

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية والري
المرجع/2020

Mémoire de Master

Filière : Génie Civil et Hydraulique

Spécialité : Géotechnique

Thème

**Modélisation numérique du comportement
dynamique de murs rigides**

ETUDIANT
SALAH EDDINE AMMAR MEHAOUCHA

ENCADREUR
DR. ZAKARIA BOURAOU

Année universitaire : 2019 - 2020

DEDICACE

A mes parents dont le rêve était toujours de
Me voir réussir. Qu'ils sachent que leur place
Dans mon cœur et ma pensée, reste et demeure immense.

A toute ma famille et tous mes amis.

A mes collègues de promotion,

Mon Promoteur, sans oublier tous mes

Enseignants auxquels j'exprime mon profond

Respect.

Et à tous ceux qui me sont chers.

REMERCIEMENTS

En première lieu, je remercie Allah Soubhanouhou Wa Taala de m'avoir donné la volonté, pour terminer ce travaille dans les meilleures conditions.

Je tiens à remercier très sincèrement avec ma profonde gratitude à mon encadreur DR. **BOURAOUI ZAKARIA** Qui m'a encadré tout au long de ce travail, et pour d'avoir dirigé ce travail, sa disponibilité et sa grande compréhension.

Je remercie également les membres de jury qui m'ont fait l'honneur d'examiner mon travail.

Je voudrais remercier mes amis de toujours Mohamed ,Naoui,2 Khaled, , Nadhir, Ziad, Amine, Ammar, Abdelmalek, Rabie, Karim, Younes, Radhouane, bilel, saad pour les moments de partage.

Un remerciement particulier à ma grande famille.

RÉSUMÉ

Dans la pratique de l'ingénierie de géni-parasismique actuelle, les méthodes de conception des murs de soutènement sous un tremblement de terre sont essentiellement analytiques. Les pressions dynamiques sont calculées en supposant un coefficient sismique bien déterminé agissant dans les directions horizontales et verticales à l'aide de la notion de la méthode d'équilibre limite présentée par l'équation de Mononobe-Okobe.

Les récentes recherches montrent la variabilité et l'insuffisance de la compréhension de l'action sismique sur les différents types des murs de soutènement sous l'effet de sévères séismes.

Le présent travail porte particulièrement sur la modélisation numérique du comportement dynamique de murs rigides par la méthode pseudo statique, les caractéristiques géotechniques du sol et les paramètres de modélisation numérique sur leur réponse dynamique aux actions sismiques essentiellement sur la pression latérale active et les modes de rupteur.

Les analyses seront réalisées au moyen du code Flac^{2D} basé sur la méthode des différences finis. Les résultats de calcul numérique seront comparés avec d'autres approches analytiques disponibles dans la littérature.

MOTS CLÉS

Soutènement, pression latérale, séisme, Flac^{2D}, modélisation numérique, plan de rupteur.

ABSTRACT

In the practice of the current earthquake engineering, design methods of retaining walls under earthquake are essentially analytical. The dynamic pressures are calculated assuming a seismic coefficient clearly defined acting in the horizontal and vertical directions using the concept of the limit equilibrium method defined by Mononobe-Okobe equation.

Recent research shows the variability and insufficient comprehension of the seismic action on different types of retaining walls under severe earthquake effect. The present work focuses on the numerical modeling of rigid retaining wall behavior using the pseudo static method. The geotechnical soil characteristics and numerical modeling parameters and their dynamic response to seismic actions essentially on the active lateral pressure and collapse mechanism are discussed.

The analyses will be carried using the code Flac^{2D} based on the finite difference method. The results of numerical calculation will be compared with other analytics approaches available in the literature.

KEYWORDS:

Retaining, lateral pressure, earthquake, Flac^{2D}, numerical modeling, displacement collapse mechanism

ملخص

في التطبيقات الهندسية الحالية طرق تصميم جدران الاستناد تحت تأثير الزلازل عموماً ما تكون طرق حسابية.

الضغوط الديناميكية تحسب على افتراض المعامل الزلزالي واضح المعالم تعمل في الاتجاهين الأفقي والرأسي باستخدام مفهوم طريقة التوازن المحدود وخاصة معادلة مونونوب واوكابي. الأبحاث الحديثة أظهرت تنوع ونقص في فهم الفعل الزلزالي على مختلف جدران الاستناد تحت تأثير زلازل عنيفة.

يركز العمل الحالي على التحليل العددي لتأثير المعاملات الزلزالية والخصائص الجيوتقنية على الاستجابة الديناميكية تحت تأثير القوى الزلزالية خاصة والضغوط الجانبية وميكانيزمات الانهيار.

حيث تم تنفيذ مجموعة من الحسابات بواسطة برنامج $Flac^{2D}$ الذي يعتمد طريقة العناصر المحدودة تمت مقارنة نتائج الحسابات العددية مع بحوث أخرى متاحة في المراجع العلمية.

الكلمات المفتاحية

الزلازل، النمذجة العددية، الانتقال، $Flac 2D$ ، الاستناد، الضغط الجانبي.

Table des matières

Chapitre I.....	1
Eléments de sismologie.....	1
I.1) Introduction	2
I.2) Généralité.....	2
I.3) L'origine des séismes :	2
I.4) Les catégories de séismes :	3
I.5) Les caractéristiques des mouvements sismiques :	4
I.6) Les ondes sismiques :	5
I.6.1) Les ondes de volumes.....	5
•I.6.1.1) Les ondes longitudinales ou primaires (P)	5
•I.6.1.2) Les ondes transversales ou secondaires (S).....	5
I.6.2) Les ondes de surface.....	6
• I.6.2.1) L'onde de Love (L) :	6
• I.6.2.2) L'onde de Rayleigh (R) :	6
I.7) Les types de failles :	7
I.8) l'enregistrement des séismes :.....	7
I.8) Représentation temporelle du mouvement sismique :	8
I.9) Conclusion :	8
Chapitre II	11
Généralité sur les murs de soutènement	11
I.1) Introduction :	12
II.2) Typologie des ouvrages de soutènement.....	12
II.3) Historiques des cas pertinents de rupture des murs de soutènement :	16
II.4) Modes de rupture des ouvrages de soutènement en statique :.....	19
II.5) prédimensionnement les murs de soutènement.....	20
II.5.1) la méthode (SETRA).....	20
II.5.2) La méthode classique de dimensionnement (BAEL91).....	21

II.6) Conclusion.....	21
Chapitre III	24
Théories de calcul statique et dynamique des pressions des terres	24
III.2) METHODES DE CALCUL DES FORCES DE POUSSEE STATIQUE.....	25
III.2.1) Théorie de Coulomb (1773).....	25
III.2.2) Méthode de Rankine (1860).....	26
III.2.3) Forces de poussée.....	27
III.3) METHODES DE CALCUL DES FORCES DE POUSSEE DYNAMIQUE	28
II.3.1) ANALYSE D'ETATS LIMITES	30
III.3.1.1) Mononobe-Okabe (1926.1929).....	30
III.3.1.2) Seed et Whitman (1970).	33
III.3.1.3) REGLEMENTATION PARASISMIQUE ALGERIENNE RPOA 2008.	34
III .3.2) Analyses numériques	36
III.4) CONCLUSION.....	37
Chapitre IV	39
Modélisation Numérique.....	39
V.1) Introduction :.....	41
IV.2) Analyse pseudo statique par Flac	41
IV.3) Matériaux considérés	42
IV.4) Condition aux limites et chargements.....	43
IV.5) Résultats.....	43
Pression dynamique.....	43
Les plans de rupture	44
IV.6) Conclusion	44
CONCLUSION GENERALE.....	47

LISTE DES TABLAUX

Tableau I.1 : Classement des séismes selon leur mode de génération.....	3
Tableau III.1 : Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPOA (version 2008).	35
Tableau IV.1 : Paramètres des Matériaux considérés.....	42

LISTES DES FIGURES

FIGURE I.1 : Carte des plaques tectoniques.....	3
Figure I.2 : Schéma symbolisant l'influence de l'énergie sismique avec la distance.	4
Figure I.3 : Mouvement de terre causée par les ondes sismiques	6
Figure I.3 : Mouvement de terre causée par les ondes sismiques	8
Figure I.5 : Enregistrement à la station de Dumont d'Urville séisme du 26/12/2004.....	8
Figure II.1: Mur poids.....	12
Figure II.2: Mur en gabion.....	13
Figure II.3 : Mur en éléments préfabriqués en béton empilés.....	13
Figure II.4 : Mur en béton arme	14
Figure II.5 : Les rideaux de palplanches.....	14
Figure II.6: Mur en parois moulées.....	15
Figure II.7 : Exemples des murs les plus courants.	16
Figure II.8: Dommages causés à un mur de soutènement. Niigata-Ken Chuetsu 2004.....	17
Figure II.9: Rupture de mur du barrage de Shin-Kang séisme de Chi-Chi 1999.	17
Figure II.10: Mouvement vers l'extérieur de mur gravitaire le long du joint de construction. .	18
Figure II.11: Glissement et renversement de la paroi de soutènement	18
Figure II.12 : Renversement de mur gravitaire.....	19
Figure II.14: Prédimensionnement d'un mur de soutènement selon SETRA [17].	20
Figure II.15 : Pré dimensionnement d'un mur de soutènement selon BAEL91 [11].....	21
Figure III.1: (a) Etat de butée et (b) Etat de poussée.	25
Figure III.2: Calcul de la poussée et butée sur un mur frottant incliner avec la méthode de Coulomb [25].....	25
Figure III.3: (a) Coin actif de Coulomb limité par la surface du remblai, la surface de rupture et le mur (b) polygone des forces du coin actif de Coulomb.	26
Figure III.4: Hypothèse de Rankine.....	27
Figure III.5: Evolution des contraintes en états de poussée et de butée (c=0).....	28
Figure III.6 : Méthodes de calculs.....	29
Figure III.7 : Approche de Mononobe-Okabe.	31
Figure III.8 : La surface de rupture et les forces considérées dans l'analyse de Mononobe- Okabe dans le cas actif.....	32
Figure III.9 : La surface de rupture et les forces considérées dans l'analyse de Mononobe- Okabe dans le cas passif.	33

Figure III.10 : Force de pression active statique et dynamique incrémentale, pour un remblai sec, d'après Ebeling & Morrison (1992).....	34
Figure III.11 : Exemple mur en model numérique	37
Figure IV.1 : Schématisation du modèle de mur de soutènement proposé (en 3D).	42
Figure IV.2 : Contrôle des coefficients d'accélérations pseudo-statique.....	43
Figure IV.3 : Variation des déplacements avec différents coefficients pseudo-statiques	44

INTRODUCTION GENERALE

Les murs de soutènement sont des ouvrages importants au vu de leur coût et de leur fonction, leur protection est très recommandée car les dégâts qu'ils peuvent occasionner sont énormes en cas de renversement ou de glissement.

En zone sismique les risques sont amplifiés et la préservation de ces ouvrages commence par une bonne conception et donc un bon calcul.

Les procédés et les méthodes d'estimation des pressions statiques des terres sont nécessaires pour la conception vis -à-vis des chargements sismiques.

Ces méthodes peuvent être divisées en trois grands groupes, celles qui utilisent des méthodes simplifiées basées sur des analyses pseudo-statiques (Mononobe-Okabe 1926), celles qui sont basées sur l'analyse pseudo-dynamique (Steedman et Zeng).

Réellement ces procédés forment également la base des méthodes simplifiées pour déterminer les pressions dynamiques des terres liées aux séismes. Okabe (1926), Mononobe et Matsuo (1929) avaient fait l'extension de la théorie de Coulomb concernant les pressions actives et passives statiques des terres par l'inclusion des effets des pressions dynamiques sur des murs de soutènement. La théorie de Mononobe-Okabe incorpore l'effet des séismes par l'utilisation d'une accélération horizontale constante agissant sur le coin solide à l'état actif de Coulomb.

Le présent mémoire est divisé en deux parties :

1. Une première partie consacrée à la recherche bibliographique comprenant trois chapitres :

- Le premier chapitre présente des notions sur le séisme.
- Le deuxième chapitre comporte des notions générales sur les ouvrages de soutènement.
- Le troisième chapitre présente les méthodes statique et dynamique de calcul.

2. Une deuxième partie consacrée à la modélisation numérique en utilisant le code de calcul FLAC^{2D}.

Enfin une conclusion générale et des recommandations pour d'éventuelles futures recherches sont données.

Chapitre I

Eléments de sismologie

I.1) Introduction

Les trois sollicitations dynamiques les plus fréquemment rencontrées dans le domaine du génie civil sont le séisme, l'explosion et le choc [2].

Les travaux de recherche nécessitent des besoins financiers ou matériels importants.

Notre étude sera basée sur l'action sismique, on va présenter dans ce chapitre des notions générales concernant les séismes. On abordera ensuite la caractérisation d'un séisme, les types d'ondes sismiques, leurs propagations, les types de failles, la présentation des divers types d'enregistrement sismique.

I.2) Généralité

De nombreux séismes se produisent tous les jours, mais la plupart ne sont pas humainement perceptibles. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices [2].

L'action sismique peut également être définie par une définition fréquentielle de cette action, Un mouvement de terre est le phénomène géodynamique le plus répandue, il se traduit en surface par des vibrations du sol plus ou moins violentes et destructrices. Il provient de la fracturation des roches en profondeur provoquant des ondes sismiques naissant lors de déplacements saccadés de la croûte terrestre dans une zone de rupture (faille active) [3]

I.3) L'origine des séismes :

Un tremblement de terre se manifeste par une perturbation de terre causée par la libération soudaine d'énergie dans la croûte terrestre. Cette énergie peut provenir de différentes sources, telles que les mouvements tectoniques (les plaques lithosphériques, Figure I.1), des éruptions volcaniques, ou même des explosions artificielles et de l'effondrement de cavités souterraines, telles que les mines ou les karsts. [4]

À part les tirs nucléaires, les séismes artificiels sont généralement des petits séismes. La cause d'un séisme est presque toujours la même : il est provoqué par la rupture brutale des roches en profondeur en un point appelé foyer (à la verticale de l'épicentre) qui, le plus souvent, se situe dans les 60 premiers kilomètres de la couche externe de la terre. Les séismes tectoniques sont de loin les plus courants, ils sont bien expliqués par la tectonique des plaques. [2]

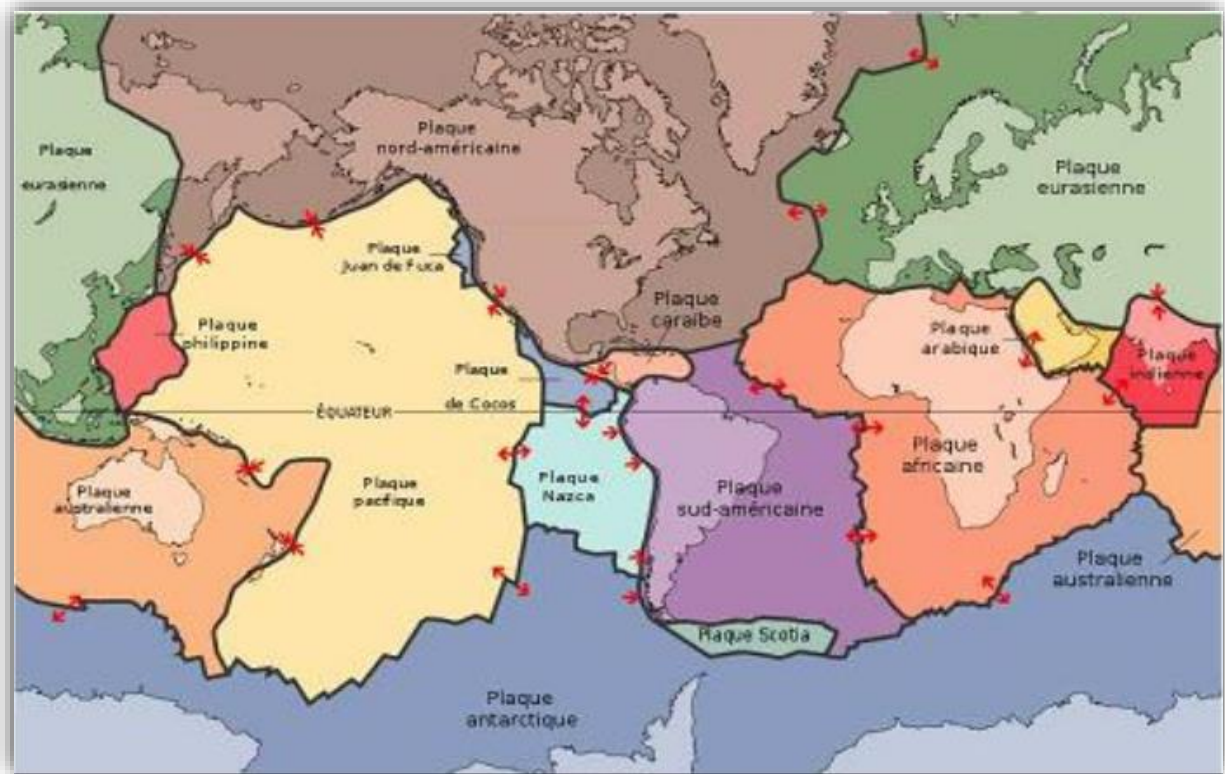


FIGURE I.1 : Carte des plaques tectoniques.

I.4) Les catégories de séismes :

Les séismes peuvent se classés selon leur mode de génération [5] :

Tableau I.1 : Classement des séismes selon leur mode de génération.

Mécanisme à l'hypocentre	Séismes naturels	Séismes artificiels ou anthropiques
Jeu d'une faille	Séismes tectoniques : Rupture soudaine des roches.	Mise en eau d'un grand barrage. Exploitation de gaz...
Explosion	Séismes volcaniques : Fracturation des roches dues à l'intrusion de magma. Dégazage, oscillation propre du réservoir magmatique.	Tire d'explosion sismique. Tire de mines et carrières. Essais nucléaires souterrains.
Implosion	Séismes d'effondrement : Effondrement de cavités dans le gypse ou le calcaire. Effondrement lié à un grand glissement de terrain.	Phénomène dynamiques d'origine minière (effondrements...).

I.5) Les caractéristiques des mouvements sismiques :

Les paramètres suivants définissent la source sismique :

- **Foyer ou hypocentre** : lieu du plan de faille où commence la rupture (point de déclenchement de la rupture).
- **Épicentre** : le point de la surface terrestre à la verticale du foyer.
- **Azimut de la faille** : angle compris entre l'axe du méridien et celui de la faille (orientation de la faille).
- **Pendage de la faille** : inclinaison de la faille.
- **Surface** : surface du plan de faille concernée par la rupture (longueur x hauteur).
- **Déplacement moyen** : longueur du glissement de la roche de part et d'autre du plan de faille.
- **Magnitude** : mesure de l'énergie libérée au foyer du séisme, dépend de la rigidity du milieu, de la surface et du déplacement de la rupture. Elle est définie comme le logarithme décimal de l'amplitude maximale des ondes sismiques sur un sismogramme et se quantifie sur l'échelle de Richter, à titre d'exemple, le séisme le plus puissant mesuré à ce jour a eu lieu au Chili, le 22 mai 1960, sa magnitude étant de 9,5 sur cette échelle, la définition originale donnée par Richter en 1935.
- **L'intensité d'un séisme I** : est définie en un lieu par rapport aux effets produits par ce séisme (effets et conséquences du séisme en un lieu donné), elle permet de classer qualitativement les séismes, par observation des dégâts causés. Elle s'augmente de 1 à 12 selon l'échelle de Marcalli, 12 correspondant à des dégâts catastrophiques.

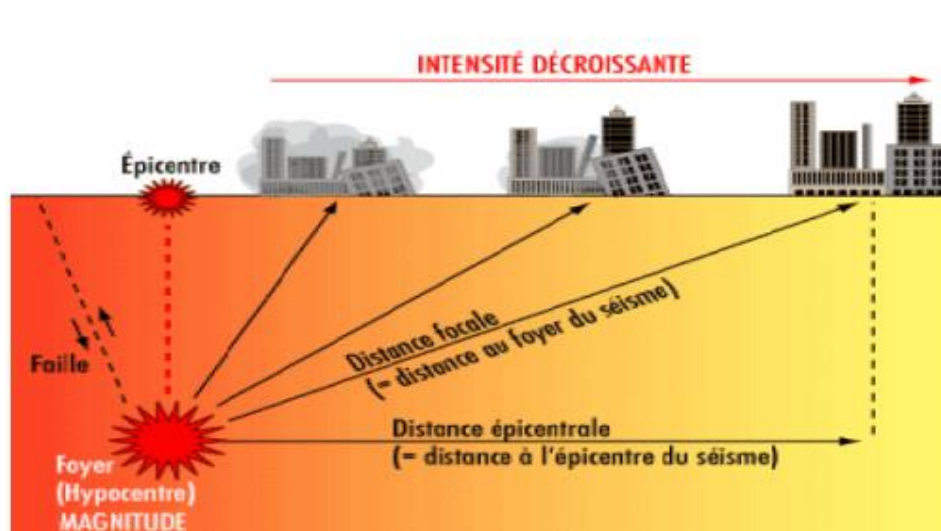


Figure I.2 : Schéma symbolisant l'influence de l'énergie sismique avec la distance.

I.6) Les ondes sismiques :

Les ondes sismiques voyageant à l'intérieur de la terre sont émises par les tremblements de terre qui se produisent en profondeur (libérées par la rupture sur la faille). Elles ne sont pas observables de manière directe, mais les mouvements qu'elles produisent, les vibrations, sont convertis en une certaine forme de signal et sont enregistrés par des sismomètres. Les tremblements de terre produisent différents types d'ondes qui se caractérisent par des vitesses de propagation variables en fonction des propriétés du milieu traversé [2], Il existe deux types d'ondes :

I.6.1) Les ondes de volumes

Le mouvement des couches de sols peut être décomposé selon deux directions, chacune étant associée à un type d'onde. Ces ondes se propagent suivant des cycles de compression-décompression du sol, Elles se propagent plus rapidement que les autres types d'ondes et sont généralement peu destructrices. Ses caractéristiques sont comme [14] :

•I.6.1.1) Les ondes longitudinales ou primaires (P)

Ces ondes se propagent suivant des cycles de compression-décompression du sol. Elles se propagent plus rapidement que les autres types d'ondes et sont généralement peu destructrices. Ses caractéristiques sont comme :

-Vitesse : de l'ordre de 4 à 6 km/s, la vitesse de ces ondes est donnée par :

$$V_P = \sqrt{\frac{K + \frac{4}{3}G}{\rho}} \quad \dots \quad (I.1)$$

-Périodes : de l'ordre de la seconde (de la fraction de seconde à quelques secondes)

-Longueur d'onde : de l'ordre de 4 à 6 km

•I.6.1.2) Les ondes transversales ou secondaires (S)

Ces ondes s'accompagnent, sans changement de volume, d'un cisaillement dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation, elles sont caractérisées par :

-vitesse : 60% de celle des ondes P, la vitesse de ces ondes est donnée par :

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad \dots \quad (I.2)$$

ρ : la masse volumique du matériau affecté à l'élément considéré.

K, G : les modules de compressibilité et de cisaillement

E : module d'élasticité (N/m²)

v : coefficient de poisson

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2 \cdot v)} \quad \dots \quad (I.3)$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + v)} \quad \dots \quad (I.4)$$

I.6.2) Les ondes de surface

Ce sont des ondes guidées par la surface de la terre. Elles sont moins rapides que les ondes de volume, leur amplitude est généralement plus forte, mais décroît rapidement avec la distance à la surface qui les guide [2]. Il existe deux types :

• I.6.2.1) L'onde de Love (L) :

Ce sont des ondes de cisaillement qui se produisent quand le massif comporte dans sa partie superficielle une superposition de couches horizontales de caractéristiques différentes.

• I.6.2.2) L'onde de Rayleigh (R) :

Elles se propagent le long de la surface libre limitant un massif semi-infini. Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical de propagation.

- ✓ Les ondes de Love et de Rayleigh ont un contenu fréquentiel qui concerne certaines structures, mais leur influence sur les constructions courantes est négligeable [14] :

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

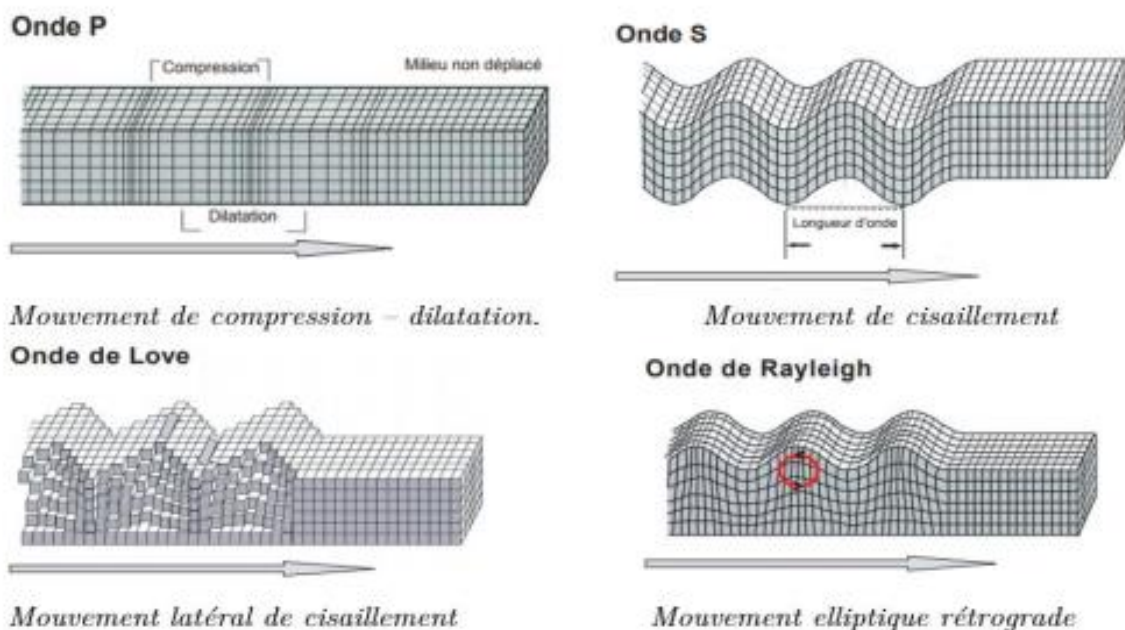
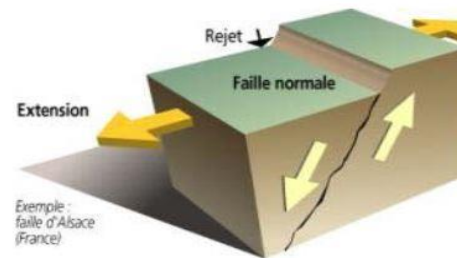


Figure I.3 : Mouvement de terre causée par les ondes sismiques

I.7) Les types de failles :

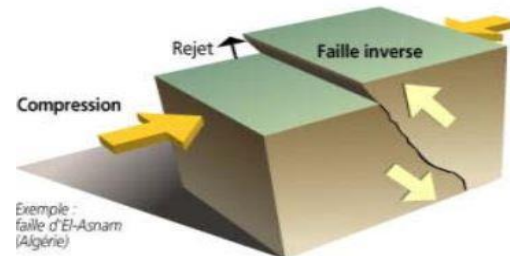
Le mécanisme au foyer d'un séisme est généralement une combinaison de mécanismes simples. Il existe trois sortes de failles et trois sortes de mécanismes au foyer. Les différents types de failles et mécanismes au foyer :

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



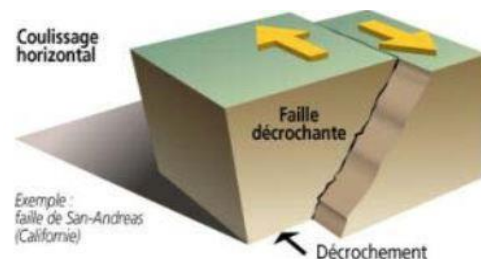
Les failles inverses :

elles résultent d'un mouvement de rapprochement (convergence) qui entraîne un raccourcissement des terrains initiaux.



Les failles en décrochement :

Elles provoquent un déplacement des blocs uniquement dans le sens horizontal (vue du dessus).



I.8) l'enregistrement des séismes :

Pour obtenir le mouvement tridimensionnel de l'onde sismique, il est nécessaire d'enregistrer trois directions différentes formant un trièdre (en général, une direction verticale, et deux directions horizontales perpendiculaires). Les sismographes sont conçus pour enregistrer une seule composante verticale ou horizontale, car la mécanique est différente pour mesurer le mouvement horizontal, la masse lourde est suspendue comme un pendule et un appareil est utilisé pour mesurer les mouvements Est-Ouest (E-W) et un autre pour mesurer les mouvements Nord-Sud (N-S) [13].

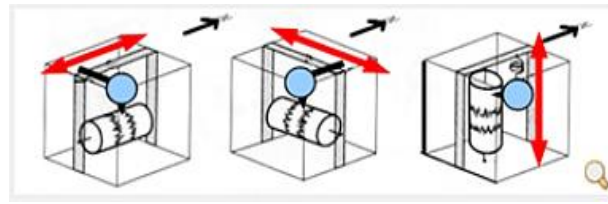


Figure I.3 : Mouvement de terre causée par les ondes sismiques

I.8) Représentation temporelle du mouvement sismique :

Un signal sismique est la représentation dans le temps du mouvement sismique enregistré dans un site (déplacement, vitesse, accélération). La période et l'amplitude caractérisent les phénomènes ondulatoires, la fréquence (f en Hz) est l'inverse de la période (T en s). Ce signal sismique est complexe et aléatoire et il peut être représenté comme la superposition d'ondes (différents types) de fréquences variables dont l'amplitude est plus ou moins importante [2].

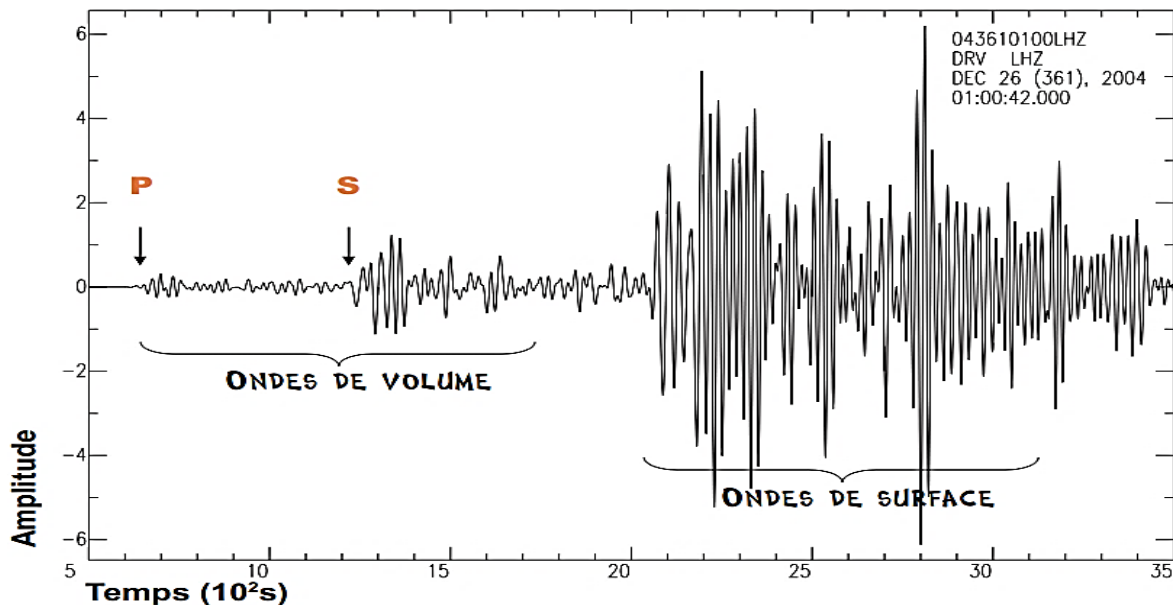


Figure I.5 : Enregistrement à la station de Dumont d'Urville séisme du 26/12/2004.

I.9) Conclusion :

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

Durant ces dernières années, la sismologie s'est essentiellement penchée sur l'étude de la propagation des ondes élastiques et les propriétés des milieux traversés par ces ondes.

Cela a ainsi conduit à une meilleure connaissance de la structure de la terre ainsi qu'à une modélisation de cette sollicitation dynamique comme un diagramme accélération-temps.

Les travaux effectués jusqu'à présent ont conduit rapidement à la prise en compte d'une telle sollicitation dans le dimensionnement d'ouvrages de génie civil, notamment les ouvrages de soutènement.

Chapitre II

Généralité sur les

murs de soutènement

I.1) Introduction :

Les ouvrages de soutènement sont des constructions qui évitent l'éboulement ou le glissement des talus raides ou verticaux ; leur mise en œuvre peut être faite à titre temporaire ou définitif. Il en existe une grande variété se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques [2].

Ils sont essentiellement employés [12] :

-Soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches.

- Soit, en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

Les Murs de soutènement sont des ouvrages importants au vu de leur coût et de leur fonction. Leur protection est très recommandée car les dégâts qu'ils peuvent occasionner sont énormes en cas de renversement ou de glissement.

En zone sismique les risques sont amplifiés et la préservation de ces ouvrages commence par une bonne conception et donc un bon calcul.

II.2) Typologie des ouvrages de soutènement

Selon Sétra [17], il existe quatorze types d'ouvrages de soutènement. Suivant leurs modes de fonctionnement comme de suite :

-Mur poids, les murs de soutènement de type « poids » sont pratiquement les plus anciens types de murs de soutènement.



Figure II.1: Mur poids

- **Type 1** : Les murs poids en maçonnerie de pierres sèches
 - Murs constitués de pierres sèches (non jointoyées).
- **Type 2** : Les murs poids en maçonnerie jointoyée
 - Murs constitués de pierres, de moellons ou de briques jointoyés.
- **Type 3** : Les murs poids en béton
 - Murs en béton non armé ou en béton cyclopéen (moellons noyés dans du béton) coulés en place.
- **Type 4** : Les murs poids en gabions



Figure II.2: Mur en gabion

- Murs constitués d'éléments parallélépipédiques en grillage métallique remplis de pierres.
- **Type 5** : Les murs poids en éléments préfabriqués en béton empilés



Figure II.3 : Mur en éléments préfabriqués en béton empilés.

- Murs constitués d'un empilement ou d'un assemblage d'éléments préfabriqués en béton (armé ou non). Ces éléments peuvent se présenter sous différentes formes (caissons, poutres, etc.), être remplis de terre et permettre une végétalisation partielle du parement.

Mur encastré sur semelle

Cette technique est étroitement liée à l'évolution de la connaissance du béton armé. Elle s'est donc développée au XXe siècle.

• **Type 6** : Les murs en béton armé encastrés sur semelle



Figure II.4 : Mur en béton armé

- Ouvrages en béton armé constitués d'un voile encastré sur une semelle. En coupe, ces murs ont une forme en T ou en L renversée. Certaines variantes de conception existent : murs avec contreforts avant ou arrière, murs avec console, murs sur pieux, etc. Ces ouvrages peuvent être coulés en place, partiellement préfabriqués (voile ou parement du voile préfabriqué) ou totalement préfabriqués.

-Paroi, les techniques de soutènement par parois remontent à l'antiquité. L'évolution des techniques depuis le milieu du XIXe siècle a modifié l'analyse et le principe de mise en œuvre de ces ouvrages

• **Type 7** : Les rideaux de palplanches métalliques



Figure II.5 : Les rideaux de palplanches

- Ouvrages constitués de palplanches métalliques à module. Les palplanches peuvent être simplement fichées dans le sol, auquel cas, le rideau est dit simplement encastré ou auto stable. L'ouvrage peut également comprendre un ou plusieurs lits de tirants d'ancrage (passifs ou actifs), auquel cas, le rideau est dit ancré.

• **Type 8** : Les parois moulées ou préfabriquées



Figure II.6: Mur en parois moulées

- Ouvrages constitués d'une juxtaposition de panneaux verticaux en béton armé. Ils peuvent être auto-stables, ou ancrés par des tirants d'ancrage précontraints. Une paroi moulée est constituée de panneaux coulés en place dans une tranchée préalablement réalisée, alors qu'une paroi préfabriquée est constituée de panneaux préfabriqués scellés dans une tranchée.

• **Type 9** : Les parois composites

- Ouvrages constitués de poteaux (en métal ou en béton armé), espacés et fichés dans le sol et d'un parement (béton projeté sur nappes de treillis soudé, béton armé coulé en place ou préfabriqué, bastinges, etc.) réalisé entre poteaux. Ces ouvrages peuvent être ancrés par un ou plusieurs lits de tirants d'ancrage précontraints.

Remblai renforcé

• **Type 10** : Les murs en remblai renforcé par des éléments métalliques

- Ouvrages constitués d'un massif de remblai mis en place par couches successives compactées entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement métalliques (bandes, panneaux de treillis soudé, nappes de treillis soudé, etc.) reliés à un parement qui peut être constitué de panneaux ou d'éléments préfabriqués en béton armé ou non, d'éléments métalliques, etc.

• **Type 11** : Les murs en remblai renforcé par des éléments géosynthétique

- Ouvrages constitués d'un massif de remblai mis en place par couches successive compactées entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement géosynthétique (nappes géotextiles, géogrilles, bandes, etc.) reliés à un parement (parement géotextile obtenu par retournement des

nappes, parement géotextile végétalisé, panneaux ou éléments préfabriqués en béton armé ou non, etc.).

-Paroi clouée

• **Type 12** : Les parois clouées

- Ouvrages constitués d'éléments de renforcement du sol en place, appelés clous, qui sont généralement des armatures métalliques passives tels que des ronds à béton scellés dans un forage ou des cornières battues, et d'un parement souvent constitué d'un voile en béton projeté sur une ou deux nappes de treillis soudé.

Voile ancré

• **Type 13** : Les voiles ou poutres ancrés - Ouvrages constitués d'un voile en béton armé présentant un fruit parfois assez important et ancré par deux ou plusieurs lits de tirants d'ancrage précontraints. Les poutres ancrées sont des voiles épais de faible hauteur ne comportent en principe qu'un seul lit de tirants d'ancrage précontraints.

Ouvrages divers

• **Type 14** : Les ouvrages divers

- Ouvrages dont le type ne correspond pas à ceux définis précédemment (murs supportant un encorbellement d'origine ou rapporté, ouvrages réalisés avec les procédés Actimur, Texsol, Pneusol, etc.)

- Ouvrages qui ont été réparés et pour lesquels le mode de fonctionnement tient à la fois de la technique de construction de l'ouvrage et de la technique de réparation (mode de fonctionnement mixte).[67]



Figure II.7 : Exemples des murs les plus courants.

II.3) Historiques des cas pertinents de rupture des murs de soutènement :

- le tremblement de terre de Niigata-Ken Chuetsu 2004 : plusieurs lotissements résidentiels ont été construits sur des remblais (talus) soutenus par des murs, des dommages constatait aux maisons et aux routes en raison de la ruine de ces murs, Après ce séisme, de nombreuses ruptures de talus de remblai ont été relevées. Elles étaient causées par les déplacements excessifs des murs de soutènement gravitaires supportant le remblai (figure II.8), [15].



Figure II.8: Dommages causés à un mur de soutènement. Niigata-Ken Chuetsu 2004.

- Cas tremblement de terre de Chi-Chi 1999 : D'après les relevés de reconnaissance de terrain après le séisme de Chi-Chi 1999, la figure II.9 montre que les murs de soutènement ont rompu. L'effondrement du mur résulte d'une rupture par cisaillement [15].



Figure II.9: Rupture de mur du barrage de Shin-Kang séisme de Chi-Chi 1999.

-Un autre cas les couches supérieures se sont éloignées du remblai le long des joints de construction, les deux premiers blocs sont tombés dans le fossé latéral, la résistance au frottement le long du joint de construction non traité n'était pas suffisante pour résister à la force de poussée dynamique latérale (figure II.10) [15].



Figure II.10: Mouvement vers l'extérieur de mur gravitaire le long du joint de construction.

Un cas d'un mur de soutènement construit sur la faille de Che-Lung-Pu a été endommagé considérablement par la rupture de la faille. Durant le tremblement de terre, le déplacement vertical du mur suspendu a soulevé le remblai, causant le renversement du mur. Le déplacement horizontal du mur suspendu a produit un glissement du mur, et le sol en avant du pied s'est soulevé (Figure II.11) [22] .



Figure II.11: Glissement et renversement de la paroi de soutènement

-Un cas d'un mur de soutènement qui s'est affaissé de façon significative et qui s'est incliné autour de son pied. Une analyse séismique du mur a indiqué que, sous la même accélération horizontale, le coefficient de sécurité contre la rupture en capacité portante de la fondation était plus faible que contre le renversement et le glissement (Figure II.12) [22].



Figure II.12 : Renversement de mur gravitaire

II.4) Modes de rupture des ouvrages de soutènement en statique :

Pour la conception des murs de soutènement, il est nécessaire de définir **la rupture** et de savoir comment les murs peuvent s'effondrer [1].

Pendant un tremblement de terre, cependant, les forces d'inertie et les variations de résistance du sol peuvent constituer une perte de l'équilibre et de provoquer une déformation permanente.

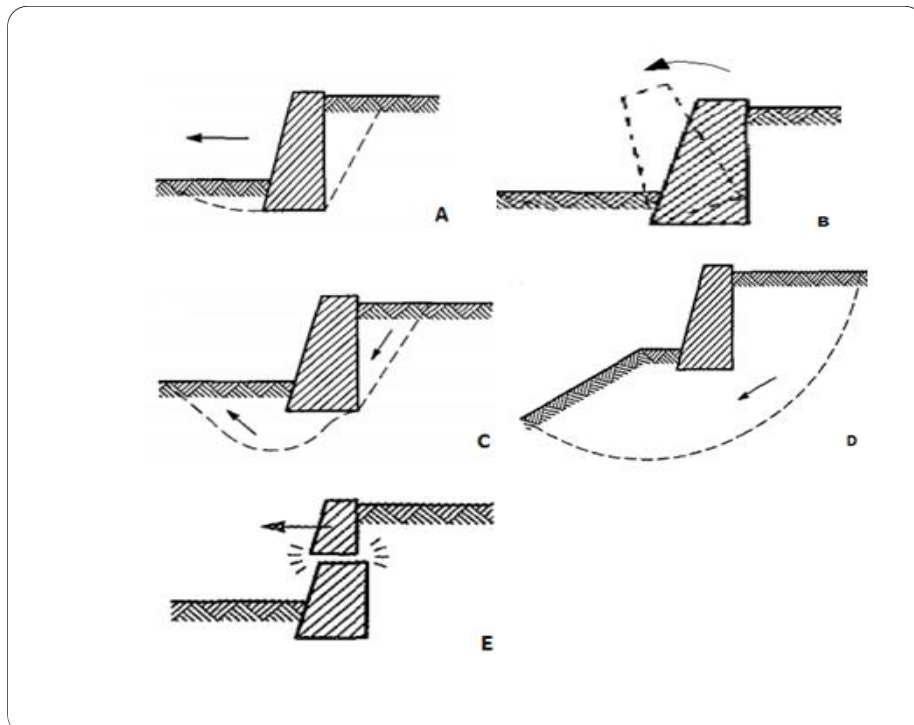


Figure II.13: Modes de rupture des ouvrages de soutènement

N.B. : Les quatre premiers types de rupture sont relatifs à l'instabilité externe de l'ouvrage, la rupture des éléments structuraux constituant l'instabilité interne.

En principe cinq modes de rupture peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement

- ✓ Le glissement de l'ouvrage sur sa base. (Figure A)
- ✓ Le renversement de l'ouvrage. (Figure B)
- ✓ Le poinçonnement du sol de fondation. (Figure C)
- ✓ Le grand glissement englobant l'ouvrage. (Figure D)
- ✓ La rupture des éléments structuraux de l'ouvrage. (Figure E)

II.5) prédimensionnement les murs de soutènement

Le calcul complet d'un mur de soutènement est une étude assez laborieuse, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandant une succession de calculs longs et itératifs.

Aussi pour arriver de la façon la plus rapide aux bons résultats, il est important de prédimensionner de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur.

Pour l'étude et la réalisation des murs courants en béton armé, des règles simples de l'art en vigueur ont été éditées dans divers guides pour leur conception qui demandent à être adaptés aux nouvelles règles Eurocodes.

Le prédimensionnement des murs de soutènement permet de vérifier leur stabilité externe, justifier les sections de béton, réaliser le calcul du ferrailage dans des sections (uniquement pour les murs en T) et d'optimiser les dimensions du mur (patin, talon, semelle pour les murs en T - fruit avant, base pour les murs poids [23].

Le dimensionnement géométrique d'un mur de soutènement en béton armé est présenté généralement par les méthodes suivantes :

II.5.1) la méthode (SETRA)

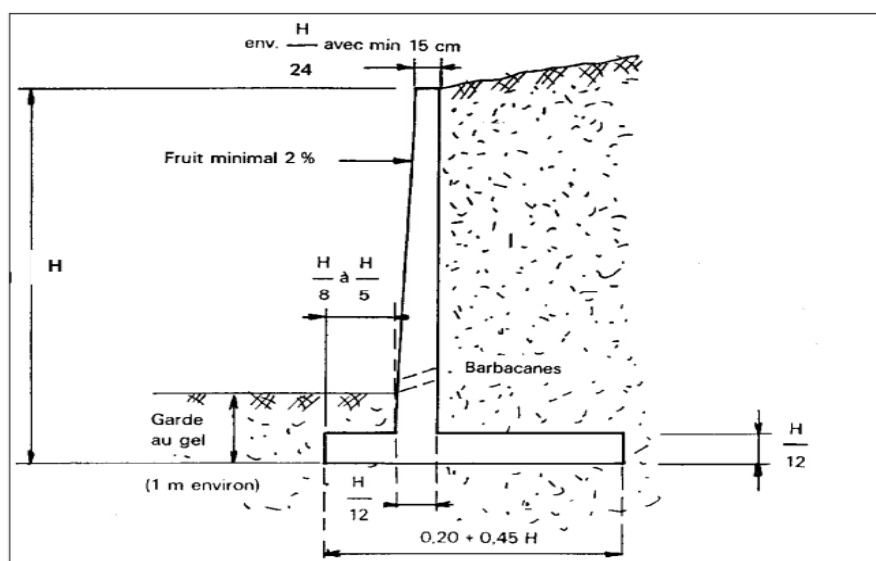


Figure II.14: Prédimensionnement d'un mur de soutènement selon SETRA [17].

Il est prudent de majorer de 15 % la largeur de semelle ainsi déterminée, car elle ne permet pas toujours de satisfaire les vérifications de la stabilité externe.

Il est aussi encore possible dans une première approche d'utiliser les anciens abaques du CEREMA SETRA (dossier MUR 73).

II.5.2) La méthode classique de dimensionnement (BAEL91)

Le méthode BAEL91 pour l'étude et la réalisation des soutènements donne quelques règles simples pour les murs-cantilever en béton armé.

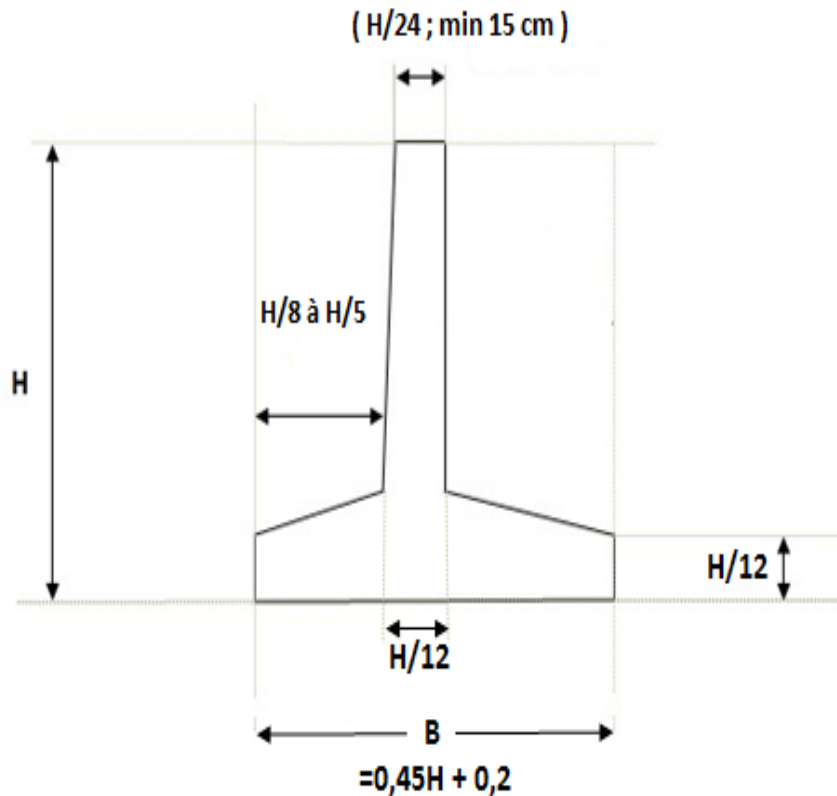


Figure II.15 : Pré dimensionnement d'un mur de soutènement selon BAEL91 [11].

II.6) Conclusion

La connaissance du comportement des ouvrages de soutènement sous l'action d'un séisme a beaucoup progressé depuis une trentaine d'années. Dans ce chapitre, on a présenté un état de connaissances sur le thème, divisé en deux grandes parties.

-Une présentation des principaux types de mur de soutènement (typologie) et les cas historiques de rupture des murs et notamment l'évaluation des mécanismes de rupture.

Chapitre III

Théories de calcul statique et dynamique des pressions des terres

III.1) Introduction

Le comportement des murs de soutènement dépend des pressions totales latérales des terres qui se développent au cours des secousses sismiques.

Ces pressions totales comprennent à la fois les pressions statiques qui existent avant qu'un séisme se produit, et les pressions dynamiques transitoires induites par le séisme.

De plus la réponse d'un mur est influencée par les deux [24].

Les pressions statiques des terres sur les structures de soutènement sont fortement influencées par le déplacement relatif entre le mur et le sol. Suivant ce déplacement, le sol se trouvera en équilibre de poussée (état actif) ou de butée (état passif) [26].

- ❖ Les pressions des terres actives (poussée) se développent lorsque le mur de soutènement se déplace loin du sol derrière lui, induisant des déformations latérales en extension dans le sol (Figure III.1b).
- ❖ Les pressions des terres passives (butée) se développent lorsque le mur de soutènement se déplace vers le sol, produisant ainsi des déformations latérales de compression dans le sol (Figure III.1a).

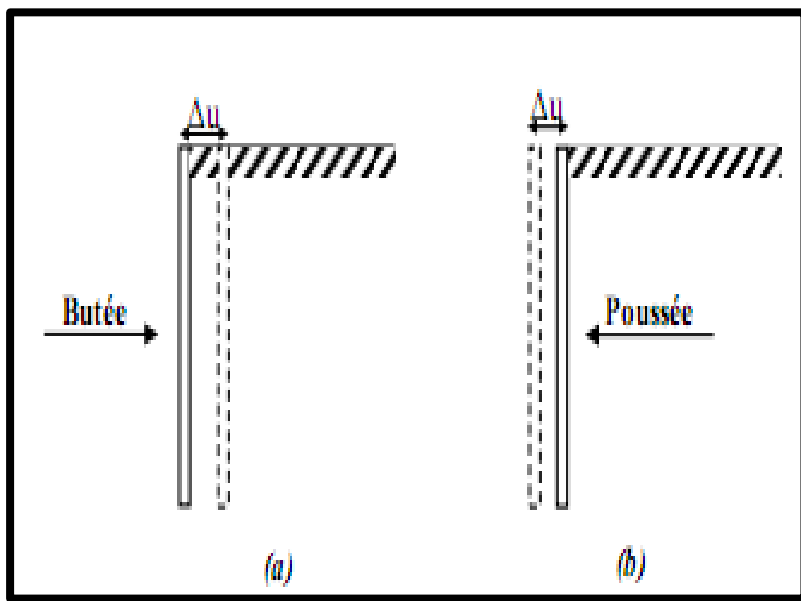


Figure III.1: (a) Etat de butée et (b) Etat de poussée.

III.2) METHODES DE CALCUL DES FORCES DE POUSSEE STATIQUE

Il existe plusieurs méthodes analytiques permettant l'évaluation de la poussée et de la butée sur un écran.

Actuellement, des logiciels professionnels disponibles sur le marché permettent le calcul des cas de géométrie tridimensionnelle et des cas d'interaction complexe. Ces logiciels utilisent la méthode des éléments finis, la méthode des différences finies ou la méthode des éléments distincts.

III.2.1) -Théorie de Coulomb (1773).

C'est Coulomb (1776) [25] qui, le premier, a mis au point une méthode de calcul des murs de soutènement. A l'heure actuelle, la méthode de Coulomb est universellement employée, principalement aux Etats-Unis, en raison de sa simplicité théorique et pratique.

❖ Hypothèses.

La théorie de Coulomb repose sur deux hypothèses :

- Le sol se rompt suivant une surface de rupture plane ;
- La force agissante sur le mur a une direction connue. En d'autres termes, cela signifie que l'angle de frottement δ entre l'écran et le mur est connu.

Ces deux hypothèses faites, la force agissante sur le mur est calculée par de simples considérations d'équilibre (limite) statique à partir d'une règle d'extremum. Les étapes principales dans la méthode d'équilibre limite sont :

- ✓ Sélection d'un mécanisme de rupture plausible ;
- ✓ Détermination des forces agissantes sur la surface de rupture ;
- ✓ Utiliser les équations d'équilibre pour déterminer la force extrême agissante entre le mur et le sol.

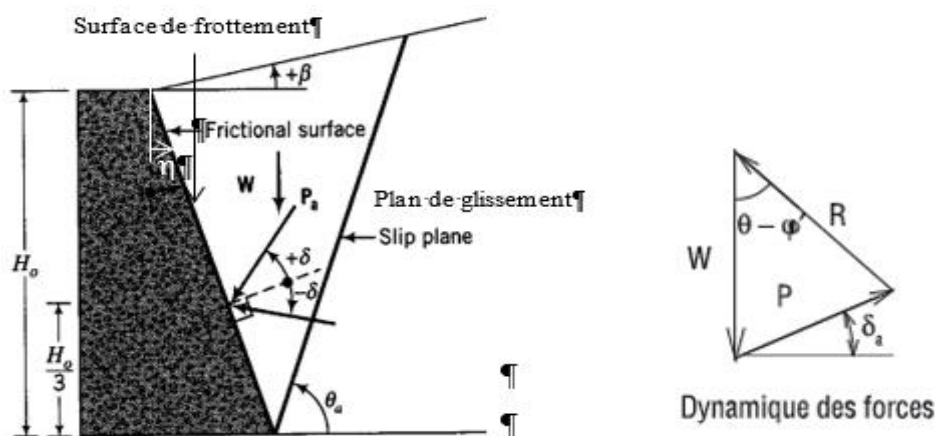


Figure III.2: Calcul de la poussée et butée sur un mur frottant incliner avec la méthode de Coulomb [25].

Sous des conditions de pression active, la poussée sur un mur avec la géométrie présentée dans la (figure II.3.a) est obtenue à partir de l'équilibre des forces (Figure II.3.b). Pour la surface de rupture critique, la poussée sur un mur soutenant un sol sans cohésion peut être exprimée comme suit :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma K_{ac} H^2 \quad \dots \dots \text{(III.1)}$$

$$K_{ac} = \frac{\cos^2(\phi' - \eta)}{\cos^2 \eta \cos(\eta + \delta) \left[1 + \left\{ \frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta)}{\cos(\eta + \delta) \cos(\eta - \beta)} \right\}^{1/2} \right]^2} \quad \dots \dots \text{(III.2)}$$

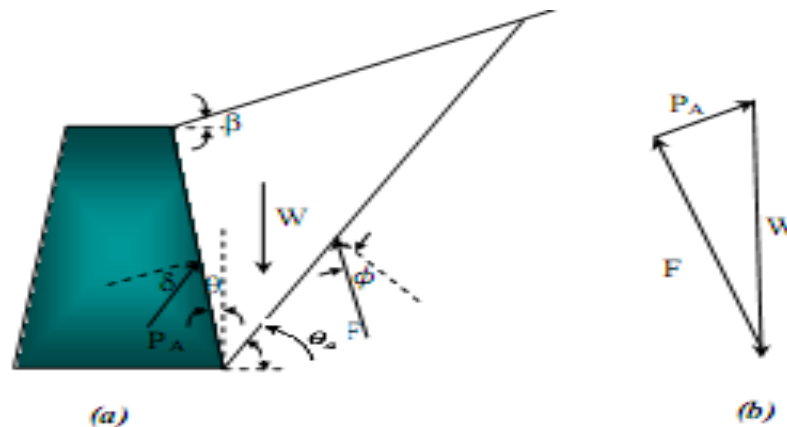


Figure III.3: (a) Coin actif de Coulomb limité par la surface du remblai, la surface de rupture et le mur (b) polygone des forces du coin actif de Coulomb.

La théorie de Coulomb ne fait pas explicitement prévoir la distribution de la poussée, mais elle peut être démontrée qu'elle est triangulaire pour les surfaces de remblai horizontales, sans charges de surface. Dans tels cas, P_a agit en un point situé à $H/3$ à partir de la base d'un mur de hauteur H [27].

III.2.2) Méthode de Rankine (1860)

Rankine (1857) a développé le procédé le plus simple pour le calcul des pressions des terres active et passive. Il pouvait rendre le problème des pressions latérales des terres déterministes et calculer directement la pression statique agissant sur les murs de soutènement [28].

❖ Hypothèses [29].

- Le sol est homogène et isotrope.
- Le mur ne modifie pas la répartition des contraintes verticales dans le sol.

- L'état d'équilibre est identique pour tous les points situés à une même profondeur massive à surface libre plane.

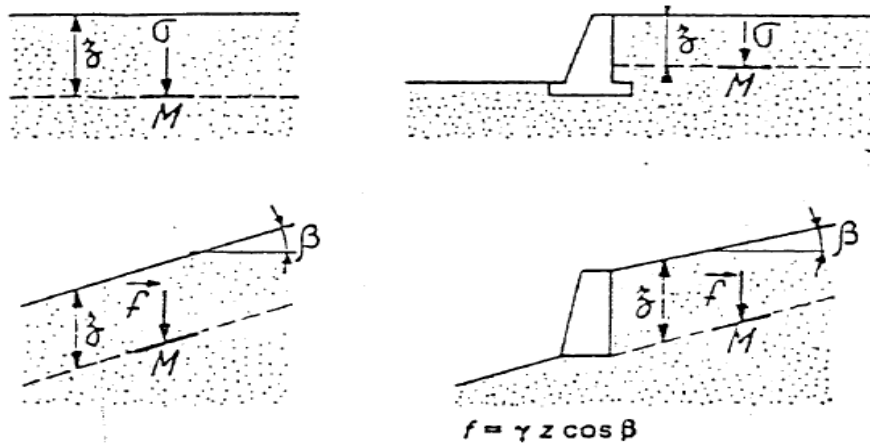


Figure III.4: Hypothèse de Rankine

L'inconvénient de cette hypothèse est qu'on impose la direction de la contrainte qui s'exerce sur l'écran en tout point et qu'on ne tient pas compte de la valeur du frottement entre l'écran et le sol. Ainsi, la théorie de Rankine suppose que le frottement entre l'écran et le sol est nul.

III.2.3) Forces de poussée

➤ Massif pulvérulent à surface horizontale

Considérons un talus vertical soutenu par un écran. La figure présente le cercle de Mohr de l'état de contraintes d'un point du massif en contact avec l'écran.

Si l'écran est fixe, la pression du sol sur l'écran est égale à la contrainte horizontale au repos du massif. Ainsi :

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v \quad \dots \dots (III.3)$$

Si, on laisse l'écran se déplacer vers le vide, le sol a tendance à le suivre ce mouvement et la contrainte horizontale diminue et finissent par atteindre le critère de rupture (Figure III.5) à une valeur limite $(\sigma'_h)_a$. Le sol ne peut plus se décompresser davantage sans se rompre. Juste avant la rupture, un nouvel état d'équilibre limite, qualifié d'inférieur par Rankine, est atteint : c'est

l'état d'équilibre limite actif. La valeur minimale du $\frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$ est appelée coefficient de poussée **K_a**

$$\text{Ainsi :} \quad (\sigma'_h)_a = K_a \cdot \sigma'_v \quad \dots \dots (III.4)$$

Les hypothèses : $\lambda = \beta = \delta a = \delta p = 0$ (pas de frottement sol-écran)

De simples considérations trigonométriques permettent de calculer les coefficients de poussée K_a et K_p . En écrivant $IA = OA \sin \varphi'$

$$\frac{\sigma'_v - (\sigma'_h)_a}{2} = \frac{\sigma'_v + (\sigma'_h)_a}{2} \cdot \sin \varphi' \quad \dots (III.5)$$

Généralement, on exprime plutôt en fonction de l'arc moitié $\phi/2$.

$$(\sigma'_h)_a = \sigma'_v \cdot \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad \dots (III.6)$$

On obtient

$$K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad \dots (III.7)$$

De même manière, on peut montrer que :

$$K_p = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) = \frac{1}{K_a} \quad \dots (III.8)$$

Les résultantes de pression (forces de poussée et butée) sont, respectivement, exprimées par les formules suivantes :

$$Pa = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \quad \dots (III.9)$$

$$Pp = \frac{1}{2} K_p \cdot \gamma \cdot H^2 \quad \dots (III.10)$$

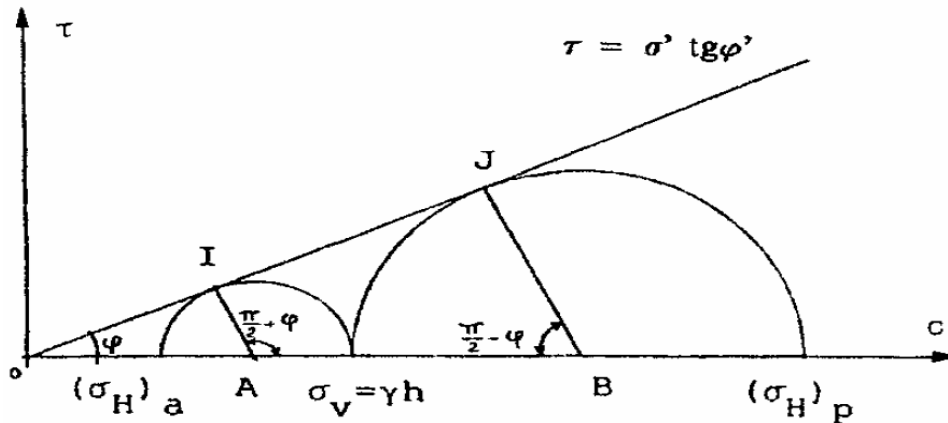


Figure III.5: Evolution des contraintes en états de poussée et de butée ($c=0$)

III.3) METHODES DE CALCUL DES FORCES DE POUSSEE DYNAMIQUE

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

Cette interaction se traduit principalement par l'estimation de l'augmentation des pressions de terre sur le mur (c.-à-d. force de poussée) lors des séismes [2].

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

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

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

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

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

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

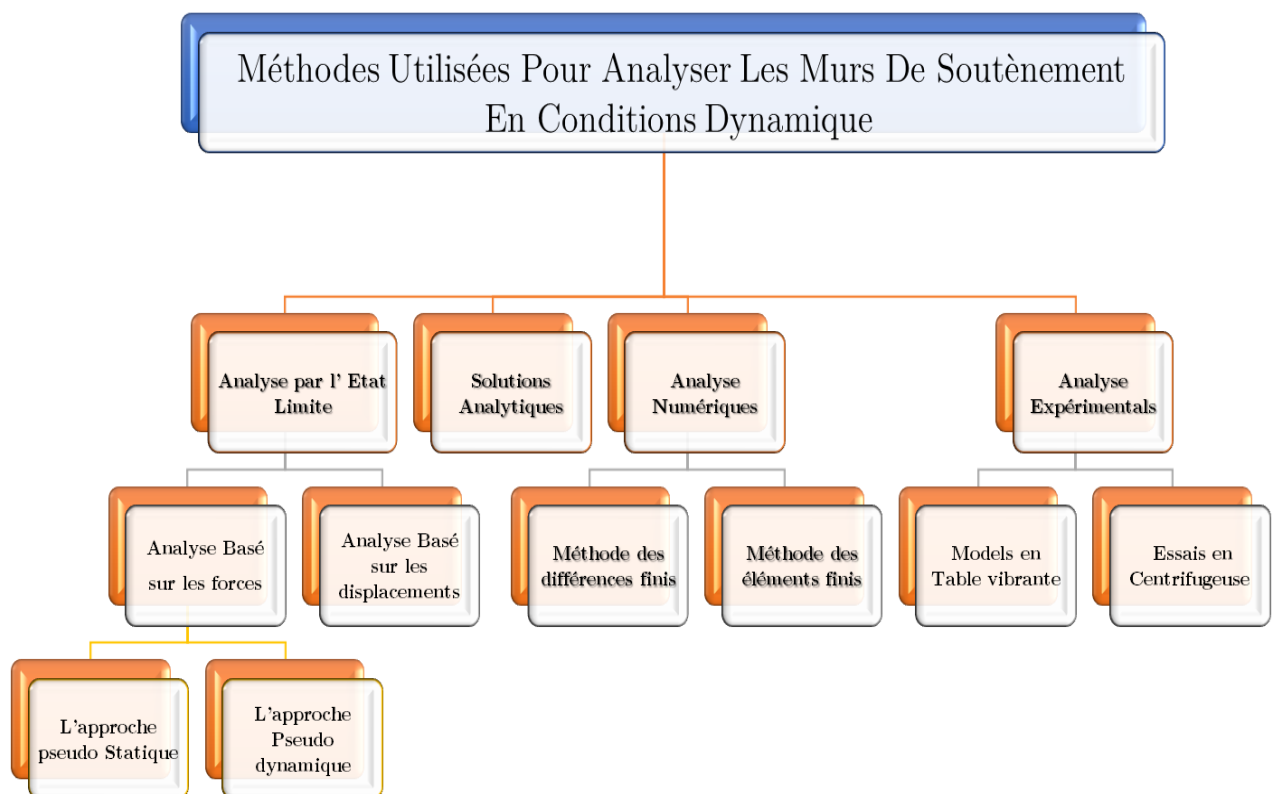


Figure III.6 : Méthodes de calculs.

II.3.1) ANALYSE D'ETATS LIMITES

❖ L'approche pseudo-statique

La stabilité sismique des structures de soutènement est généralement analysée par une approche pseudo-statique dont les effets de l'action sismique sont exprimés par des accélérations constantes horizontales et verticales attachées à la masse du sol.

La forme commune d'analyse pseudo-statique considère les effets du séisme par les accélérations pseudo-statiques qui produisent des forces d'inertie F_h et F_v qui agissent dans le centre de gravité de la masse du sol en rupture dans les directions horizontale et verticale respectivement. Les grandeurs de ces forces sont [15] :

$$F_h = \frac{a_h \cdot W}{g} = K_h \cdot W \quad \dots \text{ (III.11)}$$

$$F_v = \frac{a_v \cdot W}{g} = K_v \cdot W \quad \dots \text{ (III.12)}$$

Où a_h et a_v sont les accélérations pseudo-statiques horizontale et verticale.

K_h et K_v les coefficients d'accélérations pseudo-statiques horizontale et verticale.

W : le poids du coin du sol en rupture.

Une analyse pseudo-statique est relativement simple. La représentation des effets complexes, transitoires et dynamiques du séisme par une accélération pseudo-statique constante et unidirectionnelle est évidemment tout à fait simple. Les expériences ont montré que l'analyse pseudo-statique peut être incertaine pour les sols qui subissent une augmentation importante des pressions.

III.3.1.1) -Mononobe-Okabe (1926.1929).

Okabe (1926) [31], Mononobe [30] étaient les premiers pionniers qui ont obtenu les coefficients actifs et passifs de pression des terres dans des conditions sismiques. C'était une prolongation directe de la théorie de Coulomb. Pour déterminer les pressions des terres en considérant l'équilibre des forces d'un coin triangulaire en rupture. La méthode est maintenant connue sous le nom de la méthode de Mononobe – Okabe.

❖ Hypothèses

L'approche de Mononobe-Okabe fournit une bonne évaluation de la grandeur de la force dynamique maximale agissant sur un mur de soutènement. Cependant, la méthode est basée sur les hypothèses fondamentales suivantes [20] :

1. Le mur est suffisamment déformé à l'extérieur pour produire une pression des terres minimale (active).

2. Un coin de sol, avec une surface de glissement plane passant par la base du mur, est sur le point de rupture avec une résistance au cisaillement maximale mobilisée sur le long de la surface.
3. Le sol derrière le mur se comporte comme corps rigide de sorte que l'accélération puisse être supposée être uniforme dans tout le remblai à l'instant de rupture.
4. Le sol du remblai est homogène, sec et sans cohésion.
5. L'analyse pseudo-statique est réalisée à partir de la théorie de l'état limite.

La poussée totale active et passive peut être exprimée sous une forme semblable à celle développée pour des conditions statiques, qui est :

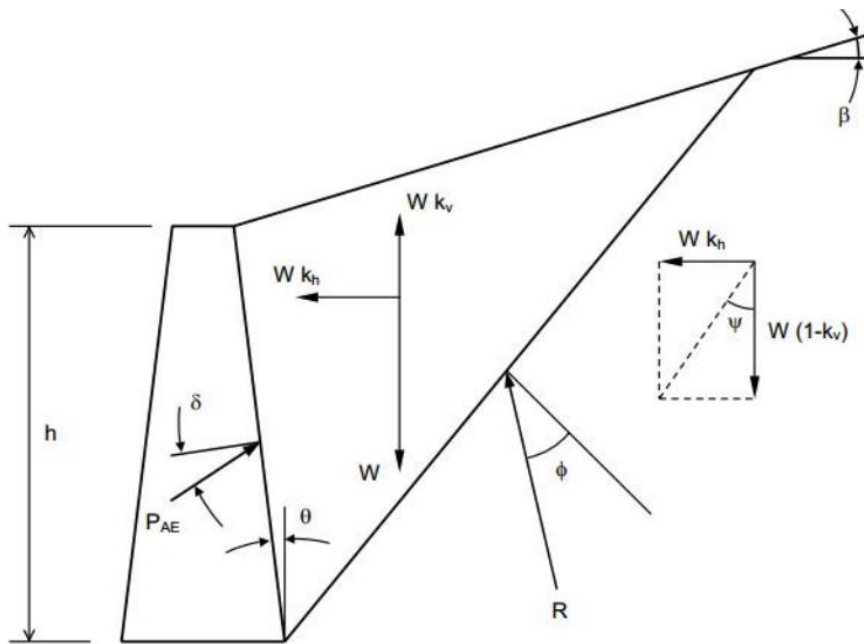


Figure III.7 : Approche de Mononobe-Okabe.

La relation de Mononobe-Okabe de P_{AE} pour un remblai sec, est donnée par :

$$P_{AE} = K_{AE} \cdot \frac{1}{2} [\gamma(1 - K_v)] H^2 \quad \dots \dots \text{(III.13)}$$

Elle agit sous un angle δ de la normale du parement intérieur du mur de la hauteur H. Le coefficient de poussée dynamique, K_{AE} est égal à :

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \psi - \theta)}{\cos \psi \cos^2 \theta (\psi + \theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \psi - \beta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad \dots \dots \text{(III.14)}$$

γ : est le poids spécifique du sol.

H : est la hauteur du mur.

K_{AE} : sont les coefficients dynamiques actif et passif de pression des terres.

φ : est l'angle de frottement interne du sol.

δ : est l'angle de frottement du mur.

β : est l'inclinaison du mur par rapport à la verticale.

θ : est l'inclinaison du sol par rapport à l'horizontale $\text{arctg} \left(\frac{kh}{1-kv} \right)$

Ψ : est l'angle entre le poids et la force d'inertie égale à :

L'angle d'inertie sismique, représente l'angle avec lequel, la résultante de la force de pesanteur et des forces d'inertie s'est tournée à partir de la verticale.

Dans le cas d'un mur vertical ($\theta = 0$) soutenant un remblai horizontal ($\beta = 0$), l'équation devient :

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \psi)}{\cos \psi \cos(\psi + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \psi)}{\cos(\delta + \psi)}} \right]^2} \dots (III.15)$$

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

Avec : $\phi - \beta \geq \psi$, et $\gamma = \gamma_d$

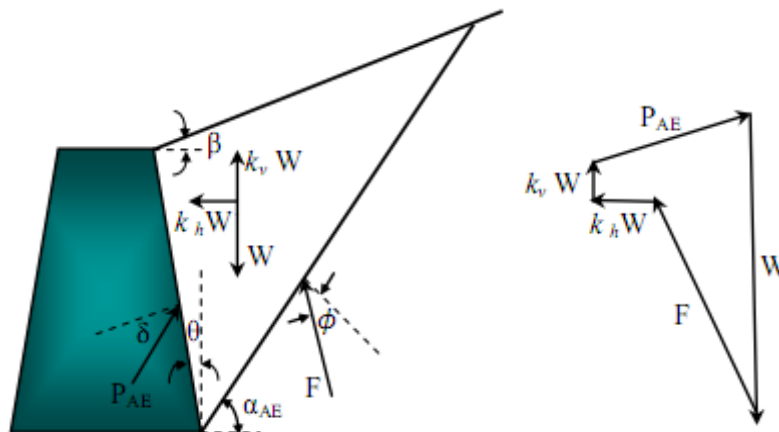


Figure III.8 : La surface de rupture et les forces considérées dans l'analyse de Mononobe-Okabe dans le cas actif.

La composante horizontale de la force P_{AE} peut être exprimée comme P_{AEh}

Où :

$$P_{AEh} = P_{AE} \cos(\delta + \beta)$$

$$P_{AEh} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) \cdot K_{AE} \cos(\delta + \beta) \quad \dots \dots \text{(III.17)}$$

$$P_{AEv} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) \cdot K_{AE} \sin(\delta + \beta) \quad \dots \dots \text{(III.18)}$$

Pour mur avec face intérieure verticale qui est $\beta = 0$

$$P_{AEh} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) \cdot K_{AE} \cos(\beta) \quad \dots \dots \text{(III.19)}$$

$$P_{AEv} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) \cdot K_{AE} \sin(\beta) \quad \dots \dots \text{(III.20)}$$

Les analyses de Mononobe-Okabe montrent lorsque k_v est pris d'un demi à deux tiers de la valeur de k_h affecte la pression active ou passive totale par moins que 10%. Seed et Whitman (1970), ont conclu que les accélérations verticales peuvent être ignorées quand la méthode de Mononobe-Okabe est employée pour estimer la pression totale pour des conceptions typiques du mur.

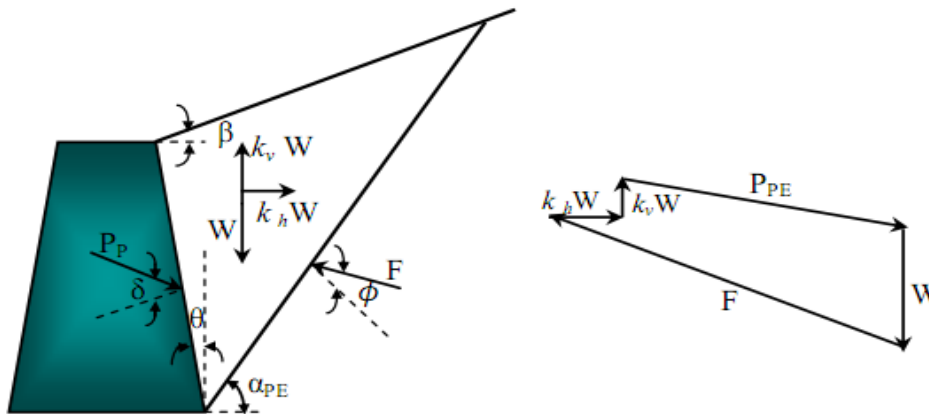


Figure III.9 : La surface de rupture et les forces considérées dans l'analyse de Mononobe-Okabe dans le cas passif.

III.3.1.2) Seed et Whitman (1970).

Une procédure simplifiée pour calculer la pression active dynamique des terres, sur un mur vertical maintient un remblai sec, est présenté par Seed & Whitman (1970) [32].

Ils ont considéré un mur vertical ($\beta = 0$) supportant un remblai pulvérulent horizontal ($\beta = 0$) avec ($\phi = 35^\circ$), ($\delta = \phi / 2$) et ($K_v = 0$), la force de pression active dynamique des terres est donnée par :

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \quad \dots \dots \text{(III.21)}$$

Où, l'incrément de cette force est donné par :

$$\Delta P_{AE} = \Delta K_{AE} \cdot \frac{1}{2} \gamma_i H^2 \quad \dots \dots \text{(III.22)}$$

Le coefficient de pression active dynamique des terres est égal à :

$$K_{AE} = K_A + \Delta K_{AE} \quad \dots (III.23)$$

où

$$\Delta K_{AE} = \frac{3}{4} K_h \quad \dots (III.24)$$

En procédant la méthode simplifiée, K_A et P_A agit à $\frac{H}{3}$ au-dessus du talon du mur, et ΔP_{AE} agit à une hauteur $0,6H$. P_{AE} agit à une hauteur, Y qui s'étend de $\frac{H}{3}$ à $0,6H$ (figure III.10), calculée comme suit :

$$Y = \frac{P_A \left(\frac{H}{3} \right) + \Delta P_{AE} (0,6H)}{P_{AE}} \quad \dots (III.25)$$

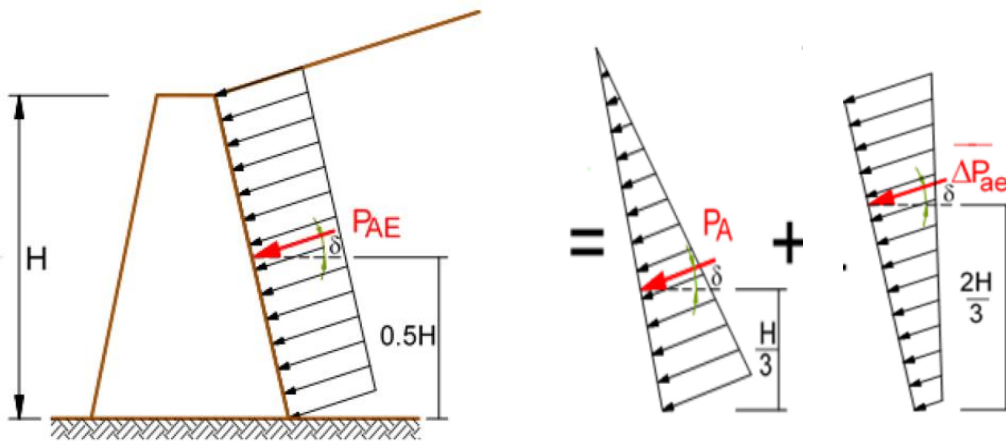


Figure III.10 : Force de pression active statique et dynamique incrémentale, pour un remblai sec, d'après Ebeling & Morrison (1992).

Des résultats fournis à partir des essais des tables vibrantes, effectués sur des modèles réduits des murs maintiennent des sables denses (Matsuzawa, Ishibashi & Kawamura, 1985), montrent que ΔP_{AE} agit à une hauteur entre $0,43H$ et $0,58H$, selon le mode du mouvement du mur qui se produit pendant la secousse.

III.3.1.3) -REGLEMENTATION PARASISMIQUE ALGERIENNE RPOA 2008.

La réglementation parasismique d'ouvrage d'art (RPOA version 2008) repose sur plusieurs éléments [18] :

- Découpage du territoire en plusieurs zones d'activité sismique à l'intérieur desquelles est définie une accélération sismique ;

- Prise en compte de la géologie des formations qui subissent l'accélération sismique ;
- Caractérisation du degré de risque acceptable par type d'ouvrages ;
- Calculs basés sur l'approche pseudo-statique qui constitue un modèle acceptable pour les besoins de la statique.

Coefficients sismiques de calcul

Le RPOA (version 2008) définit les coefficients pseudo-statiques horizontaux k_h et vertical k_v à prendre en compte dans un calcul de stabilité sismique des murs de soutènement :

$$K_h = A \text{ (\%g)} \quad \dots \text{ (III.26)}$$

$$K_v = \pm 0.3 k_h \quad \dots \text{ (III.27)}$$

Ces coefficients sont appliqués au mur et au remblai retenu ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai selon les combinaisons (k_h, k_v) et (k_h, k_v) .

Le coefficient A, appelé coefficient d'accélération de zone, est fonction de la zone sismique et du groupe d'ouvrages considérés.

Tableau III.1 : Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPOA (version 2008)

Zone \ Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Calcul des murs de soutènement sous l'action sismique

L'article 10.4.1 du RPOA préconise que les murs de soutènement en béton armé dont la hauteur est inférieure ou égale à 6 mètres peuvent être justifiés sous sollicitations sismiques avec un calcul statique équivalent en utilisant la pression active dynamique globale du sol qui s'exerce à l'arrière du mur et qui est donnée par :

$$P_{ad} = 1/2 K_{ad} (1 \pm k_v) \cdot \gamma \cdot H^2 \quad \dots \text{ (III.28)}$$

Avec :

K_{ad} : coefficient de poussée des terres (statique et dynamique)

γ : Poids volumique du sol de remblai

φ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion du mur sur laquelle s'exerce P_{ad}

H : hauteur du mur

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontale

θ : Arc tg $k_h ((1+k_v))$.

Lorsque le remblai supporte une surcharge verticale uniforme q , la poussée dynamique est égale à :

$$P_{ad}(q) = K_{ad} (1 \pm k_v) \cdot q \cdot H / \cos \beta \quad \dots \dots \text{(III.29)}$$

– Le prisme de rupture derrière le mur et délimité par cette surface se comporte comme un corps rigide.

– La fiction du sol est entièrement mobilisée le long de cette surface de rupture.

– L'analyse pseudo statique est réalisée à partir de la théorie de l'état limite.

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

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

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

III .3.2) Analyses numériques

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

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

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

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

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

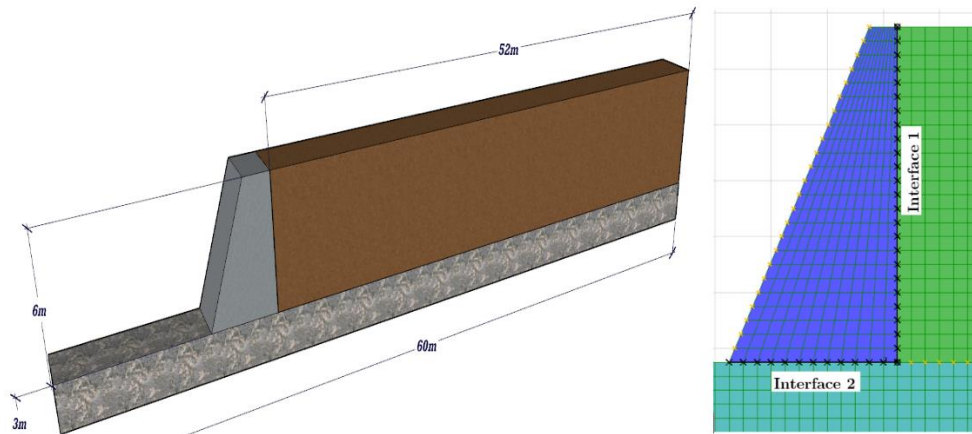


Figure III.11 : Exemple mur en model numérique

III.4) CONCLUSION.

Au contraire à la théorie de Rankine, la théorie de Coulomb peut être utilisée pour prédire les Poussées du sol sur les murs avec des remblais de pentes irrégulières, des charges concentrées Sur la surface du remblai et des forces d'infiltration.

En considérant le sol au-dessus d'un plan de rupture potentiel comme corps libre et en incluant les forces dues aux charges concentrées.

Les procédures pour l'estimation des poussées sur les murs de soutènement décrites Précédemment ont été limitées aux cas de remblai sec.

L'analyse pseudo-statique peut déterminer le point d'action de cette force le long du parement intérieur du mur.

L'équation de Mononobe-Okobe n'est rien de plus que l'équation de Coulomb pour la pression de terre active, la méthode de M-O comme la méthode de coulomb, ont les mêmes limitations. Commenant par l'hypothèse que les lignes de rupture à travers le remblai sont supposées droites, l'exigence qu'il doit bien y avoir des conditions actives donc un déplacement initial est nécessaire.

La méthode d'équilibre limite et celle d'analyse limite sont pratiquement identiques, quand le mur est approximativement vertical et l'angle de frottement interne du remblai est plus grand que zéro, et la ligne de glissement est pratiquement plane. Pour les murs lisses, la surface de glissement est pratiquement plane et les différentes méthodes donnent des résultats presque identiques. Des essais expérimentaux et des analyses par éléments finis ou différences finis peuvent être employées pour estimer les pressions, les surpressions interstitielles et les forces dynamiques agissantes sur les murs, et elles donnent des résultats acceptables et réalistes par rapport ceux analytique.

Chapitre IV

Modélisation

Numérique

V.1) Introduction :

La conception des structures de soutènement sous l'action d'un tremblement de terre est encore un art en évolution. Les secousses sismiques violentes induisent souvent la rupture des structures de soutènement.

Comme on va le montrer, avec peu de bibliographie et de comparaison avec des ouvrages auscultés et observés dans la littérature, les méthodes de calcul théorique disponibles semblent limitées pour traiter ISS complexe.

Une investigation par la méthode numérique est donc nécessaire pour bien comprendre ce comportement complexe et évaluer les déplacements et les pressions derrière le mur

Des études paramétriques ont été effectuées afin de voir l'influence de chaque paramètre sur la réponse dynamique du mur, en comparant les différentes approches pour définir le domaine d'application pour chaque cas.

Pour atteindre nos objectifs, des approches sont effectuées en utilisant le code en différence finis Flac2D

IV.2) Analyse pseudo statique par Flac

Une analyse pseudo-statique a été effectuée avec le logiciel FLAC2D respectant les hypothèses de la méthode analytique

Des comparaisons avec les calculs analytiques de M-O (1929) et de S-W (1970) ont été réalisées afin de comparer et d'évaluer :

- Les pressions actives dynamiques
- Les mécanismes de rupture probable
- L'effet de choix des coefficients K_h sur les différents résultats model propose.

Le modèle proposé est montré sur la figure IV.1. Ce modèle est composé d'un mur en béton et deux types de sols ; le sol de fondation et celui du remblai. Pour le remblai, une hauteur de 6m a été choisie. Le profil du sol de fondation est modélisé avec une couche horizontale d'une profondeur totale de 3m. La valeur moyenne de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement V_s sur les 30 premiers mètres de profondeur (V_{s30}) est choisie comme paramètre pour classier les sols.

Dans le sens horizontal, la longueur du sol de fondation est de 60m et celle du remblai derrière le mur est de 52m.

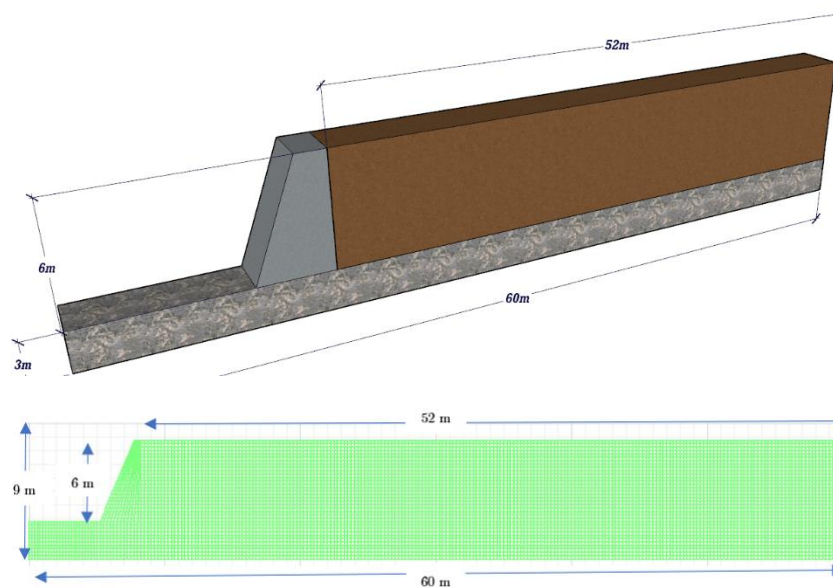


Figure IV.1 : Schématisation du modèle de mur de soutènement proposé (en 3D).

IV.3) Matériaux considérés

Comme évoqué précédemment, le modèle est composé d'un mur en béton et de deux types de sols, le sol de fondation et celui du remblai. Les caractéristiques des matériaux utilisés sont données dans le tableau 6-1.

- **Mur en béton**

Le mur est considéré rigide avec un comportement élastique isotrope. Le module de cisaillement G_b est égal à $2E+09Pa$ et son poids volumique $\gamma_b = 24 \text{ kN/m}^3$.

- **Remblai**

Pour le sol du remblai derrière le mur, nous avons considéré un matériau homogène granulaire avec une épaisseur de 6m.

- **Sol de fondation**

Pour le sol de fondation, nous avons choisi un profil de sol rocheux, pour modéliser le substratum rocheux, selon le contraste d'impédance entre celui-ci et le sol avoisinant, le substratum est considéré « rigide », c'est-à-dire, ses caractéristiques mécaniques (p. ex. E , V_s) sont très grandes par rapport aux caractéristiques du sol.

Tableau IV.1 : Paramètres des Matériaux considérés

MATÉRIAUX & MODÈLE	ρ (KG/M ³)	G [PA]	B [PA]	C	φ
REMBLAI (CRITERES MOHR-COULOMB)	1800	8 E+6	1.33E+07	0	31°
FONDATION (ROCHE) (ÉLASTIQUE)	2500	2.5E+09	3.5 E+09	/	/
MUR (ÉLASTIQUE)	2400	2 E+09	3 E+09	/	/

IV.4) Condition aux limites et chargements

La base du model est fixée dans tous les directions empêcher l'effet de la fondation sur le sol de remblai. Les frontières latérales sont fixées selon la direction Y. L'idée principale pour élaborer une analyse pseudo-statique par un logiciel, est de manipuler la gravité. On ajoute une composante horizontale de gravité. A noter que l'orientation et la magnitude de la gravité, représentée dans la figure, indiquent l'effet de la composante d'accélération pseudo statique.

Le système donc est soumis à des différents séismes. Ces derniers sont représentés par les différentes valeurs des coefficients pseudo-statiques horizontale $K_h = 0.1 ; 0.2 ; 0.3 ; 0.4 ; 0.5$ et un coefficient vertical K_v nul.

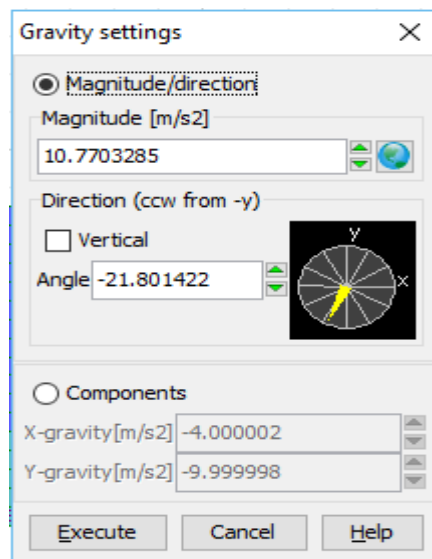
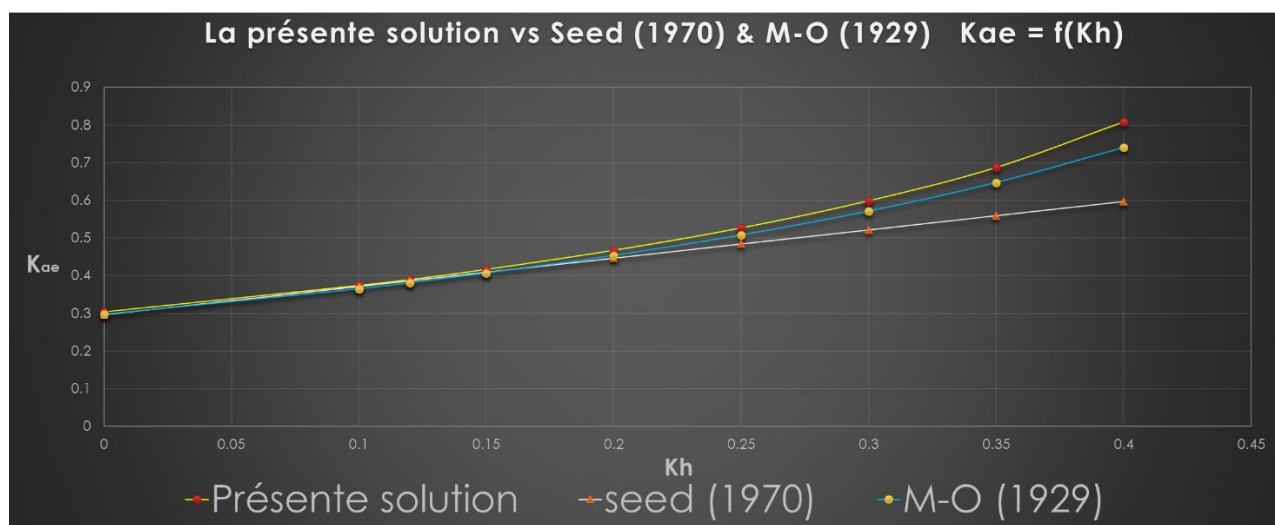


Figure IV.2 : Contrôle des coefficients d'accélération pseudo-statique

IV.5) Résultats

Pression dynamique



- Nous remarquons, tout d'abord, que toutes les courbes sont croissantes :
- On constate que si K_h augmente, la pression augmente pour toutes les approches de calcul.
- le coefficient de pression dynamique augmente avec le niveau d'accélération
- Nous remarquons, tout d'abord, que toutes les courbes sont croissantes :
- le coefficient de pression dynamique augmente avec le niveau d'accélération
- Le calcul se basant sur la méthode analytique de M-O et le calcul obtenu par la méthode pseudo-statique sont semblable

Les plans de rupture

-A partir de l'analyse pseudo statique on distingue :

- ❖ Un mécanisme plan de rupture très clair présenté par des déformations en cisaillement et des déplacements latéraux du mur dus à la translation de tout le bloc.
- ❖ On trouve qu'il y a une relation proportionnelle entre les coefficients pseudo-statiques horizontaux et la surface de rupture traduite par des grands déplacements et des petits angles de rupture.

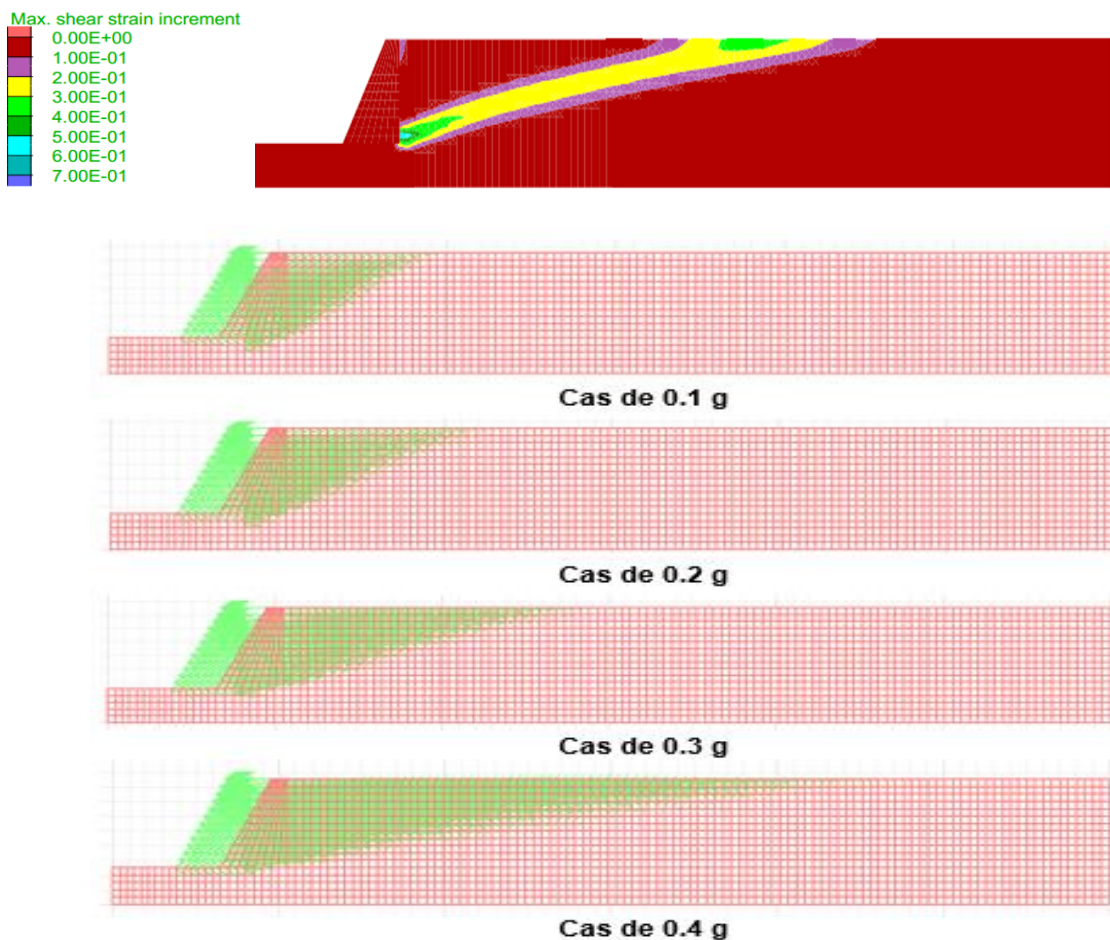


Figure IV.3 : Variation des déplacements avec différents coefficients pseudo-statiques

IV.6) Conclusion

L'équation de Mononobe-Okobe n'est rien de plus que l'équation de Coulomb pour la pression de terre active, la méthode de M-O comme la méthode de coulomb, ont les mêmes limitations. Commenant par l'hypothèse que les lignes de rupture à travers le remblai sont supposées droites, l'exigence qu'il doit bien y avoir des conditions actives donc un déplacement initial est nécessaire.

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

L'approche Pseudo statique a quelques autres limitations. Elle ne tient pas compte de :

- Réponse du système à un moment donné.
- Augmentation du module avec la profondeur dans le remblai (l'effet de confinement).
- La non-linéarité de sol (l'amortissement)

CONCLUSION GENERALE

Dans cette étude nous a permis de rassembler plusieurs connaissances sur les ouvrages de soutènement, leur comportement et les différentes approches de calcul statique et dynamique. Les contraintes qui s'exercent sur les murs de soutènement sont très importantes, et tout particulièrement lorsqu'il s'agit de retenir du remblai sous sollicitation sismique. La mauvaise mise en œuvre des règles de construction se soldent par une sanction sans appel ; fissuration dans le meilleur des cas, effondrement dans le pire.

L'analyse des mécanismes et des caractéristiques d'un séisme montre que l'action sismique est avant tout définie par un mouvement de sol.

Ce mouvement peut être caractérisé en termes de déplacement, vitesse ou accélération.

Les méthodes utilisées pour estimer l'augmentation des pressions de terre sur le mur en condition dynamique peuvent être classées en quatre groupes principaux ; Analyses d'états limites, Analyses élastiques, Analyses numériques, Analyses expérimentales.

Les méthodes les plus couramment utilisées pour la conception des structures de soutènement dans des conditions sismiques sont basées sur l'équilibre des forces présentée par l'équation de Mononobe-Okabe.

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

Dans plupart de cas, l'accélération de séisme est inférieure à $0,3g$, où la variation des propriétés mécaniques de sol est relativement faible et négligeable par rapport à l'influence de l'augmentation de forces latérales (Okamoto, 1956).

En supposant que les propriétés de sols ne varient pas au cours de séisme, des approximations de pseudo-statique sont proposées, où la méthode de Mononobe-Okabe est mondialement utilisée pour le dimensionnement de mur de soutènement sous charge de séisme.

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

Avec peu de bibliographie et de comparaison avec des ouvrages auscultés et observés dans la littérature, les méthodes de calcul théorique disponibles semblent limitées pour traiter ISS complexe.

Une investigation par la méthode numérique non- linéaire complémentaire à cette étude est donc nécessaire pour bien comprendre ce comportement complexe et évaluer les déplacements et les pressions derrière le mur de soutènements lorsqu'on en prend en compte : L'effet de site, la propagation d'ondes sismiques et le comportement non linéaire du sol afin de voir l'influence de chaque paramètre sur la réponse dynamique du mur, en comparant les différentes approches pour définir le domaine d'application pour chaque cas.

Reference bibliographie

- [1] Zeroual Farida, Etude du comportement d'un mur de soutènement soumis à des sollicitations dynamiques, Mémoire de Magister, université Hadj Lakhdar –Batna
- [2] Bouraoui zakaria, modélisation numérique du comportement dynamique et de la liquéfaction des remblais sous charge sismique, université Mohamed khider-Biskra
- [3] Ali Bouafia : introduction à la dynamique des sols, Tome 2, calcul dynamiques des ouvrages géotechniques. Office des publications universitaires, Alger, 2010.
- [4] Elnashai, A. S., & Di Sarno, L. (2008). Fundamentals of earthquake engineering (p. 347). New York, Wiley.
- [5] <http://musee-sismologie.unistra.fr/comprendre-les-seismes/notions-pour-petits-et-grands/notions-de-base/classer-les-seismes/>
- [6] Boore, D. M., & Bommer, J. J. (2005). Processing of strong-motion accelerograms: needs, options and consequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(2), 93-115.
- [7] Cooley, J. W., & Tukey, J. W. (1965). An algorithm for the machine calculation of complex Fourier series. *Mathematics of computation*, 19(90), 297-301.
- [8] P. Gueguen, Fausse idée revue n° 6 : un bâtiment construit sur du rocher sera plus son Effets de site Institut des Sciences de la Terre - Grenoble, 2009.
- [9] Pecker, A. (1984). Dynamique des sols, presses de l'ENPC.
- [10] ANNANE Abdallah, Mur de soutènement en zone sismique, Université Hadj Lakhdar-Batna.
- [11] M. CAVÉ, M. LEVEILLARD, M. SANDROLINI, M. JALIL, M. PERCHAT et JEAN PERCHAT « Règles BAEL 91 modifiées 99 » Édition 2005.
- [12] <http://www.enpc.fr>
- [13] <http://ndawloane.wixsite.com/tpe-paraique/sismographe>
- [14] P. Balandier, Collection des cahiers parasismiques Cahier 4, Sismologie appliquée a l'usage des architectes et ingénieurs, vol. 148. 2004.
- [15] Pathmanathan, R. (2006). Numerical Modelling of Seismic Behaviour of Earth-Retaining Walls. Rose School, Pavia, Italia.

- [16] Duval, A. M., Bertrand, E., Vidal, S., Sc Delgado, J. (2013). Détection des effets de site sismiques : raise au point de méthodes expérimentales et application à Nice.
- [17] Setra 1998 « les ouvrages de soutènement » Guide de conception général
- [18] RPOA (Version 2008) « Règlement Parasismique Ouvrage d'art Algérien »
- [19] Eurocode 8 (Version 2005) « Calcul des structures pour leur résistance aux séismes », Partie 5 : Fondation, ouvrage de soutènement et aspects géotechniques.
- [20] Nadim, F., & Whitman, R. V. (1983). Seismically induced movement of retaining walls. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(7), 915-931.
- [21] Talatahari, S., Sheikholeslami, R., Shadfaran, M., & Pourbaba, M. (2012). Optimum design of gravity retaining walls using charged system search algorithm. *Mathematical Problems in Engineering*, 2012.
- [22] Fang, Y. S., Yang, Y. C., & Chen, T. J. (2003). Retaining walls damaged in the Chi-Chi earthquake. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(6), 1142-1153.
- [23] Logiciel Mur 2. CEREMA-DTecITM
- [24] Kramer.S.L (1996), "Geotechnical earthquake engineering", Prentice-Hall, New Jersey, pp 466- 505
- [25] Taylor, D., (1948). "Fundamentals of Soil Mechanics", John Wiley & Sons, Inc, New York, pp. 488-491.
- [26] Ali Bouafia : Calcul pratique des fondations et des soutènements, 2Péme Edition revue et corrigée, Office des Publication Universitaire, 02-2009.
- [27] Jean Costet / Guy Sanglerat « Cours pratique de mécanique des sols » troisième édition © BORDAS, Paris, 1983 ISBN2-04-016412-X.
- [28] Rankine W. (1857). "On the stability of loose earth", *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, Vol.147.
- [29] Zerguine Salah : Estimation des pressions actives les murs de soutènement en presence d'eau sous sollicitation sismique, Mémoire de Magister, Université Mohamed Khider – Biskra, Alger, November 2013.
- [30] Mononobe, N., and Matsuo, H., (1929). "On the determination of earth pressure during earthquakes", In *Proceedings of the World Engineering Conference*, Vol. 9, pp. 176.
- [31] Okabe, S., (1926). "General Theory of Earth Pressure", *Journal of the Japanese Society of Civil Engineers*, Tokyo, Japan, Vol. 12, No. 1.
- [32] Arias, A., Sanchez-Sesma, F. J., & Ovando-Shelley, E. (1981). A simplified elastic model for seismic analysis of earth-retaining structures with limited displacements.

