002
Maximum Total Stress 2.1480e+002	Maximum Total Stress 2.1394e+002
Minimum Total Stress 5.3912e+001	Minimum Total Stress 5.4086e+001
Mean Total Stress (p) 1.2825e+002	Mean Total Stress (p) 1.2793e+002
X-Effective Stress 2.8258e+001	X-Effective Stress 1.6652e+001
Y-Effective Stress 1.5507e+002	Y-Effective Stress 1.4355e+002
Z-Effective Stress 7.3329e+001	Z-Effective Stress 6.1838e+001
Maximum Effective Stress 1.7210e+002	Maximum Effective Stress 1.6003e+002
Minimum Effective Stress 1.1218e+001	Minimum Effective Stress 1.7400e-001
Mean Effective Stress (p') 8.5551e+001	Mean Effective Stress (p') 7.4013e+001
X-Y Shear Stress 4.9508e+001	X-Y Shear Stress 4.8606e+001
Maximum Shear Stress 8.0443e+001	Maximum Shear Stress 7.9927e+001
Deviatoric Stress (q) 1.4053e+002	Deviatoric Stress (q) 1.3964e+002
Pore-Water Pressure 4.2694e+001	Pore-Water Pressure 5.3912e+001
X-Strain 0.0000e+000	X-Strain -1.2501e-005
Y-Strain 0.0000e+000	Y-Strain -2.5084e-006
Z-Strain 0.0000e+000	Z-Strain 0.0000e+000
X-Y Shear Strain 0.0000e+000	X-Y Shear Strain -1.9800e-004
Maximum Strain 0.0000e+000	Maximum Strain 9.1620e-005
Minimum Strain 0.0000e+000	Minimum Strain -1.0663e-004
Maximum Shear Strain 0.0000e+000	Maximum Shear Strain 1.9825e-004
Volumetric Strain 0.0000e+000	Volumetric Strain -1.5009e-005
Deviatoric Strain 0.0000e+000	Deviatoric Strain 1.7185e-004
Poisson's Ratio 4.0000e-001	Poisson's Ratio 4.0000e-001
Initial Modulus (E) 2.5000e+005	Initial Modulus (E) 6.0200e+003
Yielding or Liquefaction No	Yielding or Liquefaction Yes
Peak Deviatoric Stress 0.0000e+000	Peak Deviatoric Stress 5.6279e+001
Peak Deviatoric Strain 0.0000e+000	Peak Deviatoric Strain 7.1310e-003
Equivalent Modulus (E) 0.0000e+000	Equivalent Modulus (E) 1.2758e+004
Equivalent Damping Ratio 0.0000e+000	Equivalent Damping Ratio 1.6676e-001
Equivalent CSR 0.0000e+000	Equivalent CSR 8.8222e-001

Tableau 6.3 : Résultats obtenus pour l'élément 91

de l'analyse statique initiale on a ;

$$\sigma'_3 = 11.218 \text{ kPa}$$

$$\tau_{xy} = 49.50 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_y = 155.07 \text{ kPa} = \text{contrainte effective verticale}$$

$$P_a = \text{pression atmosphérique} = 101.15 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_y / P_a = 155.07 / 101.15 = 1.533$$

de Ks fonction,

$$K_s = 1.00$$

$$\alpha = \tau_h / \sigma'_y = 49.50 / 155.07 = 0.319$$

de Ka fonction;

$$K_a = 1.9.$$

de l'analyse dynamique. La contrainte dynamique déviatrice maximal = 56.27 kPa.

$$CSR = (\sigma_d / 2 / \sigma'_3 * 0.65) / K_s / K_a$$

$$CSR = (56.27 / 2 / 11.218 * 0.65) / 1.00 / 1.9$$

$$CSR = 0.858$$

CSR Equivalent admis est 0.882

de la fonction nombre de cycle N_1 est environ 1 pour $CSR = 0.8$

$N = 10$ comme indiqué pour les paramètres cycliques équivalents

Comme: $N_1 < N$, $r_u = 1.0$

Donc:

$$\Delta U = r_u * \sigma'_3 \text{ (static)} = 1.0 * 11.218 = 11.218 \text{ kPa}$$

$$U_i = 42.694 \text{ kPa}$$

$$\text{Pression interstitielle totale} = 11.218 + 42.694 = 53.912 \text{ kPa.}$$

VI.3.6 Analyse de la stabilité sismique du barrage

L'analyse de stabilité sismique a été réalisée au moyen du logiciel SLOPE/W en utilisant la modélisation par éléments finis qui elle-même se base sur les résultats obtenus par QUAKE/W (σ_x , σ_y , et τ_{xy}) à chaque nœud dans chaque élément. Ces valeurs sont utilisées pour calculer les contraintes normales et de cisaillement.

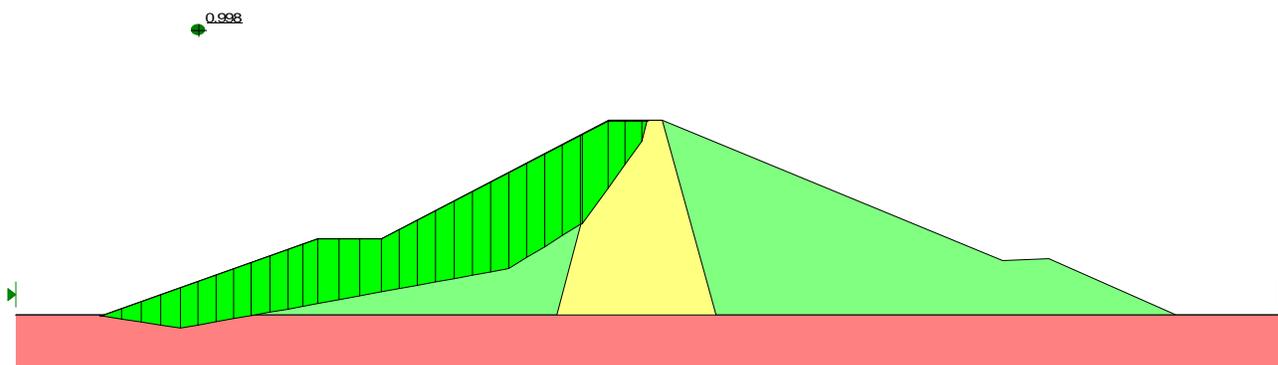
Le facteur de stabilité ($S.F.$) d'une pente calculé par la modélisation par éléments finis est défini comme un rapport entre la somme des forces de résistance le long d'une surface de glissement ($\sum S_r$) et la somme des forces mobilisées ($\sum S_m$) sous la forme d'une équation dont le facteur

de stabilité ($S.F.$) est exprimé comme :

$$S \cdot F = \frac{(\sum S_r)}{(\sum S_m)} .$$

Résultats

- Pour une accélération horizontale de 0.3 g on obtient un facteur de sécurité de 0.996 pour le parement amont de la digue.



- Pour le parement aval de la digue le coefficient de sécurité est : 1.691

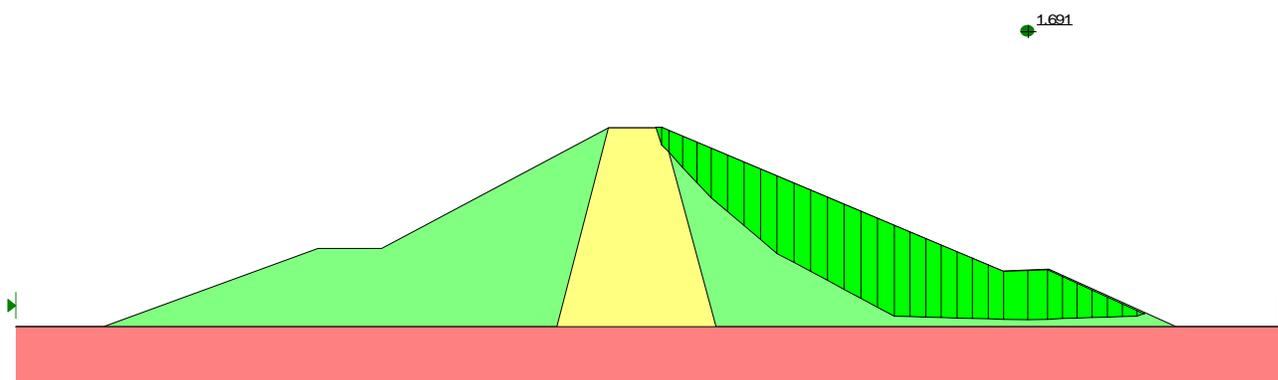


Figure 6.26: Stabilité à la fin du séisme ($a_{\max} = 0.3 g$).

- Pour une accélération horizontale de 0.6 g on obtient un facteur de sécurité de 0.586 pour le parement amont de la digue.

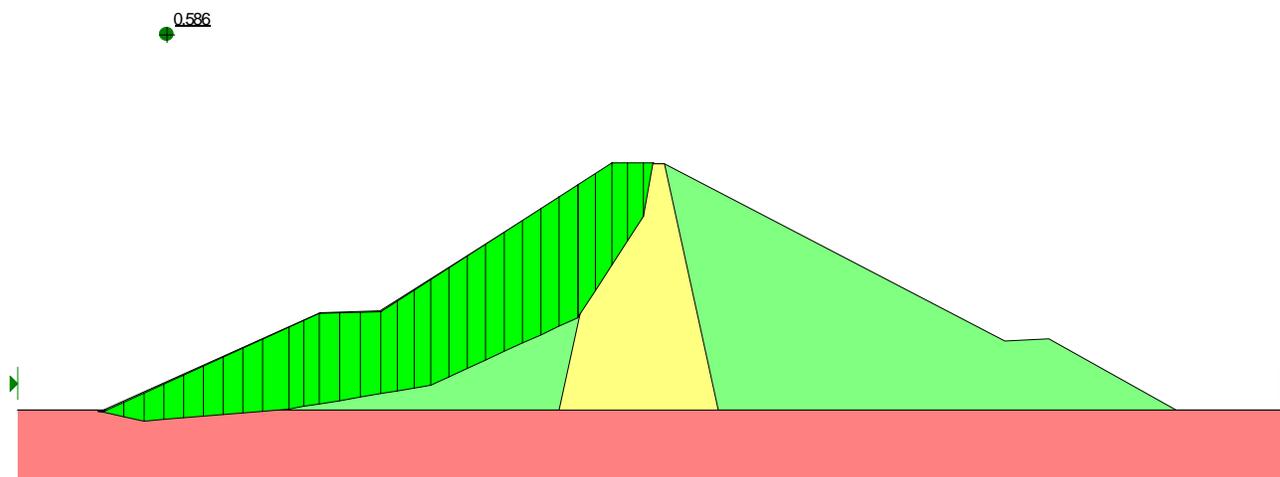


Figure 6.27: Stabilité à la fin du séisme ($a_{\max} = 0.6 g$)

Les résultats obtenus montrent l'effet important des pressions interstitielles générées par les séismes et leurs influences sur la stabilité des barrages.

VI.4 Conclusion

La résistance des barrages en terre est intimement liée à l'augmentation des pressions interstitielles au cours de la secousse sismique, la perte de rigidité peut être considérable et peut générer par conséquent une rupture.

Malgré les limitations de l'approche linéaire équivalente utilisée pendant l'analyse du comportement sismique des barrages en terre, les résultats obtenus peuvent être considérés comme satisfaisants par rapport à ceux observés.

Pour atteindre un comportement satisfaisant pendant les séismes, les barrages en terre à noyau étanche sont à concevoir en zones en attribuant une fonction bien définie à chaque zone de matériaux (étanchéité, filtre, drainage, ...).

CHAPITRE VII

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Conclusions et recommandations

L'évaluation du comportement sismique des barrages en terre est une nécessité absolue, car elle est exigeante en matière d'analyse et de méthodes de calcul qui sont de plus en plus sophistiqués que ceux utilisés pour les charges statiques habituelles. Le développement des méthodes d'analyse numérique a considérablement progressé, mais il faudra recueillir plus d'informations avant de pouvoir déterminer avec précision le comportement des barrages lors de fortes secousses du sol.

Pour les barrages en terre soumis à de forts séismes, une des causes essentielles des dommages ou de la rupture est le développement des pressions interstitielles et la perte de résistance au cisaillement qui en résulte.

Les propriétés des matériaux de fondation et du corps de la digue sont d'importance primordiale pour la sécurité aux séismes des barrages en terre. Des sollicitations cycliques peuvent conduire à des pressions interstitielles importantes dans les matériaux non cohésifs saturés. Ceci conduit à des contraintes effectives réduites et dans le cas extrême à une perte complète de la résistance au cisaillement du matériau (liquéfaction du sol). La mise en place de tels matériaux est à éviter.

Pour atteindre le bon comportement des barrages en terre, il faut prendre en considérations des mesures judicieuses, notamment le choix du filtre, transition large et étanchéité, et celles-ci devraient être la première préoccupation lors de l'élaboration d'une solution tenant compte des séismes.

Outre les modèles linéaires équivalents employés dans ce présent travail, d'autres modèles pouvant représenter mieux la réalité et tenant compte de la non-linéarité peuvent être utilisés pour les études particulières. De telles analyses non-linéaires se basent surtout sur les contraintes effectives et sur l'intégration directe de l'équation de mouvement non linéaire.

Des séismes récents ont mis en évidence les effets de site dus au comportement non linéaire du sol, montrant l'importance de l'utilisation particulière des modèles de comportement non-linéaire du sol lors des études de réponse sismique des sites. En conséquence, ces modèles de comportement de sols peuvent simuler la réponse des sols sur une large gamme de déformations. Les résultats obtenus dans cette étude mettent en évidence les limitations de l'utilisation des courbes de référence

relatives aux propriétés dynamiques des matériaux lors des études sismiques et par conséquent, l'importance de réaliser des essais de laboratoire performants afin de bien définir le comportement des matériaux à utiliser est nécessaire. L'absence de ce laboratoire pour la réalisation des essais sur les propriétés dynamiques des matériaux du barrage de Koudiat rosfa nous a contraints d'opter pour ces courbes sachant au préalable la qualité des résultats qui devront être nécessairement améliorés dans les études ultérieures.

Références bibliographiques

- [1] Darbre, G., Hammer, J. , et (2003). "Documentation de base pour la vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes". Rapports de l'OFEG, série Eaux, Version 1.2.
- [2] Ishibashi, I., and Zhang, X., (1993), "Unified Dynamic Shear Moduli and Damping Ratios of Sand and Clay", Soils and Foundations, Vol.33, No.1.
- [3] Krahn, J. (2004). "Dynamic modeling with QUAKE/W an engineering methodology". First Edition, Revision 1.
- [4] Kramer, S.L., (1996). "Geotechnical earthquake engineering". Prentice Hall.
- [5] Le Delliou, P. (2002). "Les barrages et le risque sismique". Risques Infos n°13.
- [6] Leboeuf, D. (1988) . "Stabilité et liquéfaction des sols sous sollicitations sismiques». Thèse de doctorat dès Sciences Appliquées, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Québec. Canada.
- [7] L'Ecuyer, N. (1998). "Stabilité sismique des talus naturels argileux". Mémoire de maîtrise des sciences appliquées, Université de Sherbrooke, Québec. Canada.
- [8] Lopez-caballero F, Modaressi A. et D'aguilar S A. (2004). " Amélioration du modèle de comportement non linéaire existant dans le logiciel Cyber Quaker". Châtenay Malabry.
- [9] Makdisi, F.I., Ryan, M.J., Wang, Z.L., (2004). "Dynamic stability analysis of San Pablo dam". Final rapport, Geomatrix Consultants, Volume 1.
- [10] Martin W. (2003). "Aspects sismiques relatifs aux barrages. Commission international des grands barrages"; vingt et unième congrès des grands barrages, Montréal.
- [11] " Méthodes de calcul sismique pour barrages". (1986). CIGB(ICOLD), Bulletin 52.
- [12] Newmark, N.M. (1965) . "Effects of earthquakes on dam and embankments". Géotechnique. Vol. 15, NO. 2.
- [13] Nicolov, S., (1992). "Avant projet détaillé du barrage Koudiet rosfa". ANB

- [14] "Les Lœss : généralité sur leur comportement". (2001). Pastel.Paristech.
<http://www.pastel.paristech.org/>.
- [15] "QUAKE/W: for dynamic earthquake analysis".(2004). Geo-Slope Office, Version 5, User's guide, Geo-Slope International Ltd. Calgary, Alberta, Canada.
- [16] Seed, H.B., MARTIN. GR. (1966). "The seismic coefficient in earth dam design", ASCE Journal of Geotechnical engineering vol. 92, No. SM3.
- [17] Seed, H.B., Idriss, I.M., Lee, K.L., and Makdissi,F.I., (1975). "Dynamic analysis of the slide in the lower San Fernando dam during the earthquake of February 9, 1971". Journal of the geotechnical engineering division, ASCE, GT9.
- [18] Seed, H.B., Mori, K., and Chan, C.K., (1975), "Influence of Seismic History On The Liquefaction Characteristics of Sands", Report EERC 75-25, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [19] Seed, H.B., Martin, P.P. and Lysmer, J., (1976), "Pore-Water Pressure Changes During Soil Liquefaction", Journal of The Geotechnical Engineering Division, ASCE, GT4.
- [20] Seed, H.B., (1979). "Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rock fill dams". Geotechnique, Vol.29, No.3.
- [21] "Slope/W: for slope stability analysis".(2004). Geo-Slope Office, Version 5, User's guide, Geo-Slope International Ltd. Calgary, Alberta, Canada.
- [22] "The lower San Fernando dam".(2007). Geo-Slope Office, Geo-Slope International Ltd, Calgary, Alberta, Canada.
- [23] "Troisième partie - Aspect dynamique".(2004). Hal.Archives, Version 1.
<http://www.hal.archives-ouvertes.fr/>
- [24] Vaid, Y.P. and Chern, J.C. (1983). "Effect of static shear on resistance of liquefaction", Soils and Foundations, Vol.23, No.1.
- [25] Zerfa, F.Z., (1991). "Contribution a l'analyse du comportement dynamique des barrages en terre". Thèse de Magister, École nationale polytechnique, Département Hydraulique.