

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence : /2022



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع 2022/

Mémoire de Master

Filière : Génie civil

Spécialité : Géotechnique

Thème

**Modélisation numérique de la déformation induite
par la liquéfaction dans les barrages en terre soumis
à des chargements sismiques**

Nom et Prénom de l'étudiant :
Saouli Lotfi

Encadreur : Dr. Zakaria Bouraoui

Promotion: Juin 2022

Dédicace

Je dédie mon travail :

A ma mère, mon père, mes frères et sœurs et surtout mon cher frère Ayhem et mes nièces Rofane, Nlyne, et Nlyanna.

A mon très cher ami d'enfance Aziz Maanser et mes amies Mohammed Chemar, Wail Belkacem, Bouaicha Islam, Ferhatti Zaki, Chemlal Jalal.

A moi-même.

Remerciements

Je remercie en premier Dieu pour tout, mes parents qui ont sacrifié leur vie pour notre bien, mes frères et sœurs pour leur compréhension, patience et leurs soutiens.

En second lieu, je tiens à remercier mon directeur de mémoire :

Le Dr. Zakaria BOURAOUI, docteur à l'université de Biskra pour ces aides et précieux conseils durant toute la période de travail.

Mes vifs remerciements vont aux membres du jury d'avoir honoré de leur présence et de porter leur jugement sur ce modeste travail.

Et enfin, je n'oublie pas de remercier tous mes professeurs de tous mes milieux d'étude.

A tous les amis et proches et à toute personne ayant contribué à ce travail de près ou de loin.

Résumé

Un nombre considérable de digues ont subi des dommages et des déplacements importants causée par ‘la liquéfaction du sol’, Ou ce phénomène constituait un centre des préoccupations des scientifiques et des chercheurs depuis des décennies. La liquéfaction est l’un des phénomènes les plus importants et complexes de la dynamique des sols. C'est une perte de résistance des sols granulaires lâches à très lâches sous une secousse sismique accompagnée d'une augmentation rapide de la pression interstitielle causant momentanément la dislocation des particules de sol.

L'évaluation du potentiel de liquéfaction est couramment estimée à partir des essais in situ (SPT, CPT...) ainsi que les essais de chargement cyclique au laboratoire. L'analyse de ce phénomène permet de mieux connaître les mécanismes de déformation et de rupture de ces ouvrages en terre (les barrages) sous l'action de séisme.

Le présent sujet porte sur l'analyse numérique de l'effet de tremblement de terre sur la stabilité des barrages en terre et son comportement en cas le site présente un potentiel de liquéfaction.

Pour cette raison, un modèle 2D d'un système Digue-Fondation est construit à l'aide de logiciel FLAC^{2D} pour analyser le comportement et les modes de défaillance induits par la liquéfaction.

Abstract

A considerable number of dikes have suffered extensive damage and displacement caused by ‘liquefaction of the soil’, or this phenomenon has been a focus of concern for scientists and researchers for decades. Liquefaction is one of the most important and complex phenomena of soil dynamics. It is a loss of resistance of loose to very loose granular soils under a seismic tremor accompanied by a rapid increase in pore pressure causing momentary dislocation of soil particles.

The assessment of liquefaction potential is commonly estimated from in site tests (SPT, CPT, etc.) as well as cyclic loading tests in the laboratory. The analysis of this phenomenon makes it possible to know better the mechanisms of deformation and rupture of these earthworks (dams) under the action of earthquake.

This topic focuses on the numerical analysis of the earthquake effect on the stability of earthen dams and its behaviour in case the site has a liquefaction potential.

For this reason, a 2D model of a Digue-Fondation system is constructed using FLAC 2D software to analyse the behaviour and failure modes induced by liquefaction.

ملخص

تعرض عدد كبير من السدود الى اضرار و انهيارات مهمة بسبب ظاهرة تسييل التربة حيث ان هذه الظاهرة اصبحت محور اهتمام عدد كبير من العلماء و الباحثين في مجال علم الزلازل .

ظاهرة تسييل التربة واحدة من اهم الظواهر و اعقدها في ميدان ديناميك التربة حيث تلعب الضغوطات المسامية للتربة المشبعة تحت الاحمال الدورية الدور الاساسي لهذه الظاهرة عندما يتعلق الامر بتربة رملية غير مرصوفة.

ان تقييم امكانية تسييل التربة يقدر عادة عن طريق الاختبارات الميدانية كما يمكننا تقييمها ايضا عن طريق تجارب مخبرية دورية. ان تحليل ظاهرة تمييع التربة تمكننا من الفهم الجيد لمختلف اليات انهيار السدود الممكنة تحت تأثير الزلازل .

هذا العمل يهتم عن طريق دراسة رقمية بمعالجة تأثير الزلازل على استقرار سد ترابي و بدرجة اكثر تأثير ظاهرة التمييع على سلوك هذا الاخير. ومن اجل ذلك تم تصميم نموذج رقمي ثنائي الابعاد لسد ترابي باستخدام برنامج فلاك.

Table des matières

Résumé.....	4
Abstract	5
ملخص	6
Introduction générale	12
Chapitre 1 : généralité sur le mouvement sismique et la liquéfaction	13
Introduction.....	14
1-Définition de séisme.....	14
2-l'origine de perturbation de terre	14
3-Characteristiques d'un séisme	15
1. Distance hypo-centrale et épicentre.....	15
2. Les ondes sismiques	16
1. Ondes de volume.....	16
2. Ondes de surface.....	16
3. La magnitude	17
4-liquéfaction.....	17
1. Définition	17
2. Description du phénomène.....	18
3. Les sols susceptibles de se liquéfier	18
4. Effets induits par la liquéfaction	19
5. Evaluation de la susceptibilité d'un site a la liquéfaction	21
5-La méthode empirique pour l'évaluation le potentiel de liquéfaction.....	21
6-conclusion	25
Chapitre 2 : Bibliographie sur les barrages en terres et leurs méthodes de calculs.....	26
1-Definition.....	27
2-Types de barrages.....	27
1. Barrages en béton.....	27
2. Barrages en remblais.....	27
3-Les barrages en terres.....	27
4-Classification des barrages en terre.....	29
1. Barrage en terre homogène	29
2. Barrage a masque amont.....	30

3. Barrage a noyaux.....	30
5-Choix de site du barrage.....	31
6-Fondation.....	32
1. Etanchéité des fondation des barrages en terre.....	32
2. Drainage de la fondation	34
7-Facteurs influençant la conception et la réalisation des barrages en remblais	34
8-Rupture des barrages	34
1. Les causes de rupture	34
2. Mécanismes de ruptures des barrages.....	35
9-Méthodes d'analyse sismiques des barrages en terre.....	35
10-les cas de ruptures observées lors de séismes historiques.....	39
11-Conclusion.....	40
Chapitre 3 : Présentation du code de calcul 'FLAC ^{2D} ' et les modeles numériques.....	41
1-Présentation du logiciel FLAC ^{2D}	42
2- Passage du problème continu à la discrétisation.....	42
3- Déclaration des données dans le code FLAC ^{2D}	43
4- Les considérations à prendre pour la modélisation dynamique.....	45
1. Définition des conditions aux limites.....	45
2. L'amortissement mécanique.....	46
3. Définition du signal sismique.....	46
4. Application du signal sismique à la base du modèle (simulation d'un séisme).....	46
5- Les modèles numériques pour simuler la liquéfaction.....	47
Chapitre 4 : Etude numérique du comportement dynamique des barrages.....	49
1-Introduction	50
2-Modèle proposé.....	50
1. Maillage.....	51
2. Les propriétés des matériaux représentatifs.....	51
3- L'état initial des contraintes (statique).....	52
1. Etablir l'état des contraintes avec réservoir plein.....	53
2. Facteur de sécurité	54
4- Application des conditions dynamiques.....	54

1. L'analyse élasto-plastique (Cas de référence).....	54
2. Analyse numérique de la liquéfaction.....	56
3. L'effet de la zone liquéfiable sur la stabilité.....	56
5-Résultats.....	57
6-Conclusion.....	60
Conclusion générale.....	62

Liste des figures

Figure 1.1 : Le schéma d'un séisme (le livre scolaire).....	15
Figure 1.2 : schéma descriptif.....	15
Figure 1.3 : ondes de volume.....	16
Figure 1.4 : ondes de surface.....	17
Figure 1.5 : Phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique.....	18
Figure 1.6 : Séisme de 1964 à Niigata.....	19
Figure 1.7 : érosion de la route.....	19
Figure 1.8 : Rupture de barrage.....	20
Figure 1.9 : Epanchage latéral le long de la route Sandholdt (à gauche) et destruction d'un centre de recherche (à droite) à Moss Landing.....	20
Figure 1.10 : Ebullition de sable à l'aéroport d'Oakland, le long du fleuve de Salina et à la station marine de Moss Landing.....	20
Figure 1.11 : Ebullitions de sable au Comté de Nantou (à gauche) et de Zhanghua (à droite) en Taiwan.....	21
Figure 1.12 : courbe donnant le coefficient de correction k_m	23
Figure 1.13 : courbe moyenne pour les sables.....	24
Figure 1.14 : courbe donnant K_a en fonction du rapport initial des contraintes et de densité relative.....	24
Figure 2.1 : Coupe schématique d'un barrage en remblai.....	29
Figure 2.2 : Barrage en terre homogène.....	30
Figure 2.3 : Barrage en terre à masque amont.....	30
Figure 2.4 : Barrages à noyaux.....	31
Figure 2.5 : Clé d'étanchéité.....	33

Figure 2.6: Compactage d'argile dans la clé d'étanchéité	33
Figure 2.7 : Illustration de la méthode pseudo-statique	36
Figure 2.8: intégration de l'accélérogramme afin de déterminer les vitesses et les déplacements.....	38
Figure 2.9: Barrage inférieur de San Fernando.....	39
Figure 2.10: Rupture du Barrage de Sheffield de Santa Barbara.....	39
Figure 2.11 : Le séisme d'Hebgen Lake qui s'est produit en 1959.....	39
Figure 3.1 : discrétisation mixte.....	43
Fig. 3.2. Procédé général de résolution des problèmes en géotechnique selon FLAC2D.....	44
Figure 3.3 : Les différentes étapes d'un analyse dynamique.....	45
Figure 3.4 : courbes de déformation volumétrique pour des amplitudes de déformation de cisaillement cycliques constante.....	47
Figure 4.1 Géométrie de modèle de barrage proposé.....	50
Figure 4.2 Maillage du modèle utilisé.....	51
Figure 4.3 Conditions aux limites définies à la phase de construction.....	52
Figure 4.4 Distribution de la pression interstitielle dans les sols de fondation.....	52
Figure 4.5 déplacements induits par la construction de remblais (1cm).....	53
Figure 4.6 distribution de la pression interstitielle à l'état d'équilibre pour le réservoir rempli d'eau. 53	
Figure 4.7 Distribution de la contrainte totale verticale.....	53
Figure 4.8 facteur de sécurité résultant à la phase statique.....	54
Figure 4.9 Signal sismique d'entrée (Loma_87)(à gauche : Intensité d'Arias à droite :Accélérogramme.).....	55
Figure 4.10 Vecteurs de déplacements maximaux après le chargement à t=10s	55
Figure 4.11 Contour de l'incrément de déformation en cisaillement après le chargement à t=40s.....	55
Figure 4.12 Variation des pressions interstitielle et les contraintes verticales effectives.....	56
Figure 4.13 Modèle simulé : Configuration de la zone liquéfiable.....	57
Figure 4.14 Variation de la pression interstitielle et la contrainte verticales effectives.....	57
Figure 4.15 Contours montrent l'étendue des sols liquéfiés avec $Re=1,7$	58
Figure 4.16 Comparaison de déplacement horizontal sans et avec liquéfaction.....	58
Figure 4.17 déplacement contour horizontale.....	59

Figure 4.18 déplacements contour vertical.....	59
Figure 4.19 Incréments de déformations.....	60

Liste des Tableaux :

Tableau 4.1 : Propriétés mécaniques et hydrauliques.....	51
Tableau 4.2 : Comparaison des déplacements dans les deux cas d'études.....	60

Introduction Général :

Les tremblements de terre dans le domaine de géotechnique sont l'un des phénomènes les plus dangereux. Ils sont considérés comme une vraie menace pour tous les ouvrages géotechniques en l'affectant directement, ou indirectement par créant d'autres phénomènes. Parmi les ouvrages importants figurent les barrages et en particulierité les barrages en terre.

Les barrages en terre (barrages en remblais) sont les barrages les plus répandus dans le monde, représentent environ 70% des grands barrages : leur grande proportion s'explique par leur simplicité de construction, et leur faible coût de construction.

Les barrages exigent toujours une grande fiabilité en matière de sécurité, tant en régime statique, qu'en régime dynamique. De nombreux chercheurs se sont particulièrement penché sur l'étude du comportement dynamique des structures, et les barrages en terre en particulier parce que plus des trois-quarts des barrages dans le monde sont en remblai, l'analyse dynamique des barrages en terre, est en pratique synonyme de l'analyse de leur comportement sismique, mais ils souffrent d'un phénomène qui menace leur stabilité : la liquéfaction. Hazen a été le premier à utiliser le terme liquéfaction comme un phénomène qui a causé la rupture du barrage de Calaveras en Californie (1920). En outre, le mot liquéfié a été utilisé par Casagrande (1936) pour exprimer le phénomène de perte de résistance du sol saturé d'eau sous l'influence de charges utiles dynamiques.

Dans cette mémoire compose de quatre chapitres, nous allons présenter une revue sur ce phénomènes dans le premier chapitre ou :

Le premier chapitre : présente un ensemble de définitions sur les tremblements de terre, et tous qu'elles concernent ce phénomène géologique, Il fournit également une explication détaillée sur le phénomène de liquéfaction.

Le deuxième chapitre : dédiée à une bibliographie sur les barrages en terres et leurs méthodes de calculs.

La troisième chapitre : Il fournit une présentation du code de calcul "Flac^{2D}" et les modèles numériques.

Le quatrième chapitre : est dédié à notre cas d'étude qui consiste une analyse numérique du comportement dynamique d'un barrage zoné en incluant le phénomène de la liquéfaction.

Chapitre 1 :

Généralité sur le mouvement
sismique et la liquéfaction

Introduction :

L'activité sismique a augmenté dans le monde entier, y compris en Algérie, ce qui nécessite de comprendre les mécanismes de ce phénomène pour concevoir des structures antisismiques afin d'atteindre la situation économique et, surtout, la sécurité publique.

Des modes de rupture localisés sont observés dans la plupart des défailances 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.

1-Définition de séisme :

Un séisme ou tremblement de terre est une secousse du sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Cette libération d'énergie se fait par rupture le long d'une faille, généralement préexistante. Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple)[1].

2- L'origine de perturbation de terre :

Lorsqu'un matériau à corps rigide est soumis à une contrainte de cisaillement, il se déforme d'abord élastiquement, puis casse lorsque la limite élastique est atteinte, libérant immédiatement toute l'énergie stockée lors de la déformation élastique. C'est ce qui se passe lorsque la lithosphère est stressée. La lithosphère stocke de l'énergie sous l'action d'une contrainte, qui est le plus souvent causée par le mouvement des plaques structurales. [2]. Un tremblement de terre il peut avoir quatre origines : rupture d'une faille ou d'un segment de faille (séismes tectoniques) , intrusion et dégazage d'un magma (séismes volcaniques) , « craquements » des calottes glaciaires se répercutant dans la croûte terrestre (séismes polaires) [3], explosion, effondrement d'une cavité (séismes d'origine naturelle ou dus à l'activité humaine) [4]

Description : Lorsqu'un séisme est déclenché, un front **d'ondes sismiques** se propage dans la croûte terrestre. On nomme **foyer** le lieu dans le plan de **faille** où se produit réellement le séisme, alors que l'**épïcéntré** désigne le point à la surface terrestre à la verticale du foyer (figure 1.1). [2]

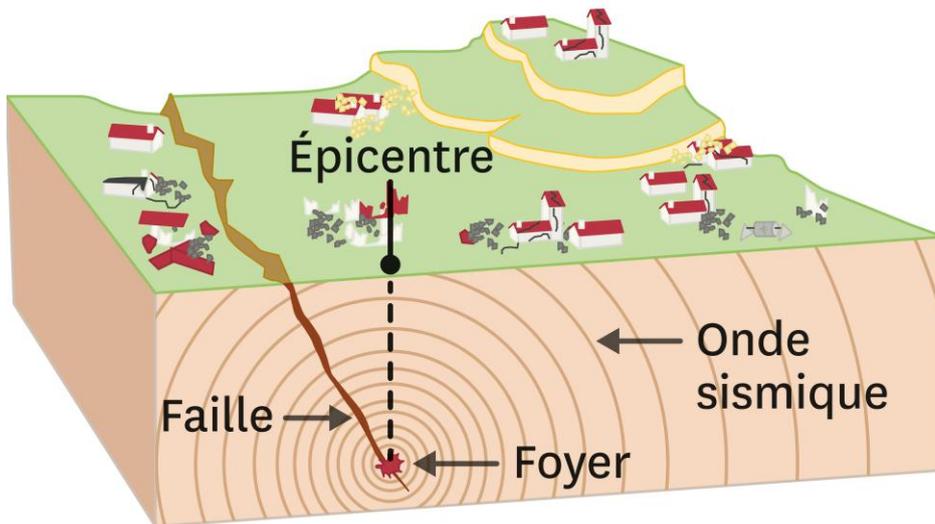


Figure 1.1 : Le schéma d'un séisme[5].

3- Caractéristiques d'un séisme :

3.1 Distance hypo-centrale et épïcéntré :

- **Hypo-centrale :** il représente la zone de la faille où s'est produite la rupture et d'où les ondes sismiques commencent à se propager. (Figure 1.2)
- **L'épïcéntré :** il correspond à la projection de l'hypocentre à la surface du globe, et en général, il est associé au mouvement sismique le plus élevé. (Figure 1.2) [6]

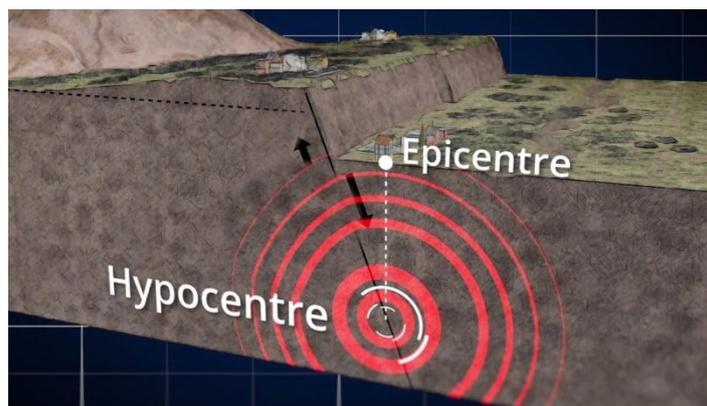


Figure 1.2 : schéma descriptif[7].

3.2 Les ondes sismiques :

Les vibrations engendrées par un séisme se propagent dans toutes les directions. Ces ébranlements, qui se déplacent sous forme d'ondes, traversent le globe et donnent des indications irremplaçables sur sa constitution. Les ondes sismiques sont des ondes élastiques, c'est-à-dire que l'onde peut traverser un milieu sans modifier durablement ce milieu. L'impulsion de départ va « pousser » des particules élémentaires, qui vont « pousser » d'autres particules et reprendre leur place. Ces nouvelles particules vont « pousser » les particules suivantes et reprendre leur place, etc.

On distingue les ondes de volume qui traversent la Terre et les ondes de surface qui se propagent parallèlement à sa surface. [8]

3.2.1 Ondes de volume :

- **ondes P** : ou ondes primaires, appelées aussi ondes de compression ou ondes longitudinales. Le déplacement du sol qui accompagne leur passage se fait par dilatation et compression successives, parallèlement à la direction de propagation de l'onde, Ce sont les plus rapides (6km.s^{-1} près de la surface) et sont enregistrées en premier sur un sismogramme.
- **ondes S** : ou ondes secondaires, appelées aussi ondes de cisaillement ou ondes transversales. À leur passage, les mouvements du sol s'effectuent perpendiculairement au sens de propagation de l'onde. Ces ondes ne se propagent pas dans les milieux liquides, elles sont en particulier arrêtées par le noyau de la Terre. Leur vitesse est plus lente que celle des ondes P, elles apparaissent en deuxième sur les sismogrammes. [8]

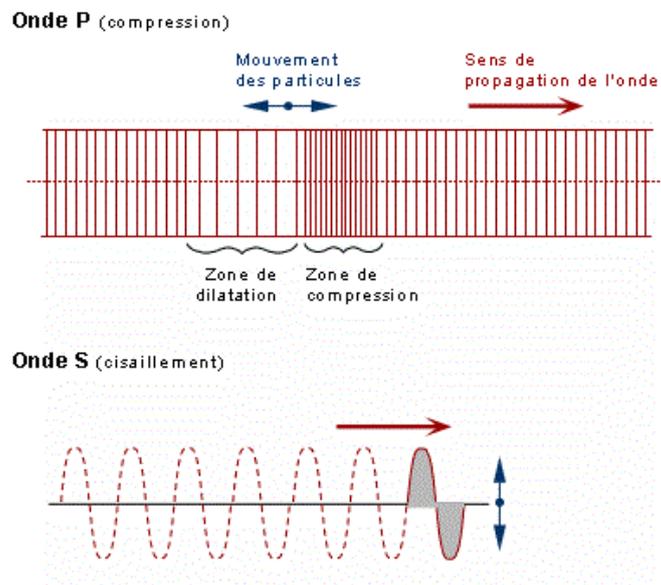


Figure 1.3 : ondes de volume [2].

3.2.2 Ondes de surface :

Dans les ondes de surface il existe deux types d'ondes :

- **Les ondes de Love** ou **ondes L** le déplacement est essentiellement le même que celui des **ondes S** sans mouvement vertical. Les ondes de Love provoquent un ébranlement horizontal qui est la cause de nombreux dégâts aux fondations des édifices.
- Les **ondes de Rayleigh**: le déplacement est complexe, assez semblable à celui d'une poussière portée par une vague, un mouvement à la fois horizontal et vertical, elliptique en fait. [8]

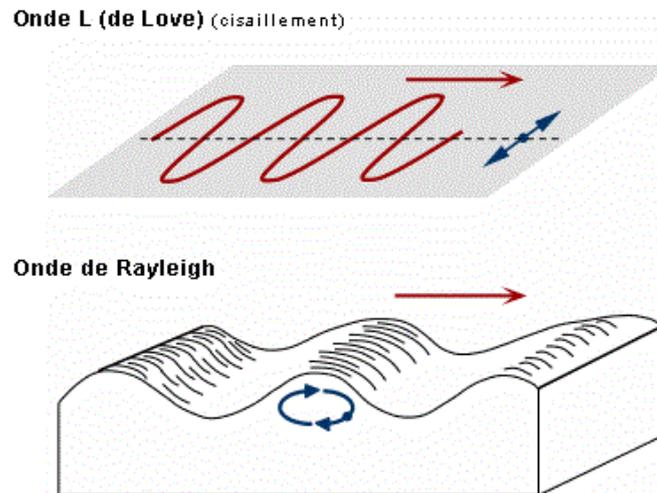


Figure 1.4 : ondes de surface [2].

3.3 La magnitude :

Notion introduite en 1935 par le sismologue Charles Francis Richter et c'est la représentation logarithmique du moment sismique, qui est lui-même une mesure de l'énergie libérée par un séisme. [8]

Et pour avoir l'intensité d'un séisme il existe plusieurs échelles , Parmi les échelles connues on cite : [9]

- L'échelle de Richter
- l'échelle Rossi-Forel (aussi notée RF)
- l'échelle MSK (Medvedev-Sponheuer-Karnik)
- l'échelle de Mercalli (notée MM dans sa version modifiée)
- l'échelle de Shindo de l'agence météorologique japonaise
- l'échelle macrosismique européenne (aussi notée EMS98)

4-Liquéfaction :

1- définition :

La liquéfaction du sol est un phénomène sismique géologique, généralement brutal et temporaire, par lequel un sol saturé en eau perd une partie ou la totalité de sa portance, causant ainsi l'enfoncement et l'effondrement des constructions. [10]

2- Description du phénomène :

Dans le domaine géotechnique, nous expliquons le phénomène comme suite ;

Le terme de liquéfaction correspond au phénomène de perte de résistance au cisaillement d'un sol fin saturé, lâche ou dense, qui peut avoir lieu pendant un séisme à cause de l'augmentation des pressions interstitielles. Les contraintes de cisaillement cycliques dues aux phénomènes vibratoires causés par le séisme entraînent une augmentation de la pression interstitielle U , et la théorie veut que lorsque cette pression atteint la valeur de la contrainte totale σ en place, annulant ainsi la contrainte effective σ' , le sol perd l'essentiel de sa résistance au cisaillement et on dit qu'il a liquéfié. [11]

Selon la formule de terzaghi :

$$\sigma = \sigma' + u$$

Cette condition est atteinte par augmentation de la pression interstitielle.

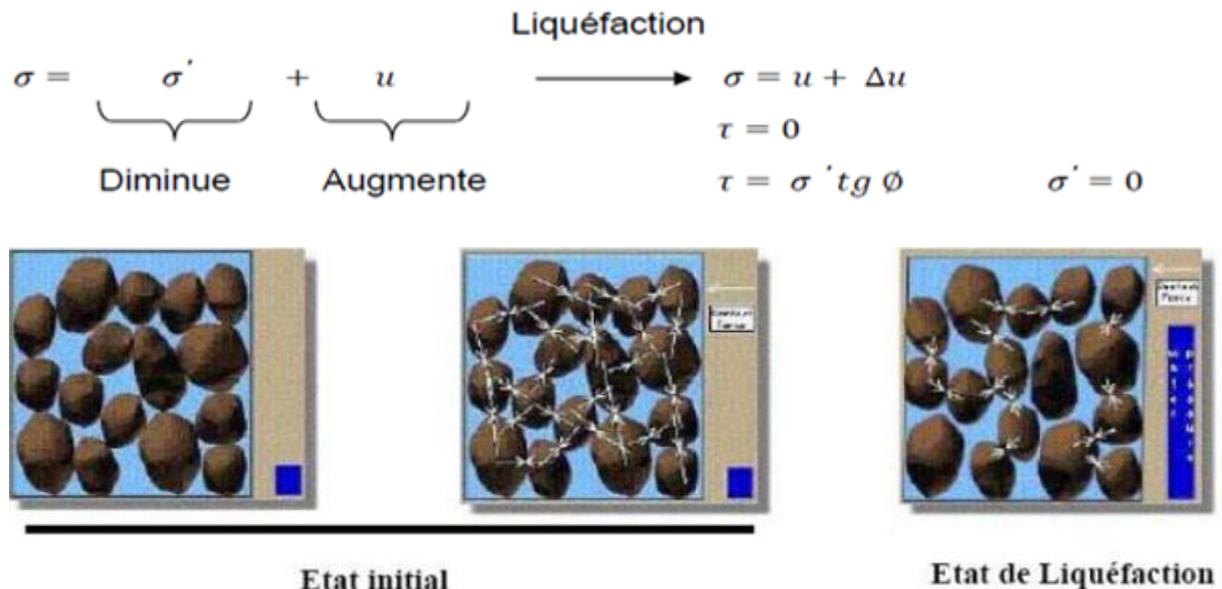


Figure 1.5 : Phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique (source : internet)

Avec :

: Représente la force de contact entre les particules

: Représente le niveau de la pression interstitielle

3- Les sols susceptibles de se liquéfier[12] :

Les sols susceptibles de se liquéfier sont en général des sables propres ou limoneux situés dans les vingt (20) premiers mètres de profondeur, saturés d'eau et présentant 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.

4- Effets induits par la liquéfaction :

Les exemples de liquéfaction sont nombreux, les conséquences sont faramineuses et coûteuses, la liquéfaction est à l'origine de dégâts importants, tels que :

- **Une perte de capacité portante du sol de fondation, (renversement D'immeuble)**



Figure 1.6 : Séisme de 1964 à Niigata [13].

- **Un glissement des terrains :**

Génération de pressions interstitielles Perte de résistance et effet gravitaire.[14]

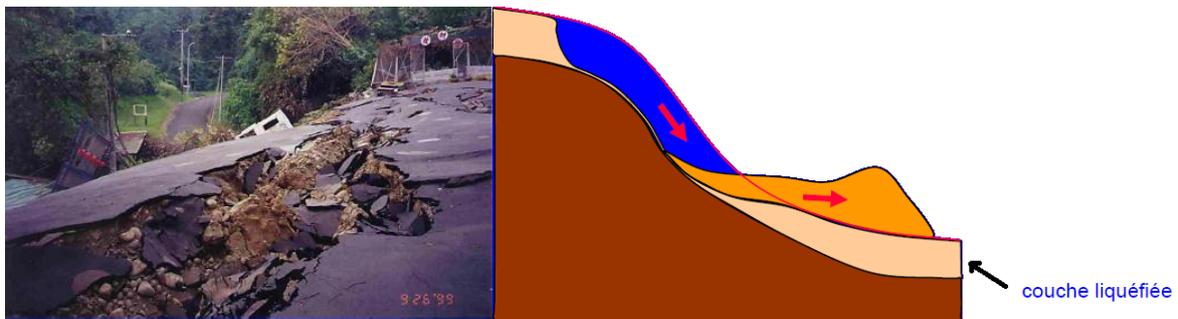


Figure 1.7 : érosion de la route (Yulin 1999) [14]

- **Ruptures de barrages et ouvrages soutènement :**



Figure 1.8 : Rupture de barrage (San Fernando 1971)[15]

- **Epanchage latéral :**



Figure 1.9 : Epanchage latéral le long de la route Sandholdt (à gauche) et destruction d'un centre de recherche (à droite) à Moss Landing[15]

- **Ebullition de sable :**



Figure 1.10 : Ebullition de sable à l'aéroport d'Oakland, le long du fleuve de Salina et à la station marine de Moss Landing[16]



Figure 1.11 : Ebullitions de sable au Comté de Nantou (à gauche) et de Zhanghua (à droite) en Taiwan [17]

5- évaluation de la susceptibilité d'un site à la liquéfaction :

Selon norme NF-EN- 1998-5 (Eurocode 8) : Une évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction doit être effectuée lorsque le sol de fondation comprend des couches étendues ou des lentilles épaisses de sables lâches, avec ou sans fines silteuses ou argileuses, au-dessous du niveau de la nappe phréatique, et lorsque ce niveau est proche de la surface du sol. Mais il existe plusieurs critères pour cela tels que :

- **Critères historiques :**

Une connaissance suffisante de l'histoire de la région nous permet de savoir s'il y a une possibilité que le phénomène de liquéfaction puisse se reproduire, Un sol liquéfié par le passé peut se liquéfier à nouveau.

- **Critères géologiques :**

Nature du sol.

Formation du sol (dépôt marin, alluvial, éolien, etc.).

- **Critères géotechniques :**

Type de sol (sables, silt, argile, etc.), granulométrie, état initial, densité, saturation, résistance, etc... [14]

Remarque :

Nous considérerons que les roches et les sols purement cohérents ne s'affectent pas par la liquéfaction.

5-La méthode empirique pour l'évaluation le potentiel de liquéfaction :

L'occurrence de la liquéfaction dans les sols est souvent évaluée suivant le procédé simplifié à l'origine proposé par [Seed et Idriss (1971)] basés sur l'essai de pénétration standard (SPT), qu'il est possible de caractériser le potentiel de liquéfaction d'un sol en fonction de deux paramètres : un paramètre de résistance mécanique (donné par le SPT) et un paramètre granulométrique (classification des sols, pourcentage en fines).

✓ Evaluation du risque de liquéfaction à partir de l'essai SPT :

La méthode de Seed-Idriss, couramment appelée la procédure simplifiée [18][19] est limitée aux sollicitations sismiques modérées, induisant des accélérations maximums en surface entre 0.2 à 0.5 fois celle de la gravité terrestre. Pour les sollicitations sismiques fortes, il est recommandé d'utiliser les méthodes d'analyse non linéaire en contraintes effectives, disponibles en pratique sous forme de logiciels [18] , Dans le cadre de la méthode simplifiée, le risque de liquéfaction est évalué à la base de l'essai et des caractéristiques du matériau sableux et/ou limoneux, selon les étapes suivante :

1. Evaluer la contrainte de cisaillement maximum τ_{max} mobilisée par le séisme à la profondeur étudiée z , à partir d'une analyse de la réponse sismique du site en champ libre. Une alternative simplifiée de calcul de τ_{max} est celle du modèle d'une colonne rigide ayant une hauteur(z) et sollicitée en surface par une accélération, suite à la propagation verticale des ondes de cisaillement. Ces dernières ne développent en fait aucune contrainte normale latérale sur les facettes verticales de la colonne, ce qui conduit à [18] :

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_v}{g} a_{max} * r_d$$

Avec :

τ_{max} : Contrainte de cisaillement due au séisme à une profondeur donnée. On retient en général comme valeur représentative de la contrainte de cisaillement de calcul, une fraction égale à deux tiers de T_{max}

σ_v : Contrainte verticale totale à cette profondeur

a_{max} : Accélération maximale de sol en surface

g : Accélération de la pesanteur

r_d : Facteur de réduction de la contrainte de cisaillement, Seed et Idriss ont proposé d'effectuer un abattement à l'aide de ce coefficient de réduction. Ce dernier est égal à 1 en surface et diminue par la suite avec la profondeur.

2. Evaluer le rapport des contraintes cycliques CSR (Cyclic Stress Ration), défini à une profondeur donnée comme étant le rapport de la contrainte de cisaillement à la contrainte effective par la formule :[18]

$$CSR = \frac{\tau}{\sigma'_v} = \frac{2}{3} \frac{a_{max} \sigma_v}{g \sigma'_v} r_d$$

Avec : σ'_v = Contrainte verticale effective à la même profondeur.

3. Evaluer, à chaque profondeur de l'essai SPT, le nombre de coups normalisé à un rapport d'énergie de 60%, et corrigé par l'effet de la profondeur (ou effet des pressions de confinement) par le biais du coefficient C_N donnée comme suit [18]:

$$C_N = \left(\frac{\sigma_{ref}}{\sigma'_v} \right)^{0.5}$$

Ou : σ_{ref} = Contrainte de référence égale à 100kPa.

4. Déterminer à la profondeur étudiée le rapport de résistance cyclique $CRR_{7,5}$ (Cyclic Résistance Ratio) correspondant à une magnitude sismique M_w de 7.5 (magnitude de référence), et peut être ajustée par la relation suivante [18]:

$$CRR_{7,5} = \frac{(N_{SPT}^1)_{60}}{90}$$

Ou :

$$(N_{SPT}^1) = C_N * C_{60} * N_{SPT}$$

Avec :

N_{SPT}^1 = la correction de nombre de coups

C_{60} = est le produit de plusieurs facteurs de correction des résultats de l'essai SPT , tenant essentiellement compte des dimensions et du type de mouton , du type du carottier échantillonneur , des dimensions des tiges , et enfin du diamètre du forage .

N_{SPT} = est le nombre de coups N (résistance à la pénétration)

5. Corriger la valeur de $CRR_{7,5}$ en cas de magnitude différentes de 7,5 en la multipliant par le coefficient de correction k_m donné par le graphe suivant [20]:

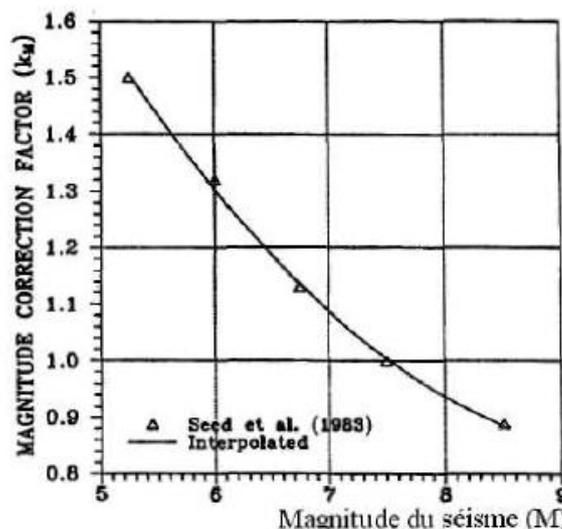


Figure 1.12 : courbe donnant le coefficient de correction k_m [21]

6. Corriger la valeur de $CRR_{7,5}$ pour tenir compte des contraintes effectives verticales du poids des terres plus grandes que 100 kPa, par le coefficient K_σ donné par le graphe de la figure 1.13 :

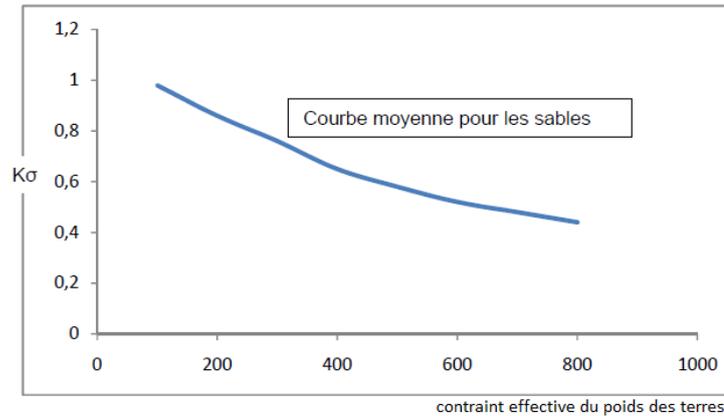


Figure 1.13 : courbe moyenne pour les sables [21]

7. Corriger la valeur de $CRR_{7,5}$ pour tenir compte des contraintes de cisailment initiales τ_{h0} en la multipliant par le coefficient K_a donné par le graphe suivant :

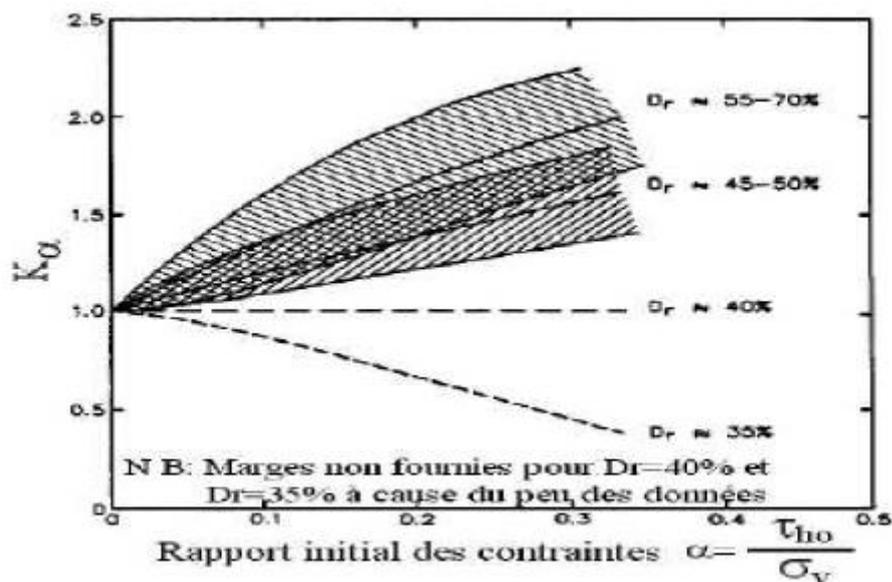


Figure 1.14 : courbe donnant K_a en fonction du rapport initial des contraintes et de densité relative.[21]

-En cas d'un terrain horizontal, le coefficient K_a , est égal à l'unité. En présence d'un terrain en pente ou sous les ouvrages et les remblais, la théorie de l'élasticité fournit des solutions exactes utiles pour la détermination des contraintes initiales. Les différentes corrections du rapport de la résistance au cisailment cyclique peuvent se formuler comme suit :

$$CRR = CRR_{7,5} * K_M * K_\sigma * K_a$$

8. Calculer le coefficient de sécurité F_s locale vis-à-vis de la liquéfaction, par la formule : [18]

$$F_s = \frac{CRR}{CSR}$$

➤ Le risque de liquéfaction est présent si $F_s < 1$.

6-Conclusion :

Pour les sols liquéfiables, les seules techniques de prévention et de protection comprennent une bonne identification du sol, puis dimensions appropriées pour la structure des fondations et des bâtiments et autres aménagements.

Les systèmes de protection et de prévention doivent être identifiés et dimensionnés par des études spécifiques de l'aléa.

Chaque cas a sa propre solution spécifique. [22]

Chapitre 2 :

Bibliographie sur les barrages en terres
et leurs méthodes de calculs

Dans ce chapitre, nous aborderons le concept des barrages et leurs types, et traiterons les barrages en terre.

1. Définition :

Les barrages sont des ouvrages de génie civil remarquables à plusieurs titres :[23]

- Par leurs dimensions puisque certains d'entre eux sont les plus grandes constructions de génie civil existantes.
- par l'ampleur des conséquences que pourrait avoir leur rupture.
- par l'impact qu'ils ont sur les paysages.

Le domaine des barrages se trouve au point de rencontre de spécialités aussi variées que la résistance des matériaux, la géologie, l'hydrologie, l'hydraulique, la mécanique des sols, ... Une autre caractéristique de ces ouvrages est l'importance considérable des spécificités du site sur la conception et le dimensionnement qui font de chaque ouvrage un cas particulier

Donc nous pouvons définir Le barrage[24] comme un ouvrage artificiel ou naturel construit à travers le lit d'un cours d'eau, retenant ou pouvant retenir de l'eau , il peut aussi servir à faire une dérivation du cours d'eau. Le barrage barre sur toute sa largeur une section de la vallée et qui crée ainsi une dépression artificielle étanche à l'eau. Le barrage peut être souterrain : ouvrage souterrain construit en vue de retenir l'eau d'une nappe souterraine.
Effets des barrages :

- Stocker une part importante des apports d'eau.
- Relever le plan d'eau amont.

2. Types de barrages :

Les barrages peuvent être classés en deux familles :

1. Barrages en béton :

- Barrage-poids
- Barrages-voûtes
- Barrages à contreforts

2. Barrages en remblais :

- Barrages en terre
- Barrages en enrochement

Et ce qui nous intéresse dans cette étude, ce sont les barrages en terre, nous allons donc commencer à le présenter :

3. Les barrages en terres :[25]

Les barrages en terre sont des murs de retenue d'eaux suffisamment étanches construits avec la terre et les matériaux du site suivant des mélanges et des proportions bien définies. La plupart de ces barrages ont une structure souple, on choisit ce type

d'ouvrage lorsque la vallée est trop large et lorsqu'on trouve les matériaux sur place ou à faible distance. Ce type de barrage constitué de terre ou d'enrochements comporte généralement un noyau central d'argile qui assure l'étanchéité. Dans certains ouvrages, l'étanchéité est assurée par un masque amont en béton ou une géo-membrane interne. Cette technique a également été utilisée pour la construction de retenues de moyenne capacité. Ils sont construits par des matériaux naturels comme l'argile, les roches, et les pierres, ses parties principales sont[26] :

- **La crête** : elle facilite la circulation sur le barrage une fois terminée, et le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage.
- **Le noyau** : on utilise des sols fins pour assurer l'étanchéité du barrage et sa position est variée, verticale, inclinée, centrée...etc.
- **Les recharges** : on les construisent par des sols différents que le sol du noyau (sols frottant perméables) pour supporter et protéger le noyau.
- **Les drains** : ce sont des organes de barrage réalisés en matériaux pulvérulent et drainants, ils assurent l'écoulement de l'eau dans le sol et diminuent la pression interstitielle, pour cela ils doivent contenir des sols très perméables, ils servent à contrôler et à orienter les infiltrations dans le corps du barrage. Ils peuvent être horizontaux, verticaux ou de pied.
- **Le batardeau amont et aval** : on le construit pour protéger notre chantier de travaux contre le risque de la crue par les eaux arrivées de l'oued.
- **Les bermes** : elles donnent la stabilité aux digues et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur les surfaces du talus aval, en contribuant à éviter l'érosion. Ils servent aussi d'appui aux revêtements des talus en amont.
- **Ecran d'injection** : c'est généralement un coulis de ciment ou de résine injecté dans la base du barrage pour diminuer le flux d'eau à travers le sol de fondation en colmatant les pores et les fissures.
- **Les filtres** : ils sont réalisés en matériaux drainant, ce sont des parties peu épaisses, on les place entre les différentes parties contre l'infiltration des eaux et pour éviter le phénomène de renard (l'érosion interne).
- **Le rip-rap** : couche superficielle constituée par des blocs d'enrochements sur les côtés du remblai pour le protéger contre les vagues.

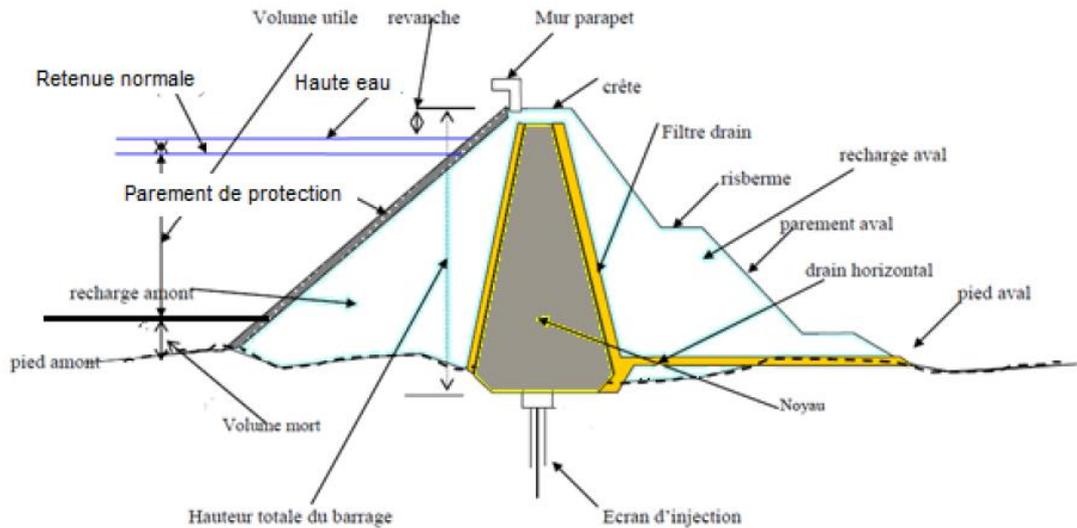


Figure 2.1 : Coupe schématique d'un barrage en remblai [27].

- Ce type des barrages distingué par sa base plus grande que sa hauteur de 4 à 7 fois, et le coût de la construction moins chère par rapport aux autres barrages en béton[25].

4. Classification des barrages en terre

Nous divisons les barrages en 3 types :[1]

1. Barrage en terre homogène
2. Barrage à masque amont
3. Barrages à noyaux

1. Barrage en terre homogène :

Le barrage est constitué d'un seul matériau suffisamment résistant et imperméable. Pour assurer la stabilité des parements amont et aval on réalise des talus dont la pente dépend des qualités de stabilité et de perméabilité du matériau. L'étanchéité du massif est assurée par l'épaisseur du barrage et l'imperméabilité du matériau. Les quantités disponibles de matériaux présentant les qualités nécessaires à la réalisation du barrage homogène sont souvent faibles, ce type d'ouvrage est donc le plus souvent réservé aux ouvrages de faible importance.

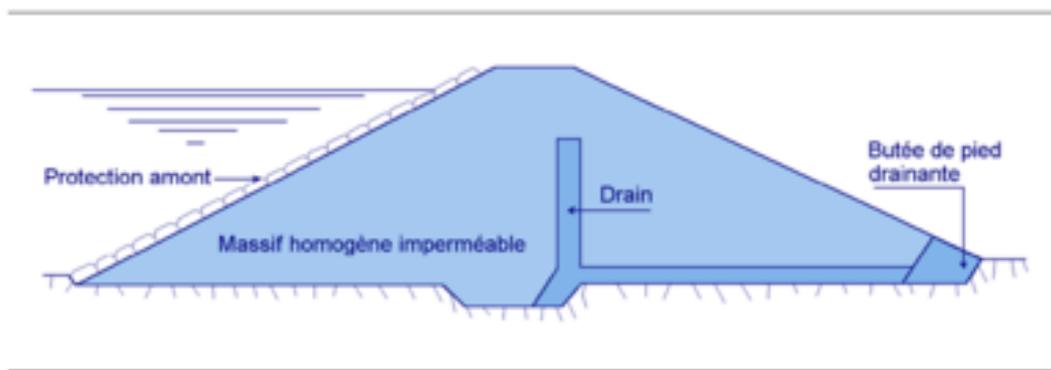


Figure 2.2 : Barrage en terre homogène [28].

2. Barrage à masque amont :

L'étanchéité est placée sur le parement amont du barrage. Les matériaux utilisés pour la réalisation de l'étanchéité sont : [23].

- Une dalle en béton armé avec très peu de joints (épaisseur 30 à 80 cm)
- Masque en béton bitumineux composés de deux à trois couches d'enrobés Routiers plus riches en liant (7 à 9 %) pente 2/1.
- Géo-membranes qui doivent être protégées par une couche superficielle (Géotextile, petits enrochements, dalles, etc.)

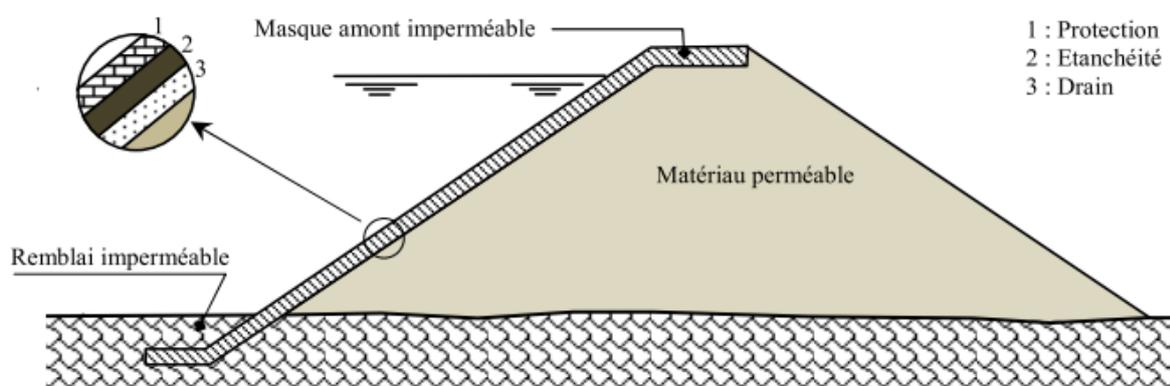


Figure 2.3 : Barrage en terre à masque amont [23]

Le problème commun à tous les types de barrages à masque amont est la liaison étanchéité-fondation. On réalise, en général, une plinthe en béton appelée para-fouille ancrée à la fondation.

2.1. Barrages à noyaux :

Ces barrages sont constitués de zones de caractéristiques variables réalisées autour d'un noyau en matériau imperméable en argile. Le noyau est le plus souvent vertical mais il peut aussi être incliné. En général, les zones ont des perméabilités et des granulométries de plus en plus élevées à partir du noyau ce qui leur confère le rôle de filtres et de drains. De plus cette disposition permet de réduire les effets

des gradients hydrauliques sur la stabilité des talus et donc d'avoir de plus fortes pentes. Les drains sont les organes de sécurité de l'ouvrage.

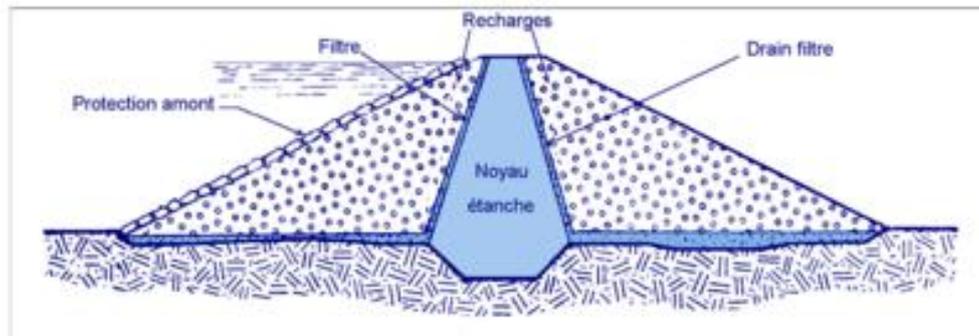


Figure 2.4 : Barrages à noyaux [29]

Le corps du barrage à noyau comporte : [29]

- une recharge amont en matériau plus grossier et drainant assurant la stabilité amont même après une vidange rapide.
- une recharge aval stabilisatrice en matériau peu déformable.

5. Choix du site du barrage :[30]

Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du site et du type de barrages sont les suivants :

- la topographie et les apports du bassin versant.
- la morphologie de la vallée.
- les conditions géologiques et géotechniques.
- le contexte météorologique et le régime des crues.

➤ la topographie et les apports du bassin versant :

Si l'on excepte le cas des plans d'eau à vocation touristique et les petits barrages hydroélectriques, c'est le volume de la retenue qui conditionne toute la conception du barrage. On cherche en effet à disposer d'un volume d'eau pour le soutien d'étiage, l'irrigation ou l'eau potable, ou bien d'un volume disponible pour amortir une crue. Le tout premier travail consiste donc à calculer le volume d'eau d'une cuvette, en plusieurs sites éventuellement. Un premier dégrossissage peut être fait à l'aide de la carte IGN au 1/25 000, sauf pour les retenues de quelques dizaines de milliers de m³. Le deuxième travail consiste à vérifier si le bassin versant autorise le remplissage de la retenue et à calculer avec quel risque de défaillance.

➤ La morphologie de la vallée :

Tout barrage est nécessairement lié à son environnement. La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site du barrage et du type d'ouvrage le mieux adapté.

Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit, précédé à l'amont par un élargissement de la vallée, à condition que les appuis du barrage soient sains (resserrement indépendant d'une zone d'éboulement ou d'un glissement). Ce type de site est peu fréquent, soit parce qu'il n'existe pas toujours de resserrement de vallée dans la nature, soit parce que le choix du site n'obéit pas toujours aux seules considérations techniques.

En première approximation, une vallée large conviendra mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai. Un site étroit conviendra aussi à un barrage poids et un site très étroit conviendra aussi à une voûte. Tout cela bien sûr sous réserve que les fondations le permettent.

➤ **Géologie et conditions de fondation :**

La nature, la résistance, l'épaisseur, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées au droit du site constituent un ensemble de facteurs souvent déterminants dans la sélection du type de barrage.

➤ **Crues et ouvrages hydrauliques :**

Le coût des ouvrages d'évacuation des crues dépend des caractéristiques hydrologiques du bassin versant. Dans le cas de bassin versant étendu et de crues prévisibles sévères, il peut être intéressant de combiner évacuateur de crues et barrage dans un ouvrage en béton déversant. Au contraire, un déversoir de petites dimensions favorise plutôt le choix d'un barrage en remblai, toutes choses égales d'ailleurs. Lorsque la construction d'un évacuateur requiert des excavations significatives, la possibilité d'utiliser les produits de déblais favorise aussi un barrage en remblai.

6. Fondation

1-Etancheité des fondations des barrages en terre [30][31]:

- Cas d'une fondation constituée de matériaux peu perméables : il est recommandé d'exécuter une clé d'étanchéité en matériaux argileux compactés afin de tenir compte de la fissuration superficielle et d'hétérogénéités éventuelles.

Clé d'étanchéité[32] : C'est une tranchée remplie de matériaux assurant l'étanchéité du massif, qui doit recouper la couche perméable et s'ancrer dans le substratum imperméable (Fig2.5). Cette solution est adoptée lorsque l'épaisseur de la couche imperméable n'est pas très grande car l'exécution de la tranchée et son remblayage se fait d'une manière mécanique.
Source :

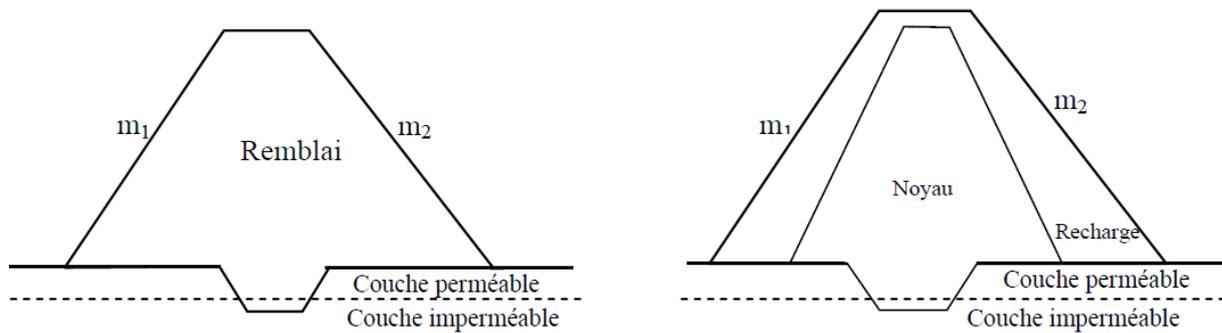


Figure 2.5 : Clé d'étanchéité

Les dimensions de cette clé sont : [31]

- ✓ Largeur minimale à la base de 3 mètres (largeur des engins).
- ✓ Pentes de l'ordre de 1/1.
- ✓ Profondeur de plusieurs mètres avec un minimum de 2 mètres par rapport au terrain naturel.



Figure 2.6: Compactage d'argile dans la clé d'étanchéité.

- Cas d'une fondation où la présence de couches perméables n'a été mise en évidence que jusqu'à une profondeur de quelques mètres : la clé d'étanchéité doit les barrer et être ancrée dans le niveau étanche ; si ce dernier est le rocher sain, après son nettoyage et une régularisation éventuelle de sa surface, la mise en place d'une première couche d'épaisseur décimétrique constituée d'argile humide permet d'assurer un bon contact ; il peut être nécessaire d'interposer un filtre entre la face aval de la clé et les matériaux perméables de la fondation.
- Cas d'une fondation perméable jusqu'à une profondeur importante : les injections sont utilisables aussi bien dans le cas d'une fondation meuble que dans celui de massifs rocheux plus ou moins fissurés, les produits d'injection étant adaptés au matériau traité

(coulis bentonite-ciment, coulis spéciaux) ; la coupure comporte le plus souvent trois lignes de forages en quinconce ; comme l'injection ne peut être efficace en surface, soit on recoupe les premiers mètres injectés par une clé d'étanchéité, soit on traite à partir d'une certaine hauteur de remblai.

2-Drainage de la fondation

En ce qui concerne le drainage des écoulements provenant de la fondation, la solution la plus satisfaisante consiste à mettre en place un tapis drainant à la base de la recharge aval, au contact remblai - fondation, jusqu'au drain vertical ou incliné situé dans la zone centrale du remblai.

7. Facteurs influençant la conception et la réalisation des barrages en remblais[27] :

- **La disponibilité des matériaux :** La construction d'un barrage en remblai nécessite la mise en place de grandes quantités de matériaux. Les zones d'emprunt devront donc se trouver le plus près possibles du lieu d'exécution pour optimiser les coûts de réalisation. La quantité et la qualité des matériaux localisés au niveau du site de l'ouvrage influencent fortement le type de barrage et le mode de construction.
- **Type de fondation :** La topographie et la nature du terrain de fondation aura une influence sur la conception du barrage en terre. Une fondation rocheuse perméable implique la nécessité d'injection pour remédier aux problèmes de perméabilité, de fissuration et de faille. Un sol mou et perméable implique la nécessité d'utilisation de tapis d'étanchéité, de réaliser des talus de pente plus douce pour élargir le flux de filtration, réduire les débits et remédier aux problèmes de tassements
- **Action des vagues :** Le recouvrement du talus de la digue doit être dimensionné pour palier à l'action des vagues. On peut aussi choisir le site de réalisation de sorte qu'il soit protégé du vent et diminuer ainsi l'effet des vagues.
- **Climat :** Les conditions climatiques ont une forte influence sur le délai d'exécution des ouvrages en terre. La teneur en eau étant le critère le plus important dans le compactage optimal des matériaux, les travaux sont souvent interrompus dans les zones où les précipitations sont élevées. Dans ces zones, la conception de digue avec un noyau incliné ou avec un volume minimal de matériaux argileux est préférable.
- **Séismicité :** De part leurs capacités à supporter les grandes déformations, les barrages en remblai sont les plus résistants aux sollicitations dynamiques. Néanmoins les barrages situés dans des zones sismiques doivent être conçus avec des talus moins abrupts, des crêtes plus larges, des filtres et des drains plus importants.

8. Rupture des barrages :

1-Les Causes de rupture : Généralement il y a 3 causes connues sont [33]:

- Problèmes techniques (défaut de fonctionnement des vannes ou bien un défaut de conception dans la construction, mauvais choix de matériaux, la nature des fondations ou encore de l'âge de l'ouvrage).

- Causes naturelles (Les glissements de terrains, Les séismes ... etc.).
- Causes humaines (études préalables non approfondies, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de sabotage).

2-Mecanismes de ruptures des barrages [32]:

La rupture est liée à une évolution plus ou moins rapide d'une dégradation de l'ouvrage susceptible d'être détectée par la surveillance et l'auscultation. Les barrages en remblai peuvent être touchés par une rupture progressive, causée par un phénomène d'érosion externe ou interne.

L'érosion externe est engendrée par des circulations d'eau sur la crête de l'ouvrage. Le phénomène peut durer quelques minutes à quelques heures selon la taille des matériaux, leur cohésion, le revêtement de la crête et la hauteur de l'eau qui s'écoule au-dessus du barrage. L'érosion interne correspond à l'entraînement des matériaux au sein du corps de l'ouvrage ou de sa fondation. Elle est provoquée par des percolations excessives à travers l'ouvrage. Le conduit de fuite s'agrandit par érosion jusqu'à provoquer l'effondrement de la structure. Les barrages en maçonnerie ou en béton sont menacés par une rupture instantanée partielle ou totale, produite par renversement ou par glissement d'un ou de plusieurs plots.

9. Méthodes d'analyse sismiques des barrages en terre :

La méthode d'évaluation de la stabilité d'un ouvrage lors d'un séisme dépend de la sensibilité attendue du barrage (hauteur, propriétés des fondations, propriétés de l'ouvrage). Pour les petites structures et les séismes faibles, la méthode pseudo-statique est généralement suffisante. Si l'ouvrage est sensible et que l'importance des séismes est élevée, il est recommandé d'utiliser une méthode plus représentative qui considère le comportement dynamique du sol (fondation et remblai) en complément de la méthode pseudo-statique.

➤ Les causes de rupture les plus populaires sont[23] :

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

La plupart des méthodes couramment utilisées pour étudier la stabilité sismique des barrages en terre et d'autres structures en sol soumises à des sollicitations sismiques sont dérivées de trois méthodes principales[34] : la méthode pseudo-statique et la méthode pseudo-dynamique Lié à la méthode de Newmark, et la méthode de SEED et MARKDISI 1978 et les méthodes numériques.

Méthode pseudo-statique :

L'analyse pseudo-statique était la méthode standard pour l'analyse de la stabilité des barrages en terre vis-à-vis des séismes, cette méthode intègre l'effet de la sollicitation sismique dans

une analyse de stabilité statique conventionnelle sous la forme d'une force statique horizontale appliquée au centre de gravité de la masse du sol au-dessus de la surface de rupture potentielle considérée. Cette force est égale au produit d'un coefficient sismique (K_s), et du poids du sol impliqué W (figure 2.7).

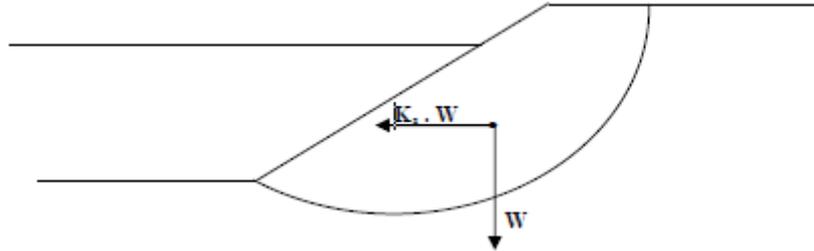


Figure 2.7 : Illustration de la méthode pseudo-statique

L'application d'une force horizontale constante est visiblement très peu représentative de l'effet d'un séisme sur une pente. Il s'en suit que la détermination du coefficient sismique est un aspect problématique de l'utilisation de cette méthode. Seed [35] remarque que les analyses pseudo-statiques menées dans différentes régions sismiques sont réalisées avec des coefficients sismiques trop petits et ne considèrent pas les effets d'une sollicitation sismique sur la résistance des matériaux formant la pente. Le coefficient sismique est généralement choisi sans aucune justification théorique[36]. L'utilisation d'un coefficient sismique égal à l'accélération maximale au niveau de la fondation de la structure, souvent considérée conservatrice, ne l'est pas nécessairement. En effet, l'amplitude des accélérations dans la structure en sol peut être plus petite ou plus grande que celle au niveau de la fondation, selon la période naturelle et les caractéristiques d'amortissement de la structure et la nature de la sollicitation sismique.

Comme cette méthode n'introduit généralement pas l'influence de la sollicitation sismique sur la résistance du sol, un coefficient de sécurité supérieur à 1 ne signifie pas nécessairement une condition stable. Afin de parer à ce problème, une correction au coefficient de sécurité déterminé est appliquée pour prendre en compte l'affaiblissement de la résistance dû au chargement sismique.

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

Toutefois, Seed [35] conclut que la méthode pseudo-statique fournit des résultats utiles lorsque les matériaux formant la pente ne sont pas soumis à une perte de résistance lors d'une sollicitation sismique. Le choix du coefficient sismique et l'interprétation des résultats restent difficiles.

Méthode pseudo-dynamique : [37]

La méthode pseudo-dynamique consiste à réaliser une étude du comportement dynamique du barrage et de sa fondation au cours du séisme. L'ouvrage est alors considéré comme stable lorsque les déformations sont limitées et compatibles avec les propriétés des matériaux utilisés. Le fait que l'ouvrage puisse effectivement présenter momentanément un coefficient de sécurité inférieur à 1 sans causer d'incidents graves sur son fonctionnement exige une démarche d'évaluation des déplacements irréversibles lorsque la masse étudiée perd sa stabilité. Il est alors possible de donner des critères en déplacement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage. La méthode pseudo-dynamique permet ainsi de justifier que la crête n'est pas emportée par un tassement de cisaillement supérieur à la revanche et que le filtre à l'aval du noyau n'est pas hors fonction suite à un glissement. Une telle démarche permettant de quantifier des déplacements horizontaux au sein du barrage sous sollicitation cyclique est proposée par Newmark (1965), Seed-Makdisi (1978).

Seuls les déplacements causés par la rupture sont pris en compte, l'effet de la compressibilité des matériaux sur le tassement ou sur la génération de pression interstitielle est absent. Cette méthode prolonge la précédente lorsque le coefficient de sécurité est inférieur à 1. En revanche, elle n'étant pas son domaine d'application.

- **Méthode de NEWMARK (1965):[38]**

Lors de la Conférence de Rankine en 1965, Newmark a proposé une analyse de déformation relativement simple basée sur l'estimation des déplacements permanents cumulés dans un talus sous l'effet d'un séisme correspond à un facteur de sécurité ($F_s < 1$), elle peut être considérée comme un développement de la méthode pseudo statique. La méthode originale de Newmark s'applique au déplacement d'un bloc rigide sur un plan. Cette méthode permet de calculer l'accélération critique a_c , qui provoque une rupture selon une surface de glissement dans le parement étudié. Le déplacement du bloc est obtenu par la double intégration de la partie de l'accélérogramme mesuré au centre du bloc durant lesquels l'accélération critique a_c est dépassée.

- ✓ Dans le pratique a_c est déterminé par l'approche pseudo-statique sur une masse définie par un cercle de rupture.

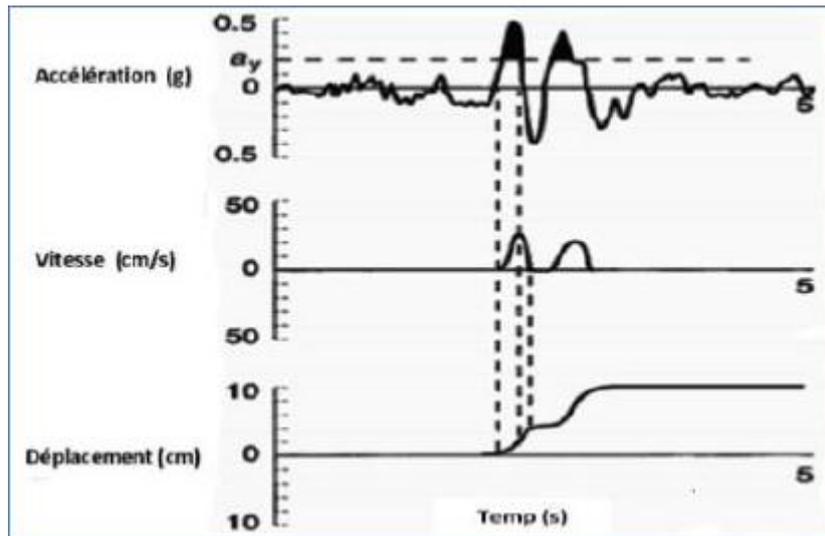


Figure 2.8: intégration de l'accélérogramme afin de déterminer les vitesses et les déplacements

La procédure d'évaluation des déplacements permanents par la méthode de New-mark comporte les étapes suivantes :

- Détermination de l'accélération critique a_c pour la surface de rupture potentielle considérée. Cette accélération limite correspond au coefficient sismique k , de la méthode pseudo-statique, qui produit un coefficient de sécurité égale à 1.
 - Détermination d'accélérogramme moyen de la masse au-dessus de la surface considérée.
 - Un calcul de la réponse dynamique de la structure est généralement réalisé à cette fin.
 - Calcul du déplacement le long de la surface considérée par double intégration des portions de l'accélérogramme dépassant l'accélération limite a_y .
- Cette méthode n'est valable que pour des matériaux dont la résistance n'est pas affectée par la sollicitation sismique.

Mouvement de terre afin de calculer les déplacements induits dans les pentes, procédure qui a été suggérée par "Newmark" en 1965. L'approche a été explorée ensuite par "Seed" en 1979, qui est arrivé à une conclusion générale pour les remblais composés de matière qui ne montrent aucune perte considérable de résistance lors d'un chargement cyclique; cette conclusion est la suivante : "Il est seulement nécessaire de performer l'analyse pseudo-statique en utilisant un coefficient de 0,10 pour une magnitude de tremblement égale à 6,5 ou un coefficient de 0,15 pour une magnitude de 8,5 et obtenir un facteur de sécurité de l'ordre 1,15 pour assurer des petits déplacements".

10. Les cas de ruptures observées lors de séismes historiques :

1. Barrage inférieur de San Fernando :



Figure 2.9: Barrage inférieur de San Fernando (source internet)

2. Barrage Sheffield de Santa Barbara :



Figure 2.10: Rupture du Barrage de Sheffield de Santa Barbara (source internet).

3. Barrage d' Hebgen 1959 :

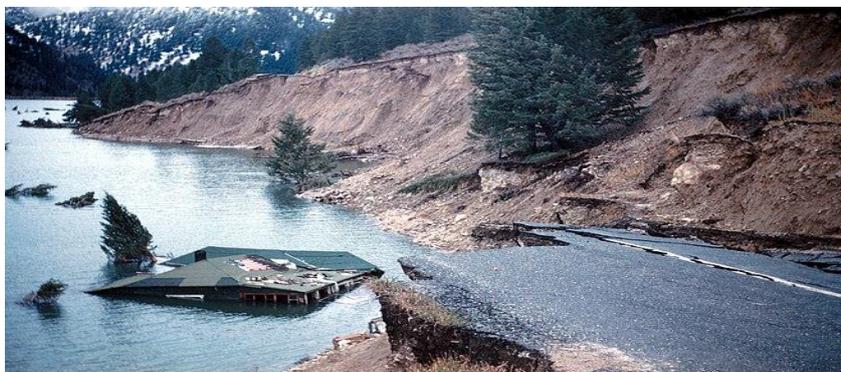


Figure 2.11 : Le séisme d'Hebgen Lake qui s'est produit en 1959 (source internet)

11. Conclusion :

Pour conclure ce chapitre, nous pouvons rappeler que les barrages en terre ont toujours été considérés comme le type d'ouvrage le plus sûr en cas de séisme. Cependant cette opinion peut s'avérer une erreur (cas de la rupture du barrage de San Fernando en 1971) ainsi que d'autres barrages en terre qui ont été endommagés par des séismes, de grande magnitude qui se sont produits dans d'autres régions. Ces événements ont montré que le risque sismique demeure une sérieuse menace pour tous les barrages tous types confondus[31].

Chapitre 3 :

PRESENTATION DU CODE DE
CALCUL ‘’FLAC^{2D}’’ ET LES
MODELES NUMERIQUES

La solution du problème contrainte-déformation nécessite l'utilisation de rapports contrainte-déformation appropriés pour satisfaire l'équilibre et la compatibilité des conditions aux limites et initiales. Habituellement, des techniques d'éléments finis ou de différences finies sont utilisées pour répondre raisonnablement à ces exigences.

La méthode des différences finies est probablement la plus ancienne technique numérique de résolution de systèmes d'équations, à valeurs initiales et/ou limites données.

Dans la méthode des différences finies, chaque dérivée du système d'équations gouvernantes est directement remplacée par des expressions algébriques pour les variables de champ (telles que les contraintes ou les déplacements) à des points discrets (nœuds/points de grille) dans l'espace, ces variables sont non définies dans des éléments (méthode explicite).

Cependant, les programmes en élément finis combinent souvent les matrices d'élément dans une grande matrice globale de rigidité (méthode implicite), qui n'est pas normalement faite avec des programmes de différences finies puisqu'il est relativement efficace de régénérer les équations à différences finies à chaque étape[31].

Le code de calcul "FLAC^{2D}" est basé sur la méthode des différences finies, Et c'est pourquoi nous avons choisi ce programme pour l'exécution du présent travail de recherche. Ce chapitre fournit une présentation complète du ce code de calcul "FLAC^{2D}" qui a été utilisé dans nos modélisation :

1. Présentation du logiciel FLAC^{2D} :

FLAC^{2D} (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[39], crée par Peter Cundall en 1986 et développé par la société Américaine ITASCA Consulting Group.

FLAC^{2D} est un logiciel de modélisation mécanique de problèmes géotechniques. Contrairement à la plupart des autres codes basés sur la méthode des éléments finis, FLAC^{2D} utilise une formulation explicite en différences finies, nécessitant une faible puissance de calcul, peu de ressources mémoires ; mais un grand nombre d'itération, (ITASCA FLAC User's guide, [2005]). Ce code a été développé pour traiter les problèmes non linéaires de la mécanique appliquée à la géotechnique, intégrant un mode de résolution explicite des équations de la mécanique[40].

2. Passage du problème continu à la discrétisation :

Les partitions (mailles éléments finis) du code FLAC2D sont constituées des bases de triangles. Ils sont combinés en quadrilatères, chacun divisé en deux paires d'éléments triangulaires uniformément déformés (a et b, c et d). La force appliquée au nœud est prise comme la moyenne des forces des deux paires de triangles, ce qui assure une réponse symétrique aux charges symétriques. L'un des avantages de cet élément est qu'il élimine les problèmes de déformation non contrainte qui surviennent avec les éléments quadrilatéraux à déformation uniforme. Le schéma de calcul lagrangien explicite et la discrétisation de la

technique de partition hybride utilisée dans FLAC2D permettent la modélisation de la rupture plastique et de l'écoulement avec une très grande précision. Étant donné qu'aucune matrice n'est formée, de grands calculs 2D peuvent être effectués sans exigences de mémoire excessives[39].

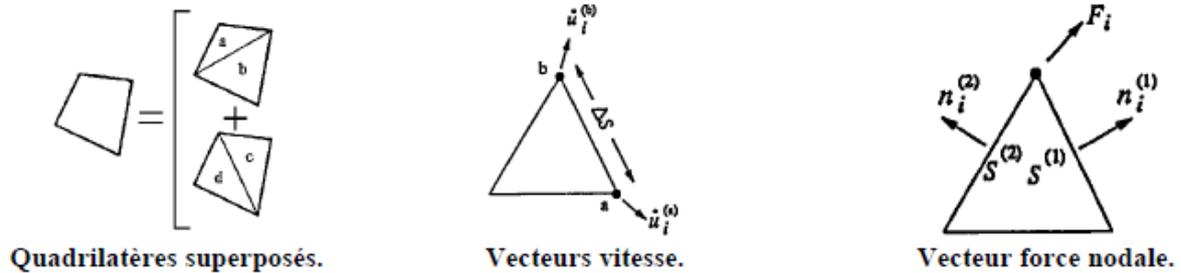


Figure 3.1 : discrétisation mixte.

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

3. Déclaration des données dans le code FLAC^{2D} : [40]

Le logiciel FLAC^{2D} est conçu pour fonctionner dans un espace bidimensionnel. L'utilisation de quelque chose Le modèle 2D permet bien sûr de réduire considérablement le temps de calcul, mais rend surtout possible le raffinement géométrique des systèmes étudiés. En effet, pour de nombreux problèmes 3D, il est difficile de raffiner le maillage, voire impossibles à réaliser car la taille des systèmes matriciels peut très vite dépasser la capacité des ordinateurs utilisés, notamment pour des calculs non linéaires complexes. Par conséquent, les maillages sont fréquemment plus grossiers dans le cas tridimensionnel (3D) que dans le cas bidimensionnel (2D) et la modélisation est plus approximative.

Pour assurer un bon travail avec le code flac^{2D} il faut vérifier les points suivants :

- Générations des grilles (La géométrie)
- Conditions aux limites
- Conditions initiales
- La Simulation
- Le maillage
- Définition des conditions aux limites et initiales
- Unité et convention de signe
- Présentation et interprétation des résultats

Et c'est ce que nous allons voir dans le dernier chapitre de ce travail.

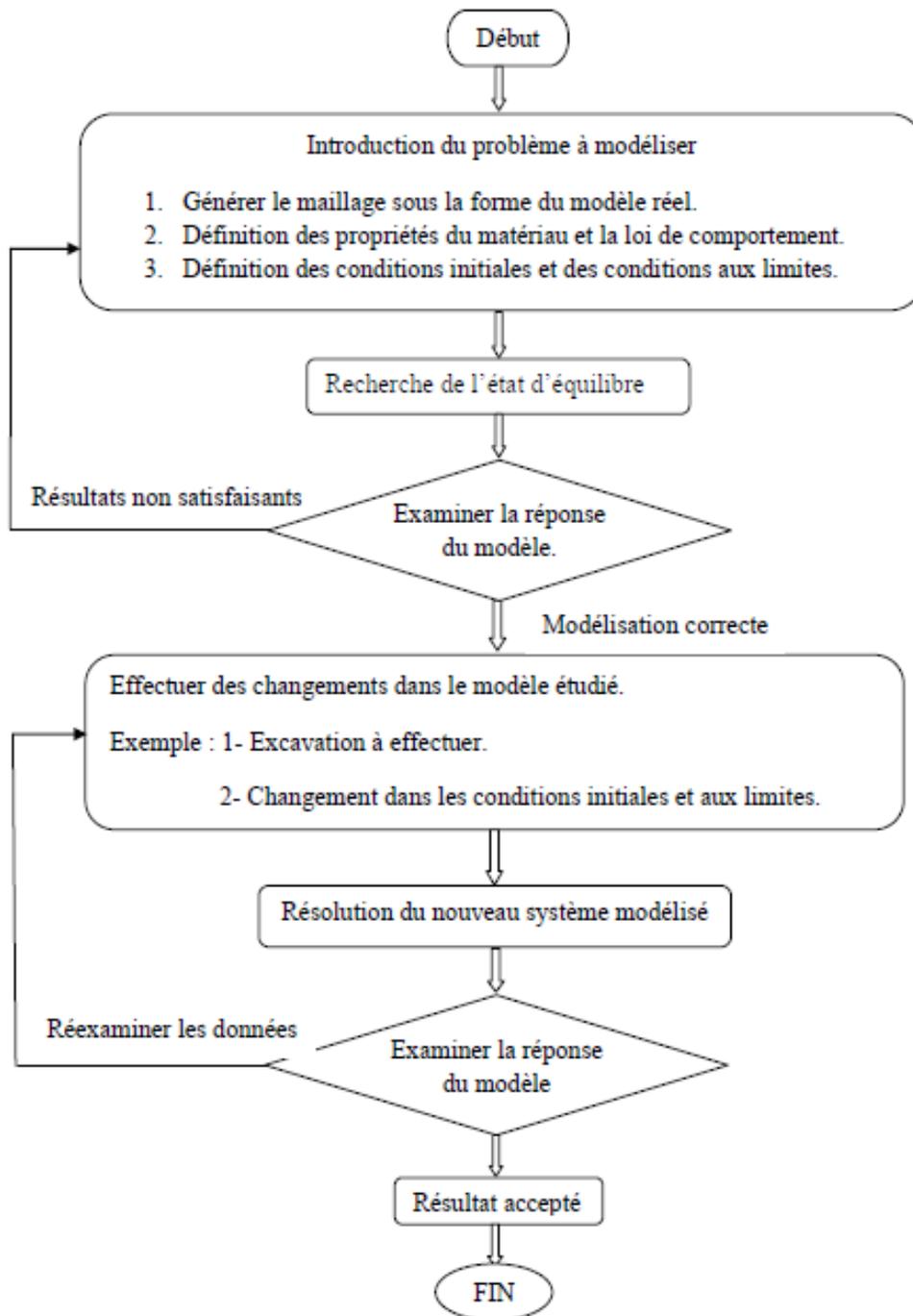


Fig. 3.2. Procédé général de résolution des problèmes en géotechnique selon FLAC^{2D}

- ❖ Que le problème à résoudre soit de nature statique ou dynamique, les équations du mouvement dynamique sont incluses dans la formulation. Ceci permet entre autres de s'assurer que la procédure numérique est stable même lorsque le système physique modélisé est instable. Dans le cas de matériaux non linéaires par exemple, des instabilités physiques peuvent survenir (rupture soudaine d'une pente par exemple). Dans le monde physique, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui se propage ensuite à partir de la source puis se dissipe. Le logiciel FLAC reproduit directement ce phénomène en introduisant des termes d'inertie dans la formulation[41].

4. Les considérations à prendre pour la modélisation dynamique[42] :

Lors de la préparation d'un modèle pour l'analyse dynamique à l'aide de FLAC^{2D}, les utilisateurs doivent prendre en compte trois aspects:

1. le chargement dynamique et les conditions aux limites.
2. l'amortissement mécanique.
3. la transmission d'ondes à travers le modèle.

La figure suivant voir les différentes étapes d'un analyse dynamique :

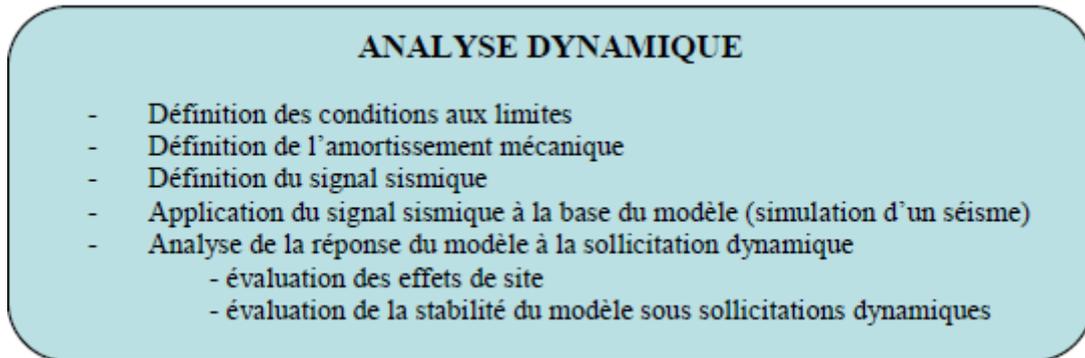


Figure 3.3 : Les différentes étapes d'un analyse dynamique[41]

1. Définition des conditions aux limites :

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 logiciel FLAC 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**" (Itasca, 2000).

Les conditions aux limites absorbantes de type "**quiet boundaries**" sont appliquées dans les directions x et y le long de la base du modèle. Elles absorbent parfaitement l'énergie des ondes qui approchent la limite avec un angle d'incidence supérieur à 30°. Pour les angles d'incidence plus faible, l'absorption existe mais elle n'est pas parfaite. Ce type de condition aux limites n'est en toute rigueur pas applicable aux limites latérales du modèle lorsque le signal sismique est appliqué à la base de ce dernier. Dans ce cas, des conditions aux limites absorbantes de type "**free field**" sont appliquées le long des limites latérales du modèle. Elles permettent de simuler le mouvement en champ libre qui se produirait dans un demi-massif infini : les ondes secondaires éventuellement générées par la structure du modèle et intersectant les limites latérales du système sont donc proprement absorbées. Ce type de condition aux limites absorbante ne s'applique qu'aux limites latérales du modèle, à condition que celles-ci soient verticales.

2. 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 élasto-plastique, une quantité considérable d'énergie peut être dissipée durant l'écoulement plastique. Dans ce cas, seul un faible amortissement supplémentaire est requis. Le logiciel FLAC propose 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. Le taux d'amortissement retenu pour l'ensemble des modélisations présentées dans ce travail est égal à 0,5 % de l'amortissement critique.

3. Définition du signal sismique :

La sollicitation dynamique, accélérogramme réel ou synthétique, s'applique soit aux limites du système, simulation d'un séisme soit au cœur du maillage, simulation de tirs d'explosifs.

4. Application du signal sismique à la base du modèle (simulation d'un séisme) :

Dans le logiciel FLAC, 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 (σ_n) et tangentielle (σ_s) :

$$\sigma_n = 2 * \rho * V_p * V_n$$

$$\sigma_s = 2 * \rho * V_s * V_s$$

Où : ρ représente la masse volumique et V_p , V_s les vitesses de propagation des ondes de compression et de cisaillement.

5. Les modèles numériques pour simuler la liquéfaction :

Modèle de Finn :

Afin d'obtenir des résultats plus pertinents, une analyse numérique a été menée à l'aide du programme FLAC2D, basé sur une discrétisation par différence finie en appliquant l'approche lagrangienne. Le modèle de Finn qui permet de prendre en compte la pression interstitielle générée par le chargement cyclique, a été utilisé pour modéliser le comportement du sol (Martin et Finn, 1975)[43] .

Martin et al. (1975) ont développé une méthode de calcul de la pression interstitielle en conjonction avec la relation constitutive non-linéaire du comportement des matériaux. Le modèle est basé sur le concept que la pression interstitielle générée lors du chargement non drainé est liée à la déformation volumique qui aurait eu lieu pour le même incrément de contrainte dans des conditions de chargement drainé. Ce concept est appelé le modèle de MFS (Martin Finn Seed) de pression interstitielle. [44]

La fonction de pression interstitielle MFS :

La déformation volumique cyclique est une propriété du matériau et peut être déterminée à partir des essais de cisaillement cyclique direct. Martin et al. (1975) ont effectué un essai de cisaillement cyclique direct sur sable de silice avec une amplitude de déformation de cisaillement de 0,3% à un taux d'un cycle par seconde. La déformation volumique a été mesurée par cycle et les déformations accumulés et les cycles ont été tracées comme dans la Figure 3.4. Comme souligné par Martin et al. (1975) les observations d'essais en laboratoire ont montré que la déformation volumique est directement proportionnelle à l'amplitude de déformation de cisaillement cyclique pour un nombre de cycles donné.

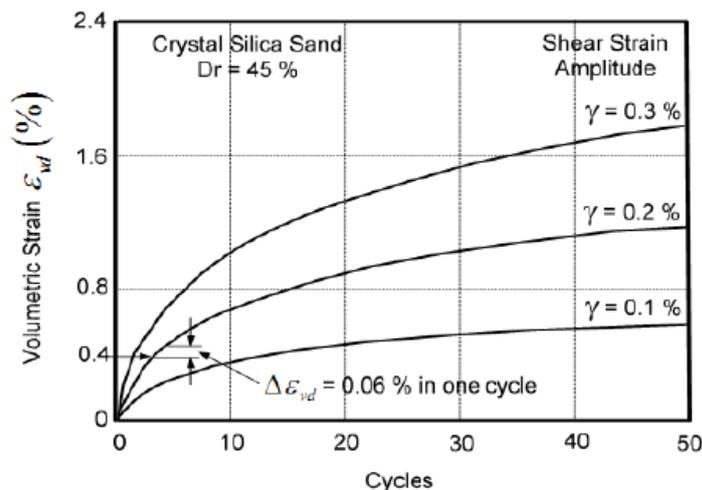


Figure 3.4 : courbes de déformation volumétrique pour des amplitudes de déformation de cisaillement cycliques constante[44]

En utilisant les données et les courbes de la figure 3.4, Martin et al. ont proposé l'expression empirique suivante reliant l'incrément de réduction de la déformation volumique $\Delta \varepsilon_{vd}$ à l'amplitude de la déformation cyclique γ :

$$\Delta \varepsilon_{vd} = c_1(\gamma - c_2 \varepsilon_{vd}) + \frac{c_3 \varepsilon_{vd}^2}{\gamma + c_4 \varepsilon_{vd}}$$

Où γ est l'amplitude de déformation de cisaillement dynamique dans le cycle et ε_{vd} est le cumule total de déformation volumétriques dynamiques et C_1 , C_2 , C_3 et C_4 sont des constantes dépendant des propriétés du matériau. Comme une alternative, Byrne (1991) a proposé l'utilisation de l'équation simplifiée suivante :

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = c_1 \exp\left(-c_2 \left(\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}\right)\right)$$

Les valeurs de C_1 et C_2 sont des constantes qui peuvent être estimées en utilisant les corrélations empiriques suivantes :

$$\begin{cases} c_1 = 8.7(N_1)_{60}^{-1.25} \text{ ou } , \\ c_1 = 7600(D_r)^{-2.5} \end{cases}$$

$$c_2 = \frac{0.4}{c_1}$$

Avec :

$(N_1)_{60}$: le nombre de coups (SPT) corrigé

D_r : la densité relative du sol.

Il est donc préférable d'utiliser les équations proposées par Byrne, 1991, car les constantes C_1 et C_2 peuvent être estimées en utilisant l'essai de pénétration standard (SPT).

Chapitre 4 :

Etude numérique du comportement
dynamique des barrages

1. Introduction :

Ce chapitre présente une analyse numérique du comportement dynamique des barrages en terre prenant en considération le phénomène de la liquéfaction.

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 la présence d'une couche liquéfiable sur la réponse dynamique du Barrage, le code FLAC^{2D} est utilisé pour établir une étude paramétrique.

Dans cette partie, les réponses dynamiques de barrage sont étudiées. Un modèle numérique en déformation plane d'un barrage en terre reposant sur une fondation liquéfiable est simulé. Le but est d'étudier sa réponse et leur mode de rupture induite par un tremblement de terre et due principalement à la liquéfaction.

2. Modèle proposé :

Tout d'abord Il existe 3 paramètres permettant d'estimer la vulnérabilité du phénomène de liquéfaction :

L'exemple présenté sur la figure 4.1 concerne un barrage en terre avec un noyau argileux construit sur une couche homogène.

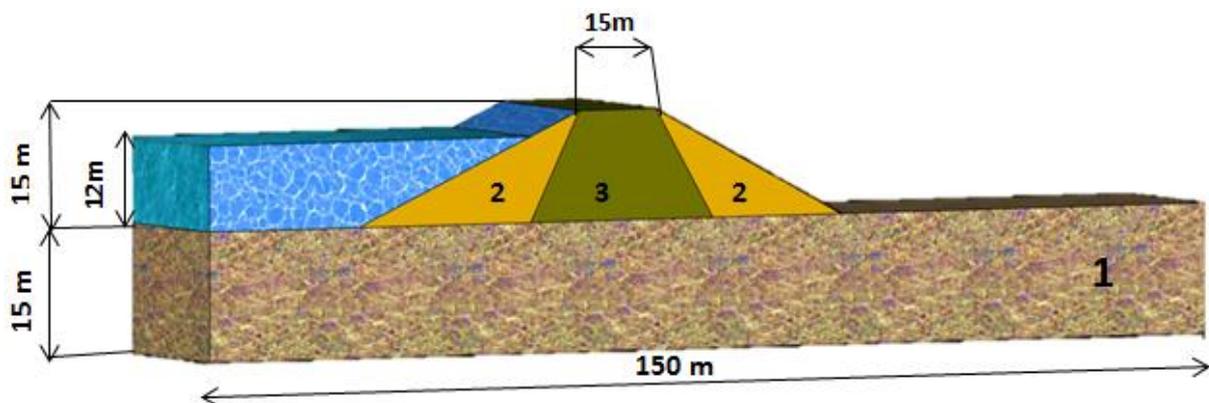


Figure 4.1 : Géométrie de modèle de barrage proposé.

L'exemple étudié est une représentation d'une géométrie d'un barrage en remblai zoné.

La géométrie de modèle est montrée dans la Figure 4.1. Les matériaux du remblai sont constitués d'une zone de noyau argileux à faible perméabilité avec recharge en amont et en aval des remblais gravier.

2.1. Maillage :

Un maillage de 106×39 est sélectionné. La taille maximale de la zone est 1m. La figure 4-2 montre le zonage utilisé à l'aide du code FLAC^{2D}.

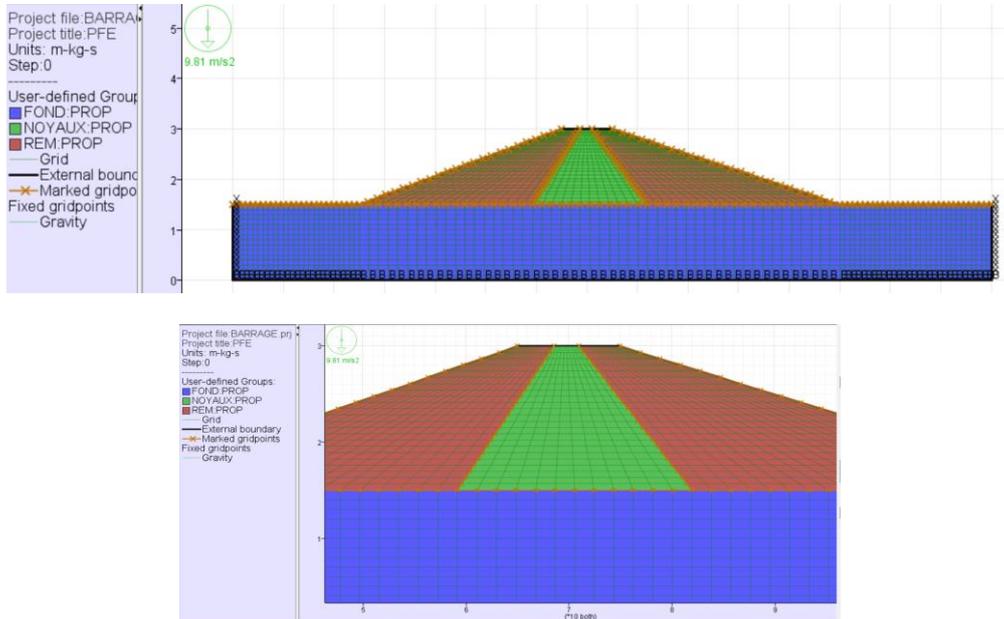


Figure 4.2 Maillage du modèle utilisé.

2.2 Les propriétés des matériaux représentatifs

Les matériaux utilisés dans cette étude sont : le sol de fondation 1 et les sols de remblai et noyaux, comme il est montré dans la figure 4-1 et 4-2. Les propriétés des différents types de sols sont présentées dans le tableau suivant.

Dans notre cas, les caractéristiques du sol sélectionnées sont :

	Fondation	Remblai	Noyaux
	Sol 1	Sol 2	Sol 3
Masse volumique ρ(kg/m³)	2000	1900	1500
Module d'Young E(kPa)	610808.50	3.252E5	3.251E5
Le coefficient de Poisson ν	0.3	0.3	0.3
Module de compressibilité B(kPa)	509007.08	272837.67	272837.67
Module de cisaillement G(kPa)	234926.34	125925.07	125925.07
Cohésion C(kPa)	8	6	30
Angle de frottement ϕ (degrés)	40	35	35
Angle de dilatation ψ (degrés)	0	0	0
Porosité	0.3	0.3	0.3
Perméabilité (m/s)	1.0268E-6	1.0568E-6	1.0258E-8

Tableau 4.1 : Propriétés mécaniques et hydrauliques.

3. L'état initial des contraintes (statique) :

On suppose que le tremblement de terre s'est produit à la fin de la construction. Le but de l'analyse statique est de déterminer l'état de contrainte effective et de pression interstitielle dans la fondation et le barrage à la fin de la phase de construction.

Pour obtenir l'état de contrainte initial (avant remontée du niveau du réservoir), nous avons modélisé la construction de la fondation et du remblai du barrage. Pour cela, il est nécessaire de définir des conditions aux limites statiques sur les bords du maillage. Pour le cas statique, seul le déplacement latéral des nœuds de bord du maillage est bloqué (Figure 4.2). Cela permet de prendre en compte le tassement qui se produit lors de la construction du remblai.

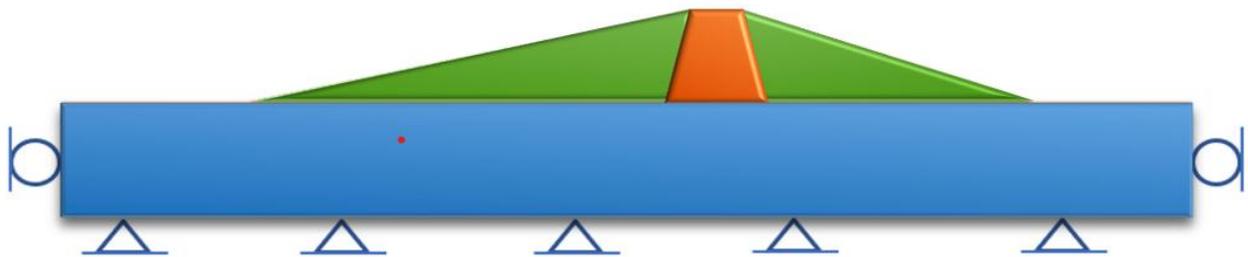


Figure 4. 3 Conditions aux limites définies à la phase de construction.

L'analyse commence à partir de l'état avant que la construction du remblai soit faite. Le remblai est construit par étapes avec un temps de consolidation spécifié dans le modèle FLAC. Dans ce modèle, les surpressions interstitielles sont supposées se dissiper avant qu'une nouvelle couche de remblai soit placée.

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 4.4 montre la distribution de la pression interstitielle initiale dans les sols de fondation.

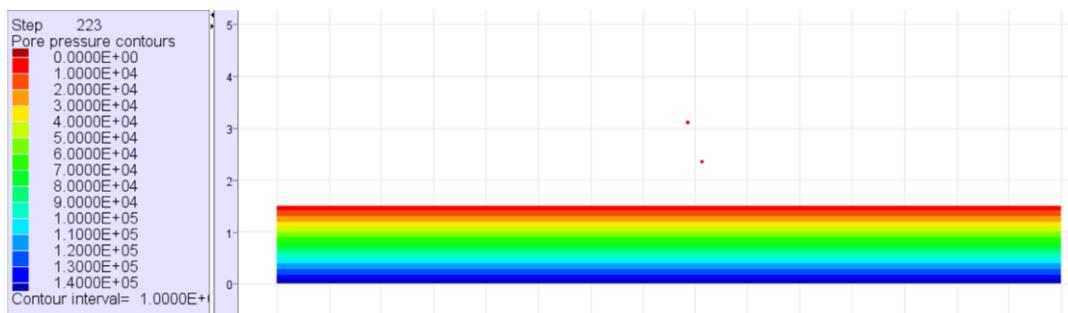


Figure 4.4 Distribution de la pression interstitielle dans les sols de fondation.

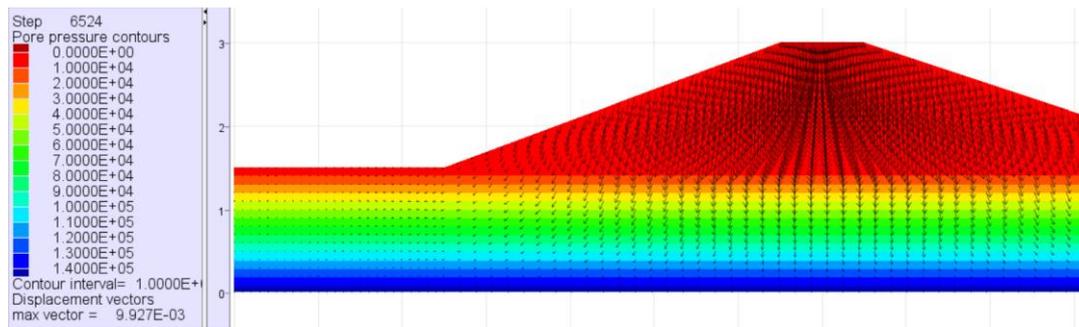


Figure 4.5 : déplacements induits par la construction de remblais (1cm).

3.1 Etablir 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 12m ou le réservoir est rempli à 80%. Un calcul purement hydraulique est d'abord exécuté (calcul découplé). La Figure 4.6 montre la distribution de la pression interstitielle à travers le remblai et la fondation à l'état stable en régime permanent.

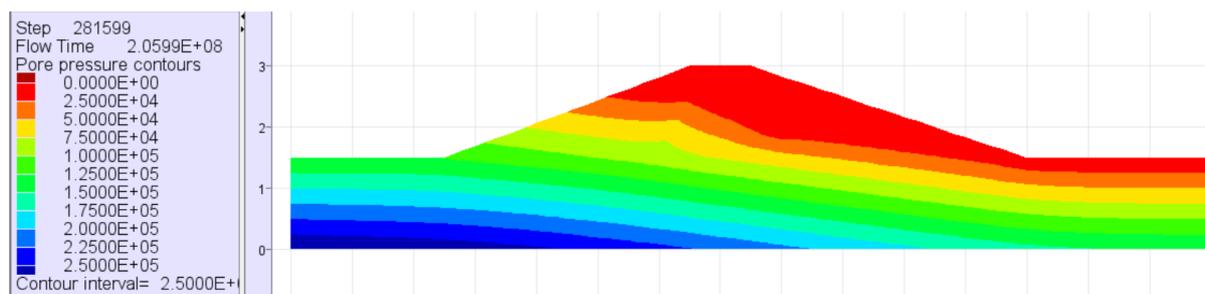


Figure 4.6 distribution de la pression interstitielle à l'état d'équilibre pour le réservoir rempli d'eau.

Une fois que l'état d'équilibre statique est calculé pour la nouvelle distribution de pression interstitielle, 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 4.7 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.

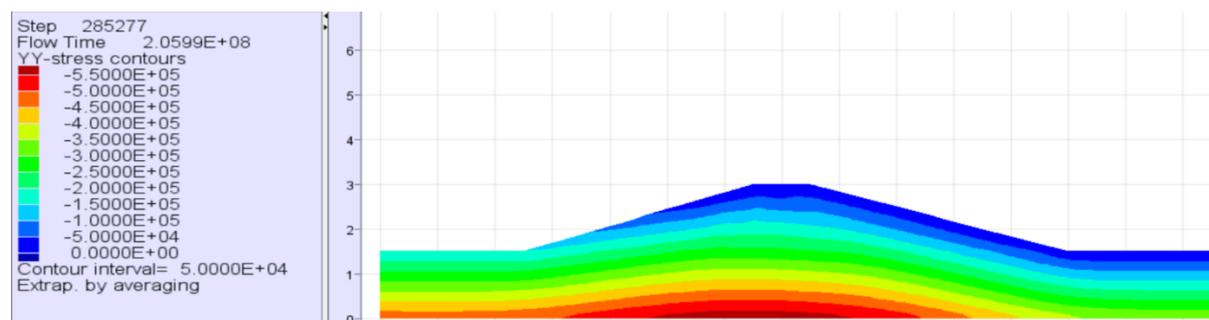


Figure 4.7 : Distribution de la contrainte totale verticale.

3.2 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 4.8, montre que le facteur de sécurité est de 2.25 et que la surface de rupture la plus faible se développe le long de la pente en avale.

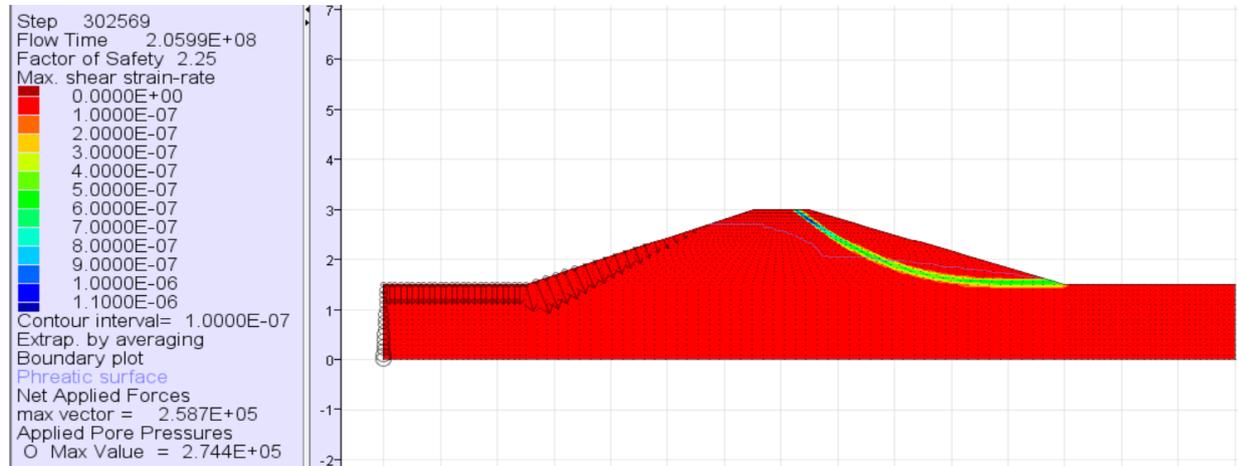


Figure 4.8 facteur de sécurité résultant à la phase statique.

4. 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.
- Les historiques d'accélération et de vitesses sont enregistrés à plusieurs points d'intérêt dans le modèle.

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. 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.
- Les conditions aux limites absorbantes sont assignées dans les directions x et y.

4.1L'analyse élasto-plastique (Cas de référence) :

Avant d'analyser l'influence de présence d'une couche liquéfiable 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.

La pression interstitielle et les contraintes verticales effectives dans la figure 4-12, enregistrés sous le remblai près de la face en amont, illustrent le changement minime de la pression interstitielle dans les matériaux pendant le chargement sismique.



Figure 4.12 Variation des pressions interstitielle et les contraintes verticales effectives.

4.2 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 une étude paramétrique, dans cette section, la présence d'une couche liquéfiable sous le remblai zoné de barrage est discutée. Les résultats de cette étude paramétrique sont analysés et comparés aux réponses dynamiques obtenu dans l'analyse de référence

Ces résultats sont évalués en trois termes :

- Taux de liquéfaction
- Déformation dévia-torique (intégrant la déformation en cisaillement).
- Déplacement relatif.

4.3 L'effet de la zone liquéfiable sur la stabilité :

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, un modèle, simulant une configuration horizontale de cette zone, est calculé. Les résultats obtenus pour ce cas sont présentés et comparés ensuite avec le cas de référence (sans liquéfaction). La zone en rouge foncé (Figure 4-13) présente la zone du sol supposée liquéfié pendant le chargement sismique, utilisons le modèle de liquéfaction Finn-Byrne.

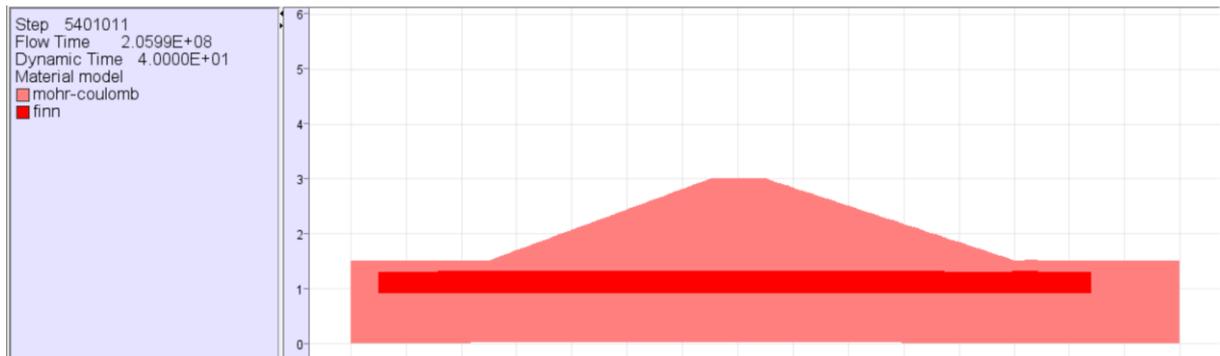


Figure 4.13 Modèle simulé : Configuration de la zone liquéfiable.

Le modèle de la liquéfaction de Finn-Byrne implémenté dans le code **FLAC^{2D}** est utilisé pour cette modélisation. Ce modèle est basé sur des essais in situ définis pour correspondre aux mesures SPT (essai au pénétromètre dynamique). Pour un nombre de coups SPT normalisé de 5, les paramètres numériques du modèle Finn-Byrne sont $C1=0.583$ et $C2=0.34291548$.

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 / σ'_c) sont tracés. Ce rapport peut être utilisé pour évaluer la région de liquéfaction dans le modèle, dont u_e est la pression interstitielle en excès et σ'_c est la contrainte initiale effective de confinement. On suppose que la liquéfaction apparaît lorsque le rapport R_e est supérieur ou égale à 1 comme montré par [39] et proposé dans le manuel de code **FLAC^{2D}** [42].

Donc, un état de liquéfaction est supposé se produire lorsque le rapport :

$$R_e = u_e / \sigma'_c \geq 1.$$

5. Résultats :

Ce cas correspond à une liquéfaction potentielle dans les matériaux de fondation. Le modèle est simulé pour une durée totale de 40 secondes. La figure 4.14 montre l'effet de la génération de pression interstitielle dans les sols de fondation. Ce point se trouve à une profondeur d'environ 18m 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.

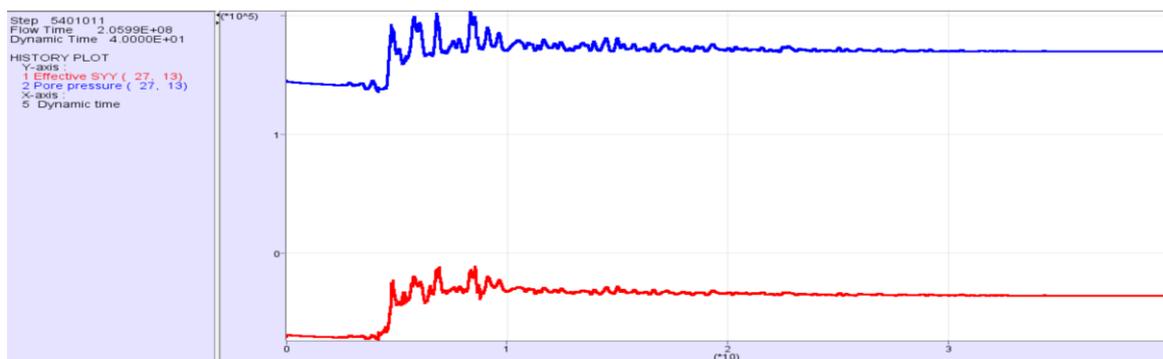


Figure 4.14 Variation de la pression interstitielle et la contrainte verticales effectives.

Les contours du rapport de pression interstitielle cyclique supérieure à 1 sont représentés dans la figure 4.15. 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.

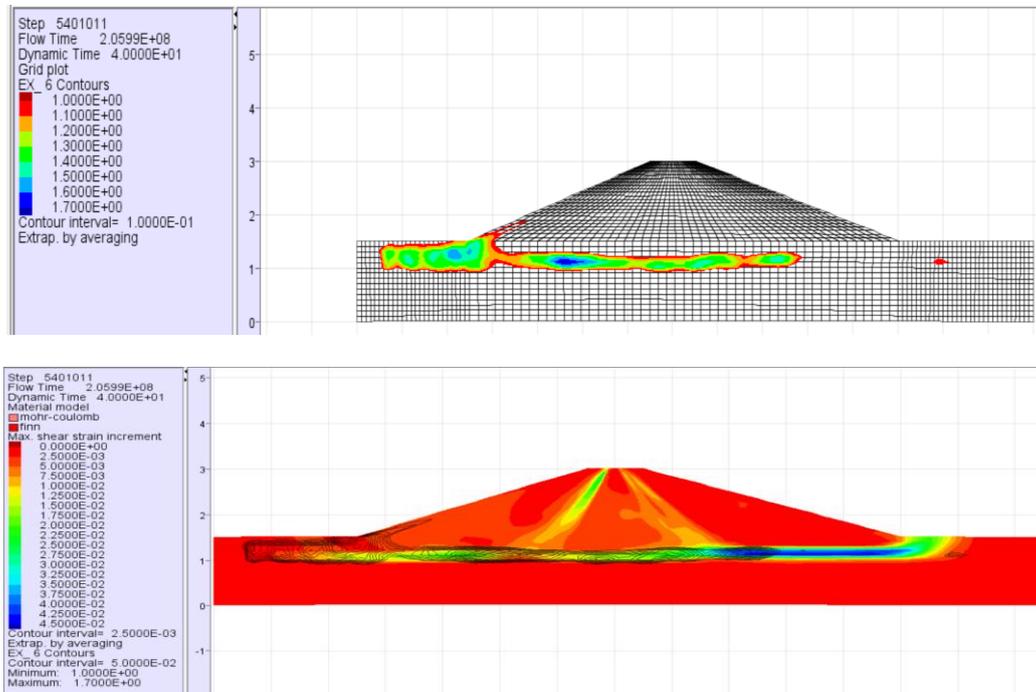


Figure 4.15 Contours montrent l'étendue des sols liquéfiés avec $Re=1,7$.

Trois bandes de cisaillement localisé dans la digue et sa fondation 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 liquéfiable située dans la fondation présente un mécanisme d'effondrement (rupture) plane. On observe aussi que la fondation du barrage ne présente aucune déformation importante.

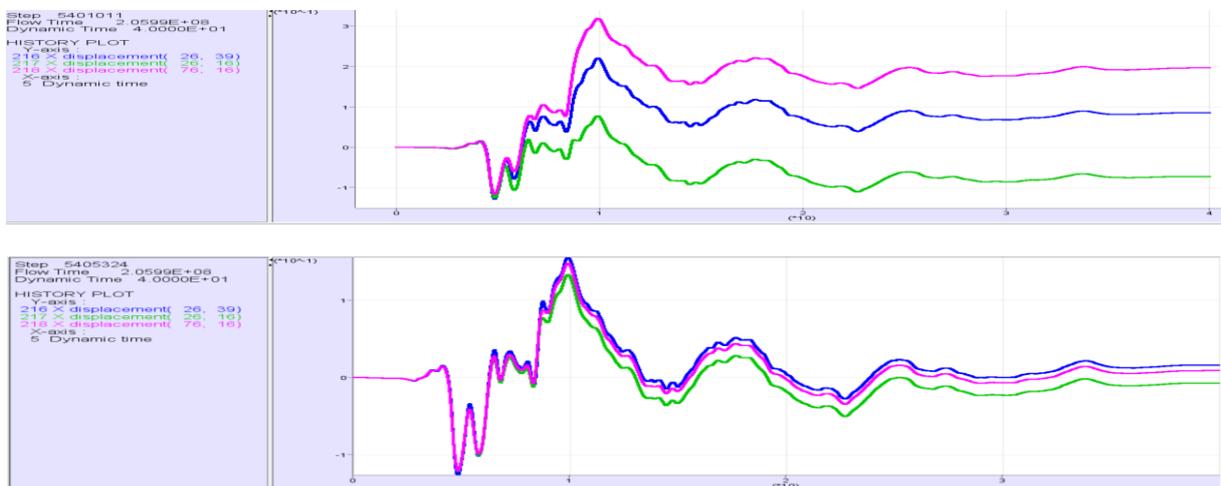


Figure 4.16 Comparaison de déplacement horizontal sans et avec liquéfaction

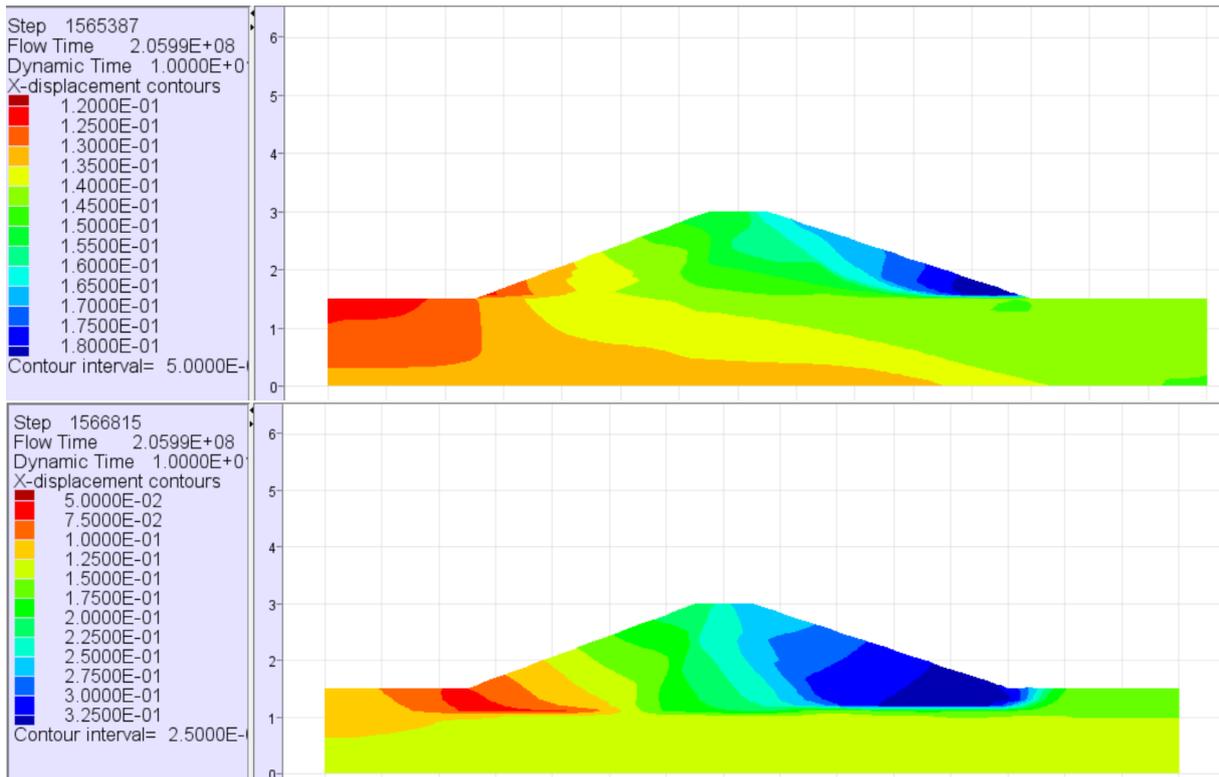


Figure 4.17 déplacement contour horizontale

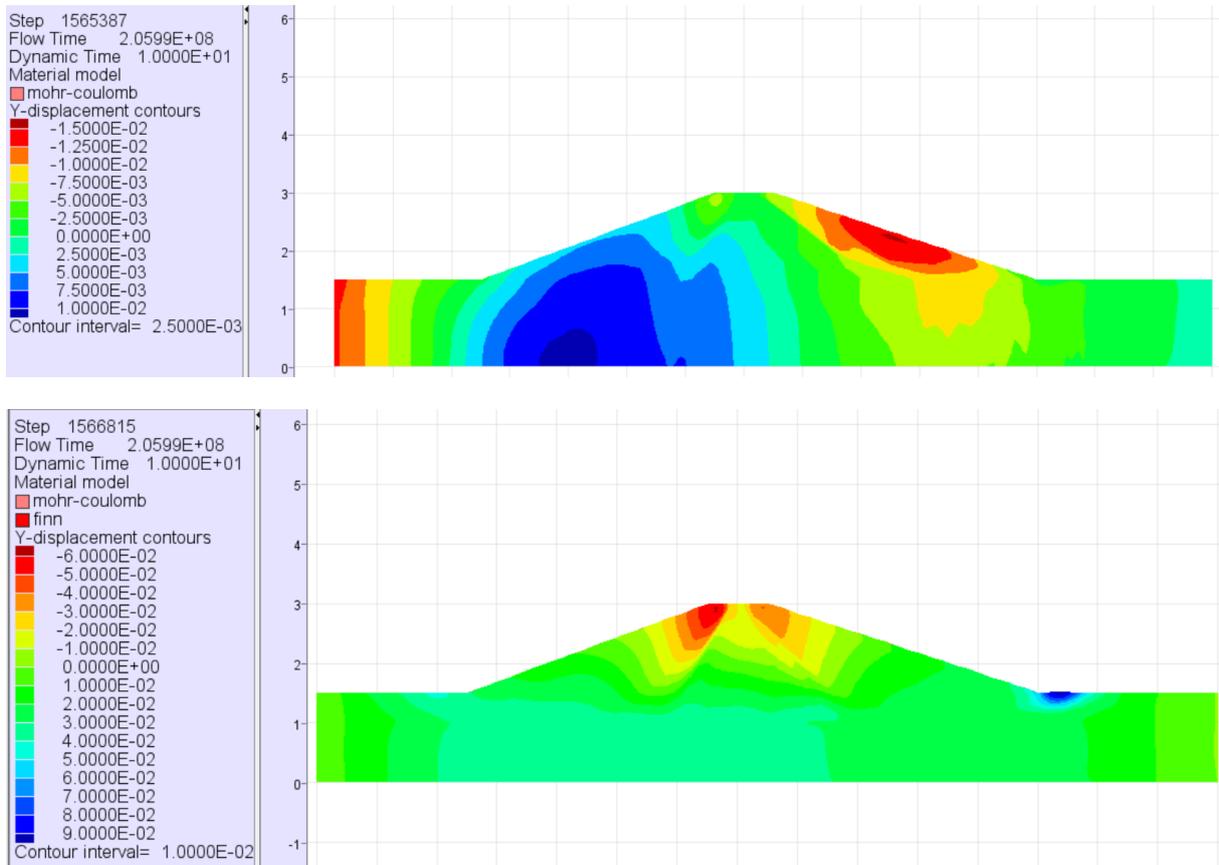


Figure 4.18 déplacements contour vertical.

➤ Tableau 4.2 : Comparaison des déplacements dans les deux cas d'études.

X Déplacement (m)	Amont	Crête	Aval
Avec liquéfaction	0,07	0.21	0.31
Sans liquéfaction	0.13	0.14	0.15

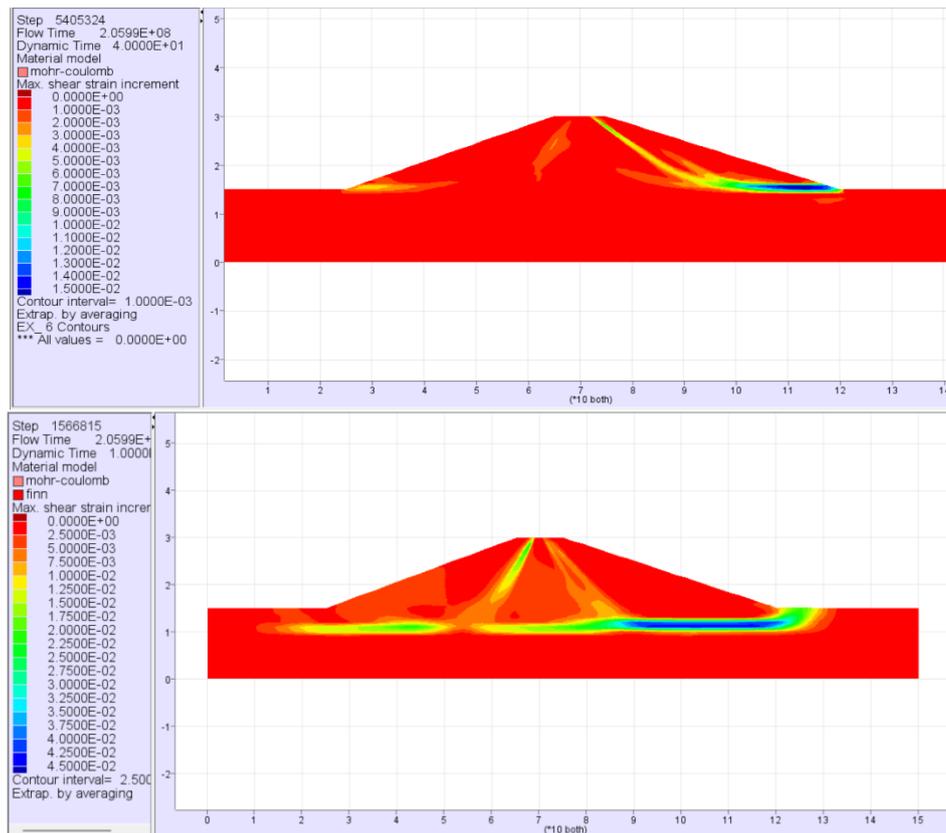


Figure 4.19 Incréments de déformations.

Conclusion :

Pour conclure ce chapitre on peut le résumer comme suit:

Par l'utilisation du code Flac^{2D} nous permet de modéliser le modèle Barrage-Fondation et après la création d'une modèle géométrique, nous nous sommes assurés que le Système était dans un état stable (avec et sans réservoir plein) à travers le calcul de facteur de sécurité Fs (l'état statique) avant d'appliquer des charges externes (l'effet sismique, la couche liquéfiable).

Puis en passant à l'état dynamique, nous appliquons l'effet sismique anticipé par une préparation du chargement, et un traitement des ondes sismiques afin d'assurer la comptabilité

avec le système modélisé, nous avons observé que les déplacements au niveau de la crête, l'amont et l'aval sont proches.

Après nous créons une couche liquéfiable a une profondeur de 18 m à partir de la crête nous avons remarqué un grand déplacement en aval du barrage avec une valeur de 0.31 m et un déplacement de 0.07m en amont (très différents) ce qui signifie que la réponse du système aux charges sismiques est no-homogène. Ce qui nous mène à dire que l'existence de la couche de liquéfaction menace la stabilité de le système Barrage-Fondation.

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, ou de nombreux paramétrés interfèrent.

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 objectifs principaux assignés à ce travail sont :

- Recherche bibliographique sur les mouvements sismiques et le phénomène de liquéfaction des sols et la méthode d'estimation du potentiel de liquéfaction (la méthode SPT).
- Recherche bibliographique sur les barrages en terres et les méthodes d'analyse sismiques des barrages en terre
- Etude numérique sur l'effet du phénomène de liquéfaction sur les barrages en terres à l'aide du logiciel FLAC^{2D}.

A la lumière de la recherche bibliographique entreprise, on peut tirer les points suivants :

- La liquéfaction est un phénomène qui engendre beaucoup de dégâts qui mettent la sécurité des ouvrages en cause (le renversement, le poinçonnement.....etc.)
- Le phénomène de la liquéfaction se produit sous l'effet des chargements cycliques (les séismes, les vibrations des machines, les vagues.....etc.).
- Le phénomène de liquéfaction est influé par plusieurs paramètres.
- Plusieurs méthodes ont été développées afin d'évaluer la résistance des sols à la liquéfaction. Ces méthodes nous mènent au calcul de coefficient de sécurité (F_s) qui lui aussi dépend des quantités CSR et CRR.

Dans ce travail de recherche la présente étude a permis d'analyser numériquement l'influence des charges sismiques et le phénomène de liquéfaction sur la stabilité des barrages en terre. Alors des simulations numériques sur le comportement des barrages en terre à l'aide des logiciels Flac^{2D} ont été élaborées avec une application sur le barrage proposé.

Dans ce travail, la réponse dynamique d'un système Barrage- Fondation est étudiée. Un modèle en déformation plane d'un barrage en terre reposant sur une fondation déformable et simulé.

Le but est d'étudier sa réponse dynamique et les modes de rupture induite par les tremblements de terre, principalement par la liquéfaction. Dans ce contexte et à travers une étude paramétrique qui consiste la présence d'une couche liquéfiable dans la fondation de barrage sur les différents mécanismes de rupture de barrages, les résultats obtenus sont présentés.

Ces résultats montrent que la localisation de cette couche liquéfiable dans un système Barrage-Fondation conduit à grandes déformations.

Reference :

- [1] F. Michel, “Roches et paysages : reflets de l’histoire de la Terre,” p. 255, 2005.
- [2] “Les séismes,” *l’Université Laval (Pavillon Pouliot)*.
- [3] G. Ekström, M. Nettles, and V. C. Tsai, “Seasonality and increasing frequency of Greenland glacial earthquakes,” *Science*, vol. 311, no. 5768, pp. 1756–1758, Mar. 2006, doi: 10.1126/SCIENCE.1122112.
- [4] “Les categories de seismes,” *Documents pédagogiques de l’EOST*.
- [5] “Le schéma d’un séisme,” *Lelivrescolaire.fr*.
- [6] “Quelques définitions / SEISMES / Accueil - AFPS - Association Française du génie Parasismique.”
- [7] “Découvrir & Comprendre - Les séismes,” *Le Commissariat à l’énergie atomique et aux énergies alternatives (CEA) est un organisme public de recherche à caractère scientifique, technique et industriel (EPIC)*.
- [8] “Ondes sismiques - Musée de Sismologie et collections de Géophysique - Université de Strasbourg.”
- [9] Jean-Pierre ROTHÉ : professeur honoraire à l’université de Strasbourg and Haroun TAZIEFF : commissaire à l’étude et à la prévention des risques naturels majeurs, “SÉISMES ET SISMOLOGIE - Effets des séismes - Encyclopædia Universalis”.
- [10] “Soil Liquefaction Web Site [archive], sur depts.washington.edu,” *This site was last updated on January 27 2000, by Jörgen Johansson,*.
- [11] B. Demay and M.-L. Sargentoni, “Évaluation du risque de liquéfaction des sols sur le site du nouveau port de Tanger,” *Rev. Française Géotechnique*, no. 116, pp. 41–57, 2006.
- [12] “Calaméo - Règlement Parasismique Algerien (RPA99).”
- [13] “Liquefaction induced damage in the 1964 Niigata, Japan Earthquake | Download Scientific Diagram.”
- [14] J. F. S. Cete, “Identifications des sites pour des projets d’ouvrages en terre,” 2004.
- [15] “Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley; Elgamal et al, 2001.”
- [16] “U.S. Geological Survey Professional Paper - Google Livres.”
- [17] “Magister en : Génie Civil ‘MODELISATION NUMERIQUE DE LA LIQUEFACTION DES SOLS SABLEUX’ de YEDJOUR Khaled,” 2012.
- [18] H. B. and I. Seed, “SIMPLIFIED PROCEDURE FOR EVALUATING SOIL LIQUEFACTION POTENTIAL.”
- [19] I. Seed, H.B., Idriss, I. M. and Arango, “Études préalables à l’établissement du Plan de Prévention des Risques sismiques”.

- [20] N. N. Ambraseys, "Engineering seismology: Part II," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 17, no. 1, pp. 51–105, 1988.
- [21] A. Pecker, "Dynamique des sols," 1984.
- [22] "Aléa LIQUEFACTION DES SOLS," *L'EQUIPEMENT, (CETE lyon) DE, Cent. D'ETUDES Tech.*, p. 5, 1967.
- [23] *Les barrages: conception et maintenance - Patrick Le Delliou.* 2003.
- [24] B. Naima, "Cour Classification des barrages 1."
- [25] T.-Y. SELMA and M. MOURAD, "MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL 'ETUDE COMPARATIVE ET ANALYSE DE LA STABILITE DU BARRAGE EN TERRE DE SOUBELLA, W.M'SILA' Université de Saad Dahlab Blida-1".
- [26] cfbr, *Recommandations Titre du colloque pour la justification des barrages et des digues en remblai Guidelines for the justification of embankment dams and levees.* 2015.
- [27] D r. LEHBAB ep. BOUKEZZI ZAKIA, "Polycopié "Les barrages en remblai de terre" .Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed BOUDIAF .".
- [28] "Wikibardig:Barrages en terre homogène ou pseudo-zonés - Wikhydro."
- [29] "Wikibardig:Barrages zonés à noyau - Wikhydro."
- [30] A. Pro and J. Becue, "Choix du site et du type de barrage".
- [31] B. Allaoua, "Magister en Génie civil 'SIMULATION NUMERIQUE DE L'EFFET DE TREMBLEMENT DE TERRE SUR LES BARRAGES EN TERRE' Université Mohamed Khider – Biskra".
- [32] M. M. BELKACEM, "THESE DOCTORAT EN SCIENCES ' 'Etude de la position efficace des drains dans les barrages en terre ' ' Présentée à l'Université Colonel Hadj-Lakhdar- Batna," 2009.
- [33] "La rupture de barrage et la rupture de digue Description du risque," *préfet du calvados*, pp. 97–100.
- [34] "Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques," *Rapport rédigé à la demande du MEDDE – DGPR Version définitive - octobre 2014.*
- [35] H. Bolton Seed, "Considerations in the Earthquake-Resistant Design of Earth and Rockfill Dams," *Geotechnique*, vol. 29, no. 3, pp. 215–263, Sep. 1979.
- [36] H. B. Seed and G. R. Martin, "The Seismic Coefficient in Earth Dam Design," *J. Soil Mech. Found. Div.*, vol. 92, no. 3, pp. 25–58, May 1966.
- [37] "Wahida, Ben Taleb'Modélisations du comportement des barrages en terre sous chargements sismiques'," *Mémoire de Magister*, 2011.
- [38] "Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering: 19-24 ... - World Conference on Earthquake Engineering (10, 1992, Madrid) - Google Livres."

- [39] Z. Bouraoui, “Modélisation numérique du comportement dynamique et de la liquéfaction des remblais sous charge sismique,” *These du Doctorat*, 2019.
- [40] M. H. Tassadit, “ETUDE DE L’INTERACTION DU SOL DE FONDATION AVEC LES OUVRAGES PORTUAIRES UTILISANT DES PIEUX,” *MEMOIRE DE MAGISTER*, 2012.
- [41] C. BOURDEAU, “Effets De Site Et Mouvements De Versant En Zones Sismiques : Apport De La Modelisation Numerique,” p. 266, 2005.
- [42] *Manuelle de FLAC2D v.8 chapitre “Dynamic Analysis.”*
- [43] M. Caudron, F. Emeriault, and M. Al Heib, “Modélisation numérique de l’interaction sol-structure lors du phénomène de fontis,” *Rev. Française Géotechnique*, no. 119, pp. 27–38, 2007.
- [44] V. A. Pham, “Effets de la pression interstitielle sur la réponse sismique des sols : modélisation numérique 1D/ 3 composantes,” 2014.