

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed Khider – Biskra  
Faculté des Sciences et de la technologie  
Département : Génie Civil et Hydraulique  
Ref :



جامعة محمد خيضر بسكرة  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
قسم: الهندسة المدنية والري  
المرجع:

Thèse présentée en vue de l'obtention du diplôme de

## Doctorat en Génie Civil

Spécialité : Modélisation numérique en génie civil

# Modélisation numérique du comportement dynamique et de la liquéfaction des remblais sous charge sismique

Présentée par :

**Zakaria BOURAOUI**

Soutenue publiquement le : 28 Février 2019

**Devant le jury composé de :**

Dr. BELOUNAR Lamine	Professeur	Président	Université de Biskra
Dr. BENMEBAREK Sadok	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
Dr. KHEMISSA Mohamed	Professeur	Examinateur	Université de M'Sila
Dr. ABBECHE Khelifa	Professeur	Examinateur	Université de Batna
Dr. HOUHOU Mohamed Nabil	MCA	Examinateur	Université de Biskra

# Dédicace

## **A MON TRES CHER PERE MOKHTAR...**

*À celui qui m'a aidé à découvrir le 'savoir' le trésor inépuisable.*

*De tous les pères, tu as été le meilleur, tu as été et tu seras toujours mon grand frère, mon ami, tu as su m'entourer d'attention, m'inculquer les valeurs nobles de la vie, m'apprendre le sens du travail, de l'honnêteté et de la responsabilité.*

*Merci d'avoir été toujours là pour moi, le plus grand soutien tout au long de ma vie. Tu as été et tu seras toujours un exemple à suivre pour tes qualités humaines, ta persévérance et ton perfectionnisme et professionnalisme.*

*Des mots ne pourront jamais exprimer la profondeur de mon respect, ma considération, ma reconnaissance et mon amour éternel.*

*Ce travail est ton œuvre, toi qui m'as donné tant de choses et tu continues à le faire...sans jamais te plaindre.*

*J'aimerais pouvoir te rendre tout l'amour et la dévotion que tu nous as offerts, mais une vie entière n'y suffirait pas.*

*J'espère au moins que cette thèse y contribuera en partie*



# Remerciements

Tout d'abord, je tiens à exprimer ma reconnaissance et ma gratitude au professeur **Sadok BENMEBARK**, mon directeur de thèse, pour le temps conséquent qu'il m'a accordé, sa rigueur scientifique et son soutien indéfectible. Je ne le remercierai jamais assez pour ses qualités humaines. Il fait, indéniablement, partie des personnes qui m'ont aidé à grandir.

Je tiens à témoigner ma reconnaissance à **Fernando-Lopez Caballero**, à qui j'adresse de chaleureux remerciements pour sa confiance, sa disponibilité et son accueil pendant les deux ans de mon stage de doctorat à CentraleSupélec. Je n'oublierais jamais ses précieuses remarques et ses conseils, toujours constructifs.

Je tiens à remercier profondément les membres de jury :

Monsieur **BELOUNAR lamine**, Professeur à l'Université de Biskra, de m'avoir honoré de présider le jury, Monsieur **KHEMISSA Mohamed**, Professeur à l'Université de M'Sila, Monsieur **HOUHOU Mohamed Nabil**, Docteur à l'Université de Biskra, Monsieur **ABBECHÉ Khelifa**, Professeur à l'Université de Batna qui ont accepté d'être examinateurs. Je les remercie très sincèrement.

Ce travail n'aurait pu être mené à bien sans l'aide de mes chers amis Dr *Ahmed Sridi*, Dr *Ghassan Ben Salem*. Je les remercie pour m'avoir aidé à réviser ce manuscrit et pour ses bienveillances, ses soutiens et pour nos nombreux échanges, qu'ils soient professionnels ou personnels.

Je souhaite vivement remercier toute l'équipe du laboratoire MSSMat pour m'avoir procuré un environnement de travail stimulant et convivial; *Filippo, Angkera, Elif, Ioanna, Baptiste, Diana, Baie Xue, Maroua, Nathalie* et la liste est encore longue.

Je voudrais remercier mes amis de toujours *Moudhafar, Tasneem, Mourad, Fethi, Badr, Okba, Massi, Hichem, Antar* pour les moments de partage et de complicité qu'on a vécus ensemble dans EL-GHOURBA.

Je souhaite vivement remercier toute l'équipe du laboratoire MN2I2S et particulièrement Dr. Bensmail Aissa, Dr. Benmoussa Samir, Dr Belarbi M. Ouejdi, Dr. Tazzout Mohamed, Dr Djedui Nassim, Dr Djeffal Hamza, et mon chère ami Mohamad Lahlali pour leur soutien.

Un grand merci à mon frère *Abdelmalek Sayah* pour sa bienveillance, son soutien moral depuis le premier jour de mon arrivée à Orly-Paris.

Un remerciement particulier à ma grande famille, qui m'a toujours soutenu dans tous mes projets. À mes très chers parents, à qui je dédie ce manuscrit en espérant qu'ils trouvent dans ce travail tous mes sentiments de respect, d'amour et de reconnaissance pour tous leurs sacrifices. À mes sœurs *Asma, Sara, Chaima, Maroua, Lamisse*. À mon oncle Dr Bouraoui Saad qui m'a conseillé tout au long de ma formation.

Finalement, et pourtant la plus importante, ma gratitude à *Asma*, mon épouse, pour son soutien et sa grande patience toute au long de ces années. À mes filles *Roudina et Rinad*, qu'elles ont grandies vite sans ma présence.

## Mille mercis !

# Résumé

Les expériences acquises lors des forts évènements sismiques ont montré l'importance et la nécessité de la prise en compte des effets de site à savoir les conditions géologiques et topographique locales et du comportement non linéaire du sol dans l'analyse de la réponse sismique de différents types d'ouvrage (bâtiments, ponts, ouvrages géotechniques).

La propagation des ondes sismiques dans les sols met en jeu des non-linéarités de comportement. Ces non-linéarités se manifestent différemment, selon le niveau de sollicitation, qui est contrôlé par : le type et l'origine de mouvement, l'effet de site lié à la configuration géologique particulière du sol (bassin, topographie) et l'état du sol (confinement, saturation...). De plus, le rôle de la pression interstitielle ne peut pas être négligé pour les sols saturés sous fortes sollicitations, où le phénomène de la liquéfaction peut apparaître.

L'interaction de ces effets limitent considérablement les approches simplifiées (empiriques et analytiques) et par conséquent rend les approches numériques un moyen incontournable à l'analyse de la réponse sismique des ouvrages dans le domaine temporel.

Dans ce contexte, ce travail de thèse s'intéresse à l'exploitation du code `FLAC2D` en différences finies pour contribuer à la modélisation numérique du comportement dynamique et de la liquéfaction des remblais sous chargement sismique, en tenant compte des non-linéarités du comportement du sol, de l'effet de site, de la propagation d'ondes sismiques et du phénomène de la liquéfaction des sols. En premier lieu, des investigations numériques ont été effectuées afin d'évaluer la performance et la fiabilité des modèles constitutifs implantés dans le code `FLAC2D`.

Ensuite, une étude de la propagation 1D des ondes SH dans différents milieux linéaires et non linéaires a été effectuée afin de justifier l'emploi d'un modèle de comportement élastique non linéaire couplé avec un modèle élastoplastique dans les modélisations en 2D.

En deuxième lieu, une série d'analyses numériques non linéaires dans le domaine temporel a été réalisée afin d'étudier le comportement dynamique dans des conditions de sites différentes de deux types d'ouvrages géotechniques. Le premier est lié au comportement des murs de soutènement rigides fondés sur un site rocheux et soutenant un remblai. Le modèle est soumis à une large gamme d'enregistrements sismiques réels (quarante accélérogrammes) de types Pulse-Like et Non-Pulse-Like afin d'évaluer sa réponse dynamique pour différents scénarios extrêmes de tremblement de terre. L'effet de site et la propagation d'ondes sismiques sont pris en compte, lors de la simulation. Les réponses obtenues numériquement, principalement les pressions latérales et celles obtenues en utilisant des méthodes simplifiées sont comparées. Ceci nous a permis d'évaluer le domaine d'application des méthodes analytiques couramment utilisées dans de telles conditions de site.

Le deuxième type est lié au comportement dynamique des digues et barrages en terre (remblai) réalisés sur un sol déformable. À travers des études paramétriques, les paramètres qui impactent le plus le phénomène de liquéfaction (disposition et la forme de la zone liquéfiable, le drainage et les caractéristiques du mouvement sismique) sont discutés. Les résultats de cette étude paramétrique sont présentés et comparés aux réponses dynamiques disponibles dans la littérature. Les mécanismes de rupture due à la liquéfaction du sol sont évalués afin de mettre l'accent sur les différents types d'effondrement.

## Mots-clés

Modélisation numérique, dynamique des sols, séisme, remblai, mur de soutènement, barrage en terre, liquéfaction.

# Abstract

The experiences acquired during strong seismic events showed an important necessity for to the consideration of local geological and topographical conditions, namely the site effects and the nonlinear behavior of soil on the analysis of the seismic response in different assets (building, bridges, geotechnical structures).

The propagation of seismic waves in soils involves a non-linear behavior. These nonlinearities are manifested differently, depending on the level of stress, which is controlled by the types and origin of movement, the site effect related to the geological configuration of the soil (basin, topography) and the state of the soil (confinement, saturation...). In addition, the role of interstitial pressure cannot be neglected for saturated soils under heavy loads, where the phenomenon of liquefaction can occur.

The interaction of these effects limits considerably the simplified approaches (empirical and analytical) and therefore makes the numerical methods an essential means for analyzing the seismic response of the geo-structures in the time domain.

In this context, this PhD work focuses on the exploitation of the finite differences code FLAC2D as a contribution to the numerical modeling of the dynamic behavior and the liquefaction of embankments under seismic loading, considering the non-linearities of the soil behavior, the seismic site effects, the seismic wave propagation, and the phenomenon of soil liquefaction. First, numerical investigations were carried out to evaluate the performance and reliability of the constitutive models implemented in the FLAC2D code.

Then, a study of the 1D propagation of SH waves in different linear and nonlinear media has been carried out in order to justify the use of a nonlinear elastic behavior model coupled with the elastoplastic model, in 2D modeling.

Secondly, a series of nonlinear numerical analyzes in the time domain was carried out in order to study the dynamic behavior under different site conditions of two types of geotechnical structures. The first is related to the soil-structure interaction of non-yielding-retaining walls founded in rock site supporting a dry embankment and subjected to "Real Near-Fault ground motions". The model is subjected to a wide range of real seismic recordings (forty accelerograms) of Pulse-Like and Non-Pulse-Like types in order to evaluate its dynamic response for different extreme earthquake scenarios. The site effect and the propagation of seismic waves are considered during the simulation. The responses obtained numerically, mainly dynamic lateral pressures and those obtained using simplified methods are compared. This allowed us to evaluate the field of application of the analytical methods commonly used in such site conditions.

The second type is related to the dynamic behavior of dikes and earth dams (embankments) built on deformable soil. Through parametric studies, the parameters that most impacts the liquefaction phenomenon (disposition and shape of the liquefiable zone, drainage and the characteristics of the seismic movement) are discussed. The results of this parametric study are presented and compared to the dynamic responses available in the literature. The mechanisms of rupture due to the liquefaction of the soil are evaluated in order to emphasize the different types of collapse

# Keywords

Numerical modeling, soil dynamics, earthquake, embankment, retaining wall, earth dam, liquefaction.

# ملخص

أظهرت التجارب المكتسبة خلال الأحداث الزلزالية القوية أهمية وضرة الأخذ بعين الاعتبار تأثيرات الموقع اي الظروف الجيولوجية والطوبوغرافية المحلية والسلوك اللاخطي للتربة في تحليل الاستجابة الزلزالية لمختلف أنواع المنشآت (جسور، بنايات، منشآت جيوتقنية).

إن انتشار الموجات الزلزالية في التربة ينطوي على سلوك غير خطي. خلال الأحداث الزلزالية القوية، تتجلى هذه اللاخطية بشكل مختلف، اعتماداً على مستوى الإجهاد الذي تتحكم فيه: أنواع الحركة وأصلها، وتأثير الموقع المتعلق بالتكوين الجيولوجي الخاص للتربة (الحوض، الطبوغرافيا)، حالة التربة (ضغط الحصر، التشبع ...) بالإضافة إلى ذلك، لا يمكن إهمال الدور الذي تلعبه الضغوطات المسامية للتربة المشبعة تحت الأحمال الدورية، حيث يمكن أن تحدث ظاهرة التميع.

في هذا الكم من التفاعلات تصبح الطرق الحسابية التقليدية (التجريبية والحسابية) جد محدودة مما يؤدي بالاستعانة بالنمذجة العددية التي أصبحت وسيلة لا يمكن الاستهانة بها من اجل التحليلات الخاصة باستجابة الهياكل الجيوتقنية، وخاصة في ظل التحميل الزلزالي، في المجال الزمني.

في هذا السياق، يركز عمل الدكتوراة هذا على استغلال برنامج الفروق المحدودة  $FLAC^{2D}$  للمساهمة في النمذجة العددية للسلوك الديناميكي وتسجيل السدود تحت التحميل الزلزالي مع الأخذ بعين الاعتبار عدم خطية سلوك التربة، وتأثير الموقع، وانتشار الموجات الزلزالية وظاهرة تسيل التربة. أولاً، أجريت تحقيقات عددية لتقييم أداء وموثوقية النماذج الأسية المتوفرة في برنامج الفروق المحدودة  $FLAC^{2D}$ .

بعد ذلك، أجريت دراسة أحادية الأبعاد لانتشار موجات القص الزلزالية في مختلف الوسائط خطية كانت او غير خطية من أجل تبرير استخدام نموذج أسي مرن غير خطي مقترنا مع نموذج مرن/لدن لتغطية أكبر مجال ممكن من التشوهات.

في الجزء الثاني من هذا العمل، قمنا بتنفيذ سلسلة من التحليلات العددية غير الخطية في المجال الزمني لدراسة السلوك الديناميكي لنوعين من المنشآت الجيوتقنية في شروط مختلفة. للموقع.

النوع الأولى، يرتبط بدراسة السلوك الديناميكي لجدران الاستناد، اين نجد مجموعة كبيرة من التحليلات اللاخطية تم القيام بها من اجل دراسة تفاعل جدار استناد يعتمد أساساً في عمله على وزنه مع الردوم الخلفية ويتموضع فوق صخر اساس تحت تأثير مختلف أنواع الزلازل. في هذه الدراسة تم محاكاة السلوك تحت تأثير أربعين تسجيل زلزالي حقيقي مع الاخذ بعين الاعتبار تأثيرات الموقع المحلية والسلوك اللاخطي للتربة وكذا انتشار الأمواج الزلزالية بعدها تم مقارنة الاستجابات المتحصل عليها خاصة الضغوطات الترابية الديناميكية النشطة خلف الجدار مع مختلف النتائج المتحصل عليها باستخدام الطرق الحسابية التقليدية.

هذه المقارنات مكنتنا من تحديد مجالات تطبيق هذه الطرق التي تستخدم بشكل دائم من طرف المهندسين وأكود البناء وتقييمها في ظل هذه الشروط.

النوع الثاني يتعلق بالسلوك الديناميكي لسد ترابي مبني على تربة قابلة للتشوه. من خلال الدراسات المعلمية، تتم مناقشة العوامل التي تؤثر بشكل كبير على ظاهرة التميع (موضع وشكل الطبقة المتميعة، شروط الصرف، وخصائص الحركة الزلزالية). تم تقديم نتائج هذه الدراسة ومقارنتها بالاستجابات الديناميكية المتوفرة في الأدبيات. حيث قمنا بإجراء عدة تحليلات عددية بغرض تقييم آليات الاهيار بسبب تسيل التربة من ناحية ومن ناحية اخرى من أجل فهم استجابات الضرر المختلفة.

النمذجة العددية، ديناميكيات التربة، الزلازل، الردوم، جدار الاستناد، السدود الترابية، ظاهرة التسيل.

## الكلمات المفتاحية:

# Table des matières

<b>Introduction générale .....</b>	<b>1</b>
1.Contexte général .....	1
2.Buts et objectifs de la thèse .....	2
3.Organisation et structure de la thèse.....	5

## PARTIE I

<b>1 Éléments de sismologie et traitements des signaux sismiques.....</b>	<b>8</b>
Introduction .....	9
1.1 L'origine de perturbation de terre.....	9
1.2 Caractéristiques du mouvement sismique .....	12
1.3 Caractérisation des ondes sismiques.....	14
1.3.1 Les ondes de Volume .....	15
1.3.2 Les ondes de Surface.....	15
1.3.3 Vitesse des ondes .....	16
1.4 Présentation d'un séisme.....	18
1.4.1 Enregistrement des séismes.....	18
1.4.2 Représentation temporelle du mouvement sismique.....	19
1.4.3 Présentation fréquentielle .....	19
1.4.4 Transformée de Fourier .....	19
1.4.5 La transformation de Fourier rapide .....	20
1.5 Traitement de signal sismique.....	20
1.5.1 Problème d'intégrabilité .....	20
1.5.2 Les causes du problème d'intégrabilité .....	22
1.5.3 Correction de la ligne de base.....	22
1.5.4 Les filtres numériques .....	23
1.6 L'évaluation de l'effet de site .....	23
Conclusion partielle.....	26

<b>2</b>	<b>Comportement des sols sous sollicitations dynamiques.....</b>	<b>27</b>
	Introduction .....	28
	2.1 Comportement des sols sous chargement dynamique.....	28
	2.2 Limites de domaines de comportement .....	30
	2.3 Module de cisaillement dans les sols .....	31
	2.3.1 Effet de la distorsion $\gamma$ .....	32
	2.4 Présentation des courbes $\tau$ - $\gamma$ , $G/G_{max}$ - $\gamma$ , $D$ - $\gamma$ .....	33
	2.5 Notion d'amortissement .....	35
	2.5.1 Effet de la distorsion .....	36
	2.6 Synthèse.....	38
	2.7 Comportement des sables à la liquéfaction .....	39
	2.7.1 Mobilité cyclique.....	40
	2.7.2 Définition de la liquéfaction.....	40
	2.7.3 Cas historiques de la liquéfaction .....	42
	2.7.4 Les facteurs influençant la liquéfaction.....	47
	2.7.5 Évaluation du potentiel de liquéfaction.....	52
	Conclusion partielle.....	60
<b>3</b>	<b>Comportement dynamique des remblais : Digues et ouvrages de</b>	
	<b>soutènement .....</b>	<b>61</b>
	Introduction .....	62
	3.1 Bibliographie sur les ouvrages de soutènement .....	64
	3.2 Historiques des cas pertinents de rupture des murs.....	64
	3.3 Méthodes utilisées pour l'évaluations des pressions de terre.....	69
	3.3.1 Analyses d'états limites .....	70
	3.3.2 Méthodes d'analyse élastique.....	76
	3.3.3 Analyses numériques.....	79
	3.4 Bibliographie sur les barrages en remblais .....	83
	3.5 Historiques des cas pertinents de rupture des barrages en terre par la liquéfaction	84
	3.5.1 Barrage Sheffield de Santa Barbara (1925) .....	84
	3.5.2 Barrage de San Fernando (1971).....	85
	3.5.3 Barrage de Van Norman (1971).....	85
	3.5.4 Le barrage Fujinuma (2011).....	86
	3.5.5 Évaluation de mécanismes de rupture des digues.....	87
	Conclusion partielle.....	91

## PARTIE II

<b>4</b>	<b>Modélisation numérique du comportement dynamique des sols .....</b>	<b>92</b>
	Introduction .....	93
4.1	Différentes approches pour la non-linéarité du sol .....	93
4.2	Modèles du comportement des sols .....	94
4.2.1	Comportement viscoélastique linéaire.....	94
4.2.2	Comportements non linéaires hystérésis .....	95
4.2.3	Représentations des relations d'élasticité non linéaire.....	97
4.2.4	Comportement élastique parfaitement plastique .....	103
4.3	Modélisation numérique du comportement non linéaire de sol .....	106
4.3.1	Présentation du code de calcul FLAC2D.....	106
4.3.2	Schéma de résolution explicite.....	107
4.3.3	Éléments d'interface .....	109
4.3.4	Option dynamique dans FLAC2D .....	110
4.4	Production numérique des courbes : $\tau$ - $\gamma$ , $G/G_{max}$ - $\gamma$ , $D$ - $\gamma$ .....	114
4.4.1	Modèles élastiques non-linéaire.....	117
4.4.2	Amortissement naturel avec le modèle elastoplastique.....	117
4.4.3	Couplage des Modèles élastiques non-linéaire avec le modèle E/P de MC.....	119
4.4.4	Calage des Courbes : $G/G_{max}$ - $\gamma$ , $D$ - $\gamma$ avec les données de littérature.....	122
4.5	Les modèles numériques réservés à la liquéfaction.....	124
4.5.1	Génération des pressions interstitielles .....	125
4.5.2	Modèle de MFS.....	125
4.5.3	Le modèle de Byrne.....	127
4.5.4	Modèle de Finn implémenté dans FLAC2D .....	128
	Résultats et conclusion partielle .....	130
<b>5</b>	<b>Modélisation de la propagation 1D des ondes SH dans des différents milieux .....</b>	<b>132</b>
	Introduction .....	133
5.1	Propagation d'onde sismique dans un milieu élastique 1D .....	133
5.2	Analyse comparative du code FLAC2D sur la non-linéarité.....	135
5.2.1	Présentation de projet PRENOLIN .....	135
5.2.2	Calculs réalisés et résultats.....	136
5.3	Etude comparatif de l'influence de modèle rhéologique sur la propagation d'onde....	139
5.3.1	Chargement Riker.....	140
5.3.2	Synthèse.....	140
5.3.3	Chargement sismique.....	141
5.3.4	Synthèse.....	143
	Résultats et conclusion partielle .....	144

<b>6 Etude numérique du comportement dynamique des murs de soutènement .....</b>	<b>146</b>
Introduction .....	147
6.1 Modèle proposé.....	148
6.1.1 Conditions aux limites.....	149
6.1.2 Matériaux considérés .....	150
6.1.3 Interaction sol_mur.....	151
6.2 Choix de mouvement sismique.....	152
6.2.1 Non-pulse-like (Non-Impulsionnel) .....	153
6.2.2 Pulse-like (Impulsionnel) .....	155
6.3 Calcul des pressions des terres induites.....	157
6.4 Réponse de la colonne équivalente (1D).....	158
6.5 Comparaison avec les méthodes classiques.....	161
Résultats et conclusions partiels .....	164
<b>7 Étude numérique du comportement dynamique des barrages.....</b>	<b>166</b>
Introduction .....	167
7.1 Modèle proposé.....	168
7.1.1 Les propriétés des matériaux représentatifs.....	169
7.2 L'état initial des contraintes(statique).....	170
7.2.1 Établir l'état des contraintes avec réservoir plein.....	171
7.2.2 Facteur de sécurité.....	172
7.3 Application des conditions dynamiques .....	173
7.3.1 Choix de mouvement sismique.....	173
7.3.2 Évaluations préliminaires (Élastique).....	176
7.3.3 L'analyse élastoplastique (Cas de référence).....	179
7.4 Analyse numérique de la liquéfaction.....	182
7.4.1 L'effet de disposition et profondeur de la zone liquéfiable.....	182
7.4.2 Synthèse .....	192
7.4.3 L'influence de drainage .....	193
7.4.4 Synthèse .....	197
7.4.5 L'effet de caractéristiques du signal sismique .....	197
7.4.6 Synthèse .....	203
Résultats et conclusion partielle .....	203
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>205</b>
<b>Bibliographie .....</b>	<b>207</b>



# Liste des tableaux

Tableau 1-1 Classement de séismes selon leur mode de génération.....	9
Tableau 1-2 Failles et mécanismes au foyer.....	11
Tableau 1-3 Ordre de grandeur des paramètres physiques à l'intérieur de la Terre.....	17
Tableau 1-4 Accélérations maximales dans San Francisco [12]. ....	26
Tableau 2-1 Domaine de comportement pour sollicitations cycliques[10].....	31
Tableau 2-2 Paramètres qui ont une influence sur les valeurs de $G_{max}$ et $G/G_{max}$ d'après Lopez-Caballero, F. [3].....	39
Tableau 2-3 Critères de liquéfaction.....	48
Tableau 2-4: Corrections au SPT modifié par Skempton [55] en (1986).....	56
Tableau 2-5 Récapitulatif des formules de correction d'après Shahien [56]. ....	58
Tableau 3-1 Dommages aux structures de soutènement et aux murs de quai [69]. ....	68
Tableau 3-2 Effet de séismes sur quelques barrages en terre[105].....	87
Tableau 4-1 Ajustements numériques aux données de Seed & Idriss pour le sable. ....	122
Tableau 4-2 Principales lois de comportement et logiciels utilisés [138]).....	130
Tableau 5-1 Propriétés du sol au modèle P1 (PRENOLIN).....	137
Tableau 5-2 Caractéristique de la colonne équivalente.....	139
Tableau 5-3 Accélération calculée pour chaque loi de comportement. ....	143
Tableau 6-1 Paramètres des Matériaux considérés.....	151
Tableau 6-2 Propriétés des interfaces.....	152
Tableau 6-3 Propriétés des mouvements sismiques « Non-Pulse-Like ».....	153
Tableau 6-4 Propriétés des mouvements sismiques « Pulse-Like ». ....	155
Tableau 7-1 Propriétés mécaniques et hydrauliques.....	169
Tableau 7-2 Caractéristiques des mouvements sismiques utilisés pour le barrage.....	175
Tableau 7-3 Contours de déplacement horizontal et verticale.....	187
Tableau 7-4 Mécanismes de rupture due à la liquéfaction.....	188
Tableau 7-5 Comparaison de Incréments de déformations. ....	195
Tableau 7-6 Caractéristique du mouvement sismique et le rapport $Re(max)$ calculé. ....	201

# Liste des Figures

Figure 1-1 Coupes schématiques sur le globe terrestre.....	10
Figure 1-2 Déformation des roches superficielles .....	11
Figure 1-3 Représentation schématique d'un du mouvement sismique.....	12
Figure 1-4 Schéma symbolisant l'atténuation de l'énergie sismique avec la distance.....	14
Figure 1-5 Mouvement de terre causé par les ondes sismiques.....	16
Figure 1-6 Vitesse de propagation des ondes P et S dans les différentes strates du globe terrestre[5].	17
Figure 1-7 Fonctionnement des sismographes.....	18
Figure 1-8 Enregistrement à la station de Dumont d'Urville séisme du 26/12/2004.....	19
Figure 1-9 Application de FFT sur un signale sismique.....	20
Figure 1-10 Accélérogramme du séisme CHI-CHI 1999 (Taiwan).....	21
Figure 1-11 Vitesse intégrée du séisme CHI-CHI (Taiwan).....	21
Figure 1-12 Déplacements intégrés du séisme CHI-CHI (Taiwan).....	21
Figure 1-13 (a) :Accélération (signal enregistré),(b):la dérivée de l'accélération (Jerk).....	22
Figure 1-14 Types de filtres :(a) Passe-bas (b) ; Passe-haut ; (c) Passe-bande.....	23
Figure 1-15 Phénomène de résonnance.....	24
Figure 1-16 L'effet de site cas de la ville de Mexico [11].....	25
Figure 2-1 Séquence de chargement idéalisée [10].....	29
Figure 2-2 (a) Chargement cyclique symétrique (b) Chargement cyclique quelconque.....	30
Figure 2-3 Essai triaxial de précision (MSSMat-ECP).....	32
Figure 2-4 Variation du module d'élasticité en fonction de la contrainte de confinement isotrope pour les sables et graviers [17].....	32
Figure 2-5 Variation du module G en fonction de $\gamma$ pour des sols remaniés :.....	33
Figure 2-6 Modules sécants et modules tangents d'une courbe contrainte-déformation typique.....	34
Figure 2-7 Sable de Toyoura [16].....	34
Figure 2-8 Variation de $G/G_{max}$ en fonction de $\gamma$ pour des sables [15] et pour des argiles à différentes valeurs de $I_p$ [20] cité par F. LÓPEZ-CABALLERO [3].....	35
Figure 2-9 Résultat expérimental de la variation du coefficient d'amortissement D en fonction de la distorsion $\gamma$ pour un sable avec différents indices de vide [16].....	36
Figure 2-10 Variation des courbes D- $\gamma$ .en fonction de la contrainte de confinement $\sigma'_0$ pour le sable de Toyoura cf.[16].....	37
Figure 2-11 Variation des courbes D- $\gamma$ en fonction de l'indice de plasticité $I_p$ cf.[25].....	37
Figure 2-12 Variation de D en fonction du rapport $G/G_{max}$ pour différents sables [26].....	38
Figure 2-13 Courbes de dégradation du module de cisaillement et d'augmentation de l'amortissement avec la déformation de cisaillement.....	38
Figure 2-14 Différents phénomènes cycliques observés sur le trajet triaxial : (a) Sable sec en condition drainée (b) Sable en condition non drainée [27].....	40

Figure 2-15 Phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique. ....	41
Figure 2-16 Inclinaison des bâtiments Kawagishi-cho à Niigata 1964 [36]. ....	43
Figure 2-17 (a) Liquéfaction du sol de fondation; (b) fissure longitudinale d'un remblai routier après le séisme d'Alaska.....	43
Figure 2-18 Épanchage latéral le long de la route Sandholdt (à gauche) et destruction d'un centre de recherche (à droite) à Moss Landing.[32]. ....	44
Figure 2-19 Ébullitions de sable à l'aéroport d'Oakland, le long du fleuve de Salina et à la station marine de Moss Landing [37]. ....	44
Figure 2-20 : Ébullitions de sable dues à la liquéfaction près de la rivière d'Isser ;.....	45
Figure 2-21 Convoi de six camions équipés par des vibrosismiques [38]. ....	46
Figure 2-22 la rupture provoquée par la vibration des camions lorsque [38]. ....	46
Figure 2-23 Liquéfaction dans les zones proches de Palu avant et après la catastrophe. ....	47
Figure 2-24. Fuseau granulométrique pour les sols susceptibles à la liquéfaction [43]. ....	49
Figure 2-25 Relation entre la contrainte cyclique maximale et le nombre de cycles nécessaires pour causer la rupture avec l'influence de la contrainte de confinement cité par Ayad[45].	50
Figure 2-26 L'effet de rapport de consolidation (OCR) sur la résistance à la liquéfaction[46]. .....	51
Figure 2-27 : Variation du coefficient de réduction des contraintes $r_d$ en fonction de la profondeur et de la magnitude $M_w$ [54]. ....	54
Figure 2-28 Facteurs de correction pour la magnitude [51]. ....	55
Figure 2-29 Abaque modifiée de Seed et al. (1985) pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction pour des séismes de magnitude $M=7,5$ cité par [51]. ....	57
Figure 2-30 $\Delta(N1)60$ en fonction de pourcentage de fines (FC) d'après Shahien [56]. ....	58
Figure 2-31 Organisation schématique des études de liquéfaction. ....	60
Figure 3-1 Les ruptures dues à la liquéfaction des remblais dans différents ouvrages après les séismes. ....	63
Figure 3-2 Exemples des murs les plus courants.....	64
Figure 3-3 Dommages causés à un mur de soutènement en raison d'un déplacement excessif, séisme Niigata-Ken Chuetsu 2004.....	65
Figure 3-4 Rupture de mur du barrage de Shin-Kang séisme de Chi-Chi 1999[65]. ....	66
Figure 3-5 Mouvement vers l'extérieur de mur gravitaire le long du joint de construction[65]. .....	66
Figure 3-6 Glissement et renversement de la paroi de soutènement[62]. ....	67
Figure 3-7 Renversement de mur gravitaire[62]. ....	67
Figure 3-8 Méthodes de calculs.....	69
Figure 3-9 Effondrement d'une tour à Tokyo pendant le séisme de Kanto 1923 [70]. ....	70
Figure 3-10 N. Mononobe vers 1930 (à gauche), Dr. S. Okabe en 1926 (à droite). ....	72
Figure 3-11 Forces prises en compte pour l'équilibre. Méthode pseudo statique[77]. ....	73
Figure 3-12 Abaque pour la prise en compte d'une cohésion du sol dans la méthode pseudo statique de Mononobe-Okabe [79]. ....	74
Figure 3-13 Méthode de Seed & Whitman [85]. ....	75

Figure 3-14 (a) Modèle de Wood pour les murs rigides (b) Incrément de charge dynamique de Wood en fonction de distance entre deux murs rigides [91].....	77
Figure 3-15 Géométrie d'une paire de parois rigides retenant une couche de sol élastique non homogène sur un substrat rocheux sous un mouvement horizontal [88].....	78
Figure 3-16 Configuration système Mur-Sol utilisée par Alampalli et Elgamal [90].....	80
Figure 3-17 Géométrie et considération utilisée par Green et Ebeling [93].....	81
Figure 3-18 Système considéré (Mur gravitaire fondée sur la couche de sol) et le modèle d'éléments finis correspondant Psarropoulos et al [94]. ....	81
Figure 3-19 Le modèle utilisé & Géométries de parois considérées dans les analyses [98].....	83
Figure 3-20 Typologie des barrages en remblais selon les matériaux de construction. ....	84
Figure 3-21 Rupture du barrage de Sheffield après le séisme, Santa Barbara, 1925 [104]. ....	85
Figure 3-22 Barrage de San Fernando avant et après le séisme de 1971 [36]. ....	85
Figure 3-23 Barrage Van Norman, après séisme de San Fernando en 1971. ....	86
Figure 3-24 Barrage Fujinuma avant et après le séisme de 2011 (Wiki 2018).....	86
Figure 3-25 Classification des modes de rupture des digues [113].....	88
Figure 3-26 Illustration de la liquéfaction dans le corps de la digue [112]. ....	89
Figure 3-27 Récapitulation des classifications des ruptures de remblais sous séismes [1] ....	89
Figure 3-28 Analyses numériques pour l'évaluation des mécanismes de rupture :.....	91
Figure 4-1 Système élémentaire à 1 DDL. ....	95
Figure 4-2 Règle de Masing. ....	96
Figure 4-3 Séquence de chargement idéalisée [10].....	97
Figure 4-4 Chargement cyclique symétrique [10]. ....	97
Figure 4-5 Représentation de la loi hyperbolique de Kondner.....	98
Figure 4-6 Illustration des paramètres de la loi d'Hardin et Drnevich. ....	100
Figure 4-7 Exemple de courbe de réduction du module $M_s$ en fonction de la déformation en échelle logarithmique [127].....	102
Figure 4-8 Comportement plastique idéal.....	104
Figure 4-9 Critère de rupture de Coulomb. ....	105
Figure 4-10 Détermination des paramètres élastique et plastique pour le modèle E-P avec le critère de Mohr-Coulomb.....	106
Figure 4-11 Séquence de calcul générale explicite par différences finies [129].....	108
Figure 4-12 Discrétisation mixte.....	108
Figure 4-13 Interface représentée par la connexion des faces A et B par des ressorts de raideur en cisaillement ( $k_s$ ) et normale ( $k_n$ ) [127]. ....	109
Figure 4-14 Dimension de la zone utilisée pour le calcul des raideurs [127].....	109
Figure 4-15 Différentes étapes d'un calcul dynamique avec le code FLAC <sup>2D</sup> [127]. ....	111
Figure 4-16 Conditions aux limites dynamique disponible dans FLAC <sup>2D</sup> [127].....	112
Figure 4-17 Protocole de calage des lois de comportement.....	115
Figure 4-18 Chargement utilisé pour les tests de cisaillement cycliques.....	116
Figure 4-19 Système appliqué pour l'essai de cisaillement.....	116
Figure 4-20 Boucles d'hystérésis obtenues dans le plan $\tau-\gamma$ ....	116

Figure 4-21	Contrainte de cisaillement/ cycle de déformation modèle élastiques non-linéaire.	117
Figure 4-22	Contrainte de cisaillement / cycle de déformation modèle : élastoplastique avec le critère de Mohr-Coulomb.	118
Figure 4-23	Contrainte de cisaillement / cycle de déformation modèle : élastoplastique avec le critère de Mohr-coulomb couplé avec le modèle d'Hardin / Drnevich.	119
Figure 4-24	Comparaison de facture de réduction $G/G_{max}$ en fonction de $\log \gamma C/m$	121
Figure 4-25	Comparaison de taux d'amortissement $D$ en fonction de $\log \gamma C/\gamma m$ .	121
Figure 4-26	Calage et comparaison des courbes de réduction de modules $G/G_{max}$ en fonction de déformation cyclique	123
Figure 4-27	Calage et comparaison de l'amortissement $D$ en fonction de déformation cyclique	123
Figure 4-28	Calage de l'amortissement $D$ en fonction de $\gamma$ : le modèle cubique avec le critère de Mohr-Coulomb.	124
Figure 4-29	Calage de courbe de réduction de modules $G/G_{max}$ en fonction de $\gamma$ : le modèle cubique avec le critère de Mohr-Coulomb.	124
Figure 4-30	Courbes de déformation volumique pour des amplitudes de déformation de cisaillement cyclique constantes [133].	126
Figure 5-1	Modèle élastique 1D.	134
Figure 5-2	Signal sismique appliqué.	134
Figure 5-3	Fonction de transfère calculer à partir de la colonne élastique 1D.	135
Figure 5-4	Diagramme des calculs réalisés durant le banc d'essai de projet PRENOLIN.	136
Figure 5-5	Signal de Ricker utilisé dans le modèle P1.	137
Figure 5-6	Contenue fréquentiel du mouvement d'entrée.	137
Figure 5-7	Diagramme contrainte-déformation pour le point situé à 9m.	138
Figure 5-8	Réponse en vitesse à la surface après 5s.	138
Figure 5-9	Colonne équivalent pour les tests de propagation d'onde avec un simple chargement Riker.	140
Figure 5-10	Vitesse enregistrée à la surface après 5 s de calcul.	140
Figure 5-11	Modèle 1D 1C équivalent.	141
Figure 5-12	Accélération enregistrée à la surface filtrée à 25 Hz (rouge) et appliquée à la base (noire) (modèle élastique).	141
Figure 5-13	Accélération enregistrée à la surface filtrée à 25 Hz (rouge) et appliquée à la base (noire) (modèle élastoplastique avec le critère de Mohr coulomb sans amortissement).	142
Figure 5-14	Contrainte-Déformation calculé pour le model élastoplastique avec le critère de Mohr coulomb.	142
Figure 5-15	Accélération enregistrée à la surface filtrée à 25 Hz (rouge) et appliquée à la base (noire) modèle cubique avec le critère de Mohr-coulomb.	142
Figure 5-16	Contrainte-Déformation calculé pour le model élastoplastique avec le critère de Mohr coulomb.	143
Figure 6-1	Schématisation du modèle de mur de soutènement proposé (en 3D).	148

Figure 6-2. Maillage du modèle 2D utilisé.....	149
Figure 6-3 L'interface entre le remblai et le mur et entre le mur et la fondation.....	152
Figure 6-4 Accélérogrammes de séismes réels « Non-Pulse-Like » enregistrés sur un site rocheux. ....	154
Figure 6-5 Accélérogrammes de séismes réels « Pulse-Like » enregistrés sur un site rocheux. ....	156
Figure 6-6 Coefficients de pression latérale totale du sol ( $K_{FD}$ ) en fonction de temps utilisant le signal d'entrée (Pa1).....	157
Figure 6-7 Distribution des pressions de terre à partir de l'état statique.....	158
Figure 6-8 Colonne équivalente 1D.....	159
Figure 6-9 Effets d'inertie du mur sur la réponse d'accélération en champ libre. ....	160
Figure 6-10 $PGA_{ff}$ en fonction de $PGA_{in}$ .....	161
Figure 6-11 Comparaison des coefficients de pressions dynamiques. ....	162
Figure 6-12 Accélération obtenues aux champs libres ( $PGA_{ff}$ ) (Gauche), Historiques des forces de poussée correspondante aux mêmes chargements (Droite) .....	164
Figure 7-1 Géométrie de modèle de barrage proposé (en 3D).....	168
Figure 7-2 Maillage du modèle 2D utilisé. ....	169
Figure 7-3 Conditions aux limites définies à la phase de construction. ....	170
Figure 7-4 Distribution de la pression interstitielle dans les sols de fondation.....	171
Figure 7-5 Déplacements induits par la construction de remblais.....	171
Figure 7-6 Distribution de la pression interstitielle à l'état d'équilibre pour le réservoir rempli d'eau. ....	172
Figure 7-7 Distribution de la contrainte totale verticale. ....	172
Figure 7-8 Facteur de sécurité résultant à la phase statique. ....	172
Figure 7-9 Accélérogrammes des séismes réels appliquées.....	175
Figure 7-10 Spectres de réponse en accélérations ( $\xi = 5\%$ ).....	176
Figure 7-11 Traitement de signal sismique (RSN_1091).....	176
Figure 7-12 Comparaison de la vitesse calculée par rapport à la vitesse d'entrée « IRSN_143 » facteur d'ajustement de 1.35.....	177
Figure 7-13 Contrainte/Déformation en cisaillement dans le modèle réponse élastique - non amorti- entrée « Loma_87 ».....	178
Figure 7-14 Contrainte / Déformation en cisaillement dans le noyau argileux matériau élastique - non amorti- entrée « IRSN_143 ».....	178
Figure 7-15 Fréquences calculées à la crête du barrage. ....	179
Figure 7-16. Signal sismique d'entrée (Loma_87). ....	179
Figure 7-17 Calage et comparaison des courbes $G/G_{max}$ en fonction de la distorsion ..	180
Figure 7-18 Calage et comparaison des courbes $D$ (%) en fonction de la distorsion. ....	180
Figure 7-19 Vecteurs de déplacements maximaux après le chargement à $t=40s$ .....	181
Figure 7-20 Contour de l'incrément de déformation en cisaillement après le chargement à $t=40s$ . ....	181
Figure 7-21 Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation de cisaillement.....	181
Figure 7-22 Variation des pressions interstitielle et les contraintes verticales effectives. ..	182

Figure 7-23 Modèles simulés : différentes configurations de la zone liquéfiables. ....	183
Figure 7-24 Variation de la pression interstitielle et la contrainte verticale effective. ....	185
Figure 7-25 Contours montrant l'étendue des sols liquéfiés. ....	185
Figure 7-26 Comparaison de déplacements relatifs. ....	186
Figure 7-27 Contours de déplacements et de la déformation après 40sec de perturbation. ....	186
Figure 7-28 Comparaisons de déplacements relatifs horizontales. ....	189
Figure 7-29 Comparaisons de déplacements relatifs verticales. ....	190
Figure 7-30 Comparaisons de déplacements relatifs horizontales. ....	190
Figure 7-31 Comparaisons de déplacements relatifs verticales. ....	191
Figure 7-32 Comparaisons de déplacements relatifs horizontales. ....	192
Figure 7-33 Comparaisons de déplacements relatifs verticales. ....	192
Figure 7-34 Système de drainage adopté. ....	194
Figure 7-35 Facteur de sécurité après l'installation de drain. ....	194
Figure 7-36 Comparaisons de déplacements relatifs horizontales. ....	196
Figure 7-37 Comparaisons de déplacements relatifs verticales. ....	196
Figure 7-38 Accélérogrammes d'entrée et ces caractéristiques. ....	198
Figure 7-39 Incréments de déformations et le rapport $R_e$ pour les PGA : faible, moyen, modéré. ....	198
Figure 7-40 Réponse dynamique (mouvement Loma_87) : rapport de surpression interstitiel $R_e$ . ....	200
Figure 7-41 Accélérogrammes d'entrée et ces caractéristiques. ....	201
Figure 7-42 Coefficients de corrélation. ....	202

# Introduction générale

## 1. Contexte général

Les expériences acquises lors des séismes (p. ex. Loma Prieta - USA 1989, Northridge - USA 1994, Hyogoken Nambu - Kobe 1995, ChiChi Taiwan 1999, Kocaéli - Izmit, Turquie 1999, Boumerdesse 2003, etc.) ont montré l'importance de la prise en compte des conditions géologiques et topographique locales et du comportement du sol dans l'analyse de la réponse sismique de différents types d'ouvrage.

De nombreuses études sismologiques ont analysé les vibrations sismiques enregistrées sur des sites « mous » de type bassin sédimentaire. Ces analyses de la réponse sismique de sites sédimentaires étaient motivées par l'observation d'effets de site.

Ces effets de site, responsables d'importants dégâts, notamment lors des séismes de Mexico en 1985 et de Kobe en 1995, sont aujourd'hui pris en compte et analysée dans toutes les études d'aléa sismique modernes ou de forte augmentation locale à la fois des amplitudes et de la durée ainsi que les contenus fréquentiels des mouvements sismiques ont été enregistrés.

Les déformations induites par ces mouvements sismiques d'amplitude significative peuvent faire des incursions hors du domaine d'élasticité de comportement du sol et influencer les interactions dynamiques entre le sol et une structure.

Du fait des non-linéarités du comportement du sol, ces effets conduisent à une dissipation d'énergie dans le sol. En conséquence, il est très important de server des méthodes numériques pour la prise en compte de la non-linéarité du comportement du sol et l'effet de site.

La présente thèse vise la contribution à la modélisation numérique du comportement dynamique et de la liquéfaction des remblais sous chargement sismique, en tenant compte des non-linéarités de comportement du sol et l'effet de site, ainsi que le phénomène de la propagation d'onde sismique.

Une partie du travail sera donc consacrée à l'implémentation numérique de modèles de comportement dynamiques non linéaires adaptés au cas des sols par le Code **FLAC<sup>2D</sup>**.

Des comparaisons avec des résultats trouvés dans la littérature seront réalisées afin de valider l'approche numérique d'une part et de proposer, d'autre part, une méthode d'analyse pour l'étude du comportement dynamique des ouvrages géotechniques construits principalement par des remblais, tel que les murs de soutènement et les digues.



De plus, le rôle de la pression interstitielle ne peut pas être négligé pour les sols saturés sous fortes sollicitations, où le phénomène de la liquéfaction peut apparaître.

Les paramètres qui impactent le plus le phénomène de liquéfaction comme la disposition et la forme de la zone liquéfiable, le drainage et les caractéristiques du mouvement sismique seront discutés, afin d'évaluer numériquement les mécanismes de rupture due à la liquéfaction de remblais du barrage.

## 2. Buts et objectifs de la thèse

Les remblais constituent une composante très importante de nombreux ouvrages géotechniques. Ces ouvrages peuvent être des murs de soutènement, des quais de ports, des culées de ponts, des pentes artificielles, ou encore des ouvrages hydrauliques comme les digues et les barrages en terre. Les séismes constituent une forme de sollicitation particulièrement agressive pour ces types d'ouvrages.

De très nombreux cas de ruptures ou de tassements de remblais et de digues sous l'effet de séismes ont été recensés dans les régions de forte sismicité [1].

Les études ont montré aussi que les ouvrages géotechniques principalement construits par des remblais situés sur des nappes d'eau souterraine peu profondes ou adjacentes à des cours d'eau sont très sensibles aux dommages causés par les tremblements de terre et principalement par le phénomène de la liquéfaction de sol (Figure 1).



Figure 1. Les ruptures dues à la liquéfaction des remblais dans différents ouvrages : (a) Liquéfaction des remblais d'une chaussée routière<sup>1</sup>, (b) Liquéfaction des remblais du quai d'un port.

Dans ce contexte, il est nécessaire d'étudier, de manière précise, le comportement dynamique des sols, et plus particulièrement leurs conditions de la liquéfaction avant de

---

<sup>1</sup><https://geosynthetic.wordpress.com/2015/10/31/basics-of-soil-liquefaction-4-strategy-for-liquefaction-remediation>

passer aux modélisations numériques de comportement complexe d'un ouvrage en remblai. Les méthodes analytiques d'équilibre limite ou les simulations numériques ont été utilisées pour l'évaluation de la sécurité de ces types d'ouvrage et l'analyse des risques, afin d'estimer ses réponses dynamiques pendant et après les mouvements sismiques [2].

Généralement, dans la pratique, différents types de modélisations sont utilisés lors de la conception des ouvrages en situation sismique et non sismique, telle la méthode pseudo statique, très utilisée pour étudier le phénomène dynamique. Cette méthode n'est pas la seule, on trouve dans la pratique toute une famille classée comme « Méthodes analytiques ».

Ces méthodes utilisent des hypothèses simplificatrices telles que le comportement mécanique du sol, la dimension ou la géométrie de l'ouvrage.

Bien qu'en général ces modélisations simples permettent la représentation des aspects essentiels du comportement des sols réels, les expériences sur des cas réels ou sur des modèles réduits ont montré certaines limitations de ces méthodes d'analyse simplifiées [3]. En outre, la méthode des éléments finis ou celle des différences finies serait plus efficace.

Ce travail de thèse présente une contribution à la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages géotechniques avec interaction sol-structure tels que les murs de soutènement (cf. Figure 2a) et interaction fluide-digue tels que les barrages en terre (cf. Figure 2b) soumis à des tremblements de terre réels.



Figure 2 : Exemples de défaillance induite par un tremblement de terre : (a) rupture de mur du barrage de Shin-Kang lors le séisme de Chichi 1999, (b) rupture du barrage inférieur de San Fernando en raison de la liquéfaction des alluvions non consolidées<sup>2</sup>.

<sup>2</sup> <http://damfailures.org/lessons-learned/stability-of-the-dam-foundation-and-other-geologic-features-must-be-considered-during-dam-design/>

Cette contribution prend en compte : l'effet de site, la propagation d'ondes sismiques, le comportement non linéaire du sol et le phénomène de la liquéfaction.

Pour mettre en évidence nos objectifs, ce travail s'articule autour de :

- **L'état de l'art de code (FLAC<sup>2D</sup>) pour les simulations dynamiques non linéaires**
  - Vérification de l'implantation de différentes lois rhéologiques dans le code de calcul (FLAC<sup>2D</sup>) et l'étude de la possibilité de combiner la loi élastoplastique avec les différents types de l'amortissement hystérésis pour approcher la réalité.
  - Calage des courbes obtenues numériquement pour les sables et les argiles dans le domaine non linéaire avec les résultats de laboratoire fournis par la littérature.
  - Fourniture d'une étude complète de la propagation 1D des ondes SH dans différents milieux linéaires et non linéaires pour évaluer la réponse du code, ainsi que la performance des méthodes numériques.
- **Évaluation de la réponse sismique des murs de soutènement rigide**
  - Analyse numérique dans le domaine non linéaire des comportements sismiques des murs de soutènement de type gravitaire soutenant des remblais, fondés sur un site rocheux, soumis à des mouvements de terrain réels.
  - Comparaison des réponses obtenues numériquement avec celles obtenues en utilisant des méthodes simplifiées pour estimer les pressions derrière les structures de soutènement dans ces conditions.
- **Évaluation de la réponse sismique du barrage en terre**

Étudier la réponse dynamique et l'interaction hydrodynamique d'un barrage en terre en se basant sur l'analyse découplée en contrainte effective sans considération de la liquéfaction.
- **Modélisation numérique de la déformation induite par la liquéfaction des barrages en terre :**
  - Étudier les implications de la liquéfaction induite par les tremblements de terre et définir les mécanismes de rupture possible de ce type de structure.
  - Indiquer le début de la liquéfaction et explorer les zones de rupture localisées.
  - Étudier l'effet de la forme et la profondeur de zones liquéfiables, le drainage, et les caractéristiques de séisme, sur l'évolution des ruptures induites par la liquéfaction dans remblais des barrages.

### 3. Organisation et structure de la thèse

Afin d'atteindre nos objectifs discutés, ce travail s'articule autour de deux parties. La figure 3 montre le plan général de la thèse.

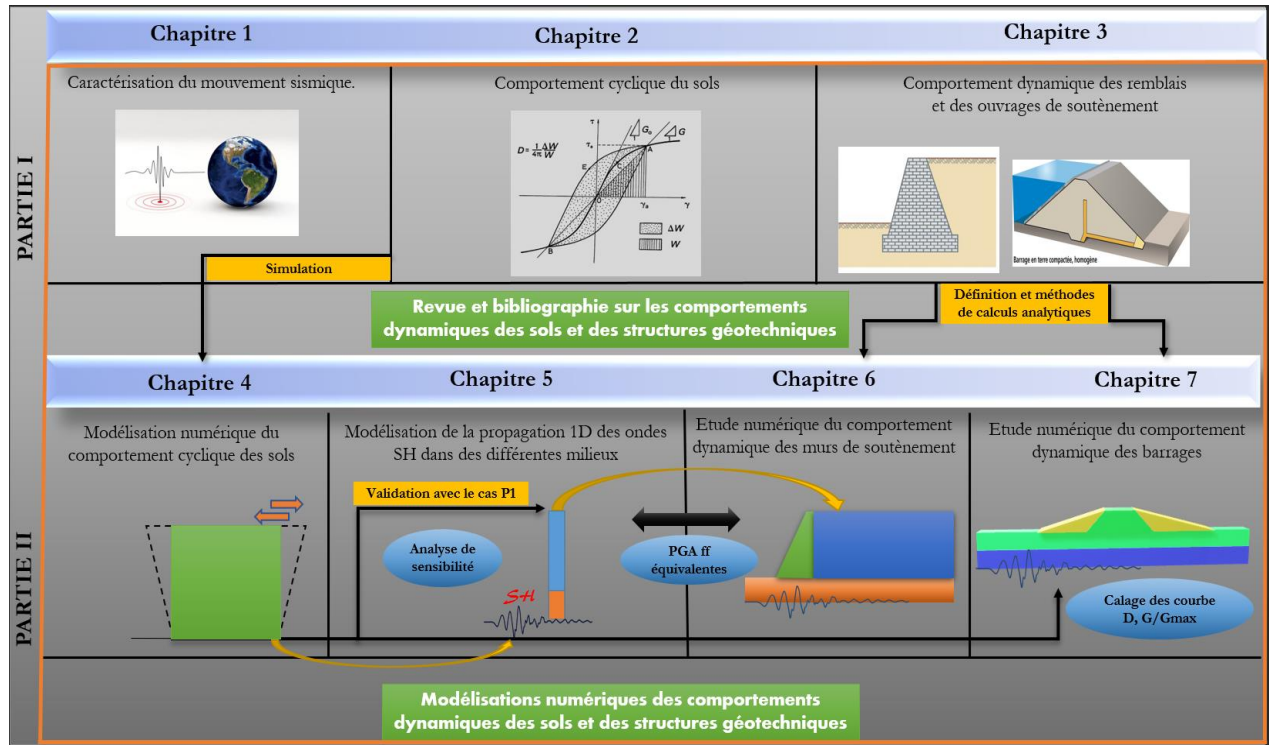


Figure 3 Plan général de la thèse.

la première partie de cette thèse concernant l'état de l'art du comportement dynamique des sols et des structures géotechniques, ainsi que, le code en différences finies  $FLAC^{2D}$  seront fourni dans le cadre de l'analyse dynamique.

Les tremblements de terre nous fournissent des informations utiles pour comprendre non seulement les événements sismiques, mais aussi les structures profondes de la terre. Pour cela, le **chapitre 1** commence par des considérations générales où nous rappellerons un certain nombre de notions de base qui concernent les éléments de sismologie. Nous aborderons successivement la caractérisation d'un séisme, les types d'ondes sismiques, leurs propagations, la présentation des divers types d'enregistrement sismique, et l'on terminera ce chapitre par la présentation des techniques de traitement des signaux sismiques ainsi que l'effet de site.

L'étude du mouvement sismique a mis en évidence l'importance de la nature des couches géologiques de surface sur les caractéristiques de ce mouvement. L'une des

connaissances de base, nécessaire pour évaluer la réponse du sol lors d'un séisme, est l'étude de ses propriétés sous chargements cycliques.

Le **chapitre 2** concerne le cadre théorique et expérimental du comportement dynamique des sols sous charge dynamique, en général, et du comportement cyclique des sables non drainés en particulier. Bien que le phénomène de la liquéfaction soit un de nos objectifs capitaux, nous traiterons aussi les facteurs influençant la liquéfaction et l'évaluation du potentiel de ce phénomène.

Le **chapitre 3** présente brièvement un aperçu des ouvrages géotechniques (murs et barrages en terre) choisies comme des cas d'étude. Nous exposerons un aperçu historique sur des cas pertinents de rupture pour chaque type d'ouvrages évaluant en même temps les différents mécanismes des défaillances liés principalement aux liquéfactions des remblais de barrages. Une synthèse bibliographique sur les méthodes de calculs dynamiques des ouvrages de soutènement sera également élaborée.

La modélisation numérique du comportement dynamique des sols à l'aide d'un code de calcul aux différences finies demande une modélisation nécessairement approchée d'une réalité complexe, également aussi pour le comportement à la liquéfaction. Dans le **chapitre 4**, nous verrons comment ces types de comportements peuvent être modélisés à l'aide des modèles rhéologiques et numériques. Des simulations d'essais de cisaillement cyclique sur une seule zone de maillage seront conduit sur plusieurs modèles de comportement, linéaires et non linéaires, incorporés dans le code **FLAC<sup>2D</sup>** afin d'identifier celui qui reproduit au mieux la réponse des sols sur une large gamme de déformations. Les modèles constitutifs réservés à la liquéfaction seront aussi présentés.

Avant de lancer des simulations avancées en 2D (les cas d'études), il est important d'évaluer la réponse du code de calcul dans plusieurs conditions de la propagation d'onde sismique. Le **chapitre 5** a pour objet la validation du cas d'une propagation des ondes 1D avec des mesures issues du benchmark international PRENOLIN sur le cas P1, un des cas canoniques du projet. Nous serons ensuite focalisés sur la propagation 1D des ondes SH dans différents milieux. Cette étape nous a permis d'étudier la réponse dynamique d'un profil de sol et sa sensibilité au choix de modèle sur la propagation d'onde. Les réponses calculés ( $PGA_{ff}$ ) dans ce chapitre seront servi à étudier le comportement dynamique des murs dans le **chapitre 6**.

Dans la deuxième partie, nous réaliserons une série d'analyses numériques non linéaires bidimensionnelles pour étudier le comportement dynamique des ouvrages géotechniques considérés déjà dans le **chapitre 3**.

Le **chapitre 6** dévoilera la modélisation détaillée de notre premier cas d'étude. Ce cas est lié à l'interaction sol-structure des murs rigides soutenant des remblais et fondés sur un site rocheux soumis à des mouvements sismiques réels. Divers ensembles d'enregistrements de données réelles (quarante accélérogrammes) seront appliqués à la base du substratum rocheux afin d'évaluer la réponse dynamique du modèle pour différents scénarios de tremblement de terre. Nous comparerons les réponses obtenues numériquement avec celles obtenues en utilisant des méthodes simplifiées. Ceci nous permettra de voir un domaine d'application des méthodes simplifiées couramment utilisées.

Le dernier chapitre de ce manuscrit, **chapitre 7**, se concentrera sur le comportement hydrodynamique d'un barrage en remblais réalisé sur un sol déformable. L'objectif de cette partie sera l'évaluation des mécanismes de rupture due à la liquéfaction du sol. À travers des études paramétriques, les paramètres qui impactent le plus le phénomène de liquéfaction comme la disposition, la forme de la zone liquéfiable, le drainage et les caractéristiques du mouvement sismique seront discutés. Les résultats de cette étude paramétrique seront présentés et comparés aux réponses dynamiques disponibles dans la littérature.

# PARTIE I

## Chapitre 1

### 1 Éléments de sismologie et traitements des signaux sismiques

<a href="#">Introduction .....</a>	<a href="#">9</a>
<a href="#">1.1 L'origine de perturbation de terre .....</a>	<a href="#">9</a>
<a href="#">1.2 Caractéristiques du mouvement sismique .....</a>	<a href="#">12</a>
<a href="#">1.3 Caractérisation des ondes sismiques.....</a>	<a href="#">14</a>
<a href="#">1.3.1 Les ondes de Volume.....</a>	<a href="#">15</a>
<a href="#">1.3.2 Les ondes de surface.....</a>	<a href="#">15</a>
<a href="#">1.3.3 Vitesse des ondes.....</a>	<a href="#">16</a>
<a href="#">1.4 Présentation d'un séisme.....</a>	<a href="#">18</a>
<a href="#">1.4.1 Enregistrement des séismes.....</a>	<a href="#">18</a>
<a href="#">1.4.2 Représentation temporelle du mouvement sismique.....</a>	<a href="#">19</a>
<a href="#">1.4.3 Présentation fréquentielle.....</a>	<a href="#">19</a>
<a href="#">1.4.4 Transformée de Fourier.....</a>	<a href="#">19</a>
<a href="#">1.4.5 La transformation de Fourier rapide.....</a>	<a href="#">20</a>
<a href="#">1.5 Traitement de signal sismique.....</a>	<a href="#">20</a>
<a href="#">1.5.1 Problème d'intégrabilité.....</a>	<a href="#">20</a>
<a href="#">1.5.2 Les causes du problème d'intégrabilité .....</a>	<a href="#">22</a>
<a href="#">1.5.3 Correction de la ligne de base .....</a>	<a href="#">22</a>
<a href="#">1.5.4 Les filtres numériques .....</a>	<a href="#">23</a>
<a href="#">1.6 L'évaluation de l'effet de site .....</a>	<a href="#">23</a>
<a href="#">Conclusion partielle.....</a>	<a href="#">26</a>

---



## Introduction

De nombreux séismes se produisent tous les jours, mais la plupart ne sont pas humainement perceptibles. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices.

Les mécanismes sismiques sont étudiés de plus en plus finement pour tenter d'établir des lois de comportement ou des "modèles". Une partie des résultats de la recherche est directement utilisée dans l'élaboration de stratégies de "protection" contre les actions sismiques. C'est celle qui intéresse les ingénieurs et les chercheurs dans le domaine de dynamique des sols et plus généralement du génie parasismique.

Le présent chapitre commence par des considérations générales où nous rappellerons un certain nombre de notions de base qui concernent les éléments de sismologie. Nous aborderons successivement la caractérisation d'un séisme, les types d'ondes sismiques, leurs propagations, la présentation des divers types d'enregistrement sismique, et on terminera ce chapitre par la présentation des techniques de traitement du signal sismique et l'effet de site.

### 1.1 L'origine de perturbation terrestre

Un tremblement de terre se manifeste par une perturbation de terre causée par la libération soudaine d'énergie dans la croûte terrestre. Cette énergie peut provenir de différentes sources, telles que les mouvements tectoniques, des éruptions volcaniques, ou même des explosions artificielles et de l'effondrement de cavités souterraines, telles que les mines ou les karsts.[4].

Tableau 1-1 Classement de séismes selon leur mode de génération.

<b>Jeu d'une faille</b>	<b>Séismes tectoniques</b> : rupture soudaine des roches	<b>Séismes induits par l'activité humaine</b> : mise en eau d'un grand barrage, exploitation de gaz, etc.
<b>Explosion</b>	Séismes volcaniques : fracturation des roches due à l'intrusion de magma, dégazage, oscillation propre du réservoir	Tirs d'exploration sismique, tirs de mines et carrières, essais nucléaires souterrains
<b>Implosion</b>	Séismes d'effondrement : effondrement de cavités, effondrement lié à un grand glissement de terrain	Effondrements d'anciennes mines

Source : <http://musee-sismologie.unistra.fr/comprendre-les-seismes/notions-pour-petits-et-grands/notions-de-base/classer-les-seismes/>



*Remarques :*

- Les séismes tectoniques sont de loin les plus courants, ils sont bien expliqués par la tectonique des plaques.
- À part les tirs nucléaires, les séismes artificiels sont généralement des petits séismes.

La cause d'un séisme est presque toujours la même : il est provoqué par la rupture brutale des roches en profondeur en un point appelé foyer (à la verticale de l'épicentre) qui, le plus souvent, se situe dans les 60 premiers kilomètres de la couche externe de la terre (Figure 1-1).

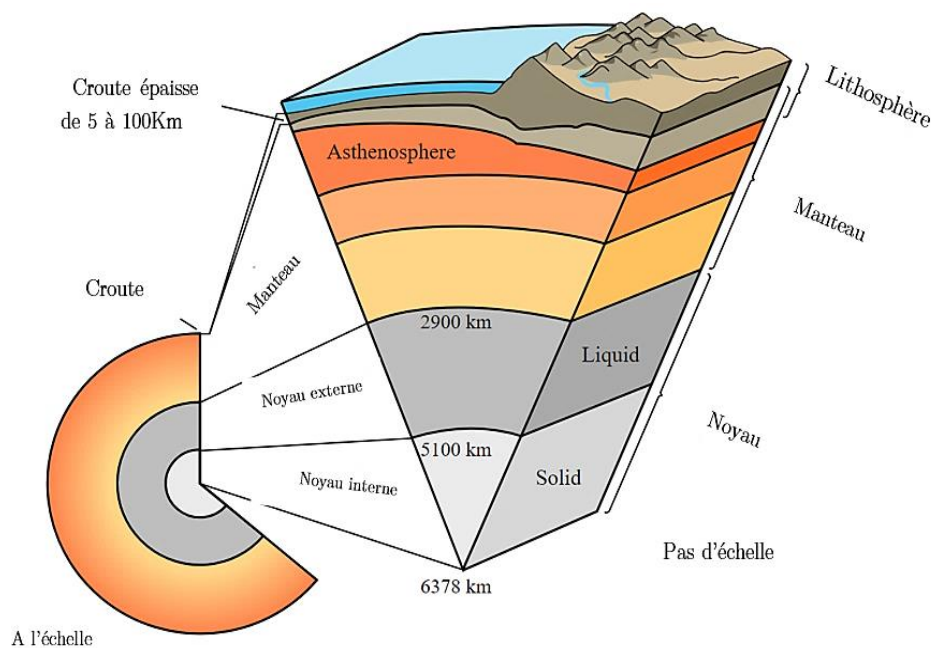


Figure 1-1 Coupes schématiques sur le globe terrestre.

Source : <https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Earth-cutaway-schematic-english.svg>

C'est le cas des séismes superficiels qui, en dehors des quelques petites secousses d'origine volcanique, se produisent dans la partie cassante de la croûte terrestre. Devant la contrainte imposée par le mouvement des plaques (mouvements de rapprochement ou d'écartement ou bien encore de coulissage des plaques rigides), les roches superficielles se déforment de façon élastique jusqu'à un certain point de rupture à partir duquel elles cassent brutalement le long d'une ou plusieurs failles (Figure 1-2).

Les parois de la faille mises en mouvement frottent l'une contre l'autre de telle sorte qu'il y a une dissipation de l'énergie d'une part sous forme de chaleur obtenue par frottement, et d'autre part sous forme de vibrations.

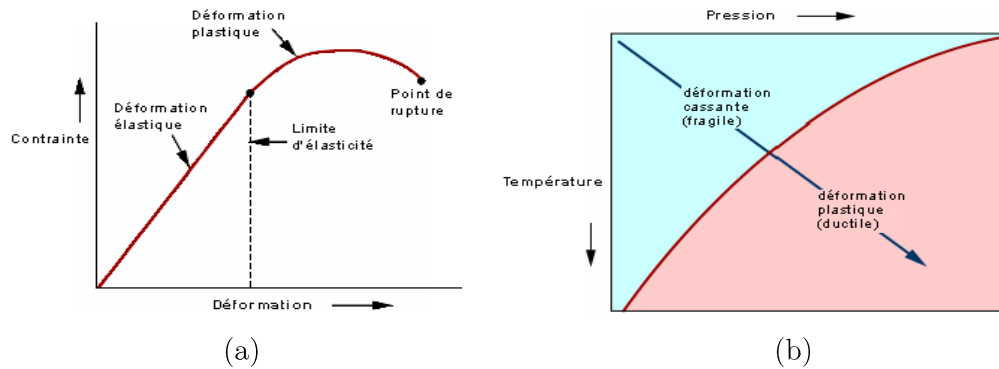


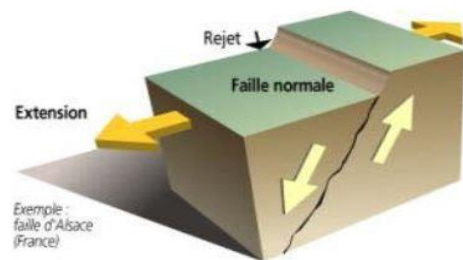
Figure 1-2 Déformation des roches superficielles:(a) Exemple de courbe contrainte-déformation (b) Critères de déformation plastique et de déformation cassante [5].

On appelle mécanisme au foyer, le mécanisme permettant de définir quel type de faille intervient dans le tremblement de terre, ainsi que l'orientation de la faille et la direction de glissement des blocs sur cette faille.

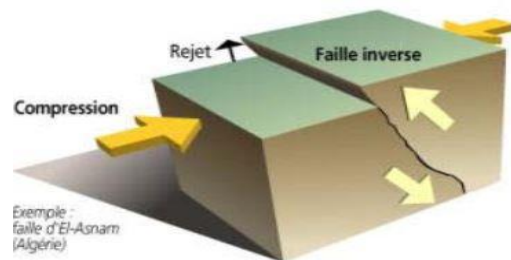
On peut ainsi définir la nature convergente ou divergente des mouvements à l'origine des séismes. Le mécanisme au foyer d'un séisme est généralement une combinaison de mécanismes simples. Il existe trois sortes de failles et trois sortes de mécanismes au foyer. Les différents types de failles et mécanismes au foyer sont cumulé dans le tableau 1-2.

Tableau 1-2 Failles et mécanismes au foyer

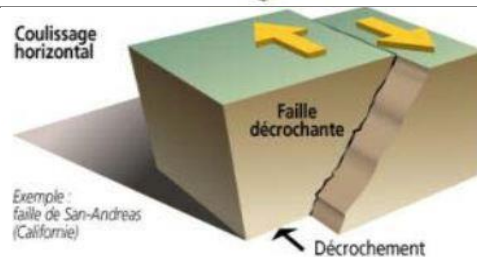
**Les failles normales :** elles résultent d'un mouvement d'écartement (divergence) qui entraîne un étirement des roches initiales



**Les failles inverses :** elles résultent d'un mouvement de rapprochement (convergence) qui entraîne un raccourcissement des terrains initiaux



**Les failles en décrochement :** elles provoquent un déplacement des blocs uniquement dans le sens horizontal (vue du dessus)



## 1.2 Caractéristiques du mouvement sismique

La chute de contrainte provoquée par la rupture brutale de la roche sur le plan de faille libère de l'énergie, sous forme de chaleur et d'émission d'ondes élastiques (Figure 1-3). Plus la surface de rupture et le déplacement sont importants, plus la quantité d'énergie libérée est importante.

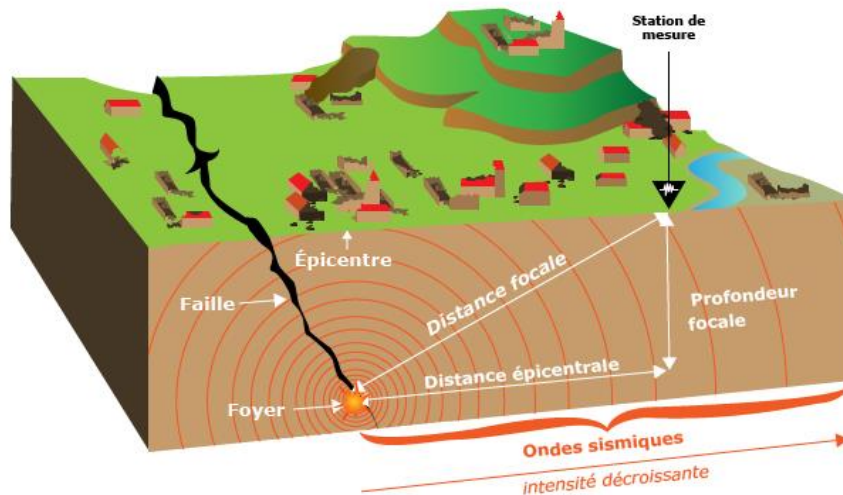


Figure 1-3 Représentation schématique d'un du mouvement sismique.

Source : <http://www.maxicours.com/se/fiche/1/5/399151.html/ts>

Les paramètres suivants définissent la source sismique :

- **Foyer ou hypocentre** : lieu du plan de faille où commence la rupture (point de déclenchement de la rupture).
- **Épicentre** : le point de la surface terrestre à la verticale du foyer.
- **Azimut de la faille** : angle compris entre l'axe du méridien et celui de la faille (orientation de la faille).
- **Pendage de la faille** : inclinaison de la faille.
- **Surface** : surface du plan de faille concernée par la rupture (longueur x hauteur).
- **Déplacement moyen** : longueur du glissement de la roche de part et d'autre du plan de faille.
- **Magnitude** : mesure de l'énergie libérée, dépend du moment sismique (cf. Figure 1-4), donc de la rigidité du milieu, de la surface et du déplacement de la rupture. Elle est définie comme le logarithme décimal de l'amplitude maximale des ondes sismiques sur un sismogramme et se quantifie sur l'échelle de Richter, à titre d'exemple, le séisme le plus puissant mesuré à ce jour a eu lieu au Chili, le 22 mai 1960, sa magnitude étant de 9,5 sur cette échelle.

La définition originale donnée par Richter en 1935, appelée désormais magnitude locale ou ML, est une échelle logarithmique simple de la forme :

$$M_L = \log(A) - \log(A_0) + c \times \log(\Delta)$$

Où : A représente l'amplitude maximale mesurée sur le sismogramme,  $A_0$  est une amplitude de référence correspondant à un séisme de magnitude 0 à 100 km,  $\Delta$  est la distance épacentrale (km) et c est une constante d'étalonnage.

- **Vitesse de rupture** : vitesse de propagation de la rupture dans la roche, dépend du type de roche.
- **Chute de contraintes** : différence entre l'état de contraintes dans la roche.
- **Isoséistes** : représentent les lieux de même intensité sismique sur une carte géographique. Les isoséistes sont des courbes d'égale intensité sismique
- **L'intensité d'un séisme** : est définie en un lieu par rapport aux effets produits par ce séisme (effets et conséquences du séisme en un lieu donné), elle permet de classer qualitativement les séismes, par observation des dégâts causés. Elle s'augmente de 1 à 12 selon l'échelle de Marcelli, ou I=12 correspondant à des dégâts catastrophiques.
- **L'accélération maximale du sol (PGA)** : c'est un paramètre important pour le calcul de structure. Les paramètres précédents ayant essentiellement un intérêt d'appréciation et de classification, ils ne sont pas directement utilisables pour ce domaine. Cette valeur relève de mesures effectuées sur le site. L'accélération maximale est exprimée en  $m/s^2$  ou en g, ou en gale.
- **Le déplacement maximal du sol** : il donne une idée de l'ordre de grandeur du déplacement relatif du centre de gravité d'une structure par rapport à sa base (allant de quelques centimètres à un mètre en zone fortement sismique).
- **La durée du mouvement sismique** : celle-ci est liée à sa magnitude et va de quelques secondes à une minute en zone fortement sismique.
- **L'intensité d'Arias ( $I_A$ )** : introduite par Arias en 1970, fait l'objet de peu de relations de prédiction de l'intensité. En effet, ce paramètre a été développé au début des années 1970 (Arias, 1969-1970) pour « mesurer » le potentiel destructeur en se basant sur l'énergie des mouvements du sol dissipée par une famille de structure de fréquence propre. En outre, il est fonction, et par conséquent intègre, l'amplitude du signal, son contenu fréquentiel ainsi que sa durée<sup>3</sup>:

$$I_{A_{i,j}} = \frac{\pi}{2g} \int_{t_0}^{t_0+D} a_i(t) \cdot a_j(t) \cdot dt$$

---

<sup>3</sup> Auclair, S., & Rey, J. (2009). Corrélation indicatrice de mouvement du sol/intensité. Vers l'acquisition conjointe de données instrumentales et macrosismiques., Rapport final. BRGM/RP-57785-FR

Où :  $D$  la durée du signal et  $a_i$  et  $a_j$  les amplitudes de l'accélération selon les deux composantes horizontales  $i$  et  $j$ .

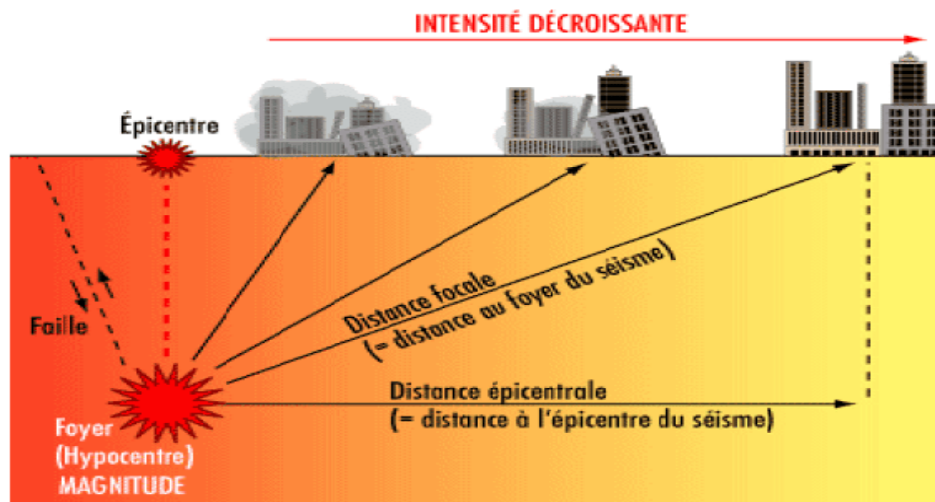


Figure 1-4 Schéma symbolisant l'atténuation de l'énergie sismique avec la distance.

Source : <https://www.replik972.fr/risque-sismique/quest-quun-seisme>

### 1.3 Caractérisation des ondes sismiques

Le concept de l'onde est une notion abstraite de transport d'énergie d'un point à un autre sans transfert de matière. Ce phénomène nous permet d'obtenir de l'information sur un milieu.

La connaissance des caractéristiques des différents types d'ondes et de leurs modes de propagation permet de comprendre leur action sur une structure.

Les ondes sismiques voyageant à l'intérieur de la terre sont émises par les tremblements de terre qui se produisent en profondeur (libérées par la rupture sur la faille). Elles ne sont pas observables de manière directe, mais les mouvements que produisent, les vibrations, sont convertis en une certaine forme de signal et sont enregistrés par des sismomètres. Les tremblements de terres produisent différents types d'ondes qui se caractérisent par des vitesses de propagation variables en fonction des propriétés du milieu traversé.

Cela a permis l'étude d'une variété d'ondes depuis plus de 150 ans. Poisson démontre en 1830 qu'il existe deux types d'ondes qui peuvent traverser les milieux homogènes et solides : les ondes de compression (P) et de cisaillement (S), toutes deux regroupées sous le nom d'ondes de volume.

On attendra 1887 et 1911 pour voir apparaître respectivement les ondes de Rayleigh et de Love, porteuses du nom de leur découvreur. En 1889, pour la 1<sup>ère</sup> fois, un

enregistrement des ondes issues d'un séisme au Japon est réalisé à plusieurs milliers de kilomètres depuis la source. C'est le début d'une sismologie moderne, instrumentale, basée sur l'étude des ondes sismiques.

### 1.3.1 Les ondes de volume

Elles se propagent dans la masse terrestre depuis la source et sont réfléchies et/ou réfractées par les limites de couches de sol de densités différentes et par la surface. Ce sont les ondes de volume qui provoquent les déformations des constructions courantes sous l'effet des forces d'inertie (leurs fréquences d'oscillation sont proches de celles des constructions qu'elles peuvent mettre en résonance) [5]. On peut distinguer deux types d'ondes de volume :

#### ❖ Les ondes P

Dites primaires et qui progressent en animant les sols traversés en compression/dilatation comme les spires d'un ressort. Ce sont des ondes de compression qui se propagent dans tous les états de la matière (gazeux, liquide et solide). Les ondes P se déplacent en créant successivement des zones de compression et des zones de dilatation. Ses caractéristiques sont comme suit :

- Vitesse : de l'ordre de 4 à 6 km/s (beaucoup moins selon la nature des roches tendres et des sols plus ou moins raides traversés près de la surface).
- Périodes : de l'ordre de la seconde (de la fraction de seconde à quelques secondes)
- Longueur d'onde : de l'ordre de 4 à 6 km

#### ❖ Les ondes S

Dites : secondaires, cisaillement ou transversales, car le substrat se déplace perpendiculairement à la direction de l'onde lorsque celle-ci le traverse. Par ailleurs, elles ne se propagent pas dans les milieux liquides, ce qui signifie qu'elles disparaissent en pénétrant dans le noyau terrestre externe. Le qualificatif « secondaire » vient du fait qu'elles apparaissent après les ondes P sur les sismogrammes. Elles sont caractérisées par :

- Vitesse : 60% de celle des ondes P.

### 1.3.2 Les ondes de surface

Elles sont générées par l'arrivée des ondes de volume à la surface du globe.

Plus le séisme est profond, moins elles sont puissantes.

Elles concernent les couches superficielles des sols. Les ondes de Love et de Rayleigh ont un contenu fréquentiel qui concerne certaines structures, mais leur influence sur les constructions courantes est négligeable.



### ❖ L'onde de Love

C'est une onde de cisaillement, comme les ondes S, mais qui oscillent dans un plan horizontal. Elles impriment au sol un mouvement de vibration latéral. C'est un anglais Augustus Edward Hough Love qui a découvert son existence en 1911. Elles provoquent un ébranlement horizontal qui peut causer de nombreux dégâts aux fondations d'un édifice qui n'est pas une construction parasismique.

### ❖ L'onde de Rayleigh

Dite l'onde R, elle a été découverte par John William Strutt Rayleigh en 1885. Son déplacement est complexe et est assimilable à une vague. Les particules du sol se déplacent selon une ellipse rétrograde, créant une véritable vague qui affecte le sol lors des grands tremblements de terre.

Les ondes de Love et de Rayleigh ont un contenu fréquentiel qui concerne certaines structures, mais leur influence sur les constructions courantes est négligeable :

- Vitesse : de l'ordre de 1 à 2 km/s.
- Périodes : de l'ordre de 20 s.
- Longueur d'onde : de l'ordre de 20 à 40 km.

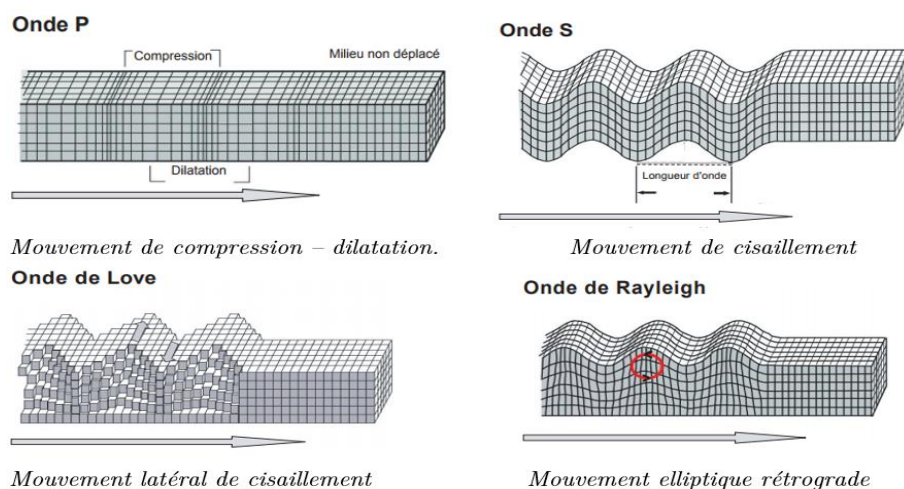


Figure 1-5 Mouvement de terre causé par les ondes sismiques.

### 1.3.3 Vitesse des ondes

Les différentes ondes sismiques ne se propagent pas de la même manière, ni à la même vitesse dans tous les milieux traversés. Cette propriété est utilisée entre autres pour comprendre la nature physique du globe et pour déterminer les épicentres des séismes. Ces vitesses dépendent du matériau traversé, de la pression et de la température de milieu.

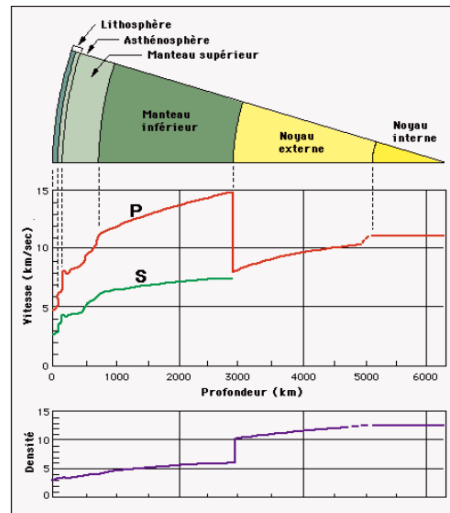


Figure 1-6 Vitesse de propagation des ondes P et S dans les différentes strates du globe terrestre[5].

Tableau 1-3 Ordre de grandeur des paramètres physiques à l'intérieur de la Terre.

	Profondeur (Km)	$V_P$ (Km/s)	$V_S$ (KM/s)
Manteau supérieur	80	8.1	4.5
	670	10.3	5.6
Manteau inférieur	670	10.8	5.9
	2890	13.7	7.7
Noyau	2890	8.1	0
	5150	10.4	0
Graine	5150	11	3.5
	6400	11.3	3.7

\* Une vitesse de 8 km/s correspond à 28 800 km/h

Source : <http://museesismologie.unistra.fr/fileadmin/upload/Sismologie/PedagogieSismologie>

Les ondes sismiques sont des ondes élastiques. Elles se propagent dans toutes les directions sans déformer durablement le milieu. On peut calculer la vitesse de propagation de ces ondes à partir des caractéristiques du sol et appliquant les théories d'élasticité :

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)} \quad (1.1)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (1.2)$$

Où :

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (1.3)$$

$$\nu = \frac{\varepsilon_l}{\varepsilon} \quad (1.4)$$

E : Module d'élasticité [N/m<sup>2</sup>],

G : Module de cisaillement dynamique [N/m<sup>2</sup>],



$\lambda$ : Constante de Lamé,

$\nu$ : Coefficient de Poisson,  $\sigma$ : Contrainte normale,  $\varepsilon_l, \varepsilon$  : Déformations dans la même direction et dans la direction perpendiculaire.

Les vitesses des ondes sont données par les formules suivantes :

$$V_p(m/s) = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} \quad (1.5)$$

$$V_s(m/s) = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (1.6)$$

## 1.4 Présentation d'un séisme

### 1.4.1 Enregistrement des séismes

Pour obtenir le mouvement tridimensionnel de l'onde sismique, il est nécessaire d'enregistrer trois directions différentes formant un trièdre (en général, une direction verticale, et deux directions horizontales perpendiculaires). Les sismographes sont conçus pour enregistrer une seule composante verticale ou horizontale, car la mécanique est différente. Les observatoires sismologiques sont donc équipés de différents sismographes (Figure 1-7). Pour mesurer le mouvement vertical, les sismographes emploient une masse lourde supportée par un ressort. Le ressort est attaché au support qui est lui-même connecté à la terre. Lorsque la terre vibre, le ressort se comprime et se décomprime, mais la masse reste presque stationnaire. Le signal enregistré par cette configuration est appelé « Up-Down ».

Pour mesurer le mouvement horizontal, la masse lourde est suspendue comme un pendule et un appareil est utilisé pour mesurer les mouvements Est-Ouest (E-W) et un autre pour mesurer les mouvements Nord-Sud(N-S).

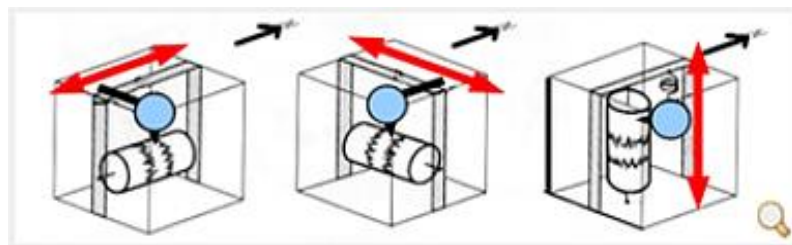


Figure 1-7 Fonctionnement des sismographes.

Source : <http://ndawloane.wixsite.com/tpe-paraique/sismographe>

### 1.4.2 Représentation temporelle du mouvement sismique

Un signal sismique est la représentation dans le temps du mouvement sismique enregistré dans un site (déplacement, vitesse, accélération). La période et l'amplitude caractérisent les phénomènes ondulatoires, la fréquence ( $f$  en Hz) est l'inverse de la période ( $T$  en s). Ce signal sismique est complexe et aléatoire et il peut être représenté comme la superposition d'ondes (de différents types) de fréquences variables dont l'amplitude est plus ou moins importante.

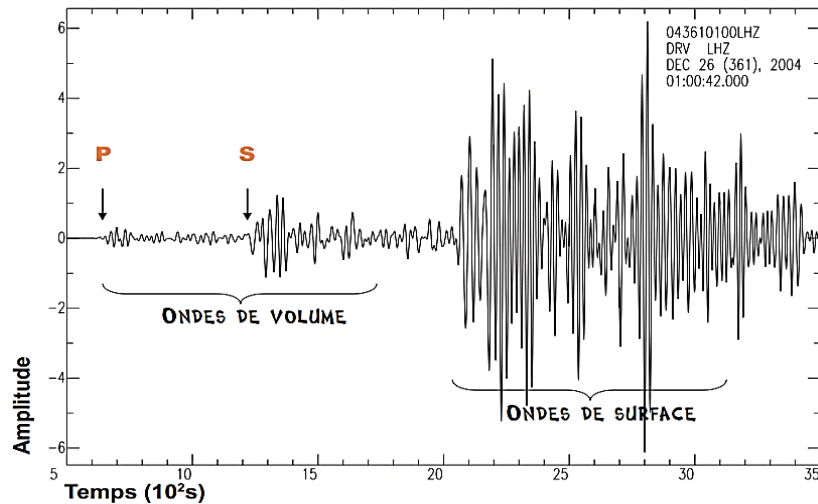


Figure 1-8 Enregistrement à la station de Dumont d'Urville sisme du 26/12/2004.

### 1.4.3 Présentation fréquentielle

Un certain nombre de paramètres, dépendant de la source et des sols traversés, conditionnent la nature du signal sismique en un lieu. L'enjeu sera d'identifier les fréquences très énergétiques des signaux sismiques possibles sur le site à construire.

### 1.4.4 Transformée de Fourier

La transformée de Fourier (FAS : Fourier Amplitude Spectra), communément appelée série de Fourier, permet d'exprimer les fonctions discontinues comme la somme d'une série infinie de sinus et cosinus. La transformation de Fourier est une extension, pour les fonctions non périodiques, du développement en série des fonctions périodiques de Fourier. La transformée de Fourier s'exprime comme une « somme infinie », elle permet de rendre le signal exploitable pour les ingénieurs de conception parasismique.

$$F(w) = \int_0^{\infty} f(t)e^{-i\omega t} dt \quad (1.7)$$

### 1.4.5 La transformation de Fourier rapide

FFT (ou fast Fourier transform) est un algorithme de calcul de la transformation de Fourier discrète (TFD). Le temps de calcul de l'algorithme rapide peut être 100 fois plus court que le calcul utilisant la formule de définition de la TFD.

En 1965 James Cooley et John Tukey [6] publient l'article qui « lance » définitivement l'adoption massive de cette méthode en traitement du signal et dans les télécommunications.

Cet algorithme est couramment utilisé en traitement numérique du signal dans des codes de calculs, citons `FLAC2D`, `SeismoSignal`, et dans la bibliothèque de Matlab pour transformer des données discrètes du domaine temporel dans le domaine fréquentiel.

Un exemple de cette transformation est présenté dans la figure 1-9. Cette figure est obtenue à partir de l'application de FFT sur un signal donné utilisant le logiciel Matlab.

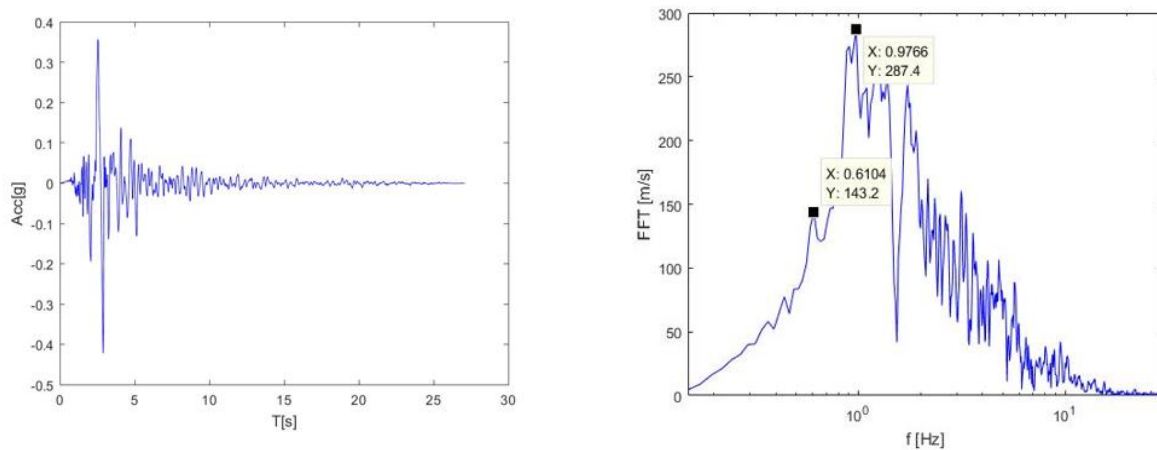


Figure 1-9 Application de FFT sur un signal sismique.

## 1.5 Traitement de signal sismique

Les enregistrements sismiques forment la base de toutes les caractérisations de secousses au sol utilisées pour la conception et l'étude de la réponse sismique.

Les sismologues considèrent généralement que les valeurs erronées des vitesses et des déplacements sont dues aux bruits qui affectent les signaux sismiques.[7]

### 1.5.1 Problème d'intégrabilité

Généralement, l'intégration directe d'un enregistrement temporel d'accélération entraîne souvent des dérives non réalistes dans la vitesse et le déplacement.

Alors, les effets les plus importants du bruit dans l'enregistrement ne deviennent apparents que lorsque l'accélération est intégrée pour obtenir les enregistrements temporels de la vitesse et du déplacement.

La figure 1-10 présente un enregistrement temporel de l'accélération durant le séisme de CHI-CHI (Taiwan) du 21 septembre 1999, avant et après la correction (cf. Figures 1-11 et 1-12). On donne respectivement la vitesse et le déplacement obtenus par une simple et une double intégration de l'accélération, avant et après l'utilisation de logiciel SeismoSignal pour intégrer et corriger les signaux.

Les techniques appliquées par ce logiciel sont : correction de la ligne de base, filtrage. Ces techniques vont être présentées par la suite dans les sections 1.5.3 et 1.5.4.

On remarque bien l'apparition du déplacement étrange et il est évident que ce déplacement est irréaliste, car il est de l'ordre de 120 m à  $t = 40s$ , ce qui correspond à la fin de l'enregistrement (Figure 1-12).

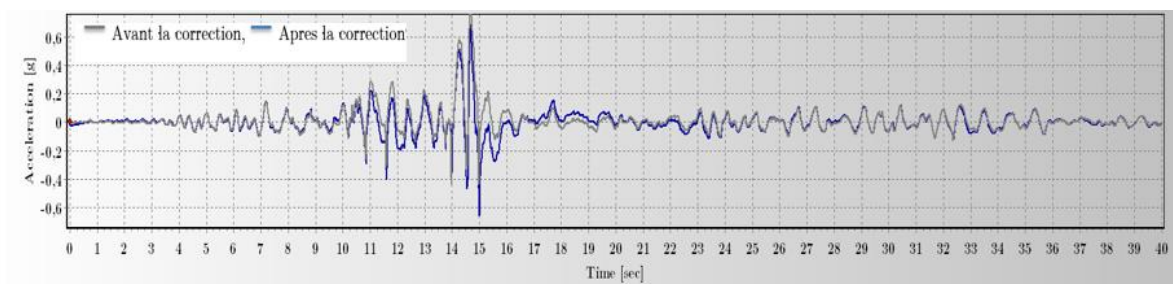


Figure 1-10 Accélérogramme du séisme CHI-CHI 1999 (Taiwan).

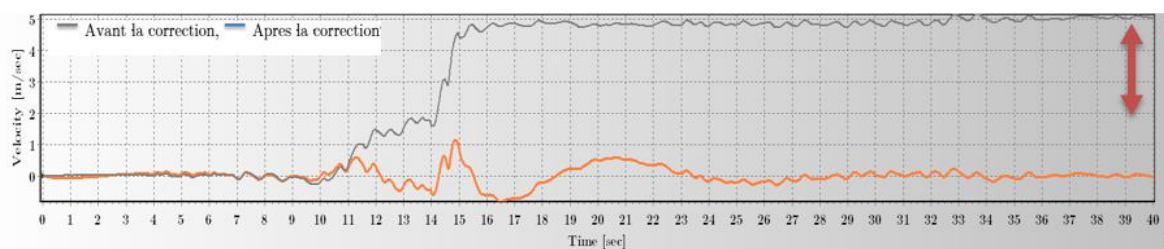


Figure 1-11 Vitesse intégrée du séisme CHI-CHI 1999 (Taiwan).

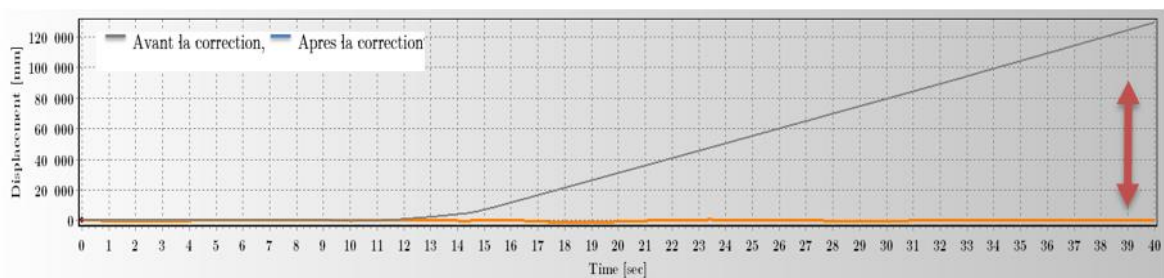


Figure 1-12 Déplacements intégrés du séisme CHI-CHI 1999 (Taiwan).

### 1.5.2 Les causes du problème d'intégrabilité

Actuellement, les différents auteurs qui travaillent sur ce sujet considèrent généralement que les valeurs erronées des vitesses et des déplacements sont dues aux bruits qui affectent les signaux sismiques, et plus particulièrement les signaux sismiques analogiques, soit durant leurs enregistrements ou bien durant leurs numérisations [7][8]. Ces bruits sont définis comme des distorsions dans les signaux et ils sont catalogués en deux types. Le premier est appelé le bruit standard dont les effets n'apparaissent pas dans les accélérogrammes. Le second concerne les bruits non standards qui provoquent dans les accélérogrammes des pics avec des valeurs extrêmes par rapport à celles des points avoisinants (Figure 1-13). L'élimination des bruits non standards se fait généralement par le remplacement des pics erronés par des valeurs moyennes des deux points avoisinants [7][8].

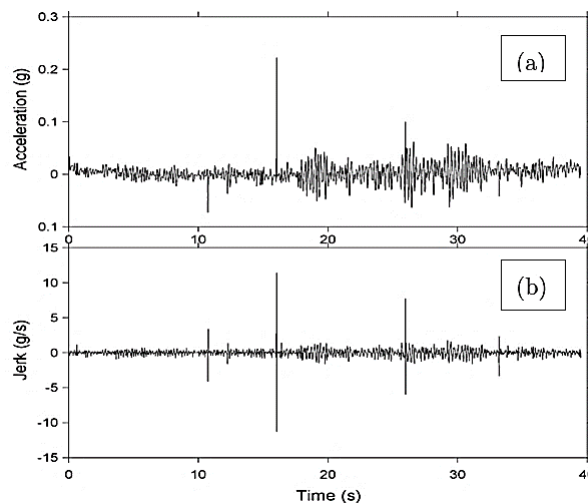


Figure 1-13 (a) : Accélération (signal enregistré) ; (b) : la dérivée de l'accélération (Jerk).

Le Jerk est la dérivée première d'accélération enregistrées. La figure 1-13b montre l'effet des bruits non standards remarqués sur un *Jerk* à des valeurs de 10 s, 16 s, 26 s et 33 s [7],[8].

### 1.5.3 Correction de la ligne de base

Dans des circonstances normales, la particule du sol va osciller autour de la position d'équilibre, c'est-à-dire la base de l'enregistrement du mouvement du sol doit être une ligne zéro. Ce n'est pas le cas dans la majorité des signaux disponibles et afin d'éliminer la référence (non-zéro), une correction de référence est utilisée. Elle consiste à ajuster la ligne de base avec un polynôme d'ordre  $n$ , puis à soustraire de cette courbe ajustée le signal brut. Nous avons présenté dans les figures 1-10,1-11 et 1-12 respectivement les

variations temporelles des accélérations, vitesses et déplacements avant et après correction de la ligne de base.

### 1.5.4 Les filtres numériques

Le traitement et la correction des enregistrements d'accélération d'un séisme de grande magnitude se basent sur un processus de filtrage afin d'utiliser les signaux traités dans des applications et modélisations numériques.

Le rôle d'un filtre numérique consiste à modifier le contenu fréquentiel des signaux sismique selon les besoins et éliminer les fréquences qui présentent le bruit. On rencontre souvent trois types de filtres (Figure 1-14), dépendant des fréquences supprimées ou gardées :

- les filtres passe-haut.
- les filtres passe-bas.
- les filtres passe-bande.

La fréquence limite entre ces deux domaines s'appelle la fréquence de coupure  $F_c$ .

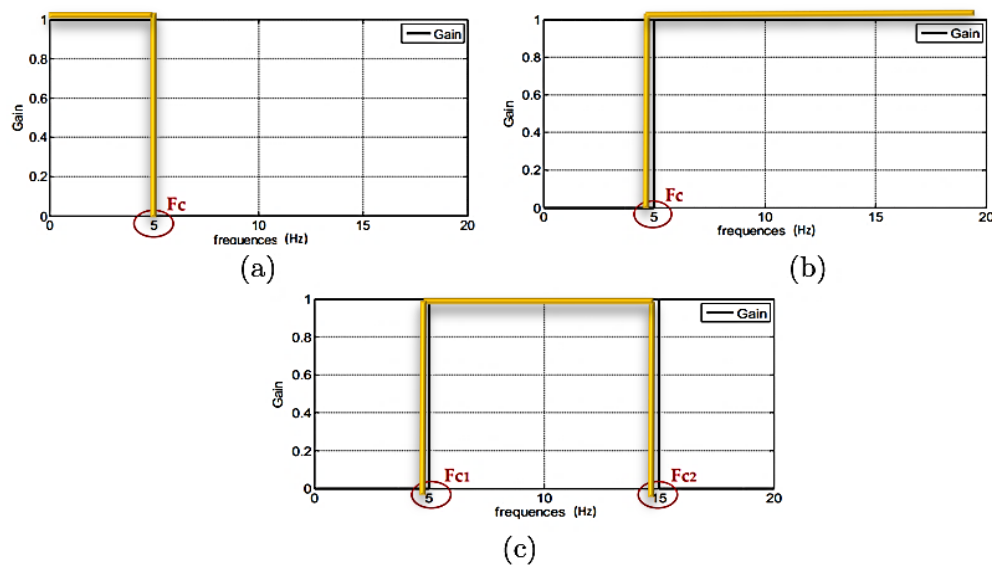


Figure 1-14 Types de filtres :(a) Passe-bas (b) ; Passe-haut ; (c) Passe-bande.

## 1.6 L'évaluation de l'effet de site

Au cours d'un séisme, le glissement sur la faille produit différents types d'ondes sismiques. Ces ondes, en traversant la terre, peuvent se réfléchir ou se diffracter sur les discontinuités principales des propriétés physiques des roches depuis le foyer du séisme jusqu'à la surface. Ceci perturbe leur propagation et accroît la complexité du signal sismique.



En particulier, les couches les plus superficielles sont en général plus meubles, ce qui modifie notablement leurs caractéristiques et leur comportement mécanique. L'effet de site est le terme utilisé pour décrire la modification de la secousse sismique induite par la géologie locale.

Le cas du séisme de Mexico de 1985 a spectaculairement illustré l'impact important des effets de site (Figure 1-15). Ce séisme, engendré à plus de 300 km de la capitale, a traversé le territoire mexicain en subissant les effets d'atténuation dus à la distance parcourue. Mais, à leurs entrées dans la cuvette argileuse qui forme la ville de Mexico, les ondes ont été piégées et sont entrées en résonance avec le site.

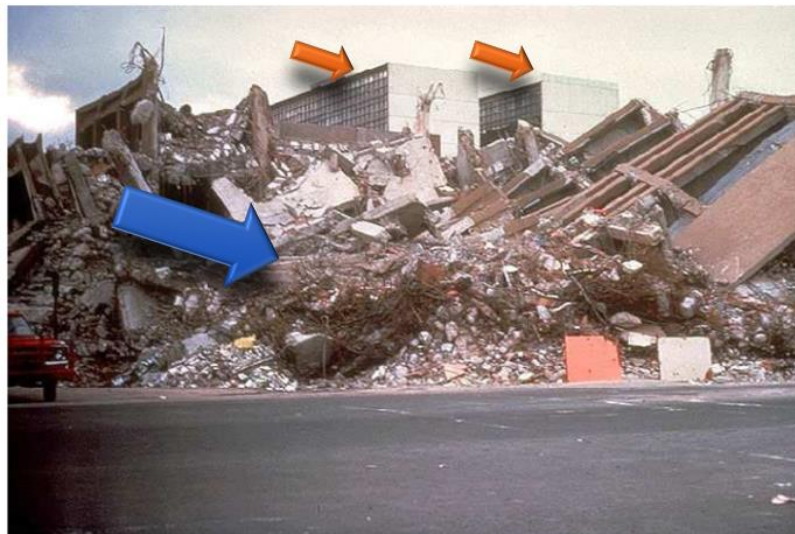


Figure 1-15 Phénomène de résonance.

La figure 1-15 présente une illustration du phénomène de résonance: à proximité d'un bâtiment de 10 étages intact, un bâtiment d'une vingtaine d'étage a été complètement détruit lors du séisme de Mexico (1985), dû à un effet de site important[9].

Les bâtiments de 10 à 30 niveaux et dont les modes propres de vibration correspondent à cette fréquence, ont subi les plus lourds dommages. Les effets de site se traduisent fréquemment par une augmentation de l'amplitude des enregistrements de la secousse sismique et de sa durée. Ce phénomène peut être illustré en comparant les secousses sismiques enregistrées sur un sol dur (rocher) et sur un sol mou (alluvions) à proximité (cf. Figure 1-16).

Des autres analogues de l'effet de sites est constaté lors des séismes : Loma Prieta, 1989 ; Northridge, 1994 ; Kobe, 1995. Ces tremblements de terre n'ont fait que confirmer le fait suivant : les sols alluvionnaires ont en règle générale tendance à amplifier le mouvement incident, plus particulièrement en basse fréquence [10].

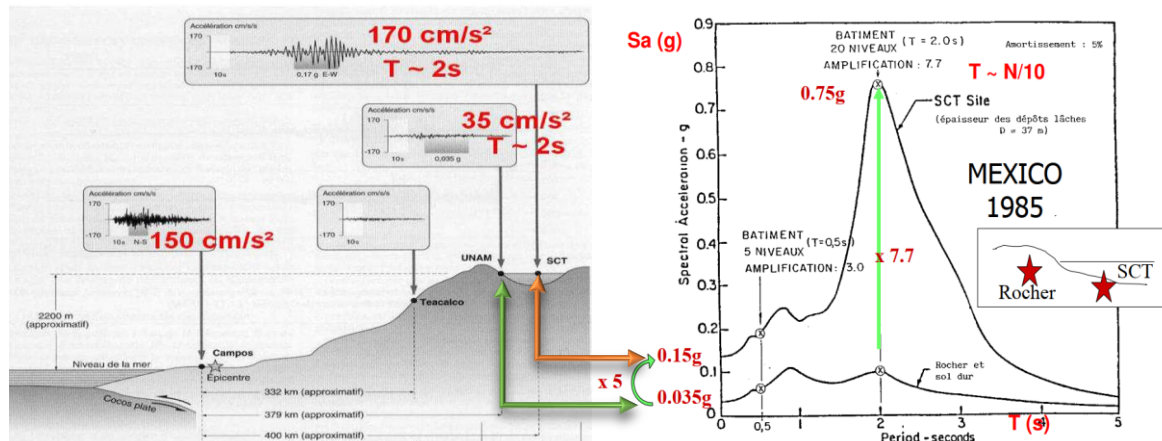


Figure 1-16 L'effet de site cas de la ville de Mexico [11].

A titre d'exemple, les enregistrements du séisme de Loma Prieta obtenus sur les sites rocheux de la ville de San Francisco présentent une accélération maximale de 0.10g environ, les enregistrements de ce même séisme sur les sites alluvionnaires font apparaître des accélérations maximales deux à trois fois plus élevées (Tableau 1-4) [12] et des spectres présentant des pics importants en basse fréquence.

Le foyer du séisme étant éloigné des sites d'enregistrements (85 km environ), il ne peut s'agir d'un effet local lié à la source (directivité...); de même, les sites d'enregistrements étant proches les uns des autres (dans un rayon de quelques kilomètres), il ne peut s'agir d'un effet lié à la propagation des ondes dans la croûte terrestre entre la source et le site. Le seul paramètre pouvant réellement affecter la nature du mouvement enregistré est la nature géotechnique des sites, c'est-à-dire les caractéristiques mécaniques des sols au voisinage de la surface [10].

Le tableau 1-4 montre que si pendant les séismes de 1957 et 1989 les accélérations maximales enregistrées sur le rocher sont semblables, de l'ordre de 0,10 g, les accélérations en surface du sol diffèrent notablement. De façon générale, les accélérations mesurées en 1957 sont plus faibles sur alluvions que sur rocher (facteur 1 à 2) alors qu'en 1989 elles sont nettement plus élevées (facteur 2 à 3). Ceci peut probablement être attribué au contenu fréquentiel du mouvement incident.

Il apparaît en conclusion de ces observations qu'il n'est pas possible a priori d'affirmer qu'un site alluvionnaire filtre ou amplifie l'accélération du mouvement incident, le phénomène est plus complexe à analyser et dépend des caractéristiques du site et de celles du mouvement incident. Il est encore rendu plus complexe par le caractère fortement non linéaire des sols [12].



Tableau 1-4 Accélérations maximales dans San Francisco [12].

Station	Stratigraphie	Accélération Maximale du sol	
		1957	1989
<b>Golden Gate Park</b>	Rocher	<i>0.13</i>	
<b>State Building</b>	Sable + Sable argileux	<i>0.10</i>	
<b>Mason/Pine St</b>	Rocher	<i>0.10</i>	
<b>Alexander Building</b>	Silt argileux + Sable	<i>0.07</i>	<i>0.17</i>
<b>Southern Pacific B.</b>	Argile molle	<i>0.05</i>	<i>0.20</i>
<b>Rincon Hill</b>	Rocher	0.10	<i>0.09</i>
<b>Oakland City Hall</b>	Argile, Sable+Argile raide	0.04	<i>0.26</i>

## Conclusion partielle

Les séismes produisent différents types d'ondes sismiques. L'étude de ces ondes, nous fournissent des informations utiles pour comprendre non seulement les événements sismiques, mais aussi les structures profondes de la terre.

Les effets de site représentent un enjeu important dans la prévention parasismique : si l'on ne peut prédire quand aura lieu un séisme, il semble tout de même possible de prédire où et comment le signal sismique devrait être amplifié.

Ainsi, l'objectif des micro-zonages est de délimiter sur des cartes des zones d'aléa homogène. Pour chaque zone, la fréquence fondamentale ( $f_0$ ) des sites doit être identifiée et la réponse spectrale des sites (leur fonction de transfert) doit être reconnue.

La reconnaissance des sols et de leur réponse permet de définir des comportements types et d'adapter les spectres de dimensionnement des structures imposés par les réglementations parasismiques afin de prendre en compte les effets de site[13].

Les observations faites sur des sites pendant des séismes réels ont clairement montré l'influence de la nature des couches extérieures sur le mouvement sismique enregistrée, le chapitre suivant présente le cadre théorique et expérimentales du comportement cyclique des sols sous différentes conditions de chargement dynamique.

# PARTIE I

## Chapitre 2

### 2 Comportement des sols sous sollicitations dynamiques

<u>Introduction .....</u>	<u>28</u>
<u>2.1 Comportement des sols sous chargement dynamique.....</u>	<u>28</u>
<u>2.2 Limites de domaines de comportement .....</u>	<u>30</u>
<u>2.3 Module de cisaillement dans les sols .....</u>	<u>31</u>
<u>2.3.1 Effet de la distorsion <math>\gamma</math> .....</u>	<u>32</u>
<u>2.4 Présentation des courbes <math>\tau-\gamma, G/G_{max}-\gamma, D-\gamma</math>.....</u>	<u>33</u>
<u>2.5 Notion d'amortissement .....</u>	<u>35</u>
<u>2.5.1 Effet de la distorsion .....</u>	<u>36</u>
<u>2.6 Synthèse .....</u>	<u>38</u>
<u>2.7 Comportement des sables à la liquéfaction .....</u>	<u>39</u>
<u>2.7.1 Mobilité cyclique .....</u>	<u>40</u>
<u>2.7.2 Définition de la liquéfaction .....</u>	<u>40</u>
<u>2.7.3 Cas historiques de la liquéfaction.....</u>	<u>42</u>
<u>2.7.4 Les facteurs influençant la liquéfaction.....</u>	<u>47</u>
<u>2.7.5 Évaluation du potentiel de liquéfaction .....</u>	<u>52</u>
<u>Conclusion partielle.....</u>	<u>60</u>

---

## Introduction

L'étude du mouvement sismique a mis en évidence l'importance de la nature des couches géologiques de surface sur les caractéristiques de ce mouvement. L'une des connaissances de base, nécessaire pour évaluer la réponse du sol lors d'un séisme, est l'étude de ses propriétés sous chargements cycliques.

Les recherches sur le comportement mécanique des sols peuvent être divisées en trois grandes catégories :

- Des études liées aux propriétés du sol en petites déformations (e.g.  $\gamma < 10^{-5}$ ) où le comportement peut être considéré élastique. Dans cette gamme de déformations, le paramètre principal est le module de rigidité en petites déformations. L'influence de l'indice de vides, la pression de confinement et de la sur consolidation sur ce paramètre sont donc d'un grand intérêt [3].

- Des études concernant spécialement la variation du module de cisaillement  $G$  et du coefficient d'amortissement  $D$  par rapport à la distorsion  $\gamma$ , pour différents types de chargements cycliques (c.-à-d. moyennes et grandes déformations) [3].

- Des études concernant les comportements mécaniques élémentaires qui sont à l'origine des ruptures par écoulement de massifs de sol sableux (c.-à-d. très grandes déformations), souvent spectaculaire et de grande amplitude, connues sous le nom générique de liquéfaction.

L'objectif de ce chapitre est de comprendre les différents comportements de sols à partir des essais cycliques qui se trouvent dans la littérature. On s'intéresse principalement aux courbes de variation du module  $G$  en fonction de  $\gamma$ , à l'influence de la pression de confinement  $p_0$  et de l'indice des vides  $e$  entre autres sur ces courbes. La notion du coefficient d'amortissement  $D$  et le phénomène de la liquéfaction seront aussi traités.

### 2.1 Comportement des sols sous chargement dynamique

D'habitude, dans les calculs de réponse dynamique d'un profil de sol, on considère que le mouvement sismique a pour origine une onde de cisaillement se propageant verticalement depuis le substratum. Dans ces conditions, un échantillon de sol pris dans la couche de sol est soumis aux cycles de sollicitation représentés sur la figure 2-1.

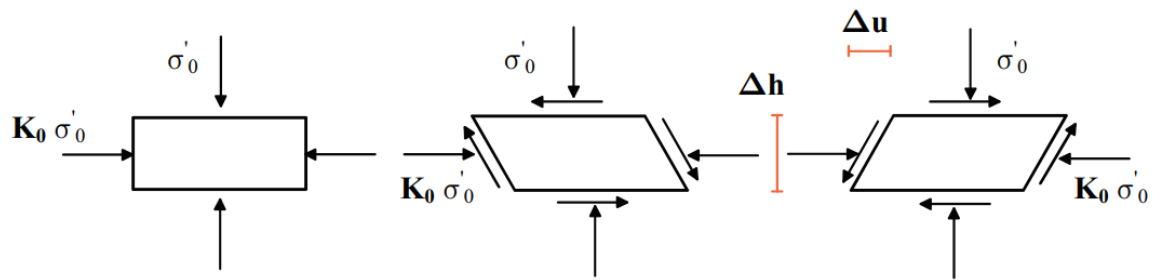


Figure 2-1 Séquence de chargement idéalisée [10].

Pour un terrain naturel au repos (déformations nulles), limité par une surface horizontale et formé de couches homogènes, l'échantillon de sol est en équilibre sous la contrainte verticale effective ( $\sigma'_v$ ) et horizontale effective ( $K_0 \sigma'_v$ ), où  $K_0$  est le coefficient de poussée des terres au repos.

Le passage de l'onde de cisaillement se traduit par l'application sur les faces horizontales de l'élément de sol, et donc sur les faces verticales pour maintenir les conditions d'équilibre, d'une contrainte de cisaillement  $\tau(t)$ .

Sous l'effet de cette contrainte, l'échantillon subit une déformation de cisaillement simple. La déformation de cisaillement, appelée distorsion[10], est définie par :

$$\gamma = \frac{\Delta u}{\Delta h} \quad (2.1)$$

Le comportement rhéologique des sols pulvérulents sous chargement cyclique dépend de façon significative du trajet de charge. Des essais effectués à l'appareil triaxial suivant différents chemins de contraintes ont permis de dégager trois points importants [14] :

- L'érouissage distinguant le chargement initial des cycles suivants de décharge-recharge ;
- L'hystérésis due à un comportement irréversible du sol, observée ou non lors des cycles de charge ;
- Le développement des déformations volumiques importantes ou des distorsions prépondérantes au cours du chargement.

Donc, si l'on reproduit au laboratoire un test de cisaillement cyclique avec des déformations d'amplitudes constantes, symétriques et analogues à celles de la figure 2-1, on obtient les courbes de la figure 2-2(a).

Cette figure montre que dans le plan  $\tau$ - $\gamma$ , le comportement du sol est caractérisé par une boucle d'hystérésis, dont la surface et l'inclinaison dépendent de l'amplitude de la déformation.

Dès que le chargement cyclique n'est plus fermé, le comportement devient plus complexe à décrire. Un exemple en est donné sur la figure 2-2(b).

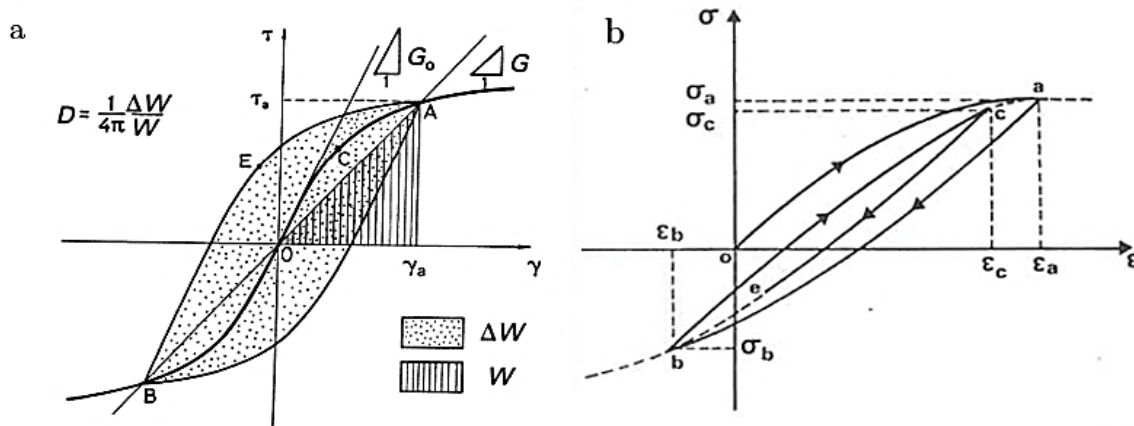


Figure 2-2 (a) Chargement cyclique symétrique (b) Chargement cyclique quelconque.

## 2.2 Limites de domaines de comportement

Afin de déterminer les différents domaines de comportement d'un sol sous chargement cyclique, on peut diviser la courbe de variation du module  $G$  en fonction de  $\gamma$  en deux parties : un comportement en moyennes et grandes déformations ( $\gamma > 10^{-4}$ ) et un autre en petites déformations ( $\gamma < 10^{-5}$ ).

Dans le comportement en petites déformations, on peut distinguer deux domaines :

- Un comportement pratiquement linéaire et élastique du sol dans le plan  $(G-\gamma)$ .
- La seconde, dans laquelle des variations de  $G$  apparaissent mais, il n'y a pas ou il y a peu de variation dans la structure du sol.

Au-delà de ce dernier domaine, on se retrouve donc, dans le domaine des moyennes à grandes déformations où des modifications dans la structure du sol se produisent [3].

D'après Alain Pecker[10] (Tableau 2-1) , les seuils d'apparition des non-linéarités correspondent généralement à des déformations faibles ou très faibles ( $10^{-4}$  à  $10^{-6}$ ). Il faut cependant distinguer les non-linéarités réversibles et quasi réversibles, et les non-linéarités irréversibles dont les seuils d'apparition sont plus élevés ( $10^{-4}$  à  $10^{-3}$ ).

Les seuils d'apparition de ces non-linéarités, que l'on notera respectivement  $\gamma_s$  et  $\gamma_v$  dépendent de la nature du matériau. Le tableau 2-1 permet de caractériser chacun des domaines de comportement ainsi que les méthodes d'analyse permettant de traduire ce comportement dans les études numériques.

Tableau 2-1 Domaine de comportement pour sollicitations cycliques[10].

<i>Déformation de cisaillement cyclique</i>	<i>Linéarité du comportement</i>	<i>Elasticité et Plasticité</i>	<i>Dégradation cyclique pour sols saturés</i>	<i>Méthode d'analyse</i>
Très faible $0 \leq \gamma \leq \gamma_s$	Pratiquement linéaire	Pratiquement élastique	Non dégradable	Linéaire
Faible $\gamma_s \leq \gamma \leq \gamma_v$	Non-linéaire	Faiblement élastoplastique	Pratiquement Non dégradable	Linéaire équivalente
Moyenne à large $\gamma_v \leq \gamma$	Non-linéaire	Elasto-plastique	Dégradable	Non-linéaire

## 2.3 Module de cisaillement dans les sols

Le comportement dit “élastique” des sols est limité seulement aux très petites déformations (e.g.  $\epsilon_a$  ou  $\gamma < 10^{-5}$ ). Dans le cas d’un matériau isotrope et homogène, le module de cisaillement  $G$  et le module de compressibilité volumique,  $B$  permettent de caractériser complètement le comportement élastique de sol. Alternativement, il est possible d’utiliser les vitesses de propagation des ondes élastiques  $V_s$  et  $V_p$  qui sont reliées aux grandeurs précédentes par :

$$G = \rho V_s^2 \quad (2.2)$$

$$B = \rho \left( V_p^2 - \frac{4}{3} V_s^2 \right) \quad (2.3)$$

Où  $\rho$  est la masse volumique du matériau.

Ainsi, on peut définir le comportement élastique des sols, approcher son comportement à l’aide de la loi de Hooke généralisée, ce qui permet de caractériser le comportement du sol avec un minimum des paramètres. Avec cette hypothèse les modules de Young  $E$  et de cisaillement  $G$  respecteront les relations suivantes :

$$\epsilon_{ii} = \frac{1}{E} (\sigma_{ii} - \nu (\sigma_{jj} + \sigma_{kk})) \quad (2.4)$$

$$\epsilon_{ij} = \frac{\tau_{ij}}{2G} \quad (2.5)$$

Où  $\nu$  est le coefficient de Poisson. On aura donc une relation entre  $E$  et  $G$  de la forme de l’équation (1.2) dans le chapitre 1.

Le domaine élastique est obtenu soit en laboratoire à l’aide d’appareils (Triaxial de précision, Colonne résonnante, Essai de torsion cyclique), soit par des mesures in situ ( $V_s$ ,  $V_p$ ).



Figure 2-3 Essai triaxial de précision (MSSMat-ECP).

Des essais de laboratoire (cf. e.g. [15]-[16]) réalisés avec des sables et des argiles montrent que la valeur du module de cisaillement élastique  $G_{\max}$  d'un sol dépend principalement de l'indice des vides ( $e$ ) et de la pression de confinement  $p_0$ .

La figure 2-4 montre un des résultats obtenus pour des matériaux granulaires testés avec des appareillages différents. Ces résultats montrent la variation du module  $E_{\max}$  avec la contrainte de confinement isotrope.

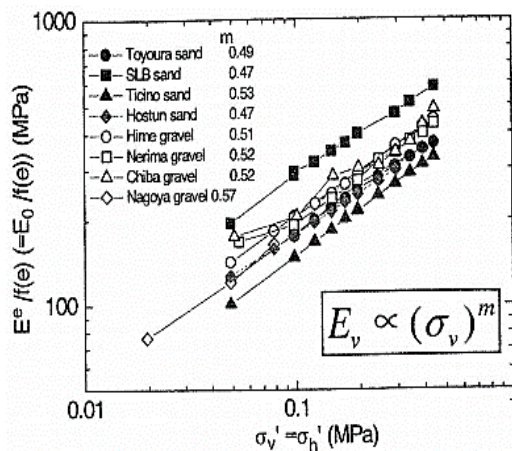


Figure 2-4 Variation du module d'élasticité en fonction de la contrainte de confinement isotrope pour les sables et graviers [17].

### 2.3.1 Effet de la distorsion $\gamma$

La variation du domaine élastique des sols dépend fondamentalement de leur type. Au-delà de ce domaine, la valeur du module  $G$  tend à diminuer avec l'augmentation de la distorsion  $\gamma$ . Cette diminution dépend également du type de sol.

La figure 2-5 montre la variation du module  $G$  en fonction de  $\gamma$  pour des échantillons d'argiles et de sables. Les courbes ont été obtenues à partir d'essais de cisaillement cycliques sur des sols remaniés.

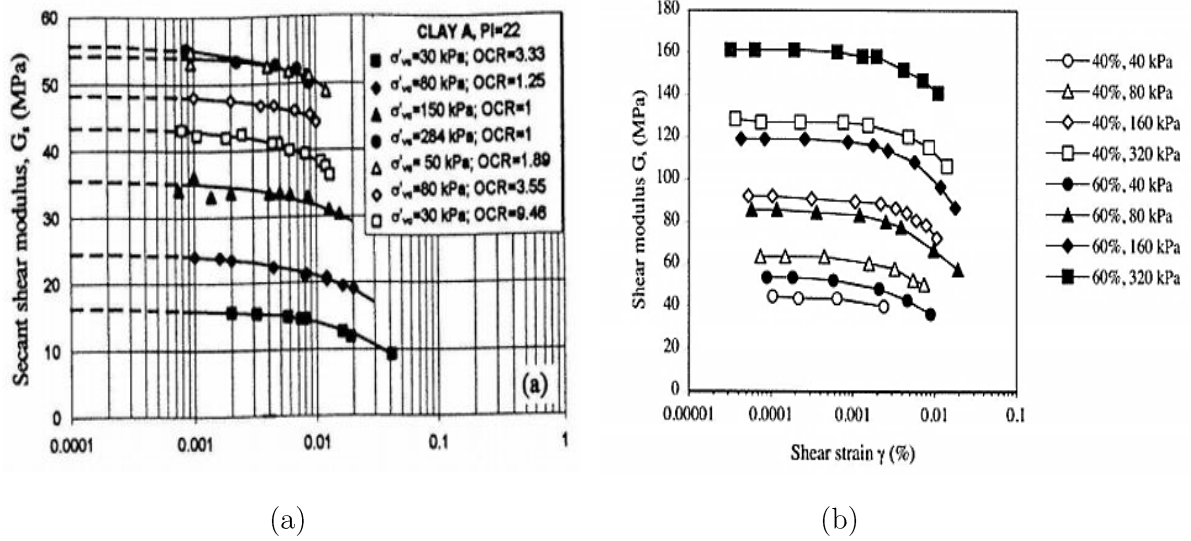


Figure 2-5 Variation du module G en fonction de  $\gamma$  pour des sols remaniés :

(a) Pour une argile cf.[18], (b) Pour le sable de Nevada cf.[19].

## 2.4 Présentation des courbes $\tau$ - $\gamma$ , $G/G_{max}$ - $\gamma$ , $D$ - $\gamma$

Comme montré précédemment, la valeur du module de cisaillement  $G$  diminue avec la distorsion  $\gamma$  et sa diminution dépend du type de sol étudié. Afin de mettre en évidence l'importance du type de sol, Seed et Idriss[15] ont proposé l'utilisation des courbes de variation de  $G/G_{max}$  en fonction de  $\gamma$ . Cela permet d'éliminer l'effet de  $G_{max}$  pour un même type de sol (e.g. éliminer l'influence de l'indice des vides  $e$  et de la pression de confinement  $p_0$  et de  $OCR$  ou  $D_r$ ).

La figure 2-6 montre que dans le plan ( $\tau$ - $\gamma$ ), la relation contrainte-déformation peut être décrite de deux façons différentes :

Le module sécant ( $G_s$ ) et le module tangent ( $G_t$ ), le module sécant est défini par la pente de la courbe reliant le point d'intérêt sur la courbe et est donc défini par la relation :

$$G_s = \frac{\tau(\gamma)}{\gamma} \quad (2.6)$$

Tandis que le module tangent est défini par la pente tangente à la courbe contrainte-déformation. Celui-ci prend donc la forme de :

$$G_t = \frac{d\tau(\gamma)}{d\gamma} \quad (2.7)$$

Le module sécant normalisé  $M_s$  est défini comme le rapport entre le module sécant  $G_s$  et le module initial  $G_0$  ou  $G_{max}$ . Ces relations montrent que l'aspect général des courbes contrainte-déformation est indépendant du module initial.



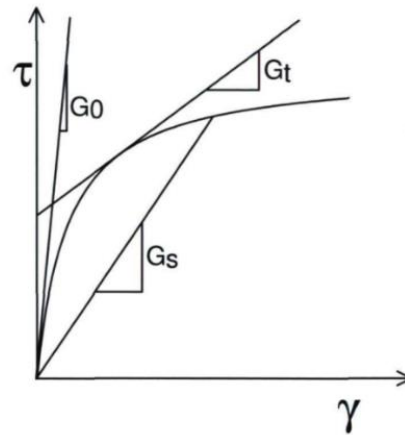


Figure 2-6 Modules sécants et modules tangents d'une courbe contrainte-déformation typique.

La communauté géotechnique montre que la non-linéarité du sol était importante. Cet avis était presque entièrement basé sur des études de laboratoire tels que les essais cycliques sur des échantillons de sol comme l'argiles ou le sable (cf. e.g. [15]-[16]).

Comme il est montré dans la figure 2-7 pour les sols granulaires, la variation du module de cisaillement en fonction des déformations dépend de :

- L'indice des vides  $e$ ,
- La contrainte effective moyenne ( $\sigma_m'$  ou  $\sigma_0'$ ),
- Les caractéristiques granulométriques.

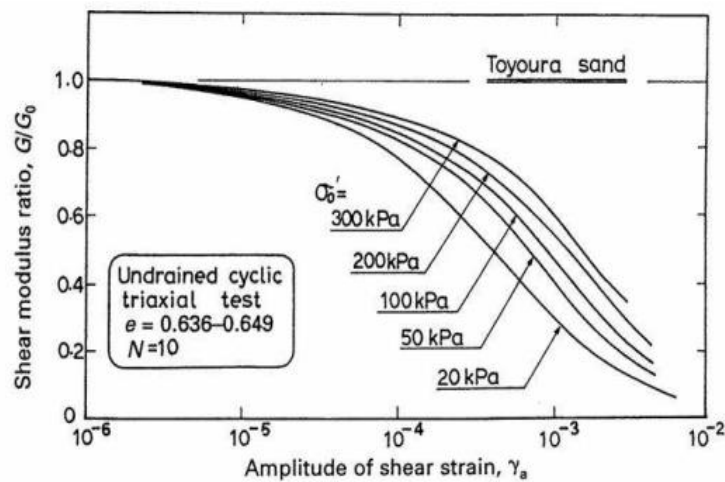


Figure 2-7 Sable de Toyoura [16].

Dans le cas des sols cohérents (cf. figure 2-8), il faut tenir compte en plus des facteurs suivants :

- Les effets des chargements antérieurs,
- L'indice de plasticité  $I_p$ ,
- La teneur en eau.

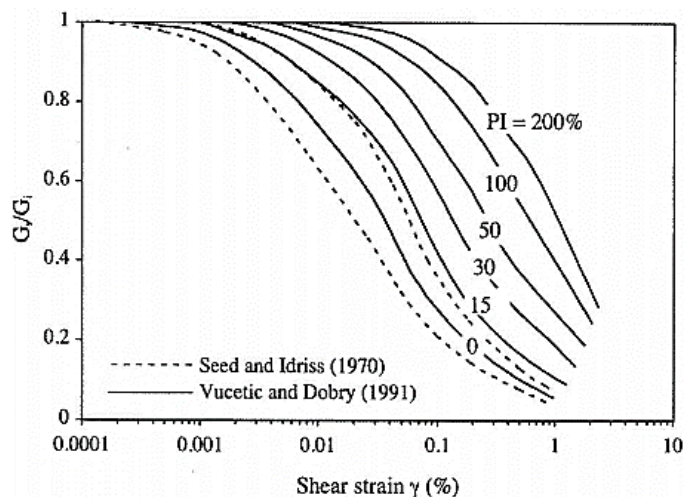


Figure 2-8 Variation de  $G/G_{max}$  en fonction de  $\gamma$  pour des sables [15] et pour des argiles à différentes valeurs de  $I_p$  [20] cité par F. LÓPEZ-CABALLERO [3].

## 2.5 Notion d'amortissement

Lorsqu'une onde traverse un matériau, une partie, de l'énergie élastique est transformée en chaleur, réduisant ainsi l'amplitude de propagation de l'onde [21].

Comme on l'a vu dans la première section de ce chapitre, lors d'un chargement cyclique symétrique, la réponse du sol présente des cycles ou des boucles d'hystérésis. Ces boucles représentent la quantité d'énergie de déformation emmagasinée par le sol lors du chargement.

Une façon de quantifier cette énergie est par l'intermédiaire du coefficient d'amortissement  $D$  du sol. Ce coefficient est défini par la relation suivante :

$$D = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{G\gamma_a^2} \quad (2.8)$$

Où  $\Delta W$  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 distorsion  $\gamma_a$  (cf. Figure 2-2).

Théoriquement, la surface de cette boucle augmente avec le niveau de distorsion, donc  $D = f(\gamma)$  et pour des faibles valeurs de la distorsion, il n'existe pas de dissipation d'énergie, c'est-à-dire,  $D \approx 0$  [21],[22].

### 2.5.1 Effet de la distorsion $\gamma$

Avec la même façon que pour le cas du module de cisaillement des sols, plusieurs études ont été réalisées afin d'étudier l'effet de différents paramètres, tels que la distorsion, le type de sol, le type d'essai, etc. sur le coefficient d'amortissement  $D$  (cf. e.g.[15]-[16],[23]-[24]).

La figure 2-9 montre l'influence de l'indice de vide  $e$  pour un sable de Toyoura sur la variation du coefficient d'amortissement  $D$  en fonction de la distorsion. On constate que pour le même niveau de contrainte de consolidation initiale, la variation de  $D$  en fonction de  $\gamma$  semble être indépendante de l'indice des vides  $e$  et donc de la densité relative  $D_r$ .

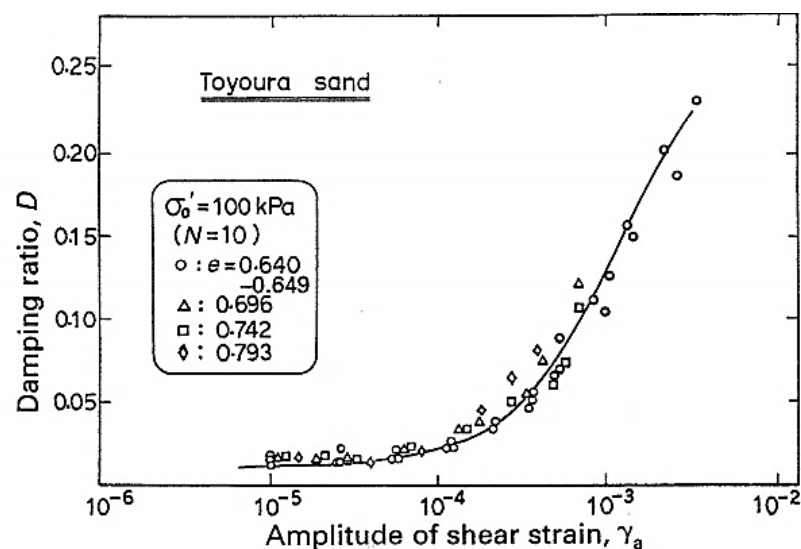


Figure 2-9 Résultat expérimental de la variation du coefficient d'amortissement  $D$  en fonction de la distorsion  $\gamma$  pour un sable avec différents indices de vide [16].

Cependant, dans la figure 2-10, si l'on change le niveau de confinement, les courbes de  $D$ - $\gamma$  varient fortement. L'on observe que pour le même niveau de distorsion  $\gamma$ , la valeur de  $D$  diminue lorsque le confinement augmente. Ces résultats sont analogues à ceux trouvés pour les courbes  $G/G_{\max}$ - $\gamma$  dans la figure 2-7.

La figure 2-11 montre la variation des courbes  $D$ - $\gamma$  en fonction de l'indice de plasticité  $I_p$  pour des argiles d'après les travaux de Vucetic et Dobry[25], cette figure montre que le paramètre le plus important pour définir les courbes  $D$ - $\gamma$  pour les argiles est l'indice de plasticité  $I_p$ . D'une façon analogue aux courbes de  $G/G_{\max}$ - $\gamma$ , ils proposent des courbes  $D$ - $\gamma$  en fonction de l'indice de plasticité  $I_p$  des argiles.

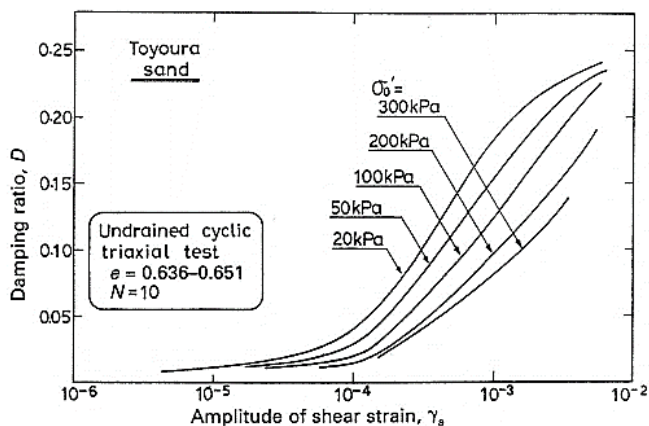


Figure 2-10 Variation des courbes D- $\gamma$  en fonction de la contrainte de confinement  $\sigma'_0$  pour le sable de Toyoura cf.[16].

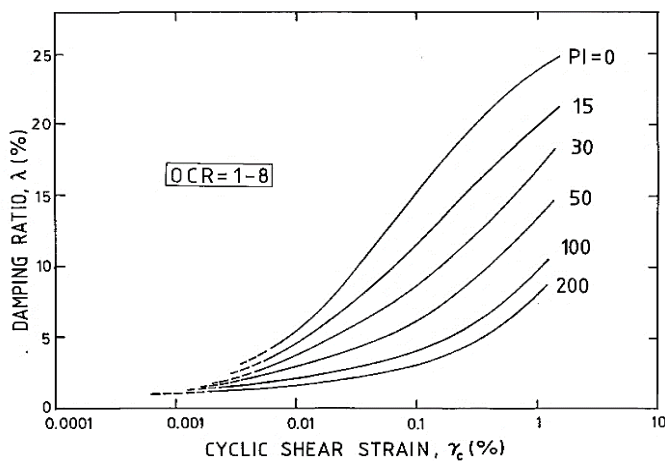


Figure 2-11 Variation des courbes D-  $\gamma$  en fonction de l'indice de plasticité  $I_p$  cf.[25].

D'autre part, d'après la définition du coefficient d'amortissement (cf. Eq 2.8) et des résultats expérimentaux, il existe une dépendance entre la valeur de D et la valeur du module de cisaillement G pour le même niveau de distorsion. La figure 2-12 montre la variation de D en fonction de  $G/G_{max}$  pour différents types de sables. On remarque que même si la relation n'est pas unique, dans tous les cas la valeur de D diminue lorsque le rapport  $G/G_{max}$  augmente. L'on constate aussi que dans la plupart de ces relations, la valeur de l'amortissement D pour des faibles niveaux de distorsion (e.g.  $G/G_{max} \approx 1$ ) est proche de zéro. Pour des fortes valeurs de la distorsion (e.g.  $G/G_{max} \approx 0$ ), la valeur maximale de D ne dépasse pas le 40% et en moyenne elle est de l'ordre de 30%.

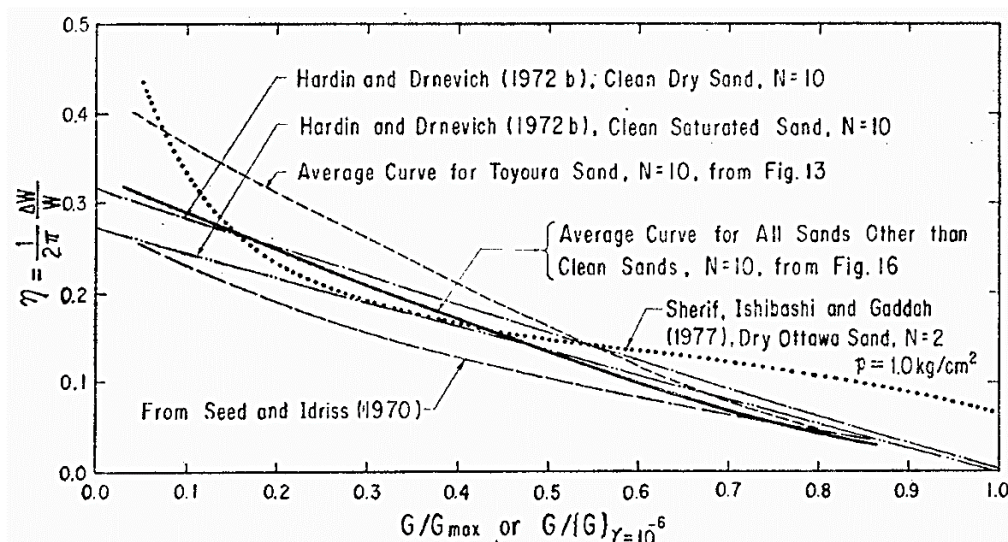


Figure 2-12 Variation de  $D$  en fonction du rapport  $G/G_{max}$  pour différents sables [26].

## 2.6 Synthèse

En effet, l'amortissement étant inversement proportionnel au module de cisaillement, une réduction plus rapide de  $G$  entraîne un plus grand amortissement. Comme la figure 2-13 le montre, il y a un lien direct qui s'établit entre l'amortissement dans un sol et les caractéristiques de la courbe de réduction de  $G$ .

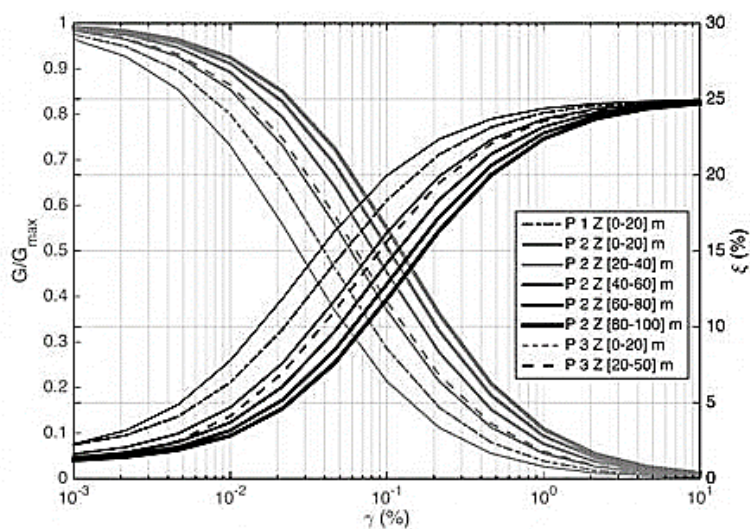


Figure 2-13 Courbes de dégradation du module de cisaillement et d'augmentation de l'amortissement avec la déformation de cisaillement.

afin de donner les points les plus importants du comportement cyclique des sols, le tableau 2-2 résume les principaux facteurs qui ont une influence sur la valeur du module  $G_{max}$  et sur les courbes de variation de  $G/G_{max}$  en fonction de  $\gamma$  pour des sables et des argiles [3].

Tableau 2-2 Paramètres qui ont une influence sur les valeurs de  $G_{max}$  et  $G/G_{max}$  d'après F. LÓPEZ-CABALLERO. [3].

Paramètre	$G_{max}$	$G/G_{max}$	$D$
Increment de ...			
Pression de confinement $\sigma'_0$	Augmentation	Augmentation pour de $I_p$ faibles	Diminution pour de $I_p$ faibles
Indice des vides $e$	Diminution	Augmentation	Diminution
Rapport de surconsolidation $OCR$	Augmentation	Pas d'effet	Pas d'effet
Indice de plasticité $I_p$	Diminution pour des argiles Normalement Consolidées $OCR = 1$	Augmentation	Diminution
Distortion $\gamma$		Diminution	Augmentation
Cimentation	Augmentation	Peut augmenter	-
Pourcentage de fines $FC$	Peu de variation	Pas de variation	Pas de variation

## 2.7 Comportement des sables à la liquéfaction

Dans cette partie on va mettre l'accent sur ce comportement particulier de sable soumis à un chargement cyclique afin de bien comprendre le phénomène de la liquéfaction.

Un sable soumis à des sollicitations cycliques telles que les séismes à tendance à se densifier au cours des cycles. Dans certains cas, lorsque le chargement est rapide (condition non drainée), de grandes déformations peuvent apparaître dans les massifs dues à une accumulation des surpressions interstitielles au cours des cycles qui se traduit par l'annulation des contraintes effectives en certains points du massif.

Les analyses des essais triaxiaux cycliques montrent que le matériau se densifie au cours des cycles jusqu'à s'adapter ou s'accommoder. Ces études expérimentales dans le cadre du concept de l'état caractéristique ou état de dilatance nulle a permis de reconnaître les différents comportements cycliques du sol sableux à l'appareil triaxial cylindrique : adaptation, accommodation, rochet en condition drainée ou à sec (Figure 2-14a) et durcissement cyclique (stabilisation), amollissement cyclique (mobilité cyclique), liquéfaction, en condition non drainée (Figure 2-14b).



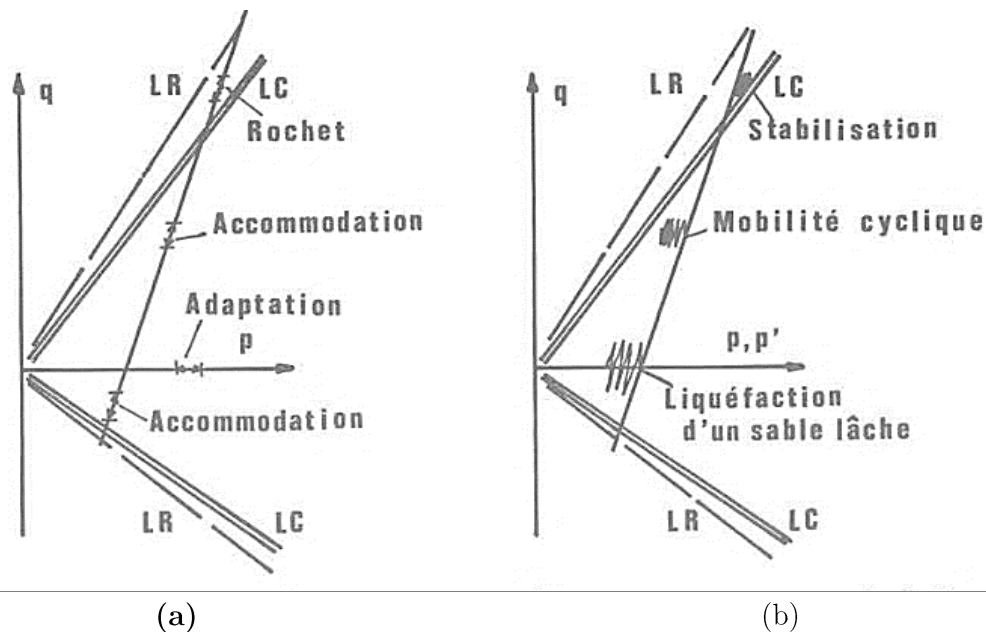


Figure 2-14 Différents phénomènes cycliques observés sur le trajet triaxial : (a) Sable sec en condition drainée (b) Sable en condition non drainée [27].

En fonction du niveau déviatorique des contraintes  $\eta = q/p$  et du trajet de chargement suivi, on peut estimer et mesurer les principaux paramètres de déformation et d'amortissement en fonction du nombre de cycles de chargement. Les caractéristiques de liquéfaction sont souvent mesurées lors des essais à déformation axiale contrôlée [28].

Au bout d'un certain nombre de cycles, la contrainte effective finit par s'annuler et de grandes déformations apparaissent.

Les études réalisées aux laboratoires et in situ ont permis de distinguer entre les principaux phénomènes. Le phénomène de liquéfaction est connu sous le nom de liquéfaction statique ou cyclique respectivement lorsque le chargement provoquant le phénomène est monotone ou cyclique.

### 2.7.1 Mobilité cyclique

La mobilité cyclique est un phénomène caractéristique de sables moyennement denses et très denses dilatants. Il se différencie de la liquéfaction par le fait que la rupture est produite par accumulation de déformations significatives, et non pas par une perte importante de la résistance au cisaillement.

### 2.7.2 Définition de la liquéfaction

La littérature géotechnique décrite de très nombreux exemples de sinistres associés à des ruptures de sol particulières et souvent spectaculaires, dans lesquelles celui-ci semble perdre soudainement une grande partie de sa résistance au cisaillement et s'écoule

de manière semblable à un fluide épais, d'où le terme de liquéfaction, apparu très tôt dans la littérature (en,1920 [29],1925 [30],1956 [31]).

Ce type de comportement est généralement observé dans le cas de matériaux sableux saturés (mais aussi dans certains types d'argiles), soumis à des sollicitations rapides en regard de la perméabilité du sol, monotone ou cyclique, tels que séismes, vidanges rapides, chocs, explosions [27].

La liquéfaction des sols est un phénomène d'instabilité ou de perte de résistance qui peut avoir lieu sur un milieu généralement granulaire saturé ou partiellement saturé. Elle se manifeste par une augmentation de la pression interstitielle liée au comportement contractant du sol lors de l'application d'un chargement rapide (séisme, chocs, raz de marée, etc.). Le phénomène de liquéfaction est à l'origine d'une brusque instabilité des sols qui en s'écoulant sous l'effet de la pesanteur et les charges peuvent alors provoquer des dommages irréparables aux ouvrages et structures situés à proximité [32].

En 1920, Hazen[29] a été le premier à utiliser le terme « liquéfaction » pour expliquer le mode de rupture du barrage Calaveras en 1918 en Californie, où 700000 m<sup>3</sup> de sol constituant le pied amont du barrage ont été emportés sur une distance de 100 m sans aucune cause apparente. Hazen[29] a expliqué ce phénomène par une concentration de pressions induite par un mouvement ou une déformation dans le matériau. Lorsque ceci se produit rapidement, l'eau contenue entre les pores est mise sous pression [32]. L'augmentation continue de cette pression interstitielle conduit à une diminution des forces intergranulaires dans le sol, et le matériau perd toute sa résistance lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte effective initiale.

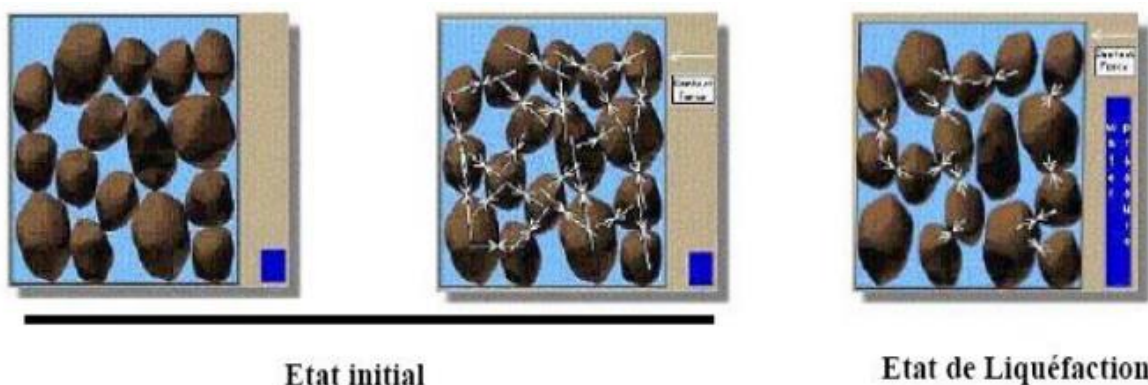


Figure 2-15 Phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique.

Terzaghi [31] a employé le terme de « liquéfaction spontanée » pour décrire le changement soudain de dépôts de sables d'un état solide à un état liquide, sous l'effet d'une légère perturbation. Les chercheurs Casagrande [33] et Castro [34] ont défini la liquéfaction comme la perte d'une grande partie de la résistance au cisaillement, d'un



sable saturé, sous chargement monotone ou cyclique. Selon cette définition la liquéfaction n'est donc pas nécessairement associée à une annulation totale des contraintes effectives.

Selon Poulos [35], ce phénomène peut se produire aussi sous des sollicitations dynamiques, voire sismiques.

Il peut également se développer dans le cas de sables denses pour des niveaux très élevés de l'état de contraintes. Les cas de liquéfaction recensés dans la littérature ont été caractérisés par l'instantanéité du déclenchement, la vitesse élevée de propagation, et le volume très important de sols emportés sur des distances significatives.

### 2.7.3 Cas historiques de la liquéfaction

La liquéfaction des sols est un problème sérieux capable de causer des dégâts spectaculaires et irréparables. Les conséquences de la liquéfaction sont catastrophiques. La liquéfaction peut provoquer :

- un tassement des dépôts de sable, un affaissement ou effondrement en surface du sol,
- un glissement des terrains en pente,
- un développement des forces de poussées,
- une perte de capacité portante du sol de fondation (basculement d'immeuble)
- une formation de cratère ou « volcans de sable »,
- des ruptures superficielles sous forme de fissures, ou étalement latéral,
- un soulèvement des ouvrages enterrés et rupture des canalisations,
- des ruptures des barrages (remblais hydrauliques)

Ce phénomène est responsable de nombreux dégâts à travers le monde.

Les séismes d'Alaska et de Niigata 1964, ont été à l'origine du développement de recherches importantes, en particulier aux États-Unis et au Japon, dans le domaine de la liquéfaction des sables :

#### ❖ Niigata, Japon (1964)

Durant le séisme de Niigata le 16 juin, 1964 de magnitude 7.5 sur l'échelle de Richter, la liquéfaction a été observée dans les espaces près des rivières. Les séries de bâtiments à Kawagishi-cho sont devenues très connues comme symbole des effets de la liquéfaction des sols. Lorsque la liquéfaction s'est produite, la résistance du sol sous fondations s'est réduite de sa valeur initiale, engendrant une capacité portante insuffisante pour supporter les bâtiments (Figure 2-16).



Figure 2-16 Inclinaison des bâtiments Kawagishi-cho à Niigata 1964 [36].

### ❖ Séisme d'Alaska (1964)

Le séisme d'Alaska en 1964, dont la magnitude a été de 8,6, a lui aussi présenté de nombreux cas de liquéfaction. L'un des glissements spectaculaires qui a emporté 9,6 millions de  $m^3$  de sol a eu lieu à Twngain Height, près d'Anchorage où la surface du sol a été complètement dévastée par des grands déplacements.

La liquéfaction a été observée aussi par des ruptures de fondations comme montré sur la figure 2-17 causant des dommages significatifs dans les routes.

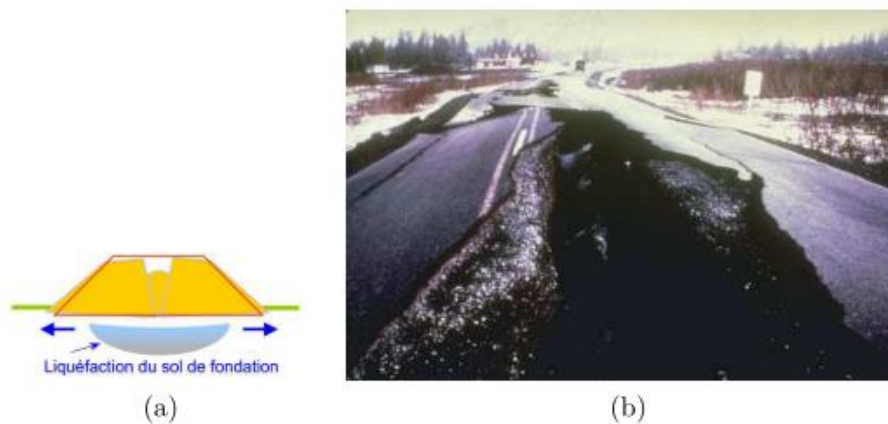


Figure 2-17 (a) Liquéfaction du sol de fondation ; (b) fissure longitudinale d'un remblai routier après le séisme d'Alaska.

Autres exemples historiques de ce phénomène sont constatés dans les sites :

### ❖ Séisme de Loma Prieta, en Californie (1989)

Le séisme de 1989 à Loma Prieta s'est produit le 17 octobre dans la baie de San Francisco en Californie, provoqué par un glissement le long de la faille de San Andreas.

Le séisme a duré entre dix et quinze secondes et a atteint une magnitude de 6,93 sur l'échelle ouverte de Richter a engendré de grands épandages latéraux relatifs à la liquéfaction le long de la station marine de Moss Landing causant ainsi des dommages

significatifs dans les routes et les structures (Figure 2-18). Ce séisme a aussi engendré des volcans de sable comme montrés sur la figure 2-19.



Figure 2-18 Épandage latéral le long de la route Sandholdt (à gauche) et destruction d'un centre de recherche (à droite) à Moss Landing.[32].



Figure 2-19 Ébullitions de sable à l'aéroport d'Oakland, le long du fleuve de Salina et à la station marine de Moss Landing [37].

#### ❖ Boumerdès, Algérie (2003)

Le nord de l'Algérie est situé le long de la frontière entre les plaques Eurasia et Africa qui est une région sismique très active. Le séisme du 21 mai 2003 à Boumerdès a été localisé le long de la marge nordique de l'Atlas Tellien. La faille de Zemmouri qui n'était pas connue auparavant était la source de ce séisme qui a causé des dommages significatifs dans la région entre Dellys et Alger. Le CRAAG (the Center of Research in Astrophysics, Astronomy and Geophysics) a localisé l'épicentre des secousses dans la mer Méditerranéenne. La magnitude locale était de 6.8 sur l'échelle de Richter (d'après le EERI Earthquake Engineering Research Institute, avril 2003) des fractures de la surface du sol ont été observées dans les régions épacentrales.

La région de Corso, le port de Zemmouri et près de Dellys. Une grande partie du secteur côtier est constituée de larges plaines alluviales liées du côté sud à la ceinture de l'Atlas par des roches métamorphiques et le niveau de la nappe phréatique est

généralement profond. Bien qu'il soit probable que les insuffisances structurales aient été la cause principale des dommages, les sols sableux de Ben Mered se sont liquéfiés dans les espaces de la nappe phréatique peu profonde ce qui a également contribué aux dommages dans cette région. La liquéfaction et les épandages latéraux étaient présents dans les secteurs près de la rivière d'Isser et dans les gisements étendus de sable de plage. Des ébullitions de sable et des épandages latéraux dans le sol ont été observés près du pont traversant la rivière d'Isser.



(a)

(b)

Figure 2-20 : (a) Ébullitions de sable dues à la liquéfaction près de la rivière d'Isser ;  
(b) Fissuration du sol aux bords de la rivière d'Isser.

#### ❖ Liquéfaction induite par des vibrations de machine

Le remblai de la route (la route 94 au Michigan) a permis de traverser le lac d'Ackerman. Le remblai est construit par un sable propre moyen. La partie de l'eau ci-dessous a été placée à la fin du compactage après le retrait de la tourbe et des sédiments mous du fond du lac [38].

En 24 juin 1987, le remblai a été traversé par un train de six camions vibrosismiques qui ont été effectuant des levés géophysiques pour l'exploration pétrolière. Un vibrosismique est une plaque vibrante qui est pressée contre le sol et excitée en utilisant un vibreur poids excentrique sous commande d'ordinateur. Typiquement, la fréquence est modifiée linéairement pendant l'excitation, dans ce cas de 8 à 58 Hz sur une durée de 8 secondes. Cela a donné 264 cycles d'amplitude uniforme dans tous les coups notamment sismiques.

Cette enquête particulière utilisée six camions dans un train avec les unités vibrosismiques reliés électroniquement pour les maintenir en phase, le train étant étalé sur 74m de longueur de pare-chocs contre pare-chocs (Figure 2-21).



Figure 2-21 Convoi de six camions équipés par des vibrosismiques [38].

La figure 2-22 montre la rupture provoquée par ces camions lorsque les unités vibrosismiques ont été activées sur le remblai. Cette figure montre aussi que deux camions sont presque submergés à la pointe de la pente a échoué. Le conducteur du camion dernier dans le train a vu la rupture qui développer en face de lui et a pu faire marche arrière ; les camions : deuxième, troisième et cinquième glissé dans le lac à cause de liquéfaction du remblai. Les conducteurs ont déclaré se sentir comme si la terre avait complètement disparu sous eux comme en chute libre. La rupture était suffisamment rapide pour provoquer une vague de 4,5 m de haut qui a traversé le lac et détruit un quai.



Figure 2-22 la rupture provoquée par la vibration des camions [38].

#### ❖ L'île des Célèbes, Indonésie (2018)

Très récemment, l'Indonésie, était ravagée par un séisme suivi d'un tsunami qui ont fait plusieurs milliers de victimes (1.649 morts, 5.000 disparus), après le séisme du vendredi 28 septembre 2018, la secousse de magnitude 7,5 a secoué l'île des Célèbes, dans le centre du pays, suivi d'un tsunami qui a notamment touché la ville de Palu.

Un rassemblement de villages a été quasiment rayé de la carte (Figure 2-23) à cause de liquéfaction. Une grande partie de ce quartier de Palu s'est enfoncée dans la terre comme aspirée. Comme dans certains quartiers de la ville des centaines d'habitations ont été emportées dans un gigantesque glissement de terrain qui a instantanément transformé la terre en une sorte de grande coulée de boue ou comme de sables mouvants.



Dans cet évènement, la liquéfaction du sol a engendré plus de victimes que le séisme ou le tsunami.

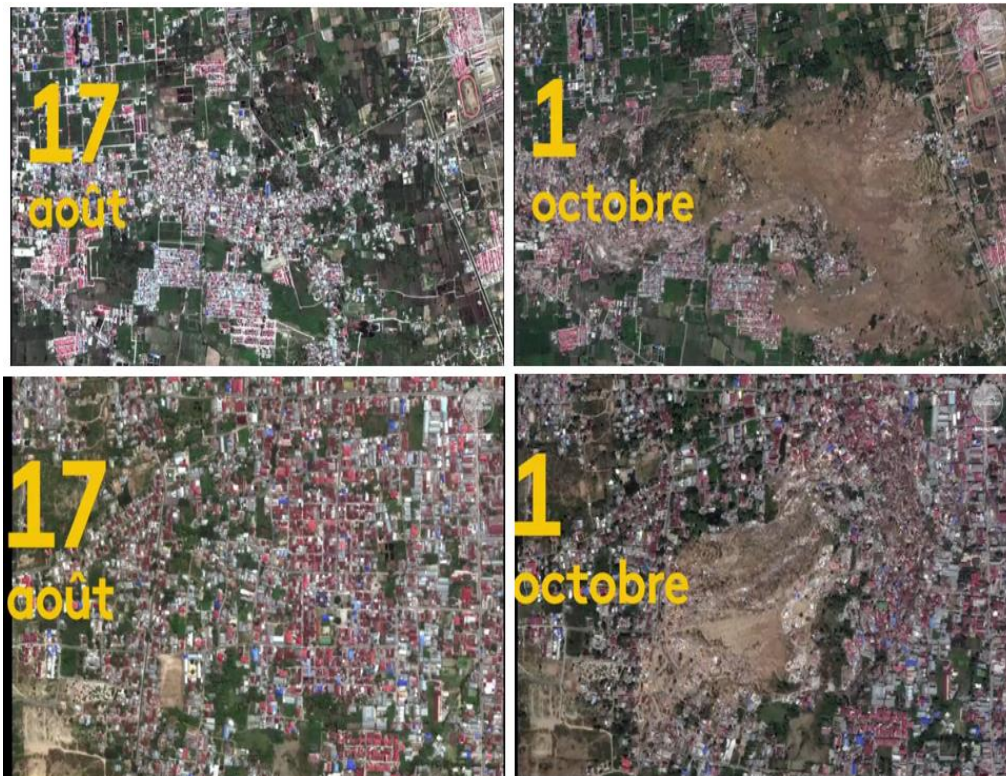


Figure 2-23 Liquéfaction dans les zones proches de Palu avant et après la catastrophe.

Source : <https://twitter.com/DigitalGlobe>

#### 2.7.4 Les facteurs influençant la liquéfaction

De nombreux facteurs peuvent avoir une influence sur la résistance à la liquéfaction des sols, qu'ils soient de nature physique ou plus globalement liés à l'environnement.

Cette section présente un aperçu des facteurs les plus importants qui influencent la liquéfaction des sols :

##### ❖ La nature de sol

La première étape de l'analyse et de l'évaluation de la liquéfaction est la détermination des couches de sol potentiellement liquéfiables à un site donné.

En ce qui concerne les types de sols les plus sensibles à la liquéfaction, Ishihara [22] stipule que : le risque associé à la liquéfaction des sols lors de séismes a été connu pour être rencontré dans les dépôts constitués de sable fin à moyen et les sables contenant de faibles plasticités. Parfois, cependant, des cas sont signalés où la liquéfaction s'est apparemment produite dans les sols graveleux.

Baser sur des tests en laboratoire et des performances sur le terrain Seed et Lee [39] ont déclaré que la grande majorité des sols cohésifs ne sera pas liquéfiée en cours de tremblements de terre.

En utilisant des critères initialement prévus par Seed et Idriss [40] et par la suite confirmés par Youd et Gilstrap [41], et Bray et al.[42], un sol cohérent peut-être liquéfier, s'il satisfait à toutes les trois critères donnés dans le tableau 2-3

Tableau 2-3 Critères de liquéfaction

<b>Sols potentiellement liquéfiables</b>	
Contenu des particules fines (<0.005mm)	≤15%
Limite de liquidité (LL)	≤35%
Teneur en eau normale	>0.9 LL

Si le sol cohérent ne répond pas à toutes les trois critères, il est généralement considéré comme n'étant pas susceptible de se liquéfier. Bien que le sol cohérent ne puisse pas se liquéfier, il pourrait y avoir encore être une perte significative de la résistance au cisaillement non drainée en raison de la secousse sismique.

En plus de ces critères, la granulométrie a des effets significatifs sur la résistance à la liquéfaction d'un sol. Un échantillon présentant une granulométrie peu étalée aura en effet un indice des vides souvent élevé augmentant le potentiel à la liquéfaction.

Dans le cas de sols à granulométrie étalée, les grains fins occupent l'espace entre les grains plus grossiers ce qui permet d'obtenir une structure plus stable et plus résistante. Une détermination rapide du risque à la liquéfaction d'un sol est possible en comparant sa courbe granulométrique avec la figure 2-24. Cette dernière indique un fuseau de granulométrie de sols naturels susceptibles à la liquéfaction tel que proposé par Hunt [43].

La forme des grains joue également un rôle important, les sols présentant des grains à forte angularité étant plus résistants aux sollicitations que dans le cas de particules sphériques pouvant se déplacer plus facilement les unes par rapport aux autres.

En effet, Vaid et al.[44] ont mené différents tests de cisaillement cyclique simple sur des échantillons de sable afin d'évaluer l'effet de l'angularité des particules. D'après leurs résultats, il apparaît que la résistance à la liquéfaction des sables angulaires à un niveau faible de contrainte effective de confinement (moins de 200 kPa) est plus élevée que celle des sables sphériques, pour une densité relative identique. Lorsque la contrainte de confinement est augmentée (entre 200 kPa et 800 kPa), les sables sphériques peuvent être plus résistants que les sables angulaires suivant la densité relative.

Kramer[21] stipule que les données de terrain indiquent que la plupart des défaillances de liquéfaction ont impliqué de classement uniforme des sols granulaires.

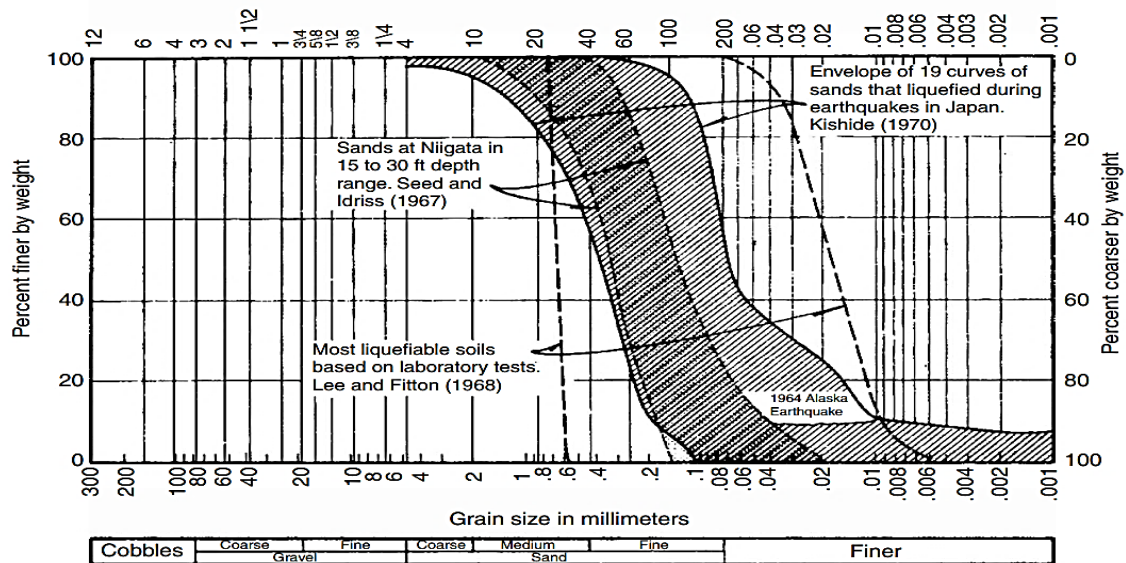


Figure 2-24. Fuseau granulométrique pour les sols susceptibles à la liquéfaction [43].

En plus d'après le RPA (2003), les sols susceptibles de se liquéfier sont en général des sables propres ou limoneux situés dans les vingt (20) premiers mètres de profondeur, et présentant les caractéristiques suivantes :

- saturés d'eau,
- une granulométrie relativement uniforme correspondant à un coefficient d'uniformité  $C_u$  inférieur à 15 ( $C_u = D_{60} / D_{10} < 15$ ) et,
- un diamètre à 50% ( $D_{50}$ ) compris entre 0.05 mm et 1.5 mm.

Dans ces expressions  $D_{60}$ ,  $D_{10}$  et  $D_{50}$  représentent les diamètres des tamis correspondant aux passants de 60%, 10% et 50% respectivement des échantillons de sols considérés. Les sols sont réputés liquéfiables lorsque le rapport de la résistance à la liquéfaction sur la contrainte de cisaillement engendrée par le séisme est inférieur à 1,25.

#### ❖ État du sol et des contraintes

Plus la pression de confinement est importante, moins le sol est susceptible à la liquéfaction et plus la résistance du sol à la liquéfaction sera élevée. Les conditions qui peuvent créer une pression de confinement plus élevée sont une nappe phréatique plus profonde. La figure 2-25 montre l'influence de l'indice de densité ( $I_D$ ) et de la contrainte de confinement  $\sigma'_0$  ou ( $\sigma'_{3c}$ ) sur la rupture d'un sable saturé soumis à un chargement cyclique non drainé. Cette figure montre le nombre de cycles nécessaire afin d'amener le sol à la rupture en fonction de la contrainte déviatorique maximale appliquée ( $\Delta\sigma$ ).



Cette figure montre que l'augmentation de l'indice de densité ( $I_D$ ) augmente la résistance du sable au chargement cyclique. Sur cette figure, il est aussi possible d'observer que le nombre de cycles nécessaire afin d'atteindre la rupture serait influencé par la contrainte de confinement  $\sigma'_0$  ou ( $\sigma'_{3c}$ ).

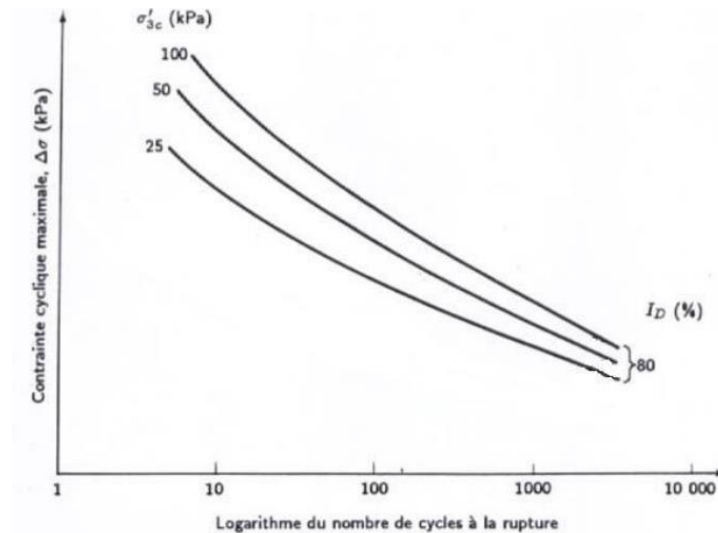


Figure 2-25 Relation entre la contrainte cyclique maximale et le nombre de cycles nécessaires pour causer la rupture avec l'influence de la contrainte de confinement cité par Ayad[45].

Les études de cas ont prouvé que la zone potentiellement liquéfiable se situe habituellement à une profondeur maximum d'environ 15 m de la surface libre. Des sols plus profonds généralement ne liquéfient pas en raison des pressions de confinement plus élevées. Ceci ne signifie pas qu'une analyse de liquéfaction ne devrait pas être exécutée.

Il a été également déterminé que l'historique d'environnement du sol peut affecter son potentiel de liquéfaction. Par exemple, les dépôts de sols plus anciens qui ont déjà été soumis à des secousses sismiques ont une résistance à la liquéfaction accrue par rapport à un modèle nouvellement formé de la même terre ayant une densité identique.

D'après le RPA (2003), La contrainte effective verticale  $\sigma'_v$  à prendre dans les calculs est celle régnant dans le sol après la réalisation du projet.

La figure 2-26 présente l'effet de rapport de sur consolidation (OCR) sur la résistance de sol à la liquéfaction. La résistance à la liquéfaction augmente également avec une augmentation du rapport de sur consolidation (OCR).

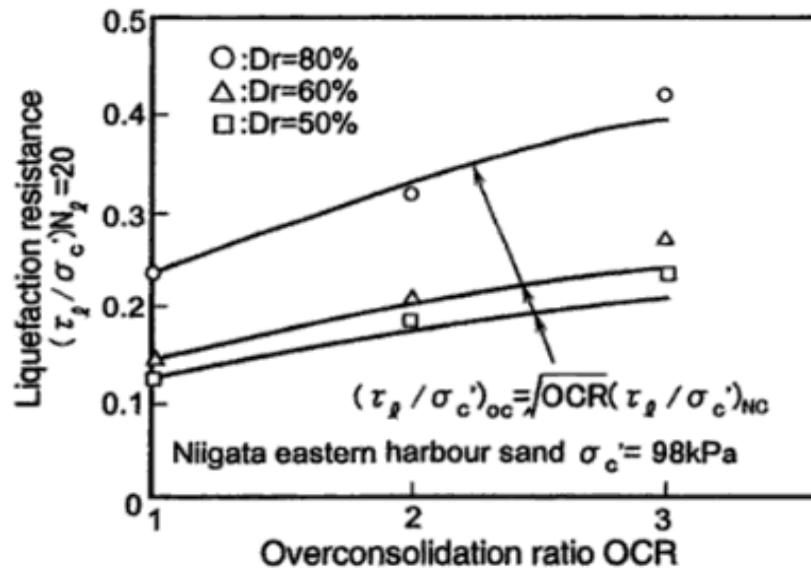


Figure 2-26 L'effet de rapport de consolidation (OCR) sur la résistance à la liquéfaction[46].

#### ❖ L'intensité et la durée de tremblement de terre

Les caractéristiques du mouvement sismique, telles que la magnitude, l'accélération sismique, la durée, le nombre de cycles et la fréquence d'oscillation du séisme sont des facteurs qui influencent l'impact qu'aura le séisme sur les matériaux environnants. L'accélération et la durée de la secousse déterminent la déformation de cisaillement qui cause la contraction des particules de sol et le développement d'une surpression interstitielle conduisant à la liquéfaction. La cause la plus commune de la liquéfaction est due à l'énergie sismique libérée lors d'un séisme. Le potentiel de liquéfaction augmente à mesure de l'intensité du séisme et l'augmentation de la durée de secousse.

Les tremblements de terre qui ont la magnitude la plus élevée produiront à la fois l'accélération la plus grande et la plus longue durée des secousses. Une analyse de la liquéfaction ne serait normalement pas nécessaire pour les sites ayant une accélération horizontale maximale à la surface du sol  $a_{\max}$  inférieure à 0,10g ou une magnitude  $M_w$  inférieur à 5. De plus, Rapti [47] a montré que le phénomène de la liquéfaction liée d'une façon significative à la durée de choc principale et l'intensité d'arias. C'est ce qu'on va voir dans le chapitre 7.

#### ❖ Les conditions de drainage

Si la surpression interstitielle peut rapidement se dissiper, le sol ne peut pas se liquéfier. Comme le gravier très perméable, les égouts ou les couches de gravier peuvent réduire le potentiel de liquéfaction du sol adjacent (p. ex. les colonnes ballastées [48]).

### 2.7.5 Évaluation du potentiel de liquéfaction

La liquéfaction de site est un aspect particulier aux sols granulaires lâches et peut causer de graves dommages aux constructions, comme mentionnés dans les sections précédentes. Il est donc important d'être en mesure de prédire le comportement d'un site face à la problématique de la liquéfaction.

La première étape de l'analyse de liquéfaction consiste à déterminer si le sol a la capacité de liquéfaction pendant un chargement dynamique. Tel que discuté dans la partie précédente (Section 2.7.4), la majorité des sols qui sont sensibles à la liquéfaction sont les sols pulvérulents.

Selon Ayad [45], «*Plusieurs méthodes ont été proposées pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction et peuvent être divisées en trois catégories : méthodes des contraintes (Seed et Idriss (1971)), méthode de déformation (Dobry et al, 1982) et méthode énergétique (Law et al 1990). Ces trois méthodes peuvent être implémentées en approche déterministe et probabiliste, la méthode déterministe pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction donne la réponse oui ou non si le sol est liquéfiable ou non. L'approche probabiliste évalue la liquéfaction en termes de probabilité d'occurrence. L'avantage majeur des approches probabilistes, c'est que les incertitudes associées aux paramètres du sol sont quantifiées* ».

Notamment cette section ne traitera cependant que de la procédure basée sur la prédiction du potentiel de liquéfaction basée sur la performance de site -Procédure (SPT) de Seed et Idriss [49] en 1971. Cette méthode déterministe de contraintes cycliques est la méthode la plus utilisée en pratique (p. ex. EC8).

#### ❖ Procédure de Seed et Idriss (1971) (SPT)

La méthode des contraintes pour évaluer le potentiel de liquéfaction, initiée en 1971 par Seed et Idriss, a été largement utilisée. L'idée de base, telle qu'adoptée par de nombreux chercheurs, est de comparer les rapports des contraintes cycliques (CSR : *Cyclic Stress Ratio*) avec les rapports avec les rapports de résistance cyclique (CRR : *Cyclic Resistance Ratio*) du sol [45]. Ce rapport intitulé coefficient de sécurité  $F_{SL}$  qui est un facteur de sécurité vis-à-vis la liquéfaction.

La prédiction du potentiel de liquéfaction d'un site se base actuellement sur une version modifiée en 1985 de l'approche empirique originale de Seed et al.[50] dans laquelle la résistance cyclique est évaluée directement à partir de corrélations empiriques établies avec l'essai SPT et la performance vis-à-vis la liquéfaction. La méthode a été réévaluée

et remise à jour lors des Workshops du NCEER (1996 et 1998). Une synthèse des travaux de ces Workshops a été préparée en 2001 par Youd et Idriss[51].

La procédure de calcul de Seed et Idriss se base sur des données en provenance de campagnes d'investigation géotechnique. La procédure se base sur les indices corrigés  $(N_1)_{60}$  selon la méthode ASTM-D-1586 où : 1 : indique une valeur normalisée pour une charge d'une atmosphère (100 kPa), 60 : indique une valeur normalisée pour une efficacité de 60% de l'énergie totale fournie par le mouton.

Il est donc important de corriger adéquatement les données recueillies pour assurer la conformité du calcul avec la méthode [52].

### ❖ Évaluation du rapport de contraintes cycliques (CSR)

La première étape de la procédure simplifiée consiste à calculer CSR, qui est causé par le tremblement de terre.

Le rapport CSR est établi entre la contrainte de cisaillement cyclique moyenne ( $\tau_{cyc-moy}$ ) induite par le séisme et la contrainte  $\sigma'_{v0}$ . Le rapport CSR se définit comme suit :

$$CSR = \frac{\tau_{cyc-moy}}{\sigma'_{v0}} \quad (2.10)$$

La contrainte ( $\tau_{cyc-moy}$ ) peut être déterminée par un calcul de la réponse dynamique.

Dans les études préliminaires ou dans les cas simples ( $\tau_{cyc-moy}$ ) peut être évalué à l'aide de l'équation simplifiée suivante :

$$CSR = \left\{ \frac{\tau_{cyc-moy}}{\sigma'_{v0}} \right\} = 0,65 \left( \frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d \quad (2.11)$$

Où  $g$  est l'accélération gravitationnelle,  $a_{max}$  est l'accélération maximale enregistrée ou anticipée à la surface du site et  $r_d$  est un coefficient de réduction de la contrainte de cisaillement, déterminé selon la figure 2-27. La contrainte  $\tau_{cyc-moy}$  est généralement définie comme 65% de la contrainte maximale calculée pour le séisme.

Une autre option est d'assumer un rapport linéaire de  $r_d$  en fonction de la profondeur et en utilisant l'équation proposée par Kayen et al [53] :

$$r_d = 1 - (0.012)(z) \quad (2.12)$$

Où  $z$  est la profondeur du sol en mètre au-dessous de la surface de sol où l'analyse de liquéfaction est exécutée (c.-à-d., la même profondeur utilisée pour calculer  $(\sigma_{v0}, \sigma'_{v0})$ ).

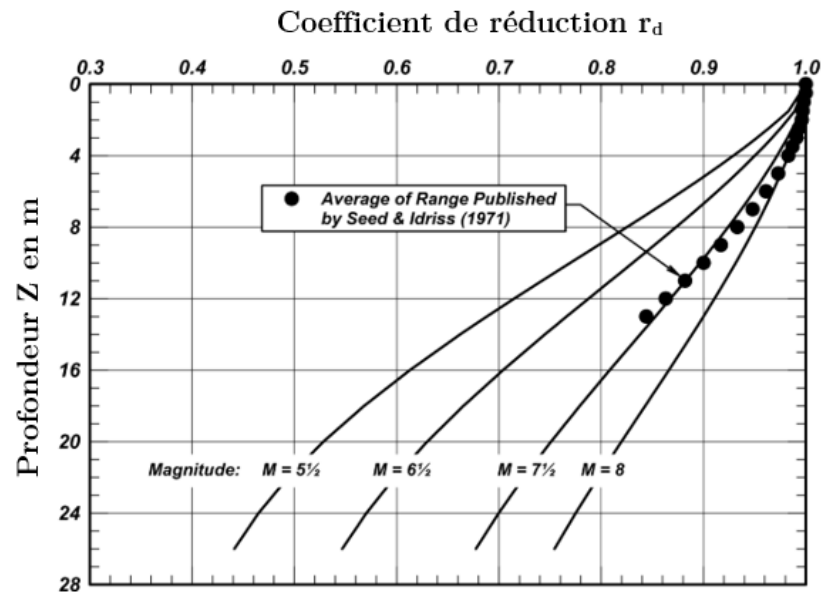


Figure 2-27 : Variation du coefficient de réduction des contraintes  $r_d$  en fonction de la profondeur et de la magnitude  $M_w$  [54].

L'approche simplifiée pour l'évaluation de CSR est basée sur une magnitude de référence  $M_w = 7,5$ . Un coefficient MSF (Magnitude Scaling Factor), est utilisé pour obtenir la valeur corrigée de CSR correspondant à un séisme de magnitude  $M_w$  différente de 7,5. Le coefficient MSF est calculé à partir de la corrélation entre le nombre de cycles de contraintes uniformes équivalents et la magnitude du séisme d'une part, et des relations obtenues au laboratoire entre le CSR requis pour causer la liquéfaction et le nombre de cycles de contraintes uniformes.

Le CSR induit par tremblement de terre de magnitude  $M_w$  est obtenu comme suit :

$$CSR_{7.5} = \frac{CSR}{MSF} = 0,65 \left( \frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \cdot \left( \frac{r_d}{MSF} \right) \quad (2.13)$$

La formule de MSF donnée par Youd et Idriss [51] comme suit :

$$MSF = \left( \frac{M_w}{7.5} \right)^{-2.56} \quad (2.14)$$

La correction MSF peut être déterminée selon la figure 2-28. Sa valeur est en fonction de la magnitude sismique  $M_w$ . Plusieurs auteurs ont proposé des valeurs pour MSF. Les Workshops du NCEER de 1996 et 1998 relatés par Youd et Idriss [51] recommandent les valeurs montrées hachurées à la figure 2-28.

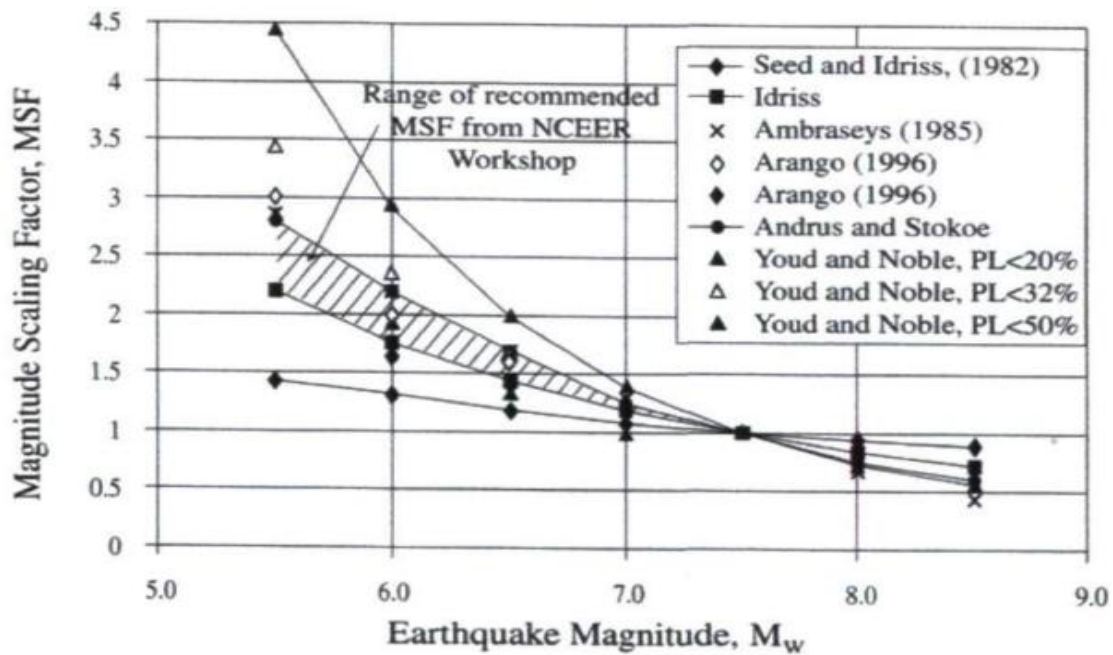


Figure 2-28 Facteurs de correction pour la magnitude [51].

#### ❖ Évaluation du rapport de résistance cyclique (CRR)

La deuxième étape des procédés simplifiés est de déterminer le rapport de résistance cyclique (CRR) du sol. Le CRR représente la résistance de liquéfaction du sol.

L'essai SPT a été fait par les américains et les japonais alors tous les paramètres de calcul sont en fonction des conditions des régions américaines et japonaises et du type des matériels utilisés.

Les valeurs de SPT mesurées en place doivent être corrigées selon l'expression :

$$(N_1)_{60} = N \times C_N \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S \quad (2.15)$$

Avec :

$N$  : le nombre des coups non corrigés adoptés dans le SPT

$C_N$  : est la correction de la contrainte de sols sus-jacents

$C_E$  : est la correction du taux d'énergie de la masse

$C_B$  : est la correction du diamètre du forage

$C_R$  : est la correction de la longueur du train de tiges

$C_S$  : est la correction du carottier avec ou sans revêtement

Le tableau 2-4 donne les valeurs des facteurs de correction d'après Skempton [55].

Tableau 2-4 Corrections au SPT modifié par Skempton [55] en (1986).

Facteur	Équipement variable	Terme	La correction
Contenue de l'énergie	Mouton de battage torique.		0,5 à 1,0
	Mouton de sûreté.	Ce	0,7 à 1,2
	Mouton de battage type automatique.		0,8 à 1,3
Diamètre de forage	65 à 115 mm		1,0
	150 mm	Cb	1,05
	200 mm		1,15
Longueur de la tige	< 3 m		0,75
	3 à 4 m		0,8
	4 à 6 m	Cr	0,85
	6 à 10		0,95
	10 à 30		1,0
Méthode de prélèvement	Echantillon standard.		1,0
	Échantillon sans recouvrement.	Cs	1,1 à 1,3

En pratique, en Amérique du Nord et au Japon, le calcul de CRR s'appuie sur des corrélations empiriques validées par Youd et Idriss [51]. Les corrélations de CRR basées sur l'évaluation du comportement des dépôts à la suite des séismes correspondants à une magnitude de référence de  $M_w=7,5$ . Ces corrélations relient l'indice normalisé de pénétration standard  $(N_1)_{60}$  et la contrainte de cisaillement cyclique nécessaire pour induire la liquéfaction. La résistance obtenue est généralement identifiée par le rapport (CRR)

$$CRR_{M_w} = CRR_{M_w=7,5} \cdot MSF \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha \quad (2.16)$$

Où  $K_\alpha$  est un facteur de correction pour le pré cisaillement statique et  $K_\sigma$  est un facteur de correction pour la contrainte effective verticale initiale.

La figure 2-29 présente des courbes de régression des indices CRR en fonction des indices de pénétration standard corrigés  $(N_1)_{60}$ . La courbe pour une fraction de fines inférieure à 5% est décrite par l'équation suivante :

$$CRR_{M=7,5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \left( \frac{(N_1)_{60}}{135} \right) + \left( \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60} + 45]^2} \right) - \left( \frac{1}{200} \right) \quad (2.17)$$

L'augmentation de particules fines dans les sables diminue le potentiel de liquéfaction de ceux-ci.

Un ajustement à l'indice CRR doit être effectué, à cet effet l'ajustement pour les fractions fines (FC « *fine content* ») se fait selon la correction « *clean Sand* » pour obtenir l'indice  $(N_1)_{60c.s}$  de la manière suivante :

$$(N_1)_{60c.s} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (2.18)$$

ou:

$$\alpha = \exp \left[ 1.76 - \frac{190}{FC^2} \right] \text{ et } \beta = \left\{ 0.99 + \left( \frac{FC^{1.5}}{1000} \right) \right\}$$

Il est à noter que ces équations ne sont valides que pour des fractions de fines entre 5% et 35%. Pour une fraction de fines inférieure à 5%, les valeurs de 0 et 1 seront respectivement attribuées à  $\alpha$  et  $\beta$ .

Dans un cas avec une teneur en fines supérieure à 35%, les valeurs de 5 et 1,2 sont attribuées à  $\alpha$  et  $\beta$  respectivement [52].

Selon Shahien [56], il est courant de corriger  $(N_1)_{60}$  en équivalent  $(N_1)_{60-CS}$  en utilisant l'expression suivante:

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (2.19)$$

Les facteurs de correction de la teneur en fines  $\Delta(N_1)_{60}$  ont été dérivés graphiquement par la courbe de référence 2-29.

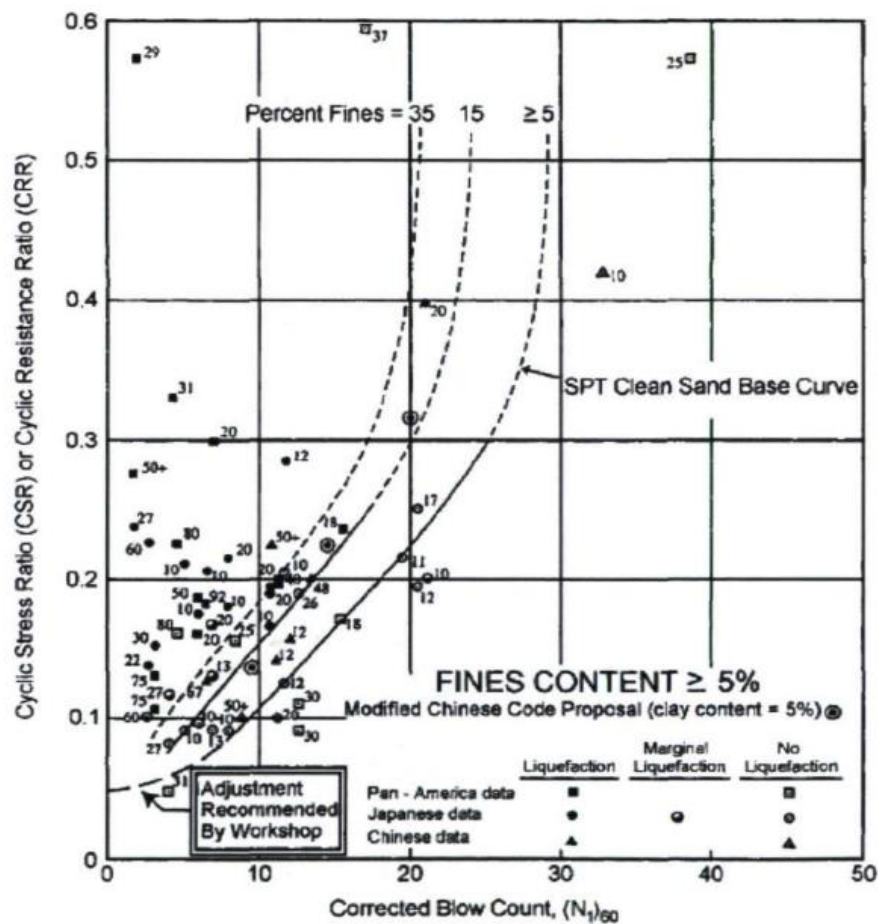


Figure 2-29 Abaque modifiée de Seed et al. (1985) pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction pour des séismes de magnitude  $M=7,5$  cité par [51].

Le tableau 2-5 énumère les formules des facteurs de correction pour le passage de  $(N_1)_{60}$  à  $(N_1)_{60cs}$  disponibles dans la littérature.



Tableau 2-5 Récapitulatif des formules de correction d'après Shahien [56].

Formule $\alpha$	Référence $\alpha$
$(N_1)_{60-CS} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$	
$\Delta(N_1)_{60} = \text{constant}$	Seed et al. (1983)
$\Delta(N_1)_{60} = f(FC)$	Tokimatsu and Yoshimi (1983) Seed et al.(1984) – Terzaghi et al (1996) Kayen and Mitchell (1997) Shahien and Mesri (1999) Youd et al. (2001) Idriss and Boulanger (2006)
$\Delta(N_1)_{60}=g[FC,(N_1)_{60}]$	Idriss and Seed (1996) Robertson and Wride (1996)
$(N_1)_{60-CS} = C_{\text{fines}}(N_1)_{60}$	
$C_{\text{fines}}= k[FC,(N_1)_{60}]$	Cetin et al. (2004)

La figure 2-31 montre les valeurs de correction de  $\Delta(N_1)_{60}$  calculées à partir de la plupart des références du tableau 2-5.

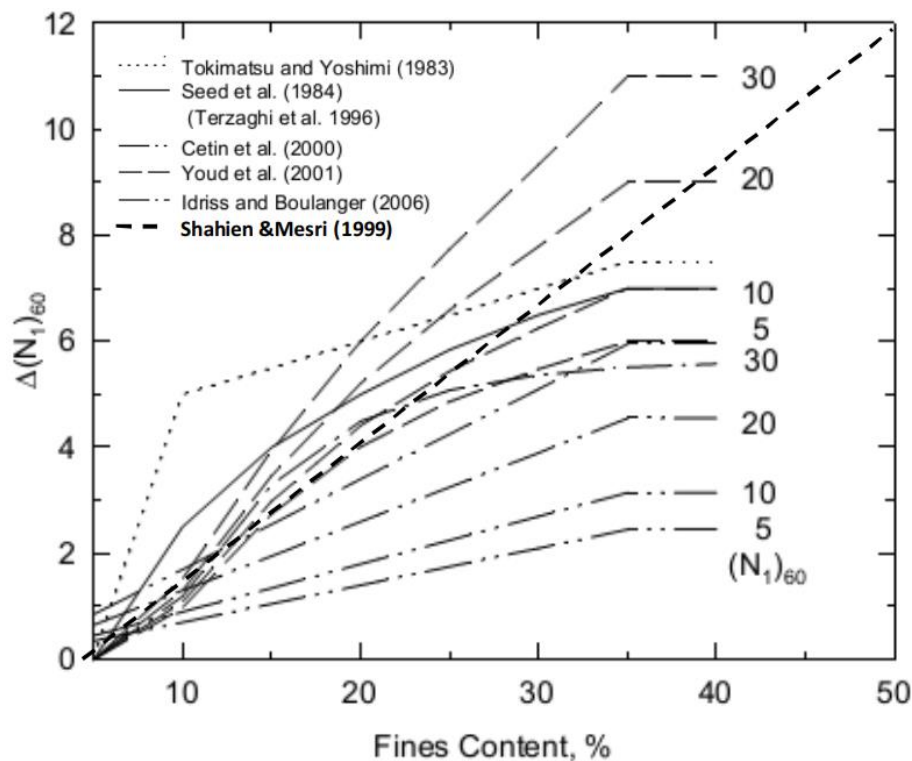


Figure 2-30  $\Delta(N_1)_{60}$  en fonction de pourcentage de fines (FC) d'après Shahien [56].

❖ **Évaluation du coefficient de sécurité FSL « NCEER »**

La procédure semi-empirique « NCEER » s'est imposée comme la référence internationale pour la quantification de l'aléa de liquéfaction des sols. En 2001, Youd et Idriss [51] ont publié un article synthétisant les conclusions de deux séminaires

respectivement organisés aux Etats Unis par le NCEER (National Center for Earthquake Engineering) en 1996 puis le NCEER/NSF (National Science Foundation) en 1998 autour de l'évaluation de la résistance des sols à la liquéfaction.

Pour un séisme de magnitude quelconque, la méthode consiste à évaluer un coefficient de sécurité  $F_S$  vis-à-vis de la liquéfaction, définie comme le rapport entre la résistance normalisée au cisaillement cyclique des terrains dans le cas d'un séisme de référence de magnitude 7,5 ( $CRR_{Mw=7.5}$ ) d'une part, et le cisaillement normalisé équivalent généré par le séisme (CSR) d'autre part, en tout point de la colonne de sol auscultée où l'on dispose de mesures. Ce rapport est ensuite corrigé par le terme MSF (Magnitude Scaling Factor) qui permet de tenir compte de la magnitude réelle du séisme considéré, et de l'effet éventuellement conjugué de la pression de confinement ( $K_\sigma$ ) et de l'inclinaison des terrains ( $K_\alpha$ ) le cas échéant[57].

$$F_{S_L} = \frac{CRR_{Mw=7.5}}{CSR} MSF \cdot (K_\sigma \cdot K_\alpha) \quad (2.20)$$

Conventionnellement, il y a liquéfaction lorsque le facteur de sécurité  $F_{S_L}$  est inférieur à l'unité.

Le coefficient de sécurité à la liquéfaction d'un sol se définit, d'après l'Eurocode 8 (EN 1998-5) et RPA (2003) comme le quotient entre la résistance à la liquéfaction du sol (CRR, Cyclic Resistance Ratio) et la contrainte de cisaillement cyclique maximum produite par un séisme (CSR, Cyclic Stress Ratio).

Réglementairement, les études de liquéfaction pour les bâtiments à risque normal et les ICPE (Installations Classées pour la Protection de l'Environnement) relèvent des Eurocodes. L'annexe B (normative) de l'EC8-5 intègre les « diagrammes empiriques de liquéfaction » dérivés de la méthode « NCEER »[57]. A noter par ailleurs que le niveau de sécurité cible est de  $F_{S_L} = 1,25$  aux Eurocodes et d'après le RPA 99/version 2003.

Dans ces codes la méthodologie n'est cependant strictement définie que pour l'exploitation des sondages SPT : rien n'est indiqué relativement aux sondages CPT(u) ou aux mesures de vitesses d'ondes de cisaillement. On peut ici déplorer ce « vide » qui est source de confusions [58].

Les études de liquéfaction sont usuellement conduites suivant une approche graduelle, dont le principe a été schématisé par Javelaud [58], en 2015 dans la figure 2-31. Pour qu'il y ait liquéfaction, il faut une combinaison de phénomènes, et tout d'abord qu'il y ait opportunité de liquéfaction (Etape 1).

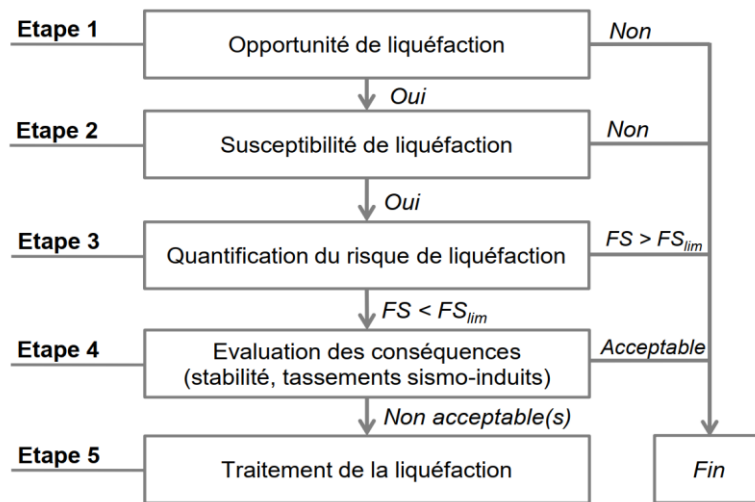


Figure 2-31 Organisation schématique des études de liquéfaction.

## Conclusion partielle

Dans ce chapitre, nous avons passé en revue les principaux paramètres qui influencent le comportement cyclique des sols à la fois en petites et en grandes déformations en générale et le comportement cyclique des sables non drainés en particulier (la liquéfaction).

La quantification de l'aléa de liquéfaction par les méthodes simplifiées de Seed, ou la dernière version du document NCEER sont désormais classiquement utilisées.

Les conditions d'application de ces méthodes simplifiées présentent toutefois des différences dans le détail selon les ouvrages au niveau des critères de susceptibilité des sols à la liquéfaction, du choix du niveau d'eau, et du facteur de correction de la magnitude. La sévérité des critères augmente globalement avec le risque spécial. Seule particularité, le facteur  $r_d$  traduisant la souplesse du sol qui peut être calculé finement lors d'études particulières [58].

Le cadre normatif existant n'est pas toujours en adéquation avec les hypothèses de construction originelles ou le programme de reconnaissance géotechnique.

De ce fait, des méthodes détaillées mettant en œuvre des outils numériques impliquant des modèles aux éléments/différences finis sont par ailleurs également utilisés.

Dans le **chapitre 4**, on verra comment ces types de comportements peuvent être modélisés à l'aide des modèles numériques

# PARTIE I

## Chapitre 3

### 3 Comportement dynamique des remblais : Digues et ouvrages de soutènement

<a href="#">Introduction .....</a>	62
<a href="#">3.1 Bibliographie sur les ouvrages de soutènement.....</a>	64
<a href="#">3.2 Historiques des cas pertinents de rupture des murs.....</a>	64
<a href="#">3.3 Méthodes utilisées pour l'évaluations des pressions de terre.....</a>	69
<a href="#">3.3.1 Analyses d'états limites.....</a>	70
<a href="#">3.3.2 Méthodes d'analyse élastique.....</a>	76
<a href="#">3.3.3 Analyses numériques.....</a>	79
<a href="#">3.4 Bibliographie sur les barrages en remblais .....</a>	83
<a href="#">3.5 Historiques des cas pertinents de rupture des barrages en terre par la liquéfaction .....</a>	84
<a href="#">3.5.1 Barrage Sheffield de Santa Barbara (1925).....</a>	84
<a href="#">3.5.2 Barrage de San Fernando (1971) .....</a>	85
<a href="#">3.5.3 Barrage de Van Norman (1971).....</a>	85
<a href="#">3.5.4 Le barrage Fujinuma (2011) .....</a>	86
<a href="#">3.5.5 Évaluation de mécanismes de rupture des digues.....</a>	87
<a href="#">Conclusion partielle.....</a>	91

---

## Introduction

Les remblais constituent une composante très importante de nombreux ouvrages géotechniques. Ces ouvrages peuvent être des murs de soutènement, des quais de ports, des culées de ponts, des pentes artificielles, ou encore des ouvrages hydrauliques comme les digues et les barrages en terre. Les séismes constituent une forme de sollicitation particulièrement agressive pour ces types d'ouvrages.

De très nombreux cas de ruptures ou de tassements de remblais et de digues sous l'effet de séismes ont été recensés dans les régions de forte sismicité (p. ex. Ref [59]). Ces études ont montré aussi que les ouvrages géotechniques principalement construits par des remblais situés sur des nappes d'eau souterraine peu profondes ou adjacentes à des cours d'eau sont très sensibles aux dommages causés par les tremblements de terre et principalement par le phénomène de la liquéfaction (cf. Figure 3-1).

Les sols sensibles sont constitués de sols meubles, saturés et non cohésifs que l'on trouve fréquemment dans les milieux marins et fluviaux. L'analyse de ces observations permet de mieux connaître les mécanismes de déformation et de rupture de ces ouvrages en terre[1].

Les travaux de cette thèse sont orientés vers l'étude du comportement dynamique de deux différents types d'ouvrage géotechnique construit principalement par des remblais.

Le premier cas consiste à étudier le comportement dynamique d'un remblai soutenu (murs de soutènement) et l'évaluation des pressions dynamiques actives, cas pour lequel le remblai joue un rôle défavorable.

Le deuxième cas consiste à étudier le comportement dynamique de remblais hydraulique (digue) prenant en considération le phénomène de la liquéfaction et dans ce cas, le remblai joue un rôle favorable pour le fonctionnement et la stabilité de l'ouvrage.

Le présent chapitre présente brièvement un aperçu de structures géotechniques choisies comme des cas d'étude. On présente d'abord une synthèse bibliographique sur les méthodes de calculs dynamiques réservés aux ouvrages de soutènement. Ensuite, on expose un aperçu historique sur des cas pertinents de rupture observés pour ce type d'ouvrage. De la même façon, on passe au deuxième type d'ouvrages. On présente d'abord quelques définitions et généralités sur les digues. Ensuite, on présente un peu d'historique sur des cas pertinents de rupture évaluant en même temps les différents mécanismes des défaillances liés principalement aux liquéfactions des digues.



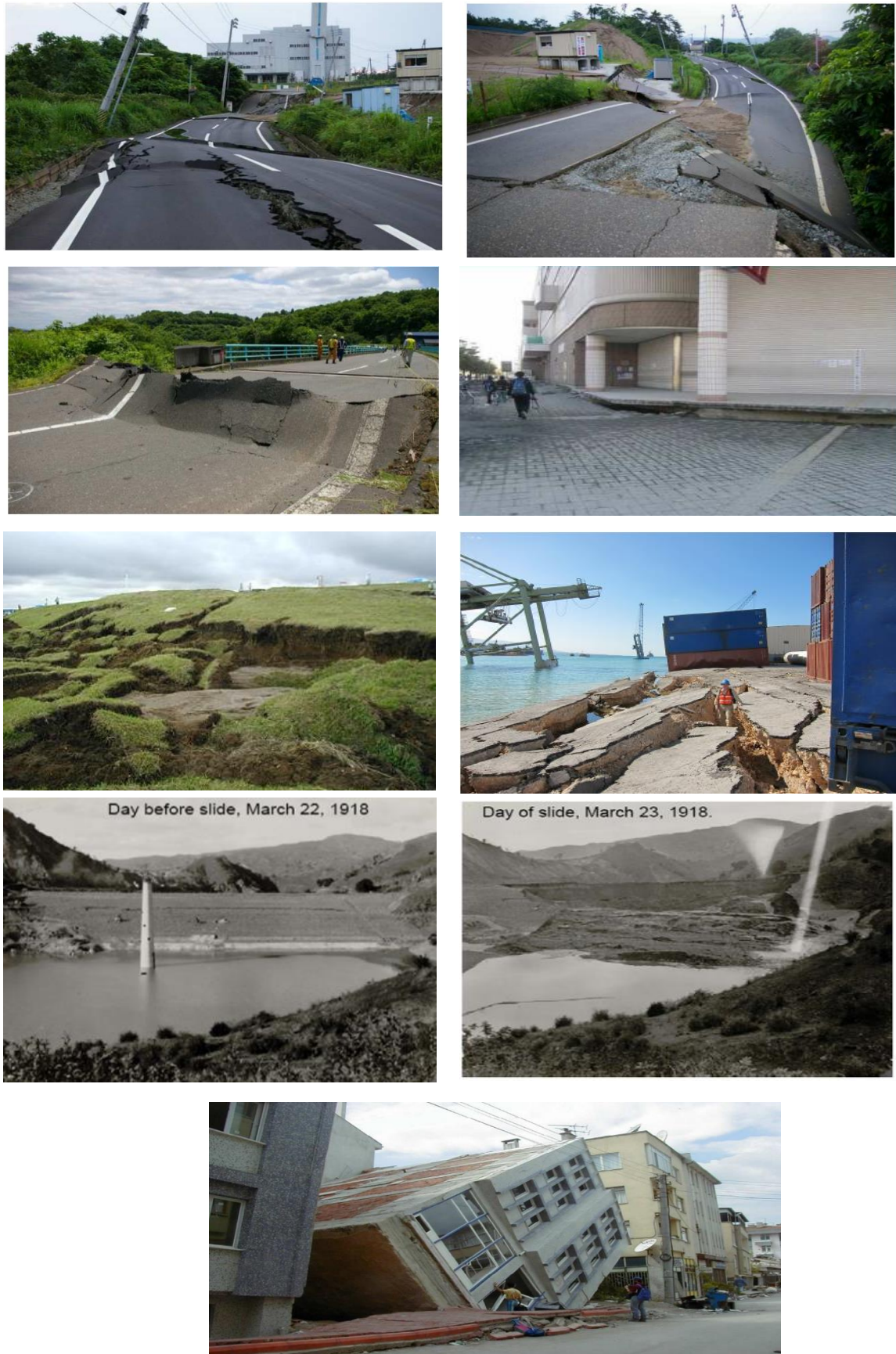


Figure 3-1 Les ruptures dues à la liquéfaction des remblais dans différents ouvrages après les séismes.

### 3.1 Bibliographie sur les ouvrages de soutènement

Les ouvrages de soutènement sont des constructions qui évitent l'éboulement ou le glissement des talus raides ou verticaux; leur mise en œuvre peut être faite à titre temporaire ou définitif.

Un ouvrage de soutènement est conçu pour créer une dénivellée entre les sols situés à l'amont, c'est-à-dire soutenus par celui-ci, et les sols situés à l'aval, en contrebas de l'ouvrage. À ce titre, il est soumis aux efforts provenant des terres soutenus (poussée des terres) et éventuellement de l'eau. Donc on peut définir le mode de fonctionnement d'un ouvrage en fonction de son comportement vis-à-vis de ces efforts, et plus précisément selon la manière dont il va solliciter la résistance du sol de fondation, ainsi que celle des éléments qui le constituent [60].



Figure 3-2 Exemples des murs les plus courants.

### 3.2 Historiques des cas pertinents de rupture des murs

Au cours des 50 dernières années, il y a eu de nombreux incidents de ruptures de plusieurs types de structures de soutènement. On peut en citer celles des murs gravitaires, des culées de ponts ou des quais. Ces ruptures sont rapportées par de nombreux auteurs (p. ex. Ref [68]).

Nombreux cas de dommages ou de défaillances de ponts sont induits par un déplacement excessif du pilier ou par une rupture lors de séismes récents.



Les défaillances observées des murs de soutènement sont souvent dues au glissement, au renversement et à la perte de la capacité portante du sol sous le mur, associée à une déformation importante de dépôts de sols liquéfiables.

En 1989, le tremblement de terre de Loma Prieta s'est produit dans la baie de San Francisco en Californie suite à un glissement le long de la faille de San Andreas. Le séisme a duré entre dix et quinze secondes et a atteint une magnitude de 7.1 sur l'échelle de Richter, causant de graves dommages aux ponts et aux bâtiments [63].

Au cours du tremblement de terre de Chuetsu, le 23 octobre 2004 plusieurs lotissements résidentiels ont été construits sur des remblais (talus) soutenus par des murs, des dommages constatait aux maisons et aux routes en raison de la ruine de ces murs [64].

Après ce séisme, de nombreuses ruptures de talus de remblai ont été relevées. Elles étaient causées par les déplacements excessifs des murs de soutènement gravitaires supportant le remblai. La figure 3-3 montre une défaillance du mur de soutènement due au déplacement excessif pendant le séisme de Niigata-Ken Chuetsu en 2004 [65].



Figure 3-3 Dommages causés à un mur de soutènement en raison d'un déplacement excessif, séisme Niigata-Ken Chuetsu 2004.

Le barrage Shi-Kang est un barrage-poids à contreforts situé sur la rivière Tachia. Le barrage est situé environ 50 km au nord de l'épicentre du séisme de Chi-Chi, survenu le 21 septembre 1999.

D'après les relevés de reconnaissance de terrain après le séisme de Chi-Chi 1999. La figure 3-4 montre que les murs de soutènement ont rompu. L'effondrement du mur résulte d'une rupture par cisaillement dans les contreforts pendant le tremblement de terre de Chi-Chi (1999).





Figure 3-4 Rupture de mur du barrage de Shin-Kang séisme de Chi-Chi 1999[65].

Un autre cas est montré sur la figure 3-5 où :

- Les couches supérieures se sont éloignées du remblai le long des joints de construction.
- Les deux premiers blocs sont tombés dans le fossé latéral.
- La résistance au frottement le long du joint de construction non traité n'était pas suffisante pour résister à la force de poussée dynamique latérale



Figure 3-5 Mouvement vers l'extérieur de mur gravitaire le long du joint de construction[65].

La figure 3-6 montre que le mur de soutènement construit sur la faille de Che-Lung-Pu a été endommagé considérablement par la rupture de la faille.

Durant le tremblement de terre, le déplacement vertical du mur suspendu a soulevé le remblai, causant le renversement du mur. Le déplacement horizontal du mur suspendu a produit un glissement du mur, et le sol en avant du pied s'est soulevé.



Figure 3-6 Glissement et renversement de la paroi de soutènement[62].

La figure 3-7 présente un cas d'un mur de soutènement qui s'est affaissé de façon significative et qui s'est incliné autour de son pied. Une analyse séismique du mur a indiqué que, sous la même accélération horizontale, le coefficient de sécurité contre la rupture en capacité portante de la fondation était plus faible que contre le renversement et le glissement.



Figure 3-7 Renversement de mur gravitaire[62].

Le séisme de Kobe en 1995 offre de nombreuses possibilités de documenter le comportement des structures de soutènement dans les zones riveraines[66].

De nombreux murs ont rompu, mais certains ont survécu et sont restés pratiquement intacts, par exemple le cas de tremblement de terre de San Fernando en 1971. Clough et Frigaszy [67] ont trouvé que les structures de canal de dérivation en forme de U conçues uniquement pour les pressions actives statiques de Rankine (1857) se sont bien comportées avec une excitation allant jusqu'à environ 0,4g [68].

Compiler des informations sur ce qui s'est passé est essentiel pour une meilleure compréhension du comportement de ces structures.

Parmi les facteurs identifiés comme pouvant avoir contribué aux mouvements ou aux défaillances des structures de soutènement, on peut citer :

- Les forces d'inertie sur le mur
- Les pressions latérales dynamiques du remblai en l'absence de liquéfaction,
- Les pressions statiques et dynamiques associées à la liquéfaction du remblai,
- Réduction de la résistance au glissement à cause de la liquéfaction des sols entourant la base du mur dans les zones riveraines.

Il n'y a pas de données qui identifient directement la contribution relative de ces facteurs, ce qui nécessite des études utilisant des méthodes de calcul basées sur des modèles numériques et éventuellement physiques pour clarifier leurs interactions.

Le tableau 3-1 présente les endommagements constatés durant certains tremblements de terre. Ce tableau est extrait d'après les travaux de Puri et al [69].

Tableau 3-1 Dommages aux structures de soutènement et aux murs de quai [69].

Earthquake and Date	Magnitude	Harbor Location	Damage	Displacement (meter)	Reference
Kitaizu (11/25/1930)	7.1	Shimizu	Failure of gravity	7.93	Amano, Azuma and Ishii (1956)
Shizuoka (7/11/1935)		Shimizu	Retaining wall collapse	4.88	
Tonankai (12/7/1944)	8.2	Shimizu	Sliding of retaining wall	3.05 - 3.96	
		Nagoya	Outward movement of bulkhead with relieving platform		
		Yokkaichi	Outward movement of pile supported deck		
Nankai (12/21/1946)	8.1	Nagoya	Outward movement of bulkhead with relieving platform	3.96	
		Osaka	Failure of retaining wall above relieving platform	4.27	
		Yokkaichi	Outward movement of pile supported deck	3.66	
		Uno	Outward movement of gravity wall		
Tokachioki (3/4/1952)	7.8	Kushiro	Outward movement of gravity wall	5.49	
Chile (5/22/1960)	8.4	Puerto Montt	Complete overturning of gravity walls.	4.57	
			Outward movement of anchored bulkheads	0.61 – 0.915	
Niigata (6/16/1964)	7.5	Niigata	Tilting of gravity wall	3.05	Hyashi, Kubo and Nakase (1966)
			Outward movement of anchored bulkheads	0.305 – 2.13	

### 3.3 Méthodes utilisées pour l'évaluations des pressions de terre

Dans la pratique, afin d'étudier le comportement des ouvrages de soutènement soumis aux séismes, il est nécessaire de prendre en compte l'interaction dynamique sol-structure.

Cette interaction se traduit principalement par l'estimation de l'augmentation des pressions de terre sur le mur (c.-à-d. force de poussée) lors des séismes.

Les méthodes utilisées pour estimer l'augmentation des pressions de terre sur le mur en condition dynamique peuvent être classées en quatre groupes principaux :

Analyses d'états limites, dans lesquelles un mouvement relatif considérable il se produit entre le mur et le sol pour mobiliser la résistance au cisaillement du sol.

Analyses élastiques, dans lesquelles, le mouvement relatif entre le sol et la paroi est limité, de telle sorte que le sol se comporte dans sa partie élastique linéaire. Le sol peut être considéré comme un matériau élastique linéaire.

Analyses numériques, dans lesquelles, la résolution de l'équation d'équilibre dynamique est basée sur la méthode des éléments finis ou de la méthode des différences finies et le sol est modélisé avec un comportement hystérésis non linéaire.

Analyses expérimentales : dans lesquelles, l'évaluation des pressions dynamiques et des déplacements est fondée sur des tests en laboratoire, utilisant des tables vibrantes ou des centrifugeuses (modèle physique).

Dans cette section, on s'intéresse uniquement aux trois premières catégories.

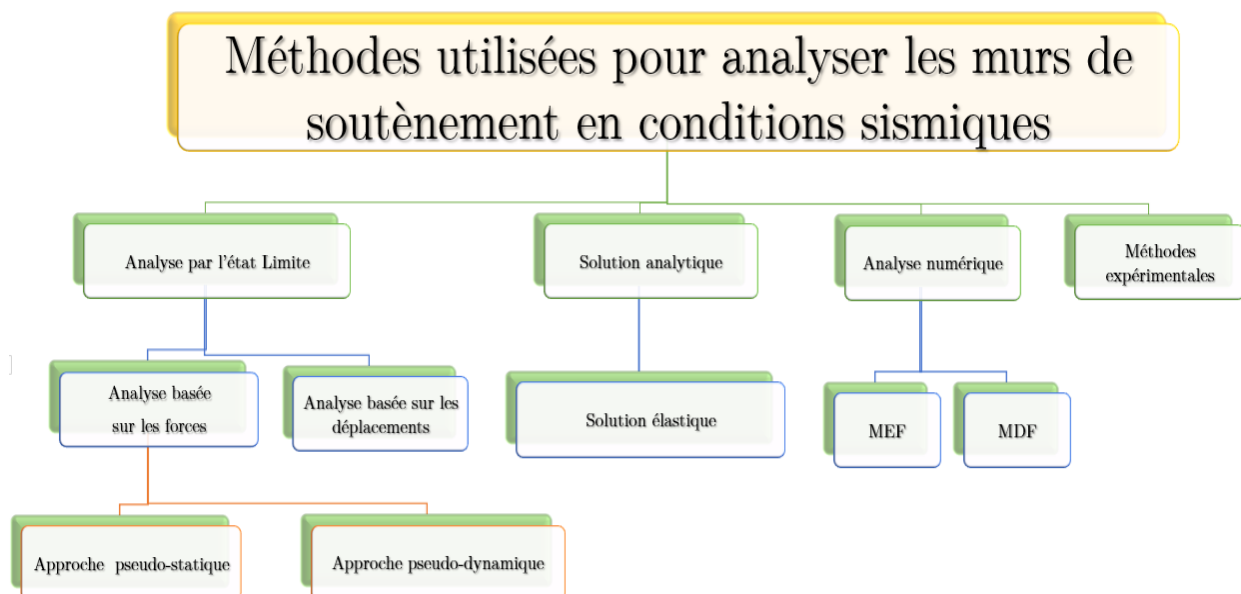


Figure 3-8 Méthodes de calculs.



### 3.3.1 Analyses d'états limites

- Coefficient sismique

En 1923, un fort tremblement de terre, nommé Kanto, a frappé le Japon et a fait de nombreux morts et a détruit de nombreuses structures. La figure 3-9 présente l'exemple d'une tour en brique de 12 étages détruite à Tokyo.

À cette époque, il n'y avait pas d'idée claire pour construire des structures résistantes aux tremblements de terre. Le même mécanisme d'effondrement s'est largement reproduit dans de nombreuses structures dans le monde et le nombre de victimes était important [70].

La méthode du coefficient sismique est la première mesure de conception des ouvrages contre les effets sismiques. Cette méthode applique statiquement une force à une installation donnée (méthodes pseudo statique ou quasi-statique).

L'amplitude de cette force est définie comme  $(K * W)$  dans laquelle  $K$  est appelé coefficient sismique et  $W$  est le poids volumique. Cette méthode, simple, elle est encore utilisée.



Figure 3-9 Effondrement d'une tour à Tokyo pendant le séisme de Kanto 1923 [70].

La méthode du coefficient sismique est utilisée parce qu'elle est simple et parce que le facteur de sécurité peut être calculé de la même manière que la contrainte statique.

Cette méthode a grandement contribué à l'amélioration de la sécurité sismique.

Les problèmes que présente cette méthode sont :

- La force sismique réelle est cyclique, sa direction change avec le temps, et sa durée est limitée.

- La relation entre  $K$  et l'accélération maximale du sol n'est pas claire. Une accélération de 1,9 G ne signifie pas  $K = 1,9$ . Une étude sur les dommages sismiques des murs de quai a conduit Noda et ses collègues en 1975 [71] à proposer :

$$K = \left( \frac{A_{max}}{g} \right)^{1/3} / 3 \quad (3.1)$$

Dans lequel  $A_{max}$  est l'accélération horizontale maximale

L'intensité de la vibration est normalement plus grande dans la partie supérieure que dans la partie inférieure. Par conséquent, une plus grande force d'inertie semble plus appropriée près du sommet que près du fond. Cette idée, appelée méthode du coefficient sismique modifié, est déjà pratiquée dans de nombreuses situations.

Selon Ikuo Towhata [70], Toshikata Sano fut le pionnier de la méthode de conception des coefficients sismiques dans un sens moderne.

Il a eu l'idée d'appliquer la force horizontale dans la conception après son enquête sur les dommages causés par le tremblement de terre de Great San Francisco Sano, 1906.

Depuis, cette méthode a été utilisée dans de nombreux endroits du monde.

Cette méthode a été en outre combinée avec la théorie de la pression de terre active de Coulomb pour donner la théorie de la pression sismique (active) du sol de Mononobe-Okabe.

- **Mononobe-Okabe (1926-1929)**

Le séisme affecte la stabilité d'un système sol-soutènement via deux moyens : réduction de résistance de sol ou augmentation de forces latérales défavorables appliquées sur le mur.

Dans la plupart des cas, l'accélération de séisme est inférieure à 0,3G. La variation des propriétés mécaniques de sol est relativement faible et négligeable par rapport à l'influence de l'augmentation de forces latérales. La méthode de Mononobe-Okabe suppose que les propriétés de sols ne varient pas au cours du séisme et propose des approximations de pseudo-statique. Cette méthode est mondialement utilisée pour le dimensionnement de mur de soutènement sous charge de séisme.

La première solution analytique du problème de la détermination de la force de poussée s'exerçant sur un écran d'orientation verticale ou inclinée est attribuée en 1776 par Coulomb [72]. Plus tard, en 1857 Rankine[73] a élaboré une procédure plus simple pour le calcul des pressions statiques. Le travail de Rankine et Coulomb constitue la base de l'analyse de pression de terre statique.

Cependant, même dans des conditions statiques, la prédiction des forces et des déformations réelles sur les murs de soutènement est un problème complexe. La réponse dynamique d'un mur de soutènement est, par conséquent, encore plus complexe.

L'ouvrage de référence sur l'analyse des forces sismiques sur les murs de soutènement a été réalisé en Japon à la suite du grand tremblement de terre de Kanto 1923 par Okabe[74] et Mononobe et Matsuo[75]. La méthode proposée par ces auteurs et actuellement connue sous le nom de la méthode Mononobe-Okabe (M-O) est basée sur la théorie de Coulomb[72],[21]. L'effet de séisme est considéré comme une accélération additive, qui est représenté par deux coefficients : un coefficient sismique horizontal  $K_h$ , et un vertical  $K_v$ , puis un nouvel équilibre de forces statiques est calculé pour déterminer les forces latérales.

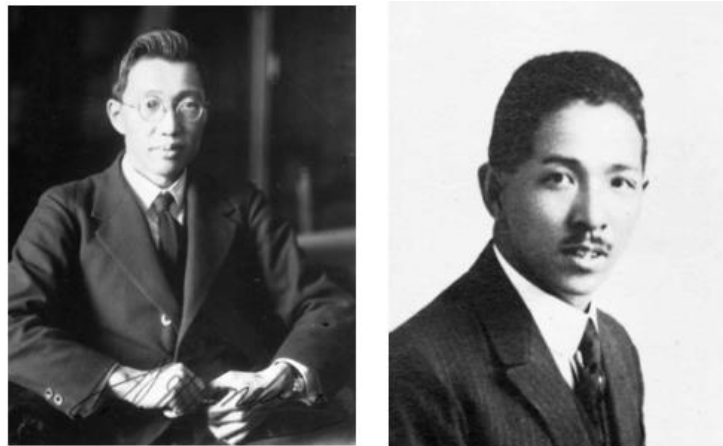


Figure 3-10 N. Mononobe vers 1930 (à gauche), Dr. S. Okabe en 1926 (à droite).

Selon Nadim et Whitman [76], l'analyse de Mononobe-Okabe repose sur les hypothèses suivantes:

1. Le remblai est un matériau sec, sans cohésion, homogène et rigide avec un angle de frottement interne uniforme.
2. La surface de rupture potentielle dans le remblai est un plan qui traverse le bas du mur.
3. La fiction du sol est entièrement mobilisée le long de cette surface de rupture

Le procédé M-O a été développé à l'origine pour les murs de type gravitaire, en conservant les matériaux de remblai sans cohésion.

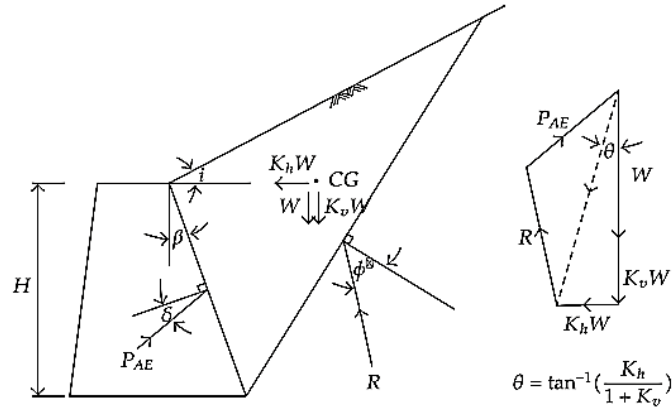


Figure 3-11 Forces prises en compte pour l'équilibre. Méthode pseudo statique[77].

La relation de Mononobe-Okabe pour la force de poussée d'un remblai sec est donnée par la relation :

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) \cdot K_{ae} \quad (3.2)$$

Où :

Le coefficient de poussée dynamique,  $K_{AE}$  est égale à :

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta - \beta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(\beta - \delta)}} \right]^2} \quad (3.3)$$

Et l'angle d'inertie sismique  $\theta$  égal à :

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{k_H}{1 - k_v} \right). \quad (3.4)$$

Où :

$\gamma$  est poids propre du massif de sol.

$H$  est la hauteur du mur.

$\varphi$  est l'angle de frottement interne du sol.

$\delta$  est l'angle de frottement de l'interface sol\_mur.

$\beta$  est l'inclinaison du mur par rapport à la verticale.

Où  $k_h$  est le coefficient sismique d'accélération dans la direction horizontale et  $k_v$  est le coefficient sismique d'accélération dans la direction verticale.

Avec :  $\varphi - \beta \geq \theta$  et  $\gamma = \gamma_d$

D'autres modifications basées sur l'approche de Mononobe-Okabe sont développées plus tard, citons :

- Kapila en 1962 a développé une méthode graphique (*modified Culmann's method*). Cette méthode a été détaillée par Prakash en 1981[78].



- En 1966, Prakash et Saran [79] ont proposé une extension de la méthode de Mononobe-Okabe aux sols cohérents. Par analogie avec la poussée statique, ces auteurs expriment la poussée dynamique sous la forme suivante[80]:

$$P_{dyn} = H^2 \cdot (N_a)_{dyn} + qH \cdot (N_{aq})_{dyn} - cH \cdot (N_{ac})_{dyn} \quad (3.5)$$

Dans cette dernière les coefficients  $(N_a)_{dyn}$ ,  $(N_{aq})_{dyn}$  et  $(N_{ac})_{dyn}$  dépendent de  $\varphi$ ,  $\gamma$ ,  $\beta$  et  $k_h$ . Chacun de ces coefficients est exprimé par le rapport  $\lambda_i$  de la valeur dynamique à la valeur statique [80]. Le coefficient  $(N_{ac})_{dyn}$  a la même valeur que le coefficient statique correspondant qui, pour  $\beta = 0$ , est égal à  $2\sqrt{ka}$ . Les rapports  $\lambda_i$  relatifs aux coefficients  $(N_a)_{dyn}$  et  $(N_{ac})_{dyn}$  sont très voisins de telle sorte qu'un seul rapport  $\lambda$  suffisant pour déterminer complètement la poussée dynamique maximale. Un abaque donnant les valeurs de  $\lambda$  en fonction de l'angle de frottement interne  $\varphi$  et du coefficient sismique  $k_h$  est présenté sur la figure 3-12.

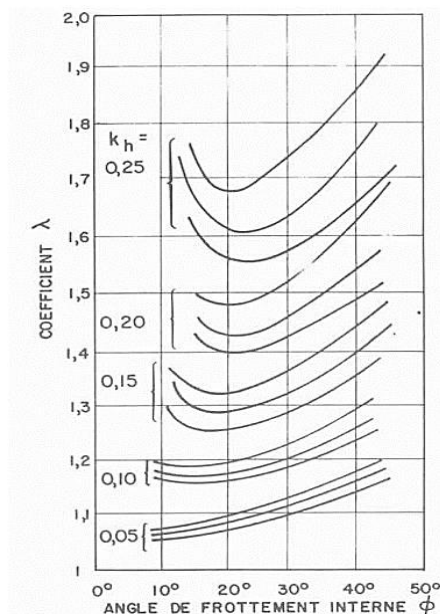


Figure 3-12 Abaque pour la prise en compte d'une cohésion du sol dans la méthode pseudo statique de Mononobe-Okabe [79].

- En 1970, Seed et Whitman [81] ont étudié les effets de divers facteurs, tels que l'angle de frottement, la pente du remblai, l'état sec / humide, l'accélération horizontale, la source de chargement (sismique ou explosion), et le frottement de la paroi, sur la pression dynamique du sol sur la valeur calculée de  $(P_{aAE})$ .

Basé sur la méthode de M-O ils ont proposé de diviser la pression totale du sol agissant sur le mur en deux parties, une partie statique et une partie dynamique comme il est indiqué sur la figure 3-13.

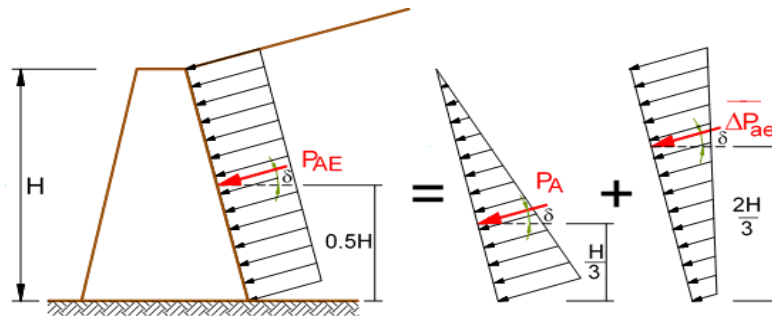


Figure 3-13 Méthode de Seed &amp; Whitman [85].

Ou  $P_{ae}$  désigne la pression totale du sol,  $P_a$  la partie statique et  $\overline{\Delta P_{ae}}$  la partie dynamique.

Seed et Whitman ont suggéré que la pression statique, l'incrément dynamique et la pression latérale totale de la terre peuvent être liés comme suit :

$$P_{ae} = P_a + \Delta P_{ae} \quad (3.6)$$

$$K_{ae} = K_a + \Delta K_{ae} \quad (3.7)$$

- En 1979 en se basant sur l'analyse de Mononobe-Okabe, le comportement sismique des murs de soutènement gravitaire a été étudié par Rowland Richards & J.Elms, D.G[82]. Ils ont montré l'importance d'inclure les effets d'inertie des parois dans les calculs. Cette étude a montré que pendant un séisme sévère, la plupart des murs se déplacent, mais que le déplacement est fini et calculable. Une expression approximative est donnée pour calculer le déplacement attendu. À partir de là, une approche de conception est développée dans laquelle le concepteur choisit un déplacement admissible et l'utilise pour calculer un coefficient d'accélération de conception.
- En 1983 Nadim & Whitman [76], ont également présenté une procédure de conception utilisant des méthodes basées sur le déplacement. Ces méthodes sont dites méthodes d'équilibre limite. La méthode MO est utilisée pour les calculs de pression en connaissant le déplacement.

D'autres modifications basées sur l'approche de Mononobe-Okabe sont développées plus tard par plusieurs auteurs citons : Richards & al. (1999), Wu & Finn (1999), Choudhury (2002), Fang & al. (2003), Ghosh (2008), Visone & Santucci de Magistris (2008), Kolathayar & Ghosh (2009).

- **Limitation de la méthode d'Analyses d'états limites**

L'équation de Mononobe-Okobe n'est rien de plus que l'équation de Coulomb pour la pression de terre active, modifiée pour incorporer une force volumique d'inertie horizontale ainsi qu'une force volumique gravitationnelle verticale.

En effet, comme discuté précédemment, l'équation (9) peut être dérivée simplement en partant de l'équation de Coulomb et en inclinant la paroi et le remblai jusqu'à ce que la résultante de toutes les forces du volumique soit verticale

Donc, la méthode de Mononobe-Okobe comme la méthode de coulomb, ont les mêmes limitations. Commencant par l'hypothèse que les lignes de rupture à travers le remblai sont supposées droites, qui est une hypothèse approximative.

La contrainte statique et dynamique entre le remblai et la paroi est supposée répartie linéairement avec la profondeur. De nombreuses études montrent qu'il peut s'agir d'hypothèses injuste[83].

Le plus important est l'exigence qu'il y ait une contrainte suffisante le long de la surface de rupture supposée, pour mobiliser la résistance totale au cisaillement du sol dans le sens actif. C'est-à-dire qu'il doit bien y avoir des conditions actives.

La force sismique est cyclique, change sa direction et son amplitude avec le temps et s'exprime pour une durée limitée. Alors que la méthode pseudo-statique applique une force sismique comme une force statique unidirectionnelle constante, négligeant l'effet de type d'onde, la propagation dans le milieu étudié et l'effet de l'inertie du mur.

### 3.3.2 Méthodes d'analyse élastique

Les méthodes élastiques sont généralement appliquées dans la conception des murs de sous-sol qui subissent habituellement de très petits déplacements et peuvent être considérés comme des murs strictement « rigides ». L'hypothèse sous-jacente est que le mouvement relatif de la structure du sol engendre des contraintes du sol dans le domaine élastique.

La méthode de Wood de 1973 [84] est la plus utilisée dans cette catégorie. Cette méthode est basée sur la théorie élastique linéaire et sur les représentations idéalisées des systèmes mur-sol, connectés à une base rigide.

Wood a réalisé une étude approfondie sur le comportement des murs de soutènement rigides soumis à des charges sismiques et a fourni des solutions graphiques. Des solutions analytiques élastiques (Figure 3-14) ont été publiées par Wood [84] et Arias et al [85], basée sur des résultats de la méthode des éléments finis pour le sol retenu entre deux parois verticales.

La solution de Wood fait référence à un mur rigide fixé à sa base. Les pressions élastiques dynamiques des sols dérivés sont deux fois plus élevées que les pressions obtenues avec les méthodes d'équilibre limite.

Wood a établi que l'amplification dynamique était insignifiante pour les mouvements du sol relativement à basse fréquence, ce qui inclurait de nombreux problèmes de tremblements de terre.

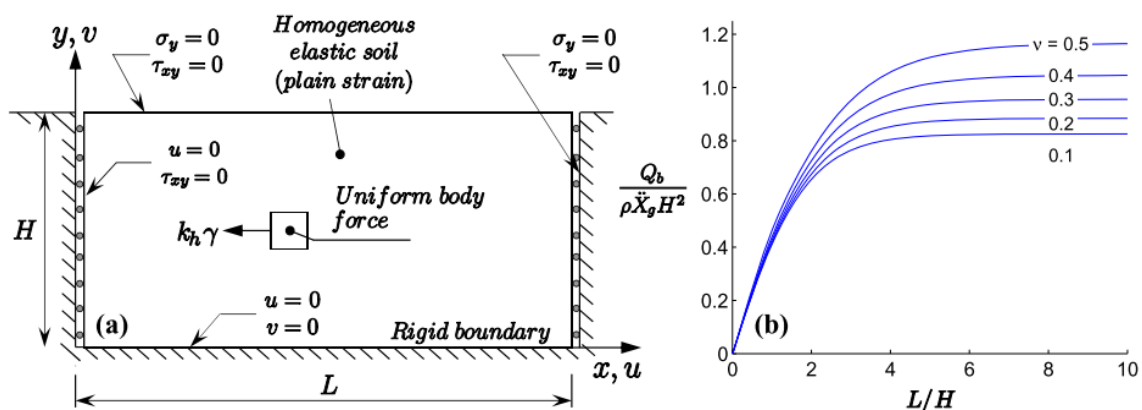


Figure 3-14 (a) Modèle de Wood pour les murs rigides (b) Incrément de charge dynamique de Wood en fonction de distance entre deux murs rigides [91].

Pour un  $K_h$  constant uniforme appliqué dans l'ensemble du sol homogène élastique, Wood a établi que la poussée dynamique,  $\Delta P_{ae}$ , agissant sur des parois rigides, lisses et non déplaçables s'écrit comme :

$$\Delta P_{ae} = F k_h H^2 \quad (3.8)$$

En 1981 Arias et al [85] présentent un modèle élastique simplifié pour l'analyse de l'interaction statique et dynamique entre le mur de soutènement et le remblai dans les cas des petits déplacements.

Ce modèle est capable de traiter même les remblais non homogènes avec des propriétés élastiques variant avec la profondeur, prenant en compte un amortissement linéaire sans nuire à la simplicité du modèle.[85]

Wu(1994)[86]et Wu et Finn (1996) [87] ont développé des solutions analytiques pour des remblais élastiques uniformes et des solutions en éléments finis pour les remblais non homogènes élastiques et non linéaires plus tard en 1999.

Les solutions analytiques élastiques ont été validées par comparaison avec les solutions exactes de Wood (1973). Des comparaisons avec les autres solutions élastiques approximatives ont montré que le modèle « *shear beam* » modifié donne des résultats plus proches de la solution de Wood.

Récemment, en 2016, Vrettos et al. [88] ont trouvé que la solution au problème impliquant une seule paroi de soutènement peut être obtenue dans un cas particulier en supposant que la distance entre les deux parois est très grande. La non-homogénéité du sol est décrite par un module de cisaillement croissant non linéaire avec la profondeur comme présenté sur la figure 3-15.

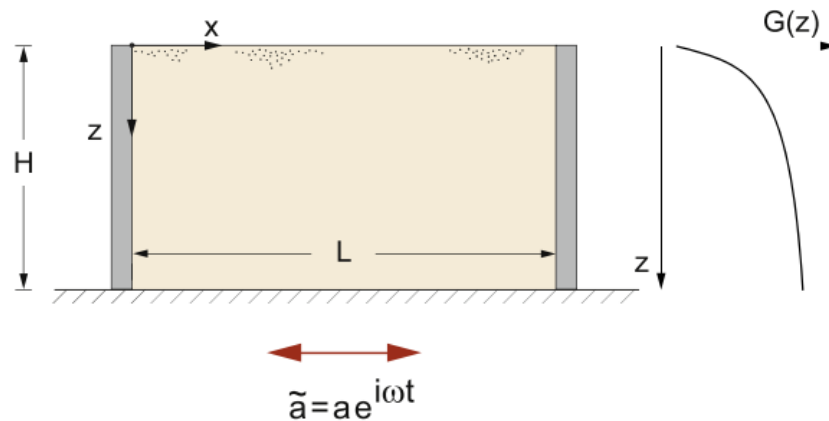


Figure 3-15 Géométrie d'une paire de parois rigides retenant une couche de sol élastique non homogène sur un substrat rocheux sous un mouvement horizontal [88].

L'étude de Wood et la plupart de ses recherches ont été basées sur l'hypothèse que le mur et le sol qu'il retient sont connectés à une base rigide. Cette hypothèse néglige le fait qu'en comparaison de la masse mobilisée par un tremblement de terre, la taille du mur et du sol qu'il retient sont relativement petites. En d'autres termes, même si le mur reste connecté à une base relativement rigide, la base subit certains déplacements durant un tremblement de terre [89].

L'approche de Wood a cependant quelques limitations. Elle ne tient pas compte de :

- Réponse du système à un moment donné.
- Accélération dans la direction verticale.
- Augmentation du module avec la profondeur dans le remblai (l'effet de confinement).
- Autres charges appliquées sur la surface du remblai.
- Effet du niveau de vibration sur la réduction de la rigidité du sol présenté par le module de cisaillement  $G$ .
- Amplification de l'accélération à travers la hauteur du remblai.

En générale, les méthodes analytiques disponibles dans la littérature, sont limitées.

De nombreux aspects sont négligés pour simplifier, tels que les types et les effets des caractéristiques du mouvement d'entrée, la non-linéarité des sols, l'interaction entre la fondation et le remblai.

Pour cela, les méthodes de modélisation numérique sont des techniques puissantes qui ont été utilisées pour étudier le comportement statique et dynamique des murs de soutènement rigides et non élastiques.

### 3.3.3 Analyses numériques

Ces dernières années, des analyses numériques, utilisant des méthodes des éléments finis ou de différences finies, ont été utilisées pour étudier la réponse sismique des murs de soutènement.

Ils se sont révélés être des outils utiles lorsque des conditions de non-homogénéité du sol, non-linéarité du remblai, ou une interaction complexe entre la fondation et le remblai doivent être pris en compte.

Ces techniques sont recommandées pour les nombreux avantages qu'elles présentent par rapport aux méthodes analytiques conventionnelles.

De plus, les modèles numériques sont capables de fournir des informations détaillées sur les chemins de contraintes suivis par les différents points du massif, et des lois de comportement élastique ou élastoplastique, et calculent l'état des déformations correspondantes.

Cependant, la précision des résultats obtenus par les méthodes numériques dépend principalement du bon choix des propriétés des matériaux et des conditions aux limites pour l'analyse dynamique.

Dans la section suivante, nous présentons d'une façon brève quelques exemples trouvés dans la littérature ;

➤ En 1991, Alampalli et Elgamal [90] ont étudié le comportement dynamique d'un mur cantilever en utilisant un modèle de calcul bidimensionnel (2D) qui tient compte de la résonance des parois et du sol, de l'interaction sol-remblai, du glissement et de la rotation de la base de la paroi comme présenté sur la figure 3-16. Dans cette étude trois différents types de sols sont modélisés : un remblai sec avec des propriétés élastiques, un remblai sec avec des propriétés non linéaires de sol, et un remblai saturé. Les mécanismes de rupture de translation et de rotation du mur sont discutés. Les résultats de calcul indiquent l'importance d'inclure les moments induits par le séisme dans

l'évaluation de la stabilité de la paroi en dynamique. Ils ont constaté également que les murs de soutènement avec des sols de remblai saturés lâches peuvent accumuler des déplacements permanents excessifs.

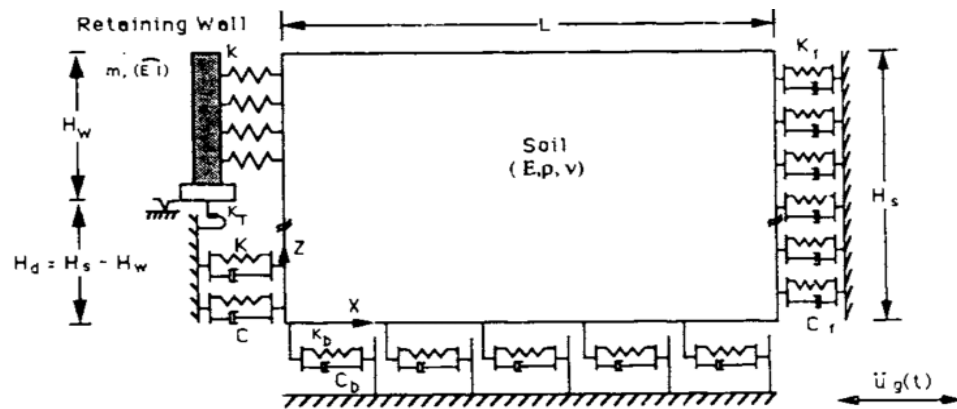


Figure 3-16 Configuration système Mur-Sol utilisée par Alampalli et Elgamil [90].

- En 1999 Richards et al [91] ont présenté un modèle cinématique avec des ressorts représentant le sol. Ils ont trouvé que le point d'application de la résultante dynamique de la pression du sol varie avec les différents types de mouvements de parois.
- Dans la même année, Al-Homoud et Whitman[92] ont utilisé un code en éléments finis bidimensionnel (2D), FLEX. Les analyses dynamiques dans FLEX sont effectuées en utilisant un schéma d'intégration en temps explicite pour analyser les murs gravitaires fondés sur du sable sec. Ils ont comparé les résultats avec ceux des essais de centrifugeuses et ont observé qu'il y avait un bon accord entre les deux méthodes pour le déplacement des parois.
- En 2002, utilisant le code de différence finie  $FLAC^{2D}$  (Figure 3-17), Green et Ebeling [93], ont calculé la pression dynamique latérale d'un mur de soutènement en béton avec du sable sec et moyennement dense et ont conclu qu'à de très faibles niveaux d'accélération, les pressions étaient en accord avec les prédictions de Mononobe-Okabe. Cependant, à mesure que les accélérations augmentaient, les pressions sismiques de la terre étaient plus grandes que celles prédites par la méthode M-O.



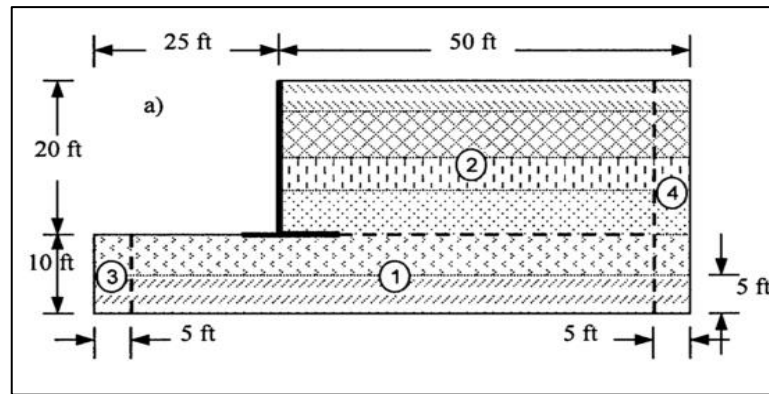


Figure 3-17 Géométrie et considération utilisée par Green et Ebeling [93].

- Utilisant le logiciel commercial éléments finis ABAQUS, en 2005 Psarropoulos et al [94] ont réalisé une étude pour valider les hypothèses de la solution analytique de Veletsos et Younan et définir ses limites (figure 3-18).

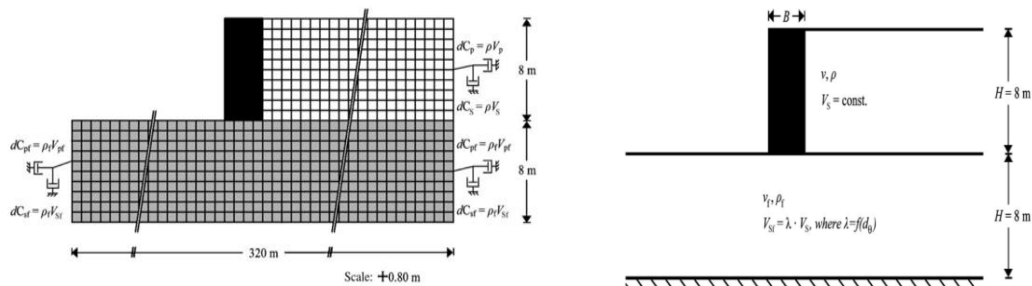


Figure 3-18 Système considéré (mur gravitaire fondée sur la couche de sol) et le modèle d'éléments finis correspondant Psarropoulos et al [94].

- En 2006 Pathmanathan[95] a développé un modèle numérique utilisant la méthode des éléments finis pour calculer le comportement dynamique des structures de soutènement et, en particulier, trouver l'amplitude et la distribution de la pression dynamique latérale agissant sur le mur. Les structures de soutènement considérées comprennent une paroi flexible, un mur de type cantilever et un mur gravitaire. Dans toutes les analyses, le sol est supposé agir comme un milieu élastoplastique homogène avec un critère de rupture Mohr-Coulomb et le matériau des parois est supposé élastique linéaire. Il a conclu que la pression dynamique du sol correspondait à celle prédite par la méthode de Mononobe-Okabe, lorsque les niveaux d'excitation étaient faibles. La pression dynamique de sol calculée pour être plus petite que celles prédites par la méthode de Mononobe-Okabe, quand les niveaux d'excitation étaient grands.
- Al-Atik et Sitar en 2008 [96] ont développé un modèle éléments finis bidimensionnels(2D) sur la plate-forme OpenSees pour étudier le comportement des murs de soutènement et du remblai sous chargement sismique. Les matériaux sont

supposés non linéaires. Les résultats obtenus par le modèle sont comparés à ceux de la centrifugeuse. Les auteurs ont conclu que le modèle d'EF était capable de capturer les mêmes réponses.

- En 2011, une série d'analyses par éléments finis 2D a été réalisée par J.C. Tiznado et F. Rodriguez-Roa [97]. PLAXIS été utilisé pour effectuer une série d'analyses EF par déformation plane afin d'étudier la réponse sismique murs de soutènement gravitaires sur des sols granulaires normalement consolidés. Des enregistrements chiliens avec de très forts mouvements de terre ont été appliqués au niveau du substrat rocheux. Un modèle constitutif non linéaire avancé a été utilisé pour représenter le comportement du remblai et du sol de fondation. Dans les cycles de déchargement-rechargement, la réduction non linéaire du module de cisaillement avec l'amplitude de déformation de cisaillement est considérée. Des éléments d'interface ont été utilisés pour modéliser l'interaction sol-structure. Il a été constaté que les effets d'amplification sismique à la fois dans les fondations du sol et dans les remblais jouent un rôle très important sur les déplacements permanents du mur. Les accélérations induites sur le sol derrière le mur peuvent différer sensiblement des accélérations appliquées au niveau du substrat rocheux. Les accélérations induites ne peuvent être connues à l'avance, car elles dépendent de plusieurs variables telles que les propriétés dynamiques du sol de fondation et du remblai, les caractéristiques sismiques et la réponse inertielle du mur.
- Récemment en 2016, M. Deyanova et al. [98] ont fait une étude paramétrique visant à évaluer la réponse dynamique des murs gravitaires. Les analyses ont été réalisées à l'aide du code `FLAC2D`. L'étude paramétrique consiste en dix-sept configurations non linéaires utilisant dix enregistrements sismiques avec deux types de sols granulaires pour le remblai : sable lâche (B1) et sable dense (B2), comme il est montré sur la figure 3-19. Le remblai et le sol de fondation ont été modélisés comme des milieux non linéaires avec un ajustement des courbes de dégradation du module de cisaillement  $G/G_{\max}$  selon Darendeli et avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Les résultats ont été comparés à des procédures simplifiées bien connues pour la conception de murs de soutènement gravitaire, une relation empirique a été proposée, qui permet de calculer le déplacement horizontal résiduel en fonction de

la hauteur de la paroi, de la largeur de la base du mur, du type de remblai et de l'intensité Arias ( $I_a$ ).

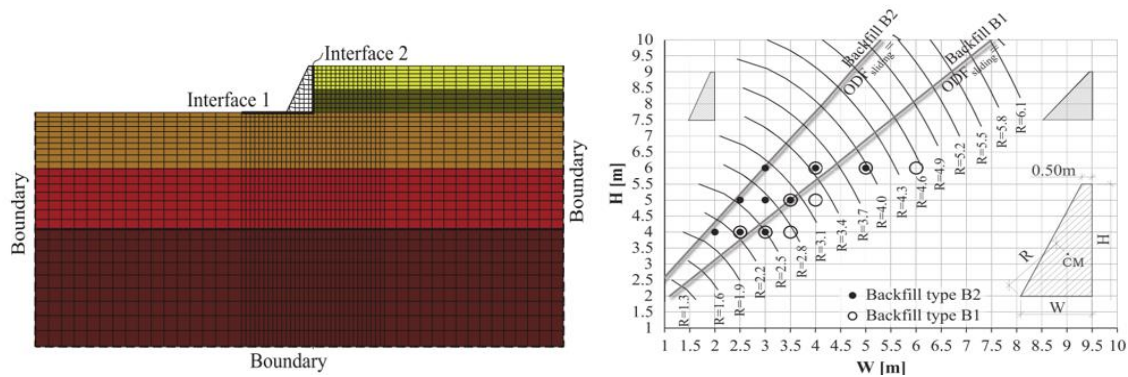


Figure 3-19 Le modèle utilisé & Géométries de parois considérées dans les analyses [98].

Plus d'exemples de ce type d'approches numériques peuvent être trouvés dans la littérature (cf. e.g.[99],[100]) pour les méthodes en éléments finis, (cf. e.g. [101]-[102]) pour les méthodes en différences finies.

### 3.4 Bibliographie sur les barrages en remblais

Les barrages en terre (remblais) peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs sont contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites. Le terme « terre » couvre donc toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers (roche). Dans certains cas même, on utilise les roches altérées facilement compactables, tels que des latérites, des schistes et grès tendres, etc. Les barrages en terre adaptés aux sites peu encaissés présentent des qualités de terrain médiocre. Ils sont particulièrement employés pour les barrages de faible hauteur, bien qu'on trouve des ouvrages exceptionnels de plus de 100 m de haut. La proportion de barrages (de plus de 15 m) réalisés en terre ou en enrochement est d'environ 70%. La stabilité propre du barrage est assurée par le poids du massif de terre (barrage en poids).

On distingue deux types de barrages en remblais selon les matériaux qui les composent :

- Les barrages en matériaux meubles ou semi-rigides, appelés barrages en terre.
- Les barrages en matériaux rigides comme les roches, appelés barrages en enrochement.

Les barrages en remblai sont souvent appelés digues. Ils peuvent être composés d'un seul matériau assurant à la fois la stabilité et l'étanchéité : on parle alors de barrage

homogène. Pour les autres digues, la conception consiste à réaliser un noyau ou un parement amont dans des matériaux différents, capables d'assurer la fonction d'étanchéité : argile, béton bitumineux, béton hydraulique ou géomembrane. Les barrages en remblai, d'emprise au sol importante, n'engendrent pas de forte contrainte sur le sol [103].

La figure 3-20 présente une classification très claire pour les différents types de barrage en remblai selon les matériaux de construction.

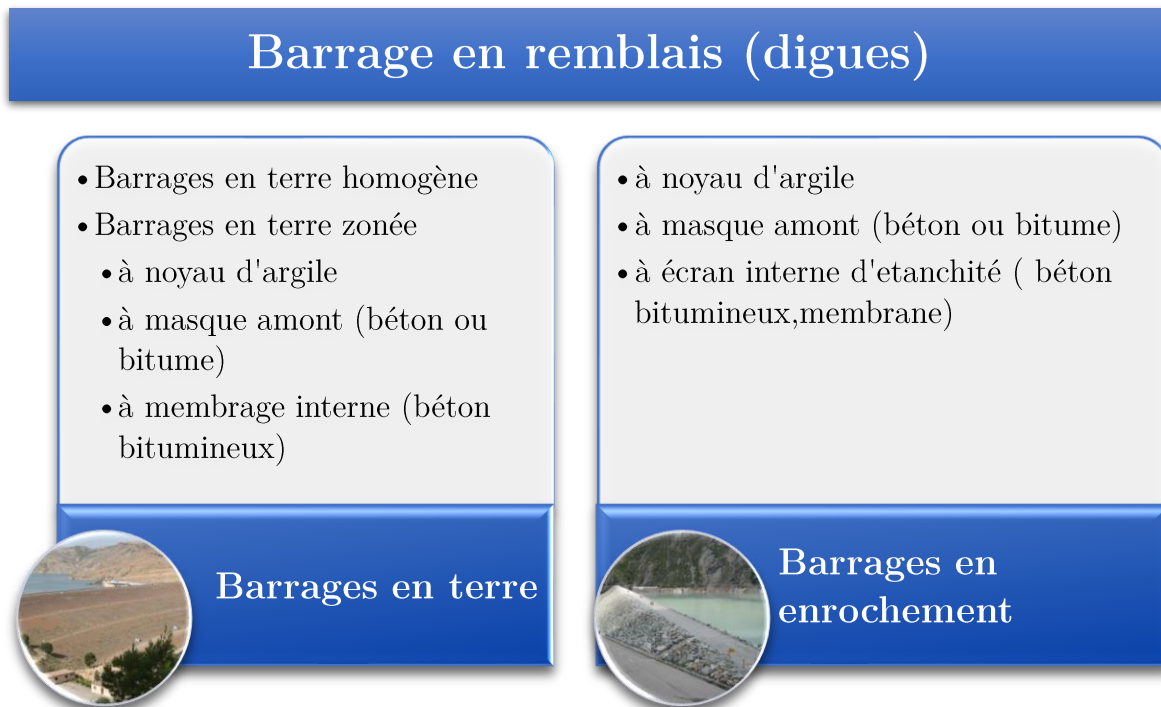


Figure 3-20 Typologie des barrages en remblais selon les matériaux de construction.

### 3.5 Historiques des cas pertinents de rupture des barrages en terre par la liquéfaction

#### 3.5.1 Barrage Sheffield de Santa Barbara (1925)

Cet ouvrage a été construit en travers d'un ravin. Le remblai avait une longueur de 219.5m et une hauteur maximale d'environ 8m. Il était situé à une distance d'une dizaine de kilomètres de l'épicentre et 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 0.10g.



Figure 3-21 Rupture du barrage de Sheffield après le séisme, Santa Barbara, 1925 [104].

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, accompagné par la liquéfaction.

### 3.5.2 Barrage de San Fernando (1971)

Le barrage inférieur de San Fernando qui a été construit entre 1912-1930, avait une hauteur de  $H=44\text{m}$  et a été soumis à un séisme sévère ( $M=6.6$ ,  $a_{\max}=0,6\text{ g}$ ). 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 3-22 Barrage de San Fernando avant et après le séisme de 1971[36].

Le glissement ne laissa qu'une revanche 1.3m. L'analyse de cette rupture a montré qu'un phénomène de liquéfaction est accompagné conduisant à des glissements très importants en aval de la digue.

### 3.5.3 Barrage de Van Norman (1971)

Barrage du réservoir inférieur Van Norman construit de 1912 à 1930 subit ainsi un glissement du talus amont de 42 m par suite du séisme de San Fernando en février 1971 ( $M =6.6$ ). Le plan d'eau heureusement inférieur à la cote normale n'avait plus qu'une



revanche de 1.4m après séisme. Malgré les fissures et les fuites, cette revanche n'est pas détruite. La liquéfaction a abaissé la résistance de la partie inférieure de la recharge amont à une valeur qui n'assurait plus la stabilité statique.

Le pied amont a commencé à glisser, entraînant des fissures dans le remblai. L'eau et le matériau liquéfié pénétrèrent dans les fissures, affaiblissant la partie supérieure et développant le glissement plus d'une minute après la fin du séisme (poste liquéfaction).

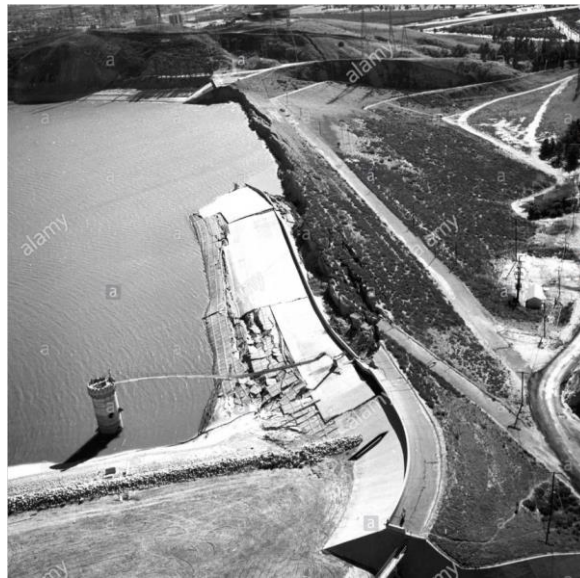


Figure 3-23 Barrage inférieur Van Norman, après le séisme de San Fernando en 1971.

Source : <https://www.alamyimages.fr/photo-image-barrage-du-reservoir-inferieur-van-norman-feb-10-1971-apres-le-tremblement-de-terre-de-san-fernando-en-1971-dans-le-comte-de-los-angeles-californie-164781925.html>

### 3.5.4 Le barrage Fujinuma (2011)

Le barrage Fujinuma était un barrage du Japon situé à Sukagawa. Construit en 1949, il avait principalement un rôle tampon pour l'irrigation. Le barrage s'est écroulé récemment le 11 mars 2011 lors du séisme du Tōhoku. La rupture de ce barrage principalement due à la liquéfaction.



Figure 3-24 Barrage Fujinuma avant et après le séisme (Wiki 2018).

### 3.5.5 Évaluation de mécanismes de rupture des digues

Le retour d'expérience mondial est qu'aucun grand barrage en remblai d'une hauteur supérieure à 15 m, de conception moderne, ne s'est rompu après séisme.

On retient surtout la rupture partielle, très étudiée, du barrage Van Norman (cf. Figure 3-23) et le barrage inférieur de San Fernando (cf. Figure 3-22).

Il faut noter que, mis à part des barrages atypiques de stériles miniers, seul un barrage endommagé par un séisme a occasionné des victimes. Il s'agit du petit barrage de Fujinuma construit en 1947, lors du terrible séisme de Tohoku au Japon en 2011 (cf. Figure 3-24).

Au Japon, hormis le barrage de Fujinuma, seuls les barrages en remblai construits avant 1918 ont été sérieusement touchés par les séismes et un seulement s'est rompu.

Selon la Commission internationale des grands barrages (CIGB) les accidents de barrages liés à des séismes sont rares. Le tableau 3-2 extrait de publications de (CIGB) montrent que les accidents les plus importants concernent les ouvrages en remblai [105].

Tableau 3-2 Effet de séismes sur quelques barrages en terre[105].

Barrage	H (m)	Pays	Date	Mw	Dégâts
La Marquesa et La Palma	10	Chili	1985	7.8	2 barrages rompus 16 barrages-dégâts importants 16 barrages-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 2.4 m
Sheffield Dam	8	USA Californie	1925	6.3	Rupture totale
Hebgen Dam	35	USA Montana	1959	7.5	Tassement du barrage : 1.2 m Effet de vague
Lower San Fernando	40	USA Californie	1971	6.6	Tassement de la crête : 8.5 m
Upper San Fernando	24	USA Californie	1971	6.6	Tassement de crête : 900 mm Déplacement vers l'aval de 1.5 m
Paiho Main Dam	66	Chine	1976	7.8	Grand glissement : 330 barrages endommagés
Douhe Dam	22	Chine	1976	7.8	Fissure longitudinale
Masiway Dam	25	Philippines	1990	7.7	Tassement de la crête : 1.0 m Fissure longitudinale
Ono Dam	37	Japon	1923	8.3	Tassement de la crête 250 mm- Fissure profonde adjacente au noyau
74 remblais	1.5 à 18	Japon	1939	6.6	12 barrages détruits, 40 glissements
Chatsworth	11	USA	1930	N-C	Fissures, fuites
Earlsburn	6	Ecosse	1839	4.8	Rupture totale



Les ruptures provoquées dans des remblais et des barrages en terre (digues) par les séismes dans différentes régions du monde ont été analysées. Chaque cas de désordre sur un ouvrage en terre est souvent un cas particulier. Néanmoins, certaines tendances se répètent et des classifications de rupture liées au séisme sont apparues.

Les chercheurs japonais [106–112] ont enregistré au cours de l'histoire plusieurs cas de ruptures des barrages en terre qui ont beaucoup servi à l'amélioration des calculs sismiques. Des exemples de ces cas de rupture par liquéfactions sont déjà montrés dans l'introduction et dans les figures 3-25 ;3-26,3-27 de ce chapitre.

Ces retours d'expérience apportent une meilleure connaissance du comportement des ouvrages et permettent aussi d'améliorer les pratiques de construction ou de renforcement dans ce domaine (p. ex. [106]).

Sasaki et Tamura [113] ont examiné les modes de rupture des digues de rivière soumises à des tremblements de terre au Japon suivant la classification des modes de rupture fournie par le "Manual for repair methods of the civil engineering structures damaged by earthquakes" (Technical Note of PWRI, Vol. 45, 1986).

Selon ce manuel, les modes de rupture de remblais dues aux tremblements de terre sont classées en 4 modes fondamentaux comme le montre la figure 3-25. Les types 1 et 2 se rapportent à la rupture dans le remblai, le type 3 est la déformation intense du remblai due à la liquéfaction du sol dans la fondation et le type 4 est le tassement de la crête sans déformation apparente du remblai entier[113].

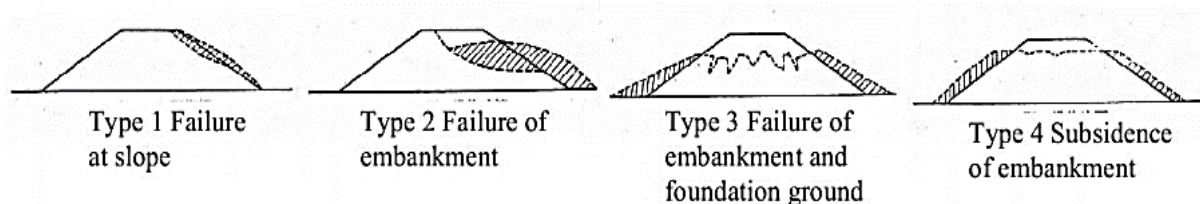


Figure 3-25 Classification des modes de rupture des digues [113].

Dans le même contexte et d'après des observations du séisme de la côte Pacifique du Tōhoku en 2011 ( $M_n = 9,1$ ) au Japon, Sasaki et al [112] montrent que dans la plupart des cas, la cause de l'endommagement était la liquéfaction dans les fondations ou dans le corps des digues. La figure 3-26 illustre schématiquement l'idée de liquéfaction à l'intérieur de la digue, en prenant des exemples des digues des rivières Tokachi et Kushiro qui ont été déformées de manière significative pendant le séisme de Kushiro-Oki en 1993.

Cette figure présente un mécanisme de rupture par fissures pendant le tremblement de terre, puis des tassements considérables après l'évènement sismique. Un phénomène

de liquéfaction est accompagné conduisant à des glissements très importants en aval de la digue.

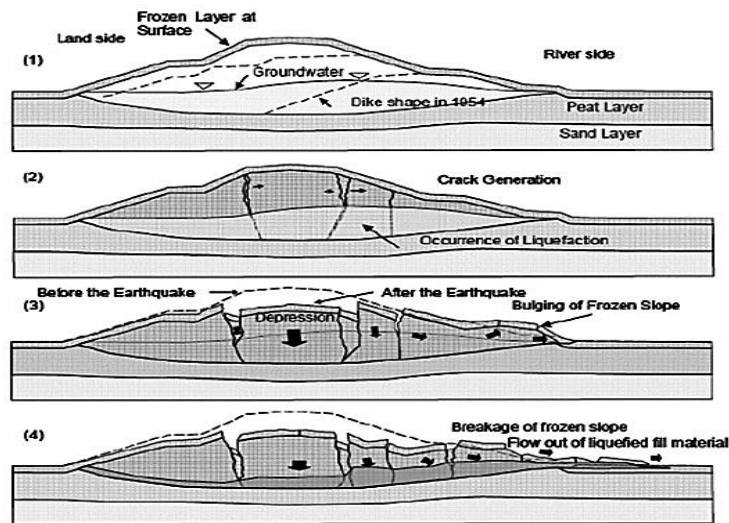


Figure 3-26 Illustration de la liquéfaction dans le corps de la digue [112].

Un autre récapitulatif plus général des principaux modes de rupture des remblais sous l'effet des séismes est donné par Serratrice [1]. Ce dernier est indiqué schématiquement sur la figure 3-27 ces mécanismes qu'il concerne les remblais édifiés sur un massif horizontal. Mais une séquence analogue peut être envisagée pour les remblais sur pente selon le même auteur.

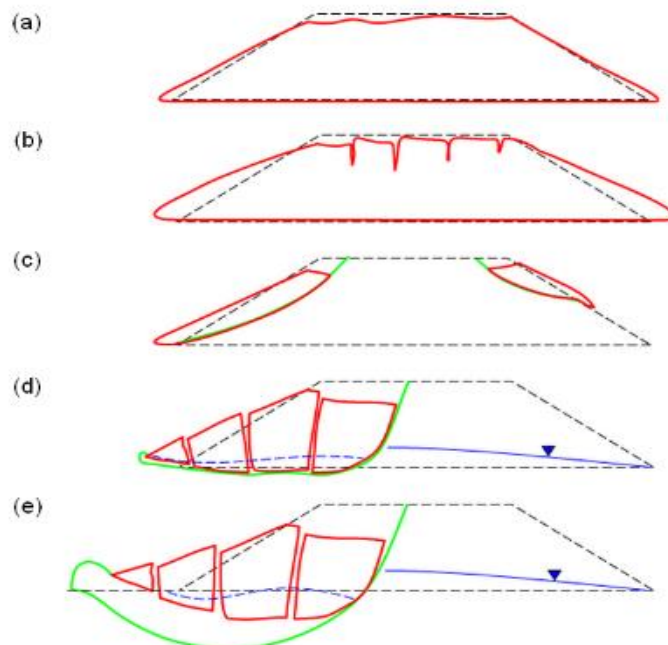


Figure 3-27 Récapitulation des classifications des ruptures de remblais sous séismes [1].

Dans la figure 3-27a, le tassement du remblai s'effectue sur lui-même. Les tassements différentiels sont à craindre en section courante du remblai.

Dans la figure 3-27b, les déformations affectent principalement le corps du remblai sans implication notable des sols de fondation. Les tassements de la plateforme sont accompagnés par une fissuration longitudinale. Un étalement du remblai se produit en pied.

Dans la figure 3-27c, des ruptures localisées affectent les deux talus du remblai et éventuellement les voies de circulation. La plateforme du remblai se maintient à peu près à sa cote initiale. Ce mode de rupture est fréquent dans les remblais sur pente ou les remblais soutenus par des murs.

Dans la figure 3-27d, la liquéfaction de la couche de base du remblai ou d'une couche mince du sol de fondation, ou la dégradation de la résistance de ces terrains produit la rupture du remblai. La rupture montrée dans cette figure se manifeste de la même façon que le barrage présenté dans la figure 3-26 c.-à-d. par de larges fissures longitudinales à regard amont. Ces fissures séparent des blocs. Au centre du remblai, les déplacements sont quasi-verticaux. En pied ils sont subhorizontaux et relèvent d'un mécanisme d'extrusion des couches molles plastifiées sous quelques blocs résiduels du remblai.

Dans la figure 3-27e, le mécanisme de rupture affecte les sols de fondation en profondeur (glissement profond), à la suite de la liquéfaction des sols ou à la dégradation de leur résistance. Le remblai est disloqué et s'étale.

Très récemment en 2018, des études numériques à grande échelle ont été présentées par Rapti et al [114] afin d'évaluer la réponse dynamique des remblais et de définir les différents modes de rupture due à la liquéfaction sous différentes conditions. Rapti et al [114] se basent sur l'évaluation des variations des pressions interstitielles et sur la concentration de la déformation et des déplacements afin d'identifier les mécanismes de rupture due principalement au phénomène de la liquéfaction. Cette étude conclut qu'un mécanisme de rupture pour un système remblai-fondation soumis à un chargement sismique est très dépendant de la profondeur de la couche liquéfiable, et des caractéristiques du mouvement sismique (notamment la durée de l'évènement principal).

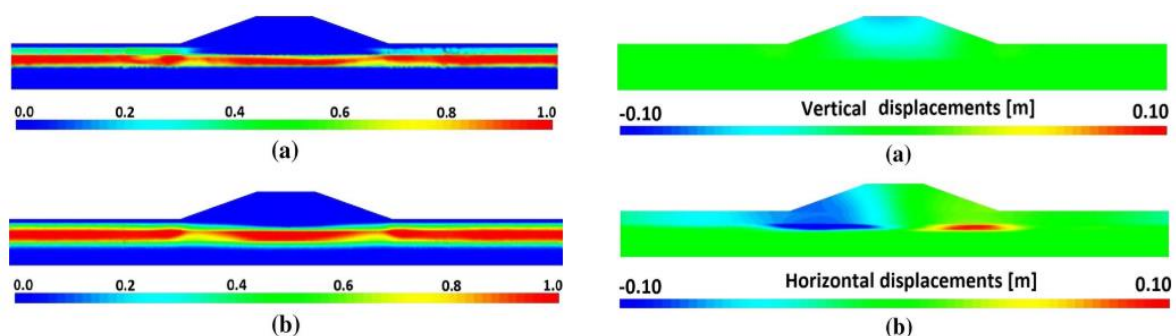


Figure 3-28 Analyses numériques pour l'évaluation des mécanismes de rupture :  
Gauche: Couches liquéfiées, Droite: déplacement calculé [114].

## Conclusion partielle

La connaissance du comportement des barrages en remblais et des ouvrages de soutènement sous l'action d'un séisme a beaucoup progressé depuis une trentaine d'années.

Dans ce chapitre, on a présenté un état de connaissances sur le thème, divisé en deux grandes parties.

-Un exposé des résultats les plus récents sur le comportement dynamique des ouvrages de soutènement, notamment les différentes méthodes de calculs des pressions dynamiques derrière ces murs.

-Une présentation d'historiques des cas pertinents de rupture des barrages en terre par la liquéfaction et notamment l'évaluation de ces mécanismes due au phénomène de la liquéfaction dans les digues et les remblais.

Ces deux concepts font une initiation à notre problématique qui concerne l'estimation numérique des pressions dynamiques derrière les murs de soutènement et la modélisation numérique du comportement dynamique et de la liquéfaction du système Barrage-Fondation présentés par la suite dans **les chapitres 6 et 7** respectivement.

# PARTIR II

## Chapitre 4

### 4 Modélisation numérique du comportement dynamique des sols

<a href="#">Introduction .....</a>	<a href="#">93</a>
<a href="#">4.1 Différentes approches pour la non-linéarité du sol.....</a>	<a href="#">93</a>
<a href="#">4.2 Modèles du comportement des sols .....</a>	<a href="#">94</a>
<a href="#">4.2.1 Comportement viscoélastique linéaire.....</a>	<a href="#">94</a>
<a href="#">4.2.2 Comportements non linéaires hystérésis .....</a>	<a href="#">95</a>
<a href="#">4.2.3 Représentations des relations d'élasticité non linéaire.....</a>	<a href="#">97</a>
<a href="#">4.2.4 Comportement élastique parfaitement plastique .....</a>	<a href="#">103</a>
<a href="#">4.3 Modélisation numérique du comportement non linéaire de sol.....</a>	<a href="#">106</a>
<a href="#">4.3.1 Présentation du code de calcul FLAC<sup>2D</sup> .....</a>	<a href="#">106</a>
<a href="#">4.3.2 Schéma de résolution explicite.....</a>	<a href="#">107</a>
<a href="#">4.3.3 Éléments d'interface.....</a>	<a href="#">109</a>
<a href="#">4.3.4 Option dynamique dans FLAC<sup>2D</sup> .....</a>	<a href="#">110</a>
<a href="#">4.4 Production numérique des courbes : <math>\tau</math>-<math>\gamma</math>, <math>G/G_{max}</math>-<math>\gamma</math>, <math>D</math>-<math>\gamma</math> .....</a>	<a href="#">114</a>
<a href="#">4.4.1 Modèles élastiques non-linéaire .....</a>	<a href="#">117</a>
<a href="#">4.4.2 Amortissement naturel avec le modèle élastoplastique.....</a>	<a href="#">117</a>
<a href="#">4.4.3 Couplage des Modèles élastiques non-linéaire avec le modèle élastoplastique MC.....</a>	<a href="#">119</a>
<a href="#">4.4.4 Calage des Courbes : <math>G/G_{max}</math> -<math>\gamma</math>, <math>D</math>-<math>\gamma</math> avec les données de littérature.....</a>	<a href="#">122</a>
<a href="#">4.5 Les modèles numériques réservés à la liquéfaction.....</a>	<a href="#">124</a>
<a href="#">4.5.1 Génération des pressions interstitielles .....</a>	<a href="#">125</a>
<a href="#">4.5.2 Modèle de MFS.....</a>	<a href="#">125</a>
<a href="#">4.5.3 Le modèle de Byrne .....</a>	<a href="#">127</a>
<a href="#">4.5.4 Modèle de Finn implémenté dans FLAC<sup>2D</sup> .....</a>	<a href="#">128</a>
<a href="#">Résultats et conclusion partielle .....</a>	<a href="#">130</a>

---

## Introduction

Les matériaux granulaires présentent un large spectre de propriétés mécaniques. Développer des modèles constitutifs permettant d'intégrer ces caractéristiques dans le cadre de simulations à l'échelle de l'ouvrage demeure un réel défi scientifique.

Les simulations numériques peuvent modéliser des comportements non linéaires observés lors du chargement cyclique des sols, tels que le comportement hystérésis et la déformation plastique. De nombreux aspects nécessitent une étude approfondie pour résoudre complètement un problème d'interaction sol-structure.

La fiabilité d'utiliser ces nouveaux outils de calculs reste toutefois à être évaluée, tout particulièrement avant de passer à l'évaluation des réponses sismiques des structures complexes (p. ex. Digue ou mur de soutènement).

Dans ce chapitre, on verra comment ces types de comportements de sol peuvent être modélisés à l'aide des modèles rhéologiques et numériques.

Dans le même contexte, nous établirons une étude de sensibilité des modèles constitutifs vis-à-vis des paramètres d'amortissement. Nous distinguons les modèles de comportement selon la relation contrainte-déformation ( $\tau$ - $\gamma$ ).

La comparaison entre ces modèles est faite sur la base des courbes ( $G/G_{\max}$ - $\gamma$ ), ( $D$ - $\gamma$ ), obtenues numériquement et qui permettent de définir d'une façon détaillée le comportement du sol soumis au chargement cyclique.

### 4.1 Différentes approches pour la non-linéarité du sol

Pratiquement, deux approches sont classiquement utilisées pour modéliser le comportement cyclique non linéaire du sol : le modèle linéaire équivalent et non linéaire[115].

Dans la première approche, le comportement non linéaire du sol est approché par un modèle viscoélastique linéaire équivalent. La procédure de linéarisation consiste à remplacer le modèle non linéaire par un modèle linéaire équivalent ayant des propriétés dissipatives plus ou moins équivalentes à celles du matériau réel. La linéarisation utilise un processus itératif qui permet d'ajuster les caractéristiques du sol avec le niveau de déformation induit par le chargement. Le modèle linéaire équivalent, connu pour sa simplicité, est très utilisé en ingénierie [116], mais présente l'inconvénient de donner de mauvaises prévisions à grandes déformations et de ne pas modéliser la déformation

plastique et/ou la rupture[117]. Finn et al [118] ont montré que le modèle linéaire équivalent surestime la réponse des matériaux en condition sismique, il est valable pour des accélérations inférieures à 0,2g [119].

La deuxième est la méthode numérique non linéaire. Cette méthode n'a pas été appliquée aussi souvent dans la conception pratique, mais, avec le développement de l'outil informatique et avec des codes numériques non linéaires, des analyses de ce type sont actuellement appliquées pour fournir des évaluations de la vulnérabilité sismique et pour évaluer l'effet de site dans de nombreux projets de réhabilitation et de réalisation de structures géotechniques, plus précisément des barrages où il faut prendre en considération la variation des pressions interstitielles et le phénomène de la liquéfaction.

Donc, la capacité à représenter le développement de grande déformation et la variation des pressions interstitielles est l'un des avantages les plus importants de ces modèles non linéaires cycliques par rapport aux modèles linéaires équivalents.

Byrne et al.[120] fournissent un aperçu des différentes méthodes utilisées pour l'évaluation de la liquéfaction, et discuter des avantages de la méthode numérique non linéaire par rapport à la méthode linéaire équivalente pour différentes applications pratiques.

## 4.2 Modèles du comportement des sols

Comme on l'a vu dans le chapitre 2, la détermination du module de cisaillement et de l'amortissement du sol met en évidence la complexité de la description du comportement adéquat de ce matériau.

En effet, dans la littérature, les modèles de comportement des sols s'étendent du modèle élastique linéaire simple à des modèles élastoplastiques non linéaires plus complexes.

Dans cette partie, on va discuter l'implémentation numérique de comportements de sol et les différents modèles utilisés pendant les travaux de cette thèse.

### 4.2.1 Comportement viscoélastique linéaire

La loi de comportement la plus simple pour un sol sous sollicitation dynamique est le comportement viscoélastique linéaire. Les matériaux qui sont gouvernés par la loi viscoélastique montrent des déformations directement proportionnelles à la contrainte appliquée (à la contrainte en cisaillement dans le cas de propagation unidimensionnelle des ondes de cisaillement).



Dans ce domaine de déformations, des non-linéarités plus ou moins prononcées apparaissent dans la courbe contrainte-déformation. Le cas idéalisé d'un système dynamique discret est montré à la figure 4-1 où  $k$  est la rigidité du système,  $\xi$  est le taux d'amortissement critique visqueux ( $c/c_{crit}$ ),  $a(t)$  est l'accélération imposée au système,  $m$  est la masse du système et  $u(t)$  est le déplacement de la masse.

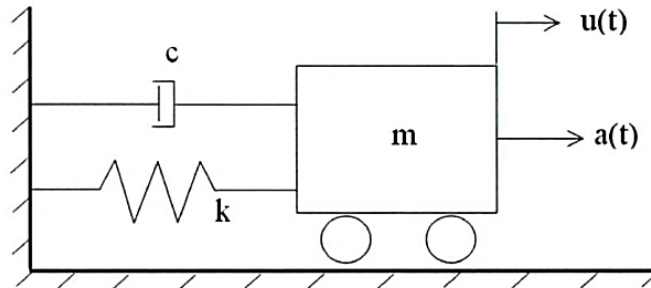


Figure 4-1 Système élémentaire à 1 DDL.

Les modèles viscoélastiques faisant apparaître sous sollicitation harmonique des boucles d'hystérésis, il est tentant de représenter, pour ces sollicitations, le comportement du sol à l'aide d'un tel modèle.

Cependant, ce modèle viscoélastique linéaire conduit à une énergie dissipée par cycle dépendant de la fréquence de la sollicitation, ce qui est en contradiction avec les observations expérimentales où l'amortissement est indépendant de la fréquence.

### 4.2.2 Comportements non linéaires hystérésis

Dans, le domaine des fortes déformations, le comportement observé lors des essais cycliques réalisés en laboratoire montre des changements importants de la microstructure (réarrangement des grains) qui interviennent, engendrant des déformations irréversibles, de cisaillement et volumiques, significatives. Après une inversion de contraintes, le comportement en déchargement a un module initialement plus près du module  $G_{max}$  du sol.

Ce module a comme pour le chargement, tendance à diminuer avec la déformation (dans le sens opposé au chargement). Le chemin contrainte-déformation suivi en déchargement n'est donc pas le même que celui suivi en chargement.

Il décrit une boucle appelée boucle d'hystérésis, dont la figure 4-2 montre une représentation typique. Ce type de comportement est appelé comportement hystérésis et ce type de comportement ne peut être abordé que par des modèles non linéaires.

### ❖ Règles de Masing

Les critères de Masing ont été décrits pour la première fois par Masing [121] en 1926 et avaient pour but d'énoncer les règles régissant le comportement hystérésis. Les critères de Masing stipulent que, lors du chargement initial, la courbe contrainte-déformation initiale du matériel (*backbone curve*) est contrôlée selon l'équation suivante :

$$\tau = F_{bb}(\gamma) \quad (4.1)$$

Cette courbe initiale contrainte-déformation est définie selon le matériel. Lors du déchargement, à partir d'un point défini par  $(\gamma_r, \tau_r)$ , la fonction devient plutôt :

$$\frac{\tau - \tau_r}{2} = F_{bb}\left(\frac{\gamma - \gamma_r}{2}\right) \quad (4.2)$$

C'est-à-dire que le déchargement se fait selon le même aspect que l'origine de la courbe, mais augmenté d'un facteur 2

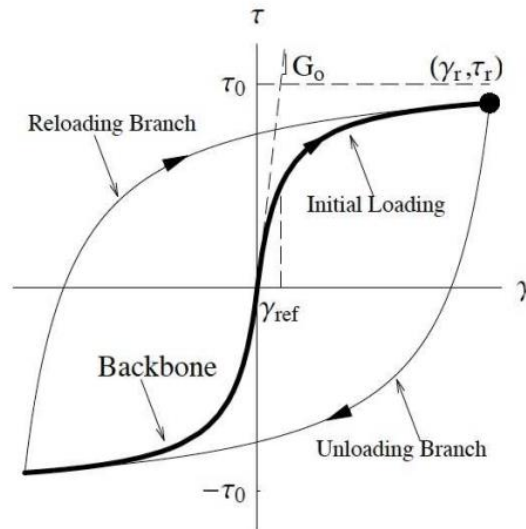


Figure 4-2 Règle de Masing.

Selon Kramer [21], ces critères sont insuffisants pour décrire adéquatement le comportement en sollicitation cyclique des sols. Le critère élargi de Masing comporte donc deux règles additionnelles. La première d'entre elles stipule que lors d'un rechargement ou d'un déchargement, si la déformation maximale antérieure est dépassée, et que la courbe contrainte-déformation initiale (*backbone curve*) est recoupée, le cheminement suivra désormais cette courbe. Une autre règle stipule que si un cheminement antérieur contrainte-déformation est recoupé, le cheminement actuel suivra le tracé de ce premier cheminement.

Avec ces critères on peut obtenir les mêmes courbes de la figure 4-4 si l'on reproduit au laboratoire des cycles de déformation d'amplitudes constantes, symétriques, et

analogues à ceux de la figure 4-3. La figure 4-4 montre que dans le plan  $(\tau, \gamma)$ , le comportement du sol est caractérisé par une boucle d'hystérésis, dont la surface et l'inclinaison dépendent de l'amplitude de la déformation. Plus cette dernière est grande, plus l'aire de la boucle est importante et moins celle-ci est inclinée sur l'horizontale. [10].

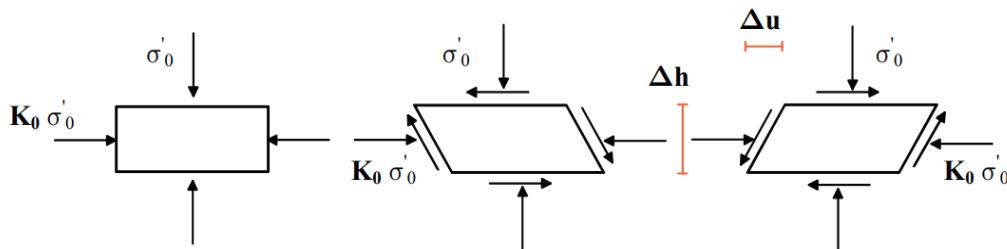


Figure 4-3 Séquence de chargement idéalisée [10].

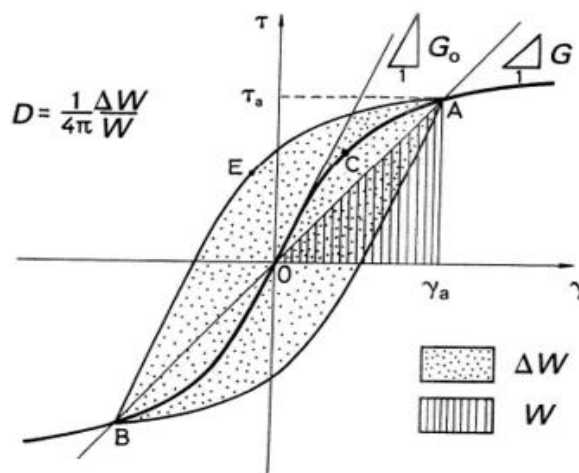


Figure 4-4 Chargement cyclique symétrique[10].

### 4.2.3 Représentations des relations d'élasticité non linéaire

Pour l'analyse du comportement non linéaire des sols, certains modèles sont mathématiquement fondés sur une représentation de la relation contrainte-déformation à partir d'une courbe hyperbolique ou parabolique ou dans le cas du modèle hystérésis, la courbe « *backbone* », quelques-uns de ces modèles sont présentés dans cette section.

#### ❖ Modèle hyperbolique de Duncan

L'origine des modèles hyperboliques se trouve dans les travaux de Kondner [122] en 1963. Il a proposé une loi de comportement fondée sur une approximation des courbes de comportement contraintes-déformations obtenues dans un essai triaxial de compression drainée [123]. La relation hyperbolique proposée par Kondner représentée sur la figure 4-5 est la suivante :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} \quad (4.3)$$

Où  $\varepsilon_1$  est la déformation axiale et a et b deux constantes dépendant de l'essai triaxial. Elles se déterminent facilement :

$1/a$  est la pente initiale du graphique et  $1/b$  la valeur asymptotique de  $(\sigma_1 - \sigma_3)$ .

Donc, a et b sont les paramètres définissant l'aspect de la courbe.

L'expression du module d'Young tangent se déduit par dérivation de la relation (4.3) :

$$E_t = \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{d\varepsilon_1} = \frac{a}{(a + b\varepsilon_1)^2} \quad (4.4)$$

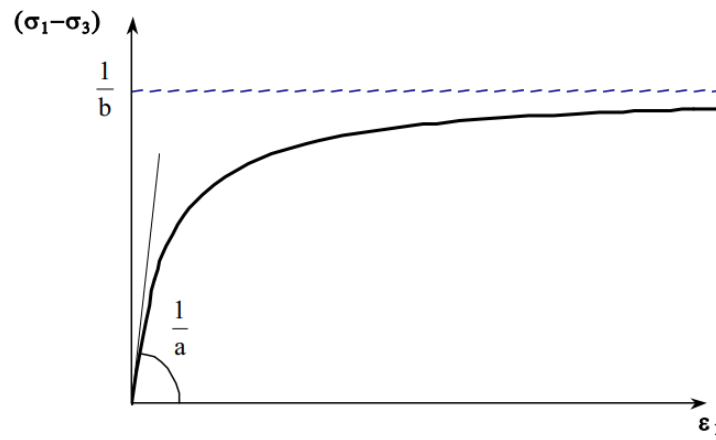


Figure 4-5 Représentation de la loi hyperbolique de Kondner.

En particulier, le module initial est donné par :

$$E_i = \frac{1}{a} \quad (4.5)$$

Cependant, l'expérience montre que la rigidité du sol dépend de l'état de contraintes. Afin de prendre en compte ce phénomène, ces relations ont été uniformisées par Duncan et Chang en 1970 [124] introduisant le module tangent initial  $E_i$  et le coefficient de Poisson tangent  $\nu_t$  :

$$E_i = k_H p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (4.6)$$

Où  $p_a$  est la pression atmosphérique et  $k_H$  et  $n$  sont des paramètres obtenus à partir de résultats d'essais de compression triaxiale drainée, réalisés à différentes pressions de confinement  $\sigma_3$ .

$$\nu_t = -\frac{d\varepsilon_3}{d\varepsilon_1} = \frac{C}{(1 - d\varepsilon_1)^2} \quad (4.7)$$

Où  $\varepsilon_3$  est la déformation radiale et C et d sont des constantes dépendant de l'essai triaxial

On constate que le modèle hyperbolique de Duncan est construit à partir d'une formulation utilisant le module de Young tangent initial  $E_i$  et le coefficient de Poisson tangent  $\nu_t$ . Dans la partie suivante, on présente le modèle d'Hardin et Drnevich, utilisant le module de cisaillement.

#### ❖ Modèle Hardin-Drnevich

En 1972 Hardin et Drnevich[125] ont construit leur modèle en mettant l'expression proposée par Kondner[122] sous la forme d'une relation entre la contrainte de cisaillement  $\tau$  et la déformation de cisaillement  $\gamma$  :

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{max}} + \frac{\gamma}{\tau_{max}}} \quad (4.8)$$

Où  $G_{max}$  représente le module de cisaillement initial ou maximum et  $\tau_{max}$  la résistance au cisaillement maximum.

Les auteurs ont introduit la notion de déformation de cisaillement de référence  $\gamma_{ref}$  :

$$\gamma_{ref} = \frac{\tau_{max}}{G_{max}} \quad (4.9)$$

Donc, l'équation (4.9) de réduction du module d'Hardin et Drnevich ne comprend qu'un paramètre, soit  $\gamma_{ref}$  qui est la déformation en cisaillement à laquelle la courbe de réduction atteint la valeur de  $G/G_{max}=0,5$ .

Cette équation s'écrit :

$$Ms = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_{ref}} \quad (4.10)$$

Cette équation a pour avantage sa simplicité, mais est limitée dans la gamme de courbes de réduction qu'elle peut représenter.

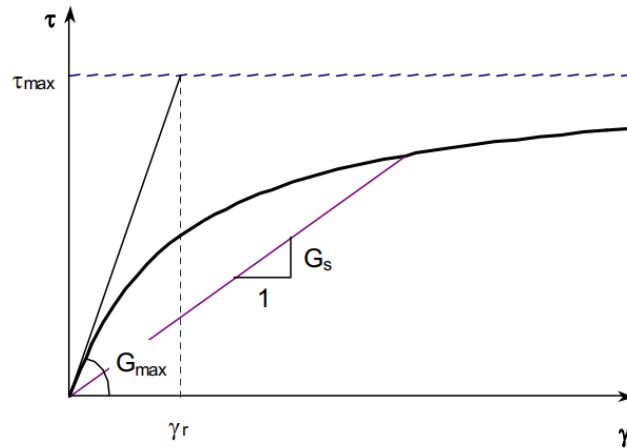


Figure 4-6 Illustration des paramètres de la loi d'Hardin et Drnevich.

Une autre représentation largement utilisée des relations contrainte-déformations élastiques non linéaires est proposée par Desai et Christian[126] en 1977 et qui se base fondamentalement sur les travaux de Kondner [122].

La représentation générale des courbes hyperboliques est donnée par l'équation suivante :

$$\tau = \frac{\gamma}{b + a\gamma} \quad (4.11)$$

Où  $a$  et  $b$  sont les paramètres définissant l'aspect de la courbe.

Dans les cas de chargement où la déformation est très faible (petite déformation), l'équation peut être approximée par :

$$\tau_{\text{petite.def}} = \frac{\gamma \simeq 0}{b} = G_0 \quad (4.12)$$

Dans le cas des grandes déformations, l'équation est plutôt approximée par :

$$\tau_{\text{grande.def}} = \frac{1}{a} = \frac{\tau_f}{R_f} \quad (4.13)$$

Où  $\tau_f$  est la résistance en cisaillement et  $R_f$  est un paramètre variant généralement entre 0,7 et 0,9 qui relie le cisaillement à la rupture au cisaillement dans le domaine élastique à grande déformation.

Cette équation ne décrit pas le comportement à la rupture du matériau, mais se sert des propriétés de résistance du matériau pour estimer son comportement élastique. Les modules de cisaillement sécant et tangent s'expriment, dans le cas des modèles hyperboliques, de la manière suivante :

$$G_s = \frac{\tau(\gamma)}{\gamma} = \frac{1}{\gamma} \frac{\gamma}{b + a\gamma} = \frac{1}{b + a\gamma} \quad (4.14)$$

$$G_t = \frac{\partial \tau}{\partial \gamma} = \frac{b}{(b + a\gamma)^2} = \frac{1}{b} (1 - a\tau)^2 = G_0 \left(1 - \frac{R_f \tau}{\tau_f}\right)^2 \quad (4.15)$$

En considérant la relation (4.15), il est possible d'anticiper le comportement d'après la résistance à la rupture d'un matériau. Considérant une résistance au cisaillement donnée par le critère de Mohr-Coulomb où ( $\varphi$ ) est l'angle de frottement, et  $C$  est la cohésion du sol et  $\sigma'_1$ ,  $\sigma'_3$ , sont les contraintes effectives axiales maximales et minimales.

$$\tau_f = \frac{2\sigma'_3 + 2C \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (4.16)$$

L'expression suivante peut être déduite

$$\frac{\tau}{\tau_f} = \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)(1 - \sin \varphi)}{2\sigma'_3 \sin \varphi + 2C \cos \varphi} \quad (4.17)$$

Donc, le module tangent peut être réexprimé de la manière suivante :

$$G_t = G_0 \left[1 - \frac{R_f(\sigma'_1 - \sigma'_3)(1 - \sin \varphi)}{2\sigma'_3 \sin \varphi + 2C \cos \varphi}\right]^2 \quad (4.18)$$

Il est à noter que les relations présentées aux équations 4.10 à 4.18 sont tirées de la référence [56].

#### ❖ Modèles sigmoïdaux

Les courbes sigmoïdales sont d'autres façons de représenter les courbes de réduction de module ( $G/G_{\max}$ ) ou  $Ms$ , et sont définies par 4 paramètres :

L'équation générale des courbes sigmoïdales est :

$$Ms = y_0 + \frac{a}{1 + \exp(-(L - x_0)/b)} \quad (4.19)$$

Où le paramètre  $a$  contrôle l'amplitude de la courbe, le paramètre  $b$ , son étendue sur l'axe des abscisses, le paramètre  $x_0$  la position sur l'axe des abscisses et le paramètre  $y_0$  la position sur l'axe des ordonnées. Le paramètre  $L$  est le logarithme en base 10 de la déformation en cisaillement, exprimée en %.

Le paramètre  $y_0$  peut-être omis pour obtenir un modèle sigmoïdal à 3 paramètres, exprimé de la manière suivante :

$$Ms = \frac{a}{1 + \exp(-(L - x_0)/b)} \quad (4.20)$$

La grande quantité de paramètres permet de calibrer les courbes de réduction obtenues numériquement à des modèles disponibles d'après les données de laboratoire.



### ❖ Modèle cubique

Appelé aussi, selon **FLAC<sup>2D</sup>** le modèle d'hystérésis par défaut [127]. Ce modèle est développé en notant que la courbe en forme de S du module par rapport au logarithme de la déformation cyclique peut être représentée par une équation cubique, avec une pente nulle à la fois à faible déformation et à déformation très élevée (Figure 4-7).

Le module sécant,  $M_s$ , est donné comme :

$$M_s = s^2(3 - 2s) \quad (4.21)$$

Où :

$$S = \frac{L_2 - L}{L_2 - L_1} \quad (4.22)$$

Et  $L$ , est la déformation logarithmique

$$L = \log_{10}(\gamma) \quad (4.23)$$

Les paramètres  $L_1$  et  $L_2$  sont les valeurs extrêmes de la déformation logarithmique (c'est-à-dire, les valeurs auxquelles la pente tangente devient nulle).

De ce fait, donner  $L_1 = -3$  et  $L_2 = 1$  signifie que la courbe en forme de S s'étendra d'une déformation cyclique inférieure de 0,001% ( $10^{-3}$ ) à une déformation cyclique supérieure de 10% ( $10^1$ ), comme il est montré sur la figure 4-7.

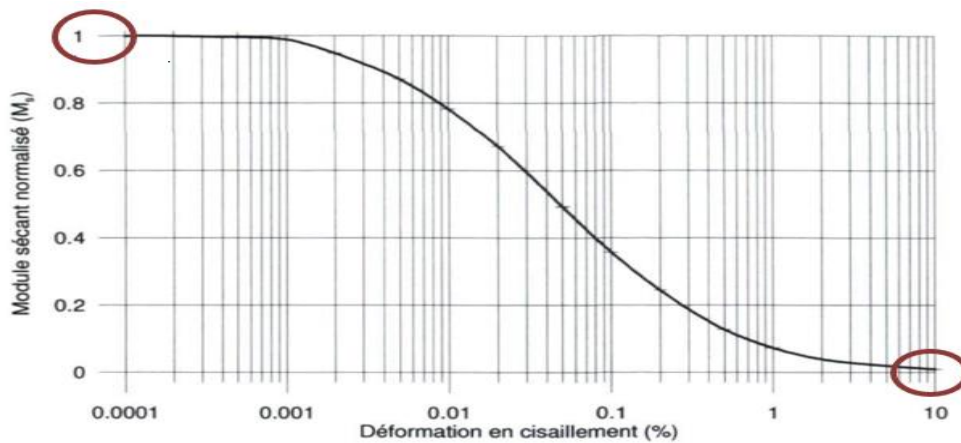


Figure 4-7 Exemple de courbe de réduction du module  $M_s$  en fonction de la déformation en échelle logarithmique [127].

Les modèles sigmoïdaux, cubique et le modèle de Hardin-Drnevich sont implantés dans le logiciel **FLAC<sup>2D</sup>** V7 pour modéliser le comportement hystérésis.

### 4.2.4 Comportement élastique parfaitement plastique

Cette loi est utilisée pour décrire de manière approchée le comportement des sols et en particulier la plasticité due à la rupture en cisaillement.

La rupture en cisaillement est une autre forme des sols granulaires. Dans le cas d'un chargement important, des surfaces de rupture peuvent se créer dans les sols sur lesquels les grains glissent les uns sur les autres. Ce glissement est modélisé par un comportement plastique dans le sol, qui subit donc des déformations plastiques.

La loi d'écoulement peut être définie directement à partir de la fonction du seuil (critère) de rupture, en assumant que l'incrément de déformation est normal à la surface de rupture dans l'espace des contraintes.

Cette fonction d'écoulement (déformation), appelée potentiel d'écoulement, est décrite de la manière suivante :

$$\begin{aligned}
 & f(\sigma) \leq 0 & (4.24) \\
 \dot{\varepsilon} = 0 & \quad si \quad f(\sigma) < 0 \\
 \dot{\varepsilon} = \lambda \frac{\partial f(\sigma)}{\partial \sigma} & \quad si \quad f(\sigma) = 0
 \end{aligned}$$

Où  $\dot{\varepsilon}$  est la vitesse d'écoulement,  $\lambda$  est un paramètre de magnitude

Dans le cas d'un sol pulvérulent, le seuil de rupture par cisaillement dépend de l'angle de frottement interne du sol ( $\varphi$ ,  $\varphi'$ ) alors que l'écoulement est dirigé par l'angle de dilatance du sol  $\psi$ . Ainsi, la fonction du potentiel d'écoulement ne peut plus être associée à la fonction seuil [52]. Elle est donc dite fonction non associée  $g(\sigma)$  et la fonction d'écoulement plastique devient :

$$\begin{aligned}
 & f(\sigma) \leq 0 & (4.25) \\
 \dot{\varepsilon} = 0 & \quad si \quad f(\sigma) < 0 \\
 \dot{\varepsilon} = \lambda \frac{\partial g(\sigma)}{\partial \sigma} & \quad si \quad f(\sigma) = 0
 \end{aligned}$$

Donc, pour quantifier le tenseur des déformations plastiques, il est nécessaire d'introduire des équations complémentaires. On postule l'existence d'un potentiel plastique  $G$  tel que :

$$d\varepsilon_{ij}^p = \partial \lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4.26)$$

Où :  $\partial \lambda$  est appelé multiplicateur de plasticité et est strictement positif.

Si  $G = F$ , la règle d'écoulement est dite associée et non associée dans le cas contraire.

L'écoulement plastique se fait à un état de contraintes donné et crée des déformations plastiques. Cette déformation est un travail dissipé à l'intérieur du matériau. Il s'agit donc d'une forme d'amortissement lors de sollicitation dynamique dont il est important de tenir compte.

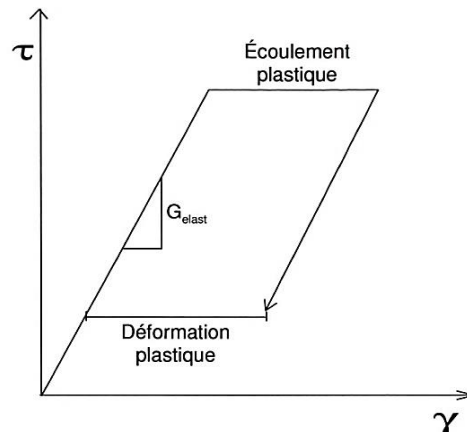


Figure 4-8 Comportement plastique idéal.

Le critère de plasticité ou de rupture caractérise la rupture du matériau, c'est-à-dire que les déformations tendent vers l'infini. Lorsque le seuil de plasticité n'évolue pas, le critère de plasticité est confondu avec la surface de charge.

Il existe plusieurs critères de rupture, qui ont été proposés, initialement développés pour les métaux et ont été utilisés pour les sols. À partir de ces critères, il est possible de construire une loi de comportement élastique parfaitement plastique.

Au cours de cette thèse, seul le critère de Mohr-Coulomb sera utilisé.

#### ❖ Le critère de Mohr-Coulomb

En 1776 Coulomb [72] a proposé le premier critère de plasticité en mécanique des sols. Ce critère est utilisé pour les sols pulvérulents et les sols cohérent à long terme.

Sur la figure 4-9 une représentation dans le plan de Mohr, montre que la forme de la courbe enveloppe de critère est une droite. Cette droite est appelée la droite de Coulomb d'équation :

$$\tau = C + \sigma_n \tan(\varphi) \quad (4.27)$$

Où :  $\tau$ ,  $\sigma_n$ ,  $\varphi$  et  $C$ , correspondent respectivement à la contrainte de cisaillement, la contrainte normale, l'angle de frottement interne de sol, et la cohésion de sol.

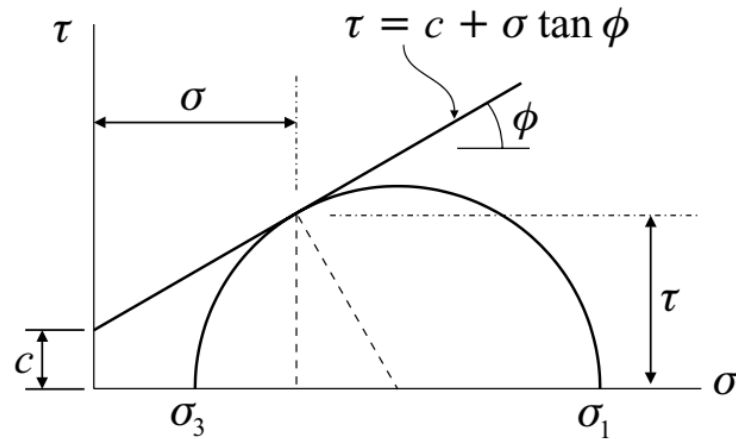


Figure 4-9 Critère de rupture de Coulomb.

Le critère de rupture associé à l'équation (4.27) se réfère au critère de Mohr-Coulomb dans la mécanique des sols. En termes de contraintes principales, on peut écrire :

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos \varphi = -c + \left[ \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \sin \varphi \right] \cdot \tan \varphi \quad (4.28)$$

Ou encore :

$$\sigma_1 - \sigma_3 \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = -2c \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (4.29)$$

Ou :

$$N_\varphi = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (4.30)$$

Cela nous amène à réduire l'équation suivante :

$$\sigma_1 - \sigma_3 N_\varphi = -2c \sqrt{N_\varphi} \quad (4.31)$$

Pour simuler le comportement des sols avec ce modèle, cinq paramètres sont nécessaires. Deux paramètres ( $E, \nu$ ) pour définir la partie élastique du modèle et trois paramètres pour le critère de plasticité ( $\varphi$ ,  $C$  et  $\psi$ ). Ces paramètres sont identifiés à partir d'essais expérimentaux (Figure 4-10).

Le module de Young ( $E$ ) correspond à la pente de la courbe contrainte déviatorique-déformation axiale. La pente initiale de la courbe déformation volumique-déformation axiale conduit à la détermination du coefficient de Poisson ( $\nu$ ) et la pente plastique de cette courbe détermine l'angle de la dilatance ( $\psi$ ). Les deux paramètres plastiques ( $\varphi$ ,  $C$ ) se déterminent à partir du seuil plastique atteint[128].

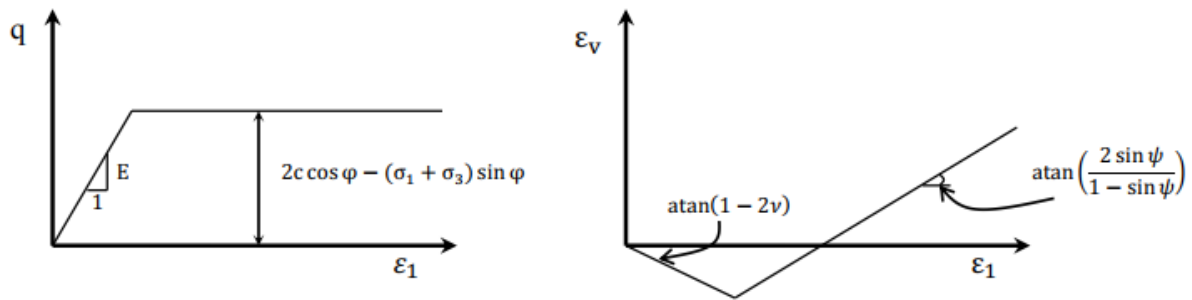


Figure 4-10 Détermination des paramètres élastique et plastique pour le modèle E-P avec le critère de Mohr-Coulomb.

### 4.3 Modélisation numérique du comportement non linéaire de sol

Comme on l'a vu dans les sections précédentes, les modèles de comportement des sols s'étendent du modèle élastique linéaire simple à des modèles élastoplastiques non linéaires plus complexes. Dans cette partie, des tests de cisaillement cyclique sur une seule zone ont été faits.

Le but de ces tests est d'une part la vérification de l'implémentation des lois de comportement dans le code de calcul **FLAC<sup>2D</sup>**, et d'autre part pour faire comprendre le comportement des sols sous différents niveaux de chargement et de déformation.

Ces simples tests de modélisation nous permettent de comprendre les différentes lois de comportement couplé (par exemple un modèle élastique non linéaire avec un modèle élastoplastique).

L'objectif de ce couplage est d'optimiser les courbes de contrainte-déformation et les courbes de réduction de module d'une façon plus réaliste par rapport au comportement cyclique du sol observé au laboratoire.

Le code de calcul **FLAC<sup>2D</sup>** utilisé dans nos modélisations est basé sur la méthode des différences finies. Une courte description de cette méthode et du code avec les résultats de modélisation seront présentés dans la section suivante.

#### 4.3.1 Présentation du code de calcul **FLAC<sup>2D</sup>**

**FLAC<sup>2D</sup>** (Fast Lagrangien Analysis of Continua), c'est un code en différences finies, une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites, développé par la société Américaine ITASCA Consulting Group. L'approche utilisée dans **FLAC<sup>2D</sup>** est basée sur la

méthode de Wilkins et permet de formuler les équations des différences finies pour des éléments de forme quelconque.

Il simule le comportement des structures en sols, en roches ou autres matériaux qui se plastifient lorsque leur surface de charge est atteinte.

Les matériaux sont représentés par des éléments ou des zones qui forment le maillage ajusté par l'utilisateur pour avoir la forme de l'objet à modéliser. Chaque élément se comporte selon sa description par une loi contrainte/déformation linéaire ou non linéaire aux chargements appliqués ou aux conditions aux limites imposées. Le matériau peut se plastifier et s'écouler, et le maillage peut se déformer (en mode grande déformation) et se déplacer avec le matériau qu'il représente.

Une des spécificités de **FLAC<sup>2D</sup>** est le macrolangage **FISH**, qui permet à l'utilisateur de définir de nouvelles variables, procédures, sorties graphiques, et même d'écrire sa propre loi de comportement.

### 4.3.2 Schéma de résolution explicite.

Basé sur le fait que dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant, le schéma de résolution explicite fait d'abord appel aux équations du mouvement afin de calculer les vitesses et les déplacements à partir de l'accélération, déduite de la résultante des forces et des contraintes.

Ainsi, les déformations sont déduites des déplacements (intégrales des vitesses), et les nouvelles contraintes correspondant à ces déformations au travers des relations du modèle rhéologique.

Le déséquilibre induit en une zone va se propager dans l'ensemble du massif. À chaque pas de calcul, un cycle de résolution complet est parcouru et les actions extérieures sont mises à jour si nécessaire. Cette méthode de résolution est dite incrémentale.

Ainsi, à chaque pas de temps, les coordonnées des nœuds peuvent être facilement réactualisées, et le maillage se déforme avec le matériau qu'il représente. L'intérêt de cette approche est qu'elle permet de traiter facilement des problèmes en grandes déformations.

D'une manière générale, le cycle de résolution du code peut se mettre sous la forme du schéma de la figure 4-11. Le principe fondamental de la résolution explicite est que chaque boîte de cette figure remet à jour toutes les variables qu'elle doit traiter à partir de valeurs connues et qui restent fixées durant les calculs dans les autres boîtes.

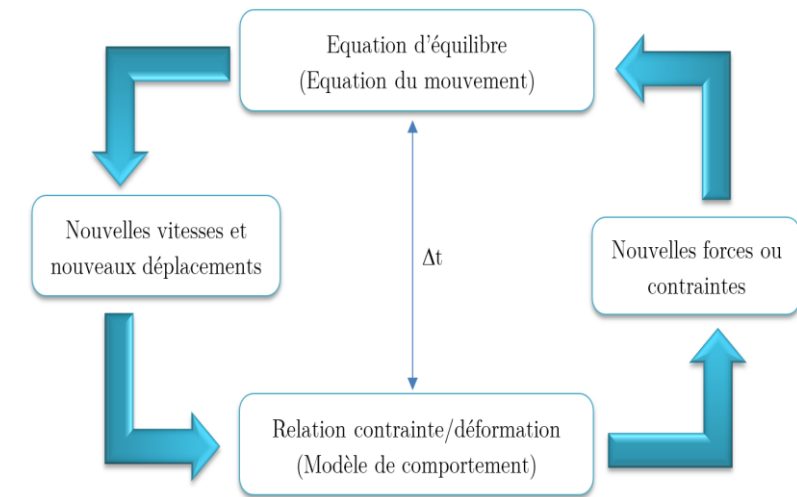


Figure 4-11 Séquence de calcul générale explicite par différences finies [129].

### ❖ Passage du problème continu à la discrétisation

Le zonage (maillage en élément finis) de code  $\text{FLAC}^{2D}$  est composé à la base de triangles. Ceux-ci sont combinés en quadrilatères et chacun d'eux est divisé en deux paires d'éléments triangulaires (a et b, c et d) à déformation uniforme comme indiqué sur la figure 4-12. La force exercée sur un nœud est prise comme la moyenne des forces pour les deux paires de triangles, ce qui permet d'assurer une réponse symétrique à un chargement symétrique.

L'un des points forts de ce type d'élément est l'élimination du problème de déformations non restreintes qui se pose avec les éléments quadrilatères à déformation uniforme.

Le schéma de calcul explicite de Lagrange et la discrétisation mixte de technique de zonage utilisé dans  $\text{FLAC}^{2D}$  permettent à la rupture plastique et l'écoulement d'être modélisés avec une très grande précision. Comme aucune matrice n'est formée, les grands calculs à deux dimensions peuvent être faits sans exigences de la mémoire excessive.

Le code est le plus approprié pour analyser le comportement non linéaire des matériaux et leurs instabilités, et les phénomènes de rupture.

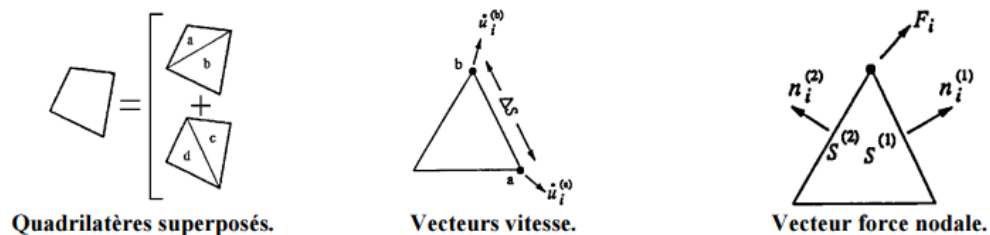


Figure 4-12 Discrétisation mixte.



### 4.3.3 Éléments d'interface

Les éléments d'interface sont utilisés pour représenter de manière simplifiée les plans de glissement ou de séparation (au niveau des joints, couches minces, liaisons structure-sol, sol-roche, etc.). **FLAC<sup>2D</sup>** intègre notamment des interfaces caractérisées par le glissement de Coulomb et/ou la séparation par traction

Les propriétés de l'interface sont : le frottement, la cohésion, la dilatance, la raideur normale, la raideur de cisaillement et la résistance à la traction.

Une interface est représentée comme une raideur normale et une raideur en cisaillement entre deux plans en contact.

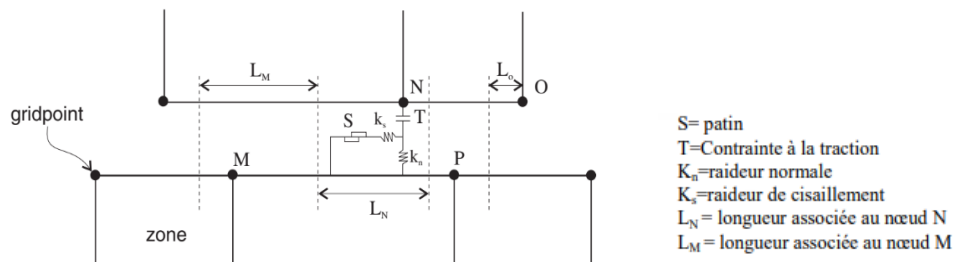


Figure 4-13 Interface représentée par la connexion des faces A et B par des ressorts de raideur en cisaillement ( $k_s$ ) et normale ( $k_n$ ) [127].

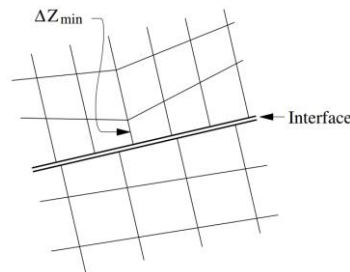


Figure 4-14 Dimension de la zone utilisée pour le calcul des raideurs [127].

Pour le choix des caractéristiques de l'interface : la cohésion, la dilatance, la traction limite et le frottement sont généralement pris égaux à ceux du matériau le moins résistant. Les raideurs  $k_n$  et  $k_s$  sont plus difficiles à estimer. **FLAC<sup>2D</sup>** recommande de prendre pour ces valeurs une quantité dix fois plus grande que la raideur équivalente de la zone voisine la plus raide. La raideur apparente de ladite zone dans la direction normale étant donnée par la relation suivante :

$$\max \left\{ \frac{\left( k + \frac{3}{4} G \right)}{\Delta Z_{\min}} \right\} \quad (4.32)$$

Où :  $K$  et  $G$  sont respectivement le module volumique et le module de cisaillement, et  $\Delta Z_{\min}$  est la plus petite dimension dans la direction normale (cf. Figure 4-14).

Cette recommandation permet de ne pas pénaliser les temps de calcul lors de la prise en compte d'une interface. Le critère de résistance au cisaillement de Coulomb limite la force de cisaillement par la relation :

$$F_{Smax} = CL + \tan \varphi f_n \quad (4.33)$$

Avec :

$L$  = longueur de contact effectif

$\varphi$  = angle de frottement des surfaces d'interface

Si le critère est satisfait c'est-à-dire si :

$$Fs \geq F_{Smax} \text{ donc } Fs = F_{Smax} \quad (4.34)$$

Le vecteur incrément de déplacement relatif au niveau du point de contact est résolu dans les deux directions normales et de cisaillement, et les forces totales normales et de cisaillement sont déterminées par :

$$F_n^{(t+\Delta t)} = F_n^t - K_n \Delta u_n^{(t+1/2\Delta t)} L \quad (4.35)$$

$$F_s^{(t+\Delta t)} = F_s^t - K_s \Delta u_s^{(t+1/2\Delta t)} L \quad (4.36)$$

Les raideurs  $k_n$  et  $k_s$  ayant les unités de (contrainte/déplacement).

#### 4.3.4 Option dynamique dans FLAC<sup>2D</sup>

Comme on l'a vu, que le problème à résoudre soit de nature statique ou dynamique, les équations du mouvement dynamique sont incluses dans la formulation.

La figure 4-15 décrit les différentes étapes d'un calcul dynamique. Chacune de ces étapes est brièvement présentée dans les paragraphes suivants.

##### ❖ Définition de la géométrie

La première étape d'une modélisation numérique consiste à définir la grille du modèle : celle-ci, association de multiples éléments ou zones est ajustée à la géométrie du problème étudié.

À tout instant d'un calcul par FLAC<sup>2D</sup>, chaque élément est caractérisé par une valeur unique de déformation. Lorsque le gradient de déformations résultant des conditions initiales et des conditions aux limites est grand, on doit donc utiliser un grand nombre d'éléments de petite taille pour représenter cette distribution. Par exemple, pour

qu'une bande de cisaillement puisse être identifiée par le code **FLAC<sup>2D</sup>**, il faut en général qu'elle comporte au moins trois éléments.

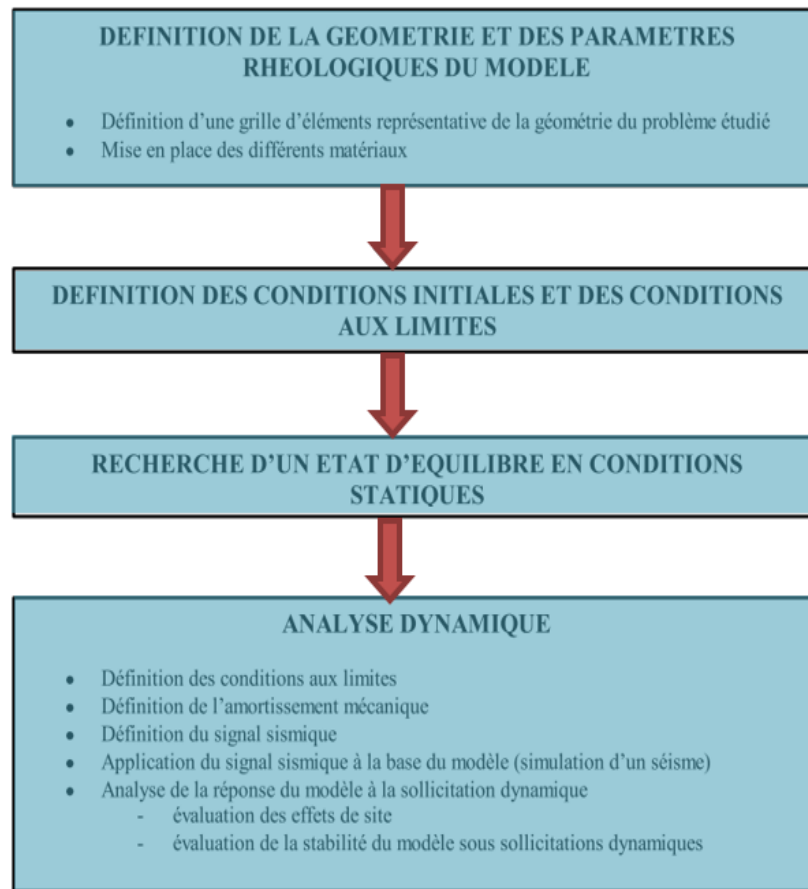


Figure 4-15 Différentes étapes d'un calcul dynamique avec le code **FLAC<sup>2D</sup>** [127].

Par ailleurs, dans un calcul dynamique par différences finies, des distorsions numériques sont susceptibles de se produire lors de la propagation des ondes sismiques dans le modèle si le maillage n'est pas défini de façon à propager correctement toutes les fréquences du signal sismique incident. Ainsi, la taille des éléments  $\Delta l$  doit respecter la condition :

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10} \quad \text{soit} \quad \Delta l = \frac{V_s}{10 \cdot freq} \quad (4.37)$$

Où  $\lambda$  représente la longueur d'onde associée à la plus haute fréquence ( $freq$ ) du signal sismique incident et  $V_s$  la vitesse de propagation des ondes de cisaillement (Kuhlemeyer et Lysmer [130]).

### ❖ Recherche d'un état d'équilibre en conditions statiques

Une fois les conditions aux limites et les contraintes initiales définies, le code **FLAC<sup>2D</sup>** s'assure que le système est à l'équilibre ou calcule un état d'équilibre en fonction des données d'entrée, étape préliminaire indispensable à tout calcul dynamique.

### ❖ Définition des conditions aux limites dynamique

La grille étant par définition d'extension finie, il faut éviter que les limites du système ne réfléchissent de l'énergie à l'intérieur du modèle. Une première solution consiste à éloigner de manière importante les limites du modèle de la zone d'intérêt.

Cette solution est peu satisfaisante dans la mesure où elle conduit à prendre des grilles de tailles importantes, ce qui a pour conséquence une augmentation des temps de calcul. Le code **FLAC<sup>2D</sup>** propose donc une alternative qui consiste à appliquer, au niveau des limites latérales et de la base du modèle, des conditions aux limites absorbantes de type "quiet boundaries" ou "free field".

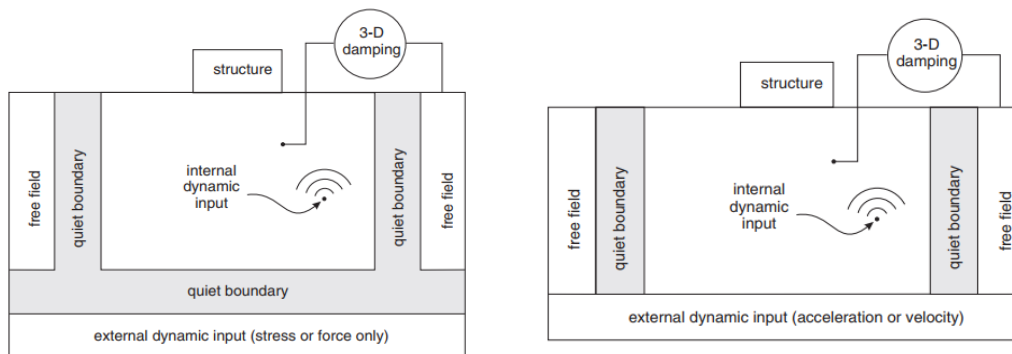


Figure 4-16 Conditions aux limites dynamique disponible dans **FLAC<sup>2D</sup>** [127].

L'option du "free field" sert à simuler le caractère horizontal infini des couches en assumant qu'un horizon identique, virtuel et semi-infini est présent de l'autre côté de la frontière en champ libre. Cette option est nécessaire pour minimiser les phénomènes de réflexion des ondes sur les frontières latérales et pour conserver les contraintes statiques en place lors des calculs. L'option du "free field" agit en assignant les paramètres du modèle spécifiés préalablement (p. ex. contraintes, amortissement, accélérations, etc.) à l'horizon semi-infini virtuel.

### ❖ Définition de l'amortissement mécanique

Dans les systèmes dynamiques naturels, les frottements internes entraînent une dissipation partielle de l'énergie de vibration, ce qui permet aux systèmes de ne pas osciller indéfiniment après avoir été soumis à une sollicitation dynamique. Dans la plupart des matériaux géologiques, l'amortissement naturel est de l'ordre de 2 à 5 % de

l'amortissement critique. Toutefois, dans un matériau présentant un modèle rhéologique élastoplastique, une quantité considérable d'énergie peut être dissipée durant l'écoulement plastique. Dans ce cas, seul un faible amortissement supplémentaire est requis [127].

Le code **FLAC<sup>2D</sup>** propose trois types d'amortissement :

- 1- Un amortissement de type local : pour satisfaire les conditions à l'équilibre des simulations statiques dans **FLAC<sup>2D</sup>**. Son utilisation est relativement simple, puisqu'elle ne requiert que la spécification d'un paramètre proportionnel à une fraction de l'amortissement critique. Toutefois, selon Itasca, l'usage de l'amortissement local dans les cas d'analyse sismique n'est pas recommandé puisqu'il est incapable de cerner adéquatement la perte d'énergie lors de chargement cyclique multiple.
- 2- Un amortissement de type Rayleigh qui permet une dissipation d'énergie approximativement indépendante de la fréquence comme cela est le cas dans les sols et les roches. L'amortissement de Rayleigh repose sur les deux paramètres suivants :

La fréquence propre du système, fréquence d'oscillation des déplacements verticaux lorsque le modèle n'est soumis qu'à l'action de la gravité. Elle définit le domaine de validité de l'amortissement qui s'étend sur le tiers central du spectre de fréquences.

Le taux d'amortissement, défini en pourcentage de l'amortissement critique.

- 3- L'option de l'amortissement hystérésis permet l'ajustement du module de cisaillement selon la déformation, de manière que le module à un temps donné soit le module tangent d'une courbe de réduction  $G/G_{\max}$  préétablie.

L'option d'amortissement hystérésis répond aux 2 premiers critères de Masing et ne correspond donc pas aux critères de Masing étendus (Section 4.2.2). L'application de l'amortissement hystérésis à un élément lui attribue donc un comportement hystérésis.

**FLAC<sup>2D</sup>** inclut trois modèles de représentation des courbes  $G/G_{\max}$  utilisés pour l'amortissement hystérésis. Ceux-ci sont les modèles discutés dans la section (Section 4.2.3).

L'option d'amortissement hystérésis peut être couplée à un modèle constitutif qui comprend un élément de plasticité. Lorsque la rupture est déclenchée, l'amortissement hystérésis n'est plus effectif pour laisser place à l'écoulement plastique. L'amortissement hystérésis est repris lorsque l'état d'élasticité est rétabli dans le modèle.

### ❖ Définition du signal sismique

La sollicitation dynamique, accélérogrammes réel ou synthétique, s'applique soit aux limites du système, simulation d'un séisme soit au cœur du maillage, simulation de tirs d'explosifs. Dans cette thèse, le signal sismique est appliqué à la base des différents modèles sous forme d'une onde de cisaillement[131].

### ❖ Application du signal sismique (simulation d'un séisme)

Dans le code **FLAC<sup>2D</sup>**, le signal sismique reproduisant la sollicitation dynamique peut être introduit sous différentes formes :

- Sous forme d'un signal en accélération ;
- Sous forme d'un signal en vitesse ;
- Sous forme d'un signal en contrainte.

Du fait de la présence de conditions aux limites absorbantes sur la base du modèle, le signal sismique doit être appliqué sous forme d'un signal en contrainte. Les relations suivantes permettent de relier les vitesses particulières normale ( $v_n$ ) et tangentielle ( $v_s$ ) aux contraintes normale ( $\sigma_n$ ) et tangentielle ( $\sigma_s$ ) :

$$\sigma_n = 2 \cdot \rho \cdot V_p \cdot v_n \quad (4.38)$$

$$\sigma_s = 2 \cdot \rho \cdot V_s \cdot v_s \quad (4.39)$$

Où  $\rho$  représente la masse volumique et  $V_p$ ,  $V_s$  représentent respectivement les vitesses de propagation des ondes de compression et de cisaillement.

Lorsque le signal sismique est introduit sous forme d'un signal en contrainte ou en vitesse, le signal sismique en accélération s'obtient en dérivant le signal sismique en vitesse.

## 4.4 Production numérique des courbes : $\tau$ - $\gamma$ , $G/G_{\max}$ - $\gamma$ , $D$ - $\gamma$

Comme on l'a vu dans le chapitre 2, le comportement des sols joue un rôle fondamental dans la définition du type de méthode de calcul.

Vu le manque de données expérimentales sur les ouvrages que l'on va étudier dans les chapitres suivants (**Chapitre 6 et 7**), nous devons déterminer numériquement les paramètres dynamiques nécessaires pour ces modélisations.

En ce qui concerne la modélisation de comportement du sol dans cette partie, nous avons suivi un protocole de calage qui nous a permis d'obtenir ces paramètres.

De ce fait, une étude numérique à l'aide du code de calcul **FLAC<sup>2D</sup>** est réalisée dans le but de valider l'implémentation des lois rhéologiques, présentées dans les sections précédentes d'une part, et d'autre part de caler le sol choisi pour les applications futures avec les résultats de laboratoire.

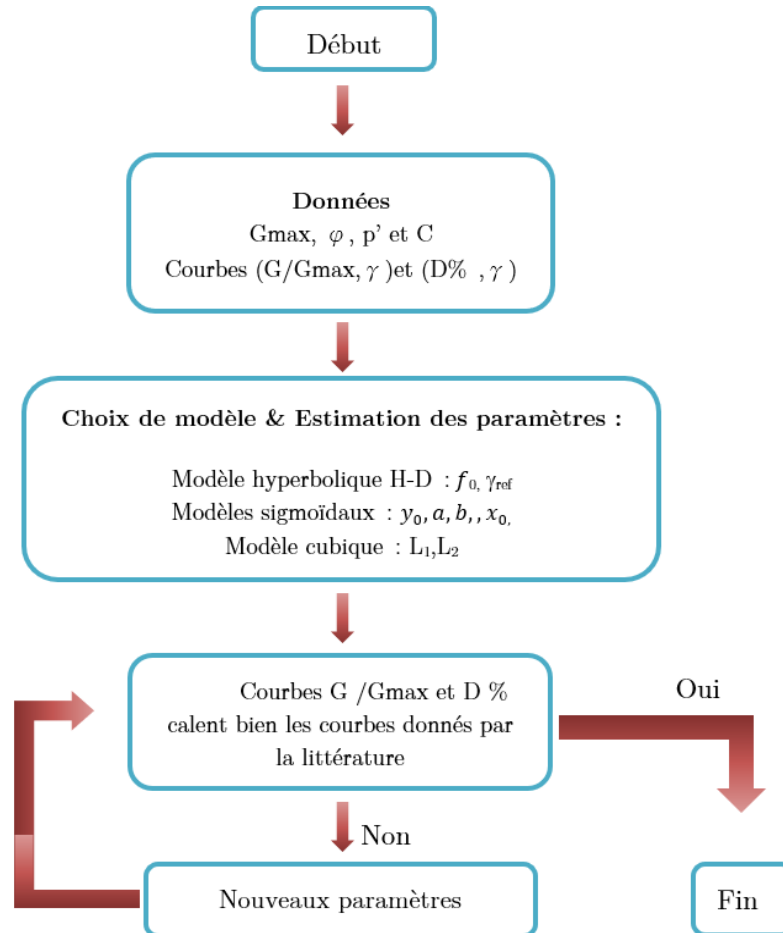


Figure 4-17 Protocole de calage des lois de comportement.

Les résultats obtenus des simulations numériques de cisaillement cycliques sont présentés par la suite.

La validation de la loi hystérésis a été effectuée grâce à la simulation des boucles d'hystérésis sur des essais cycliques. Les boucles de charge-déchargement sont réalisées à différents niveaux de contrainte donc à différents niveaux de déformation de cisaillement et pour chaque comportement de sol présenté dans la section 4.2.3

La figure 4-18 montre un exemple d'un chargement utilisé pour les tests de cisaillement cycliques



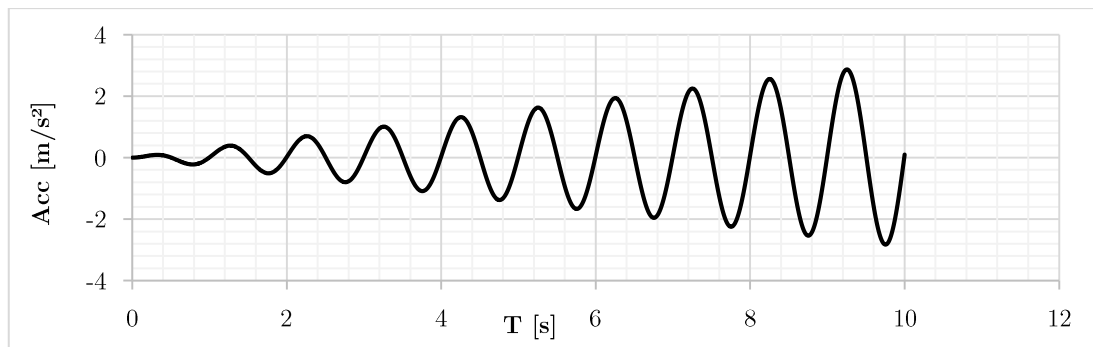


Figure 4-18 Chargement utilisé pour les tests de cisaillement cycliques.

La figure 4-19 montre les caractéristiques physiques et mécaniques du sol choisi, et la configuration utilisée pour modéliser l’essai de cisaillement cyclique.

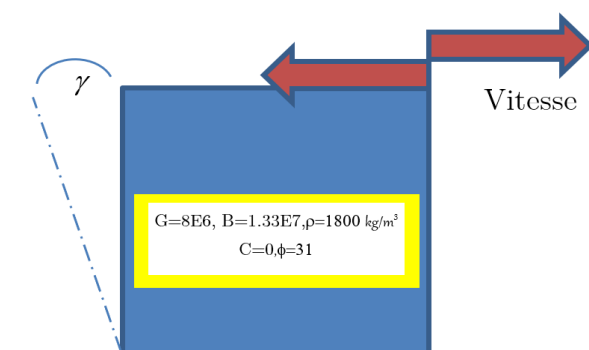


Figure 4-19 Système appliqué pour l’essai de cisaillement.

La figure 4-20 présente les boucles d’hystérésis obtenues dans le plan contrainte-déformation ( $\tau$ - $\gamma$ ) pour le cas d’un modèle élastique non linéaire de type sigmoïdal à 3 paramètres.

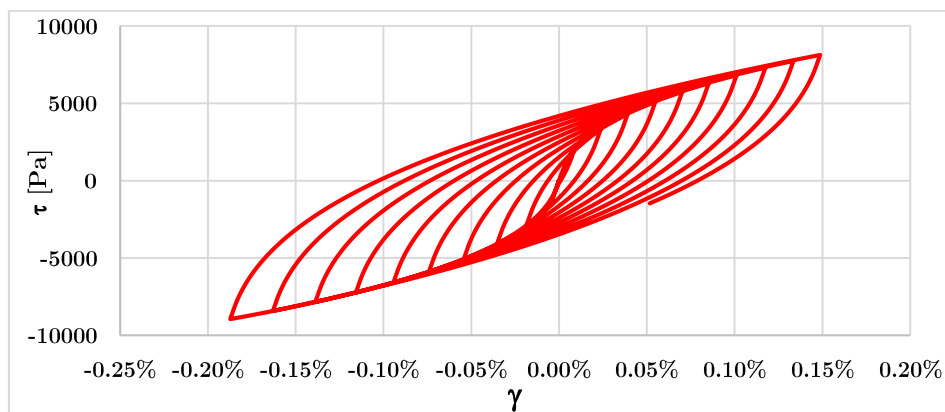


Figure 4-20 Boucles d’hystérésis obtenues dans le plan  $\tau$ - $\gamma$ .

Cette simulation est faite à l’aide d’un sous-programme (**FISH**) compris dans le code **FLAC<sup>2D</sup>** et avec laquelle il est possible de calibrer les courbes de réduction du module de cisaillement avec des modèles disponibles dans la littérature.

Les détails de chaque cas étudiant seront présentés dans les parties suivantes.

### 4.4.1 Modèles élastiques non-linéaire

La figure 4-21 présente la courbe de chargement initiale (*backbone curve*), cette boucle est tracée pour un cycle de chargement/déchargement symétrique pour les trois modèles élastiques non-linéaire. On remarque que les boucles de chargement-déchargement suivent les critères de Masing [121], discuté dans la section 4.2.2. C'est-à-dire que le déchargement se fait selon le même aspect que l'origine de la courbe, mais augmenté d'un facteur de 2.

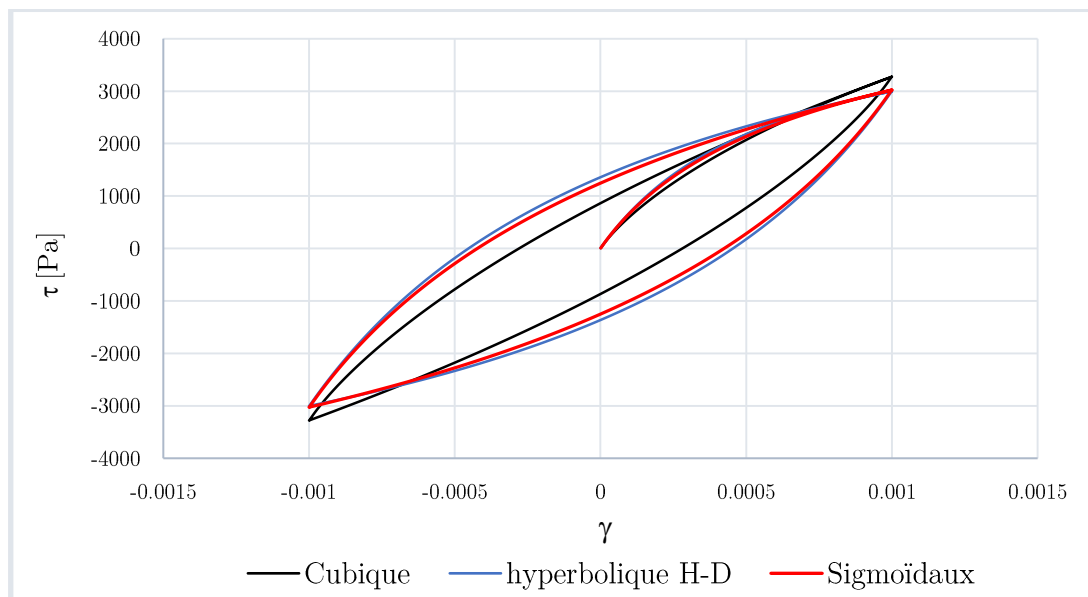


Figure 4-21 Contrainte de cisaillement/ cycle de déformation modèle élastiques non-linéaire.

Les boucles obtenues par les deux modèles de Hardin-Drnevich et sigmoïdaux sont plus grandes que la boucle obtenue par le modèle cubique. Par conséquent, l'énergie de déformation dissipée par les deux premiers modèles est plus grande que celle du modèle cubique.

### 4.4.2 Amortissement naturel avec le modèle élastoplastique

L'écoulement plastique se fait à un état de contraintes donné et crée des déformations plastiques. Cette déformation est un travail dissipé à l'intérieur du matériel. Il s'agit donc d'une forme d'amortissement lors de sollicitations dynamiques qu'il est important de prendre en compte.

Ainsi, les modèles standards élastoplastique peuvent produire des courbes de réduction du module de cisaillement et d'amortissement. Considérons un modèle élastique / plastique avec un module de cisaillement constant,  $G_{\max}$ , et une contrainte d'écoulement constante,  $\tau_m$ , soumise à une déformation de cisaillement cyclique d'amplitude  $|\gamma|$ .

En dessous de l'écoulement plastique, le module de cisaillement sécant,  $G$ , est tout simplement égal à  $G_{max}$  (un comportement élastique linéaire).

Pour une excitation cyclique impliquant un écoulement plastique, le module sécant est donné par :

$$G = \tau_m / |\gamma| \quad (4.40)$$

La courbe de réduction du module relie le rapport  $G / G_{max}$  à l'amplitude de la distorsion  $|\gamma|$  qui est simplement obtenue en divisant l'équation. (4-40) par  $G_{max}$ , et en utilisant  $\gamma_m = \tau_m / G_{max}$ . On obtient donc pour  $|\gamma| > \gamma_m$ :

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{\gamma_m}{|\gamma|} \quad (4.41)$$

La figure 4-22 présente la courbe de chargement initiale en même temps qu'un cycle de chargement/déchargement symétrique pour le modèle élastoplastique avec le critère de Mohr-coulomb.

l'énergie maximale stockée,  $W$ , pendant le cycle (en supposant que  $G$  représente un module d'élasticité) est :

$$W = \frac{1}{2} \tau_m \gamma_c \quad (4.42)$$

et l'énergie dissipée (correspondant à la zone entourée par la boucle) est :

$$\Delta W = 4\tau_m(\gamma_c - \gamma_m) \quad (4.43)$$

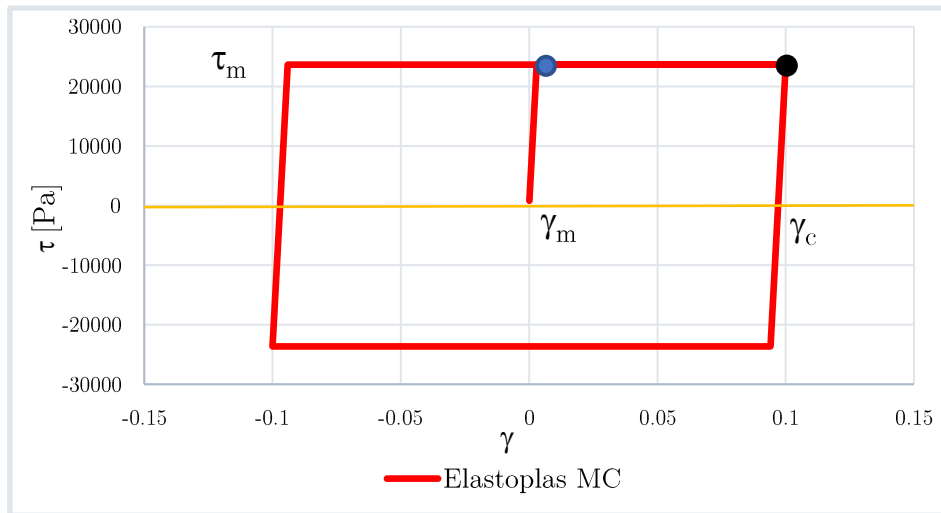


Figure 4-22 Contrainte de cisaillement / cycle de déformation modèle : élastoplastique avec le critère de Mohr-Coulomb.

Par conséquent,

$$\frac{\Delta w}{w} = \frac{8(\gamma_c - \gamma_m)}{\gamma_c} \quad (4.44)$$

Désignant le taux d'amortissement par  $D$

$$D \approx \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta w}{w} \quad (4.45)$$

Ou, en remplaçant les Eqs. (4.43) et (4.44) dans l'équation. (4.45):

$$D = \frac{2}{\pi} \frac{(\gamma_c - \gamma_m)}{\gamma_c} \quad (4.46)$$

### 4.4.3 Couplage des Modèles élastiques non-linéaire avec le modèle élastoplastique MC

Lorsque l'amortissement hystérésis est utilisé avec un modèle élastoplastique dans FLAC<sup>2D</sup>, la technique de réduction du module est appliquée dans le domaine élastique, et l'amortissement naturel s'applique dans le domaine plastique.

Dans ce cas, nous combinons l'amortissement hystérésis (exemple d'Hardin / Drnevich) avec un modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb. Ce dernier a un module de cisaillement élastique tangent constant,  $G_{max}$ , et une limite d'élasticité constante,  $\tau_m$ . Le modèle d'Hardin / Drnevich est utilisé pour fournir la dissipation d'énergie dans la gamme élastique. En conséquence, le niveau d'écoulement de la loi hyperbolique doit être supérieur à la contrainte d'écoulement de Mohr-Coulomb. Ce sera le cas à condition que l'exigence suivante soit remplie :

$$\gamma_{ref} > \gamma_m \quad (4.47)$$

Où :

$$\gamma_m = \frac{\tau_m}{G_{max}} \quad (4.48)$$

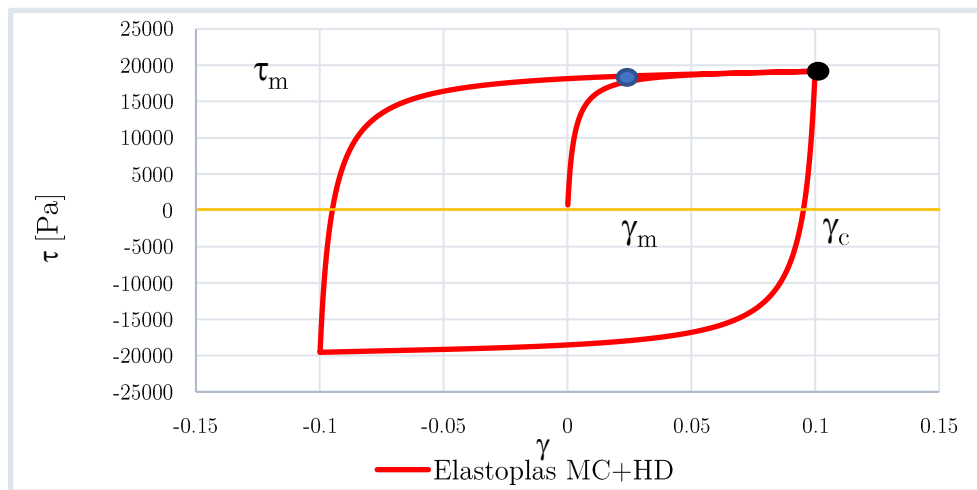


Figure 4-23 Contrainte de cisaillement / cycle de déformation modèle : élastoplastique avec le critère de Mohr-coulomb couplé avec le modèle d'Hardin / Drnevich.

Le domaine élastique est défini par  $\gamma_c < \gamma_m$ , où la déformation de cisaillement,  $\gamma_m$ , est trouvée à partir de la relation suivante :

$$\frac{\tau_m}{G_{max}} = \frac{\gamma_m}{1 + \frac{\gamma_m}{\gamma_{ref}}} \quad (4.49)$$

Et le facteur de réduction du module est donné :

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \frac{|\gamma|}{\gamma_{ref}}} \quad (4.50)$$

Dans le domaine plastique ou,  $\gamma_c \geq \gamma_m$ , la relation est devenue :

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{\left(1 + \frac{\gamma_m}{\gamma_{ref}}\right) \frac{|\gamma|}{\gamma_m}} \quad (4.51)$$

De même, dans la partie plastique, l'énergie dissipée dans un cycle est la zone délimitée par la boucle de la figure 4-24. Cette énergie peut être exprimée comme la somme de deux contributions :

$$\Delta W = \Delta W_H + \Delta W_{Mc} \quad (4.52)$$

Où  $\Delta W$  est donné par :

$$\Delta W_H = 4G_{max}\gamma_{ref}^2 \left\{ 2 \left[ \frac{\gamma_m}{\gamma_{ref}} - \ln \left( 1 + \frac{\gamma_m}{\gamma_{ref}} \right) \right] - \frac{\left( \frac{\gamma_m}{\gamma_{ref}} \right)^2}{1 + \frac{\gamma_m}{\gamma_{ref}}} \right\} \quad (4.53)$$

Et  $\Delta W_{mc}$  est exprimé comme :

$$\Delta W_{Mc} = 4 \left( \frac{G_{max}}{1 + \frac{\gamma_m}{\gamma_{ref}}} \right) \gamma_m^2 \left( \frac{\gamma_c}{\gamma_m} - 1 \right) \quad (4.54)$$

L'énergie maximale stockée dans un cycle est :

$$W = \frac{1}{2} \tau_m \gamma_c \quad (4.55)$$

Et le taux d'amortissement est :

$$D = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W_H + \Delta W_{Mc}}{W} \quad (4.56)$$

Après avoir remplacé les équations (4.53) et (3.54) dans l'équation (4.56), on obtient avec quelques manipulations :

$$D = \frac{2}{\pi} \left\{ 2 \frac{1 + \frac{\gamma_m}{\gamma_{ref}}}{\left( \frac{\gamma_m}{\gamma_{ref}} \right)^2} \left[ \frac{\gamma_m}{\gamma_{ref}} - \ln \left( 1 + \frac{\gamma_m}{\gamma_{ref}} \right) \right] - 1 \right\} \frac{1}{\frac{\gamma_c}{\gamma_{ref}}} + \frac{2(\gamma_c - \gamma_m)}{\pi \gamma_c} \quad (4.57)$$

De la même façon on peut coupler le modèle élastoplastique de MC avec d'autres modèles élastiques non linéaires (cubique ou sigmoïdaux) pour produire l'amortissement hystérésis dans la partie élastique.

La dissipation d'énergie pour les trois cas d'amortissement (élastoplastique, Hardin/Drnevich, et le couplage de ces deux modèles) est comparée en utilisant les équations pour  $G / G_{\max}$  et  $D$  sur une plage de déformation cyclique.

Ce test est effectué sur une large bande de déformation en cisaillement cyclique,  $\gamma_C$ , de 0,0001 à 4,0. La valeur de  $\gamma_{Cm}$  est prise égale à 0,01 et la valeur de  $\gamma_{ref}$  égale à 0,02. Les résultats pour  $G/G_{\max}$  en fonction de  $\log \gamma_C/\gamma_m$ , sont représentés sur la figure 4-24.

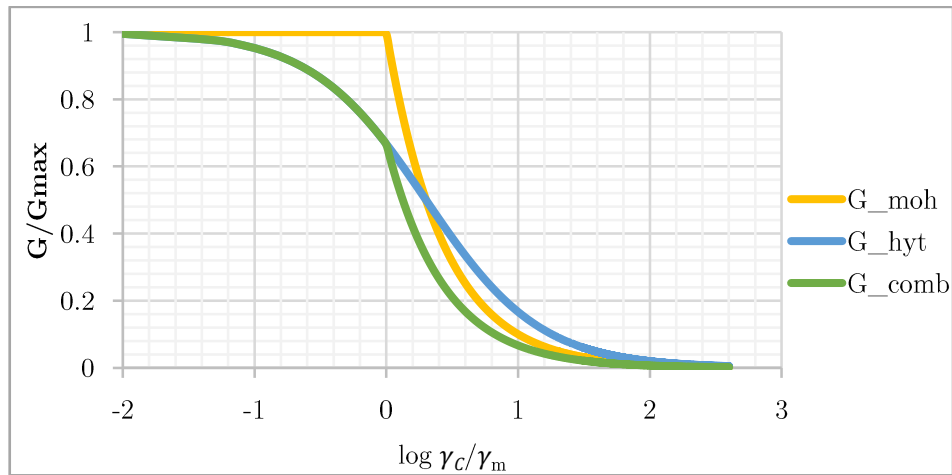


Figure 4-24 Comparaison de facture de réduction  $G / G_{\max}$  en fonction de  $\log \gamma_C/\gamma_m$ .

Les comparaisons de taux d'amortissement  $D$  en fonction de  $\log \gamma_C/\gamma_m$  sont également montrés dans la figure 4-25.

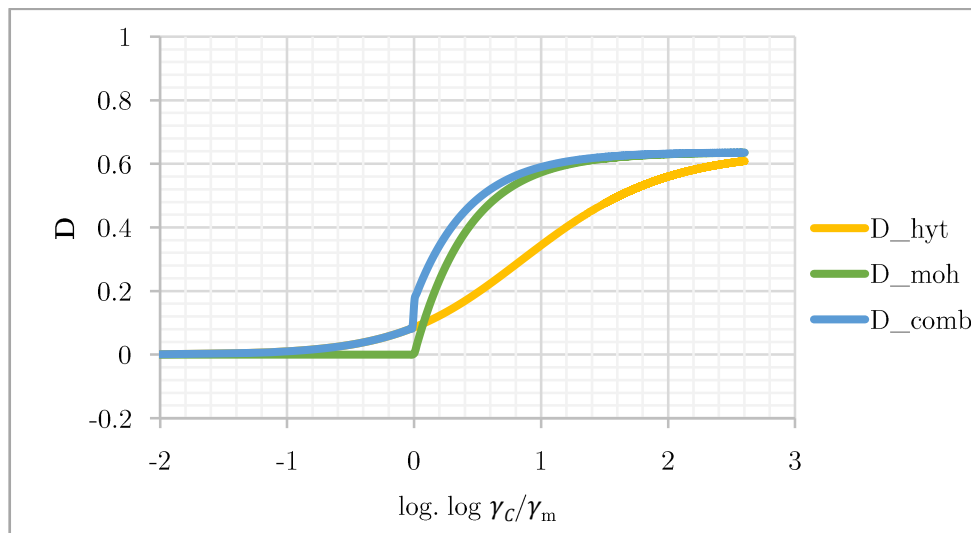


Figure 4-25 Comparaison de taux d'amortissement  $D$  en fonction de  $\log \gamma_C/\gamma_m$ .

L'inclusion de l'amortissement hystérésis est réalisée afin de réduire le module de cisaillement de la valeur initiale de  $G_{\max}$ , et augmenter le taux d'amortissement  $D$  (par rapport à la réponse élastique). Le rapport d'amortissement augmente de façon monotone

avec l'amplitude de déformation de cisaillement et se rapproche de la valeur asymptotique de  $2/\pi$  pour les trois cas.

#### 4.4.4 Calage des Courbes : $G/G_{\max} - \gamma, D - \gamma$ avec les données de littérature

Après la vérification de l'implantation de différentes lois rhéologiques dans le code **FLAC<sup>2D</sup>** et l'étude de la possibilité de combiner la loi élastoplastique avec l'amortissement hystérésis, l'étape suivante est de caler les courbes  $G/G_{\max} - \gamma, D - \gamma$  obtenues numériquement pour notre matériau avec les résultats de laboratoire et d'autres modèles fournis par la littérature.

Les travaux de Seed et Idriss [15], [119], [132] ont fourni des courbes de dégradation du module  $G$  et de l'amortissement  $D$  pour des sables et des argiles. Les figures 4-26 et 4-27 représentent la comparaison entre les courbes de cible (Seed & Idriss 1970) et les courbes simulées avec le code **FLAC<sup>2D</sup>**. Le calage est fait ci-dessous en supposant que les courbes de dégradation de Seed sont normées à  $p'=100\text{kPa}$ .

Les paramètres calculés pour chaque modèle se basent sur le protocole de calage (cf. Figure 4-17) sont résumés dans le tableau 4-1.

Tableau 4-1 Ajustements numériques aux données de Seed & Idriss pour le sable.

Données	Cubique	Sigmoïdaux 3 paramètres	Sigmoïdaux 4 paramètres	Hardin/ Drnevich
(Seed & Idriss 1970)	$L_1 = -3.325$ $L_2 = 1.825$	$a = 1.80$ $b = -0.70$ $x_o = -1.80$	$a = 1$ $b = -0.473$ $x_o = -1.399$ $y_o = -0.1$	$\gamma_{\text{ref}} = 0.0365$

La figure 4-26 montre que nous pouvons faire un bon ajustement avec les courbes de réduction de module obtenues en laboratoire en utilisant les fonctions fournies.



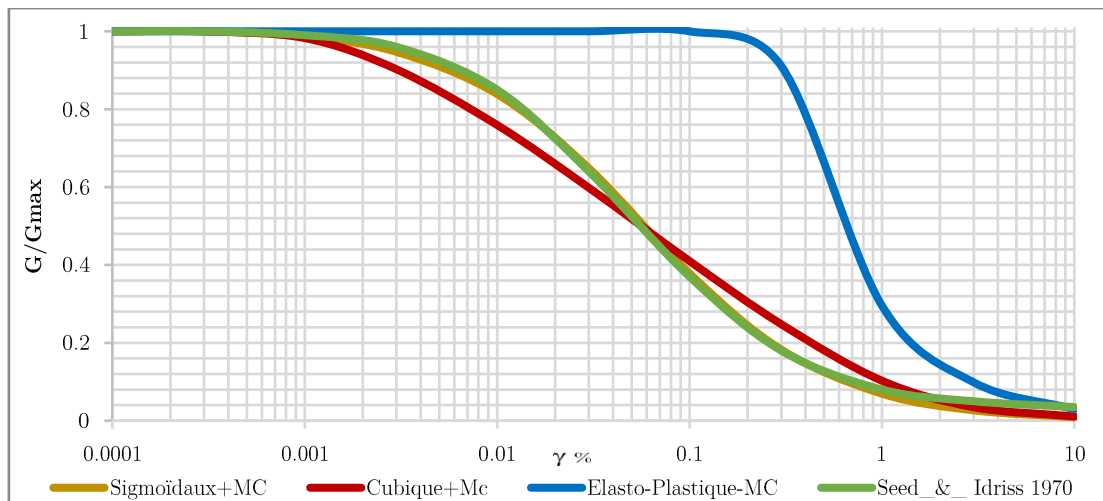


Figure 4-26 Calage et comparaison des courbes de réduction de modules  $G/G_{max}$  en fonction de déformation cyclique  $\gamma$ .

La figure 4-27 montre que pour les grandes déformations :

( $\gamma > 0,1\%$ ), pour le modèle sigmoïdal

( $\gamma > 0,3\%$ ) pour le modèle cubique,

L'amortissement hystérésis est surestimé, car à ce niveau de contrainte, on s'attend à un comportement totalement non linéaire et à un écoulement plastique qui commence. En conséquence, la dissipation d'énergie due à la plasticité se produit. Bien que la courbe de réduction du module corresponde très bien à la littérature, les courbes d'amortissement en utilisant les mêmes paramètres ne sont pas bien adaptées.

Cette approche est donc une approximation puisque les modèles numériques ne sont pas capables de reproduire complètement le comportement hystérésis du sol observé au laboratoire et surtout dans le cas des grandes déformations cycliques.

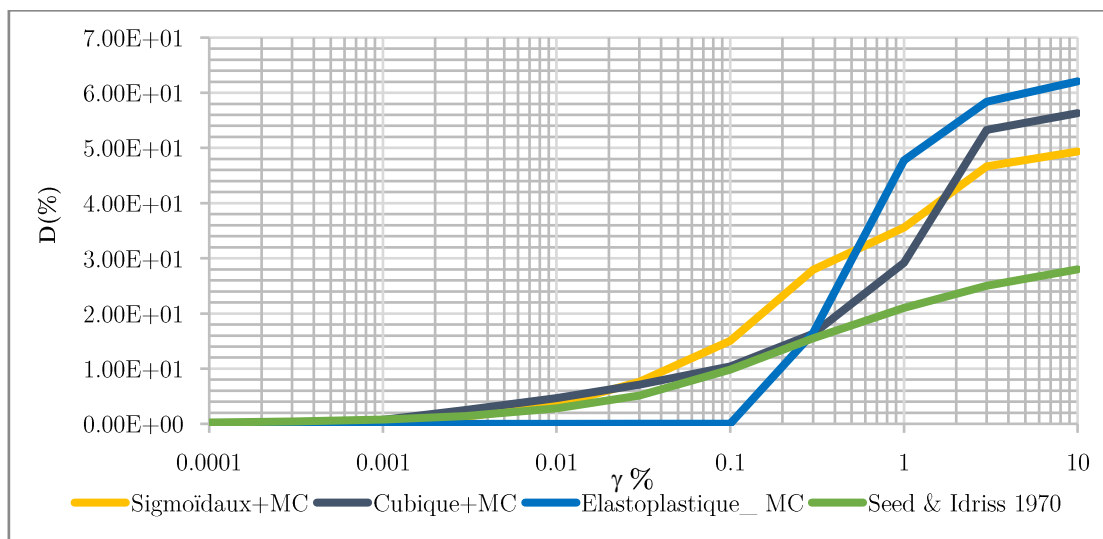


Figure 4-27 Calage et comparaison de l'amortissement  $D$  en fonction de déformation cyclique  $\gamma$ .

Cependant, il est possible de choisir des paramètres tels que les courbes de réduction de module et d'amortissement sont toutes les deux approximativement adaptées à la partie d'intérêt de la déformation cyclique (le cas de modèle cubique qui couvre toute la partie élastique + jusqu'à 0,3% de déformation (Figures 4-28 ;4-29).

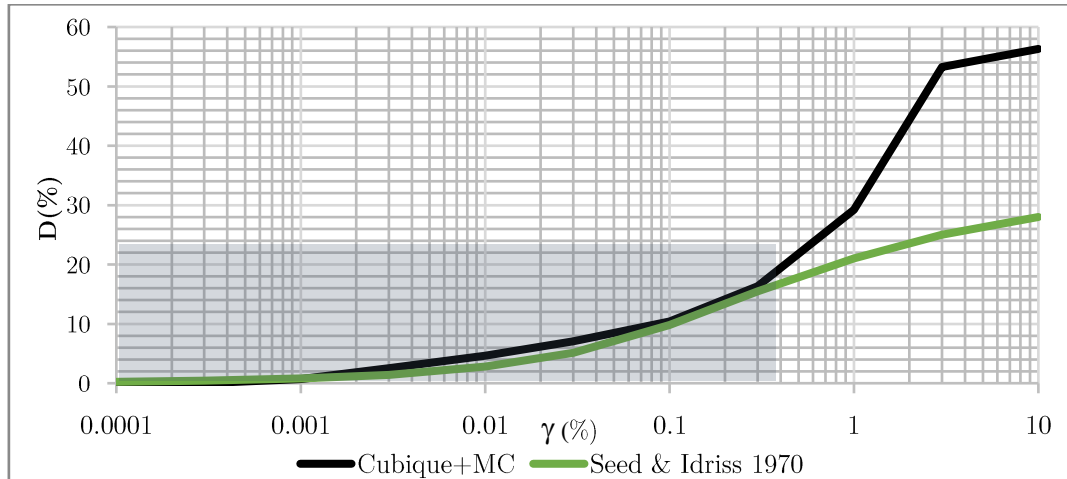


Figure 4-28 Calage de l'amortissement  $D$  en fonction de  $\gamma$  : modèle cubique avec le critère de Mohr-Coulomb.

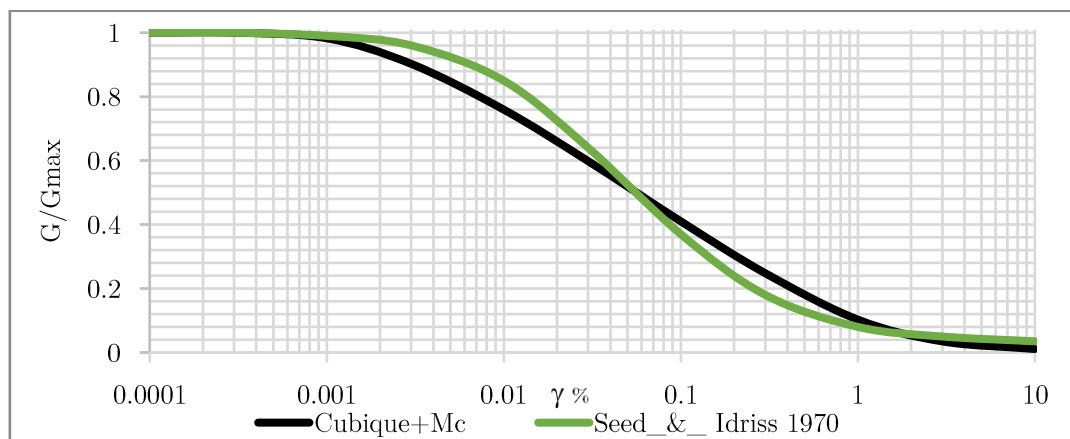


Figure 4-29 Calage de courbe de réduction de modules  $G/G_{\max}$  en fonction de  $\gamma$  : le modèle cubique avec le critère de Mohr-Coulomb.

## 4.5 Les modèles numériques réservés à la liquéfaction

Dans cette partie, on verra les principales approches réservées pour la modélisation du phénomène de la liquéfaction. D'autre part, on va présenter les principaux paramètres de modèle de fin implémenté dans le code **FLAC<sup>2D</sup>**. Ce modèle est utilisé dans l'évaluation de déformation induite par la liquéfaction dans le **chapitre 7**.

### 4.5.1 Génération des pressions interstitielles

Les comportements présentés dans les sections précédentes sont des propriétés des matériaux continus. La génération des pressions interstitielles dans les sols granulaires soumis à une sollicitation dynamique est, quant à elle, un phénomène dû à la nature biphasique des sols. Sachant que les pressions interstitielles peuvent s'accumuler considérablement dans certains sables pendant le chargement cyclique par cisaillement, ce processus peut conduire à la liquéfaction lorsque la contrainte effective diminue. Bien que la surpression interstitielle soit généralement associée à la liquéfaction, elle n'est pas la cause directe de la liquéfaction.

Comme on l'a vu dans le chapitre 2 (Section 2.7), lorsque des sols lâches sont soumis à un chargement dynamique, ils ont une tendance à se densifier. Cette tendance est principalement liée à leur densité relative. Il s'agit d'une tendance à la déformation volumique plastique avec la déformation en cisaillement. Avec l'augmentation des pressions interstitielles (diminution des contraintes effectives), les modules montrent une tendance à la réduction (réduction des modules), ce qui vient ajouter aux éléments à prendre en compte dans les modèles.

Cette section présente différents modèles qui visent à établir l'amplitude des pressions interstitielles générées dans les sols soumis à des chargements cycliques.

### 4.5.2 Modèle de MFS

Le modèle de Martin et al [133] connu en littérature sous le nom de Finn ou MSF (Martin, Finn & Seed) est l'un des modèles les plus importants pour l'analyse de la réponse dynamique des sols non drainés. Ce modèle, fondé sur les principes des relations constitutives non linéaires du comportement des matériaux, calcule les contraintes effectives et relie les incréments des déformations volumiques aux déformations de cisaillement par cycle. L'avantage de ce modèle est qu'il ne nécessite pas beaucoup de paramètres. Il a été validé par une série d'essais à la centrifuge, par Finn et Yoshida [142] en 1988.

La variation d'incrément de pression interstitielle est exprimée dans ce modèle comme suit :

$$\Delta u = E_r \Delta \epsilon_{vd} \quad (4.58)$$

Où  $E_r$  est connu comme un module de rebond élastique ou un module élastique réversible,  $\Delta \epsilon_{vd}$  est un incrément de déformation volumique qui se produit dans des conditions de chargement drainé. Le module de rebond élastique peut être déterminé à partir du déchargement d'un échantillon de sol dans un essai œdométrique. Le sol est

chargé jusqu'à un état de contrainte verticale effective particulier et ensuite déchargé par étapes progressives[32].

La déformation volumique cyclique est une propriété du matériau et peut être déterminée à partir des essais de cisaillement cyclique. Martin et al. [133] ont effectué un essai de cisaillement cyclique sur des sables de silice avec une amplitude de déformation de cisaillement qui varie de 0.1% jusqu'à 0,3% à un taux d'un cycle par seconde. La déformation volumique a été mesurée par cycle et les déformations accumulées et les cycles ont été tracés comme montré à la figure 4-30. Comme souligné par Martin et al. [133] les observations d'essais en laboratoire ont montré que la déformation volumique est proportionnelle à l'amplitude de déformation de cisaillement cyclique pour un nombre de cycles donné.

Se basant sur l'évaluation de la déformation volumique en fonction de la déformation cyclique  $\gamma$  (Figure 4-30), Martin et al [133] ont proposé l'expression empirique suivante reliant l'incrément de réduction de la déformation volumique  $\Delta\epsilon_{vd}$  à l'amplitude de la déformation cyclique  $\gamma$  :

$$\Delta\epsilon_{vd} = C_1(\gamma - C_2\epsilon_{vd}) + \frac{C_3\epsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4\epsilon_{vd}} \quad (4.58)$$

Où  $\gamma$  est l'amplitude de déformation de cisaillement cyclique  $\epsilon_{vd}$  est le cumul total des déformations volumiques dynamiques et  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  et  $C_4$  sont des constantes qui doivent être déterminées empiriquement et qui sont généralement en fonction du type de sable et de sa densité.

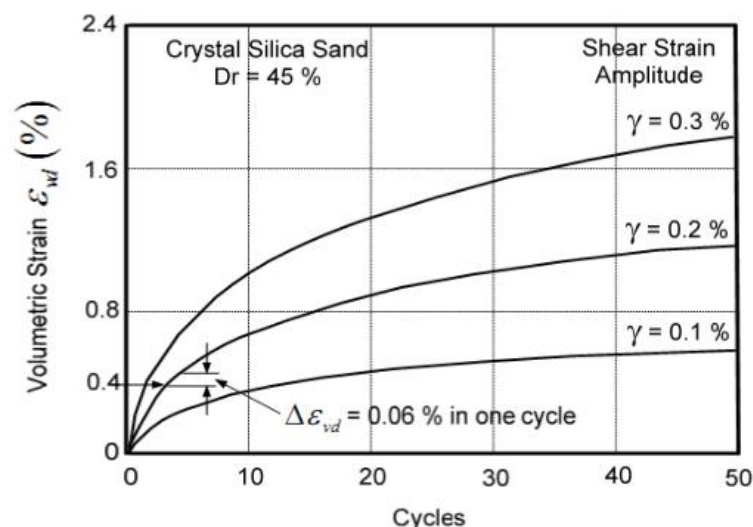


Figure 4-30 Courbes de déformation volumique pour des amplitudes de déformation de cisaillement cyclique constantes [133].

Dans le plan contrainte-déformation, le modèle de Martin, Finn et Seed en 1975 [133] est donné par une loi de comportement hyperbolique (Section 4.2.3) et les critères de Masing (Section 4.2.2).

Le modèle prévoit également des formules pour le calcul du module de cisaillement initial  $G_0$  et la contrainte maximale applicable avant la rupture  $\tau_{m0}$  (1/a selon la relation 4.13).

$$G_0 = 3,23 \frac{(2,973 - e)^2}{1 + e} \left( \frac{1 + 2k_0}{3} \right)^{1/2} \sqrt{\sigma'_v} \quad (4.59)$$

$$\tau_{m0} = \left[ \left( \frac{1 + k_0}{2} \sin \varphi' \right)^2 - \left( \frac{1 - k_0}{2} \right)^2 \right]^{1/2} \sigma'_v \quad (4.60)$$

où  $G_0$  et  $\tau_{m0}$  sont donnés en kPa,  $K_0$  est le coefficient de la poussée des terres au repos,  $\varphi'$  est l'angle de frottement effectif du sol et  $e$  est l'indice des vides.

Le modèle dynamique comprend également un élément de dégradation des modules. Ainsi, le module  $G_0$  et la contrainte maximale applicable  $\tau_{m0}$  varient avec la compacité du sol. Ces nouveaux paramètres, à un cycle de chargement  $n$  sont donnés par :

$$G_n = G_0 \left( 1 + \frac{\varepsilon_{vd}}{H_1 + H_2 \varepsilon_{vd}} \right) \left( \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (4.61)$$

$$\tau_{mn} = \tau_{m0} \left( 1 + \frac{\varepsilon_{vd}}{H_3 + H_4 \varepsilon_{vd}} \right) \left( \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (4.62)$$

Où  $H_1$ ,  $H_2$ ,  $H_3$  et  $H_4$  sont des paramètres déterminés en laboratoire.

Il est à noter que les relations présentées aux équations 4.59 à 4.62 sont tirées de la référence [52].

### 4.5.3 Le modèle de Byrne

Le modèle de Byrne en 1991 [134] est basé essentiellement sur les mêmes données de laboratoire que le modèle de Martin et al [133]. Toutefois, l'auteur a remarqué que l'incrément de déformation volumique pouvait être exprimé en fonction de la déformation volumique accumulée. Cette observation permet l'expression des courbes d'augmentation de la déformation volumique selon la déformation en cisaillement et la déformation volumique accumulée, qui est dépendante de 2 paramètres, par opposition à 4 pour le modèle MFS.

Comme une alternative de modèle MFS, Byrne [134] a proposé l'utilisation de l'équation simplifiée suivante :

$$\frac{\Delta \varepsilon_v}{\gamma} = C_1 \exp \left( -C_2 \left( \frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma} \right) \right) \quad (4.63)$$

Les valeurs de  $C_1$  et  $C_2$  sont des constantes qui peuvent être estimées en utilisant les corrélations empiriques suivantes :

Le paramètre  $C_1$  contrôle le changement de volume qu'il est en fonction de la densité relative :

$$C_1 = 7600(D_r)^{-2.5} \quad (4.64)$$

Où  $D_r$  est l'indice de densité relative initiale du sable.

Le paramètre  $C_2$  contrôle quant à lui la forme de la courbe de déformation accumulée avec le nombre de cycles. Puisque la forme est généralement la même pour des densités identiques,  $C_2$  peut devenir fonction de  $C_1$ , soit :

$$C_2 = \frac{0,4}{C_1} \quad (4.65)$$

Une relation empirique entre la densité relative et l'indice de pénétration standard  $(N_1)_{60}$  a été proposée par Tokimatsu et Seed [135] celle-ci prend la forme de :

$$D_r = 15(N_1)_{60}^{1/2} \quad (4.66)$$

Et donc le paramètre  $C_1$  peut être réécrit

$$C_1 = 8,7(N_1)_{60}^{-1.25} \quad (4.67)$$

Les paramètres  $C_1$ , et  $C_2$  peuvent également, être déterminés par régression à partir d'essais de laboratoire pour une plus grande corrélation avec le terrain.

L'évaluation de l'augmentation des pressions interstitielles dans le modèle de Byrne [134] se fait de la même manière que pour le modèle de MFS. L'auteur suggère toutefois d'évaluer la déformation volumique pour un demi-cycle de chargement plutôt que pour un cycle complet dans des cas de chargement non uniforme.

#### 4.5.4 Modèle de Finn implémenté dans FLAC<sup>2D</sup>

Le modèle de Finn implanté dans FLAC<sup>2D</sup> offre la possibilité de choisir entre le modèle de MFS (1975) et le modèle de Byrne (1991). Il est important à noter qu'une loi de comportement non linéaire en termes de contraintes effectives doit considérer [116]:

- L'évolution des pressions interstitielles
- Les déformations permanentes

Le modèle de Finn dans le code FLAC<sup>2D</sup> est une adaptation du modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb en conjonction avec les relations constitutives non linéaires, auquel un sous-programme (**FISH**) a été ajoutée pour modifier les contraintes effectives lorsqu'une inversion de cycle de déformation en cisaillement est détectée[52]. Ce sous-programme (**FISH**) sert à détecter une inversion de déformations dans un espace bidimensionnel [136].

Il est également spécifié que la logique derrière cette méthodologie n'est pas parfaite et peut ne pas convenir à des cas complexes. Le modèle comprend également un paramètre imposant un nombre minimal de pas de temps entre deux inversions de déformations. Ce paramètre est appelé *fflatency*.

Comme on l'a vu, le modèle de Finn et Martin requiert la spécification de 4 paramètres  $C_1$ , à  $C_4$  alors que le modèle de Byrne ne requiert que les paramètres  $C_1$ , et  $C_2$ . Le module Er utilisé dans le modèle de MFS ou dans le modèle de Byrne est remplacé par le module K dans le code **FLAC<sup>2D</sup>**. La formule du changement de contraintes verticales devient alors :

$$\Delta\sigma'_v = K\Delta\varepsilon_{vd} \quad (4.68)$$

On remarque que contrairement à la relation originale de modèle MFS (cf. Eq. 4.58) dans le code **FLAC<sup>2D</sup>**, le modèle de Finn ajuste les contraintes effectives verticales selon les cycles de déformation détectés et les courbes définies et ce ne sont donc pas les pressions interstitielles qui sont ajustées. Celles-ci sont recalculées par la suite par le code.

Le modèle de liquéfaction Finn-Byrne est prescrit dans les travaux de cette thèse.

L'occurrence de la liquéfaction dans les sols est souvent évaluée suivant le procédé simplifié à l'origine proposé par Seed et Idriss [137] et basé sur l'essai de pénétration standard (SPT). 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).

Pour conclure cette partie, le tableau 4-2 présente plusieurs codes de calcul utilisés pour simuler les comportements dynamiques du sol ainsi que les modèles adoptés dans chaque code. Dans ce tableau,  $u$  est la pression interstitielle,  $\varepsilon_v$  est la déformation volumique et  $\tau_v$  le pré-cisaillement statique.



Tableau 4-2 Principales lois de comportement et logiciels utilisés (tiré de la référence [138]).

Modèle	Relation $\sigma-\epsilon$	Modèle de chargement déchargement	Calcul de $u$ et de $\epsilon_v$	$\tau_R$	Code de calcul	Remarques
Linéaire-équivalent	Oui	Non	Non	Non	SHAKE, QUAD4, FLUSH, SASSI	Modèle simple très utilisé en pratique
RAMBERG-OSGOOD	Oui	Ramberg-Osgood	Non	Non	CHARSOIL	Modèle simple
PRÉVOT	Oui	Surface d'écoulement multiple	Oui	Oui	DYNAFLOW	Modèle complexe, plusieurs paramètres
KAWAI	Oui	Modèle de plasticité généralisée	Oui	Oui	DIANA	Modèle complexe, plusieurs paramètres
HUJEUX-AUBRY	Oui	Élastoplastique	Oui	Oui	GEEDYN	Modèle complexe à plusieurs paramètres
FINN	Oui	Masing	Oui	Oui	TARA,FLAC	Modèle simple faible nombre de paramètres

## Résultats et conclusion partielle

Dans un premier temps, dans ce chapitre, on a vu comment les types de comportements peuvent être modélisés à l'aide de modèles rhéologiques et numériques.

Le code de calcul en différences finies **FLAC<sup>2D</sup>** présenté dans ce chapitre est utilisé dans ces travaux pour modéliser des essais cycliques afin de caler les différentes courbes caractéristiques des sols.

Dans un deuxième temps, les modèles élastoplastique et élastique non linéaire sont implémentés en tant que loi constitutive dans le code de calcul en différences finies **FLAC<sup>2D</sup>**. Des simulations d'essais de cisaillement cyclique sur une seule zone de maillage à l'aide du ce code sont conduites dont le but d'explorer les capacités de l'assemblage des modèles à reproduire les différents comportements observés en laboratoire.

Nous distinguons les modèles de comportement selon la relation contrainte-déformation ( $\tau-\gamma$ ). La comparaison entre ces modèles est faite sur la base des courbes,  $(G/G_{\max}-\gamma)$  et  $(D-\gamma)$ , obtenues numériquement et qui permettent de définir d'une façon détaillée le comportement du sol soumis au chargement cyclique.

La procédure de calage nous a aidés à pallier le problème de manque de courbes expérimentales des sites étudiés. Les résultats montrent que le modèle cubique couplé

avec le modèle élastoplastique est en mesure de fournir des courbes de dégradation du module de cisaillement ( $G/G_{\max} - \gamma$ ), et de l'amortissement ( $D - \gamma$ ), tout à fait acceptables pour une large gamme de déformations.

Dans un troisième temps, les principales approches réservées pour la modélisation du phénomène de la liquéfaction sont présentées. D'autre part, on a présenté les principaux paramètres de modèle de Finn implémenté dans le code **FLAC<sup>2D</sup>**.

Le suivant **chapitre 5** présente une étude complémentaire de tous ce qu'on a vu dans le cadre de la modélisation du comportement dynamique, en considérant le cas de la propagation d'onde sismique dans une colonne de sol.

# PARTIR II

## Chapitre 5

### 5 Modélisation de la propagation 1D des ondes SH dans des différents milieux

<u>Introduction .....</u>	<u>133</u>
<u>5.1 Propagation d'onde sismique dans un milieu élastique 1D .....</u>	<u>133</u>
<u>5.2 Analyse comparative du code FLAC2D sur la non-linéarité.....</u>	<u>135</u>
<u>5.2.1 Présentation de projet PRENOLIN .....</u>	<u>135</u>
<u>5.2.2 Calculs réalisés et résultats .....</u>	<u>136</u>
<u>5.3 Etude comparatif de l'influence de modèle rhéologique sur la propagation d'onde.....</u>	<u>139</u>
<u>5.3.1 Chargement Riker .....</u>	<u>140</u>
<u>5.3.2 Synthèse .....</u>	<u>140</u>
<u>5.3.3 Chargement sismique .....</u>	<u>141</u>
<u>5.3.4 Synthèse .....</u>	<u>143</u>
<u>Résultats et conclusion partielle .....</u>	<u>144</u>

## Introduction

Dans ce chapitre nous commençons à la première partie de modélisation et de simulation numérique. Dans nos premières simulations, nous nous intéressons à la propagation d'une onde de composante simple de cisaillement. Pour valider les résultats numériques, nous calculons le cas simple de la propagation d'une onde sismique dans un milieu élastique 1D, où des formules analytiques sont disponibles.

Avant de lancer des simulations avancées, il est important d'évaluer la réponse du code de calcul dans plusieurs conditions de la non-linéarité. Dans ce sens, nous réalisons des analyses dynamiques sur des cas tests simples en 1D. Nous comparons les résultats des cas non linéaires obtenus du code FLAC<sup>2D</sup> avec les résultats de référence, obtenus avec d'autres méthodes numériques non linéaires sur des modèles élastoplastiques canoniques.

Enfin, nous étudions l'influence de modèle de comportement du sol sur la propagation d'onde avec une série de tests sur un modèle géomécanique unidimensionnel a une composante (1D-1C).

### 5.1 Propagation d'onde sismique dans un milieu élastique 1D

Le code FLAC<sup>2D</sup> tient compte de la variabilité spatiale et temporelle des accélérations au sein du modèle. Celle-ci résulte des phénomènes de réflexion et de diffraction d'ondes sur la surface et même sur les structures rigides (p. ex. Mur de soutènement).

Afin d'identifier la fréquence fondamentale ( $f_0$ ) du modèle numérique et la possibilité qu'un effet de site se soit produit au sommet, les spectres de Fourier à la base et au sommet d'une colonne élastique sont comparés.

Un modèle de comportement élastique linéaire est utilisé. Nous verrons ici la résolution théorique de l'équation de la fréquence fondamentale ( $f_0$ ) dans un modèle élastique et leur mise en place numérique.

Ce type de résolution est couramment utilisé dans le domaine de la propagation des ondes et donne une solution de référence, en particulier pour valider les résultats d'un modèle plus complexe (e.g. chapitre 6 et chapitre 7).

La figure 5-2 présente le signal sismique appliqué et son contenu fréquentiel.

En appliquant ce vrai chargement sismique (accélération) à la base de modèle caractérisé par une PGA de 4,14 m/s<sup>2</sup> et une durée de 27 s, filtré à 25 Hz, La fonction de transfert, calculée numériquement, est comparée avec la méthode analytique, où la vitesse de propagation d'onde de cisaillement est obtenue par l'équation (5.1) et la fréquence fondamentale est obtenue, pour un modèle élastique 1D par la formule suivante :

$$f = \frac{V_s}{4H} \quad (5.1)$$

Selon cette formule, une hauteur H=6m et une vitesse de  $V_s=66.66$  m/s donne les valeurs  $f_0= 2.7$  Hz

Les résultats montrés sur la figure 5-3 sont en bonne concordance avec ceux obtenus analytiquement.

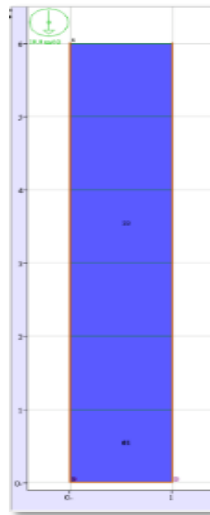


Figure 5-1 Modèle élastique 1D.

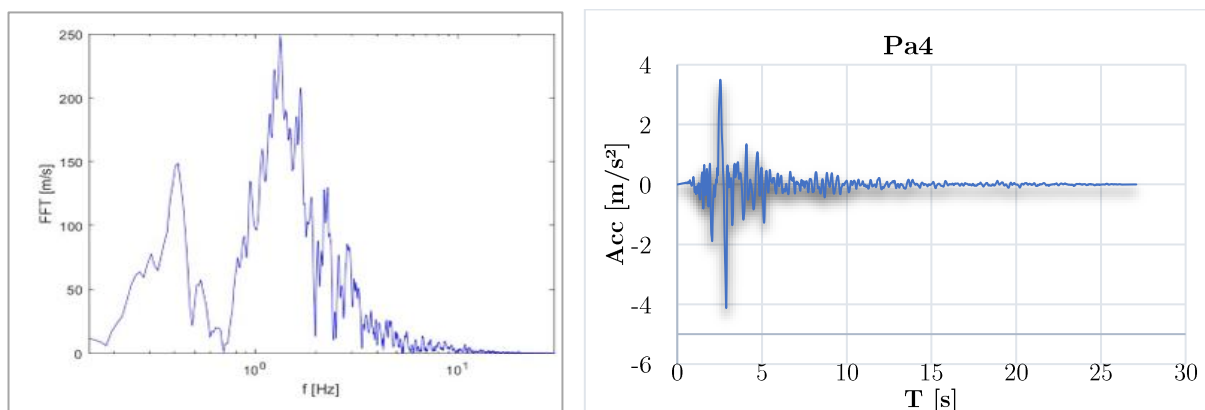


Figure 5-2 Signal sismique appliqué.

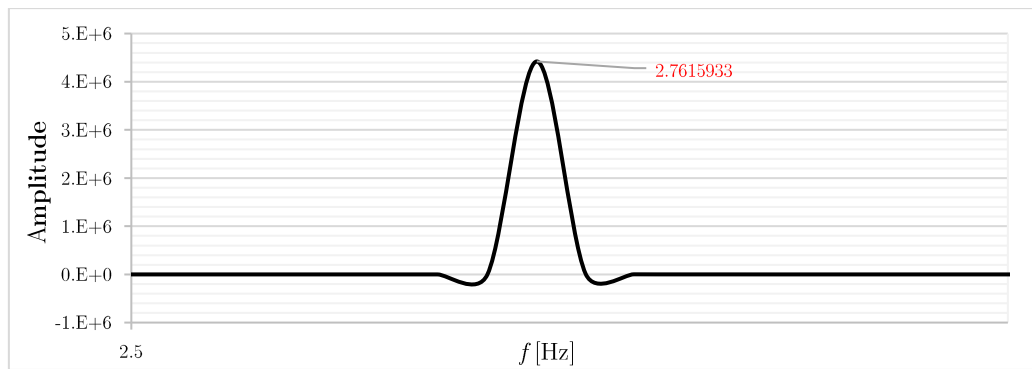


Figure 5-3 Fonction de transfert calculée à partir de la colonne élastique 1D.

## 5.2 Analyse comparative du code FLAC<sup>2D</sup> sur la non-linéarité

Afin de vérifier la bonne prise en compte de la non-linéarité dans le code FLAC<sup>2D</sup>, nous utilisons un des résultats obtenus dans le cadre du projet PRENOLIN.

### 5.2.1 Présentation de projet PRENOLIN

Le projet PRENOLIN a pour but d'évaluer les incertitudes associées à l'estimation de la réponse sismique des sites, caractérisés par des sols ayant un comportement non linéaire et une configuration de site unidimensionnelle (1D) [139].

Un banc d'essai international a été organisé afin de tester de nombreux codes de calculs implémentant des modèles constitutifs de sols variés. 21 équipes de recherche et 23 codes participent à ce banc d'essai.

Une première phase de vérification (comparaison des codes numériques entre eux) a été réalisée sur des cas tests canoniques impliquant plusieurs itérations de calcul. Elle a été suivie d'une seconde phase de validation qui compare les résultats des codes de calculs à des observations réelles en deux sites de réseaux accélérométriques japonais.

Le diagramme de la figure 5-4 illustre les calculs réalisés durant le banc d'essai.

Ceux-ci ont été réalisés en utilisant des hypothèses de calculs reflétant des comportements de sols différents (élastique, viscoélastique et non linéaire), en utilisant différents accélérogrammes d'entrées (réels et synthétiques ayant des contenus fréquentiels et des accélérations maximales variées) et différentes conditions aux limites entre la couche de sol et le substratum sismique (substratum élastique ou rigide).

Pour chaque calcul, les participants devaient fournir :

- Des accélérations en fonction du temps (AC) à la surface et à de diverses profondeurs dans la colonne de sol.
- Les contraintes de cisaillement et les déformations de cisaillement (SS) en fonction du temps près de la surface et à différentes profondeurs de la colonne de sol.

Ces résultats sont disponibles dans une base de données.

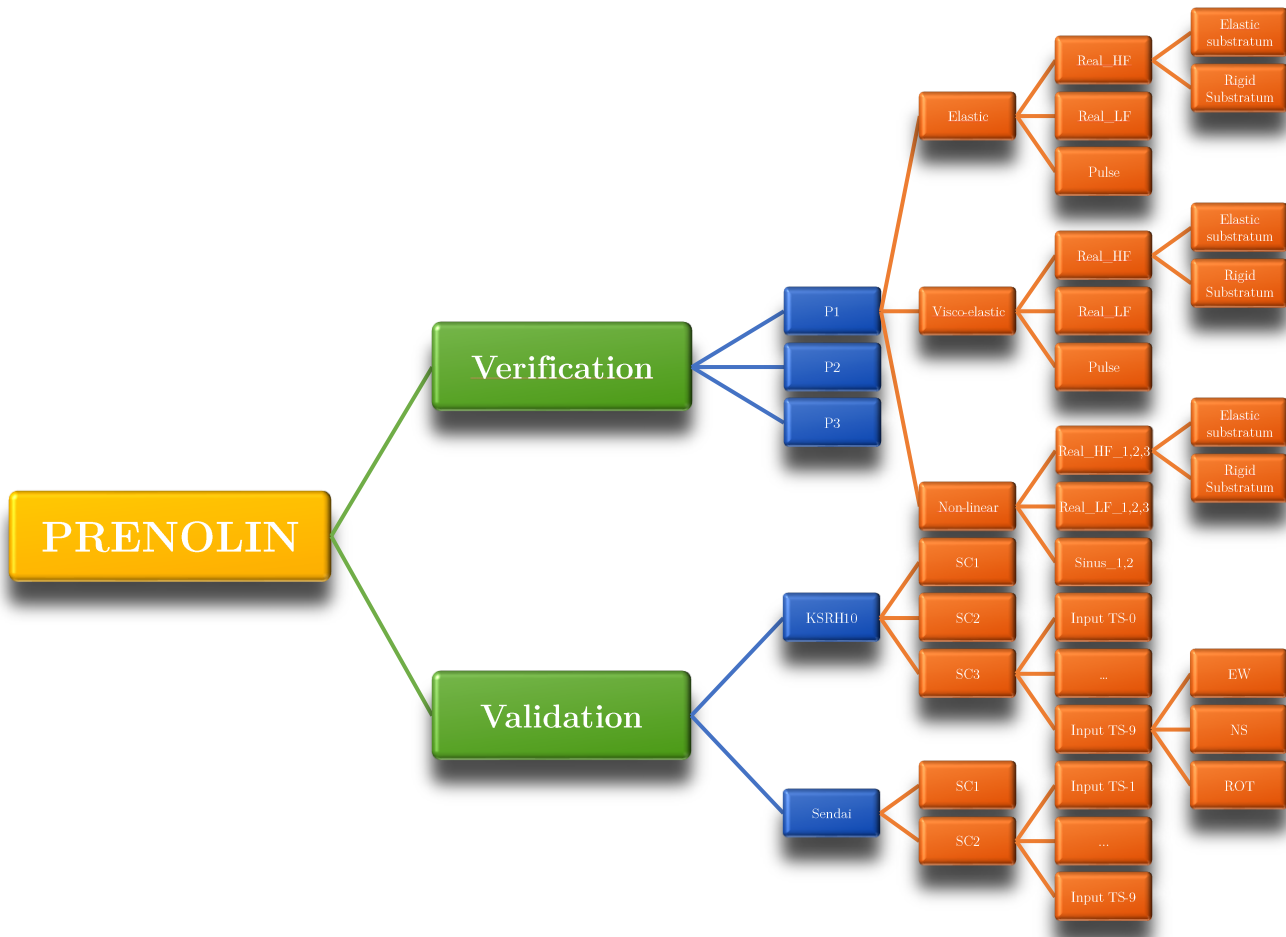


Figure 5-4 Diagramme des calculs réalisés durant le banc d'essai de projet PRENOLIN.

### 5.2.2 Calculs réalisés et résultats

Pour cette vérification, nous considérons le modèle, dit P1, un des cas canoniques du projet. Le modèle P1 comprend une seule couche de sol, d'une épaisseur de 20 m caractérisée par une vitesse de cisaillement de 300 m/s, qui recouvre un substrat rocheux caractérisé par une vitesse de cisaillement de 1 000 m/s (Tableau 5-1). Par ailleurs, une condition de surface libre (free field) est appliquée.

Tableau 5-1 Propriétés du sol au modèle P1 (PRENOLIN).

Couche	Epicure[m]	Vs[m/s]	Vp[m/s]	$\rho$ [Kg/m <sup>3</sup> ]	G[pa]	B[pa]	$\nu$	E[Pa]	$\gamma_{ref}$
01	20	300	700	2000	1.8 <sup>e</sup> 8	7.43 <sup>e</sup> 8	0.388	5 <sup>e</sup> 8	3.65 <sup>e</sup> -4

Un simple signal Ricker avec une PGA de **0,93 m/s<sup>2</sup>** et une durée de **1s**, fourni par le projet, est imposé comme mouvement d'entrée en bas du modèle discrétisé.

Afin d'éliminer le bruit numérique potentiel avec une perte minimale des composantes du signal, un filtre de type *passé-bas* de 10 Hz est appliqué en utilisant un filtre Butterworth avant et après la simulation (cf. Section 1.5.4). Les figures 5-5 et 5-6 montrent le signal en vitesse et l'amplitude de Fourier du mouvement d'entrée appliquée, respectivement. Le pas de temps est fixé à **5\*10<sup>-5</sup> s**.

Des zones de **0.25 m** sont utilisées dans le modèle. Concernant le comportement non-linéaire du milieu, la rhéologie du sol est définie par le modèle hyperbolique de Hardin/ Drnevich (Section 4.2.3), où une déformation de référence, notée  $\gamma_{ref}$ , égale à **3.65\*10<sup>-4</sup>** est utilisée. Les résultats obtenus par la méthode MDF (code **FLAC<sup>2D</sup>**) sont comparés avec ceux obtenus par E. Oral [140]. Cet auteur a utilisé la méthode SEM (Méthode des éléments spectraux), et a validé ses résultats en les comparant aux résultats de l'équipe EY, (Mercerat et Glinsky,[141]). Cette dernière a travaillé avec la méthode discontinue de Galerkin (DGM), dans le cadre de projet PRENOLIN.

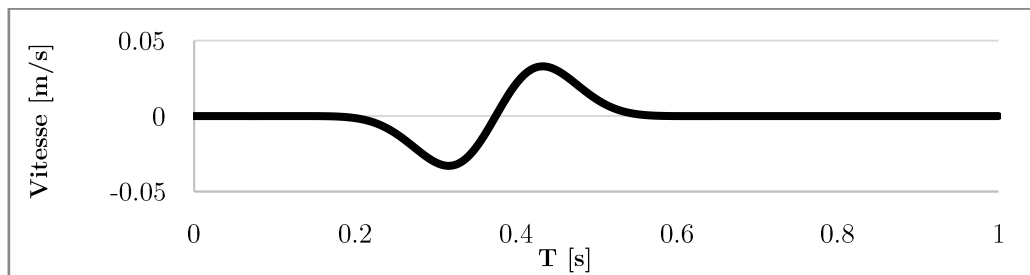


Figure 5-5 Signal de Ricker utilisé dans le modèle P1.

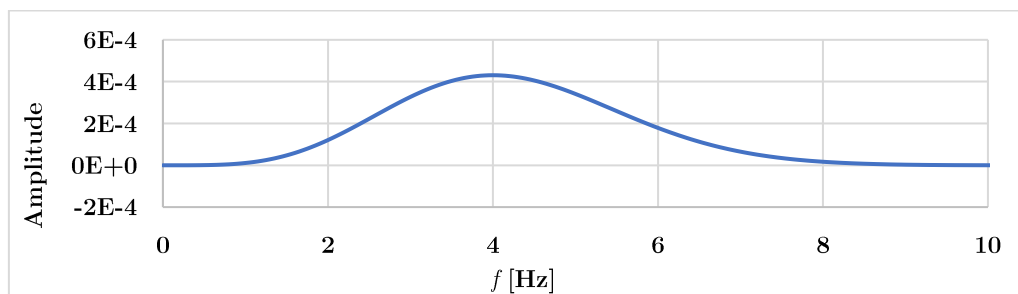


Figure 5-6 Contenu fréquentiel du mouvement d'entrée.



La figure 5-7 montre la courbe contrainte-déformation pour le point situé à mi-colonne. Les deux méthodes montrent des chemins de chargement dynamiques similaires. Néanmoins, de petites différences sont à noter aux valeurs extrêmes.

Notons qu'en raison de la non-linéarité du sol, le comportement du matériau n'est plus élastique et les valeurs expérimentales de la contrainte de cisaillement deviennent importantes dans le sol même dans de telles conditions d'entrée et de site.

L'accord entre les deux méthodes est également visible dans la réponse en vitesse à la surface présentée sur la figure 5-8. Outre les légères différences d'amplitudes, la réponse de surface non linéaire est très similaire entre les deux méthodes. Observons que le mouvement du sol s'affaiblit avec le temps en raison de l'atténuation de l'énergie dans les milieux non linéaires (l'effet de l'amortissement hystérésis).

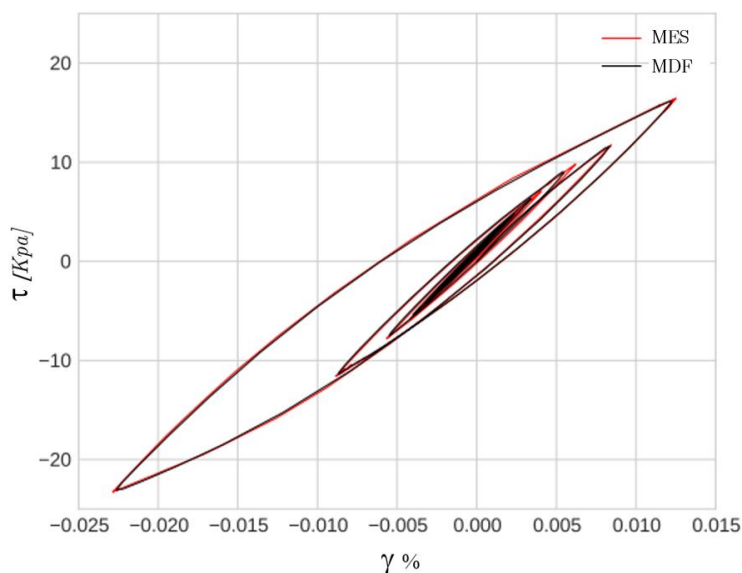


Figure 5-7 Diagramme contrainte-déformation pour le point situé à 9m.

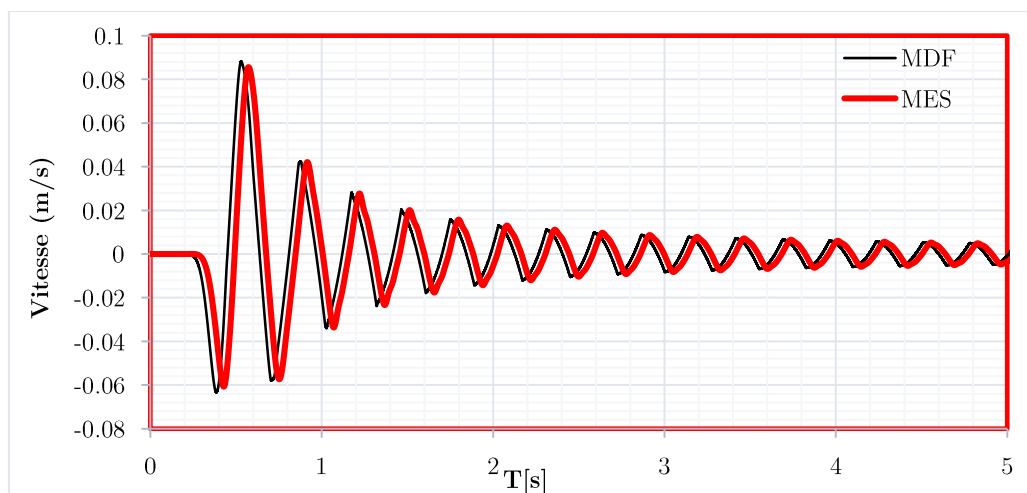


Figure 5-8 Réponse en vitesse à la surface après 5s.

### 5.3 Etude comparatif de l'influence de modèle rhéologique sur la propagation d'onde

Dans le but d'étudier le phénomène de la propagation d'onde dans différentes conditions (forte non-linéarité, types de chargement, l'effet de l'impédance) et pour bien choisir les paramètres du modèle numérique, des calculs paramétriques ont été réalisés.

Les réponses en accélérations et en vitesse obtenues à la surface d'une colonne sont caractérisées en fonction des lois de comportement et du type de chargements appliqués.

Deux chargements différents ont été testés :

- Un chargement Riker appliqué à la base de la colonne,
- Un chargement sismique plus important, capable d'engendrer de grandes déformations.

Le modèle consiste en une seule couche de sol d'une épaisseur de 6 m qui recouvre un substrat rocheux supposé rigide de 3 m (cf. Tableau 5-2). Ce modèle est soumis, au niveau de sa base, à un simple signal Ricker avec une PGA de 0,93 m/s<sup>2</sup> et une durée de 1s (cf. Figure 5-5).

Concernant le comportement du sol, une série de tests est réalisée avec différentes lois. Dans le premier cas, un comportement élastique linéaire sans amortissement est utilisé pour la couche supérieure de sol.

Dans le deuxième cas, le sol est modélisé comme un matériau élastique parfaitement plastique.

Pour la non-linéarité du milieu, un modèle cubique est couplé avec ce modèle élastoplastique avec un critère de type Mohr coulomb, pour produire le comportement hystérésis(l'amortissement).

Pour le substratum rigide (sol 1) il est considéré comme un matériau élastique linéaire dans les deux cas. Comme montré dans le tableau 5-2, un contraste d'impédance de I=20 est considéré. Il est calculé avec l'équation (5.2).

$$I = \sqrt{\frac{G_r \rho_r}{G_s \rho_s}} = \frac{\rho_r V_r}{\rho_s V_s} \quad (5.2)$$

Tableau 5-2 Caractéristique de la colonne équivalente

Couches	Épaisseur [m]	$\gamma$ [Kg/m <sup>3</sup> ]	G[pa]	B[pa]	C[pa]	( $\phi$ )	Vs [M/s]	I
01	6	1800	8 <sup>e</sup> 6	1.33 <sup>e</sup> 7	0	35°	66.66	20
02	3	2400	2 <sup>e</sup> 9	3 <sup>e</sup> 9	/	/	1000	

### 5.3.1 Chargement Riker

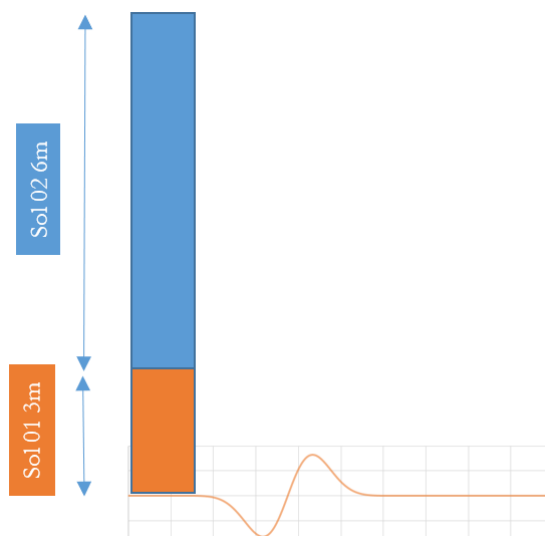


Figure 5-9 Colonne équivalent pour les tests de propagation d'onde avec un simple chargement Riker.

Les réponses en vitesse enregistrées à la surface sont montrées sur la figure 5-10 pour le cas élastique et élastoplastique avec amortissement hystérésis.

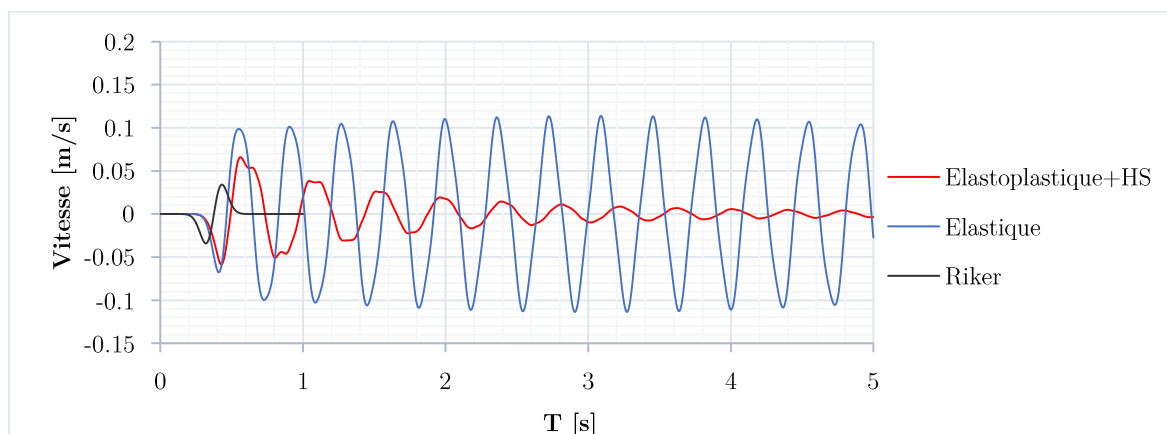


Figure 5-10 Vitesse enregistrée à la surface après 5 s de calcul.

### 5.3.2 Synthèse

La figure 5-10 montre que les deux types de modèle de comportement assure la propagation de l'onde, ce que témoigne le  $PGV_{ff}$  enregistré en champ libre (le pic de vitesse en surface).

Dans le cas d'un comportement élastique, la colonne reste en vibration à la même amplitude, ce que témoigne d'une conservation de l'énergie dans le système. Pour la deuxième loi de comportement, on constate que la vibration diminue avec le temps. Ceci témoigne d'une perte d'énergie, causée par l'amortissement hystérésis.

Vue la petite amplitude de Riker appliqué à la base du modèle, on ne peut pas observer l'influence de l'amortissement par l'écoulement plastique naturel (Section 4.4.2) dans ce modèle. Pour la mettre en évidence, nous appliquons un vrai chargement sismique sur la même colonne (Figure 5-11), dans la section suivante.

### 5.3.3 Chargement sismique

Le modèle de colonne équivalente, utilisé ici, nous aidera à mieux comprendre les comportements des ouvrage complexes situés sur un substratum rigide (roche) avec une interaction sol-structure (e.g. le cas d'un mur de soutènement rigide étudié dans le chapitre suivant). Dans la suite, les résultats obtenus pour les différents modèles de comportement sont montrés.

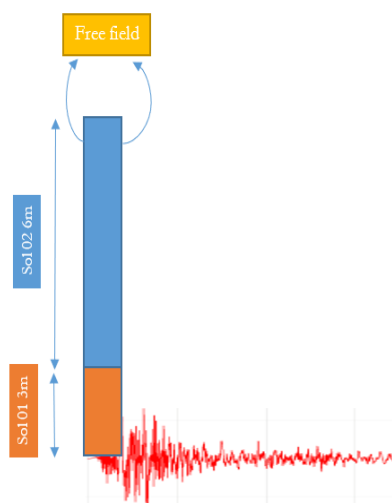


Figure 5-11 Modèle 1D 1C équivalent.

#### ❖ Modèle élastique

La figure 5-12 montre la réponse en accélération en champ libre (FF) dans un modèle élastique obtenu après 27s d'excitation sismique.

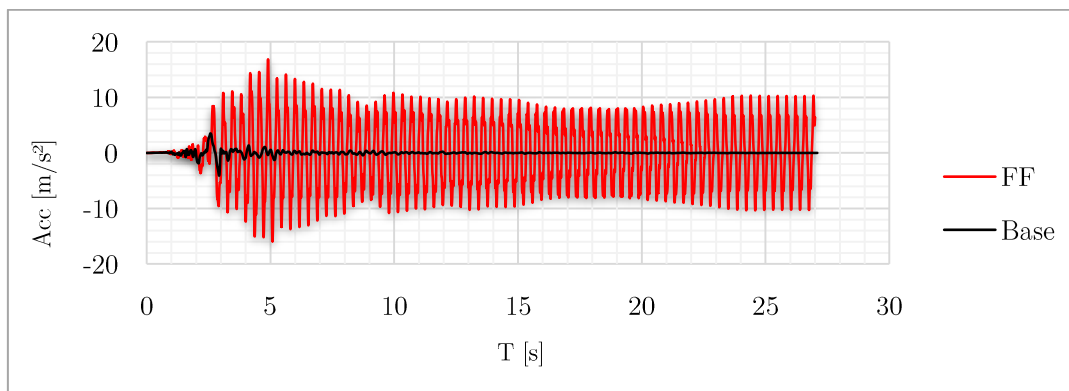


Figure 5-12 Accélération enregistrée à la surface filtrée à 25 Hz (rouge) et appliquée à la base (noire) (modèle élastique).

### ❖ Modèle élastoplastique

La figure 5-13 montre la réponse en accélération en champ libre dans un modèle élastoplastique sans aucun amortissement obtenu après 27s d'excitation sismique.

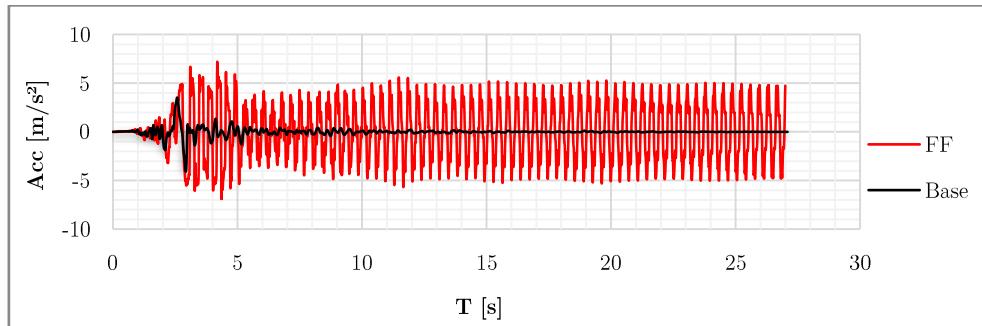


Figure 5-13 Accélération enregistrée à la surface filtrée à 25 Hz (rouge) et appliquée à la base (noire) (modèle élastoplastique avec le critère de Mohr coulomb sans amortissement).

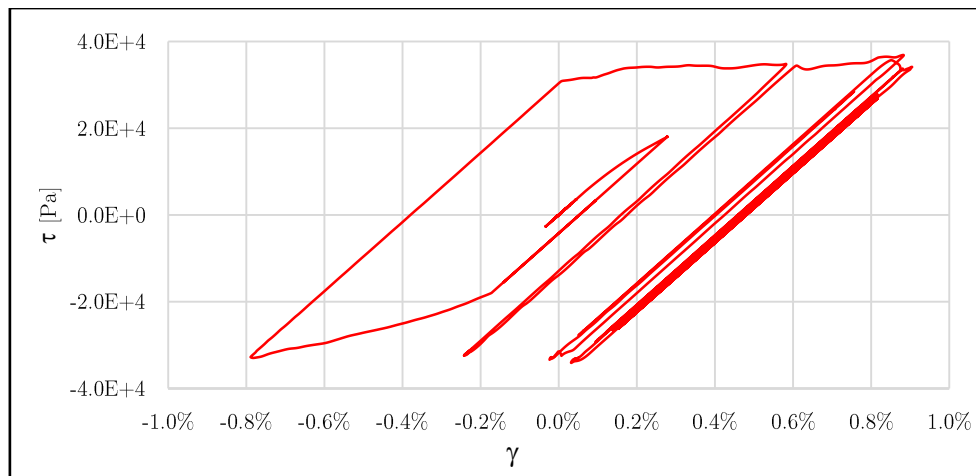


Figure 5-14 Contrainte-Déformation calculé pour le model élastoplastique avec le critère de Mohr coulomb.

### ❖ Modèle élastoplastique avec amortissement

La figure 5-15 montre la réponse en accélération en champ libre dans un modèle élastoplastique avec amortissement hystérésis de type cubique obtenu après 27s d'excitation sismique.

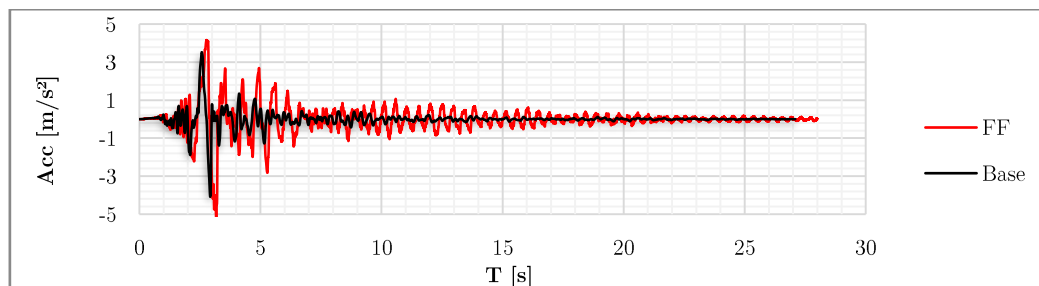


Figure 5-15 Accélération enregistrée à la surface filtrée à 25 Hz (rouge) et appliquée à la base (noire) : modèle cubique avec le critère de Mohr-coulomb.

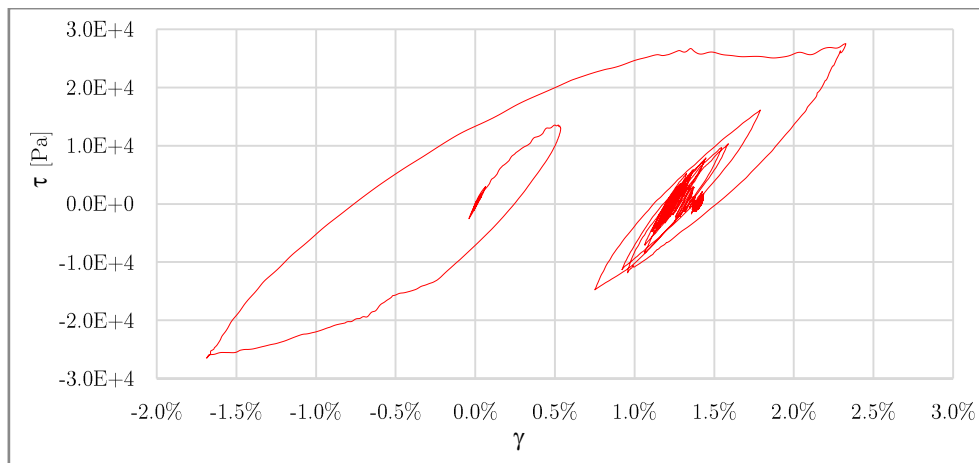


Figure 5-16 Contrainte-Déformation calculé pour le model élastoplastique avec le critère de Mohr coulomb.

### 5.3.4 Synthèse

Les résultats calculés pour chaque type de comportement sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau 5-3 Accélération calculée pour chaque loi de comportement.

Loi de comportement	PGA <sub>base</sub> (m/s <sup>2</sup> )	PGA <sub>ff</sub> (m/s <sup>2</sup> )	Rapport PGA <sub>ff</sub> /PGA <sub>in</sub>
(Elastique)	4.14	16.9	4.08
(Elastoplastique)	4.14	7.21	1.7
(Elastoplastique + Hystérésis) L <sub>1</sub> = -3.325 ; L <sub>2</sub> =1.825	4.14	5.12	1.23

A partir des résultats résumés dans le tableau 5-3 et montrés sur les figures 5-12 à 5-16 on peut conclure que :

Le modèle élastique donne une amplification très importante (4 fois l'amplitude d'entrée). Cette réponse peut être expliquée par un phénomène de résonance ou un piégeage d'onde incidente causé par le grand contraste d'impédance appliqué dans le modèle ( $I=20$ ). Cette hypothèse peut être vérifiée par une analyse dans le domaine fréquentiel.

Dans le cas d'un modèle élastoplastique, une amplification de 1.7 a été enregistrée. La figure 5-14 montre les deux parties du modèle élastoplastique. Observons qu'avec les petits pics d'accélération (petites déformations), on a un comportement élastique et avec des grands pics d'accélération, le modèle commence à plastifier lorsqu'on dépasse sa limite de déformation élastique ( $\gamma_{el}$ ). Ce passage à la plasticité provoque une dissipation

d'énergie par écoulement plastique. Ce phénomène a été signalé, dans le chapitre précédent, comme un amortissement naturel du modèle élastoplastique (Section 4.4.2).

Remarquons qu'à partir de la 10<sup>ème</sup> seconde, les amplifications restent importantes malgré les faibles pics du signal d'entrée. On observe donc une absence totale de l'amortissement, pour les petites déformations (partie élastique).

Dans le cas d'un modèle élastoplastique couplé avec un modèle hystérésis, on observe que : une amplification de 1.23 fois du PGA d'entrée a été enregistrée (cf. Figure 5-15). Le mouvement du sol s'affaiblit avec le temps en raison de l'atténuation de l'énergie dans les milieux non linéaires (effet de l'amortissement).

Si le comportement hystérésis est bien couplé (bons paramètres) avec le modèle élastoplastique, on obtient la réponse  $\tau-\gamma$ , présentée sur la figure 5-16.

La figure 5-16 montre initialement une réponse élastique, qui correspond aux petites déformations. Ensuite, une boucle d'hystérésis apparaît, en fonction de l'augmentation de chargement appliqué (déformation), jusqu'à la limite élastique du modèle. Ici, on observe le phénomène de l'écoulement plastique, où une grande partie de l'énergie est dissipée par les deux types d'amortissement (hystérésis et naturel) traduite par un faible rapport ( $PGA_{ff}/PGA_{in}$ ) de 1.23 (Tableau 5-3).

Contrairement, au deuxième cas (modèle élastoplastique), on remarque aussi qu'à partir de la 10<sup>ème</sup> seconde (cf. Figure 5-15), l'accélération du sol en surface s'affaiblit avec le temps et les pics oscillent au tour de zéro.

Ceci confirme la présence de l'amortissement, même dans les petites déformations. Cette observation est en concordance avec les petites boucles hystérésis présentes sur la figure 5-16.

## Résultats et conclusion partielle

Dans ce chapitre cinq, un modèle géomécanique unidimensionnel a été implémenté, en utilisant la méthode des différences finies.

Les rhéologies des sols peuvent varier des modèles élastiques linéaires, élastoplastique, aux modèles non linéaires pour les études de propagation des ondes sismiques. Le MDF unidimensionnel a été étalonné avec des solutions numériques et analytiques connues et les résultats obtenus donnent un ajustement satisfaisant.

Pour la non-linéarité, une référence sur un modèle canonique est réalisée et une diminution de la résistance du sol dû à l'hystérésis du sol, sous la non-linéarité, est montrée.

Les résultats obtenus avec le modèle élastoplastique seul montre que l'amortissement naturel se déclenche avec l'écoulement plastique. Ce phénomène est incapable de dissiper toute l'énergie libérée dans le système. En d'autres termes, dans le cas des petites à moyennes déformations, on observe une absence totale d'amortissement, qui est une limitation de ce modèle dans l'analyse dynamique.

Cette limitation requiert l'utilisation d'un modèle plus avancé qui prend en compte la non-linéarité du sol, par la réduction de son module de cisaillement  $G$ .

L'utilisation de ce type de modèle nécessite des essais numériques pour choisir les bons paramètres. De très bons résultats sont obtenus avec le code **FLAC<sup>2D</sup>** en 1D sur des modèles élastoplastiques couplés avec un amortissement hystérésis. En outre, l'importance de la sélection des bons paramètres de l'amortissement dans ce type de comportement a été soulignée.

Jusqu'ici, nous avons essayé de comprendre les comportements de sols, observé dans la réalité (en laboratoire) et les approches numériques utilisé pour rapporter cette réalité.

Les chapitres suivants sont des applications de tout ce qui a été présenté. Il s'agit de modéliser des ouvrages géotechniques en condition dynamique prenant en compte l'interaction complexe sol-structure dans le cas d'un mur de soutènement et fluide-ouvrage en terre dans le cas d'une digue.



# PARTIE II

## Chapitre 6

### 6 Etude numérique du comportement dynamique des murs de soutènement

<u>Introduction .....</u>	<u>147</u>
<u>6.1 Modèle proposé.....</u>	<u>148</u>
<u>6.1.1 Conditions aux limites .....</u>	<u>149</u>
<u>6.1.2 Matériaux considérés.....</u>	<u>150</u>
<u>6.1.3 Interaction sol mur.....</u>	<u>151</u>
<u>6.2 Choix de mouvement sismique.....</u>	<u>152</u>
<u>6.2.1 Non-pulse-like (Non-Impulsionnel).....</u>	<u>153</u>
<u>6.2.2 Pulse-like (Impulsionnel).....</u>	<u>155</u>
<u>6.3 Calcul des pressions des terres induites.....</u>	<u>157</u>
<u>6.4 Réponse de la colonne équivalente (1D).....</u>	<u>158</u>
<u>6.5 Comparaison avec les méthodes classiques.....</u>	<u>161</u>
<u>Résultats et conclusions partiels .....</u>	<u>164</u>

---

## Introduction

Après l'effondrement de plusieurs ouvrages de soutènement lors de séismes (cf. Section 3.2) et principalement dans le séisme de HyogokenNambu (Kobe) de 1995, l'étude des effets de séismes sur la stabilité des murs de soutènement est devenue l'un des sujets le plus préoccupants du génie parasismique.

Ces dernières années, de nombreuses études sismologiques ont analysé les vibrations sismiques enregistrées sur des sites « mous » de type bassin sédimentaire. Ces analyses de la réponse sismique de sites sédimentaires étaient motivées par l'observation d'effets de site, c'est-à-dire une forte augmentation locale à la fois des amplitudes et de la durée des vibrations sismiques. Ces observations sont reliées à la configuration géologique particulière des sites sédimentaires de type bassin. Selon plusieurs auteurs (cf. e.g.[9], [13], [131], [142]), ces phénomènes d'effets de site seraient pourtant responsables du déclenchement de nombreuses instabilités dans le monde.

Pour quantifier l'effet de site lié à une configuration géologique particulière (bassin, topographie), il est cependant nécessaire de définir au préalable un mouvement de référence exempt d'effets de site. Paradoxalement, peu d'études ont été réalisées concernant l'analyse des réponses sismiques sur sites durs pouvant servir de tels sites de référence.

La question de la définition d'un mouvement sismique de référence, non sédimentaire, de type « rocher » peut ainsi paraître simple au premier ordre. Les études d'aléa récentes ont cependant montré que cette question était difficile et que des méthodes et études nouvelles étaient nécessaires pour diminuer les incertitudes liées à la définition des mouvements de référence au rocher.

Dans cette partie de notre travail, une série d'analyses numériques non linéaires a été réalisée pour étudier le comportement sismique des murs de soutènement de type gravitaire fondés sur un site rocheux soumis à des mouvements de terrain réels proches de la faille et enregistrés sur rocher.

Les mouvements de terrain réels utilisés sont classés selon les indications de la base de données du projet : nouvelle génération de modèles d'atténuation du mouvement sismique (*Next Generation of Ground-Motion Attenuation Models* [NGA])[143] en :

- a) Non-Pulse-Like enregistré au rocher avec  $V_{s,30} > 600$  m/s ("Real NPL rock")[144]
- b) Pulse-Like enregistré au rocher avec  $V_{s,30} > 600$  m/s ("Real PL rock") [47], [145].

Nous comparons aussi les réponses obtenues avec ce type de modèle numérique avec celles obtenues en utilisant des méthodes simplifiées pour estimer les pressions derrière les structures de soutènement et qui sont couramment utilisées dans la pratique.

## 6.1 Modèle proposé

Afin d'étudier l'influence du comportement du sol et le type de chargement sismique sur les pressions derrière les murs de soutènement lors de séismes, **FLAC<sup>2D</sup>** a été utilisé pour effectuer l'analyse numérique bidimensionnelle (2D). Il convient de noter que l'analyse bidimensionnelle est couramment utilisée pour de telles analyses [146]. Pour les murs de soutènement avec une hauteur uniforme, les résultats des modèles bidimensionnels de déformation plane sont en accord raisonnable avec les modèles tridimensionnels ainsi que les résultats expérimentaux [147].

Le modèle proposé est montré sur la figure 6-1. Ce modèle est composé d'un mur en béton et deux types de sols ; le sol de fondation et celui du remblai. Pour le remblai, une hauteur de 6m a été choisie. Le profil du sol de fondation est modélisé avec une couche horizontale d'une profondeur totale de 3m. La valeur moyenne de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement  $V_s$  sur les 30 premiers mètres de profondeur ( $V_{s30}$ ) est choisie comme paramètre pour classer les sols.

Dans le sens horizontal, la longueur du sol de fondation est de 60m et celle du remblai derrière le mur est de 52m.

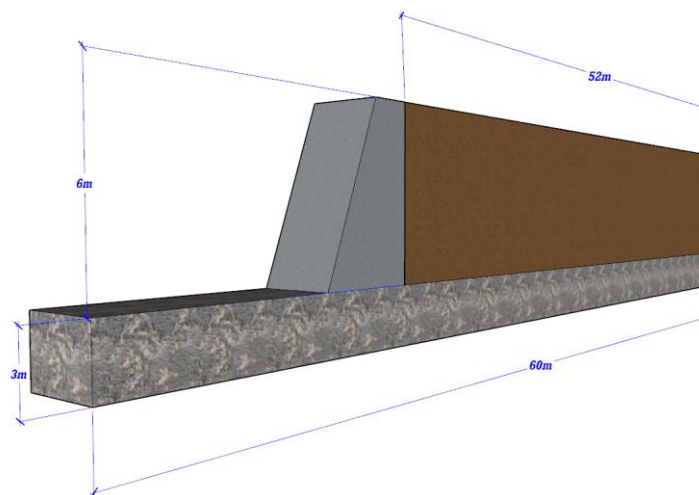


Figure 6-1 Schématisation du modèle de mur de soutènement proposé (en 3D).

Le mur et les couches du sol décrits ont été modélisés avec des zones de taille :

$\Delta L_x = \Delta L_y = 0,25\text{m}$  (figure 6-2) plus petit que  $1/10$  à  $1/8$  de la longueur d'onde associée à la composante de fréquence la plus élevée du mouvement du sol pour éviter la déformation de l'onde sismique pendant la propagation à travers le milieu selon le critère de Kuhlemeyer et Lysmer [130].

Cela signifie que la fréquence maximale pouvant être modélisée est :

$$f_{max} = \{(8 \div 10)\Delta L\} \quad (6.1)$$

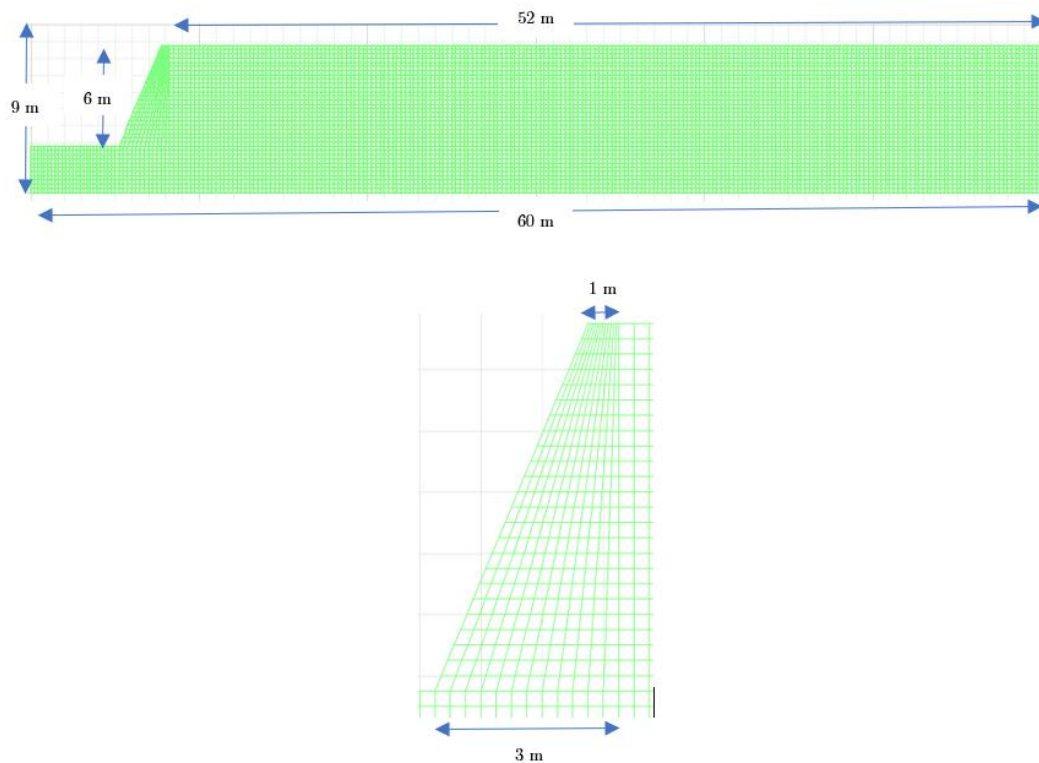


Figure 6-2. Maillage du modèle 2D utilisé.

### 6.1.1 Conditions aux limites

Afin d'obtenir l'état de contraintes initiales dans le modèle avant chaque calcul dynamique, nous modélisons la fondation et la construction du remblai et du mur de soutènement. Pour cela, il est nécessaire de définir deux types de conditions aux limites sur les frontières du maillage : une pour le cas statique et une autre pour le cas dynamique. Pour le cas statique, seulement les déplacements latéraux des nœuds des bords du maillage sont bloqués.

Cela permet de modéliser le tassement produit lors de la construction du remblai. Cette condition aux limites est remplacée par des limites de champ libre (Free field) pour réduire l'effet des conditions aux limites (éviter les réflexions d'ondes non désirées dans le modèle) pour l'analyse dynamique. Les limites du champ libre consistent en une «

colonne » unidimensionnelle de largeur d'unité, simulant le comportement du milieu étendu et modélisant ainsi des conditions identiques à celles d'un modèle infini [98], [127].

Comme, l'on s'intéresse à l'influence du comportement des sols sur la réponse du mur de soutènement, le modèle de comportement élastoplastique avec un amortissement hystérésis est utilisé pour simuler le comportement du sol de remblai (cf. section 4.4.3).

### 6.1.2 Matériaux considérés

Comme évoqué précédemment, le modèle est composé d'un mur en béton et de deux types de sols, le sol de fondation et celui du remblai. Les caractéristiques des matériaux utilisés sont données dans le tableau 6-1.

Les propriétés mécaniques ainsi que les paramètres des modèles sont obtenues en utilisant la méthodologie décrite dans la section 4.4.4.

#### ❖ Mur en béton

Le mur est considéré rigide avec un comportement élastique isotrope. Le module de cisaillement  $G_b$  est égal à  $2E+09\text{Pa}$  et son poids volumique  $\gamma_b = 24 \text{ kN/m}^3$ .

#### ❖ Remblai

Pour le sol du remblai derrière le mur, nous avons considéré un matériau homogène granulaire avec une épaisseur de 6m. Bien que l'importance du comportement non linéaire des sols soit acceptée dans le domaine du génie parasismique, elle est réduite simplement aux courbes de variation du module et de l'amortissement en fonction de la distorsion. Dans cette partie, nous étudions l'importance de la prise en compte du comportement non linéaire du sol de remblai dans la valeur de la pression dynamique derrière le mur de soutènement.

Pour cela, nous avons utilisé un remblai avec des caractéristiques mécaniques et des courbes de  $G/G_{\max} - \gamma$  prédéfinie comme il est montré dans la section 4.4.4.

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb a été attribué au remblai. Il est caractérisé par une fonction d'écoulement plastique et un module de compressibilité  $K(\text{kPa})$ . Ce critère de rupture, lorsqu'il est associé à une charge cyclique, génère une dissipation d'énergie indépendante de la vitesse définie par l'amortissement naturelle dans le sol.

Ce phénomène se produit lorsque la contrainte actuelle atteint la surface de chargement (réponse plastique).

Pour la gamme de déformation élastique, la réponse non linéaire a été modélisée par des courbes de réduction du module de cisaillement qui, à travers la règle de Masing,

génère une autre forme d'amortissement hystérésis. La fonction du modèle hystérésis est utilisée pour simuler les caractéristiques dynamiques.

### ❖ Sol de fondation

Pour le sol de fondation, nous avons choisi un profil de sol rocheux, pour modéliser le substratum rocheux, selon le contraste d'impédance entre celui-ci et le sol avoisinant, le substratum est considéré « rigide », c'est-à-dire, ses caractéristiques mécaniques (p. ex.  $E$ ,  $V_s$ ) sont très grandes par rapport aux caractéristiques du sol.

Cette base rigide « roche » est choisie pour étudier l'effet du contraste d'impédance dynamique très élevé, choisi dans notre étude à ( $I \approx 20$ ). Ce contraste d'impédance est calculé avec l'équation (5.2).

La fondation est considérée rigide avec un comportement élastique isotrope. Le module de cisaillement  $G_f$  est égal à  $2.5E+09$  Pa et son poids volumique  $\gamma_f = 25$  kN/m<sup>3</sup>. Le profil est une profondeur totale de 3 m. La valeur de la vitesse des ondes de cisaillement  $V_s$  égale à 1000 m/s.

Tableau 6-1 Paramètres des Matériaux considérés

Matériau & modèle	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	G [Pa]	K [Pa]	C	$\varphi$
Remblai (non-linéaire hystérésis + critères Mohr-Coulomb)	1800	8 E+6	1.33E+07	0	31°
Fondation (Roche) (Élastique)	2500	2.5E+09	3.5 E+09	/	/
Mur (Élastique)	2400	2 E+09	3 E+09	/	/

### 6.1.3 Interaction sol\_mur

Pour le modèle proposé, deux types d'éléments d'interface ont été utilisés pour modéliser l'interaction sol-structure telle que présentée à la figure 6-3. L'interface entre le remblai et le mur (interface 1) est modélisée comme interface non collée (où le glissement et / ou l'ouverture des interfaces sont autorisés et le déplacement de cisaillement plastique se produit après que la contrainte de cisaillement dépasse une résistance maximale au cisaillement (cf. section 4.3.3).

La résistance au cisaillement de l'interface est contrôlée par le critère de rupture de Mohr-Coulomb avec un angle de frottement de  $2/3 \varphi$ .

Pour éviter les effets de rotation et de poinçonnement de mur, l'interface 2 est déclarée collée (aucun glissement ou ouverture ne sont autorisés, mais un déplacement

élastique se produit toujours, selon la raideur donnée). Les valeurs de cisaillement et de rigidité normale ont été déterminées en utilisant l'équation (4.32).

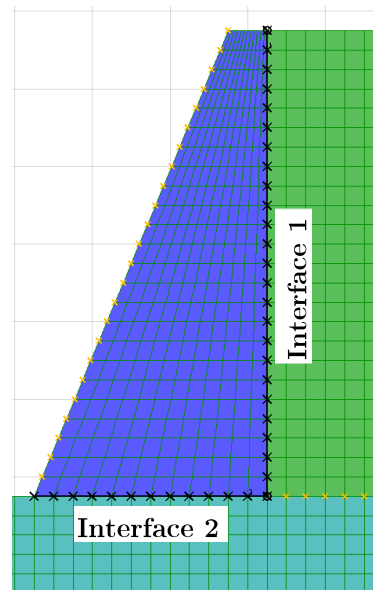


Figure 6-3 L'interface entre le remblai et le mur et entre le mur et la fondation.

Les propriétés des interfaces sont indiquées dans le tableau 6-2.

Tableau 6-2 Propriétés des interfaces

Interface & type	kN [Pa]	Ks [Pa]	C	$\delta$	$\psi$
Interface 1 (unglued)	1.0 E+10	1.0 E+10	0	20.66	0
Interface 2 (glued)	1.0 E+10	1.0 E+10	/	/	/

## 6.2 Choix de mouvement sismique

Une base de données accélérométriques d'enregistrements sur sites rocheux pour lesquels la vitesse des ondes de cisaillement ( $V_{S30}$ ) est supérieure à 600 m/s (sites durs à rocheux) a été utilisée. Divers ensembles de données réelles (quarante accélérogrammes) sont utilisés pour étudier l'effet du signal d'entrée sur la réponse dynamique du mur de soutènement qui est supposé fondé sur un rocher et situé dans un site de forte sismicité (proche de la faille) et qui peut subir de forts mouvements sismiques. Certains sites d'intérêt peuvent être situés à proximité de failles actives et avoir la possibilité de connaître des séismes de moyenne à grande magnitude à des distances proches de la faille[144].

Les mouvements de sols à proximité de la faille sont différents des mouvements de sols enregistrés lointains, dans de nombreux aspects tels que la durée des séismes, l'accélération maximale (PGA), la vitesse et le déplacement, l'orientation de plan de rupture, et les propriétés impulsionnelles [144].

Dans ce travail, les mouvements du sol réels utilisés sont classés selon les indications de la base de données NGA[143] en :

### 6.2.1 Non-pulse-like (Non-Impulsionnel)

« Real NPL rock » sont d'accélération enregistrées sur des sites rocheux avec une  $V_{s30} > 600$  [144]. Les mouvements de sols dans le tableau 6-3 ont été sélectionnés en fonction des enregistrements sur des sites « rocher » provenant de la base de données PEER. Cet ensemble de signaux sismiques prévus pour les tremblements de terre de magnitude 7 à une distance environ 5 et 20 km (cf. Tableau 6 3).

Les accélérations utilisées sont montrées sur la figure 6-4. La  $V_{s30}$  de site était supposée être 1000 m/s. Cette valeur a été choisie parce que les mouvements de sol sont censés être représentatifs de ceux observés sur les sites rocheux [47].

Tableau 6-3 Propriétés des mouvements sismiques « Non-Pulse-Like » Non-Impulsionnels enregistrés sur le site rocheux à partir de la base de données PEER.

Entrée*	Évènement	Année	Station	Record /Composante	ID**	Mw	R***[km]	$V_{s,30}$ [m/s]
Ra 1	San Fernando	1971	Lake Hughes #4	SFERN_L04111	72	6.61	19.45	600
Rb 1	San Fernando	1971	Lake Hughes #4	SFERN_L04201	72	6.61	19.45	600
Ra 2	Northridge-01	1994	LA-Wonderland Ave	NORTHR_WON095	1011	6.69	15.11	1222
Rb 2	Northridge-01	1994	LA-Wonderland Ave	NORTHR_WON185	1011	6.69	15.11	1222
Ra 3	San Fernando	1979	Pasadena-Old Seisno Lab	SFERN_PSL180	80	6.61	21.5	969
Rb 3	San Fernando	1979	Pasadena-Old Seisno Lab	SFERN_PSL270	80	6.61	21.5	969
Ra 4	Kocaeli, Turkey	1999	Gebze	KOCAELI_GBZ000	1161	7.51	7.57	792
Rb 4	Kocaeli, Turkey	1999	Gebze	KOCAELI_GBZ270	1161	7.51	7.57	792
Ra 5	Northridge-01	1994	Vasquez Rocks Park	NORTHR_VAS000	1091	6.69	23.1	996
Rb 5	Northridge-01	1994	Vasquez Rocks Park	NORTHR_VAS090	1091	6.69	23.1	966
Ra 6	Loma Prieta 10-18	1989	Gilroy-Gavilan Coll.	LOMAP_GIL067	763	6.93	9.19	730
Rb 6	Loma Prieta 10-18	1989	Gilroy-Gavilan Coll.	LOMAP_GIL337	763	6.93	9.19	730
Ra 7	Loma Prieta 10-18	1989	Gilroy Array #1	LOMAP_G01000	765	6.93	8.84	1428
Rb 7	Loma Prieta 10-18	1989	Gilroy Array #1	LOMAP_G01090	765	6.93	8.84	1428
Ra 8	Loma Prieta 10-18	1989	UCSC Lick Observatory	LOMAP_LOB000	765	6.93	12.04	714
Rb 8	Loma Prieta 10-18	1989	UCSC Lick Observatory	LOMAP_LOB090	765	6.93	12.04	714
Ra 9	Northridge-01 01-17	1994	Pacoima Dam (vers le bas)	NORTHR_PAC175	1050	6.69	4.92	2016
Rb 9	Northridge-01 01-17	1994	Pacoima Dam (vers le bas)	NORTHR_PAC265	1050	6.69	4.92	2016
Ra 10	Northridge-01 01-17	1994	LA 00	NORTHR_LA0180	1012	6.69	9.87	706
Rb 10	Northridge-01 01-17	1994	LA 00	NORTHR_LA0270	1012	6.69	9.87	706

\* Les lettres "a" et "b" font référence au fait qu'un composant horizontal est utilisé dans "a" et l'autre dans "b".

\*\* ID tel que fournit dans la base de données NGA [143].

\*\*\* Distance source à site de Joyner-Boore.



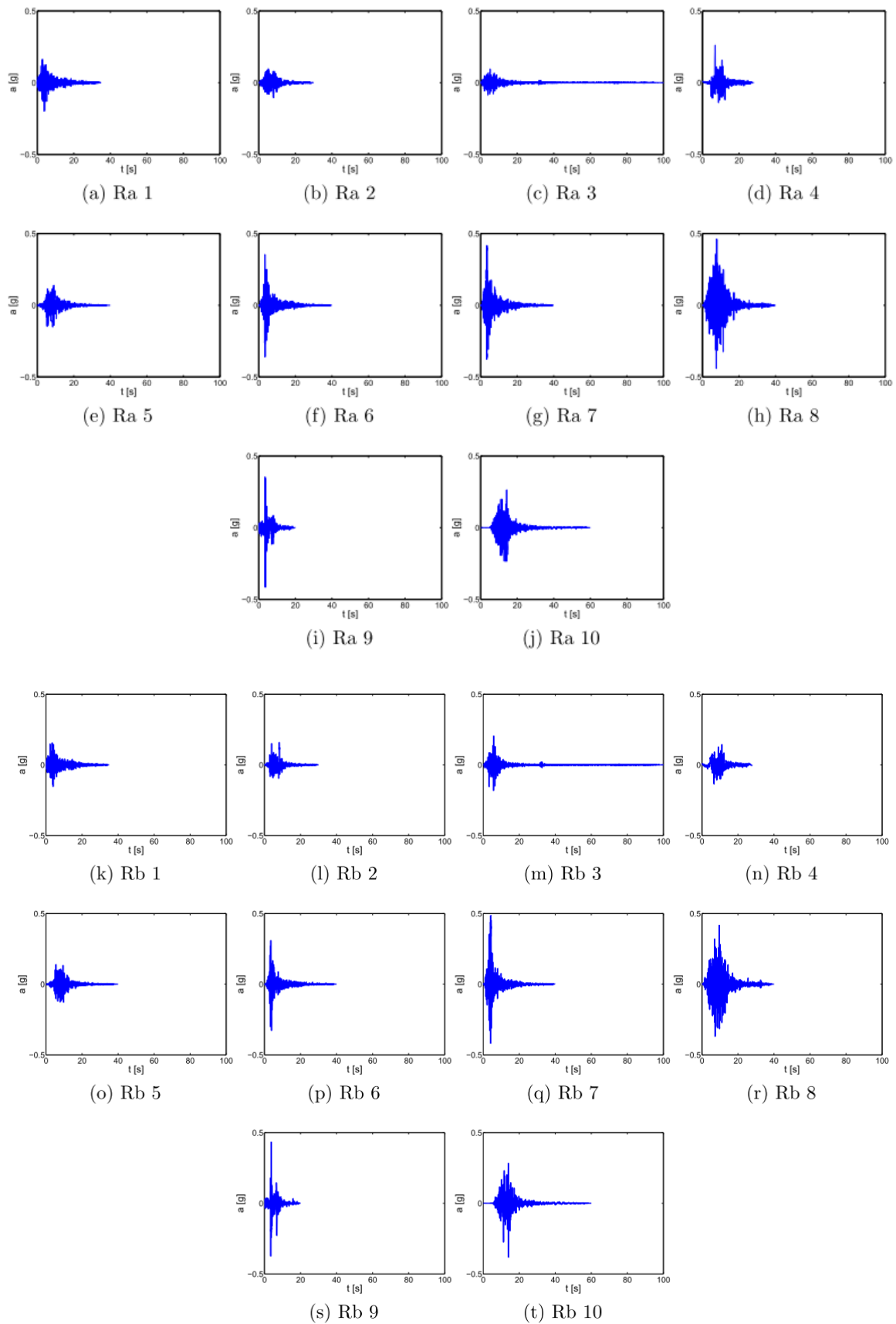


Figure 6-4 Accélérogrammes de séismes réels « Non-Pulse-Like » enregistrés sur un site rocheux.

### 6.2.2 Pulse-like (Impulsionnel)

Ce type de mouvement de sol contient de fortes impulsions de vitesse dans des périodes variables. Ils sont enregistrés sur des sites rocheux avec une  $V_{s,30} > 600$  ms/s (cf. Tableau 6.4). Ces impulsions de vitesse devraient se produire dans certains mouvements du sol observés près des ruptures de failles, en raison d'effets de directivité [47], [145].

La classification comme « impulsionnelle » dans la base de données PEER s'appuie sur la méthode de Baker [145]. La procédure proposée par Baker utilise le traitement du signal, basé sur les ondelettes, pour identifier et extraire la plus grande impulsion de vitesse d'un mouvement du sol. Si l'impulsion extraite est importante par rapport aux autres éléments du mouvement du sol, ce dernier est qualifié d'impulsionnel.

Les mouvements sismiques illustrés dans le tableau 6-4 sont tirés de la base de données PEER et sont impulsionnels enregistrés sur sites rocheux.

Tableau 6-4 Propriétés des mouvements sismiques « Pulse-Like ».

Entrée*	Évènement	Année	Station	Record /Composante	ID**	Mw	R***[km]	$V_{s,30}$ [m/s]
Pa 1	San Fernando 02-09	1971	Pacoima Dam (en haut à gauche)	SFERN_PUL254	77	6.61	0.0	2016
Pb 1	San Fernando 02-09	1971	Pacoima Dam (en haut à gauche)	SFERN_PUL164	77	6.61	0.0	2016
Pa 2	Irpinia, Italy-01 11-23	1980	Bagnoli Irpinio	ITALY_A-BAG000	285	6.9	8.14	650
Pb 2	Irpinia, Italy-01 11-23	1980	Bagnoli Irpinio	ITALY_A-BAG270	285	6.9	8.14	650
Pa 3	Coyote Lake 08-06	1979	Gilroy Array # 6	COYOTELK_G06230	150	5.74	0.42	663
Pb 3	Coyote Lake 08-06	1979	Gilroy Array # 6	COYOTELK_G06320	150	5.74	0.42	663
Pa 4	Morgan Hill 04-24	1984	Coyote Lake Dam - Pilier sud-ouest	MORGAN_CYC195	451	6.19	0.18	561
Pb 4	Morgan Hill 04-24	1984	Coyote Lake Dam - Pilier sud-ouest	MORGAN_CYC285	451	6.19	0.18	561
Pa 5	Morgan Hill 04-24	1984	Gilroy Array # 6	MORGAN_G06000	459	6.19	9.85	663
Pb 5	Morgan Hill 04-24	1984	Gilroy Array # 6	MORGAN_G06090	459	6.19	9.85	663
Pa 6	Chi-Chi Taiwan 09-20	1999	TCU045	CHICHI_TCU045-E	1485	7.62	26.0	705
Pb 6	Chi-Chi Taiwan 09-20	1999	TCU045	CHICHI_TCU045-N	1485	7.62	26.0	705
Pa 7	Chi-Chi Taiwan 09-20	1999	TCU064	CHICHI_TCU064-E	1502	7.62	16.59	646
Pb 7	Chi-Chi Taiwan 09-20	1999	TCU064	CHICHI_TCU064-N	1502	7.62	16.59	646
Pa 8	Chi-Chi Taiwan 09-20	1999	TCU076	CHICHI_TCU076-E	1511	7.62	2.74	615
Pb 8	Chi-Chi Taiwan 09-20	1999	TCU076	CHICHI_TCU076-N	1511	7.62	2.74	615
Pa9	Chi-Chi Taiwan 09-20	1999	TCU102	CHICHI_TCU102-E	1529	7.62	1.49	714
Pb 9	Chi-Chi Taiwan 09-20	1999	TCU102	CHICHI_TCU102-N	1529	7.62	1.49	714
Pa 10	Chichi Taiwan 09-20	1999	TCU128	CHICHI_TCU128-E	1548	7.62	13.13	600
Pb 10	Chichi Taiwan 09-20	1999	TCU128	CHICHI_TCU128-N	1548	7.62	13.13	600

\* Les lettres "a" et "b" font référence au fait qu'un composant horizontal est utilisé dans "a" et l'autre dans "b".

\*\* ID tel que fournit dans la base de données NGA)[143].

\*\*\* Distance source à site de Joyner-Boore.

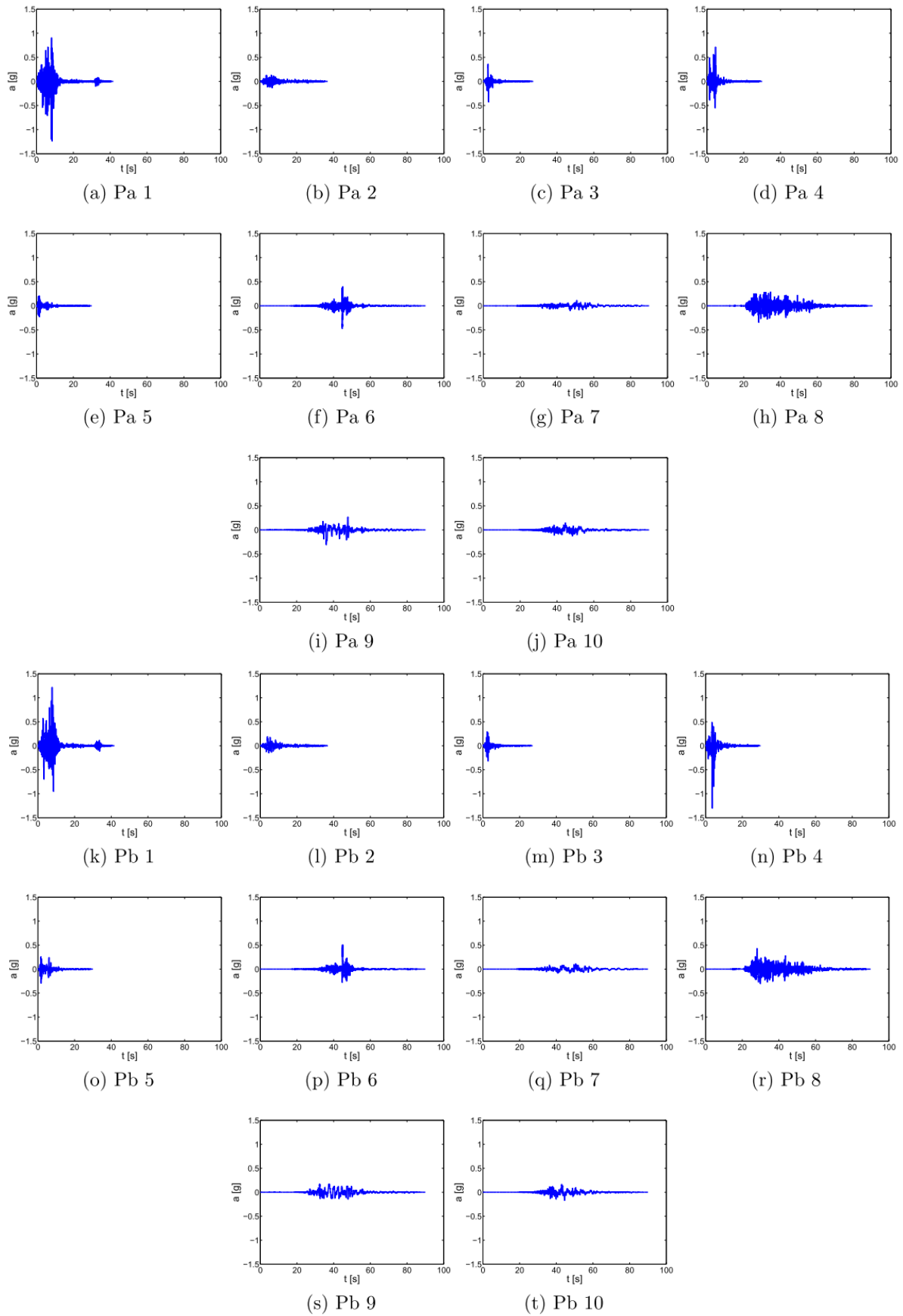


Figure 6-5 Accélérogrammes de séismes réels « Pulse-Like » enregistrés sur un site rocheux.

### 6.3 Calcul des pressions des terres induites

Utilisant **FLAC<sup>2D</sup>**, les forces latérales induites par les séismes agissant sur la paroi rigide ont été récupérées de modèle afin de déterminer les coefficients de pression totale nommée  $K_{FD}$  en fonction du temps.

Un exemple de résultats est présenté sur la figure 6-6.

Les coefficients de pression latérale totale des sols correspondants ( $K_{FD}$ ) ont été calculés à partir des contraintes horizontales obtenues derrière le mur, en utilisant un sous-programme (**FISH**) pour les quarante accélérogrammes.

Ces coefficients s'expriment selon Green et Ebeling [93] comme suit:

$$K_{FD}(t) = \frac{2P_F(t)}{\gamma H^2} \quad (6.2)$$

Où :

$P_F(t)$  est la résultante horizontale des contraintes calculées par différence finie agissant sur la paroi rigide au temps (t) dérivé de chaque pas de temps.

$\gamma$  est le poids volumique du remblai.

H est la hauteur totale du mur.

Selon Green et Ebeling [93], l'équation (6.2) suppose que la distribution des contraintes latérales est triangulaire, si la base du triangle se situe à la profondeur de la base de la paroi.

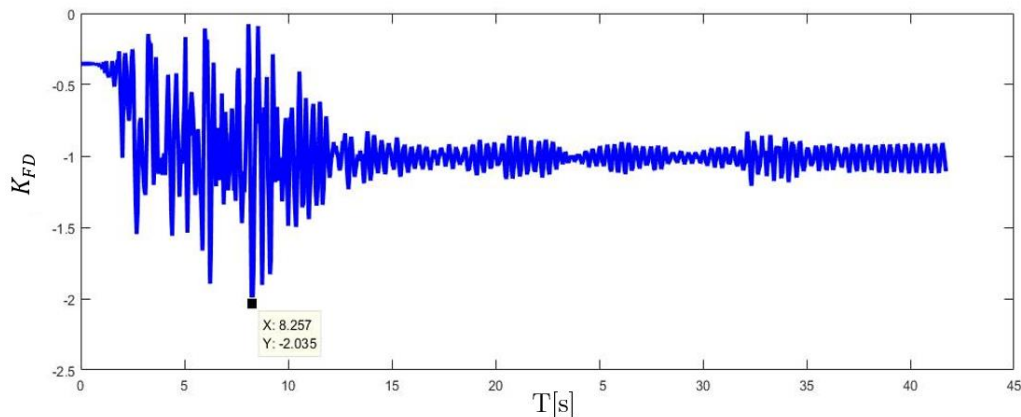


Figure 6-6 Coefficients de pression latérale totale du sol ( $K_{FD}$ ) en fonction de temps utilisant le signal d'entrée (Pa1).

Pour calculer l'incrément de pression dynamique maximale des sols  $\Delta K_{AE(max)}$ , nous avons utilisé l'expression suivante :

$$\Delta K_{AE(max)} = K_{FD(max)} - K_{FS} \quad (6.3)$$

Où,  $K_{FS}$  est calculé à partir de la phase statique en utilisant la méthode de Coulomb [72], comme le montre la figure 6-7.

L'expression (6.3) est basée sur la méthode de Seed et Whitman [81] qu'ils ont proposé de diviser la pression totale du sol agissant sur le mur en deux parties, une partie statique et une partie dynamique (cf. Section 3.3.1).

Cette expression a été utilisée pour calculer des valeurs de ( $\Delta K_{AE}$ ) à des moments correspondants aux pics (max) dans l'historique temporel du coefficient de la pression totale  $K_{FD}(t)$  (e.g. Figure 6-6). Le coefficient de poussée ( $K_a$ ) calculé analytiquement par la méthode de coulomb correspond très bien à ( $K_{FS}$ ) obtenu numériquement par un calcul statique. Comme il est montré dans la figure 6-7.

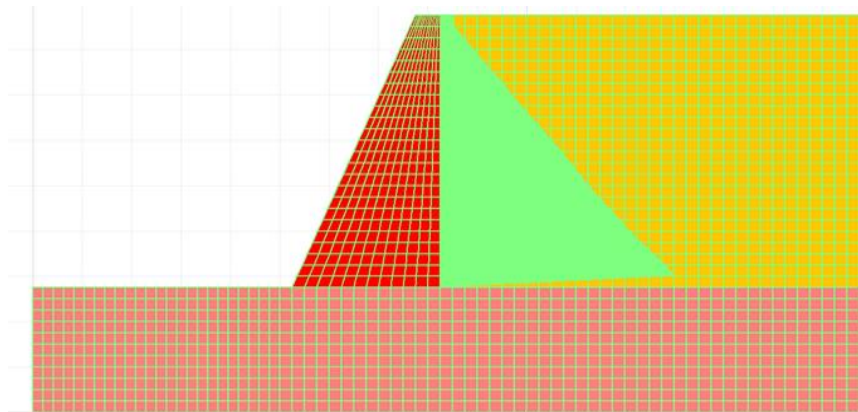


Figure 6-7 Distribution des pressions de terre à partir de l'état statique.

Les résultats obtenus à partir de code `FLAC2D` ont été traités en utilisant Matlab pour tracer les différents coefficients de pression latérale calculés et les comparer aux valeurs calculées en utilisant les méthodes analytiques discutées précédemment dans le chapitre 2 (Sections 3.3.1 et 3.3.2).

## 6.4 Réponse de la colonne équivalente (1D)

Pour étudier l'influence du signal d'entrée au niveau du rocher et/ou la réponse au niveau de la surface (après la propagation) dans l'estimation des pressions derrière le mur, on procède comme dans le chapitre précédent. On étudie d'abord l'effet de l'amplitude. On utilise le modèle de la colonne équivalente 1D discuté dans le **chapitre 5** (cf. section 5.3.4), qui nous aidera à mieux comprendre cet effet dans des ouvrages complexes situés sur un substratum rigide (roche).

Des tests ont été réalisés pour étudier la propagation de l'onde de cisaillement sismique et pour analyser l'effet de la non-linéarité et les types de signaux d'entrée, comme discuté dans le **chapitre 5**. Ces tests conduisent à la vérification de la compatibilité des conditions aux limites utilisées dans le modèle 2D et à la sélection du ( $PGA_{ff}$ ) correspondant à la surface du champ libre après la propagation, sans l'effet d'inertie de mur.

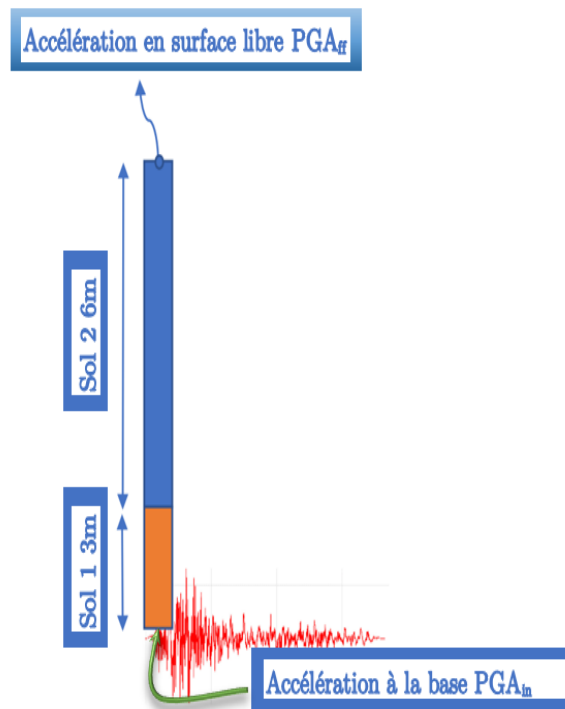


Figure 6-8 Colonne équivalente 1D.

Les réponses d'accélération obtenues à partir de la colonne équivalente ont été comparées avec quelques cas en 2D, lorsque l'effet d'inertie de mur est absent (remblai sans mur). Nous avons trouvé un bon accord dans les réponses d'accélération calculées. Par conséquent, il est possible d'obtenir le  $PGA_{ff}$  d'un modèle 2D à partir de la simulation d'une colonne équivalente 1D. Cette procédure permet une grande réduction du temps de calcul.

Cependant, la comparaison avec le cas où le mur est présent dans le modèle nous a conduits à conclure que l'inertie de mur affecte la réponse d'accélération en champ libre, comme il est montré sur la figure 6-9. Plus précisément, il affecte la partie adjacente au mur jusqu'à 18 mètres de son bord, ce qui correspond à 3 fois la hauteur du mur. Plus loin, cet effet d'inertie est négligeable.

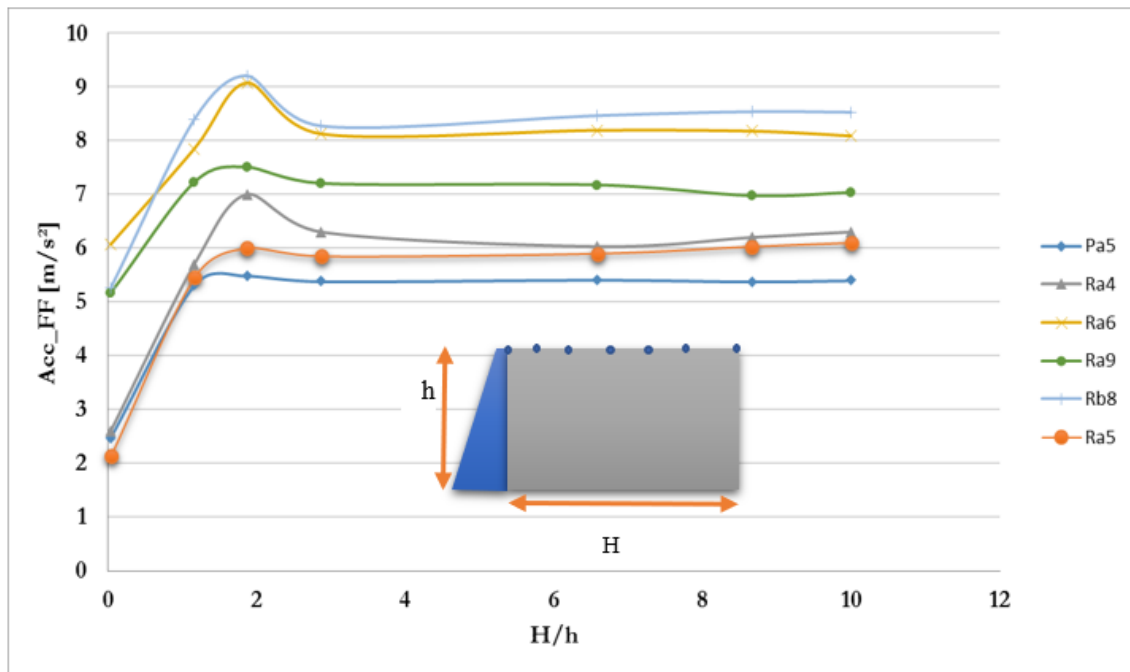


Figure 6-9 Effets d'inertie du mur sur la réponse d'accélération en champ libre.

Ce phénomène peut s'expliquer aussi par la présence du coin rigide ou d'un bloc « rigide » qui se développe derrière le mur dans le remblai. Il ne peut être obtenu qu'a posteriori à partir des résultats de calcul. La façon d'obtenir ce coin rigide est de comparer les réponses en déplacements horizontaux du mur rigide à ces du remblai adjacent du mur.

Sur la figure 6-10, l'accélération maximale en champ libre ( $PGA_{ff}$ ) est représentée en fonction des valeurs de l'accélération maximale au rocher ( $PGA_{in}$ ) pour les deux types de chargement, impulsionnelle et non impulsionnelle en utilisant la colonne équivalente.

On remarque que, généralement, la valeur de l'accélération maximale appliquée à la base du remblai ( $PGA_{in}$ ) est toujours inférieure à celle obtenue à la surface du terrain ( $PGA_{ff}$ ) ce qui signifie la propagation d'onde avec une amplification.

Les points de coordonnées ( $PGA_{in}$ ,  $PGA_{ff}$ ) sont au-dessus de la ligne  $y = x$ . Dans ce domaine, les signaux d'entrée sont légèrement amplifiés et le sol présente une faible non-linéarité. Ces conclusions ne s'appliquent pas au cas de chargement N-P-L (non impulsionnel) où des grandes  $PGA_{in}$  ( $>0.7g$ ) sont appliquées. Les points ( $PGA_{in}$ ,  $PGA_{ff}$ ) sont au-dessous la ligne  $y=x$ , ce qui signifie que le signal d'entrée a subi une atténuation considérable.

Dans cette gamme, d'importants niveaux de non-linéarité se développent dans le sol à cause de grandes déformations. Par conséquent, un amortissement très important se développe, comme expliqué dans **chapitre 5**.

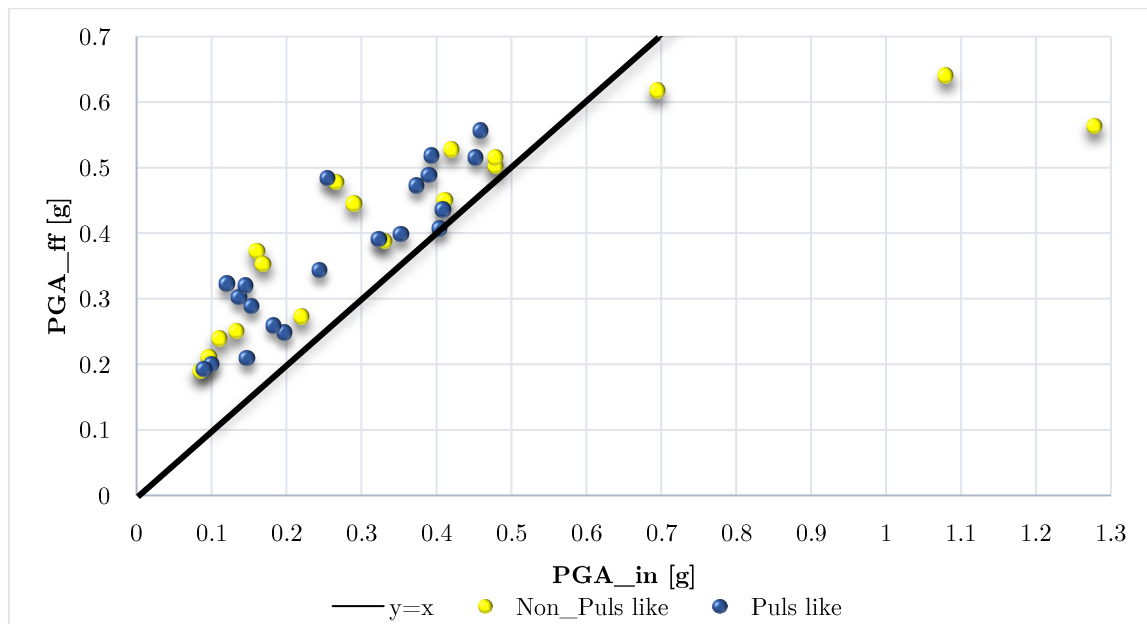


Figure 6-10  $PGA_{ff}$  en fonction de  $PGA_{in}$ .

## 6.5 Comparaison avec les méthodes classiques

Dans cette partie, les coefficients dynamiques obtenus pour différents chargements sismiques, « Pulse-Like » et « non Pulse-Like » grâce aux équations (6.2) et (6.3) discrétisées par  $FLAC^{2D}$  sont comparés aux résultats des méthodes analytiques les plus couramment utilisées : Méthodes Mononobe-Okabe (M-O), Seed et Whitman (S-W) et Wood. Cette comparaison est présentée sur la figure 6-11.

Les méthodes (S-W) Seed et Wood calculent seulement la force dynamique du sol contrairement à la méthode M-O, qui calcule la force totale, statique et dynamique. Par conséquent, la pression statique du sol de Coulomb [72] a été soustraite de la pression totale donnée par la méthode M-O (1929) afin d'obtenir l'incrément de pression dynamique du sol correspondant ( $\Delta K_{AE}$ ). Cette approche a été expliquée par Mikolaet Sitar [148].

Dans les méthodes analytiques, le paramètre le plus important pour estimer la pression derrière un mur de soutènement est la valeur de  $K_h$ . Nous supposons dans cette étude que  $K_h = 100\% PGA_{ff}$  (précisons que les accélérations sont calculées en champ libre à partir de la colonne équivalente).



Sur cette figure, les composantes dynamiques des coefficients de pression ( $\Delta K_{AE}$ ) sont représentées en fonction de l'accélération enregistrée à la surface en g.

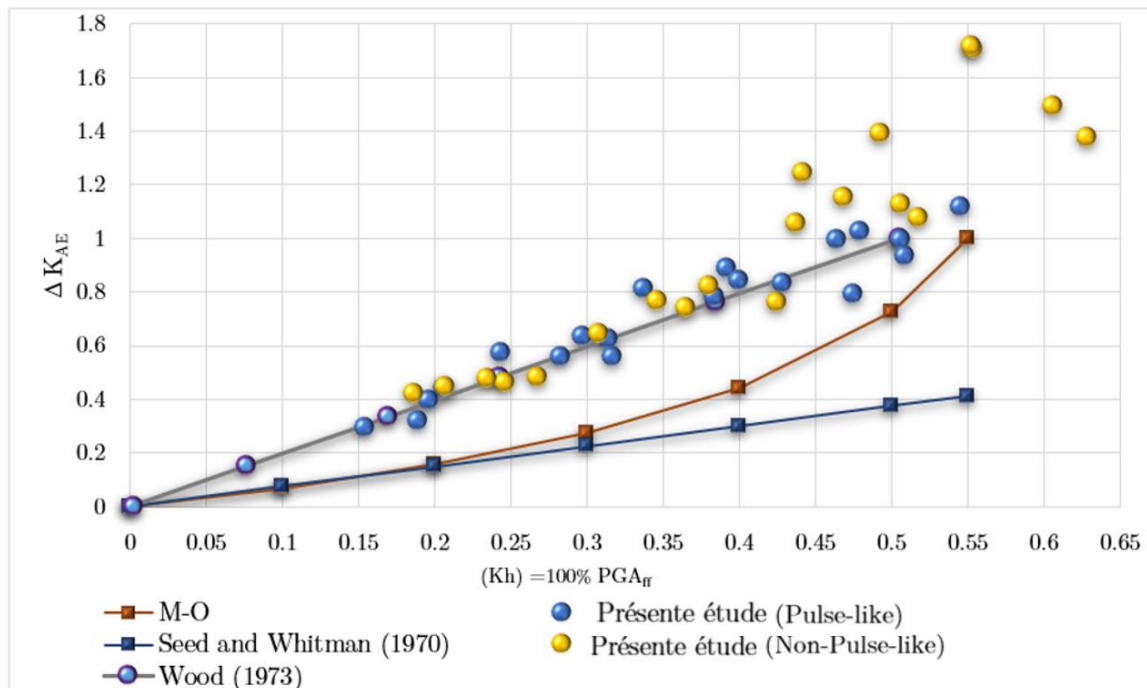


Figure 6-11 Comparaison des coefficients de pressions dynamiques.

Nous remarquons, tout d'abord, que toutes les courbes sont croissantes : le coefficient de pression dynamique augmente avec le niveau d'accélération. Ce résultat est attendu et s'explique par le principe d'action/réaction (la poussée de terre est plus importante avec un mouvement de sol important). De plus, l'interface entre la base du mur et sa fondation ne permet ni déplacement ni rotation (roche). C'est le cas d'un mur rigide sans déplacement par rapport à la fondation.

Les courbes des résultats obtenus par les méthodes de S-H et de Wood sont des droites : pour ces méthodes, les coefficients de pression dynamique sont proportionnels à l'accélération. En revanche, la courbe de M-O a un aspect parabolique. Les résultats obtenus numériquement sous chargements « Non-Pulse-Like » et « Pulse-Like » sont respectivement représentés en bleu et en jaune sur la figure 6-11.

Nous remarquons que les deux types de chargements sismiques donnent une réponse quasi identique pour les niveaux d'accélération inférieurs à 0.45g. Au-delà de cette valeur, les résultats divergent.

En les comparant aux résultats analytiques, nous constatons des écarts faibles avec la méthode de Wood pour des accélérations inférieures à 0.45g. Au-delà de cette valeur, seules les réponses sous chargements « Pulse-Like » restent proches des résultats de la

méthode de Wood. Les réponses sous chargements « Non-Pulse-Like » s'en éloignent et plus précisément présentent des coefficients de pression dynamique plus importants.

Avec cette analyse, nous arrivons à la conclusion que le type de chargement sismique a peu d'influence sur la réponse en pression dynamique pour des accélérations inférieures à 0.45g.

Pour des valeurs d'accélérations supérieures, les accélérations « Non-Pulse-Like » génèrent des coefficients de pression plus importants que leurs analogues « Pulse-Like ».

Dans le cas auquel nous nous intéressons dans ces travaux de thèse, murs rigides avec un déplacement limité (Non-Yielding Walls) fondés sur un rocher, la méthode de Wood semble être la plus proche, présentant de faibles écarts avec les méthodes numériques, pas seulement comme une solution basée sur l'hypothèse d'élasticité de sol, mais même quand la non-linéarité apparaît.

Par ailleurs, c'est la méthode la plus « sûre ». En effet, elle prévoit les valeurs de pressions les plus importantes parmi les méthodes analytiques testées.

Dans le cadre de cette étude, les méthodes pseudo-statiques, les plus utilisées dans la pratique (cf. e.g. Eurocode 8, RPOA 2008), ont échoué à reproduire la réponse en pression du sol. De plus, ils sous-estiment la pression dynamique, ce qui pourrait éventuellement poser des problèmes de sécurité, surtout dans ce cas d'un mur gravitaire avec un déplacement limité.

Ceci n'est qu'une des nombreuses limitations de ces méthodes.

En outre, nous avons constaté que le temps correspondant aux valeurs maximales calculées des forces de poussée agissant sur le mur correspond au même temps de ( $PGA_{\#}$ ) observé (Figure 6-12).

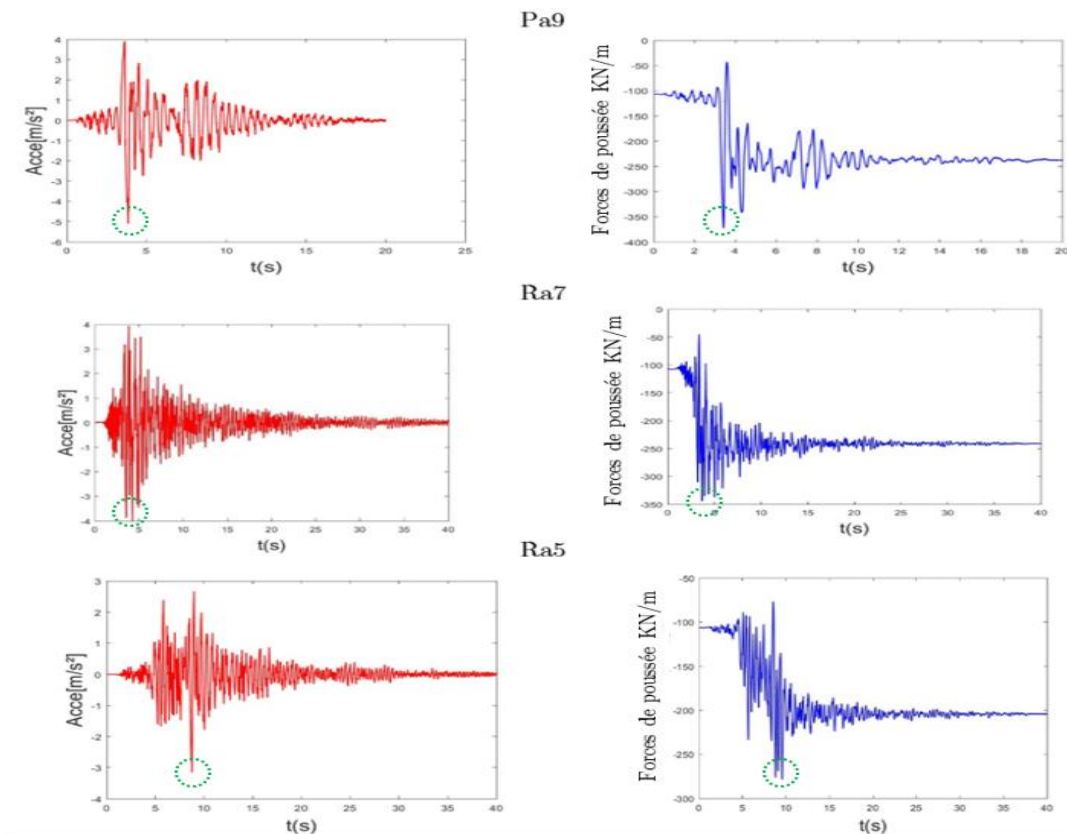


Figure 6-12 Accélérations obtenues aux champs libres ( $PGA_{ff}$ ) (Gauche), Historiques des forces de poussée correspondante aux mêmes chargements (Droite)

## Résultats et conclusions partiels

En utilisant la méthode des différences finies, nous avons étudié, dans ce chapitre, le comportement sismique des murs de soutènement rigides fondés dans un site rocheux soumis à des mouvements sismiques réels.

Divers ensembles d'enregistrements de données réelles (quarante accélérogrammes) ont été appliqués au niveau du substratum rocheux afin d'évaluer la réponse dynamique du modèle pour différents scénarios de tremblement de terre.

Les mouvements de terre réels utilisés sont classés selon les indications de la base de données NGA en :

- Non-Pulse-Like « Non impulsif » enregistré sur rocher avec  $V_{s,30} > 600$  m/s.
- Pulse-Like « impulsif » enregistré sur rocher avec  $V_{s,30} > 600$  m/s.

Un modèle constitutif non linéaire avancé a été utilisé pour représenter le comportement du sol de remblai. La réduction non linéaire du module de cisaillement

avec l'amplitude de distorsion a été considérée. Les éléments d'interface ont été utilisés pour modéliser l'interaction mur-fondation et mur-remblai.

Les incréments de coefficients de pression dynamique ( $\Delta K_{AE}$ ) sont dérivés des pressions latérales totales induites par les séismes agissants sur la paroi rigide et qui ont été calculées dans le domaine temporel.

Le modèle proposé correspond bien aux résultats obtenus par la méthode de Wood (1973).

La méthode de Wood semble être la plus proche, présentant de faibles écarts avec les méthodes numériques, pas seulement comme une solution basée sur l'hypothèse d'élasticité de sol, mais même quand la non-linéarité apparaît. Par ailleurs, c'est la méthode la plus « sûre ».

En effet, elle prévoit les valeurs de pressions les plus importantes parmi les méthodes analytiques testées.

En outre, dans cette étude, nous pouvons conclure que :

- Les effets d'inertie du mur seraient négligeables, après une distance égale à trois fois la hauteur du mur. Donc il n'y a pas d'effet d'inertie de mur sur les réponses d'accélération après cette distance.
- Le temps correspondant aux valeurs maximales calculées de la force de poussée agissant sur le mur correspond au même temps que celui observé de ( $PGA_{ff}$ ). Donc, il n'y a pas d'effet de la durée de mouvement sur l'évaluation de la force de poussée.
- Pour des valeurs d'accélération plus élevées ( $> 0,45g$ ), les accélérations non impulsionnelles génèrent des non-linéarités plus élevées, et par conséquent des coefficients de poussée dynamique plus élevés que leurs analogues impulsionnels.
- Donc l'évolution des pressions sismiques latérales n'est pas seulement liée à l'accélération PGA ou Kh mais aussi au comportement des sols lors de mouvement sismique. Ce qui met en évidence l'importance de ces derniers avec ce type de modèles.

# PARTIR II

## Chapitre 7

### 7 Étude numérique du comportement dynamique des barrages

<a href="#">Introduction .....</a>	167
<a href="#">7.1 Modèle proposé.....</a>	168
<a href="#">7.1.1 Les propriétés des matériaux représentatifs.....</a>	169
<a href="#">7.2 L'état initial des contraintes(statique).....</a>	170
<a href="#">7.2.1 Établir l'état des contraintes avec réservoir plein.....</a>	171
<a href="#">7.2.2 Facteur de sécurité.....</a>	172
<a href="#">7.3 Application des conditions dynamiques .....</a>	173
<a href="#">7.3.1 Choix de mouvement sismique.....</a>	173
<a href="#">7.3.2 Évaluations préliminaires (Élastique).....</a>	176
<a href="#">7.3.3 L'analyse élastoplastique (Cas de référence).....</a>	179
<a href="#">7.4 Analyse numérique de la liquéfaction.....</a>	182
<a href="#">7.4.1 L'effet de disposition et profondeur de la zone liquéfiable.....</a>	182
<a href="#">7.4.2 Synthèse.....</a>	192
<a href="#">7.4.3 L'influence de drainage .....</a>	193
<a href="#">7.4.4 Synthèse.....</a>	197
<a href="#">7.4.5 L'effet de caractéristiques du signal sismique .....</a>	197
<a href="#">7.4.6 Synthèse.....</a>	203
<a href="#">Résultats et conclusion partielle .....</a>	203

## Introduction

Des modes de rupture localisés sont observés dans la plupart des défaillances des barrages en terre, tels que les ruptures de talus, les tassements des fondations et crêtes, les glissements massifs des sols qui peuvent causer de grands dégâts. Depuis le séisme de Californie en 1971, où le barrage de San Fernando s'est effondré jusqu'à récemment lors du tremblement de terre de Tohoku au Japon en 2011, des ruptures de barrages en terre dues à la liquéfaction ont été rapportées (cf. Section 3.5). L'analyse de ces observations permet de mieux connaître les mécanismes de déformation et de rupture de ces ouvrages en terre. Un aperçu de ces comportements est donné dans la section 3.5.5 dans ce manuscrit, avant de présenter les méthodes de calcul numériques dans ce chapitre.

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 les barrages. Donc, la préservation des barrages se trouve à la croisée d'un double problème de risque, sismique et hydraulique.

Afin d'évaluer l'influence de différents facteurs sur la réponse dynamique du système Barrage-Fondation, principalement la liquéfaction de la fondation, le code **FLAC<sup>2D</sup>** est utilisé pour établir une étude paramétrique. Tandis que le comportement du sol est représenté par le modèle élastoplastique assemblé avec des modèles non linéaires tels que : l'amortissement hystérésis (cf. Section 4.4.3) et le modèle de Finn pour modéliser le comportement à la liquéfaction (cf. Section 4.5.4).

Dans cette partie, la réponse dynamique et l'interaction d'un système Barrage-Fondation sont étudiées. Un modèle en déformation plane d'un barrage en terre reposant sur des fondations liquéfiables est simulé. Le but est d'étudier sa réponse dynamique et les modes possibles de rupture induite par des tremblements de terre et due principalement à la liquéfaction. L'analyse découplée en contrainte effective a été réalisée afin d'évaluer cette réponse.

Trois études sont menées simultanément pour clarifier la vulnérabilité de la liquéfaction sur plusieurs paramètres :

- **Disposition et forme de la zone liquéfiable :** huit modèles sont simulés, pour différentes configurations de zone liquéfiable, utilisant le même chargement sismique, afin d'évaluer l'influence de la forme et la disposition de cette zone sur les réponses calculées.

- **Drainage** : Les résultats obtenus de la première étude (huit modèles) sont comparés cette fois avec les réponses obtenues en ajoutant un drain granulométrique au pied aval du barrage.
- **Caractéristiques du séisme** : Plusieurs types de mouvements sismiques sont utilisés sur un des huit cas présentés avant, afin d'étudier l'influence des caractéristiques du séisme sur le phénomène de liquéfaction.

## 7.1 Modèle proposé

L'exemple de référence présenté sur la figure 7.1 concerne un barrage en terre avec un noyau argileux construit sur deux couches hétérogènes (pour simuler le cas d'une fondation déformable).

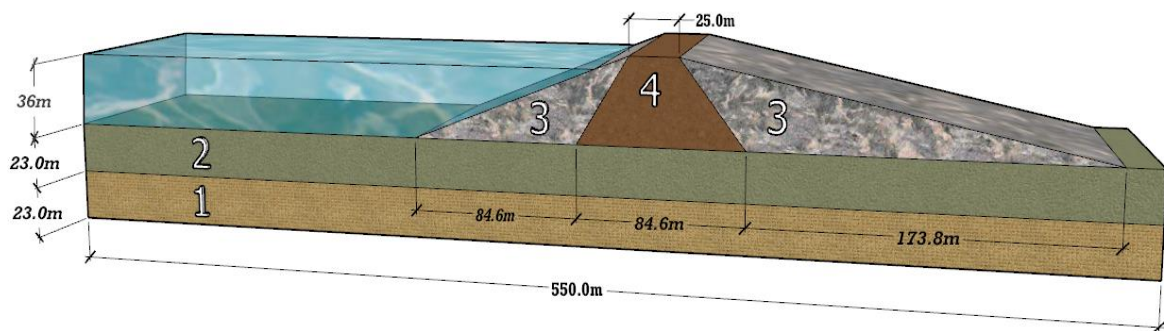


Figure 7-1 Géométrie de modèle de barrage proposé (en 3D).

L'exemple étudié est une représentation simplifiée d'une géométrie typique d'un barrage en remblai zoné figurant dans le manuel de **FLAC<sup>2D</sup>**.

La géométrie de modèle est montrée dans la figure 7-1. Les matériaux du remblai sont constitués d'une zone de noyau de sable argileux à faible perméabilité avec recharge en amont et en aval des sables argileux avec gravier. La digue se repose sur deux couches de fondation.

Les matériaux utilisés dans cette étude sont : les sols de fondation 1 et 2 et les sols de remblai 3 et 4, comme il est montré dans la figure 7-1. Les propriétés des différents types de sols sont discutées dans la section suivante.

Un maillage de  $180 \times 28$  est sélectionné dans l'outil. La taille maximale de la zone est d'environ 3m. La figure 7-2 montre le zonage utilisé à l'aide du code **FLAC<sup>2D</sup>**. La taille du maillage pour le modèle est sélectionnée pour assurer la transmission d'ondes (cf. Section 4.3.4).

Sur la base des propriétés élastiques attribuées dans le tableau 7-1, le sol de remblai 2 a la vitesse de cisaillement la plus faible (247m/s, pour un module de cisaillement de 125925.07 kPa et une masse volumique de saturation de 2061,515 kg/m<sup>3</sup>). Si la taille de zone la plus grande dans le modèle FLAC<sup>2D</sup> est sélectionnée à 3m afin de fournir des temps de calcul raisonnables pour cet exemple, la fréquence maximale qui peut être modélisée avec précision est

$$f = \frac{V_s}{10\Delta L} \approx 8 \text{ Hz} \quad (7.1)$$

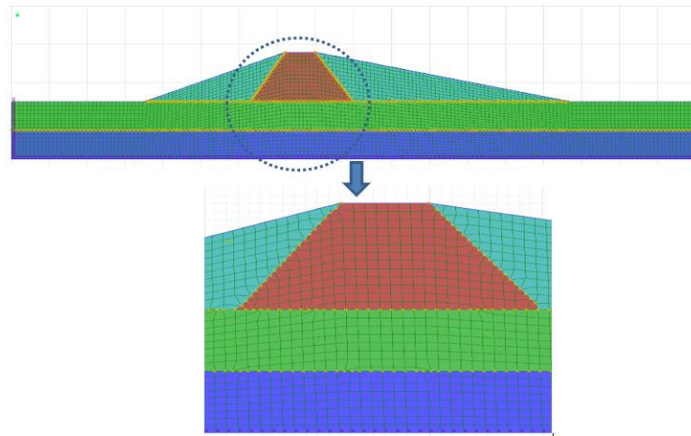


Figure 7-2 Maillage du modèle 2D utilisé.

### 7.1.1 Les propriétés des matériaux représentatifs

Les sols de fondation et de remblai sont modélisés comme un modèle élastoplastique basé sur le critère de Mohr-Coulomb. Des propriétés drainées sont requises, car il s'agit d'une analyse de contrainte effective. Les propriétés des différents types de sols sont récapitulées dans le tableau 7-1.

Tableau 7-1 Propriétés mécaniques et hydrauliques

	Fondation		Remblai	
	Sol 1	Sol 2	Sol 3	Sol 4
Masse volumique $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	2000	2000	1800	1900
Module d'Young E(kPa)	610808.50	610808.50	327405.20	327405.20
Le coefficient de Poisson $\nu$	0.3	0.3	0.3	0.3
Module de compressibilité K(kPa)	509007.08	509007.08	272837.67	272837.67
Module de cisaillement G(kPa)	234926.34	234926.34	125925.07	125925.07
Cohésion C(kPa)	4	8	6	6
Angle de frottement $\varphi$ (degrés)	40	40	35	35
Angle de dilatation $\psi$ (degrés)	0	0	0	0
Porosité	0.3	0.3	0.3	0.3
Conductivité hydraulique(m/s)	1.0058 <sup>-7</sup>	1.0058 <sup>-6</sup>	1.0058 <sup>-7</sup>	1.0058 <sup>-8</sup>



## 7.2 L'état initial des contraintes (statique)

La résistance à la liquéfaction étant une fonction croissante du niveau de contraintes effectives, le risque de la liquéfaction sera maximal lorsque les contraintes effectives dans la fondation sont les plus faibles [149]. On a donc supposé que le séisme se produit en fin de construction. Le but de l'analyse statique est de déterminer l'état des contraintes effectives et des pressions interstitielles dans la fondation et dans le barrage en fin de phase de construction.

Afin d'obtenir l'état des contraintes initiales (avant d'augmenter le niveau du réservoir), nous modélisons la fondation et la construction du remblai de barrage. Pour cela, il est nécessaire de définir les conditions statiques aux limites sur les frontières du maillage. Pour le cas statique, seulement les déplacements latéraux des nœuds des bords du maillage sont bloqués (Figure 7-3). Cela permet de tenir en compte du tassement qui se produit lors de la construction du remblai.

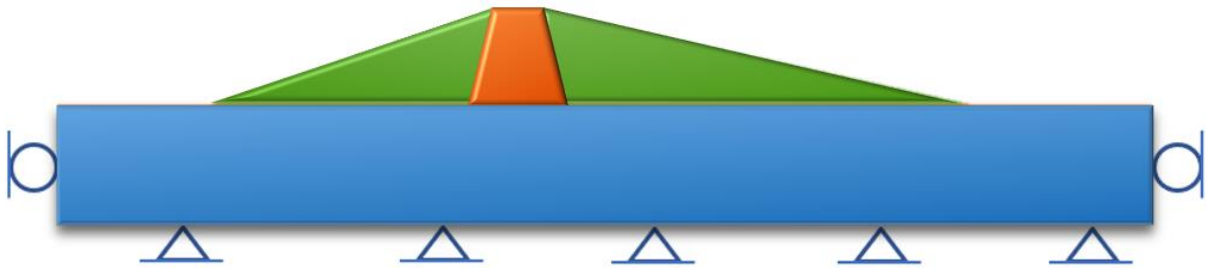


Figure 7-3 Conditions aux limites définies à la phase de construction.

L'analyse commence à partir de l'état avant que la construction du remblai soit faite. Le processus de construction peut affecter l'état des contraintes, en particulier si des surpressions interstitielles se développent dans les sols et ne se dissipent pas complètement pendant les étapes de construction. Le remblai peut être construit par étapes, avec un temps de consolidation spécifié dans le modèle FLAC<sup>2D</sup>, si la dissipation de la pression interstitielle est un problème. Dans cet exemple, les surpressions interstitielles sont supposées se dissiper avant qu'une nouvelle couche de remblai soit placée.

Il convient de noter que la modélisation par étapes de la construction du remblai fournit également une meilleure représentation des contraintes de cisaillement statiques initiales dans celui-ci.

Les matériaux de remblai sont temporairement désactivés du modèle. Ces matériaux seront activés après le calcul de l'état d'équilibre initial de la fondation qui est supposée totalement saturée par l'effet d'une nappe phréatique horizontale.

La pression interstitielle, la contrainte totale et la répartition des contraintes effectives de la fondation sont ensuite calculées automatiquement par le code. La figure 7-4 montre la distribution de la pression interstitielle initiale dans les sols de fondation.

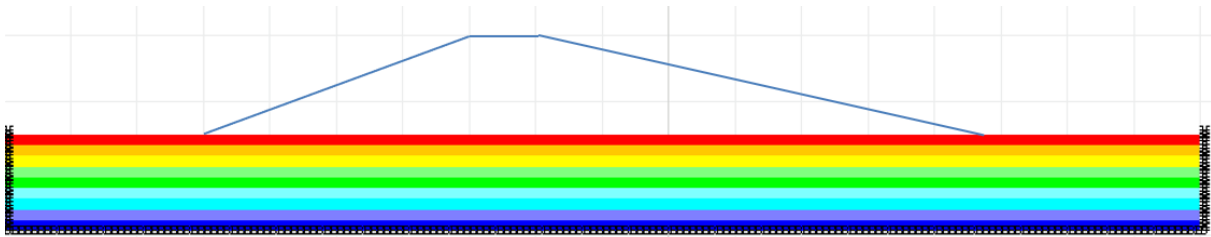


Figure 7-4 Distribution de la pression interstitielle dans les sols de fondation.

Dans ce cas d'étude, les deux sols de remblai 3 et 4 sont activés, et les pressions interstitielles sont supposées ne pas changer. Les déplacements finaux résultant de la construction du remblai sont illustrés dans la figure 7-5.

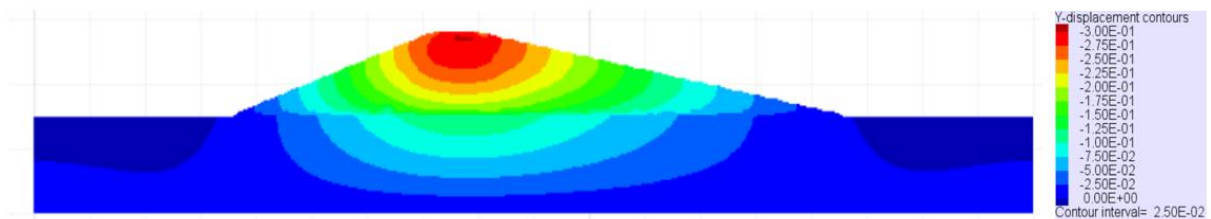


Figure 7-5 Déplacements induits par la construction de remblais.

Le modèle fonctionne en « petite déformation » jusqu'à ce stade et, par conséquent, les positions de la grille ne sont pas modifiées. Ceci est fait de sorte que l'élévation de crête du remblai (86m) ne change pas.

### 7.2.1 Établir l'état des contraintes avec réservoir plein

Pour cette étape de l'analyse, la distribution de la pression interstitielle à travers les sols du remblai et de la fondation est calculée pour un niveau d'eau situé à une hauteur de 36m où le réservoir est totalement rempli.

Un calcul purement hydraulique est d'abord exécuté (calcul découplé). Le calcul de l'écoulement est effectué. Dans ce schéma, le module de compressibilité d'eau est gradué avec la perméabilité et la porosité pour accélérer le calcul. Les pressions interstitielles sont fixées aux points de la grille le long de la pente en aval pour permettre l'écoulement

à travers cette surface. La figure 7-6 montre la distribution de la pression interstitielle à travers le remblai et la fondation à l'état stable en régime permanent.

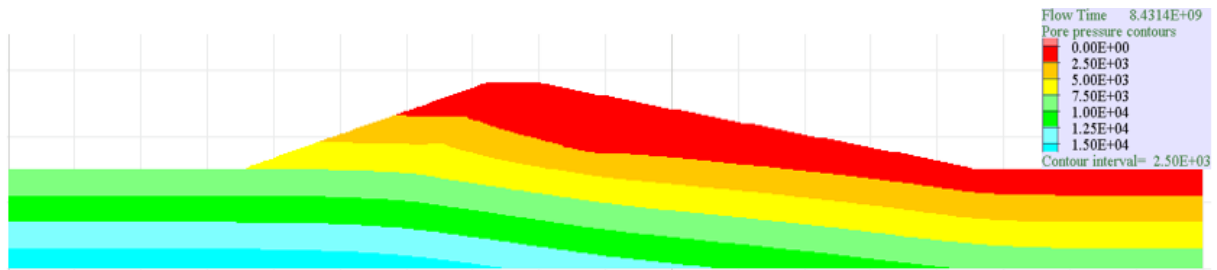


Figure 7-6 Distribution de la pression interstitielle à l'état d'équilibre pour le réservoir rempli d'eau.

Une fois que l'état d'équilibre statique est calculé pour la nouvelle distribution de pressions interstitielles, un calcul mécanique est fait pour une nouvelle distribution de pression mécanique le long de la pente en amont pour représenter le poids de l'eau du réservoir

La figure 7-7 montre la distribution de la contrainte totale verticale résultante pour le modèle à ce stade.

Cette phase est considérée comme l'état du barrage au moment de l'événement de tremblement de terre.

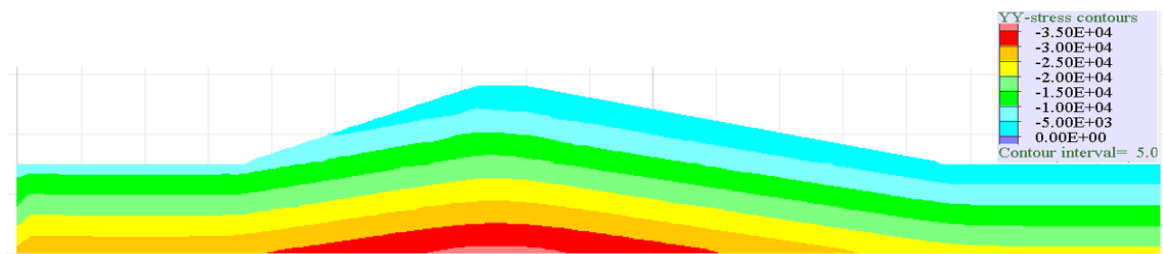


Figure 7-7 Distribution de la contrainte totale verticale.

## 7.2.2 Facteur de sécurité

Un calcul de facteur de sécurité est effectué pour vérifier la condition de stabilité à cet état. Le résultat, représenté sur la figure 7-8, montre que le facteur de sécurité est de 2,31 et que la surface de rupture la plus faible se développe le long de la pente en amont.

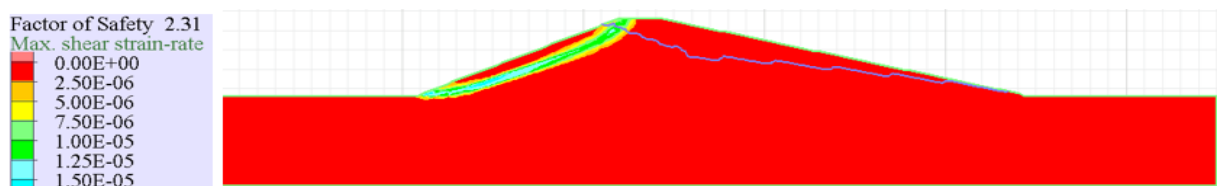


Figure 7-8 Facteur de sécurité résultant à la phase statique.

## 7.3 Application des conditions dynamiques

Les conditions suivantes sont définies dans cette première simulation dynamique, à l'aide des étapes suivantes :

- Les calculs sont en grandes déformations, les déplacements et les vitesses dans le modèle sont initialisés. De cette manière, seuls les mouvements et les déformations sismiques induits sont montrés dans les résultats obtenus.
- L'amortissement n'est pas prescrit pour les simulations dynamiques préliminaires. Les historiques d'accélération et de vitesses sont enregistrés à plusieurs points d'intérêt dans le modèle.
- En outre, des sous-programme (**FISH**) sont mis en œuvre pour surveiller la déformation de cisaillement et la surpression interstitielle à des emplacements sélectionnés, et les déplacements relatifs le long de : la pente en amont, la crête, et la pente en aval. Les historiques de vitesse et de déformation de cisaillement sont utilisés pour évaluer les fréquences naturelles et les contraintes maximales de cisaillement cyclique dans le modèle, lorsqu'aucun amortissement supplémentaire n'est prescrit.

Quand ces conditions sont appliquées, on passe aux conditions aux limites dynamiques :

- La limite de champ libre est définie pour les limites latérales.
- Des conditions aux limites absorbantes sont supposées pour la base (e.g. Les matériaux de fondation sont supposés s'étendre jusqu'à une profondeur significative sous le barrage). Par conséquent, il est nécessaire d'appliquer une limite absorbante (visqueuse) le long du bas du modèle afin de minimiser l'effet des ondes réfléchies à la base du modèle et pour modéliser l'effet de la fondation déformable (cf. Section 4.4.3).
- Les conditions aux limites absorbantes sont assignées dans les directions  $x$  et  $y$ .

### 7.3.1 Choix de mouvement sismique

Le barrage en terre est soumis à des mouvements sismiques réels avec différentes amplitudes PGA (Peak Ground Accélération), fréquences, origines (conditions du site source : sol ou rocher) et différents types (impulsionnels ou non impulsionnels) tandis que l'intensité ( $I_{Arias}$ ), la vitesse de cisaillement  $V_{s,30}$  et la durée du choc principal  $t_{595}$  (c.-à-d.  $t_{595} = t_{95IArias} - t_{5IArias}$ ) des signaux d'entrée sont d'autres paramètres qui définissent le signal sismique.

Cette étude paramétrique nous permet d'analyser la réponse du barrage à différents scénarios extrêmes de tremblement de terre, comme elle permet également d'étudier l'influence des caractéristiques du mouvement sismique sur le phénomène de liquéfaction.

Les mouvements sismiques utilisés sont limités aux 8 cas suivants :

- Un chargement sismique d'après la base de données italienne itaca (*IRSN\_168*) qui a été enregistré dans la région de Modène (Italie) en 2012 (29-05 07:00) avec  $M_w = 6.0$ .
- Un chargement sismique représentatif du tremblement de terre du Friuli (Italie, 1976) d'après la base de données PEER (*RSN\_125*) avec  $M_w = 6.0$ .
- Un mouvement sismique réel à proximité de la faille d'après la base de données PEER (*RSN\_143*) et représentatif du tremblement de terre du Tabas (Iran) en 1978 avec  $M_w = 7.35$ .
- Un mouvement réel non impulsionnel «non Pulse-Like» enregistré sur sol [150]. (*RSN\_167*) d'après la base de données PEER et représentatif du tremblement de terre de la Vallée impériale en Californie avec  $M_w = 6.53$
- Un mouvement sismique réel (*RSN\_1091*) non impulsionnel «non Pulse-Like» enregistré sur le rocher d'après la base de données PEER et représentatif du tremblement de terre de Northridge avec  $M_w = 6.6$ .
- Un mouvement sismique réel (*RSN\_1091*) non impulsionnel «non Pulse-Like» enregistré sur le rocher et représentatif du tremblement de terre de Northridge en 1994, mais avec une autre station d'après la base de données PEER.
- Un mouvement sismique réel (*RSN\_1050*) impulsionnel «Pulse-Like» enregistré sur le rocher et représentatif du tremblement de terre de « Coyote Lake » qui s'est produit sur la faille Calaveras près du lac Coyote dans le comté de Santa Clara, en Californie, d'après la base de données PEER.
- Un mouvement sismique réel représentatif du tremblement de terre de Loma Prieta en 1987 en Californie (*Loma\_87*). Le mouvement est pris à partir de celui enregistré au pilier gauche du barrage. L'enregistrement de ce mouvement est fourni par le code FLAC<sup>2D</sup>.

Les caractéristiques des enregistrements réels non calibrés sont cumulées dans le tableau 7-2. La figure 7-9 présente les accélérogrammes d'enregistrements réels utilisés dans cette étude. Leurs spectres de réponse en accélération sont également représentés sur la figure 7-10. Tous les signaux d'entrée ont une correction de base et sont filtrés en utilisant un filtre passe-bande non causal d'ordre 4, entre 0,1 et 8 Hz (cf. Section 1.5.4).

Ces procédures sont nécessaires pour assurer la bonne transmission d'onde selon l'équation (7.1).

Un exemple de traitement de signal d'entrée « *RSN\_1091* » de Northridge (Los Angeles) est montré sur la figure 7-11, à l'aide de le logiciel *SeismoSignal*.

Tableau 7-2 Caractéristiques des mouvements sismiques utilisés pour le barrage

ID*	Événement	Année	Station	Record/Enregtr	Mw	R**[km]	V <sub>30</sub> [m/s]
<i>IRSN_168</i>	Emilia-Romagna 29-05	2012	SANO	HNE	6.0	10.2	EC8
<i>RSN_125</i>	Friuli, Italy-01 06-05	1976	Tolmezzo	FRIULIA A-TMZ000	6.5	14.9	505
<i>RSN_143</i>	Tabas, Iran 16-09	1978	Tabas station	TABAS TAB-L1	7.35	1.97	767
<i>RSN_167</i>	Imperial Valley 15-10	1979	Compuertas	IMPVALL H-CMP015	6.5	13.5	260
<i>RSN_1091</i>	Northridge 17-01	1994	Vasquez Rocks Park	NORTHR VAS090	6.69	23.1	966
<i>RSN_1050</i>	Northridge 17-01	1994	Pacoima Dam (downstr)	NORTHR PAC175 1050	6.69	4.92	2016
<i>RSN_150</i>	Coyote Lake 06-08	1979	Gilroy Array # 6	COYOTELK G06230	5.4	0.42	663

\*ID tel que donné sur la base de données

\*\* Distance source-site de Joyner-Boore.

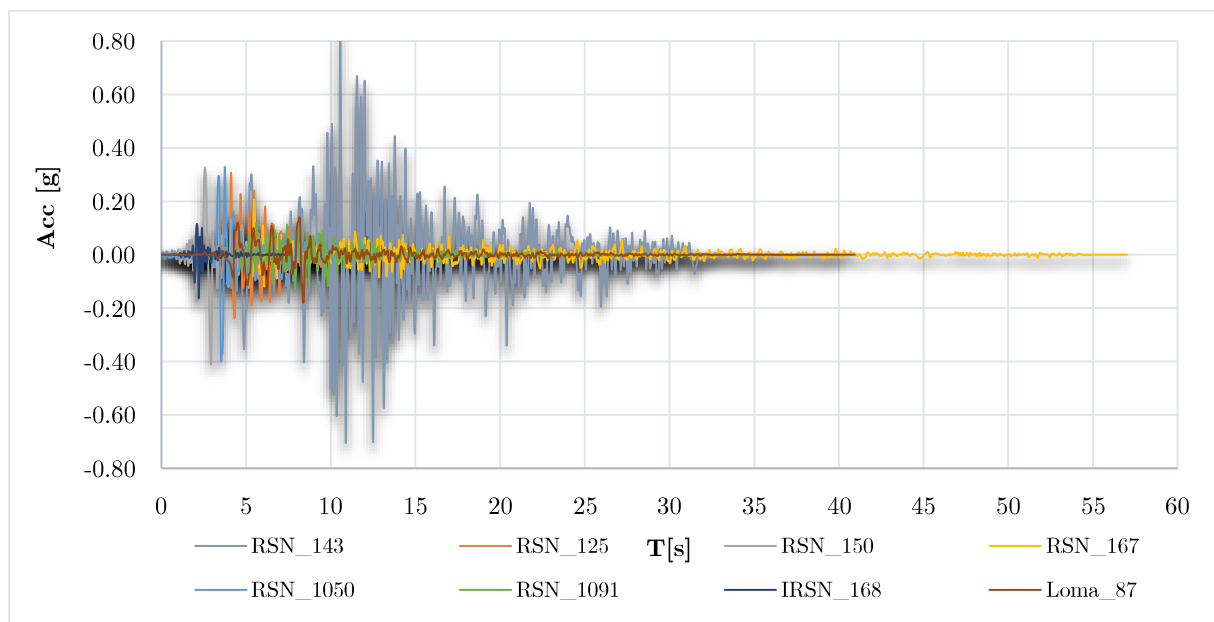
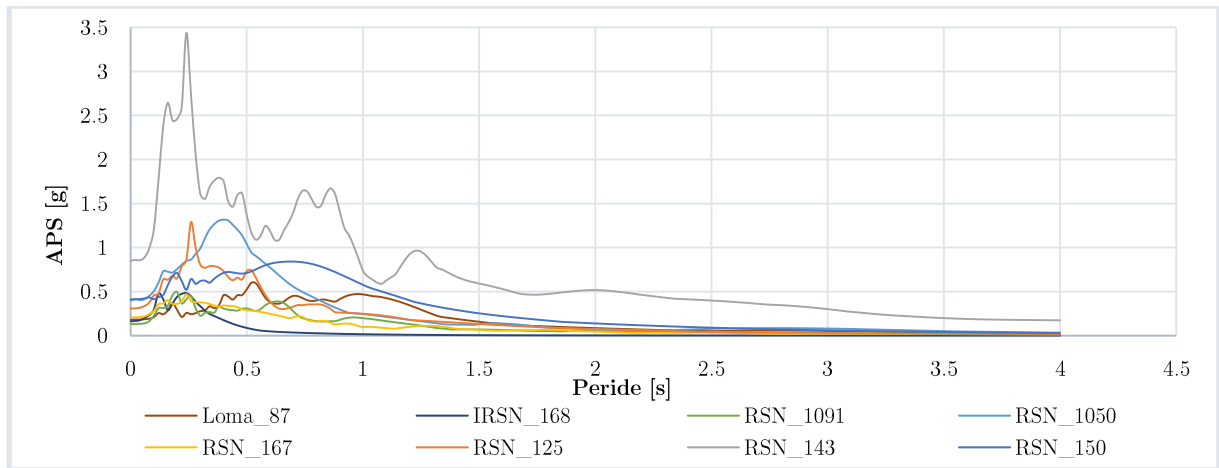
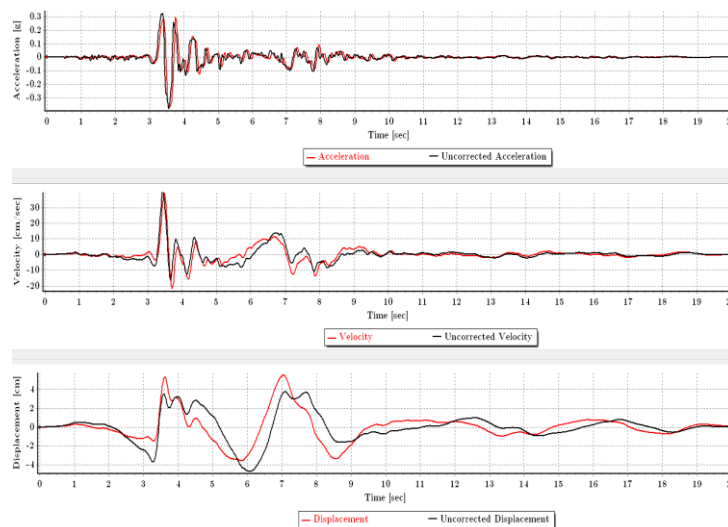


Figure 7-9 Accélérogrammes des séismes réels appliqués.

Figure 7-10 Spectres de réponse en accélérations ( $\xi = 5\%$ ).Figure 7-11 Traitement de signal sismique (*RSN\_1091*).

### 7.3.2 Évaluations préliminaires (Élastique)

Avant d'effectuer des simulations complètement non linéaires, des essais préliminaires sont effectués pour évaluer les niveaux maximaux de contrainte de cisaillement cyclique et les gammes de fréquences naturelles. Ces essais aident également à évaluer la nécessité d'un amortissement supplémentaire du matériau dans le modèle.

Des d'essais préliminaires sont réalisés avec des matériaux élastiques non amortis pour surveiller les déformations de cisaillement (déformation cyclique) et les niveaux de vitesse dans tout le modèle pendant l'excitation dynamique.

Les enregistrements d'entrées (Section 7.3.1) sont intégrés pour obtenu des vitesses afin d'appliquées eux comme des contraintes de cisaillements le long de la base de modèle en utilisant l'équation suivante :

$$\sigma_s = \text{facteur} \cdot \rho \cdot V_s \cdot v_s \quad (7.2)$$

Où :  $\rho$  est la densité saturée ( $2200 \text{ kg/m}^3$ ),  $V_s$  est la vitesse de l'onde de cisaillement ( $319 \text{ m/sec}$ ) pour le sol de fondation (1). Notez que le facteur dans l'équation. (7.2) est normalement égale à 2 pour tenir en compte de l'énergie d'entrée qui se divise en ondes de propagation vers le bas et vers le haut.

Les vitesses d'entrées, appliquées à la base du modèle sont d'abord vérifiées pour s'assurer que les vitesses calculées correspondent aux vitesses d'entrées (Figure 7-12).

Afin d'estimer les niveaux maximaux de contrainte de cisaillement cyclique dans le modèle : A ce stade, le signal « *RSN\_143* » a été appliqué, car il présente le PGA d'accélération le plus grand de  $0.8g$  et  $M_w = 7.35$  comme il est montré sur la figure 7-9 et supposant qu'il va générer les plus grandes déformations dans le modèle.

La comparaison de la vitesse calculée par rapport à la vitesse d'entrée est montrée sur la figure 7-12. Il y a une légère différence entre l'entrée et la vitesse calculée.

Le facteur de conversion reliant la vitesse à la contrainte de cisaillement peut être ajusté si un ajustement plus serré est désiré.

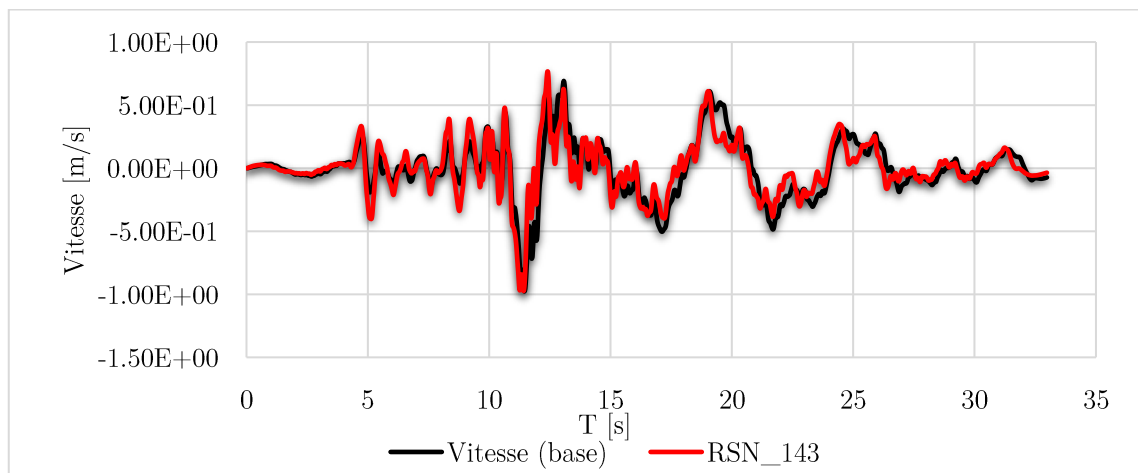


Figure 7-12 Comparaison de la vitesse calculée par rapport à la vitesse d'entrée « *IRSN\_143* » facteur d'ajustement de 1.35.

Les simulations élastiques sont effectuées sans amortissement, pour estimer les niveaux maximaux de déformation cyclique et les plages de fréquences naturelles. Les historiques de vitesse et de contrainte/déformation en cisaillement sont enregistrés à différentes régions et types de sols dans le modèle (Figure 7.13). La figure 7-14 montre la contrainte de cisaillement en fonction de la distorsion dans le noyau argileux.



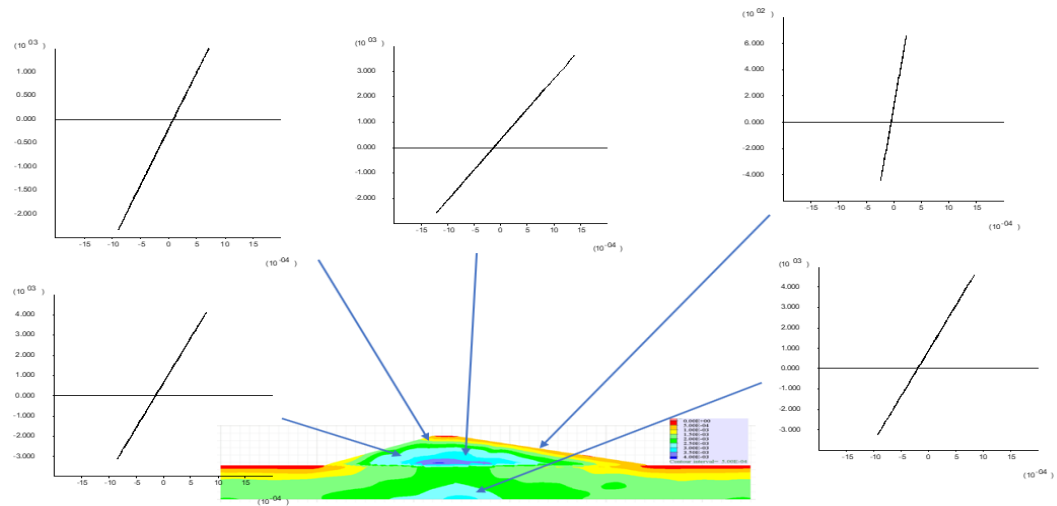


Figure 7-13 Contrainte/Déformation en cisaillement dans le modèle réponse élastique - non amorti- entrée « *Loma\_87* ».

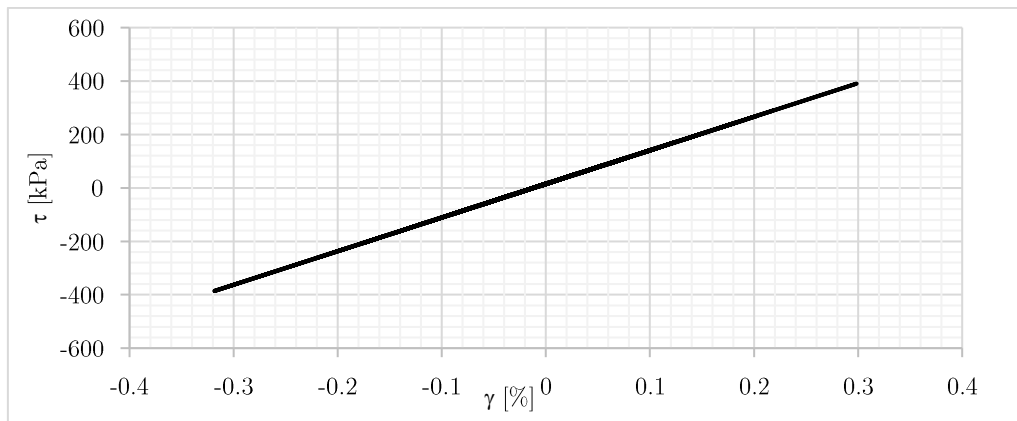


Figure 7-14 Contrainte / Déformation en cisaillement dans le noyau argileux matériau élastique - non amorti- entrée « *IRSN\_143* ».

Le calcul des fréquences propre du barrage se fait pour différentes régions aussi, l'objectif de ce calcul est de prévenir le modèle à un phénomène de résonance.

La gamme de fréquences pour la réponse naturelle du système est constatée relativement uniforme dans tout le modèle.

La figure 7-15 représente les fréquences calculées à la crête du barrage à partir de la réponse en vitesse obtenue après la propagation de l'onde sismique. On constate que la fréquence naturelle prédominante située à la crête du barrage est de 1.00 Hz.

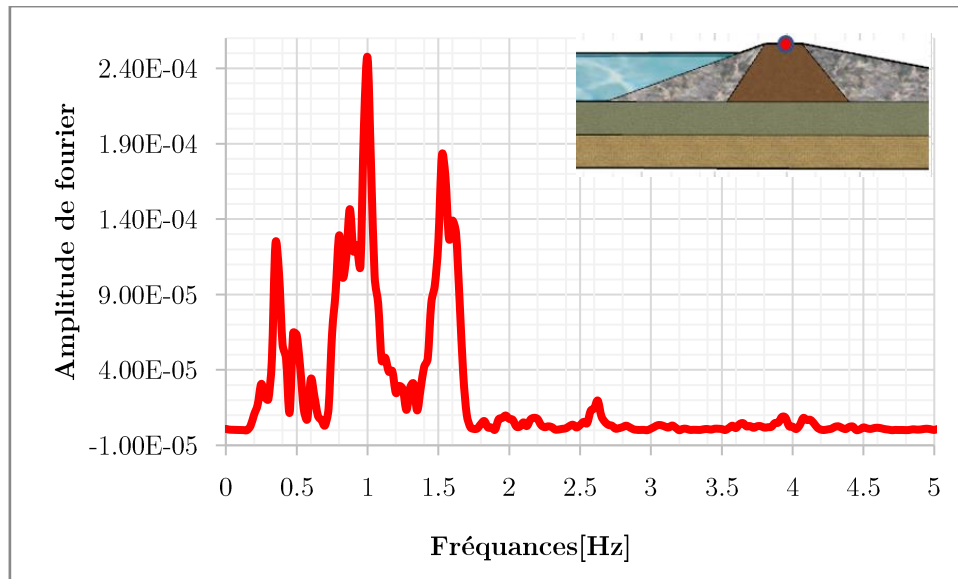
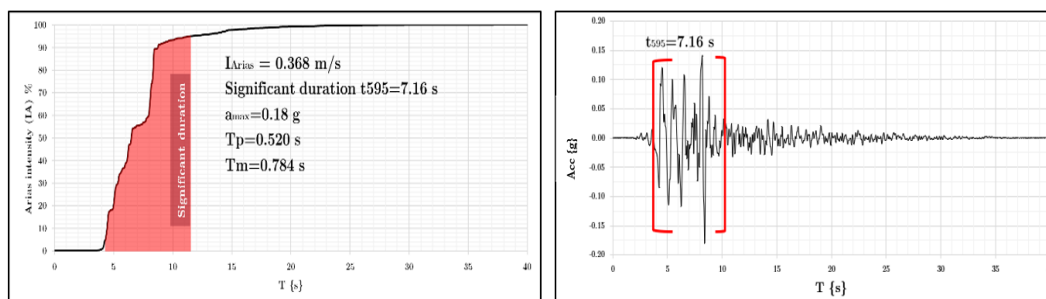


Figure 7-15 Fréquences calculées à la crête du barrage.

### 7.3.3 L'analyse élastoplastique (Cas de référence)

Avant d'analyser l'influence des paramètres précités sur la réponse dynamique du barrage, sa réponse est présentée en cas de charge sismique. Le modèle sans liquéfaction est utilisé comme un cas de référence. Dans ce modèle, un comportement élastoplastique est défini avec un amortissement hystérésis. Les paramètres de l'amortissement sont déterminés par la suite.

Le système Barrage-Fondation est soumis à un chargement sismique représentatif du séisme de Loma Prieta (*Loma\_87*). L'enregistrement de ce mouvement est tiré dans le manuel du code  $FLAC^{2D}$ . Il est caractérisé par un  $PGA_{in}=0.17g$  (après la déconvolution), une longue durée de choc principal ( $t_{595} = 7.16s$ ) et une durée totale d'environ 40 secondes. L'accélérogramme, et l'intensité d'Arias correspondant au chargement ("*Loma\_87*") sont représentés sur la figure 7-16.

Figure 7-16. Signal sismique d'entrée (*Loma\_87*).

à gauche : Intensité d'Arias

à droite : Accélérogramme.

Bien que l'importance du comportement non linéaire des sols est acceptée dans le domaine du génie parasismique. Les caractéristiques dynamiques de tous les sols de ce

modèle sont supposées être régies par les courbes de variation du module ( $G/G_{\max}$ ) et d'amortissement ( $D$ ) en fonction de la distorsion.

Des essais préliminaires sont effectués pour sélectionner la fonction du modèle hystérésis, qui fournit un ajustement raisonnable aux courbes de réduction du module donné pour les argiles de Seed & Idriss [15]. La fonction d'amortissement hystérésis cubique est utilisée pour ajuster les courbes de variation du module ( $G/G_{\max}$ ) et du d'amortissement ( $D$ ).

Les valeurs des paramètres  $L_1 = -3.156$  et  $L_2 = 1.904$  pour ce modèle fournissent un ajustement raisonnable aux deux courbes, jusqu'à environ 0,3% de déformation. Ceci est considéré comme approprié pour les niveaux de déformation maximums identifiés à partir de l'essai non amorti (0.31%). Ce niveau de déformation correspond à un facteur de réduction du module de cisaillement ( $G/G_{\max}$ ) d'environ 0,16 et un amortissement  $D$  de 20%, comme les montrent les figures 7-16 et 7-17.

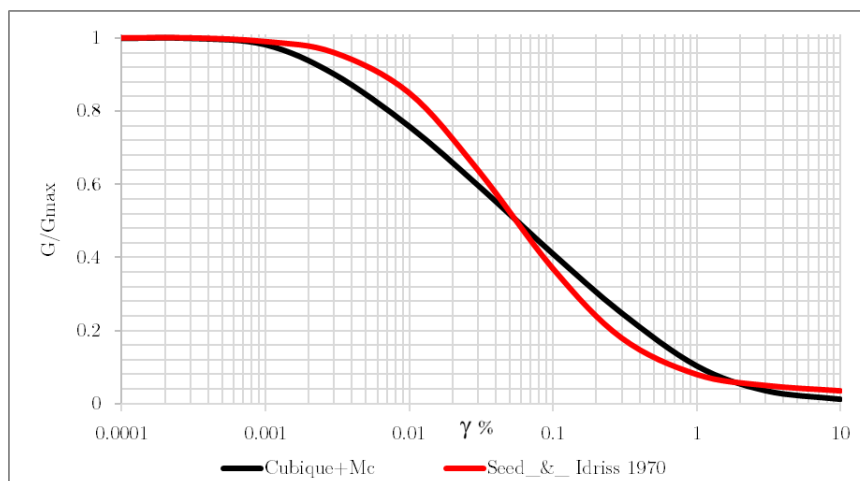


Figure 7-17 Calage et comparaison des courbes  $G/G_{\max}$  en fonction de la distorsion  $\gamma$ .

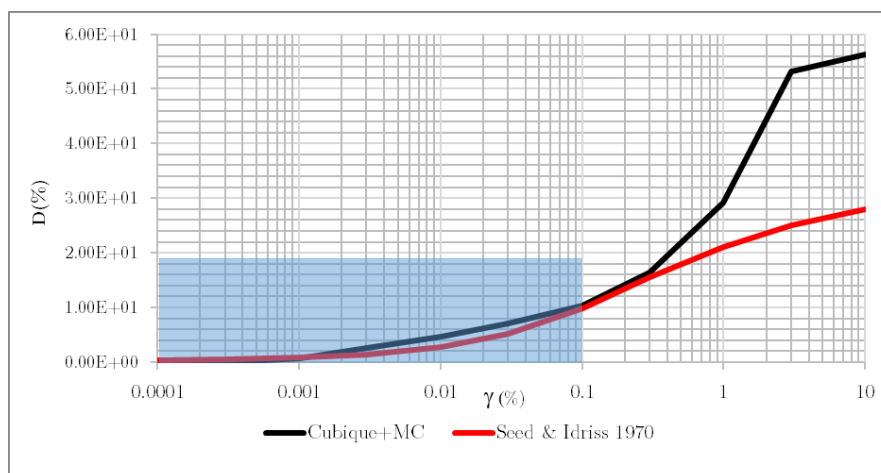


Figure 7-18 Calage et comparaison des courbes  $D$  (%) en fonction de la distorsion.

Le mouvement du système observé après 40 secondes est concentré dans les talus (principalement dans pentes en amont) de barrage. Ceci est montré dans le tracé de vecteurs de déplacements maximaux (Figure 7-19) et l'incrément de déformation en cisaillement (Figure 7-20).

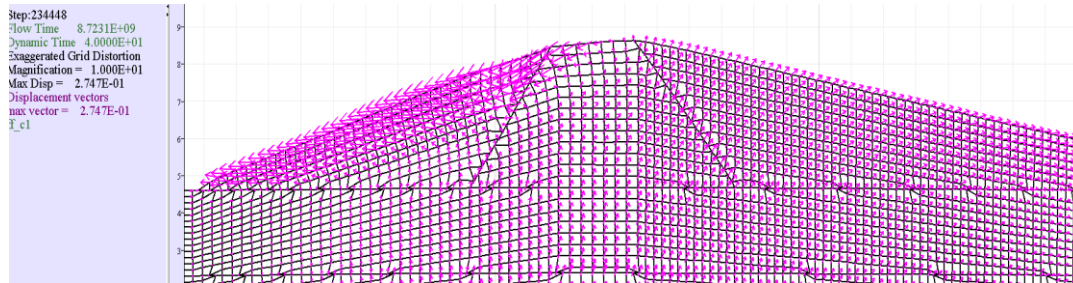


Figure 7-19 Vecteurs de déplacements maximaux après le chargement à  $t=40s$ .

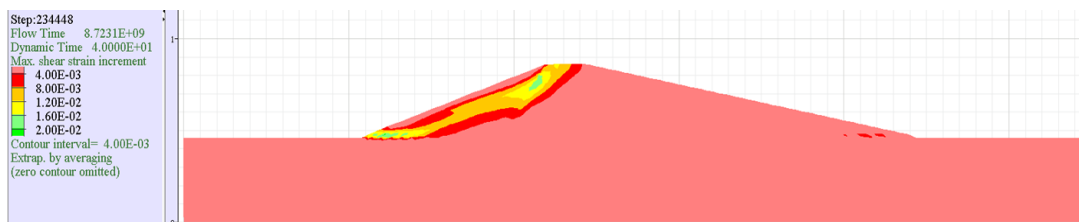


Figure 7-20 Contour de l'incrément de déformation en cisaillement après le chargement à  $t=40s$ .

La figure 7-21 (Contrainte-Déformation) montre la performance de modèle élastoplastique couplé avec l'amortissement hystérésis. Cette figure montre initialement une réponse élastique, qui correspond aux petites déformations. Ensuite, une boucle d'hystérésis apparaît, en fonction de l'augmentation de chargement appliqué (pendant la durée de choc principal), jusqu'à la limite élastique de ce modèle. Ici, on observe le phénomène de l'écoulement plastique, où l'énergie est dissipée par les deux types d'amortissement (hystérésis et naturel).

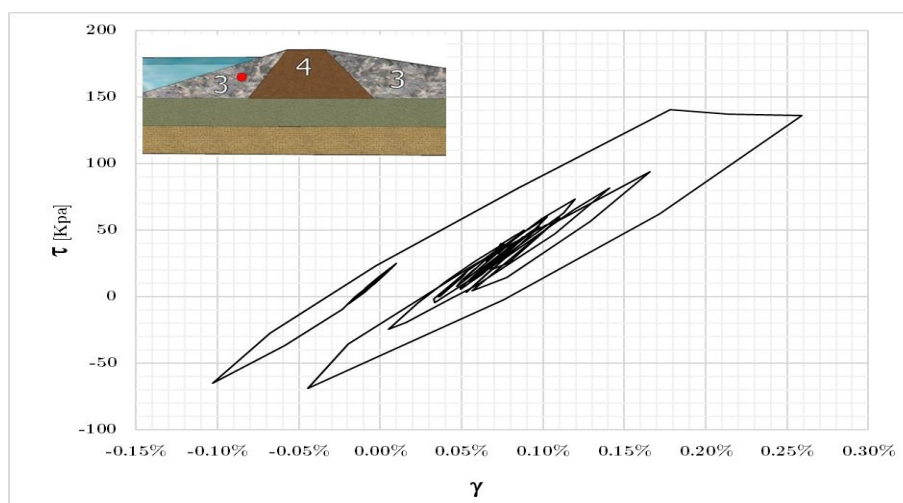


Figure 7-21 Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation de cisaillement.

La pression interstitielle et les contraintes verticales effectives dans la figure 7-22, enregistrés en point rouge dans le (Sol 3) de barrage près de la face en amont, illustrent le changement minime de la pression interstitielle dans les matériaux de remblai pendant le chargement sismique.

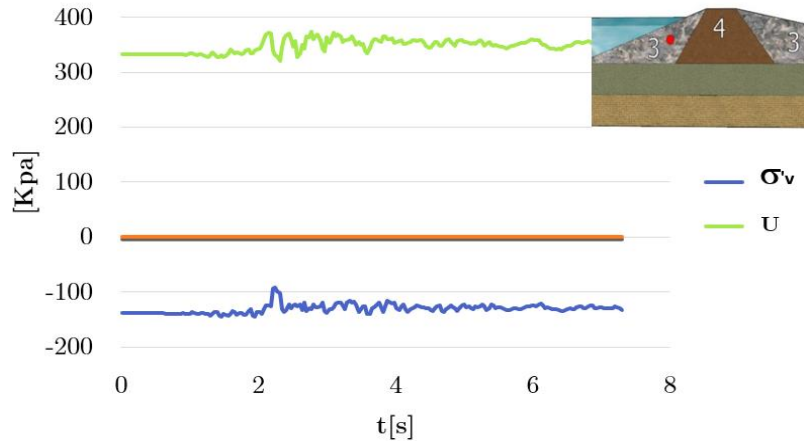


Figure 7-22 Variation des pressions interstitielle et les contraintes verticales effectives.

## 7.4 Analyse numérique de la liquéfaction

L'évaluation du potentiel de liquéfaction peut être réalisée par deux types d'approches : Procédures simplifiées fondées par des observations et des corrélations empiriques et des modèles basés sur le comportement du sol non linéaire (modélisation numérique).

À travers des études paramétriques, dans cette section, les paramètres qui impactent le plus le phénomène de liquéfaction (disposition et la forme de la zone liquéfiable, le drainage et les caractéristiques du mouvement sismique) sont discutés. Les résultats de cette étude paramétrique sont analysés et comparés aux réponses dynamiques disponibles dans la littérature et qui sont déjà présentée dans la section 3.5.5.

Ces résultats sont évalués en trois termes :

- Taux de liquéfaction
- Déformation déviatorique (intégrant la déformation en cisaillement).
- Déplacement relatif.

### 7.4.1 L'effet de disposition et profondeur de la zone liquéfiable

Dans la pratique, on se trouve dans des situations où les investigations géotechniques sont insuffisantes pour identifier tout le site étudié. En conséquence, sous l'effet de l'hétérogénéité du site, des ruptures peuvent se produire pendant l'évènement

sismique. Par ailleurs, le coût de projet exige parfois l'utilisation des remblais non sélectionnés qui peut conduire à des problèmes inattendus et principalement la liquéfaction des sols.

Afin d'étudier les mécanismes probables des ruptures induites par la liquéfaction, huit (8) modèles, simulant différentes configurations de cette zone, sont calculés. Les résultats obtenus pour chaque cas sont présentés et comparés ensuite entre eux et avec le cas de référence (sans liquéfaction).

Les zones en rouge foncé (Figure 7-23) présentent les zones du sol supposées liquéfiées pendant le chargement sismique, utilisons le modèle de liquéfaction Finn-Byrne (cf. Sections 4.5.3 et 4.5.4).

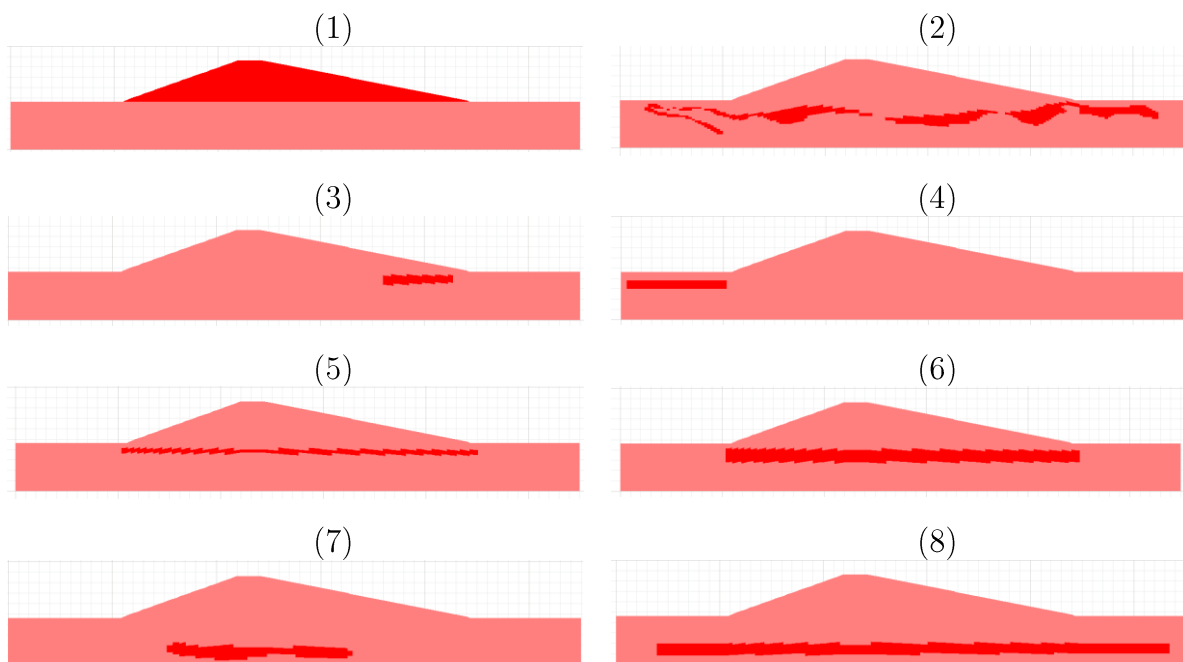


Figure 7-23 Modèles simulés : différentes configurations de la zone liquéfiables.

Dans le premier cas (Cas 1) on présente la liquéfaction dans les matériaux de remblais, dans le deuxième cas (Cas 2) on présente l'effet d'une zone discontinu et hétérogène (géométriquement), dans le troisième et le quatrième cas (Cas 3), (Cas 4) on présente l'effet de la position d'une zone bien localisé, dans le cinquième et le sixième cas d'études on présente l'effet de l'épaisseur de la couche liquéfiable, les deux dernier cas (cas 7 et cas 8) présentent l'effet de la profondeur.

Le modèle de la liquéfaction de Finn-Byrne implémenté dans le code **FLAC<sup>2D</sup>** est utilisé pour cette modélisation. Ce modèle se base sur les travaux de Martin et al [137] qui ont développé une méthode de calcul de la pression interstitielle en conjonction avec la relation constitutive non linéaire du comportement des matériaux.

Ces travaux sont basés sur des essais in situ définis pour correspondre aux mesures SPT (essai au pénétromètre dynamique). Pour un nombre de coups SPT normalisé de 10, les paramètres numériques du modèle Finn-Byrne sont  $C1 = 0.4904$  et  $C2 = 0.8156$ .

Pour évaluer l'apparition de la liquéfaction du sol, les contours du rapport de pression interstitielle en excès normalisé  $R_e$  (c'est-à-dire  $u_e / \sigma'_c$ ) sont tracés pour chaque cas. Ce rapport peut être utilisé pour évaluer la région de liquéfaction dans le modèle, dont  $u_e$  est la pression interstitielle en excès et  $\sigma'_c$  est la contrainte initiale effective de confinement.

Pour distinguer la « vraie liquéfaction » (e.g.  $R_e \geq 1$ ) et la mobilité cyclique (c.-à-d.  $0,7 < R_e < 1$  avec le développement de grandes déformation) on suppose que la liquéfaction apparaît lorsque le rapport  $R_e$  est supérieur ou égale à 1 comme montré par Lopez et Modarissi [151] et proposé dans le manuel de code **FLAC<sup>2D</sup>** [127].

Donc, un état de liquéfaction est supposé se produire lorsque le rapport :

$$R_e = u_e / \sigma'_c \geq 1.$$

Pour évaluer l'apparition de la liquéfaction du sol, les contours du rapport ( $R_e \geq 1$ ) sont tracés pour chaque cas. Le signal *Loma\_87* est utilisé pour tous les cas d'études afin de valider le **cas 1** avec les résultats fournis dans le manuel de code **FLAC<sup>2D</sup>** [127].

### Cas 1

Ce cas correspond à une liquéfaction potentielle dans les matériaux de remblais. Le modèle est simulé pour une durée totale de 40 secondes. La figure 7-24 montre l'effet de la génération de pression interstitielle dans les sols de remblai. L'enregistrement de cette variation se fait au point rouge indiqué dans la même figure. Ce point se trouve à une profondeur d'environ 36m au-dessous de la crête de la pente en amont. On remarque qu'il y a une augmentation significative de la pression interstitielle (et une diminution de la contrainte effective, qui tend vers zéro). On remarque que cette augmentation est synchronisée à la durée effective de chargement sismique. Ces résultats nous donnent l'envie d'enquêter l'effet de cette durée sur le phénomène de la liquéfaction. Une étude détaillée sur l'influence de paramètres de signaux sismiques sur la liquéfaction est présentée dans les sections suivantes.

Les contours du rapport de pression interstitielle cyclique supérieure à 0,99 sont représentés dans la figure 7-25. Les surpressions interstitielles accumulées au cours du séisme sont distribuées le long de la surface de rupture et elles provoquent l'instabilité.

Cette figure présente aussi les incréments de la déformation en cisaillement à la fin du mouvement sismique.

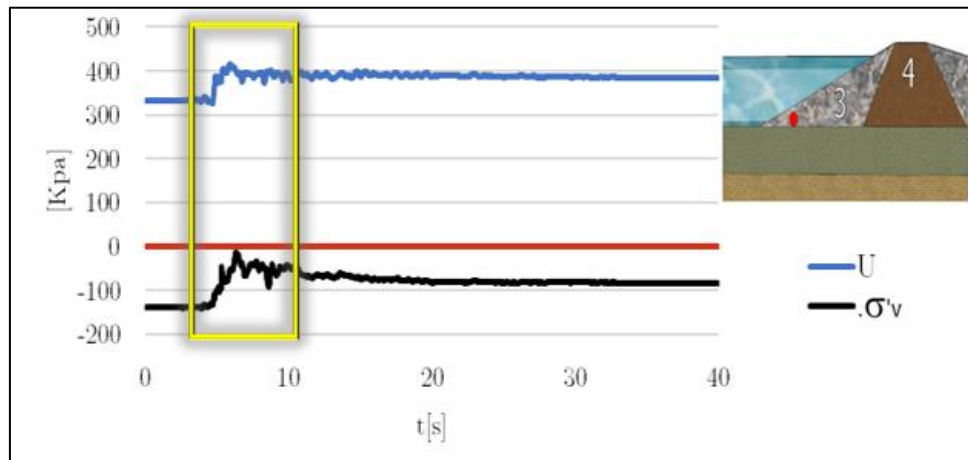


Figure 7-24 Variation de la pression interstitielle et la contrainte verticales effectives.

Deux bandes de cisaillement localisé dans la digue sont observée. Ces zones de cisaillement se propagent à l'intérieur du corps de digue jusqu'à sa crête. Cette figure montre aussi que toute la zone en amont et la base en aval présentent un mécanisme d'effondrement (rupture) circulaire. On observe aussi que la fondation du barrage ne présente aucune déformation importante.

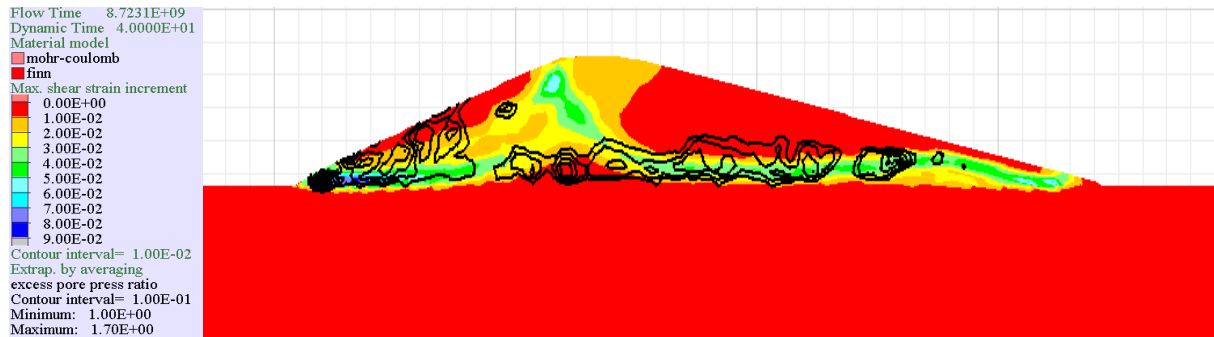


Figure 7-25 Contours montrent l'étendue des sols liquéfiés.

Les figures 7-26 et 7-27 montrent un mouvement important par rapport au cas de référence (Section 7.3.3). Les déplacements relatifs des points situés à différentes zones du barrage montrent un mouvement horizontal important du point situé en face amont accompagné par un tassement de crête. Les déplacements relatifs maximums calculés correspondent à la translation de la partie amont (0.87m) et avale (0.6m) et du tassement de crête de barrage (environ 0.8m).



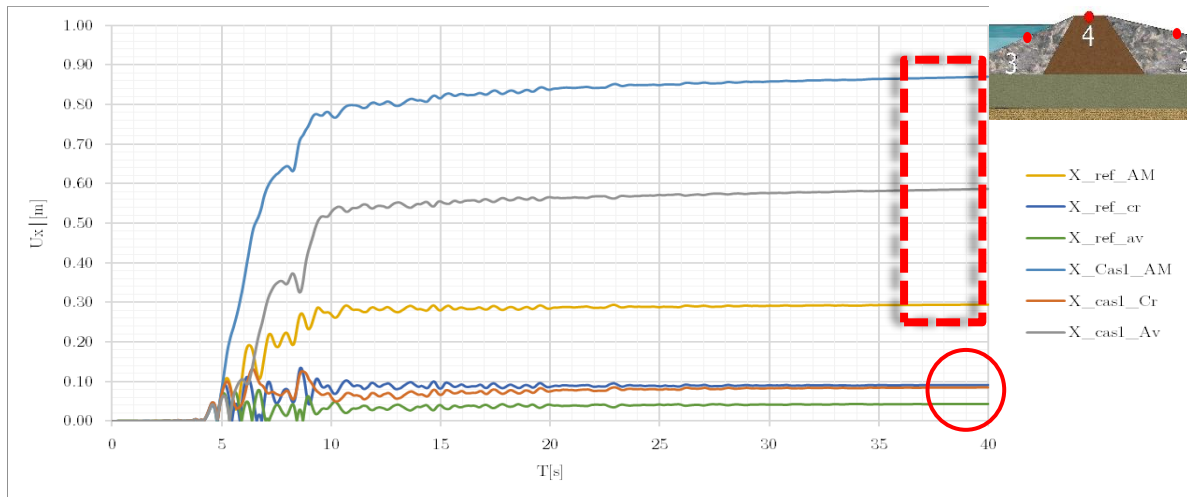
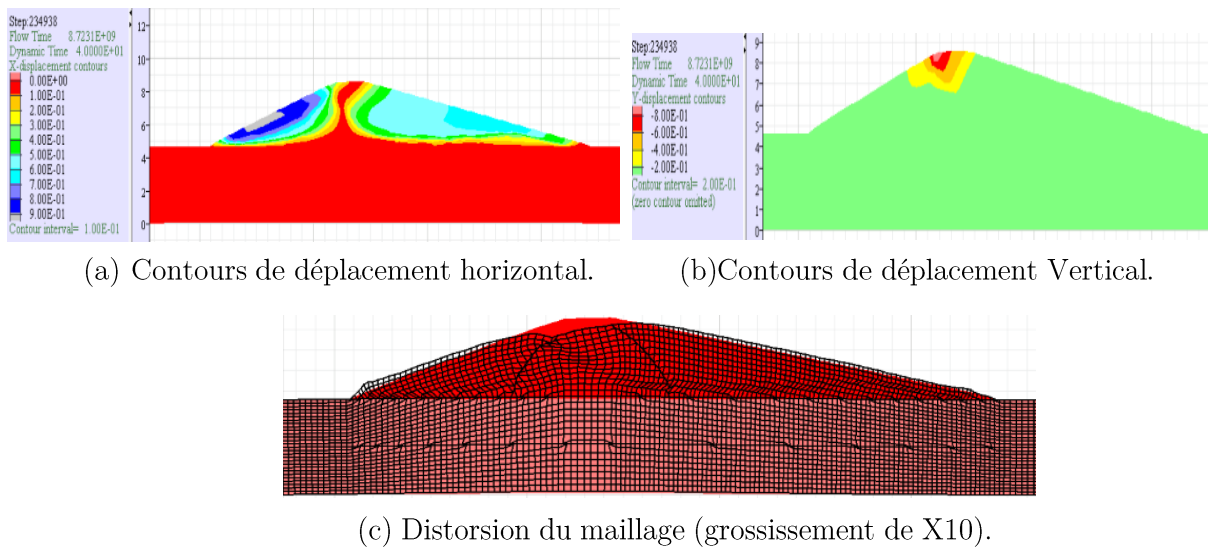


Figure 7-26 Comparaison de déplacements relatifs.



(a) Contours de déplacement horizontal.

(b) Contours de déplacement Vertical.

(c) Distorsion du maillage (grossissement de X10).

Figure 7-27 Contours de déplacements et de la déformation après 40 sec de perturbation.

Selon la référence [112], ce type de rupture peut être classé comme un mode hybride entre le **Type 2** et le **Type 4** : un tassement de la crête accompagné par des glissements circulaires des pentes.

De la même façon que cette première étude, les études 2 à 8 sont réalisées afin d'évaluer les différents mécanismes de déformation dues à la forme et à la disposition de la couche liquéfiable.

L'essentiel des résultats est présenté dans les tableaux 7-3 et 7-4.

Tableau 7-3 Contours de déplacement horizontal et verticale

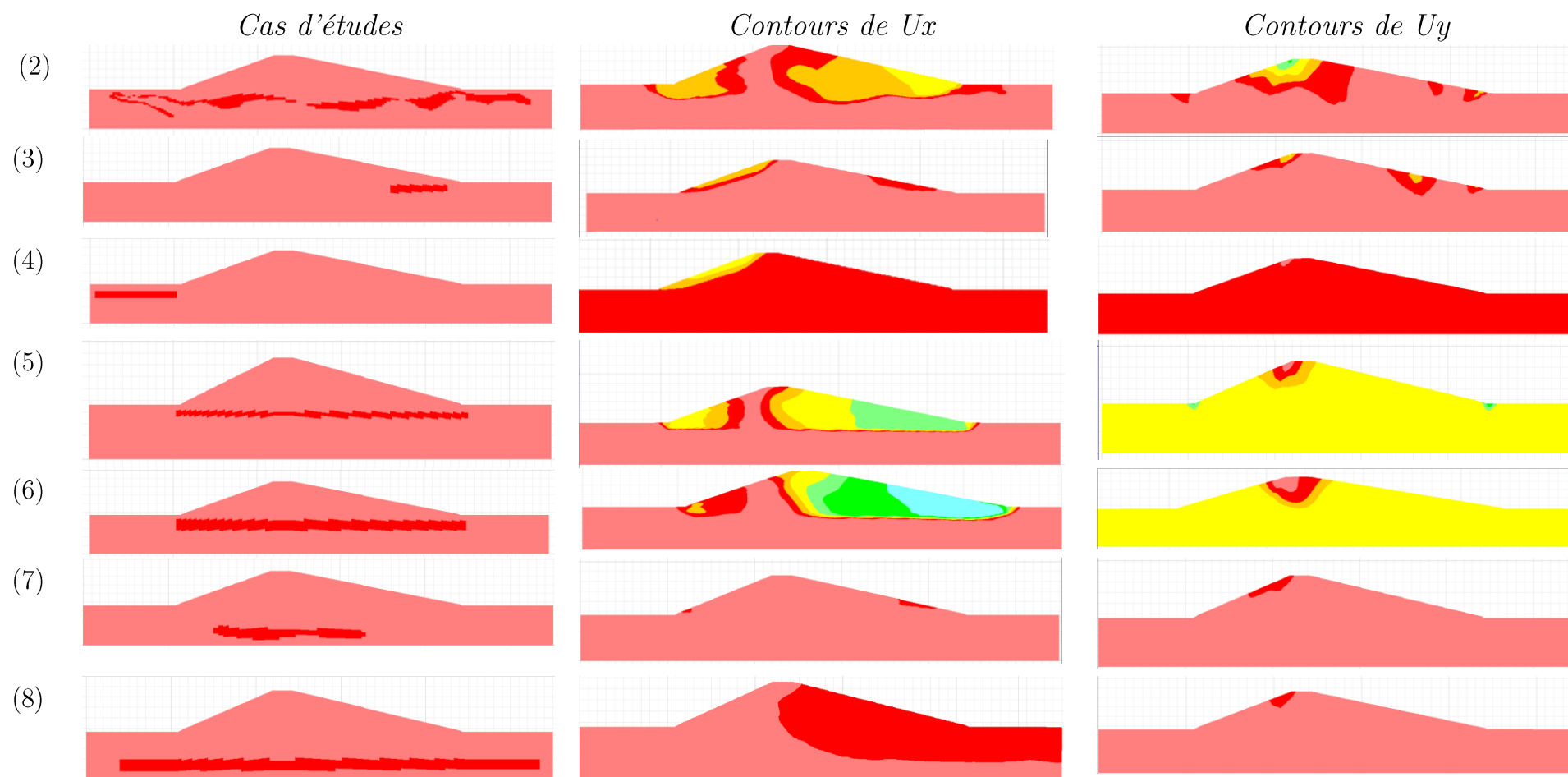
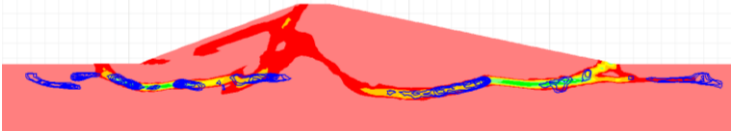
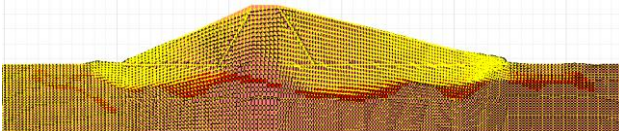
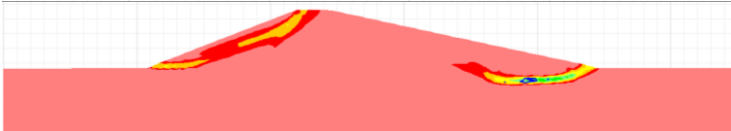
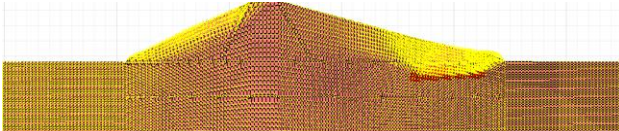

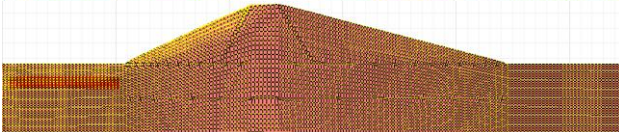
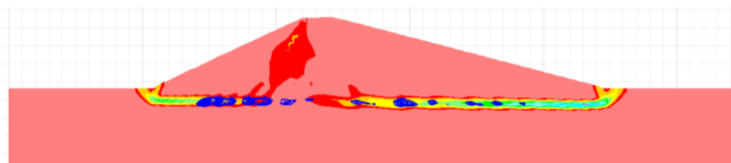
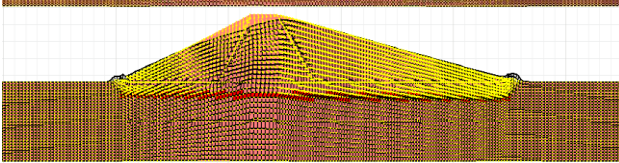
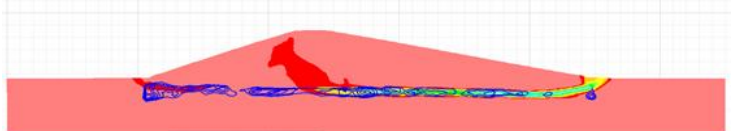
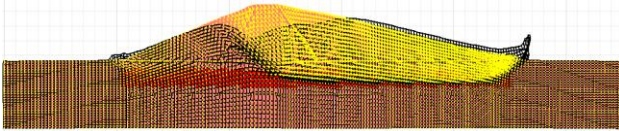
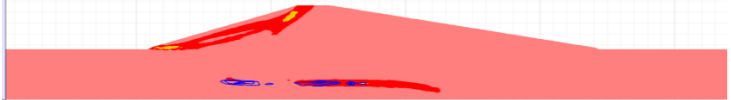


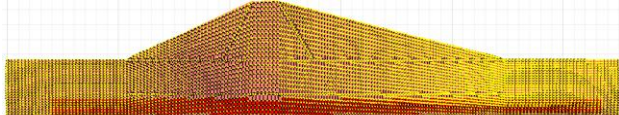


Tableau 7-4 Mécanismes de rupture due à la liquéfaction

<i>Cas d'études</i>	<i>Distorsion du maillage (X10).</i>	<i>Identification de déformation et taux de la liquéfaction</i>
(2) 		Surface de rupture circulaire $Re_{max}=1.70$
(3) 		Surface de rupture circulaire avec étalement latéral $Re_{max} = 1.1$
(4) 		Surface de rupture circulaire $Re_{max} = 1.4$
(5) 		Surface de rupture plan avec étalement, $Re_{max} = 1.6$
(6) 		Surface de rupture circulaire avec étalement latéral, $Re_{max} = 1.6$
(7) 		<b>Aucun mécanisme</b> induit par la liquéfaction, $Re_{max} = 1.20$
(8) 		<b>Aucun mécanisme</b> induit par la liquéfaction, $Re_{max} = 1.5$

- **Cas 2**

Nous présentons ici l'effet d'une zone discontinu et d'hétérogène. Nous avons constaté que deux surfaces d'effondrement circulaires sont identifiées. En fonction des bandes de cisaillement générées : une première zone liquéfiée (la plus grande) est observée sous l'orteil du remblai aval et qui se propage à l'intérieur du remblai jusqu'à sa crête, la seconde se croise avec la première dans la pente en amont.

A noter que les deux surfaces d'effondrement menées par la forme de la zone de liquéfaction.

- **Cas 3 et 4**

Dans ces cas, nous avons observé que le système de remblai-fondation est plus affecté lorsque la petite zone de sol liquéfiable est placée sous la pente en aval (cas 3).

Dans ce cas (3), des déformations de cisaillement sont observées à l'intérieur de la zone liquéfiée avec une légère bande de cisaillement, qui a propagé dans le remblai. Une petite surface d'effondrement circulaire est identifiée et un mode de dommage de **Type 1** est observés. Également, dans le cas (4), avec une surface d'effondrement circulaire seulement dans le talus en amont.

Pour affirmer ces observations des comparaisons de déplacement relatifs sont fait. Les résultats trouvés sont montrés dans les figures 7-28,7-29

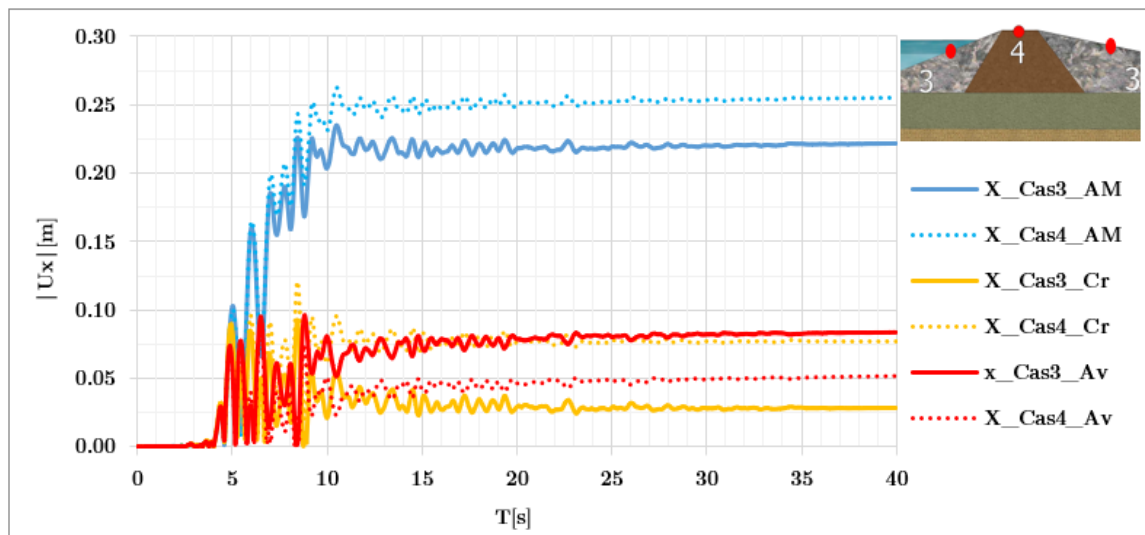


Figure 7-28 Comparaisons de déplacements relatifs horizontales.

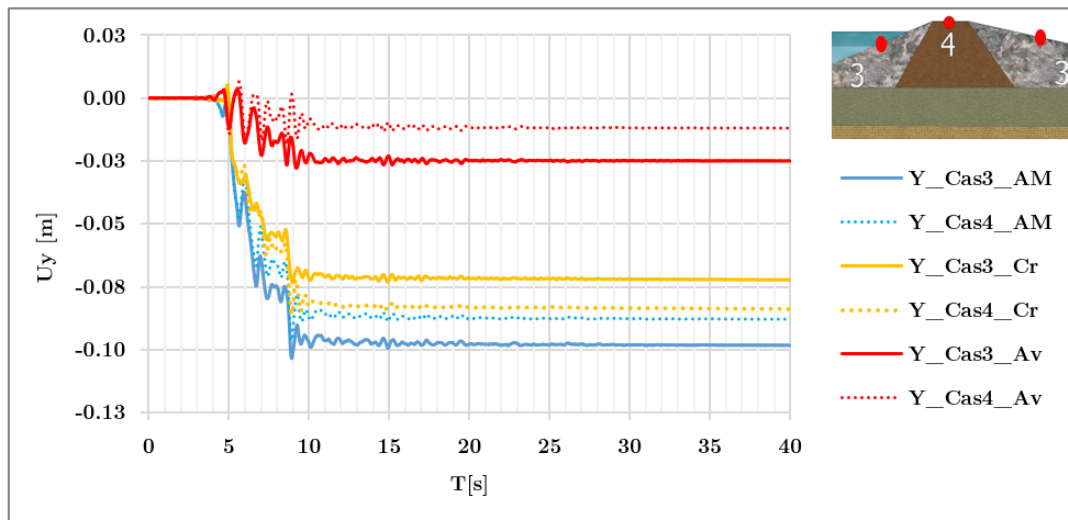


Figure 7-29 Comparaisons de déplacements relatifs verticales.

- **Cas 5 et 6**

Nous avons noté dans ces deux cas que l'épaisseur de la couche liquéfiable placée dans la fondation affectait de manière significative la réponse du système remblai-fondation. Dans le 5<sup>ème</sup> cas (la couche mince), une surface de glissement plane avec étalement latéral sont observées, accompagnée d'une surface de glissement circulaire observée des deux côtés du remblai. (cf. Tableau 7-4). Plusieurs auteurs ont également rapporté cette voie d'échec, Plus précisément un étalement latéral combiné à des tassements de la crête sont observés.

Dans le 6<sup>ème</sup> cas (la couche épaisse), nous notons que le déplacement enregistré est plus grand par rapport au 5<sup>ème</sup> cas. Les figures 7-30,7-31 présentent les comparaisons entre ces cas.

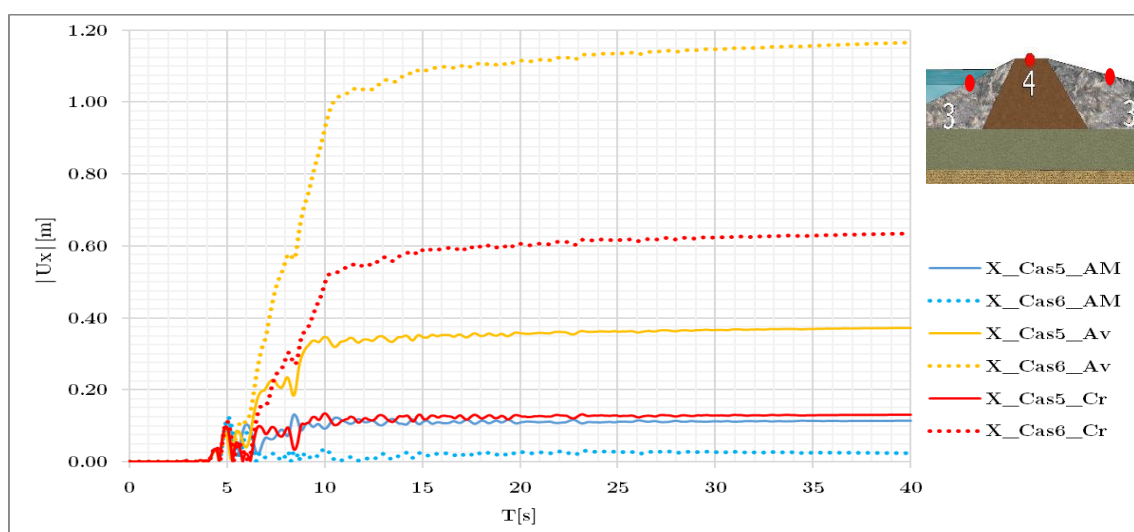


Figure 7-30 Comparaisons de déplacements relatifs horizontales.

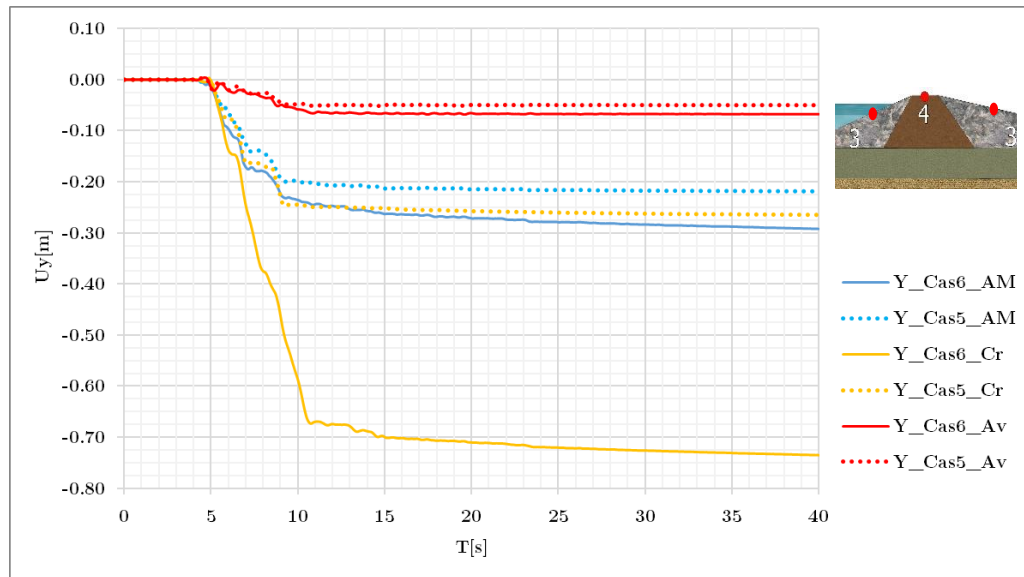


Figure 7-31 Comparaisons de déplacements relatifs verticales.

En effet, lors de la liquéfaction des fondations, une surface de glissement circulaire est observée. En dessous des orfeils du remblai en aval qui se propagent à l'intérieur du remblai jusqu'à l'autre côté de la pente en amont. Nous pouvons classer ces modes de dommage comme un **Type 3** c'est-à-d la déformation intense du remblai due à la liquéfaction du sol dans la fondation.

- **Cas 7 et 8**

Dans le 7<sup>ème</sup> et le 8<sup>ème</sup> cas, on présente l'effet d'une zone bornée et d'une couche étendue située aux mêmes profondeurs supposées loin de la digue. Il est observé dans ces cas que des déformations de cisaillement sont observées et localisées seulement dans la partie supposée liquéfiable et aucune bande de cisaillement n'est propagée aux couches supérieures. On observe aussi que le barrage est resté stable pour le cas 7 avec quelques déplacements minimaux constatés à la crête de barrage. Le barrage ne présente donc aucun mécanisme de rupture due à la liquéfaction de la zone considérée. Ces résultats sont en accord avec les résultats de la centrifugeuse trouvés par Adalier et Sharp [152].

Cependant le 8<sup>ème</sup> cas d'étude et d'après les figures 7-32 et 7-33 qui présentent la comparaison entre ces deux derniers cas en termes de déplacements, on peut dire que l'effet de la profondeur de la couche liquéfiable n'est pas toujours négligeable c'est-à-d si l'étendue de la couche liquéfiable située en profondeur est importante elle peut engendrer des dommages à la structure causés par les déplacements.



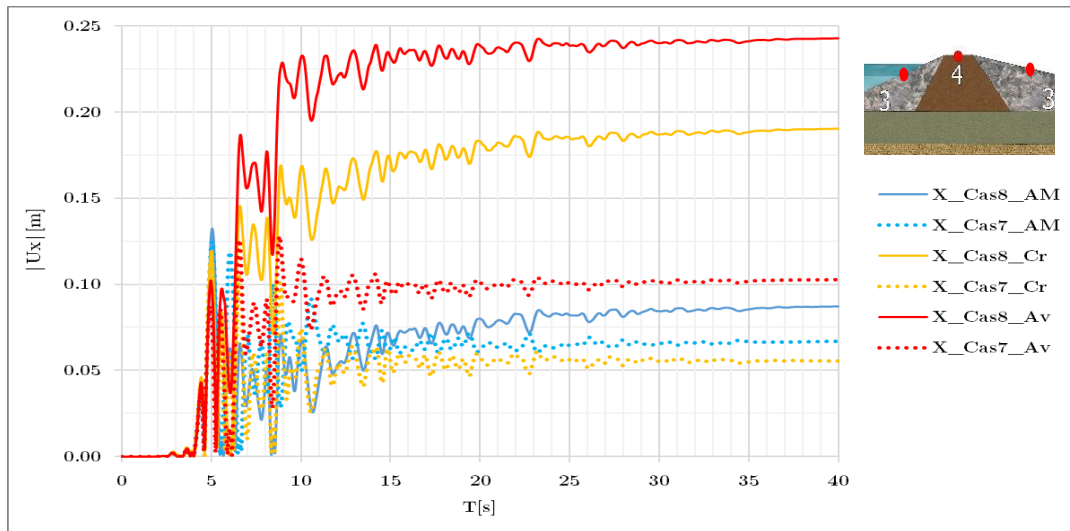


Figure 7-32 Comparaisons de déplacements relatifs horizontales.

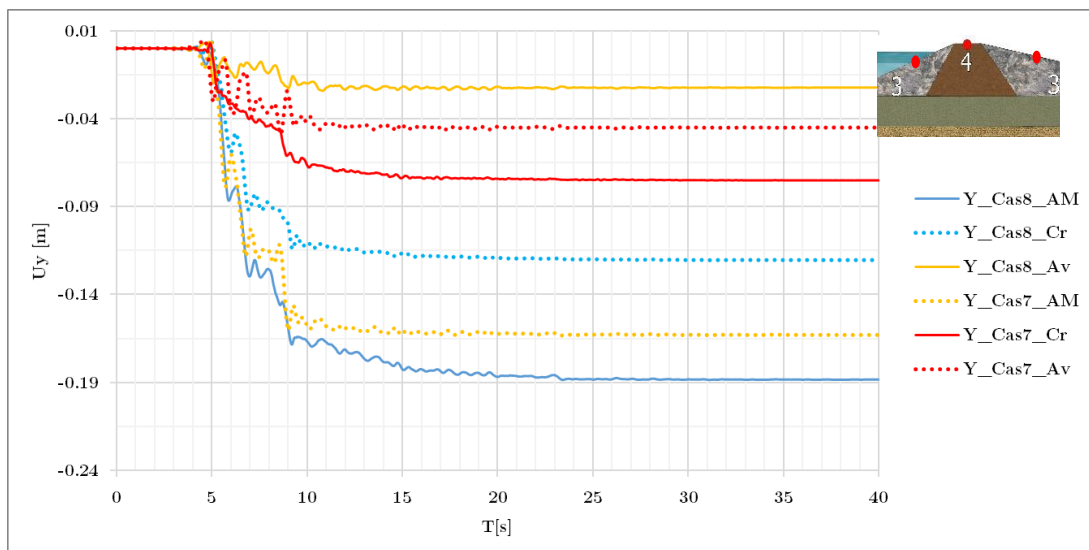


Figure 7-33 Comparaisons de déplacements relatifs verticales.

## 7.4.2 Synthèse

Les résultats de cette étude paramétrique sont présentés et comparés à ceux disponibles dans la littérature. Ces résultats montrent que la **localisation** et la **forme** de la zone liquéfiable dans un système Barrage-Fondation permettent d'identifier le scénario probable de son mécanisme de rupture.

Par ailleurs, on a constaté que le phénomène de liquéfaction est principalement affecté par les caractéristiques de séisme. Plus précisément, la liquéfaction est observée à partir quand l'intensité d'Arias atteint 5% ( $t_{Arias}^5$ ), et finis avec la fin du choc principal, c'est-à-dire lorsque l'intensité d'Arias atteint 95% ( $t_{Arias}^{95}$ ).

Une étude détaillée sera fournie à la fin de ce chapitre afin de confirmer cette observation et ainsi pour évaluer l'influence d'autres paramètres qui caractérisent le mouvement sismique sur le phénomène de la liquéfaction.

La partie suivante de ce chapitre est pour le but d'étudier l'influence de drainage sur le phénomène de la liquéfaction dans le système Barrage-Fondation.

### 7.4.3 L'influence de drainage

Selon Foster et al [153] les statistiques montrent que plus de 75% de ruines de barrages en terre sont causées par une mauvaise conception ou un mauvais fonctionnement des drains. D'après la littérature, les problèmes de drainage est généralement traité quand on parle de l'instabilité statique ou hydraulique (e.g. phénomène de renard dans le corps du barrage ou dans la fondation).

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. Si la surpression interstitielle peut rapidement se dissiper, le sol ne peut pas se liquéfier. Dans la pratique, les mesures ont montré que les drains augmentaient significativement le taux de dissipation de la pression interstitielle. Parmi les techniques de diminution du potentiel de liquéfaction on distingue l'utilisation de drains à haute capacité d'écoulement [154], ainsi que la densification du sol [155].

D'après les travaux de différents chercheurs, l'efficacité de chaque méthode dépend de plusieurs paramètres (e.g. caractéristiques du signal d'entrée, propriétés du sol, etc.).

Dans cette partie de travail on va présenter une expérimentation numérique afin de montrer l'influence de présence d'un tapis drainant sur la stabilité des barrages lors de séismes et d'étudier l'efficacité de ce tapis pour réduire le problème de la liquéfaction.

Pour atteindre notre objectif, on a ajouté un drain granulométrique de 42m de longueur, sous le pied aval de barrage avec des caractéristiques à haute capacité d'écoulement (une grande perméabilité) et des caractéristiques mécaniques représentative ( $\phi=45^\circ$ ).

Les résultats trouvés sont comparés avec les résultats déjà exprimés dans la section précédente. La localisation de ce drain est montrée sur la figure 7-34.



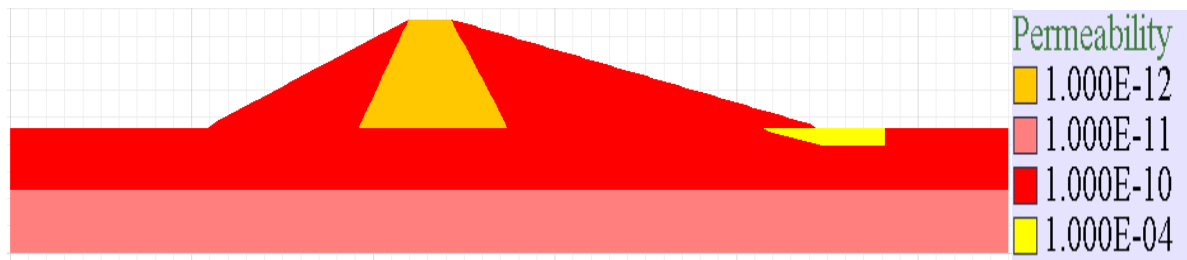


Figure 7-34 Système de drainage adopté.

Un nouveau calcul de facteur de sécurité est effectué pour vérifier la condition de stabilité à cette condition de drainage avant le chargement sismique.

Le résultat, représenté sur la figure 7-35, montre que le facteur de sécurité est augmenté légèrement de 2,31 à 2.41 et que la surface de rupture la plus faible se développe continuellement en pente en amont.

Un rabattement de la ligne de saturation est observé par rapport au cas de référence (cf. Figure 7-8), cette observation montre le fonctionnement de drainage.

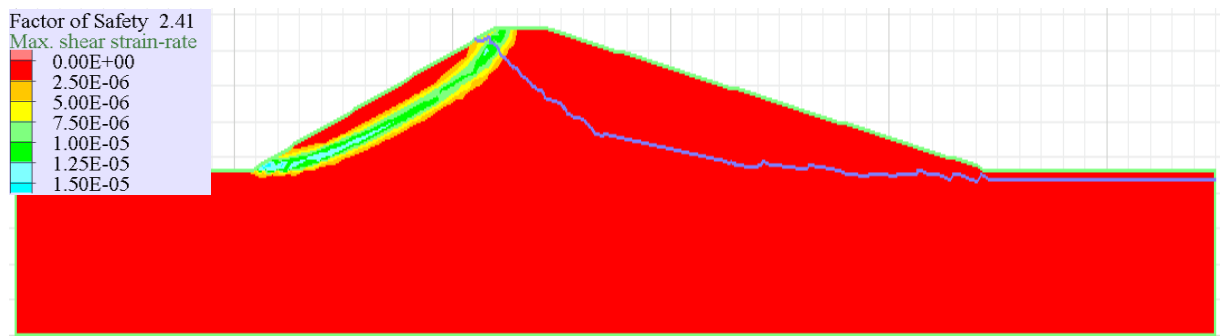
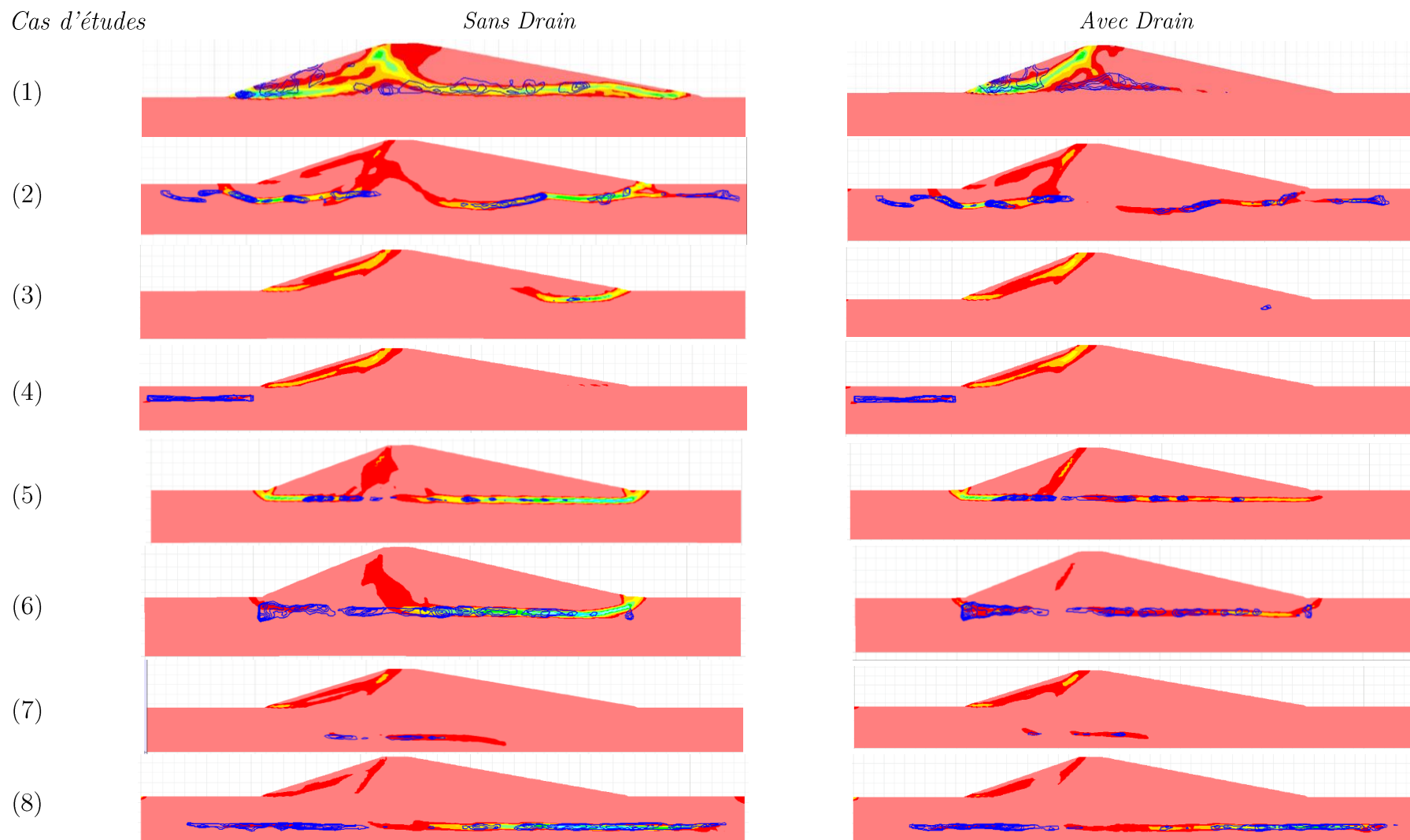


Figure 7-35 Facteur de sécurité après l'installation de drain.

Afin d'étudier l'effet de drainage de système Barrage-Fondation, sur les mécanismes probables des ruptures due à la liquéfaction, on a utilisé les mêmes modèles discutés dans la section précédente comme une références (cf. Figure 7-23).

Les résultats obtenus pour tous les cas d'études sont montrés et comparer dans le tableau 7-5. Les figures 7-36, 7-37 présentent les comparaisons de déplacements relatifs obtenus après l'installation de drain avec celles calculés en absence de drain dans le **Cas 6** qui présente le cas le plus défavorable.

Tableau 7-5 Comparaison de Incréments de déformations.



Analysons les résultats présentés dans le tableau 7-5, on peut constater que :

Les bandes de cisaillements sont fortement influencée par la présence du drain. Une réduction de concentration de ces bandes a été apporté par le drain voir à les annulés dans quelque cas (e.g. cas 1 et cas 2) ou le drain est proche à ces bandes et plus précisément dans la partie avale de l'ouvrage. Additionnellement, l'étendue de la liquéfaction est réduite par rapport aux résultats trouvés en absence de draine surtout dans le cas où les remblais considérés liquéfiable (e.g. Cas 1).

Les résultats, représenté sur la figure 7-36, montre que les déplacements latéraux sont réduits d'une façon significative surtout dans la partie avale de barrage (e.g. 1.2m à 0.4m en aval et de 0.6m à 0.18m dans la crête).

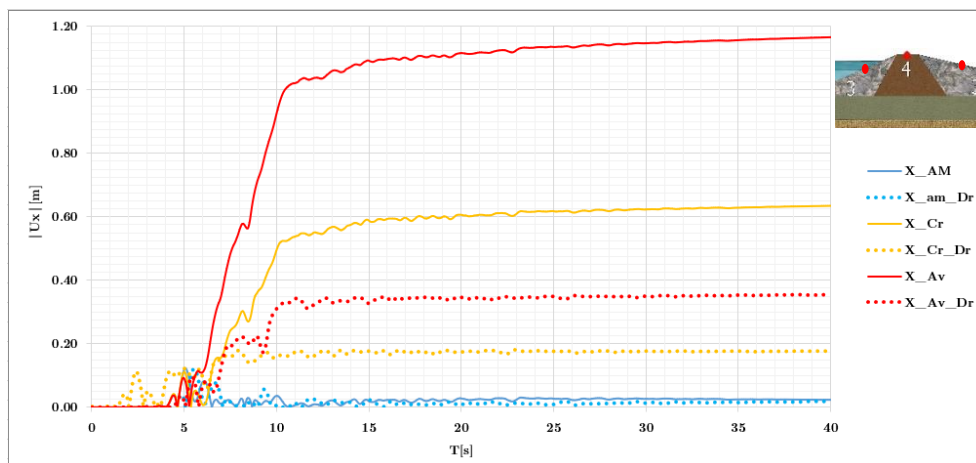


Figure 7-36 Comparaisons de déplacements relatifs horizontales.

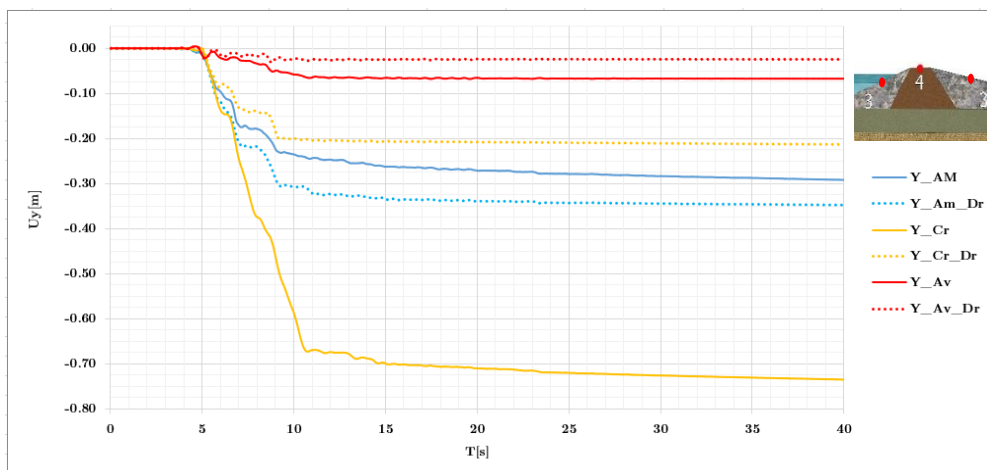


Figure 7-37 Comparaisons de déplacements relatifs verticales.

Observons la figure 7-37, on remarque que le tassement de la crête est devenu petite par rapport au cas de référence (e.g. de 0.74m à 0.2m).

Les déplacements calculés pour les autres cas son analogue à celui-ci, mais, avec des différentes valeurs. Pour des raisons de brièveté on a présenté seulement les résultats de **cas 6** qui représente le cas le plus critique au point de vue stabilité.

#### 7.4.4 Synthèse

A l'aide de la modélisation numérique, on a effectué des calculs sur différentes cas d'étude afin d'évaluée l'influence de drainage sur les déformations induite par le phénomène de la liquéfaction. Dont les résultats montrent que l'absence d'un système de drainage peut augmenter l'instabilité du talus aval d'un barrage soumis à des mouvements sismiques.

La présence d'un système de drainage est l'une des meilleures lignes de défense pour assurer la sécurité d'un ouvrage hydraulique notamment quand la liquéfaction pose un problème sérieux vis avis de sa stabilité sismique. Si la surpression interstitielle peut rapidement se dissiper, le sol ne peut pas se liquéfier.

La partie suivante de ce chapitre est pour le but d'étudier l'influence de caractéristique de séisme sur le phénomène de la liquéfaction.

#### 7.4.5 L'effet de caractéristiques du signal sismique

Le signal sismique d'entrée est un élément important pour l'apparition de la liquéfaction, comme discuté dans le chapitre 2 (cf. Section 2.7.4) et les résultats trouvés dans la section 7.4.2 de ce chapitre, la durée du choc principal peut conduire à de fortes non-linéarités et à un état de liquéfaction étendu. À la suite de ces observations, l'effet de la durée du choc principal a été brièvement discuté, les mouvements du sol présentés dans la section 7.3.1 sont imposés au système de Barrage-Fondations et sa réponse dynamique est étudiée. Rappelons que, dans la présente analyse, le modèle (**cas 6**) est utilisé (cf. figure 7-23), car il est le plus affecté par la liquéfaction induite par le séisme.

##### ❖ Amplitude du mouvement d'entrée

Afin d'évaluer l'effet de l'amplitude du mouvement sismique d'entrée, trois séismes d'amplitudes différentes sont choisis, avec les PGA = 0,18, 0,3, 0,4g. Les accélérogrammes d'entrée et ces caractéristiques sont présentés dans la figure 7-38.

La figure 7.39 présente les incréments de la déformation et le mécanisme de rupture induite à la fin de chaque mouvement sismique. Le rapport  $R_e$  est figurant aussi dans la même figure.

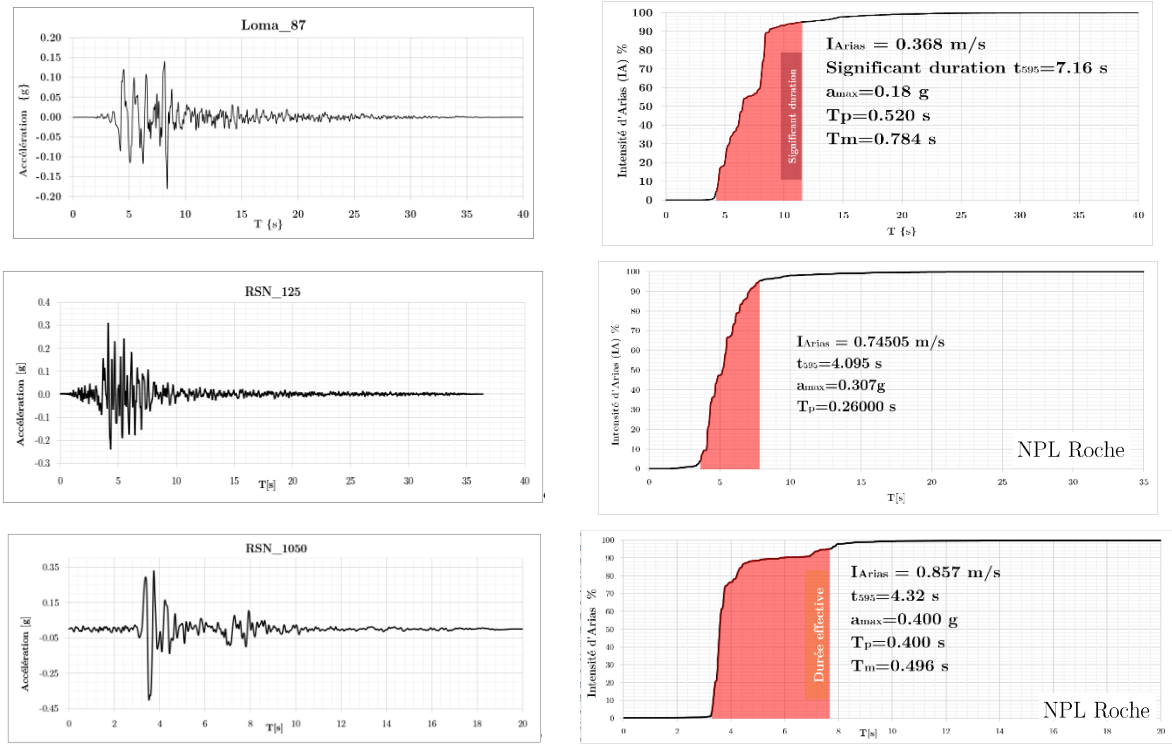


Figure 7-38 Accélérogrammes d'entrée et ces caractéristiques.

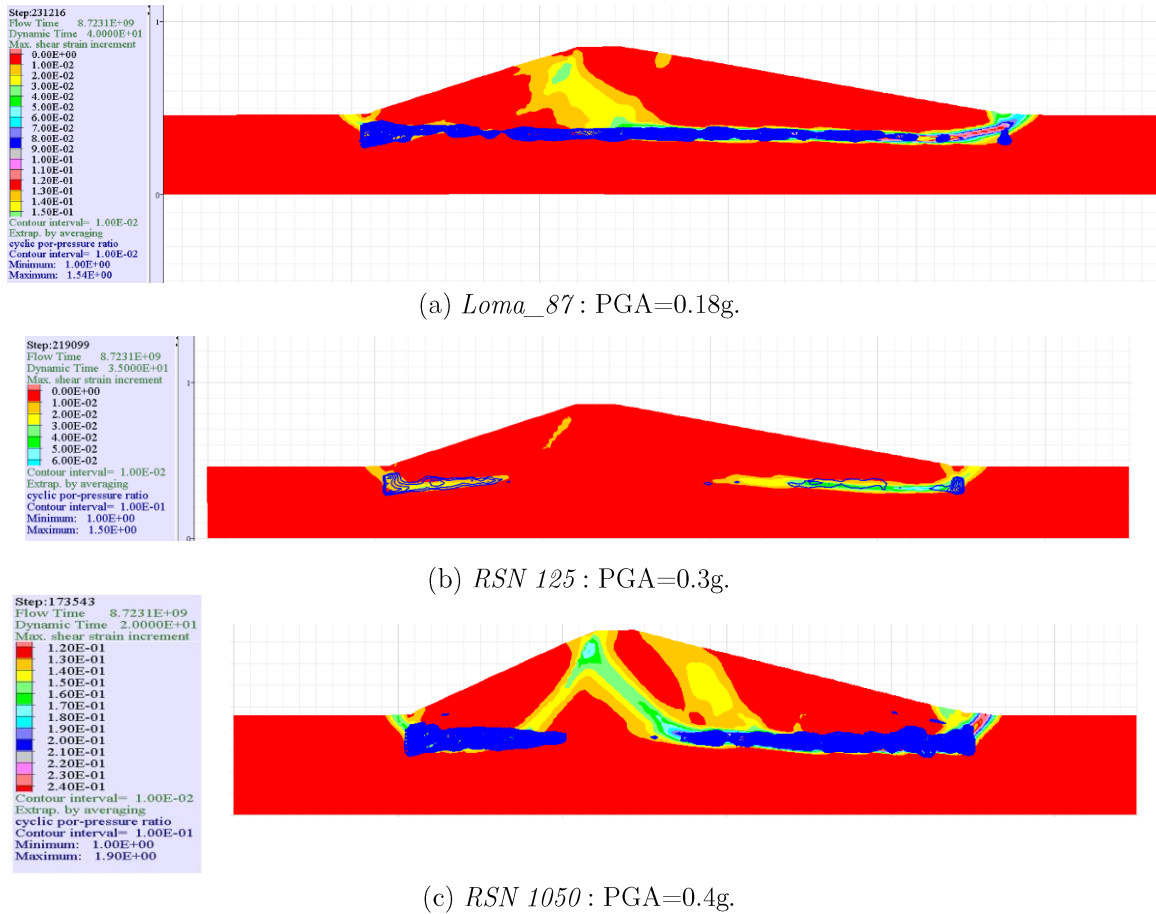


Figure 7-39 Incréments de déformations et le rapport Re pour les PGA : faible, moyen, modéré.

Il est important de noter que le mouvement de faible amplitude (loma\_87) induit des déformations plus importantes que le mouvement moyen (RSN\_125). Le mouvement modéré (RSN 1050) présente le cas le plus défavorable en termes de déformation et en taux de liquéfaction (le rapport  $Re$  le plus grand 1,9).

En raison de la durée plus longue du choc principal ( $t_{595} = 7,16$  s, pour le faible,  $t_{595} = 4,095$  pour le moyen et  $t_{595} = 4,32$  pour le modéré). L'étendue de la liquéfaction apparaît dans toute la zone supposée liquéfiable (cf. figure 7-39a), bien que, dans ce cas le chargement est considéré de faible amplitude ( $PGA=0.18g$ ). Cependant, dans les deux autres cas (cf. Figures 7-39 b et 7-39c) des valeurs faibles de  $Re < 1$  sont observées sous la digue en raison de valeurs plus élevées de contraintes et de la consolidation du sol.

Enfin, différents modes de rupture sont observés selon chaque type mouvement comme indiqué dans la figure 7-39.

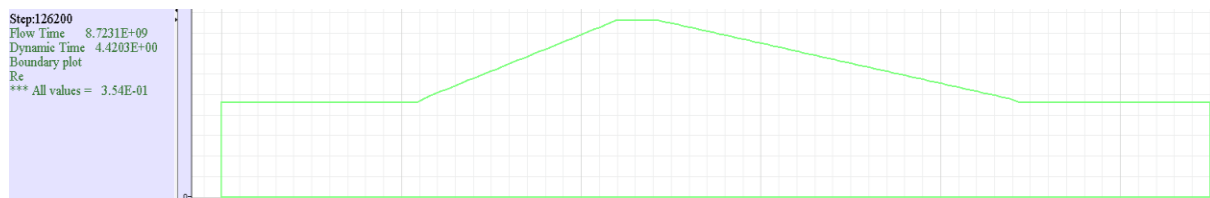
#### ❖ La durée du choc principal du mouvement d'entrée

Dans la pratique, les sismologues proposent d'utiliser la méthode dite « Bracketed duration », pour présenter la durée significative d'un séisme [156–159]. Dans notre évaluation de la durée, nous avons choisi de suivre cette pratique. La durée significative selon Trifunac et al. [158] est définie comme l'intervalle de temps entre l'accumulation de 5% et 95% de l'énergie du mouvement du sol, l'énergie du mouvement du sol étant définie par l'intensité d'Arias (cf. Section 1.2).

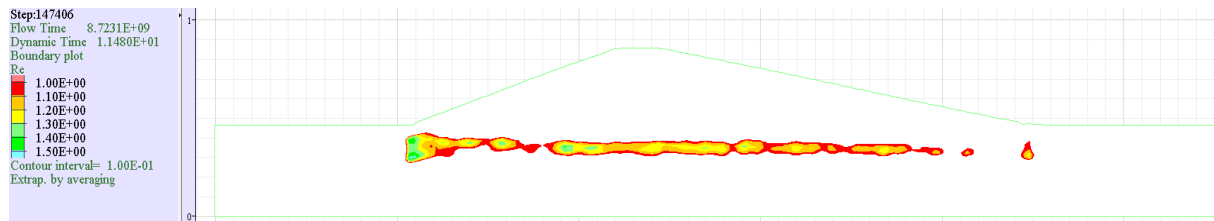
La durée significative est incluse ici, car elle représente l'énergie sismique et constitue une définition explicite de la durée.

L'évaluation de la liquéfaction du sol, les contours du rapport de surpression interstitiel (c'est-à-dire  $Re = u_e / \sigma'_c$ ) sont tracés dans la figure 7-40.

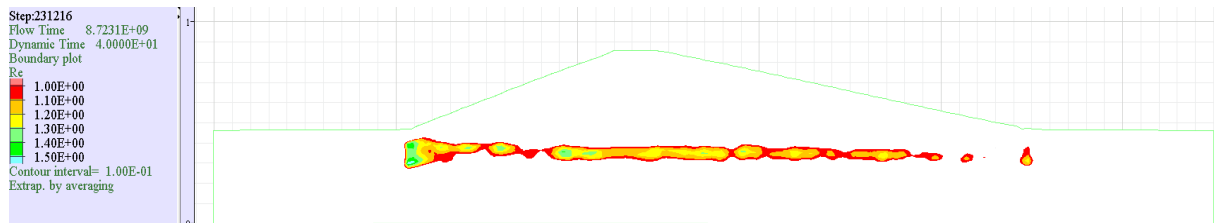
Il est à noter que les surpressions interstitielles sont générées dans la couche liquéfiable de la fondation et conduit à une liquéfaction (c'est-à-dire  $Re = 1,0$ ) pendant le choc principal ( $t = 4-11$  s).



(a) Avant le choc principal ( $t = 4,42s$ ).



(b) Choc principal (t=11.48s).



(c) Fin du séisme (t=40s).

Figure 7-40 Réponse dynamique (mouvement *Loma\_87*) : rapport de surpression interstitiel  $Re$ .

À la suite de ces résultats et les résultats trouvés dans les sections précédentes (cf. section 7.4.2), l'évolution de surpressions interstitielle ( $u_e$ ) est liée au choc principal et à l'intensité d'Arias (Figure 7-40b), entre  $t=4-11$  secondes, l'intensité totale du mouvement s'est accumulée (95% de  $I_{Arias}$ ).

En conséquence, aucun autre effet de post-liquéfaction n'est détecté, ce qui est cohérent avec les résultats de Coelho et al [160] après des observations dans des essais centrifuges de dépôts de sable saturés, où la réponse la plus importante a eu lieu en même temps que l'agitation.

#### ❖ Autres caractéristiques du mouvement d'entrée

Afin de conclure cette partie, une étude paramétrique a été réalisée afin d'étudier l'effet d'autres caractéristiques du mouvement sismique sur la liquéfaction. Les mêmes calculs utilisant d'autres chargements présentés dans la section 7.3.1 conduits à calculé le facteur de corrélation pour chaque paramètre sur le rapport de  $Re$  (max).

La figure 7-41 et le tableau 7-6 présentent les accélérogrammes d'entrée et ces caractéristiques.

Les corrélations calculées sont présentées dans la Figure 7-42.

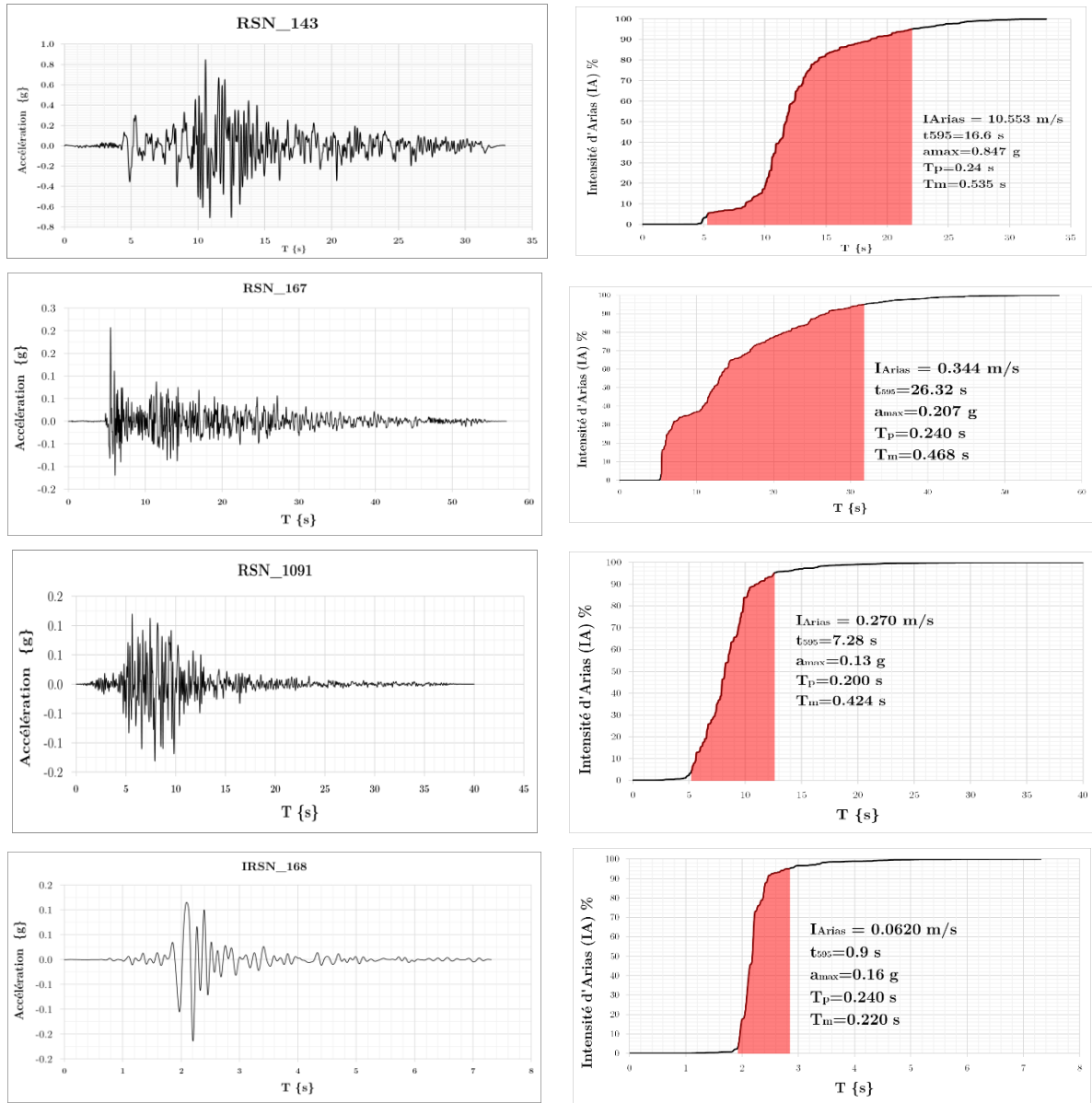


Figure 7-41 Accélérogrammes d'entrée et ces caractéristiques.

Tableau 7-6 Caractéristique du mouvement sismique et le rapport Re(max) calculé.

ACC	t5%	t95%	t5-95	t total	PGA(g)	I(a) m/s	Type	Origine	PGV	Re(Max)	Tp	Tm
Loma_p	4.42	11.48	7.16	40	0.18	0.368	NPL	Sol	0.20364	1.54	0.528	0.784
Rsn 1091	5.16	12.44	7.28	40	0.13	0.27	NPL	Roche	0.13284	1.37	0.2	0.424
IRSN 168	1.95	2.845	0.9	7.3	0.16	0.062	PL	/	0.06083	0.854	0.24	0.22
RSN 143	5.34	21.9	16.6	33	0.847	10.553	Near-fault	Roche	0.76675	2	0.24	0.535
RSN 1050	3.23	7.64	4.32	20	0.4	0.857	NPL	Roche	0.4163	1.92	0.4	0.496
RSN 150	2.19	5.3	3.23	27	0.411	0.759	PL	Roche	0.48814	1.47	0.68	0.679
RSN 125	3.6	7.73	4.13	35	0.307	0.745	NPL	Roche	0.24905	1.57	0.26	0.416
RSN 167	5.45	31.6	26.32	57	0.207	0.344	/	Sol	0.1068	1.25	0.24	0.468



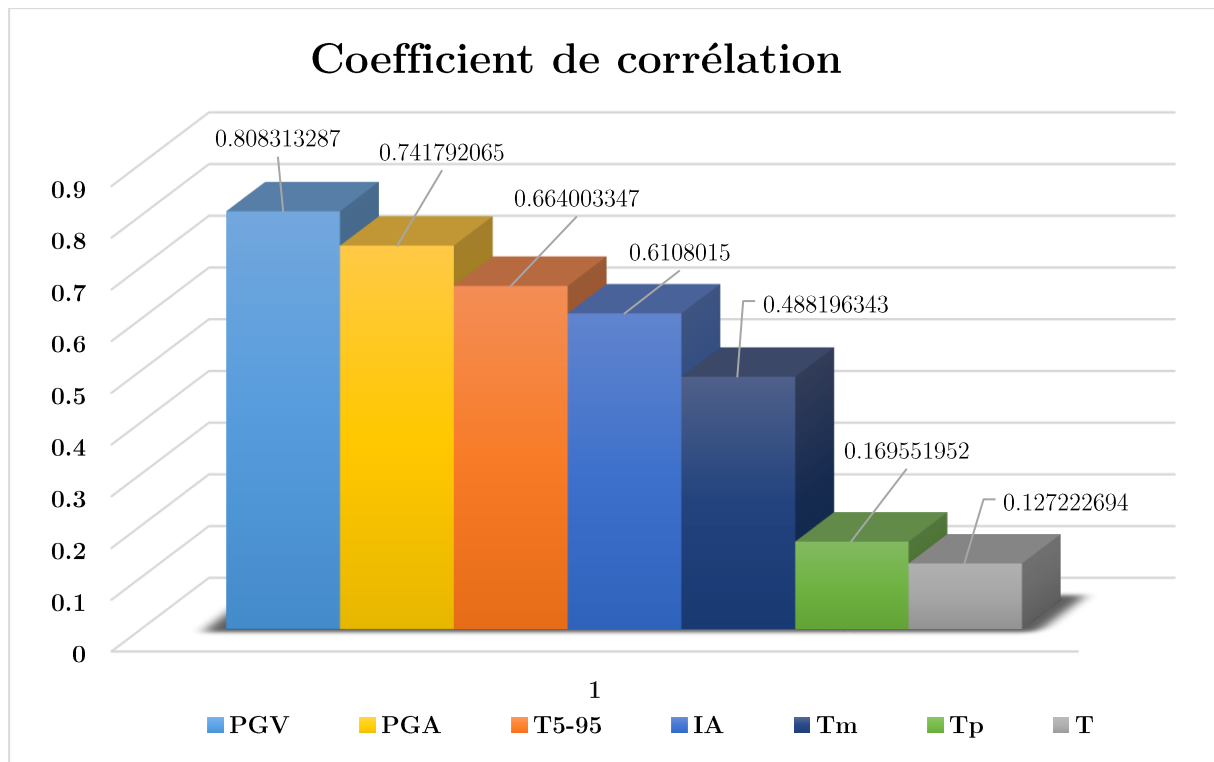


Figure 7-42 Coefficients de corrélation.

Utilisons le coefficient de corrélation pour examiner la puissance et la direction de la relation linéaire qui existe entre deux variables (chaqu'une des caractéristiques de séisme et le rapport maximum de  $Re$  (max)) montre que :

Le coefficient de corrélation, qui présente finalement la covariance standardisée, montre un sens de la relation linéaire positif pour toutes les variables. Ce que signifie une corrélation positive entre les caractéristiques étudiées et le rapport normalisé maximum de surpression interstitielle  $Re$  (max).

La force de la relation linéaire entre les variables (c.-à-d. plus la valeur du coefficient est proche de 1, plus les deux variables sont associées fortement), montre que le taux de liquéfaction (exprimé par  $Re$  (max)) est fortement lié aux caractéristiques de séisme données par l'ordre suivant :

PGV, PGA, la durée du choc principal  $t_{595}$  (c.-à-d.  $t_{595} = t_{95IArias} - t_{5IArias}$ ), et l'intensité d'arias  $I_A$  qui présentes les valeurs de coefficient de corrélation les plus important (entre 0,6 et 0,8) ensuit en deuxième ordre la période moyenne ( $T_m$ ), qui distinguent le contenu de basse fréquence des mouvements sismiques avec un coefficient de corrélation proche de 0,5. Enfin on a constaté que peu d'influences de la période spectrale prédominante ( $T_p$ ) et la durée totale ( $T$ ) sur le rapport  $Re$  (max) présenté par de faibles valeurs de coefficient de corrélation (0,16 et 0,12 respectivement).

### 7.4.6 Synthèse

L'étude de l'influence de caractéristique de séisme sur le phénomène de la liquéfaction montre que le signal sismique d'entrée est un élément important pour l'apparition de la liquéfaction. D'après les résultats trouvés, on peut conclure que non seulement les amplitudes du mouvement sismique (PGV, PGA) sont décisives pour la réponse de telles structures, mais également, la durée du choc principal  $t_{595}$  et l'intensité d'arias  $I_A$  doit être prise en compte. Puisque la durée du choc principal peut conduire à de fortes non-linéarités et à un état de liquéfaction étendu. En outre, il est montré que peu d'influence de la durée totale sur le taux de la liquéfaction.

## Résultats et conclusion partielle

Un système composé d'un Réservoir-Digue-Fondation est modélisé. L'influence de la profondeur, la localisation et la forme de la zone liquéfiable, le drainage, ainsi que les caractéristiques du signal sismique sur la déformation induite par la liquéfaction du sol est évaluée.

Les observations et les résultats de la modélisation numérique, conclus au fait que l'étude du comportement dynamique des barrages en terre notamment quand la liquéfaction est prise en considération est un phénomène complexe, où de nombreux paramètres interfèrent.

Cependant, simulant différentes configurations de la zone liquéfiable, nous a conduit à identifier, et classé les mécanismes probables de ruptures induits par la liquéfaction, avec ce qu'on a trouvé dans la littérature. Cette partie d'étude a conclu aussi que la **localisation** et la **forme** de la zone liquéfiable dans un système Barrage-Fondation jouent un grand rôle par rapport à sa stabilité. Une des observations essentielles montre que lorsque la zone liquéfiée est relativement petite et située en profondeur, la digue est moins affectée par la liquéfaction de la fondation. Pourtant, l'effet de la profondeur de la zone liquéfiable elle n'est pas toujours négligeable c-à-d si l'étendu de la coche liquéfiable située en profondeur est important elle peut engendrer des dommages à la structure.

La deuxième partie de ce chapitre est consacré à l'étude de l'effet de drainage sur la réponse du système Barrage-Fondation en présence de la liquéfaction. L'étude sur différents cas montre que l'influence de drainage sur les déformations induite par le phénomène de la liquéfaction est significative. Dont les résultats montrent aussi que la présence d'un système de drainage peut augmenter la stabilité du talus aval d'un barrage soumis à des mouvements sismiques ou les surpressions interstitielles peuvent rapidement

se dissiper et le sol ne peut pas se liquéfier. Ces résultats sont en accord avec les conclusions présentés dans la littérature.

La troisième partie de ce chapitre est pour le but d'étudier l'influence de caractéristiques de séisme sur le phénomène de la liquéfaction. Cette étude montre que l'analyse de la vulnérabilité à la liquéfaction avec plusieurs mouvements du sol permet de montrer que la réponse dynamique de ces structures est étroitement liée aux caractéristiques du séisme. On obtient différents mécanismes de déformation qui dépendent de l'interaction entre la digue, la liquéfaction de la fondation et les caractéristiques du séisme. On remarque que les facteurs importants sont des combinaisons de l'accélération (PGA) et de la vitesse (PGV) de signal sismique d'entrée. Dans un deuxième temps, la durée du choc principal doit également être prise en compte, car elle présente un élément important pour l'apparition de la liquéfaction. Notamment il est noté qu'en raison de valeurs plus élevées de contraintes et de la consolidation du sol au-dessous de la digue, on n'observe pas des surpressions interstitielles pour certains types de chargement sismique. Ces résultats concordent avec les résultats obtenus après les tests de centrifugeuse réalisés par Sharp et Adalier[152] et les résultats numériques de Rapti[47] et Rapti et al [114].

## Conclusion générale

Dans le contexte général de l'évaluation de réponses sismiques d'ouvrages géotechniques, des méthodes numériques et des outils performants doivent être utilisés pour simuler la réponse dynamique de telles structures, soumises à des séismes.

Les travaux de cette thèse comportent les différentes composantes du problème à étudier. Même si des conclusions partielles ont déjà été données au cours de la thèse, les principaux résultats obtenus sont soulignés dans cette conclusion générale et discutés à la lumière de leur contribution aux objectifs initiaux.

- **L'état de l'art de code (FLAC<sup>2D</sup>) pour les simulations dynamiques non linéaires :**

Un modèle géomécanique unidimensionnel a été modélisé. Le MDF 1D a été étalonné avec des solutions analytiques et numériques connues et les résultats obtenus donnent un ajustement satisfaisant. Pour la non-linéarité, une référence sur un modèle canonique a été réalisée et une diminution de la résistance du sol dû à l'hystérésis du sol, sous la non-linéarité, a été montrée.

Les résultats obtenus avec le modèle élastoplastique (Mohr-Coulomb) seul montrent que l'amortissement naturel se déclenche avec l'écoulement plastique. Ce phénomène est incapable de dissiper toute l'énergie libérée dans le système qui est une limitation de ce modèle dans l'analyse dynamique. Cette limitation requiert l'utilisation d'un modèle plus avancé qui prend en compte la non-linéarité du sol, par la réduction de son module de cisaillement  $G$ .

En outre, l'importance de la sélection des bons paramètres de l'amortissement dans ce type de comportement a été soulignée. Pour cela, nous établissons un protocole de calage des lois de comportement par une stratégie déterministe des paramètres du modèle à partir des tests numériques. Cette méthodologie est validée en comparant la réponse du modèle aux données disponibles dans la littérature.

- **Évaluation de la réponse sismique des murs de soutènement rigide :**

Nous avons étudié, dans cette partie, l'interaction sol-structure des murs de soutènement rigides fondés sur un site rocheux, afin d'évaluer la réponse dynamique du modèle pour différents scénarios extrêmes de tremblement de terre.

Les incréments de coefficients de pression dynamique ( $\Delta K_{AE}$ ) sont dérivés des pressions latérales totales induites par les séismes agissants sur la paroi rigide et qui ont

été calculées dans le domaine temporel. Les résultats trouvés par notre modèle correspondent bien aux résultats obtenus par la méthode de Wood (1973). La méthode de Wood (1973) présentant de faibles écarts avec la méthode numérique, pas seulement comme une solution basée sur l'hypothèse d'élasticité de sol, mais même quand la non-linéarité apparaît. Par ailleurs, elle prévoit les valeurs de pressions les plus importantes parmi les méthodes analytiques testées dans ces conditions.

- **Évaluation de la réponse sismique du barrage en terre et modélisation numérique de la déformation induite par la liquéfaction :**

Dans cette partie de thèse, la réponse dynamique de l'interaction fluide-structure dans un système Barrage- Fondation sont étudiées. Un modèle en déformation plane d'un barrage en terre reposant sur des fondations déformables est simulé. Le but est d'étudier sa réponse dynamique et les possibles modes de rupture induite par les tremblements de terre, principalement par la liquéfaction. À travers des études paramétriques, les paramètres qui impactent le plus le phénomène de liquéfaction (disposition et la forme de la zone liquéfiable, le drainage et les caractéristiques du mouvement sismique) sont discutés. Les résultats de cette étude paramétrique montrent que la **localisation** et la **forme** de la zone liquéfiable dans un système Barrage-Fondation permettent d'identifier le scénario probable de son mécanisme de rupture. Des calculs de second ordre ont été utilisés pour décrire l'instabilité locale à des instants spécifiques de séisme montrent que le phénomène de liquéfaction est principalement affecté par les caractéristiques de séisme. Plus précisément, la liquéfaction est observée lorsque l'intensité d'Arias atteint 5% ( $t_{Arias}^5$ ). De ce fait et d'après les résultats trouvés, non seulement les amplitudes du mouvement sismique (PGV, PGA) sont décisives pour la réponse de tels ouvrages, mais également, la durée du choc principal  $t_{595}$  et l'intensité d'arias  $I_A$  doit être prise en compte.

Enfin, l'absence d'un système de drainage peut augmenter le risque d'instabilité du talus aval d'un barrage soumis à des mouvements sismiques.

La présence d'un système de drainage est l'une des meilleures lignes de défense pour améliorer la sécurité d'un ouvrage hydraulique notamment quand la liquéfaction pose un problème sérieux vis à vis a sa stabilité sismique.

Ce travail de recherche peut être considéré comme une étude de cas de référence pour l'évaluation numérique du comportement dynamique du sol et de structures de type remblai soumises à des charges sismiques. Il fournit notamment un cadre numérique de calcul avancé par le code **FLAC<sup>2D</sup>**, accessible aux chercheurs et ingénieurs.

# Bibliographie

- [1] SERRATRICE, Jean François. Instabilité post-sismique des digues. Une approche en déplacements. *Revue Paralia*, 2016, vol. 9.
- [2] Kourkoulis, R., Anastasopoulos, I., Gelagoti, F., & Gazetas, G. (2010). Interaction of foundation— structure systems with seismically precarious slopes: Numerical analysis with strain softening constitutive model. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(12), 1430-1445.
- [3] Lopez-Caballero, F. (2003). Influence du comportement non linéaire du sol sur les mouvements sismiques induits dans des géo-structures (Doctoral dissertation, Châtenay-Malabry, Ecole centrale de Paris).
- [4] Elnashai, A. S., & Di Sarno, L. (2008). *Fundamentals of earthquake engineering* (p. 347). New York, Wiley.
- [5] P. Balandier, *Collection des cahiers parasismiques Cahier 4, Sismologie appliquée à l'usage des architectes et ingénieurs*, vol. 148. 2004.
- [6] Cooley, J. W., & Tukey, J. W. (1965). An algorithm for the machine calculation of complex Fourier series. *Mathematics of computation*, 19(90), 297-301.
- [7] Boore, D. M., & Bommer, J. J. (2005). Processing of strong-motion accelerograms: needs, options and consequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(2), 93-115.
- [8] BOUKLI HACENE, Mohammed Ibrahim. Traitement des signaux sismiques réels en vue d'améliorer leurs intégrabilités. Thèse de doctorat.
- [9] P. Guéguen, *Fausse idée reçue n° 6 : un bâtiment construit sur du rocher sera plus sûr. Effets de site* Institut des Sciences de la Terre - Grenoble, 2009.
- [10] Pecker, A. (1984). *Dynamique des sols*, presses de l'ENPC.
- [11] Lopez-Caballero, F. *Introduction à la dynamique des sols*, 2015.
- [12] Bard, P., Davidovici, V., Despeyroux, J., Jalil, W., Labbe, P., Lebel, M., ... & Souloumiac, R. (1991, June). Seisme De Loma Prieta (Californie), 17 Octobre 1989-Observations Et Enseignements. In *Annales De L'institut Technique Du Batiment Et Des Travaux Publics* (No. 494 Et 495 (Gp3 Et 4)).
- [13] Duval, A. M., Bertrand, E., Vidal, S., & Delgado, J. (2013). Détection des effets de site sismiques : mise au point de méthodes expérimentales et application à Nice.
- [14] Phong, L. M. (1980). Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents. *Revue française de géotechnique*, (10), 39-53.
- [15] Seed, H. B. (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis. EERC.
- [16] Kokusho, T. (1980). Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range. *Soils and foundations*, 20(2), 45-60.
- [17] Kohata, Y., Tatsuokaj, F., Wang, L., Jiang, G. L., Hoque, E., & Kodaka, T. (1997). Modelling the non-linear deformation properties of stiff geomaterials. *Geotechnique*, 47(3), 563-580.
- [18] Lanzo, G., Vucetic, M., & Doroudian, M. (1997). Reduction of shear modulus at small strains in simple shear. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(11), 1035-1042.

- [19] K. Arulmoli, K. K. Muraleetharan, M. M. Hossain, et L. S. Fruth, « VELACS Verification of Liquefaction Analyses by Centrifuge Studies Laboratory Testing Program Soil Data Report », 1992.
- [20] Vucetic, M., & Dobry, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of geotechnical engineering*, 117(1), 89-107.
- [21] Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. In prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics. Prentice-Hall, New Jersey.
- [22] Ishihara, K. (1996). *Soil behaviour in earthquake geotechnics*. Oxford engineering science series.
- [23] Iwasaki, T., Tatsuoka, F., & Takagi, Y. (1978). Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading. *Soils and Foundations*, 18(1), 39-56.
- [24] Ishibashi, I., & Zhang, X. (1993). Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay. *Soils and Foundations*, 33(1), 182-191.
- [25] Vucetic, M., & Dobry, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of geotechnical engineering*, 117(1), 89-107.
- [26] Tatsuoka, F., Iwasaki, T., & Takagi, Y. (1978). Hysteretic damping of sands under cyclic loading and its relation to shear modulus. *Soils and Foundations*, 18(2), 25-40.
- [27] Canou, J., Benahmed, N., Dupla, J. C., & De Gennaro, V. (2002). Instabilités de liquéfaction et phénomène de mobilité cyclique dans les sables. *Revue française de géotechnique*, (98), 29-46.
- [28] Luong, M. P. (1986). Mesure des propriétés dynamiques des sols. *Revue Française de géotechnique*, (37), 17-28.
- [29] Hazen, A. (1920). Hydraulic-fill dams. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 83(1), 1713-1745.
- [30] Terzaghi, K. (1925). *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage*.
- [31] Terzaghi, K., Bjerrum, L., & Rosenqvist, I. T. (1957). Varieties of submarine slope failures. the Instituttt.
- [32] K. Yedjour (2012.), « Modélisation numérique de la liquéfaction des sols sableux », Université Mohamed Khider Biskra.
- [33] Casagrande, A. (1976). Liquefaction and cyclic deformation of sands-a critical review. *Harvard Soil Mechanics Series*, Harvard University, Cambridge, Massachusetts., (88).
- [34] G. Castro et S. J. Poulos, « Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility », *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1977.
- [35] Castro, G., & Poulos, S. J. (1977). Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 103(6).
- [36] P. Mouroux. (2010). « Liquéfaction des sols sous séisme Retours d'expériences anciens et récents Lower San Fernando Dam (1973) ».
- [37] Pham, V. A. (2013). Effets de la pression interstitielle sur la reponse sismique des sols : modélisation numérique 1D/3 composantes (Doctoral dissertation, Université Paris-Est).
- [38] Jefferies, M., & Been, K. (2015). *Soil liquefaction: a critical state approach*. CRC press.
- [39] Seed, B., & Lee, K. L. (1966). Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 92(ASCE# 4972 Proceeding).

- [40] Seed, H., & Idriss, I. (1982). Ground motions and soil liquefaction during earthquakes: engineering monographs on earthquake criteria, structural design, and strong motion records. MNO-5. Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Calif.
- [41] Youd, T. L., & Gilstrap, S. D. (1999). Liquefaction and deformation of silty and fine-grained soils. In Proceedings 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering Lisbon, Portugal (Vol. 3, pp. 1013-1020).
- [42] Sancio, R., Bray, J. D., Durgunoglu, T., & Onalp, A. (2004, August). Performance of buildings over liquefiable ground in Adapazari, Turkey. In Proc., 13th World Conf. on Earthquake Engineering. Vancouver, Canada: Canadian Association for Earthquake Engineering.
- [43] Hunt, R. E. (2007). Geologic hazards: a field guide for geotechnical engineers. CRC Press.
- [44] Vaid, Y. P., Fisher, J. M., Kuerbis, R. H., & Negussey, D. (1990). Particle gradation and liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(4), 698-703.
- [45] AYAD, F. (2014). Analyse fiabiliste du potentiel de liquéfaction des sols (Doctoral dissertation).
- [46] Association Internationale De Navigation. (2001). Seismic Design Guidelines for Port Structures MARCOM. Report of Working Group 34.
- [47] Rapti, I. (2016). Numerical modeling of liquefaction-induced failure of geostuctures subjected to earthquakes (Doctoral dissertation, Université Paris-Saclay-CentraleSupélec).
- [48] BENMEBAREK, S., BOURAOU, Z., BENMEBAREK, N., & DERIAS, F. Estimation du tassement de la plateforme de l'extension du port d'Alger renforcée par des colonnes ballastées.
- [49] Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.*
- [50] Bolton Seed, H., Tokimatsu, K., Harder, L. F., & Chung, R. M. (1985). Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(12), 1425-1445.
- [51] Youd, T. L., & Idriss, I. M. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 127(4), 297-313.
- [52] Simoneau, K. (2012). Analyse non-linéaire du comportement dynamique des sols granulaires lâches.
- [53] Kayen, R. E., Mitchell, J. K., Seed, R. B., Lodge, A., Nishio, S. Y., & Coutinho, R. (1992, May). Evaluation of SPT-, CPT-, and shear wave-based methods for liquefaction potential assessment using Loma Prieta data. In Proc., 4th Japan-US Workshop on Earthquake-Resistant Des. of Lifeline Fac. and Countermeasures for Soil Liquefaction (Vol. 1, pp. 177-204).
- [54] Idriss, I. M., & Boulanger, R. W. (2008). Soil liquefaction during earthquakes. Earthquake Engineering Research Institute.
- [55] Skempton, A. W. (1986). Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. *Geotechnique*, 36(3), 425-447.
- [56] Shahien, M. M. (2016). Fines Content Correction Factors for SPT N Values–Liquefaction Resistance Correlation.



- [57] M. Hocde, F. Cuiru, Et F. Ropers. (2018) « Quelques considérations pratiques autour de l'utilisation de la méthode « NCEER » pour l'étude du risque de liquéfaction des sols », Journées Nationales De Géotechnique Et De Géologie De L'ingénieur –Champs-Sur-Marne.
- [58] Javelaud, E. (2015) Etat de l'art des méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction. Cas des ouvrages à risques normal et spécial en France Soil liquefaction studies in France : state-of-the-art.
- [59] O. Malassingne et C. Ouest. (2013.) Présentation de la nouvelle législation parasismique.
- [60] SETRA (2005). « Guide Méthodologique : Murs de Soutènements ».
- [61] Mazzolani, F., & Gioncu, V. (2014). Earthquake engineering for structural design. CRC Press.
- [62] Fang, Y. S., Yang, Y. C., & Chen, T. J. (2003). Retaining walls damaged in the Chi-Chi earthquake. Canadian Geotechnical Journal, 40(6), 1142-1153.
- [63] Eberhart-Phillips, j. E., Saunders, t. M., Robinson, a. L., hatch, d. L., & Parrish, R. G. (1994). Profile of mortality from the 1989 Loma Prieta earthquake using coroner and medical examiner reports. Disasters, 18(2), 160-170.
- [64] MORSHED, S. M. (2005). Study of ground and foundation damage due to earthquake (Niigata-Chuetsu Earthquake 2004) and retrofitting of foundation. Individual studies by participants to the International Institute of Seismology and Earthquake Engineering, 41, 179-203.
- [65] Pathmanathan, R. (2006). Numerical Modelling of Seismic Behaviour of Earth-Retaining Walls. Rose School, Pavia, Italia.
- [66] D'Ercole, R. (1998). Approches de la vulnérabilité et perspectives pour une meilleure logique de réduction des risques. Pangea, 29, 20-28.
- [67] Clough, G. W., & Fragaszy, R. F. (1977). A study of earth loadings on floodway retaining structures in the 1971 San Fernando Valley earthquake. In Proceedings of the sixth world conference on earthquake engineering (Vol. 3).
- [68] Mikola, R. G., & Sitar, N. (2013). Seismic earth pressures on retaining structures in cohesionless soils. California Department of Transportation.
- [69] Puri, V. K., Prakash, S., & Widanarti, R. (2004). Retaining walls under seismic loading.in Fifth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering.
- [70] Towhata, I. (2008). Geotechnical earthquake engineering. Springer Science & Business Media.
- [71] T. NODA, SETSUO, UWABE, TATSUO, et CHIBA. (1975) Relation between seismic coefficient and ground acceleration for gravity quay wall. Report of the Port and Harbour Research Institute, 14(4), 67-111.
- [72] C. A. Coulomb, (1776). Essai sur une application des règles de maximis & minimis à quelques problèmes de statique, relatifs à l'architecture.
- [73] Rankine, W. J. M. (1857). II. On the stability of loose earth. Philosophical transactions of the Royal Society of London, 147, 9-27.
- [74] Okabe, S. (1926). General theory of earth pressure. J. of the Japanese Society of Civil Engineers, Tokyo, Japan, 12(1).
- [75] Mononobe, N. (1929). On determination of earth pressure during earthquake. In Proc. World Engineering Congress (Vol. 9, pp. 177-185).

- [76] Nadim, F., & Whitman, R. V. (1983). Seismically induced movement of retaining walls. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(7), 915-931.
- [77] Talatahari, S., Sheikholeslami, R., Shadfaran, M., & Pourbaba, M. (2012). Optimum design of gravity retaining walls using charged system search algorithm. *Mathematical Problems in Engineering*, 2012.
- [78] Prakash, S. (1981). Analysis of rigid retaining walls during earthquakes.
- [79] S. PRAKASH, S. et SARAN. (1966). Static and dynamic earth pressures behind retaining walls, in *Proceedings of the Third Symposium on Earthquake Engineering University of Roorkee, Roorkee, India.* p. 277-88.
- [80] Schlosser, F., & Dormieux, L. (1986). Talus et soutènements en dynamique des sols. *Revue Française de Géotechnique*, (37), 40-60.
- [81] Seed, H. (1970). Design of earth retaining structures for dynamic loads. In *ASCE Specialty Conf.-Lateral Stress in the Ground and Design of Earth Retaining Structures*, 1970.
- [82] Richards Jr, R., & Elms, D. G. (1979). Seismic behavior of gravity retaining walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 105(ASCE 14496).
- [83] Whitman, R., & Liao, S. (1985). Seismic design of gravity retaining walls. Report No. Miscellaneous Paper GL-85-1. US Army Corps of Engineering.
- [84] Wood, J. H. (1973). Earthquake-induced soil pressures on structures.
- [85] Arias, A., Sanchez-Sesma, F. J., & Ovando-Shelley, E. (1981). A simplified elastic model for seismic analysis of earth-retaining structures with limited displacements.
- [86] Wu, G. (1994). Dynamic soil-structure interaction: Pile foundations and retaining structures (Doctoral dissertation, University of British Columbia).
- [87] Wu, G., & Finn, W. L. (1999). Seismic lateral pressures for design of rigid walls. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(3), 509-522.
- [88] Vrettos, C., Beskos, D. E., & Triantafyllidis, T. (2016). Seismic pressures on rigid cantilever walls retaining elastic continuously non-homogeneous soil: an exact solution. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 82, 142-153.
- [89] Yi. F. (2013) Seismic Design of Restrained Rigid Walls, in *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris*, p. 3521-3524.
- [90] S. Alampalli et A.-W. Elgamal, (1991) « Retaining Walls; Computation of Seismically Induced Deformations », in *Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, n° Paper No. 4.10, p. 635-642.
- [91] Richards Jr, R., Huang, C., & Fishman, K. L. (1999). Seismic earth pressure on retaining structures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(9), 771-778.
- [92] Al-Homoud, A. S., & Whitman, R. V. (1999). Seismic analysis and design of rigid bridge abutments considering rotation and sliding incorporating non-linear soil behavior. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 18(4), 247-277.
- [93] Green, R. A., & Ebeling, R. M. (2002). Seismic Analysis of Cantilever Retaining Walls, Phase I (No. Erdc/Itl-Tr-02-3). Michigan Univ Ann Arbor Dept Of Civil and Environmental Engineering.

- [94] Psarropoulos, P. N., Klonaris, G., & Gazetas, G. (2005). Seismic earth pressures on rigid and flexible retaining walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(7-10), 795-809.
- [95] Rajeev, P. (2012). Numerical modeling of seismic response of cantilever earth retaining structures. In *SAITM research symposium on engineering advancements*, Malabe, Sri Lank (pp. 7-10).
- [96] Sitar, N., & Al Atik, L. (2008). Dynamic centrifuge study of seismically induced lateral earth pressures on retaining structures. In *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV* (pp. 1-11).
- [97] Tiznado, J. C., & Rodriguez-Roa, F. (2011). Seismic lateral movement prediction for gravity retaining walls on granular soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(3), 391-400.
- [98] Deyanova, M., Lai, C. G., & Martinelli, M. (2016). Displacement-based parametric study on the seismic response of gravity earth-retaining walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 80, 210-224.
- [99] Fan, C. C., & Fang, Y. S. (2010). Numerical solution of active earth pressures on rigid retaining walls built near rock faces. *Computers and Geotechnics*, 37(7-8), 1023-1029.
- [100] Athanasopoulos-Zekkos, A., Vlachakis, V. S., & Athanasopoulos, G. A. (2013). Phasing issues in the seismic response of yielding, gravity-type earth retaining walls—Overview and results from a FEM study. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 55, 59-70.
- [101] LEE, Jin-sun, CHAE, Hyeong-gon, KIM, Dong-Soo, et al. (2015). Numerical analysis of inverted T-type wall under seismic loading. *Computers and Geotechnics*, 66, 85-95.
- [102] Ertugrul, O. L., & Trandafir, A. C. (2013). Lateral earth pressures on flexible cantilever retaining walls with deformable geofoam inclusions. *Engineering Geology*, 158, 23-33.
- [103] Ministère de l'écologie et du développement durabl. (2014). *Les ruptures de barrages*.
- [104] University of California Los Angeles. (2018) « Failed Sheffield Dam after the earthquake, Santa Barbara, 1925 », UCLA, Library Special Collections, Charles E. Young Research Library,
- [105] P. L. Delliou. (2002) « Les barrages et le risque sismique ».
- [106] Kokusho, T. (Ed.). (2009). *Earthquake Geotechnical Case Histories for Performance-Based Design: ISSMGE TC4 2005-2009 Term Volume*. CRC Press.
- [107] NAKAYAMA, O., SASAKI, Y., Sekizawa, M., Hiratsuka, T., & Suzuki, Y. (2007, June). Deformation of a river dike due to the Miyagi-ken Hokubu Earthquake. In *Proc. 4th Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engng.*, Paper (No. 1240, p. 12).
- [108] Towhata, I., Maruyama, S., Kasuda, K. I., Koseki, J., Wakamatsu, K., Kiku, H., ... & Hayashida, T. (2014). Liquefaction in the Kanto region during the 2011 off the pacific coast of Tohoku earthquake. *Soils and Foundations*, 54(4), 859-873.
- [109] Towhata, I., Goto, S., Taguchi, Y., & Aoyama, S. (2013). Liquefaction consequences and learned lessons during the 2011 Mw= 9 gigantic earthquakes. *Indian Geotechnical Journal*, 43(2), 116-126.
- [110] Gratchev, I. B., & Towhata, I. (2011). Analysis of the mechanisms of slope failures triggered by the 2007 Chuetsu Oki earthquake. *Geotechnical and Geological Engineering*, 29(5), 695.
- [111] Towhata, I., Maruyama, S., Kasuda, K. I., Koseki, J., Wakamatsu, K., Kiku, H., ... & Hayashida, T. (2014). Liquefaction in the Kanto region during the 2011 off the pacific coast of Tohoku earthquake. *Soils and Foundations*, 54(4), 859-873.

- [112] Sasaki, Y., Towhata, I., Miyamoto, K., Shirato, M., Narita, A., Sasaki, T., & Sako, S. (2012). Reconnaissance report on damage in and around river levees caused by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake. *Soils and Foundations*, 52(5), 1016-1032.
- [113] Sasaki, Y., & Tamura, K. I. (2007, June). Failure mode of embankments due to recent earthquakes in Japan. In 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (No. 1479).
- [114] Rapti, I., Lopez-Caballero, F., Modaressi-Farahmand-Razavi, A., Foucault, A., & Voldoire, F. (2018). Liquefaction analysis and damage evaluation of embankment-type structures. *Acta Geotechnica*, 1-19.
- [115] Gandomzadeh, A. (2011). Dynamic soil-structure interaction : effect of nonlinear soil behavior (Doctoral dissertation, Paris Est).
- [116] Jendoubi, A. (2015). Effet de L'interaction Dynamique Linéaire Et Non-linéaire Sol-structure : Application Aux Pylônes de Transport D'énergie (Doctoral dissertation, Université de Sherbrooke).
- [117] Borja, R. I., Lin, C. H., Sama, K. M., & Masada, G. M. (2000). Modelling non-linear ground response of non-liquefiable soils. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 29(1), 63-83.
- [118] Finn, W. D., Lee, M. K., & Martin, G. R. (1978, June). Comparison of dynamic analyses for saturated sands. In *Earthquake Engineering and soil dynamics* (pp. 472-491). ASCE.
- [119] Idriss, I. M. (1990). Response of soft soil sites during earthquakes. In *Proc. HB Seed Memorial Symp.* (Vol. 2, pp. 273-289).
- [120] Byrne, H. M., Alarcon, T., Owen, M. R., Webb, S. D., & Maini, P. K. (2006). Modelling aspects of cancer dynamics: a review. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 364(1843), 1563-1578.
- [121] Masing, G. (1926). Eigenspannumyen und verfeshungung beim messing. In *Proc. Inter. Congress for Applied Mechanics* (pp. 332-335).
- [122] Kondner, R. L. (1963). Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 89(1), 115-144.
- [123] Coquillay, S. (2005). Prise en compte de la non-linéarité du comportement des sols soumis à de petites déformations pour le calcul des ouvrages géotechniques (Doctoral dissertation, Ecole des Ponts ParisTech).
- [124] Duncan, J. M., & Chang, C. Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils », *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.*, vol. 96, n° SM 5, p. 1629-1653.
- [125] Hardin, B. O., & Drnevich, V. P. (1972). Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects, *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 1972, vol. 98, no sm6.
- [126] Christian, J. T., & Desai, C. S. (1977). Constitutive laws for geologic media. *Numerical methods in geotechnical engineering*, McGraw Hill, New York, 65, 115.
- [127] Itasca, F. L. A. C. (2011). Fast Lagrangian analysis of continua. Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis, Minn.
- [128] Kitchah, F. (2017). Contribution à la modélisation numérique du front de tunnel renforcé par boulonnage (Doctoral dissertation, Université Mohamed Khider-Biskra).
- [129] Billiaux, D., & Cundall, P. (1993). Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments Lagrangiens. *Revue française de Géotechnique*, (63), 9-21.

- [130] Kuhlemeyer, R. L., & Lysmer, J. (1973). Finite element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 99(Tech Rpt).
- [131] Bourdeau, C. (2005). Effets de site et mouvements de versant en zones sismiques : apport de la modélisation numérique (Doctoral dissertation, École Nationale Supérieure des Mines de Paris).
- [132] Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M., & Tokimatsu, K. (1986). Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. *Journal of geotechnical engineering*, 112(11), 1016-1032.
- [133] Martin, G. R., Finn, W. L., & Seed, H. B. (1975). Fundamentals of liquefaction under cyclic loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 101(ASCE# 11231 Proceeding).
- [134] Byrne, P. M. (1991). A cyclic shear-volume coupling and pore pressure model for sand, in second international conference on recent advances in geotechnical engineering and soil dynamics, p. 47-55.
- [135] Tokimatsu, K., & Seed, H. B. (1987). Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking. *Journal of Geotechnical Engineering*, 113(8), 861-878.
- [136] I. Itasca Consulting Group, « 1 Dynamic Analysis », *FLAC Manual*, p. 1-8, 2012.
- [137] Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*.
- [138] Ghlamallah, N. (2000). Modélisation non linéaire de l'interaction sous sollicitations sismiques (Doctoral dissertation, thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, Faculté de génie).
- [139] Régnier, J., Bonilla, L. F., Bard, P. Y., Bertrand, E., Hollender, F., Kawase, H., ... & Boldini, D. (2016). International benchmark on numerical simulations for 1D, nonlinear site response (PRENOLIN): Verification phase based on canonical cases. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 106(5), 2112-2135.
- [140] Oral, E. (2016). Modélisation multi-dimensionnelle de la propagation des ondes sismiques dans des milieux linéaires et non-linéaires (Doctoral dissertation, Paris Est).
- [141] Mercerat, E. D., & Glinsky, N. (2015, November). A nodal discontinuous Galerkin method for non-linear soil dynamics. In 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (pp. 1-4).
- [142] Laurendeau, A. (2013). Définition des mouvements sismiques" au rocher (Doctoral dissertation, Université de Grenoble).
- [143] PEER, « <http://ngawest2.berkeley.edu> », Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [144] Baker, J. W., Lin, T., Shahi, S. K., & Jayaram, N. (2011). New ground motion selection procedures and selected motions for the PEER transportation research program. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Berkeley, CA, PEER Report, (2011/3).
- [145] Baker, J. W. (2007). Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 97(5), 1486-1501.
- [146] Osouli, A., & Zamiran, S. (2017). The effect of backfill cohesion on seismic response of cantilever retaining walls using fully dynamic analysis. *Computers and Geotechnics*, 89, 143-152.

- [147] Elgamal, A. W., & Alampalli, S. (1992, July). Earthquake response of retaining walls: full scale testing and computational analysis. In Proceedings of 10th world conference on earthquake engineering, Madrid, Spain. AA Rotterdam: Balkema (Vol. 3, pp. 1671-6).
- [148] R. G. Mikola et N. Sitar (2013) Seismic Earth Pressures on Retaining Structures in Cohesionless Soils, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, n° 65, p. 1-185.
- [149] M. Lino (1977). Liquéfaction de la fondation silteuse d'un barrage, p. 1901-1904.
- [150] Iervolino, I., & Cornell, C. A. (2005). Record selection for nonlinear seismic analysis of structures. *Earthquake Spectra*, 21(3), 685-713.
- [151] Lopez-Caballero, F., & Modaressi-Farahmand-Razavi. (2013). Numerical simulation of mitigation of liquefaction seismic risk by preloading and its effects on the performance of structures. *Soil dynamics and Earthquake engineering*, 49, 27-38.
- [152] Adalier, K., & Sharp, M. K. (2004). Embankment dam on liquefiable foundation—dynamic behavior and densification remediation. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 130(11), 1214-1224.
- [153] Foster, M., Fell, R., & Spannagle, M. (2002). A method for assessing the relative likelihood of failure of embankment dams by piping: reply. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(2), 497-500.
- [154] Pestana, J. M., Hunt, C. E., Goughnour, R. R., & Kammerer, A. M. (2001). Reduction of liquefaction potential using high discharge capacity drains. In proceedings of the international conference on soil mechanics and geotechnical engineering (vol. 3, pp. 1823-1826). AA Balkema Publishers.
- [155] Fernando Lopez-Caballero, Arézou Modaressi. (2005) Modélisation numérique des inclusions rigides comme solution aux problèmes de liquéfaction in International conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Osaka, Japon 4, pp.2681-2684,
- [156] Dobry, R., Idriss, I. M., & Ng, E. (1978). Duration characteristics of horizontal components of strong-motion earthquake records. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 68(5), 1487-1520.
- [157] Kawashima, K., & Aizawa, K. (1989). Bracketed and normalized durations of earthquake ground acceleration. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 18(7), 1041-1051.
- [158] Reinoso, E., & Ordaz, M. (2001). Duration of strong ground motion during Mexican earthquakes in terms of magnitude, distance to the rupture area and dominant site period. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 30(5), 653-673.
- [159] Lee, Y. T., Ma, K. F., Wang, Y. J., & Wen, K. L. (2015). An empirical equation of effective shaking duration for moderate to large earthquakes. *Natural Hazards*, 75(2), 1779-1793.
- [160] Coelho, P. A., Haigh, S. K., & Madabhushi, S. P. (2004). Centrifuge modelling of earthquake effects in uniform deposits of saturated sand.