TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE…… 01

PREMIER CHAPITRE

LES MOUVEMENTS DES VERSANTS SOUS SOLLICITATIONS DYNAMIQUES

1.1. Compréhension du phénomène……. 03
1.2. Caractérisation du mouvement sismique 04
1.3. Effets du séisme sur les sols……..... 05
1.4. Les reconnaissances géotechniques des sols et réglementations dans une zone sismique… 16
1.5. Exemple des glissements des terrains sous séisme dans le monde …….…….. 21

DEUSIEME CHAPITRE

METHODES D'ANALYSES DE LA STABILITE DES PENTES SOUS SOLLICITATIONS SEISMIQUES

2.1. Introduction ……..... 29
2.2. Présentation des différentes méthodes …….. 29
2.2.1. Méthodes reposant sur des observations……. 29
2.2.2. Méthodes reposant sur la modélisation …….. 30
2.2.2.1. Méthode pseudo statique……. 31
2.2.2.2. Méthode en déplacement de Newmark (1965)……... 32
2.2.2.3. Méthode de Sarma……... 33
2.2.2.4. Méthode de MINEIRO (1975,1979)…… 34
2.2.2.5.Méthode de calcul en déformation par éléments finis ou par différences finis…..... 37
2.2.2.5.1. Analyse par la méthode des éléments finis……..... 37

2.2.2.5.2. Analyse par méthode des déférences finies…….. 39

2.3. Conclusion……. 40

TROISIEME CHAPITRE

LOIS DES COMPORTEMENTS DES SOLS SOUS SOLLICITATIONS SEISMIQUES

3-1- Généralités…… 41

3.2. Description expérimentale de l'essai cyclique sur un sol ……..……..... 42

3. 3. Comportement cyclique des sols ……..... 45

3.4. Modèles de comportement utilisés sous chargements cycliques……..…… 54

3.5. Conclusion ……..……..... 66

QUATRIEME CHAPITRE

MODELISATION NUMERIQUE DE LA STABILITE DES TERRAINS EN PENTES SOUS SEISME PAR LOGICIEL PLAXIS

4.1. Introduction ……... 68

4.2. etablissement d'un modèle de calcul de référence ……... 69

4.3. Calcul paramétrique sous chargement pseudo-statique avec PLAXIS…….…..…… 78

4.4. Conclusion …… 87

CINQUIEME CHAPITRE

MODELISATION NUMERIQUE DE LA STABILITE DE DEUX CAS REELS DE VERSANT AU SALVADOR ET AU KIRGHIZTAN SOUS SOLLICITATION DYNAMIQUE

5-1- introduction …..... 88

5.2. Glissement du Salvador …….. ……..... 88

5.3. Le glissement de Süssmayer au Kirghizstan …… 96

CONCLUSION GENERALE……...……..……..……..…..…… 107

Références bibliographiques ……109

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 01

Figure 1.1 : classification de Varnes 1978). .....…… 04

Figure 1.2 : Répartition des plaques tectoniques à la surface du globe et localisation des frontières entre plaques ……. 05

Figure1.3: effets directs et effets induits des séismes (**les séismes : Prévention des risques naturels)……...** 06

Figure1.4: Phénomènes affectant la propagation des ondes sismiques depuis la source jusqu'au site……... 07

Figure 1.5 : Séisme de Kobé (japon), 1995 (document NISEE- USA)……..... 08

Figure 1-6: Schéma d'une liquéfaction du sol et renversement des bâtiments résultant de séisme de (NIIGATA, JAPON, 1964)…… 13

Figure 1.7 : Deux types classiques d'écroulement (rupture de falaise et glissement plan 15

Figure 1.8: Carte de zonage sismique du territoire nationale selon **(RPA99 version2003) ……** 18

Figure 1.9 : barrage de San Fernando ……. 21

Figure 1.10 : Coupe du barrage de San Fernando (Seed et al.1975)……. ……... 22

Figure 1.11 : Localisation du glissement de saint-Adelphe **(base de donnés topographiques de Québec (BDTC 1998)**…….. 24

Figure 1.12 : surface de rupture la plus probable …….……... 25

Figure1.13 : Coefficient de sécurité pour la Méthode SARMA - Rupture non circulaire talus complet circulaire- conditions du printemps **(Section B-B', calcul avec STABLE)..** 27

CHAPITRE 02 :

Figure 2-1 : méthode pseudo statique **(Terzaghi 1960)**…… **.....** 32

Figure 2.2: équilibre du bloc au cour du temps…… 33

Figure 2.3 : Double intégration de l'accélérogromme…….. 34

CHAPITRE 03 :

Figure.3.1 : Résultats d'une étude de résistance sous chargement cyclique. (Essais sur sable d'Hostun)…… …… 43
Figure. 3.2 : séquence de chargement idéalisée …….. 44
Figure 3.3: courbe effort- déformation cyclique **(pecker1984)**…… …….. 44
Figure 3. 4 : chargement cyclique quelconque **(pecker1984)**…….. 45
Figure 3.5: Essai cyclique à déformation imposée …….……. 46
Figure 3.6 : courbe de consolidation cyclique typique …….……... 47
Figure 3.7: Divers comportements cycliques facilement observables à l'appareil triaxial conventionnel …… 48
Figure 3.8 : Comportement cyclique d'un sol sur chemin triaxial drainé **(Franco Vilela)……** 50
Figure 3. 9: Comparaison du comportement d'une argile et d'un sable lors d'un essai triaxial cyclique alterné non drainé.…….…… … 51
Figure 3.10: Zones des différents comportements cycliques non drainés du sable D'après L**oung(1980)**…….. 52
Figure 3.11: Déformation cyclique de cisaillement (Kelvin Voigt)…… ……..... …… …. 55
Figure 3.12 : Système élémentaire à 1 DDL ……... 58
Figure 3.13 : Modèle viscoélastique linéaire (Kelvin Voigt)…….……. …… 59
Figure 3.14 : Représentation de la loi hyperbolique (Duncan et Chang, 1970)……... 62
Figure 3.15: (a) et (b) Relation entre déformation axiale ε_a et déformation radiale ε_r (c) Relation entre le coefficient de Poisson initial $v_{i,}$ et la contrainte principale mineure σ_3 (Kulhawy et Duncan, 1972)…….. 64

CHAPITRE 04 :

Figure 4-1 : géométrie du modèle de référence…… 70
Figure 4.2 : Maillage déformé du talus…….…… 73
Figure 4.3 : Déplacements totaux du talus…….……... 74
Figure 4.4 : contraintes de cisaillement relatives…….. 75
Figure 4.5 : évolution du coefficient de sécurité en fonction du déplacement du talus…... 77
Figure 4.6 : variation du coefficient de sécurité en fonction du poids volumique…….. 80
Figure 4.7 : variation du coefficient de sécurité en fonction de la cohésion…… 81

Figure 4.8 : variation du coefficient de sécurité en fonction du Module de Young……. 82
Figure 4.9 : variation de coefficient de sécurité en fonction du coefficient Poisson……... 83
Figure 4.10 : variation du coefficient de sécurité en fonction de l'angle de frottement interne…… 84
Figure 4.11 : variation du coefficient de sécurité en fonction de la hauteur du talus… 85
Figure 4.12: variation du coefficient de sécurité en fonction du niveau de la nappe…...… 86

CHAPITRE 05 :

Figure 5.1: Glissement de terrain à Santa Tecla (Salvador) lors du séisme de 2001……... 89
Figure 5.2 : profil lithologique 2D du versant (Lotti et Associati- Enel.Hydro, 2001 ; Sigaran, 2003)…… 90
Figure 5.3 : Profil du modèle géométrique retenu et maillage non déformé de celui-ci …. 93
Figure 5.4 : la ligne de rupture de talus (Koagai et al 2002)……... …… 94
Figure 5.5 : Maillage déformé du talus sous l'effet du poids propre du versant ……. 95
Figure 5.6 : déplacements totaux du versant sous l'effet du poids propre du versant…….. 95
Figure 5.7 : Carte de Kirghizstan avec localisation de glissement Suusamyr ……. 97
Figure 5.8 : profil lithologique 2D du versant et position des deux escarpements observés sur le terrain (Havenith, 2002) …….……. 99
Figure 5.9 : Profil du modèle géométrique retenu et maillage non déformé de celui-ci….. 101
Figure 5.10 : la ligne de rupture de talus **(Havenith et al, 2000)** … …….…..... 102
Figure 5.11: Maillage déformé du talus sous l'effet du poids propre du versant……..... 103
Figure 5.12 : déplacements totaux du versant sous l'effet du poids propre du versant…… 103
Figure 5.13*:* Maillage déformé du talus sous l'effet de la nappe……...…….. 104
Figure 5.14: déplacements totaux du versant en présence de la nappe…….……... 104

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 01 :

Tableau 1.1 : Valeurs d'accélération seuil (en g) selon le groupe géologique et l'angle de la pente. Méthode de **Wilson et Keefer (1985)**…….. 09

Tableau 1.2: seuil de l'accélération du sol selon l'aléa chute de blocs considéré Méthode de **Wilson et Keefer (1985)**… …….. 09

Tableau 1.3 : Caractéristiques de glissements induits par des séismes (d'après Keefer, 1984)…… …….. 10

Tableau 1.4 : types de glissements induit par des séismes pendant la période 1980 -1997 D'après Rodriguez et al. 1999……. 12

Tableau 1.5 : Zones sismiques selon **(RPA99 version 2003)**… …….. 18

Tableau 1.6: caractéristiques des différentes catégories de site **(RPA99 version 2003)**… 19

Tableau 1.7: les périodes caractéristiques **(RPA99 version 2003)**……... 19

Tableau 1.8 : Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon **(RPA99 version2003)**……... 20

Tableau 1.9 : Valeurs des accélérations maximales enregistrées par le **GGS (AFPS, 2003)**……... 21

Tableau 1.10 : Propriétés géotechniques des différentes couches du site de Maskinongé… 26

Tableau 1.11 : Analyse de la stabilité pseudo - statique par la méthode **SARMA** Site de Maskinongé, Section A-A'…….. 27

CHAPITRE 02 :

Tableau 2.1 : valeur de l'exposant k formules **de Hardin et al** ……... 38

CHAPITRE 03 :

Tableau 3.1: valeurs de K en fonction de l'indice de plasticité **(Hardin – Black. 1968)**… 53

Tableau 3.2: Coefficient d'amortissement critique β_{max} ……... 53

Tableau 3.3 : domaine de comportement pour sollicitation cyclique……... 55

CHAPITRE 04 :

Tableau 4-1 : données géotechniques ……... 70

Tableau 4.2 : Valeurs des Coefficients de sécurité déterminés à l'aide de code PLAXIS 78

Tableau 4.3 : Récapitulation des résultats de calcul du Coefficient de sécurité par l'étude paramétrique ……... 79

CHAPITRE 05 :

Tableau 5.1 : propriétés des différentes unités géologiques formant le versant **(Lotti et Associati-Enel.Hydro.2001)** …… 90

Tableau 5.2: accélération maximales nord-sud et est-ouest enregistrée en différentes stations **(JSCE 2001 ; Konagai et al.2002)**……... 91

Tableau 5.3 : coefficient d'accélération pseudo – statique……... 92

Tableau 5.4 : Coefficients de sécurité pseudo-statique du versant…… 96

Tableau 5.5 : propriétés des différentes unités géologiques et géotechniques formant le versant **(Havenith et al, 2000, philipponnant , 1979 , Hoek et Bray , 1981)**……. 99

Tableau 5.6 : coefficient d'accélération pseudo – statique…… 100

Tableau 5.7 : coefficient de sécurité pseudo – statique du versant sous l'effet du poids propre seul……... 105

Rapport-Gratuit.com

NOTATIONS

τ_{R} : **La** résistance au cisaillement d'un sol

φ : angle de frottement interne du sol

σ : pression non déjaugée

U : pression interstitielle de l'eau contenue dans le sol

K_H : coefficient pseudo-statique horizontale

$\mathbf{K_V}$: coefficient pseudo-statique verticale

δ: déplacement relatif

θ : angle de la pente

σ'_m : est la contrainte principale effective moyenne

P_a : la pression atmosphérique

e : l'indice des vides

K : un coefficient qui dépend de l'indice de plasticité

OCR : le coefficient de surconsolidation

ξ : L'amortissement visqueux

γ : distorsion

W : L'énergie élastique stockée sur un quart de cycle

G (γ_m) : le module de cisaillement sécant

G * : module complexe

η(γ) : coefficient de perte

K_0 : coefficient des terres au repos

β_{max} : coefficient d'amortissement critique

f : fréquence

N : nombre de cycles de chargement

γ_s et γ_v : Les seuils d'apparition des non-linéarités

$\underline{I}$: matrice d'identité

λ et μ : les coefficients de Lamé

E : module de young

G : module de cisaillement

dp' : incrément de la contrainte moyenne effective

dq : incrément du déviateur de contraintes

$d\varepsilon^e_v$: partie élastique des déformations volumiques associée à dp'

$d\varepsilon^e_d$: partie élastique des déformations déviatoriques associée à dq

k : est la rigidité du système

a(t) : est l'accélération imposée au système

m : la masse du système

u(t) : est le déplacement de la masse

E_i : est le module d'Young tangent initial

ε_a : la déformation axiale

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$: la valeur asymptotique de contrainte déviatorique $(\sigma_1 - \sigma_3)$

R_f : le rapport entre la contrainte maximale asymptotique $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ et la contrainte de rupture $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$

P_{c0} : pression critique de référence initiale (négative)

β: coefficient de compressibilité plastique volumique

β : amortissement critique équivalent

$M = \sin\varphi_{pp}$: pente de la droite d'état critique (ou plasticité parfaite, ε^v_p)

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Ψ: angle de dilatance définissant la frontière $q=|p|$. sinΨ dans le plan (p',q) entre domaine contractant et domaine dilatant

bh : coefficient positif, influençant la fonction de charge dans le plan (p', q) Si

d : coefficient positif, distance entre la droite d'etat critique (plasticite parfaite) et la droite de consolidation isotrope, dans le plan (lnl p l , ε^v_p)

ζ_0 : paramètre définissant l'amplitude de la vitesse de déformation plastique volumique

r_{hys} : paramètre définissant la taille du domaine hystérétique

r_{mob} : paramètre définissant la taille du domaine mobilise

xm : paramètre de la fonction $\zeta(r)$

γ_d : poids volumique sec

γ_{sat} : poids volumique saturé

ψ : angle de dilatance

ν : coefficient de poisson

INTRODUCTION GENERALE

Les mouvements de terre sont parmi les phénomènes géodynamiques les plus répandues et souvent les plus graves à la surface de la terre. Ils provoquent une modification naturelle et continuelle du relief et se produisent ou se réactivent généralement de façon inopinée, notamment lors des tremblements de terre (séismes, explosions souterraines ou sous-marines, etc.), et/ou lors des périodes pluvieuses intenses avec des précipitations prolongées et de l'action conjuguée de facteurs géologiques et géomorphologiques divers.

Les secousses sismiques, phénomène naturel souvent catastrophique, traduit à la surface terrestre par des vibrations du sol et parfois des décalages de la surface du sol de part et d'autre des failles. L'ampleur des vibrations dépend en premier lieu de la magnitude d'un séisme, de la profondeur du foyer et de la distance épicentrale à laquelle on se trouve. Les effets de ces séismes sont catastrophiques, elles peuvent également engendrer des phénomènes induits, tels que des instabilités des terrains, une liquéfaction du sol.

Compte tenu de sa localisation dans une zone de convergence de plaques, l'Algérie est une région à forte sismicité, au cours de son histoire, elle a subi plusieurs séismes destructeurs. Parmi les plus notables, on peut citer : 1715, séisme d'Alger, 20000 morts ; 1954 séisme d'Orléansville (EL Asnam), magnitude 6,7, 1200 morts, 20000 bâtiments détruits ; 1980 séisme d'El Asnam, magnitude 7,1, 2600 morts.

Les glissements de terrain en Algérie sont très communs dans les zones épicentrales des séismes leur nombre et leur importance est fonction de la magnitude du séisme. Ils se développent dans un massif de sols meubles ou de roches argileuses tendres et se produisent dans des circonstances très variées.

Les outils traditionnels utilisés pour traiter le problème de stabilité des pentes reposent sur des approches statiques simples (calcul en équilibre limite par la méthode des tranches).Ces approches, quoique pratiques, ne sont pas rigoureuses puisqu'elles ne tiennent pas compte de l'action sismique sur les terrains en pente. Les progrès récents réalisés dans les domaines de

l'informatique et du calcul numérique (méthode des différences finis, méthode des éléments finis….) conduisent à une meilleure maîtrise du problème de stabilité sismique des pentes.

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objet d'analyser la stabilité des pentes sous chargement sismique. Il se fixe pour objectif de rendre compte des développements récents en l'état de l'art, puis de mettre à la disposition des projeteurs et constructeurs les outils numériques adéquats pour l'analyse de la stabilité des talus naturels ou artificiels instables soumis à des sollicitations sismiques.

Le mémoire est divisé en Cinq chapitres :

- le premier chapitre comporte une synthèse bibliographique et l'analyse de quelques cas pathologiques en relation avec les glissements de terrain survenus dans le monde à la suite des tremblements de terre.
- le deuxième chapitre décrit les méthodes d'analyse dynamique des glissements des massifs de sol en pente sous séisme.
- le troisième chapitre décrit les différentes lois et modèles de comportement utilisés qui sont appliqués pour le sol sous excitations sismiques.
- Le quatrième chapitre comporte la modélisation numérique et étude paramétrique de la stabilité sismique des terrains en pentes par logiciel PLAXIS.
- Le cinquième chapitre comporte la modélisation numérique de stabilité sous sollicitations dynamiques de deux cas réels de versant au KIRGHIZSTAN et au SALVADOR

PREMIER CHAPITRE

LES MOUVEMENTS DES VERSANTS SOUS SOLLICITATIONS DYNAMIQUES

1.1. Compréhension du phénomène :

On regroupe, sous l'appellation "mouvements de versant sous sollicitations dynamiques", les phénomènes gravitaires affectant une masse de sols ou de roches, et déclenchés pendant ou après un séisme. Ces mouvements de versant sont qualifiés "d'effets induits" par opposition aux "effets directs" qui sont les réactions du milieu physique au passage de l'énergie libérée par les ondes sismiques. Ce type de mouvement de versant présente une grande diversité tant au niveau du comportement de la masse instable que de ses dimensions. Cette diversité est étroitement liée aux caractéristiques géologiques des massifs ainsi qu'au contexte sismo- tectonique de la zone affectée.

Une classification propre au mouvement de versant sous sollicitations dynamiques a été proposée par Varnes en (1978) (figure 1.1). Selon cette classification on distingue les deux ensembles de mouvements de versant suivants :

- Ceux qui affectent les **« sols »**
- Ceux qui affectent les **« roches »**

La distinction entre « sols » et « roches » traduit l'état des matériaux avant instabilité : un matériau faiblement consolidé avant glissement est qualifié de sol alors qu'un matériau fortement consolidé avant glissement est qualifié de roche. Au sein de ces deux ensembles de mouvement de versant, on distingue de plus :

- Les mouvements en masse à titre d'exemple, on peut citer les glissements par rotation ou par translation dans les sols ou les roches.
- Les mouvements désordonnés de masse de sol ou de roche fragmentées ou déstructurées, les chutes ou les écroulements.

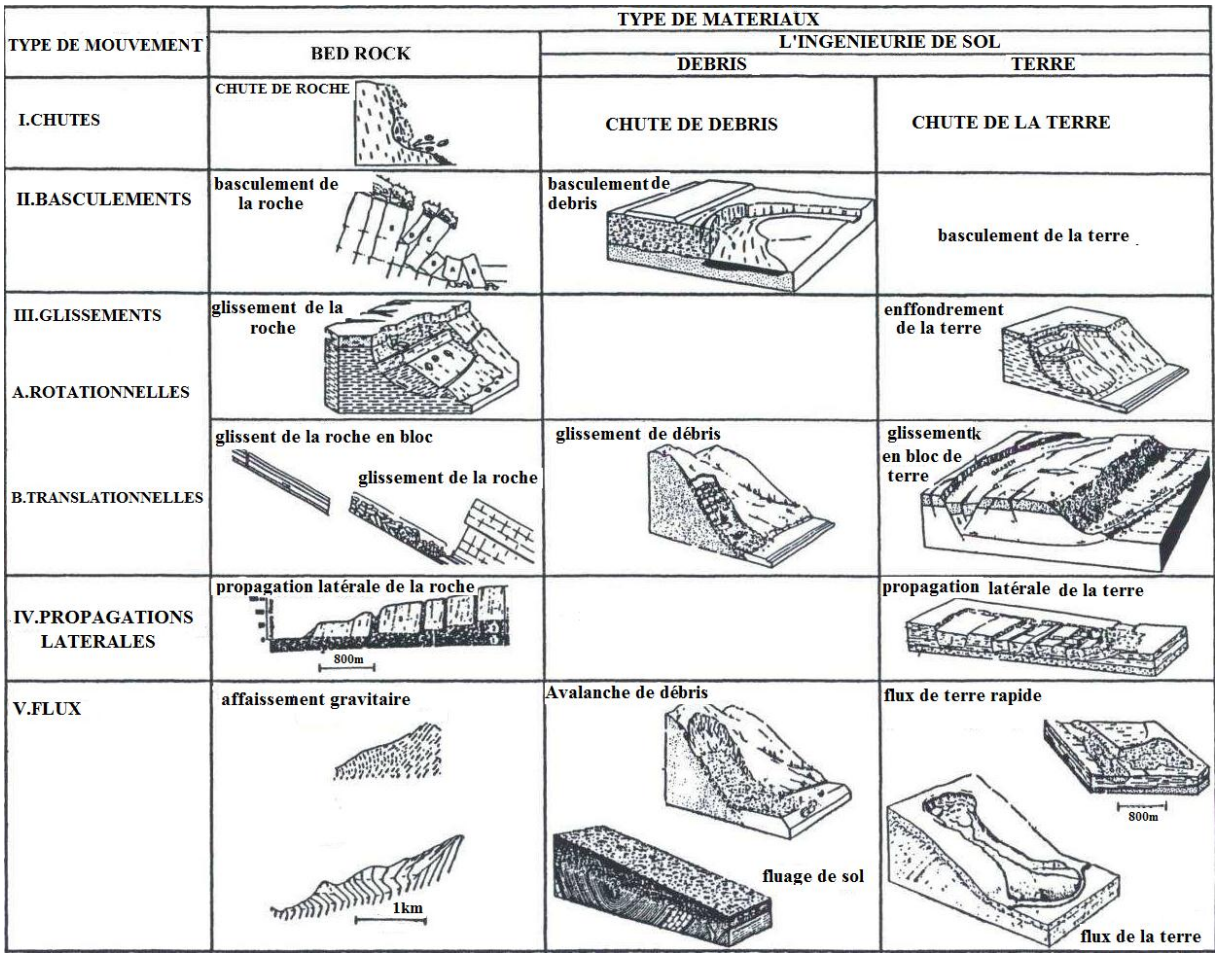


Figure 1.1 : classification de **Varnes (1978)**

1.2. Caractérisation du mouvement séismique :

Les séismes sont des phénomènes naturels dus à une accumulation de tensions et des contraintes à l'intérieur du globe terrestre. Ils se répartissent sur plusieurs régions du globe, principalement là où les plaques tectoniques sont en contact (figure 1.2). Il se produit, dans le monde environ un million de séismes par an, la plupart ne sont pas ressentis par les populations mais seulement enregistrés par les sismographes.

Un tremblement de terre est pratiquement imprévisible et qu'il est toujours suivi de nombreuses secousses sismiques, appelées " répliques " qui peuvent achever de détruire des ouvrages ou des immeubles déjà sérieusement affectés par le choc principal.

Les efforts tectoniques peuvent occasionnées des déplacements au niveau d'une faille (foyer). Cette libération brutale d'énergie occasionne une vibration du sol : le séisme.

À la surface du sol, le point situé à la verticale du foyer est appelé épicentre. Lorsque le foyer est situé à faible profondeur (quelques kilomètres), on parle alors de séisme superficiel, et on cas de grande profondeur (plusieurs dizaines, voire centaines de kilomètres), on parle alors de séisme profond.

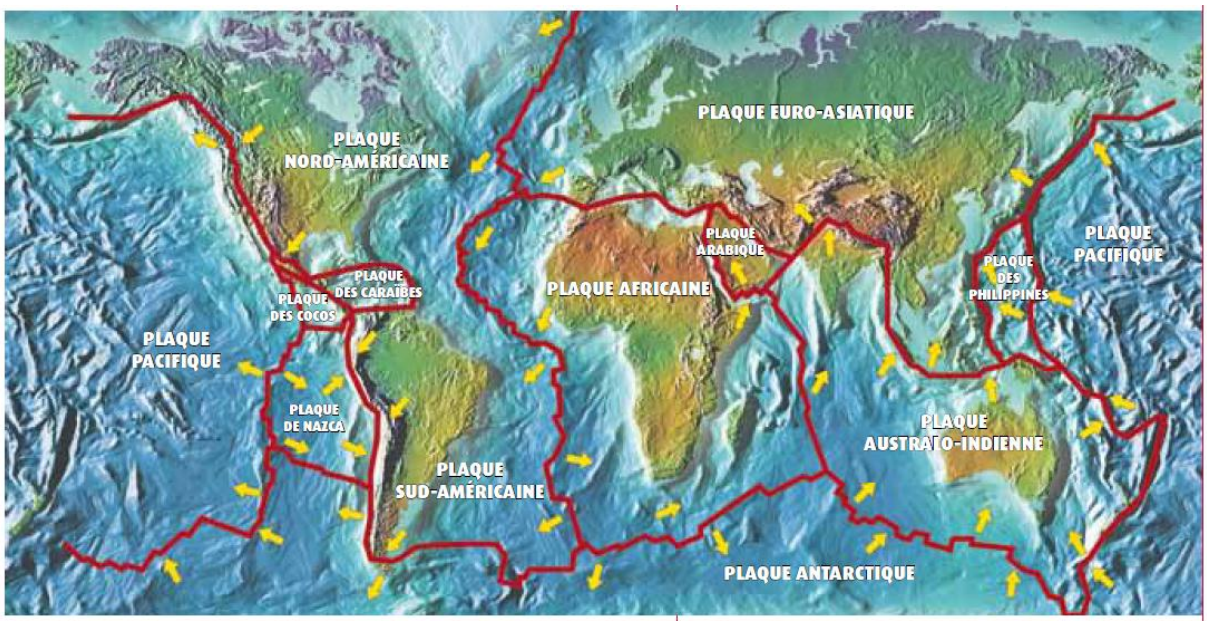


Figure1.2 : Répartition des plaques tectoniques à la surface du globe et localisation des frontières entre plaques **(fr.fotolia.com/cat1/1011005)**

Dans l'état actuel, il n'est pas possible de s'avoir l'instant et le lieu où un séisme va se produire, mais il est possible de connaitre les zones à haut risque sismique et d'y construire en conséquence, et nous nous pouvons donc se protéger que de manière passive.

1.3. Effets du séisme sur les sols:

Il existe deux types d'effets liés aux séismes (figure 1.3):

- les effets directs : dus aux mouvements vibratoires du sol qui peuvent être modifiés localement par des effets de site.
- les effets induits : liés à des ruptures permanentes du sol.

Dans le cas de certains séismes de magnitude élevée, la faille peut se prolonger jusqu'à la surface et engendrer des décalages de la surface du sol de part et d'autre de la faille.

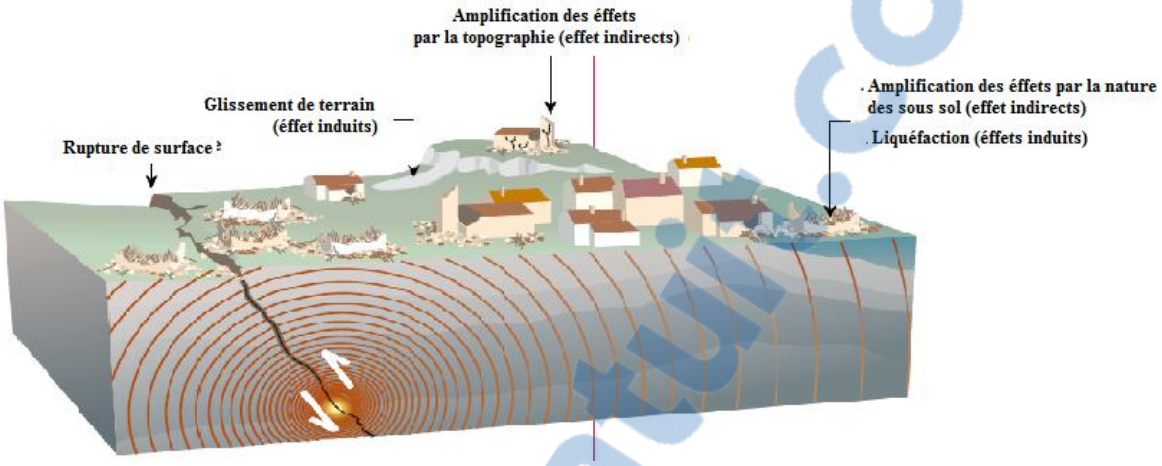


Figure 1.3 : effets directs et effets induits des séismes **(fr.fotolia.com/cat1/1011005)**

1.3.1. Les effets de site :

Lors d'un séisme, le glissement sur la faille génère des ondes sismiques qui vont se propager dans la Terre depuis le foyer du séisme jusqu'à la surface. Au cours de ce trajet, elles traversent des milieux géologiques aux propriétés mécaniques variées (densité, vitesse de propagation des ondes sismiques,…), ce qui va perturber leur propagation et accroître la complexité du signal sismique.

En particulier, les couches les plus superficielles sont en général plus meubles (la vitesse des ondes y est plus faible), ce qui modifie notablement leurs caractéristiques et leur comportement mécanique. L'effet de site est le terme utilisé pour décrire la modification de la secousse sismique induite par la géologie locale, elle varier localement (augmenter ou diminuer) en fonction de deux facteurs :

Rapport-Gratuit.com

1.3.1.1.La topographie :

Les reliefs amplifient ou désamplifient le mouvement sismique (notamment, l'amplification au sommet des montagnes et des pentes) en comparaison avec un site dépourvu d'une telle topographie : on parle d'effets de site topographiques, (figure 1.4).

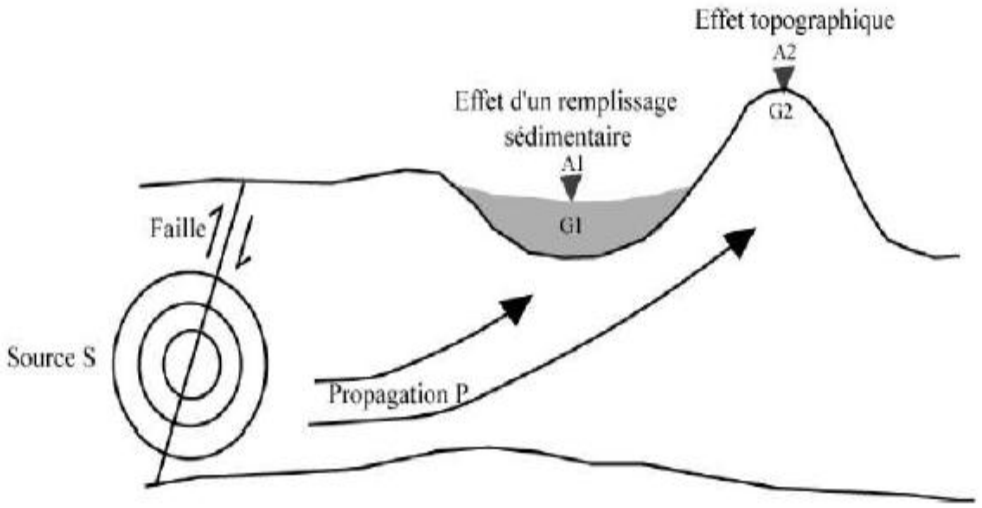


Figure 1.4: Phénomènes affectant la propagation des ondes sismiques depuis la source jusqu'au site **(Ahmed Seddiki, 2007)**

1.3.1.2.La nature du sous-sol :

Les remplissages alluvionnaires meubles piègent les ondes sismiques, ce qui amplifie le mouvement du sol à la surface : on parle d'effets de site lithologiques.

1.3.2. Les effets induits d'un séisme :

Plusieurs types de phénomènes naturels peuvent être déclenchés par un séisme.

- mouvements de terrain : Les séismes peuvent provoquer des glissements de terrain et des chutes de blocs par modification des conditions de l'équilibre géotechnique. Ainsi un versant stable en situation statique peut se trouver en déséquilibre sous sollicitation dynamique.

- liquéfaction des sols : Dans certaines conditions de sollicitations dynamiques, certains sols, notamment des sables fins gorgés d'eau peuvent perdre toute portance (principe des sables mouvants). Les bâtiments fondés sur ces sols peuvent alors subir des tassements importants et des basculements.
- avalanches : Selon le même principe, un séisme peut être déclencheur d'avalanches. La cohésion du manteau neigeux ou des couches de neige entre elles peut être rompue par la vibration occasionnée.
- les tsunamis : Les séismes, s'ils se produisent dans la mer ou à proximité de la côte, peuvent être à l'origine de raz-de-marée ou tsunamis. La plus importante caractéristique d'un tsunami est sa capacité à se propager à travers un océan entier.

1.3.2.1. Les glissements des terrains :

Les séismes peuvent provoquer des glissements de terrain par modification des conditions de l'équilibre géotechnique. Ainsi un versant stable en situation statique peut se trouver en déséquilibre sous sollicitation dynamique.

Sous l'effet des secousses séismiques, tout ce qui se trouve en situation d'instabilité sur les versants glisse vers l'aval : la terre, les roches, et les bâtiments sur les sols instables comme dans le cas de séisme de Kobé en japon ou un glissement de terrain ayant entrainé la perte totale d'un bâtiment, (Figure 1.5).

Figure 1.5: Séisme de Kobé (japon), 1995 **(document NISEE- USA)**

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Le déclenchement des glissements des terrains, ce sont les études de Wilson et Keefer (1985), qui nous ont fourni les seuils d'accélération du sol à partir du retour d'expérience de plusieurs dizaines de séismes, ces auteurs ont en effet construit une table donnant le minimum d'accélération requis pour entraîner un glissement selon la géologie, la pente et la teneur en eau, (tableau 1.1) et (tableau 1.2).

Tableau 1.1 : Valeurs d'accélération seuil (en g) selon le groupe géologique et l'angle de la pente. **Wilson et Keefer (1985)**

Groupe géologique	**Conditions Hydrologiques**	**Angle de la pente (degrés)**					
		0/10^0	**10/15^0**	**15/20^0**	**20/30^0**	**30/40^0**	**> 40^0**
A : terrains consolidés	Non saturé	/	/	0.60	0.50	0.35	0.25
	Saturé	/	0.40	0.25	0.20	0.15	0.15
B : terrains meubles et faiblement consolidés	Non saturé	/	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
	Saturé	0.30	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05
C : sols argileux	Non saturé	0.30	0.25	0.20	0.10	0.10	0.10
	Saturé	0.20	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05

Tableau 1.2: seuil de l'accélération du sol selon l'aléa chute de blocs considéré **Wilson et Keefer (1985)**

Pierriers, éboulement actifs, tabliers d'éboulis	0.3g
Chute de blocs, éboulements en masse	0.4g

Analysant 40 séismes à l'origine de divers types de mouvements de versant, de par le monde D.K. Keefer (1984) en se basant sur la classification de Varnes (1978) a présenté les caractéristiques des glissements induits par les séismes (tableau 1.3) et d'après Rodriguez et al. 1999, ils sont présentés les types de glissements induits par des séismes pendant la période 1980-1997 (tableau 1.4).

Tableau 1.3 : Caractéristiques de glissements induits par des séismes **(Keefer, 1984)**

Nom	Type de mouvement	Perturbation interne	Teneur en eau				vitesse	profondeur
			D	U	PS	S		
GLISSEMENTS DANS LES ROCHES								
Glissements perturbés et les chutes								
Chutes de rochers	Englobant, roulante, chute libre	Elevé ou très élevé	?	X	X	X	Extrêmement rapide	Peu profond
Eboulements	Glissement en translation sur la base de la surface de cisaillement	Elevé	?	X	X	X	Rapide post rapide	Peu profond
Avalanches	Fragments							
Glissements cohérents								
Effondrements de roche	Glissement sur la base de la surface de cisaillement	Légère ou modéré	?	X	X	X	Lent à rapide	Profonde
glissements en bloc de roche	Glissement en translation sur la base de surface de cisaillement	Légère ou modérée	?	X	X	X	Lent à rapide	Profonde
GLISSEMENT DANS LES SOLS								
Glissements perturbés et les chutes								
Chutes de sol	Bondissant, roulements, chute libre	Elevé ou très élevé	X	X	X	X	extrêmement rapide	peu profond
glissements perturbés de sol	Glissement en translation sur la base de surface de cisaillement, de l'argile sensible, L'argile sensible.	élevé	X	X	X	X	Modérée à rapide	peu profond
Avalanches des sols	Glissement en translation avec des	très élevé	X	X	X	X	Très rapide à poste.	peu profond

	flux de filiale						rapide	
Glissements cohérents								
Affaissements du sol	Glissement sur la base de surface de cisaillement	Légère ou modérée	?	X	X	X	Lent à rapide	profond
Glissement en bloc du sol	Glissement sur la base de surface de cisaillement	Légère	?	?	X	X	Lent au très rapide	profond
terre lente	Glissement en Translation sur la base de la surface de cisaillement	très élevé	?	?	X	X	Très lent à modérée	variable
flux	écoulement interne						modérée	

Perturbation interne: **''légère''** signifie glissement de terrain se compose d'un ou de quelques blocs cohérents; **''modéré''** signifie plusieurs blocs cohérents; **''élevé''** signifie de nombreux petits blocs et grains de sol individuels et des fragments de roche; **''très élevé''** signifie désagrégation quasi complète en grains du sol ou de petits fragments de roche.

Teneur en eau: D = sec; U = humide mais non saturé; PS = partiellement saturé; S = saturé
Vélocité: extrêmement lente - 0,6 m / an - très lent -1,5 m / an - lent - 1,5 m / mois - modérée - 1,5 m / jour - rapide - 0,3 m / mn - très rapide - 3m / s - extrêmement rapide
Profondeur: «superficielle» signifie généralement une épaisseur <3m; «profonde» signifie généralement profondeur> 3m

Tableau 1.4 : Types de glissements induits par des séismes pendant la période 1980-1997 **(Rodriguez et al. 1999)**

séisme			Glissement au sein de massifs rocheux					Glissements au sein de massifs de sols								
		M_S	Glissements dans des masses rocheuses avec discontinuités internes			Glissements dans des masses rocheuses cohérentes		Glissements dans des massifs de sol avec discontinuités internes			Glissements dans des massifs de sol cohérents			Etalements latéraux MS et coulées		
			Chutes de blocs	glissements rocheux	Avalanches rocheuses	Glissement rotationnels	Glissements de masses rocheuses	Chutes de sols	Glissements de sols	Avalanches de sols	Glissements rotationnels	Glissements de masses de sols	Coulées boueuses lentes	Etalements latéraux	Coulées boueuses rapides	Glissements sous-marins
01	Irpinia (sud Italie)	6.9	X				X				X	X			X	
02	Borah Peak (Idaho-U.A.S)	7.3	X	X		X		X	X	X	X	X	X	X	**X**	
03	Vaparaiso (chili)	7.8							X		X			X		
04	Kalamata (grec)	5.8	X								X			X	X	
05	San (l'Ile-de-France)	5.4	X	X				X	X		X				X	
06	Népal	6.6	X	X				X								
07	Luzon (philippine)	7.8	X	X					X		X	X		X	X	
08	Paez (argentine)	6.6	X	X		X	X								X	X
09	Hokkaido-Nansei (japon)	7.6	X	X	X			X	X						X	
10	Saguenay (Québec - canada)	5.8						X		X						

Les glissements des terrains prennent généralement deux formes caractéristiques:
Les glissements de type circulaire et translationnel. La forme "parfaite" de ces deux cas n'est observable que rarement et la forme d'un glissement de terrain est assimilée à une combinaison des deux formes ou de formes plus complexes. On parle généralement de forme quelconque.

1.3.2.2. La liquéfaction des terrains granulaires (sables, limons) saturés d'eau :

Le passage d'une onde sismique provoque dans certaines formations géologiques la perte de résistance d'un matériau sableux saturé en eau liée à une augmentation de la pression interstitielle engendrée par les déformations cycliques.

La déconsolidation brutale du matériau se traduit par la déstructuration du sol, rendant particulièrement instables les constructions reposant sur ces formations (figure 1.6).

Figure 1.6 : Schéma d'une liquéfaction du sol et renversement des bâtiments résultant de séisme de **(NIIGATA, JAPON, 1964)**

Ce phénomène a fait l'objet de nombreuses études et de plusieurs états des connaissances (SEED 1979).

Le phénomène de liquéfaction concerne certaines formations géologiques, définies par :

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

La liquéfaction est donc effective lorsque les pressions interstitielles avoisinent la pression de confinement, diminuant ainsi (jusqu'à annuler) les contraintes effectives du matériau.

L'explication du phénomène est la suivante :
La résistance au cisaillement d'un sol est donnée par la relation:

$$\tau_R = (\sigma - u)\ tg\varphi \qquad (1.1)$$

Avec :

- φ : angle de frottement interne du sol
- $(\sigma - u)$: pression effective
- σ : pression non déjaugée
- U : pression interstitielle de l'eau contenue dans le sol.

Comme la mise en mouvement du sol entraine une montée de la pression interstitielle u, il y a réduction de la résistance τ_R du sol, jusqu'à son annulation :

$$\tau_R = (\sigma - u)\ tg\varphi = 0 \qquad (1.2)$$

Les facteurs favorables à l'apparition du phénomène de liquéfaction sont :

- Une énergie de vibration importante (forte tremblement de terre), nécessaire pour élever significativement la pression interstitielle u.
- un sable fin à moyen, de densité peu élevée, à grains arrondis (faible cohésion) et saturé en eau.

Cette dernière circonstance se rencontre le plus souvent lorsque des loupes ou couches de sable sont comprises entre des couches d'argile imperméable. La sensibilité d'un sol au phénomène de liquéfaction est déterminable par des essais de laboratoire.

1.3.2.3. L'écroulement ou l'éboulement :

Les éboulements résultent de la rupture brutale de compartiments rocheux selon des surfaces de discontinuités existantes. Ils sont des mouvements extrêmement rapides dans lesquels les blocs peuvent chuter, rebondir, rouler ou glisser Même lorsqu'il s'agit de phénomènes de petites dimensions, ils endommagent parfois gravement les routes, les voies ferrées, interrompant certaines fois l'activité de services essentiels. Il existe deux types classiques d'écroulement (rupture de falaise et glissement plan) (figure 1.7)

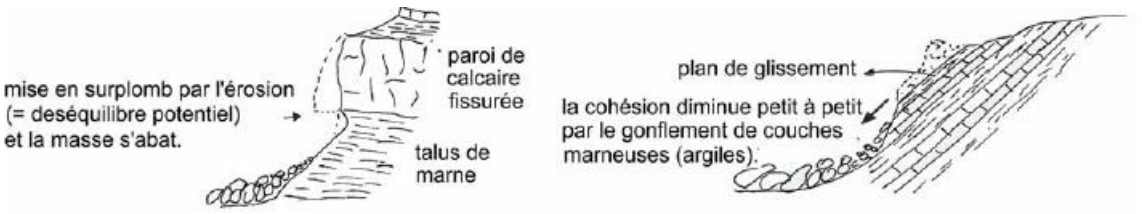


Figure 1.7 : Deux types classiques d'écroulement (rupture de falaise et glissement plan)

On peut décomposer la rupture d'un compartiment rocheux de la façon suivante :

- Les chutes de blocs isolés ou les éboulements de petit volume, caractérisés par l'absence d'interaction des éléments entre eux (quelques dizaines à quelques centaines de mètres cubes),
- les éboulements en masse, caractérisés par l'apparition d'interaction des éléments entre eux (quelques milliers à quelques centaines de milliers de mètres cubes).
- les éboulements en grande masse, caractérisés par une forte interaction des éléments entre eux (à partir du million de mètres cubes). On parle alors d'écroulement.

Les volumes des éboulements permettent de différencier :

- les pierres : volume inférieur au décimètre cube
- les blocs : volume du décimètre cube au mètre cube

- les gros blocs : volume supérieur au mètre cube

1.4. Les reconnaissances géotechniques des sols et réglementations dans une zone sismique :

1.4.1. Généralités :

Les reconnaissances et études géotechniques telles que :

- Reconnaissances superficielles par sondages manuels ou à la pelle mécanique
- Carottages avec prise d'échantillons pour des reconnaissances plus profondes
- Prospection électrique
- Sismique réfraction
- Sondages destructifs avec enregistrements des paramètres (avec sondage carotté de corrélation).

Qui sont effectuées normalement pour les sites non sismiques doivent cependant être suffisamment complétés par des essais dynamiques pour :

- détecter les formations à priori suspectes de liquéfier
- détecter les zones susceptibles de tasser
- détecter les zones faillées susceptibles de se désarticuler
- définir le classement des sites pour le choix du spectre de réponse par identification des types de sols et de leurs épaisseurs.

Donc ces essais permettent d'identifier :

- le Modules d'élasticité et de cisaillement dynamique
- Taux d'amortissement critique
- Pressions interstitielles
- Mesure de la vitesse de propagation des ondes de volume à partir de :
    - forages
    - Préssiomètre cyclique
    - SPT (Standard Pénétration Test), pénétromètre dynamique
    - Pénétromètre statique

Chaque type d'essai a son propre domaine d'application et n'a de valeur que s'il est

Rapport-Gratuit.com

Correctement exécuté et interprété.

1.4.2. Réglementations parasismiques :

L'étude de l'effet des séismes sur le comportement des terrains, ont pris une place croissante dans les travaux de recherche en mécaniques des sols à partir du milieu des années 60. L'étendue des dégâts occasionnés la même année en 1964 par deux tremblements de terre au Japon à Niigata et en Alaska a été un élément initiateur prépondérant.
Depuis lors, les connaissances acquises ont été considérables, et ils demeurent de nombreuses incertitudes ou les méthodes d'analyse restent largement imparfaites.

L'ingénieur peut actuellement intégrer bon nombre de résultats de ces recherches en vue d'améliorer la sécurité des constructions en zone sismique. Le contenu d'un texte réglementaire est toujours le reflet des connaissances au moment de sa rédaction. On va présenter les différentes dispositions intéressant le sol introduites dans la règlementation parasismiques, algérienne RPA93.

1.4.2.1. Réglementation parasismique algérienne RPA99 (version 2003):

La réglementation parasismique algérienne en vigueur (RPA99 version 2003) repose sur plusieurs éléments :

- découpage du territoire en plusieurs zones d'activité sismique, à l'intérieur des quelles 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 pratique.

1.4.2.1.1. Classification des zones :

Le territoire national est divisé en cinq zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité (figure 1.8) et (tableau 1.5).

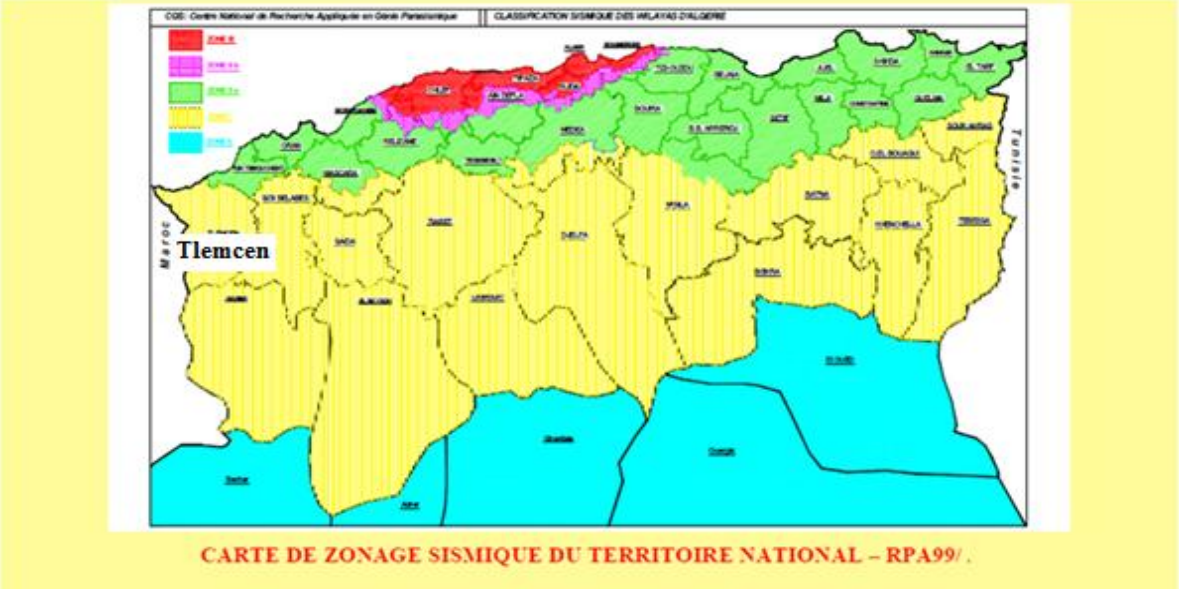


Figure 1.8 : Carte de zonage sismique du territoire nationale selon **(RPA99 version2003)**

Tableau 1.5 : Zones sismiques selon **(RPA99 version 2003).**

zone	sismicité
0	négligeable
I	faible
IIa	moyenne
IIb	moyenne
III	élevée

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

1.4.2.1.2. Classification des sites et leurs caractéristiques :

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent. Les différentes catégories des sites sont les suivantes :

- S1 : site rocheux, caractérisé par une vitesse d'onde de cisaillement 800m/s .
- S2 : site ferme, caractérisé par une vitesse d'onde de cisaillement 400m/s à partir de 10m de profondeur.
- S3 : site meuble, caractérisé par une vitesse d'onde de cisaillement 200m/s à partir de 10m de profondeur.
- S4 : site très meuble, caractérisé par une vitesse d'onde de cisaillement 200*m/s* dans les 20 premiers mètres.

Les caractéristiques de chaque catégorie de site et les périodes caractéristiques T1 et T2 sont données dans les tableaux 1.6 et tableau 1.7 :

Tableau 1 .6: caractéristiques des différentes catégories de site **(RPA99 version 2003)**

Site	Description	Vitesse VS (m/s)	E (MPA)
S1	**Rocheux** (ou autre formation géologique)	≥ 800	2800
S2	**Ferme** (dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile surconsolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur	≥400	830
S3	**Meuble** (dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide)	≥200	300
S4	**Très meuble** (dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couche d'argile mole)	≥100	127

Tableau 1-7: les périodes caractéristiques **(RPA99 version 2003)**

Site	S1	S2	S3	S4
T1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T2 (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

1.4.2.1.3. Coefficients sismiques pseudo statique de calcul :

Le RPA99 (version 2003) définit les coefficients pseudo-statiques horizontaux k_H et vertical k_v à prendre en compte dans un calcul de stabilité sismique des pentes comme suite :

$$\mathbf{K_H = 0.5\ A\ (\%g)} \qquad \textbf{(1.3)}$$

$$\mathbf{K_V = \pm\ 0{,}3\ k_H} \qquad \textbf{(1.4)}$$

Ces fractions représentent les forces horizontales contenues dans les plans verticaux de plus grande pente et dirigées vers l'aval et les forces verticales ascendantes ou descendantes. Le coefficient A, appelé coefficient d'accélération de zone, est fonction de la zone sismique et du groupe d'ouvrages considérés. Ce coefficient est défini dans le tableau 1.8 ci-après.

Tableau 1.8 : Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon **(RPA99 version 2003)**

	ZONE			
Groupe	**I**	**IIa**	**IIb**	**III**
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	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

1.4.2.1.4. Accélération maximale :

Le tableau 1.9 rassemble les valeurs des accélérations maximales enregistrées par le CGS dans la plaine de Mitidja (bassin du type intra-montagneux dont la série sédimentaire s'étend du Jurassique au Miocène).

Tableau 1.9 : Valeurs des accélérations maximales enregistrées par le **CGS (AFPS, 2003)**

lieu	Distance (Km)	Est-ouest (xg)	Nord-sud (xg)	Verticale (xg)	Fréquence dominante
Keddara 1	20	0.34	0.24	0.26	4 HZ
Keddara 2	20	0.58	0.22	0.35	
Hussein Dey	36	0.27	0.23	0.09	
Dar El Beida	29	0.52	0.46	0.16	
El Afroun	86	0.16	0.09	0.03	
Blida	72	0.046	0.038	0.028	

1.5. Exemple des glissements des terrains sous séisme dans le monde :

1.5.1. Barrage de San Fernando :

Le glissement de terrain est apparu dans la recharge amont du barrage de Lower San Fernando lors du tremblement de terre du 9 février 1971 (figure 1.9). Ce glissement, a entraîné comme mesure de précaution l'évacuation de quelques 80000 personnes, et de nombreuses questions ont été posées sur la validité des procédures pour la construction et la détermination de la stabilité des structures. Pour ces raisons que de nombreuses études ont été publiées afin d'examiner profondément le sujet.

Figure 1.9 : barrage de San Fernando **(ZEROUAL ABDELLATIF, 2009)**

Le barrage de Lower San Fernando repose sur des alluvions récentes constituées d'argile raide et de lentilles de sable et gravier. La construction du barrage a débuté en 1912 et il fut surélevé à trois reprises en 1916, 1924 et 1930. Ainsi achevé, il peut être décrit comme un talus de sable hydraulique. La pente de la recharge amont est de 2,5 :1, la hauteur est de 43 m et la largeur de crête de 6 m. Il a été recouvert en surface par du béton.

Le séisme de San Fernando a atteint une magnitude de 6.6 sur l'échelle de Richter. Une étude réalisée par Scott (1973) a montré que l'accélération maximum du sol n'a sans doute pas dépassé 0.55 à 0.60g. Duke et al. (1972) avaient indiqué que l'accélération maximum à la base rocheuse du site du barrage était d'environ 0.5g sans amplification significative entre le rocher et la crête du barrage.

Un programme complet d'essais in situ et d'essais en laboratoire a été entrepris afin de déterminer les caractéristiques du terrain (étude granulométrique, densités in situ, densités minimum et maximum, densités relatives, degré de compactage, paramètres de résistance, génération de pressions interstitielles, relation contrainte- déformation, et déformations pour les essais cycliques). Les paramètres de résistance du sol trouvés sont les suivants :

Valeur conservative : c' = 57.5kN/m², φ' = 20°

Valeur moyenne : c' = 97.7kN/m², φ' = 19°

Le poids volumique sec varie entre 16 et 18 KN/m3.

Des essais de chargement cycliques ont également été réalisés afin de déterminer la résistance cyclique du sol. L'étude pseudo-statique de stabilité a été reprise en utilisant la même schématisation de la géométrie du barrage et les caractéristiques du sol employées par (Seed et al 1975) (figure1.10).

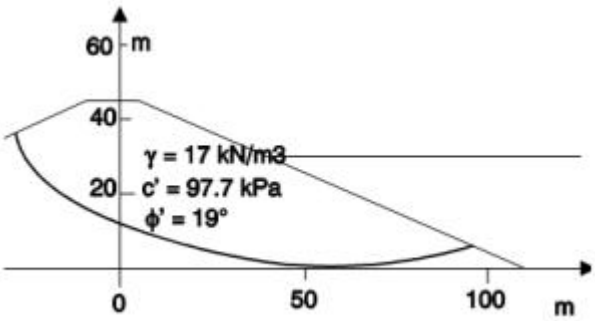


Figure 1.10 : Coupe du barrage de San Fernando **(Seed et al.1975)**

1.5.1.1. L'étude pseudo-statique:

Avant 1970, les analyses de stabilité des talus soumis à des séismes étaient conventionnellement effectuées à l'aide des méthodes pseudo-statiques. Pour le barrage de San Fernando, de telles analyses, employées avec un coefficient sismique de 0.15, en condition sèche ont conduit à des coefficients de sécurité allant de 1.22 à 1.61 (Seed et al. 1975)**,** ce qui indiquait un risque très faible de glissement de terrain dans ce barrage.

Il est particulièrement intéressant de calculer le coefficient de sécurité en considérant la génération des pressions interstitielles. Un calcul a été réalisé pour prévoir le développement des pressions interstitielles et avec un nombre de cycles équivalents de 25 correspondants à un séisme de magnitude 6.6. Le coefficient de sécurité F est égal à 0.88. Cette valeur indique un risque de glissement de terrain de ce barrage.

1.5.1.2. Résultats pour San Fernando :

En conclusion, on peut dire que l'introduction des effets du séisme dans un code de calcul à la rupture et on prenant en compte la génération des pressions interstitielles conduit à des résultats satisfaisants, car la liquéfaction du sol s'est avéré être la cause de la rupture. Ce calcul fournit une valeur du coefficient de sécurité qui est très proche du coefficient de sécurité de 0.80 calculé avec une méthode dynamique beaucoup plus complexe.

1.5.2. Talus de Sainte Thècle :

La ville de Saint-Adelphe se trouve à environ 65 kilomètres au nord-est de Trois-Rivières. Lors du tremblement de terre de Saguenay qui a eu lieu le 25 novembre 1988, à 18h46, un talus de 8 m de haut, se trouvant en bordure d'un petit ruisseau et situé à environ 175 km de l'épicentre du séisme de Saguenay, avait subi un glissement de terrain.

La figure 1.11 présente un plan de localisation du glissement et la topographie du site.

- Les coordonnées du site sont :
- Latitude : 46,725°
- Longitude : 72,362°

Figure 1.11: Localisation du glissement de saint-Adelphe **(base de donnés topographiques de Québec (BDTC 1998)**

Le glissement a impliqué une longueur d'environ 65 m le long du flanc du ruisseau. La distance entre le ruisseau et le sommet de la pente était de 40 m. La hauteur total de la pente impliquée dans le glissement était d'environ 8 m. Les caractéristiques du tremblement de terre du Saguenay (magnitude 5.9) au site de Sainte-Thècle sont les suivants :

- La distance à l'épicentre est de 170 km, l'accélération maximum au bedrock est de 0.04g et le nombre de cycles de chargement équivalents est de 7.
- La surface de rupture la plus probable est représentée sur la figure 1.12. Le sol est un dépôt d'argile sensible de la mer de Champlain. Le poids volumique varie entre 16 et 18 kN/m3. Les paramètres de résistance non drainée ont été obtenus à partir d'essais scissométriques.

1.5.2.1. L'étude pseudo-statique :

L'étude pseudo-statique a été effectuée avec la méthode des perturbations avec les paramètres suivants : c' = 45kPa, φ' = 20°, γ_d = 17.5kN/m^3.

La méthode traditionnelle donne un coefficient de sécurité de 1.69 pour k=0.04 et 1.81 pour k=0.03. La rupture du talus n'est donc pas prévue.

Comme l'ampleur du séisme du Saguenay est relativement faible sur le site de Sainte-Thècle (a_{max}=0.04g seulement) il semble particulièrement pertinent de procéder au calcul prenant en compte l'effet de site.

En prenant en compte une amplification de 3, le coefficient de sécurité chute d'une valeur largement supérieure à 1 à une valeur voisine de 1.1 à la fois pour le profil classique de Makdisi et Seed et pour un autre profil testé. On peut dire que l'amplification de l'accélération en tête de talus semble être la cause de la rupture du sol.

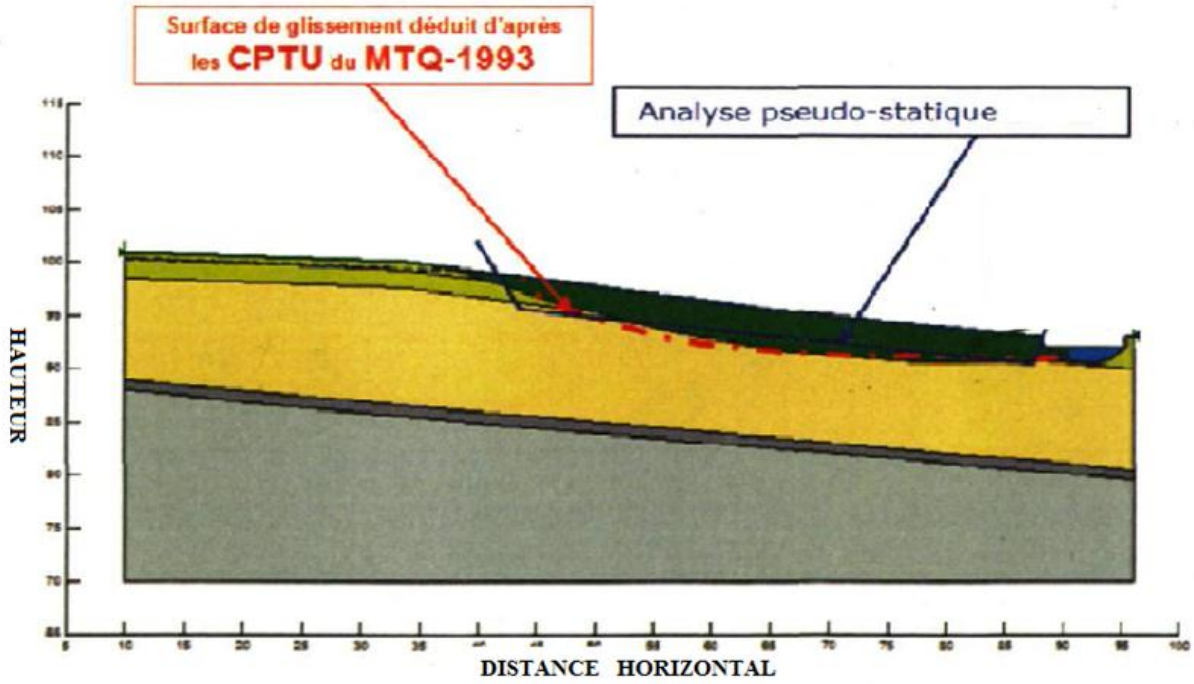


Figure 1.12 : surface de rupture la plus probable

1.5.3. Talus de Maskinongé :

La région de Maskinongé est située à environ 90 kilomètres au nord-est de Montréal sur la rive nord du fleuve Saint-Laurent et de la rivière Maskinongé. L'écoulement de la rivière Maskinongé se fait en direction sud à travers les argiles postglaciaires déposées dans le bassin

de la mer de Champlain il y a environ 10 000 ans. Environ 1 kilomètre au nord du village de Maskinongé, la rivière coupe la terrasse supérieure à une altitude moyenne de 30 mètres.

La terrasse inférieure se prolonge entre le pied de la falaise supérieure et le fleuve Saint Laurence. Près de la route 138, son élévation est environ 13 mètres et les bancs de la rivière Maskinongé sont environ 11 mètres de hauteur.

1.5.3.1. Paramètres du sol :

Les données géotechniques des différentes couches sont regroupées dans Le tableau 1.10. Ces paramètres sont issus des travaux de Demers et al. (1999).

Tableau 1.10: Propriétés géotechniques des différentes couches du site de Maskinongé

Couche	Profondeur au sommet de la pente (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Conductivité hydraulique (m/sec)	c' (kPa)	φ(°)	Référence
Sable silteux	3.02	19.2	$1*10^{-6}$m/s	0	35	Demers et al. (1999)
Argile silteux	15.7	15.6	$2*10^{-9}$	5	24	Demers et al. 1999)

1.5.3.2. Analyse de la stabilité séismique :

1.5.3.2.1. Analyse de la stabilité pseudo – statique par la méthode de (SARMA) :

Les analyses de la stabilité pseudo-statique du talus de Maskinongé en utilisant la méthode de SARMA ont été effectuées à l'aide du logiciel STABLE (Version 9.03.00) et avec les caractéristiques géotechniques cités dans le tableau 1.10.

Le résultat de l'analyse pseudo-statique est montré dans la figure 1.13 et le tableau 1.11.

Rapport-Gratuit.com

Tableau 1.11 : Analyse de la stabilité pseudo - statique par la méthode **SARMA** Site de Maskinongé, Section A-A'

	Coefficient sismique horizontale (K)	**Coefficient de sécurité (FS)**
Long terme	0.0000	0.8129 statique
	-0.0642	1.0000 critique

Les résultats obtenus avec la méthode SARMA donnent un coefficient sismique horizontal négatif égal à -0.0642 pour un coefficient de sécurité (FS) équivaut à 1. Ces résultats confirment l'instabilité du talus.

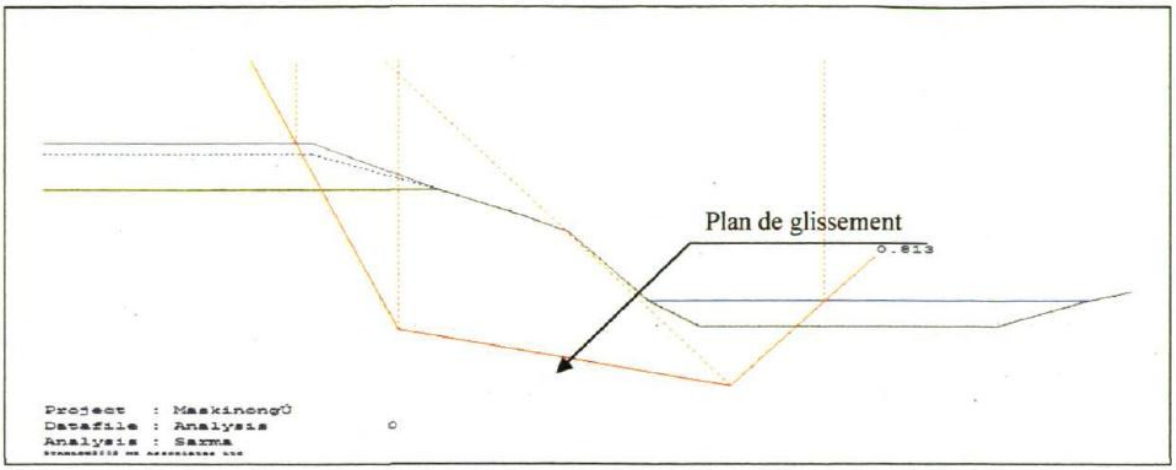


Figure 1.13 : Coefficient de sécurité pour la Méthode SARMA - Rupture non circulaire talus complet circulaire- conditions du printemps (Section B-B', calcul avec STABLE)

1.6. Conclusion :

On a vue dans ce chapitre que les glissements de terrain, éboulements et chutes de blocs font partie des phénomènes induits accompagnant le séisme lui-même ou se déclenchant dans un délai plus ou moins important après le séisme. Certains de ces glissements induits peuvent résulter aussi de processus de liquéfaction intéressant généralement des sols fins (souvent des sables fins silteux) saturés et de faible compacité.

La classification de Varnes (1978) Keefer est à caractère principalement géologique et distingue les principales familles de mouvements de versant en fonction de la nature des matériaux en cause et en fonction du type de mécanisme de déformation et rupture.

A titre d'illustration, nous somme rapportés ici quelques exemples réels de mouvements de versant sous sollicitations dynamiques, de moyenne ou grande ampleur, déclenchés ou non par une sollicitation sismique.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

DEUSIEME CHAPITRE

METHODES D'ANALYSES DE LA STABILITE DES PENTES SOUS SOLLICITATIONS SEISMIQUES

2.1. Introduction :

Toute méthode d'analyse de stabilité des pentes sous sollicitations sismiques doit permettre de prendre en compte sous une forme ou une autre le chargement volumique dû au séisme. Les séismes agissent sur un terrain en pente de deux façons, en jouant sur les forces d'inertie qui perturbent les équilibres des poids, et en modifiant le comportement du sol, (Liquéfaction, ramollissement, fatigue...). Aujourd'hui, l'évaluation de la stabilité sismique des terrains en pentes naturelles est couramment étudiée sous deux angles :

- Celui de l'observation et de suivi des déformations qui repose sur l'analyse d'images satellites, des observations de terrain.
- Celui de la modélisation, sous ce terme sont regroupées à la fois les méthodes numériques simplifiées du type méthodes à l'équilibre limite et les méthodes numériques plus complexes du type méthodes par différences ou par éléments finis.

2.2. Présentation des différentes méthodes :

2.2.1. Méthodes reposant sur des observations :

Ce sont les travaux de (Keefer, 1984 ; Rodriguez et al. 1999 ; Hancox et al. 2002) qui reposent essentiellement sur des observations de terrain. Les bases de données permettent une vision globale du phénomène de mouvement de versant sous sollicitation dynamique ainsi que :

- une première identification des facteurs de prédisposition et des facteurs déclenchant d'une instabilité.
- La définition de corrélation entre les caractéristiques des mouvements de versant et celles des séismes.

La connaissance des facteurs de prédisposition et des facteurs déclenchant et une analyse détaillée de leur importance relative sur la stabilité des versants sont à la base de la cartographie des zones de plus forte susceptibilité au phénomène de mouvement de versant sous sollicitations dynamique. Cette cartographie est aujourd'hui essentiellement menée par l'intermédiaire des systèmes d'information géographique (SIG) qui permettent la superposition, sur un même document, d'une multitude d'informations cartographiques que sont :

- La topographie des versants, souvent analysée sur la base de modèle numériques de terrain(MNT)
- La géologie des versants
- Les propriétés mécaniques des matériaux
- Les données hydrogéologiques
- La sismicité
- La distribution des mouvements de versant existants
- Des indications sur le taux de déformation des masses de sols ou de roches au niveau de ces mouvements de versant anciens.

L'étude de chacun de ces facteurs, de leur importance relative sur la stabilité des versants et de leurs répartitions spatiales, couplée à une modélisation numérique, permet de définir des cartes d'alea de mouvement de versant sous sollicitation dynamique déterministe ou probabiliste. Dans une carte d'alea déterministe, l'espace est divisé en deux ensemble distincts, les zones stables et les zones instables, alors que dans une carte d'alea technique bien que très prometteuse présente une limite majeur : sa fiabilité repose sur la définition du ou des critères d'instabilité ainsi que sur la quantité des données cartographiques disponibles.

On peut ajouter par ailleurs, que les méthodes basées sur des observations ne nous permettent pas de nous donner la stabilité d'une pente donnée.

2.2.2. Méthodes reposant sur la modélisation :

Cinque types de méthodes reposent sur la modélisation permettent d'évaluer la stabilité des versants sous sollicitations dynamiques, il s'agit de :

- la méthode pseudo - statique connue sous le nom de méthode de Terzaghi (1960)
- La méthode en déplacement connue sous le nom de la méthode de Newmak (1965)
- Méthode de Sarma (1973)
- Méthode de MINEIRO (1975, 1979)
- Méthode de calcul en déformation par éléments finis ou par différences finis

2.2.2.1. Méthode pseudo statique :

Cette méthode est dérivée de la méthode classique d'analyse de la stabilité statique d'une pente en rupture circulaire. On considère en effet, qu'aux forces volumiques classiques de gravité s'ajoute une force volumique $\gamma\vec{k}$ d'intensité constante, destinée à simuler l'effet des forces d'inertie dues au séisme (γ : poids volumique du matériau). Dans cette approche, le séisme est donc entièrement caractérisé par la donnée du vecteur: $\vec{k} = \vec{a} / g$ où $\vec{a}$ désigné la densité volumique d'accélération d'inertie.

Cette méthode a été introduite par TERZAGHI dès 1950 ; elle fut et demeure encore largement utilisée compte tenu des nombreux développements qui ont été faits en statique (méthode de BISHOP, méthode des perturbations, méthode en rupture non circulaire, ...).

Le vecteur sismique $\vec{k}$ a deux composantes : le coefficient sismique horizontal k_h dont la valeur est prépondérante, le coefficient sismique vertical k_v souvent négligé. Les valeurs couramment utilisées pour k_h vont de 0,05 à 0,15 aux Etats-Unis et de 0,15 à 0,25 au Japon.Ce choix reste essentiellement empirique, sans être réellement calé sur l'expérience et sur les observations (SEED, 1966).

la sollicitation dynamique est représentée sous la forme d'une force volumique I, de module proportionnel au poids du volume potentiellement instable, Par l'intermédiaire de coefficient pseudo – statique K (figure 2.1).

la stabilité au glissement est liée à un coefficient de sécurité pseudo- statique autrement dit dynamique qui est calculé par les mêmes méthodes de calcul dans le cas statique et en tenant compte de cette force de volume supplémentaire.

Lorsque F_{dyn} est inférieur ou égal à 1 la pente est dit instable.

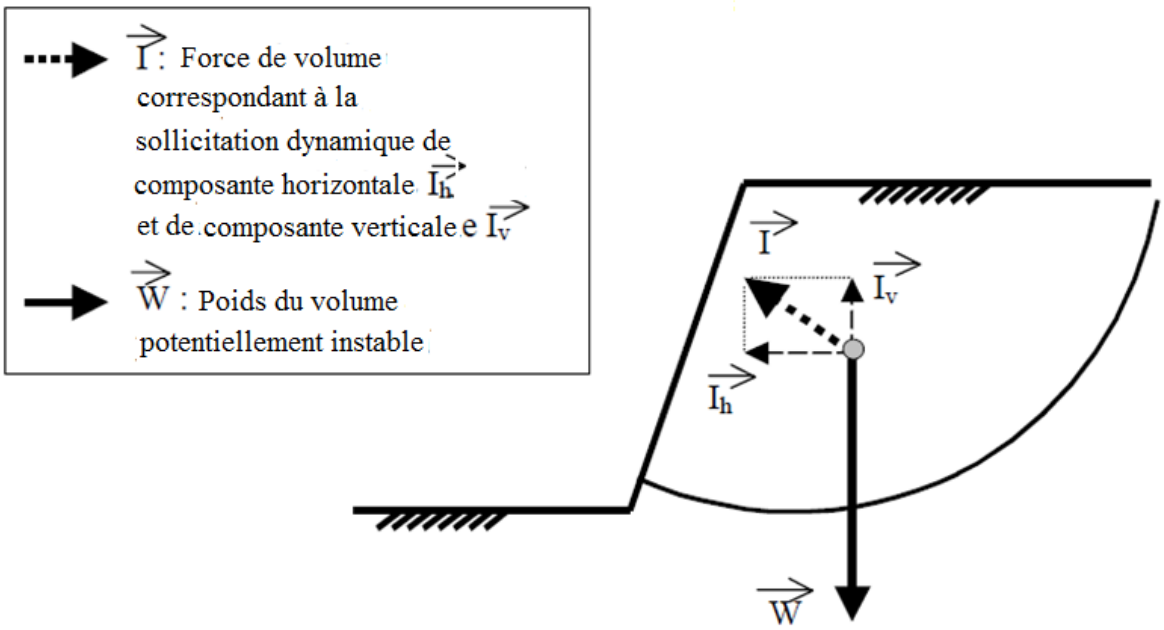


Figure 2-1 : méthode pseudo statique **(Terzaghi 1960)**

2.2.2.1.1 Principales limites de la méthode pseudo – statique :

Peu couteuse et facile à mettre en œuvre, cette méthode présente néanmoins un certain nombre de limites qui conduisent généralement à sous – estimer le coefficient de sécurité de la pente :

- D'après cette méthode, $F_{dyn} \leq 1$ correspond à une instabilité, cependant, compte tenu du caractère dynamique d'une secousse sismique, il est possible qu'au cours du chargement cyclique imposé par le séisme, F_{dyn} soit inférieur à 1 pendant un court instant sans pour autant qu'il y ait rupture.
- De plus, le versant est considéré comme un bloc rigide, ceci suppose qu'à un instant donné, tous les points de ce versant subissent la même force d'inertie
- Enfin, la fiabilité de cette méthode repose sur le choix du coefficient pseudo – statique K.

2.2.2.2. Méthode en déplacement de Newmark (1965) :

NEWMARK a proposé en 1965 une méthode de calcul de déplacement induit de la masse potentiellement instable lorsque l'accélération dépasse une valeur critique. cette méthode

s'applique principalement pour un sol granulaire sec et homogène. Les déplacements sont supposés se produire parallèlement à la pente selon une cinématique de glissement plan (figure 2.2). Le comportement du sol est supposé rigide-plastique.

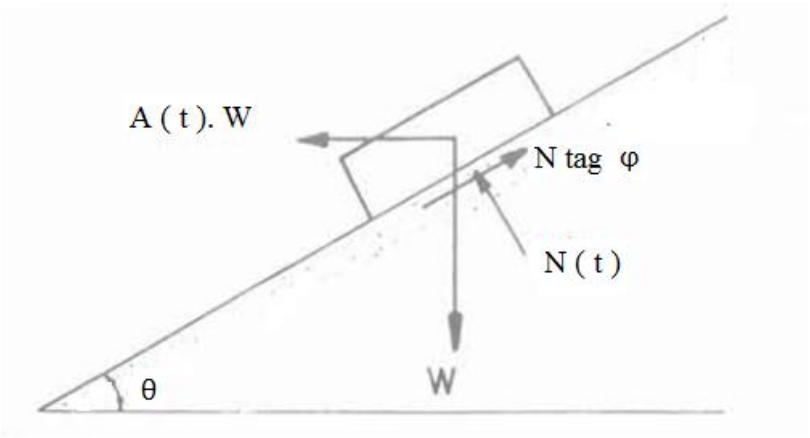


Figure 2.2: équilibre du bloc au cour du temps **(Newmark 1965)**

Au cours des cycles, il y a alternativement glissement relatif du sol en surface vers l'aval et entraînement de cette partie dans le mouvement général d'oscillation. Il en résulte par saccades une reptation d'une couche superficielle du sol vers le bas de la pente. De manière simplifiée, telle que l'a présentée NEWMARK, on peut considérer un accélérogramme en créneaux de temps élémentaire t_0. Pour une accélération horizontale orientée vers l'amont , il y a glissement lorsque l'accélération A.g est supérieure à une valeur limite A'. g , fonction de l'angle θ de la pente et de l'angle de frottement interne (φ).

$$A' = \frac{\cos\theta . tg\varphi + \sin\theta}{\sin\theta . tg\varphi - \cos\theta} \qquad \textbf{(2.1)}$$

Le déplacement relatif *δ,* à chaque cycle, est obtenu par une double intégration :

$$\delta = \frac{V^2}{2gA}\left(1 - \frac{A'}{A}\right) \qquad \textbf{(2.2)}$$

Ou :

$$V = Agt_0 \qquad (2.3)$$

La méthode a été vérifiée sur des essais en modèles réduits à la table vibrante qui ont donné des résultats assez satisfaisants (NEWMARK, 1965).

Cette méthode a ensuite été améliorée par GOODMAN et SEED (1966) qui procèdent numériquement à une double intégration sur l'accélérogramme, pour évaluer le déplacement cumulé, et qui tiennent compte d'une éventuelle diminution de la résistance au cisaillement par radoucissement d'un cycle à l'autre, comme indiqué à la figure 2.3.

Ayant réalisé de nombreux essais en modèles réduits, ils font remarquer que la méthode est très sensible à la valeur de l'angle de frottement interne du sol.

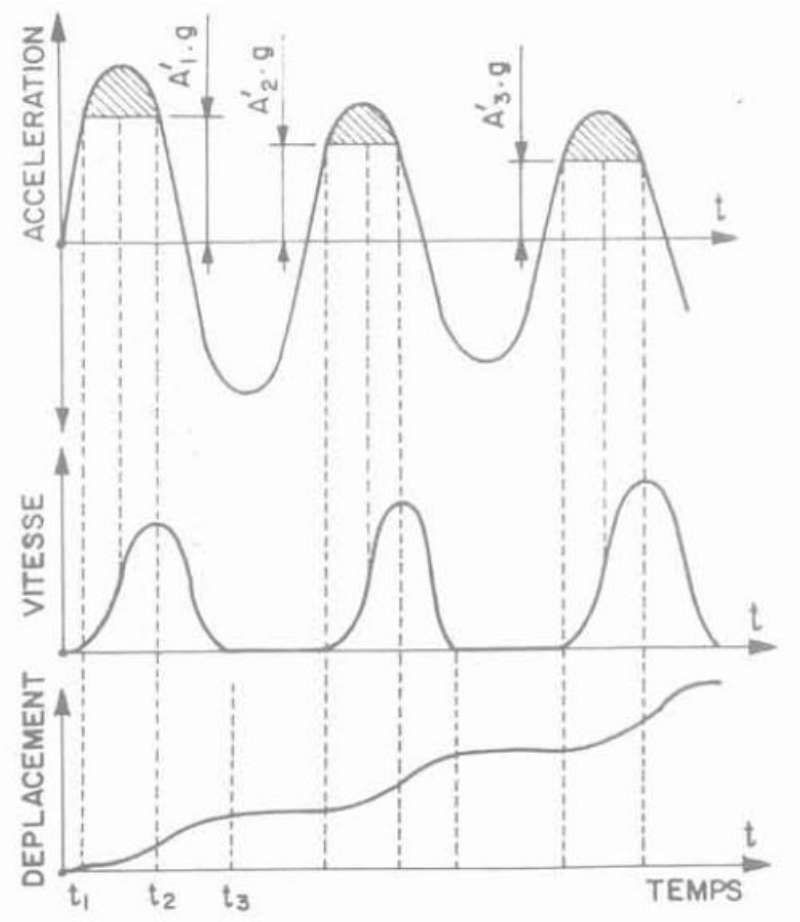


Figure 2.3 : Double intégration de l'accélérogromme **(Newmark 1965)**

2.2.2.2.1. Limite de la méthode en déplacement de Newmark :

Cette méthode repose sur un certain nombre d'hypothèses simplificatrices :

- La masse qui glisse est considérée un bloc rigide et homogène, ainsi, les forces d'inertie générées lors de séisme sont, à tout instant, identique pour l'ensemble du talus, ce qui va à l'encontre du phénomène d'effet de site. Bien que cette méthode ne soit théoriquement applicable qu'au glissement présentant une structure de bloc rigide, elle peut donner des résultats intéressants dans le cas où cette condition n'est pas remplie (Gibson et al. 1998).

- La méthode de Newmark permet la résolution numérique d'équations différentielles du second ordre. Elle convient, non seulement pour des systèmes différentiels linéaires, mais aussi pour des systèmes fortement non-linéaires.
- une méthode pratique applicable à des problèmes qui peuvent être extrêmement complexes. Elle converge raisonnablement quand le pas de temps est suffisamment petit par rapport aux périodes impliquées (périodes propres du système ou périodes d'excitation).

2 .2.2.3.Méthode de Sarma (1973):

Sarma (1973) a développé une méthode pour une tranche verticale ou non pour les blocs de sol. Cette méthode satisfait les deux conditions d'équilibre. En outre, la relation entre les forces inter-tranche est assumée comme un processus linéaire de Mohr-Coulomb.

Les forces inter-tranches sont ajustées jusqu'à ce que le coefficient de sécurité pour l'équilibre des forces et des moments soit satisfait.

En générale, la méthode de Sarma :

- Tien compte à la fois de la force et des forces inter-tranches de cisaillement,
- Satisfaire à la fois l'équilibre des forces et des moments.

2.2.2.3.1. Principe de résolution :

Dans sa méthode originelle, Sarma calcule l'accélération horizontale qui met la pente en rupture. Pour cela, il introduit une fonction entre les contraintes normale et tangentielle inter tranches qui

Rapport-Gratuit.com

dépend de la poussée latérale des terres, et résout toutes les équations d'équilibre. Plus tard, Sarma modifia sa méthode pour autoriser les tranches non verticales, et on peut alors chercher l'accélération horizontale minimale mettant la pente en rupture en faisant varier l'inclinaison des tranches.

On retrouve le coefficient de sécurité habituel en réduisant la résistance du sol jusqu'à ce que l'accélération horizontale mettant la pente en rupture soit nulle.

- **Résultat** :

La méthode modifiée de Sarma donne une accélération horizontale critique ainsi que l'inclinaison des tranches correspondante. Le facteur de sécurité habituel peut aussi être trouvé.

- **Remarques** :

La méthode de Sarma prend en compte la résistance du sol entre les tranches, et donc la résistance exigée sur la surface de rupture pour un coefficient de sécurité donné est plus faible.

Cette méthode satisfaisant tous les équilibres, elle est dite rigoureuse. Sa mise en œuvre doit être faite avec précaution, les résultats devenant faux pour un découpage des blocs conduisant à une mauvaise cinématique.

Comme il s’agit d’une discrétisation par blocs, on ne suppose pas que la contrainte normale à la base d'un bloc s'applique au milieu de cette base.

2.2.2.4. Méthode de MINEIRO (1975, 1979) :

À l’année 1975 et 1979 Mineiro proposé une méthode qui prend en compte la fragilité dynamique des sols et les pressions interstitielles générées lors d'un séisme.
La méthode considère les étapes suivantes:

- L'accélération limite initiale est déterminée par la résistance statique du matériau et en tenant compte des pressions interstitielles lors de la survenance du tremblement de terre et de la fragilité du matériau est calculée l'accélération limite résiduelle.
- Les accélérations induites par le tremblement de terre dans le sol sont calculées par la méthode des éléments finis en supposant un comportement élastique linéaire avec

amortissement visqueux pour le matériau.

- L'évaluation des déplacements se fait compte tenu de la valeur de l'accélération limite résiduelle et l'accélérogramme induite agissant sur la base de la surface de glissement.

2.2.2.5. Méthode de calcul en déformation par éléments finis ou par différences finis:

Ces méthodes permettent de simuler le comportement dynamique de structure composées de sols ou de roches. Leur principal avantage est leur capacité à prendre en compte la variabilité spatiale et temporelle des accélérations au sein du versant, autrement dit, les effets de site.

2.2.2.5.1. Analyse par la méthode des éléments finis:

En analyse numérique, la méthode des éléments finis est une technique de calcul numérique qui consiste à discrétiser en sous-ensembles un objet (ou une partie d'un objet), ces sous-ensembles sont appelés éléments. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds. La discrétisation de l'objet se nomme le maillage. Ainsi notre objet est représenté par des fonctions définies sur chaque élément que l'on pourrait éventuellement utilisés pour représenter la totalité de l'objet. Ce sont en particulier des polynômes ou des fonctions harmoniques.

En sollicitation cyclique, le diagramme contrainte déformation en cisaillement du sol présente une courbe avec hystérésis, donc avec dissipation d'énergie. On peut alors modéliser le sol de deux façons :

1) On pratique d'abord une analyse linéaire avec un module de cisaillement effectif, puis on introduit un amortissement visqueux pour modéliser la dissipation d'énergie dans le sol.

2) On pratique une analyse non linéaire pas à pas dans le temps avec variation des paramètres à chaque pas.

Réalisées avec minutie, ces deux approches sont très lourdes en calcul. Des raccourcis ont été proposés. Hardin et al (1970) proposent une formule plus complète pour le module de cisaillement maximale G_{max} de sable et l'argile et ils posent :

$$G_{max} = 314\ \frac{(2.973-e)^2}{(1+e)}\ OCR^K\ P_a\ \left(\frac{\sigma'_m}{P_a}\right)^{0.5} \qquad (2.4)$$

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Avec :

- σ'_m : est la contrainte principale effective moyenne
- P_a : la pression atmosphérique
- e : l'indice des vides
- k : un coefficient qui dépend de l'indice de plasticité (tableau 2.1)
- OCR : le coefficient de surconsolidation

Tableau 2.1 : Valeur de l'exposant k, formule de **Hardin et al**

Indice de plasticité du sol	Valeur de k
0	0
20	0.18
40	0.30
60	0.41
80	0.48
>100	0.5

La résistance ultime est fournie par l'équation de Coulomb avec comme valeur de contrainte normale, la plus faible des contraintes s'appliquant sur un élément de sol soit :

$$K_0\, \sigma'_{v0} \qquad (2.5)$$

L'amortissement visqueux est aussi quantifié par Hardin et al (1972).

Ils écrivent :

$$\xi = \xi_{max}\left(\frac{1-G}{G_{max}}\right) \qquad (2.6)$$

Ceci fournit l'accélérogramme à la surface du sol et le spectre de réponse qui détermine les charges sismiques. On obtient aussi les valeurs maximales des contraintes et des déformations qui permettent de vérifier le risque de liquéfaction.

D'autres approches plus sommaires existent et peuvent parfois donner des résultats informatifs.

Bien qu'il existe de nombreux logiciels utilisant cette méthode et permettant de « résoudre » des problèmes dans divers domaines, il est important d'avoir une bonne idée de ce qu'il faut faire, notamment quant au choix du maillage et du type d'éléments qui doivent être adaptés au problème posé : les résultats sont approchés , pour cela il existe des indicateurs d'erreur et des estimateurs d'erreur qui permettent d'ajuster les différents paramètres vis-à-vis des résultats trouvées.

2.2.2.5.2. Analyse par méthode des déférences finies :

La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites (DESAI et CHRISTIAN, 1977) , c'est une technique courante de recherche de solutions approchées d'équations aux dérivées partielles qui consiste à résoudre un système de relations (schéma numérique) liant les valeurs des fonctions inconnues en certains points suffisamment proches les uns des autres.

Cette méthode étant la plus simple à mettre en œuvre car elle procède en deux étapes : d'une part la discrétisation par différences finies des opérateurs de dérivation/différentiation, d'autre part la convergence du schéma numérique ainsi obtenu lorsque la distance entre les points diminue.

La plupart des méthodes utilisant cette technique adoptent une discrétisation du milieu en mailles ou éléments rectangulaires exclusivement.

Un schéma numérique c'est la formulation algébrique d'un problème discret conçu à l'aide de la méthode des différences finies. La démarche comprend les étapes suivantes :

- Choisir les opérateurs discrets qui sont des approximations des opérateurs différentiels de la formulation exacte.
- Générer un maillage du domaine de définition en étant attentif aux nœuds frontières et à la manière de traduire les conditions aux limites.
- En se fondant sur les expressions issues des opérateurs discrets, établir les relations liant les valeurs des fonctions aux nœuds du maillage (les inconnues).

Une fois que le schéma numérique est établi et que le problème discret est formulé, il s'agit non seulement de le résoudre, mais encore de s'assurer que la solution discrète converge vers la solution exacte lorsque les pas du maillage tendent vers 0.

Evidemment, après plusieurs cycles en boucle le calcul, les perturbations se propagent finalement comme elles le feraient physiquement et le calcul tend globalement vers une solution théorique exacte.

2.3. Conclusion :

Les avancées dans le domaine de l'observation par satellite, de la cartographie et de l'informatique fournissent aux scientifiques de nombreux outils permettant l'analyse des mouvements de versant sous sollicitations dynamiques : image satellites, méthodes numériques et par contre , le cout élevé de certaines de ces méthodes et les connaissances techniques requises pour leur utilisation font que les méthodes plus traditionnelles, méthode pseudo-statique et méthode en déplacement de Newmark, sont encore largement utilisées.

Aujourd'hui, les limites de ces méthodes et notamment leur incapacité à prendre en compte les phénomènes d'effets de site supposés responsables du déclanchement de nombreux mouvements de versant à travers le monde, ne font plus aucun doute. L'objectif de ce travail est donc de présenter une approche plus rigoureuse du phénomène de mouvement du versant sous sollicitation séismique. Celle-ci repose sur des modélisations numériques réalisées à l'aide de code de calcul par éléments finies PLAXIS qui viennent par la suite.

TROISIEME CHAPITRE

LOIS DES COMPORTEMENTS DES SOLS SOUS SOLLICITATIONS SEISMIQUES

3-1- Généralités :

Par rapport au comportement statique, le comportement dynamique des sols se caractérise par le fait que l'accumulation des cycles peut provoquer de grandes déformations **par** rapport avec celles provoquées par un cycle unique. Il en résulte la notion de seuil, séparant un domaine de sollicitations conduisant à un état stabilisé, d'un domaine où les déformations cumulées s'accentuent jusqu'à la rupture. La plupart des résultats obtenus dans les études récentes mettent en évidence l'existence de tels seuils, notamment dans le plan des contraintes principales (courbes ou droites limites) et dans l'espace (p, q, Ɛ) introduit par l'école de Cambridge.

La notion de seuil permet donc de caractériser les sollicitations ne conduisant pas à la rupture, même lorsqu'elles sont appliquées durant un nombre élevé de cycles. Toutefois, une sollicitation sismique réelle intervient pendant une durée limitée qui peut être suffisamment courte pour qu'un chargement d'amplitude supérieure au seuil ne provoque que des déformations admissibles. Aussi, utilisé pour caractériser la résistance au cisaillement cyclique, le seuil constitue-t-il en général un critère trop conservatif. De nombreux auteurs préfèrent relier l'amplitude de la sollicitation cyclique τ_c au nombre de cycles N requis pour provoquer la rupture définie en général par un taux arbitraire de déformation ε_r.

A partir de la famille de courbes τ_c (N, ε_r), SEED (1966) relie la contrainte de cisaillement totale $\tau_r = \tau_0 + \tau_c$ (statique + cyclique), conduisant à la rupture en un nombre donné de cycles N_r à la contrainte normale effective $(\sigma'_0$ s'exerçant avant sollicitation sur la facette cisaillée, et à l'inclinaison $\frac{\tau_0}{\sigma'_0}$ de la contrainte statique initiale sur cette facette. Il obtient ainsi dans le plan de Mohr une famille de droites dépendant de trois paramètres et caractérisant la résistance au cisaillement cyclique :

$$\boldsymbol{\tau_r = f\left(\sigma'_0, N_r, \varepsilon_r, \frac{\tau_0}{\sigma'_0}\right)} \qquad \textbf{(3.1)}$$

Un tel critère constitue une généralisation du concept de courbe intrinsèque, utilisé classiquement pour les chargements monotones.

Certains aspects majeurs du comportement des sols sous chargement dynamique, qui sont présentés dans la suite, font largement appel à cette définition de la résistance au cisaillement dynamique.

3.2. Description expérimentale de l'essai cyclique sur un sol :

Il est d'usage dans les calculs dynamique d'un profil de sol ou dans les problèmes d'interaction sol-structure de considérer que le mouvement sismique a pour origine une onde séismique de cisaillement se propageant verticalement depuis le substratum.

Différents types d'essais de cisaillement cycliques sont envisageables : cisaillement simple ou direct, traction-compression, flexion, torsion, mais le plus couramment utilisés sont les essais de chargement axial sur éprouvettes cylindriques à l'appareil triaxial en condition drainé et non drainée, en imposant des cycles de chargement axial de forme sinusoïdale et d'égale amplitude, après avoir reconsolidé l'éprouvette sous une contrainte isotrope.

Pour obtenir des résultats représentatifs, ces essais devraient être réalisés sur des éprouvettes intactes. Les questions les plus délicates c'est comment reproduire correctement le comportement sous chargement cyclique en laboratoire parce que le respect des valeurs de densité et des contraintes en place ne suffit pas, car il est extrêmement difficile de prélever des matériaux pulvérulents sans remaniement , pour confronter à ce problème lors d'un étude en laboratoire, on procède à des essais sur plusieurs éprouvettes, pour différentes valeurs du rapport de contrainte cyclique $\frac{\tau}{\sigma'_c}$ et l'on présente habituellement les résultats sous la forme donnée sur la figure 3.1.

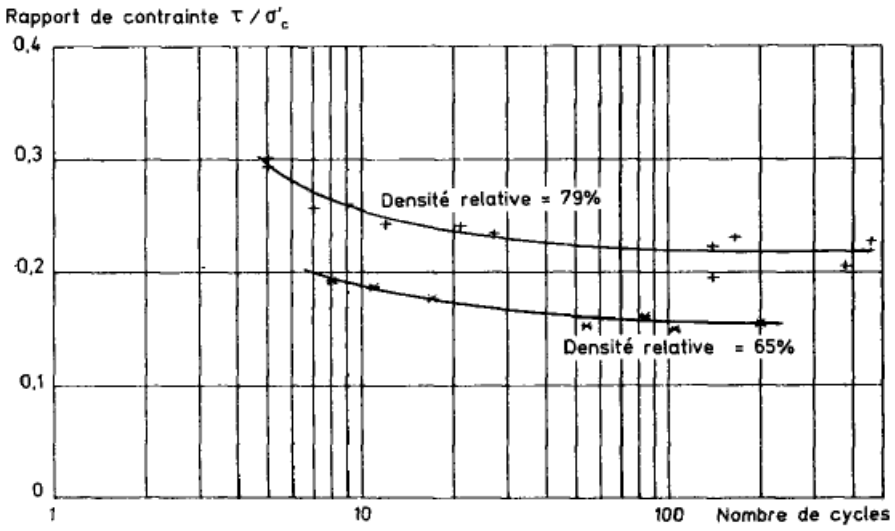


Figure 3.1 : Résultats d'une étude de résistance sous chargement cyclique. (Essais sur sable d'Hostun)

Lors d'essais cycliques, le matériau rompt au bout d'un certain nombre de cycles. L'endommagement du matériau au cours de l'essai est appelé " fatigue". On parle donc couramment d'essais de fatigue lorsque la sollicitation est cyclique. La fréquence de sollicitation est ici donnée par le nombre de cycles par seconde. Notons également que les cycles de déformations (ou de contraintes) peuvent être plus ou moins compliqués. Ils peuvent par exemple présenter un plateau (déformation constante), de sorte qu'à chaque cycle, il se produit un phénomène de relaxation des contraintes.

Initialement dans le cas d'un profil de sol horizontal, l'élément est en équilibre sous les contraintes verticales effectives σ'_v et horizontales effectives $K_0\,\sigma'_v$ ou k_0 est le coefficient de poussé des terres au repos (figure 3.2). Le passage de l'onde de cisaillement se traduit par l'application sur les faces horizontales de l'élément de sol, et donc sur les faces verticales pour maintenir les conditions d'équilibre d'une contrainte de cisaillement $\tau(t)$. Sous l'effet de cette contrainte, l'échantillon subit une déformation de cisaillement simple ; pour un matériau à comportement élastique se traduirait par une variation de volume nulle. La déformation de cisaillement, appelée distorsion est définie par :

$$\gamma = \frac{\Delta u}{\Delta h} \qquad \textbf{(3.2)}$$

Si l'on reproduit au laboratoire des cycles de déformation d'amplitude constante, symétrique, on obtient les courbes de la figure 3.3 et figure 3.4.Ces figures montrent que dans le plan (ε,ɣ), Le comportement du sol est caractérisé par une boucle d'hystérésis dont l'inclinaison et la surface sont fonction de l'amplitude de la déformation au cours du cycle. Plus l'amplitude est grande, plus la surface de la boucle d'hystérésis et l'inclinaison sont importantes. Il a été constaté, de manière expérimentale que la forme de la boucle d'hystérésis n'est pas influencée par la vitesse d'application du chargement (Pecker. 1984). Dès que le chargement cyclique n'est plus fermé, le comportement devient plus Complexe à décrire.

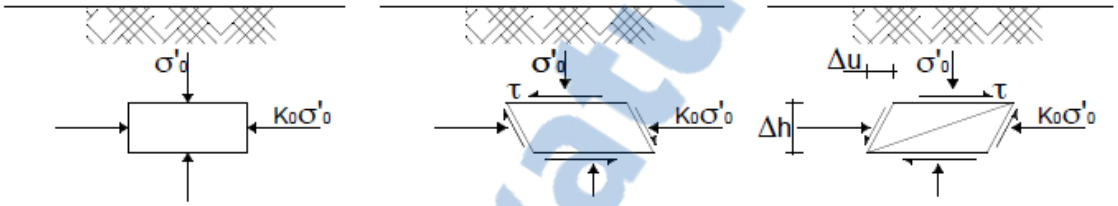


Figure 3.2 : séquence de chargement idéalisée

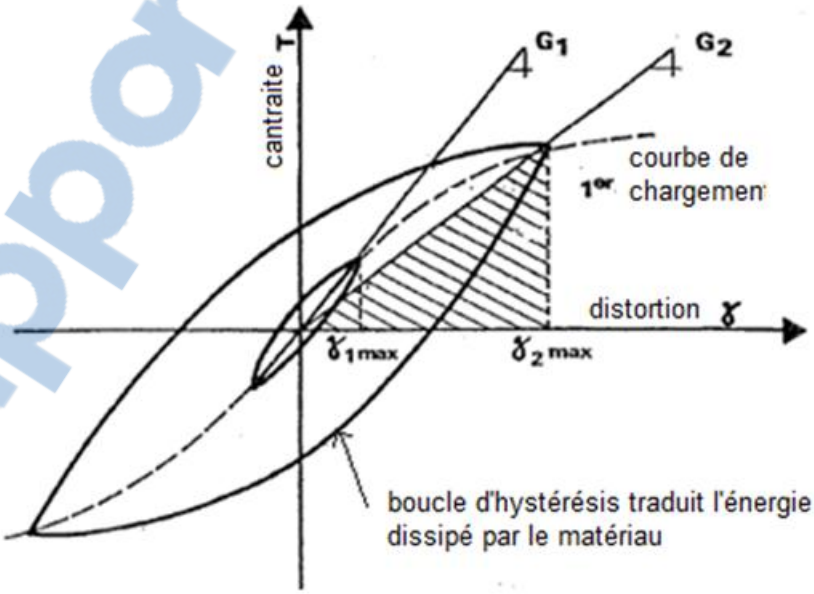


Figure 3.3 : courbe effort- déformation cyclique **(pecker1984)**

Rapport-Gratuit.com

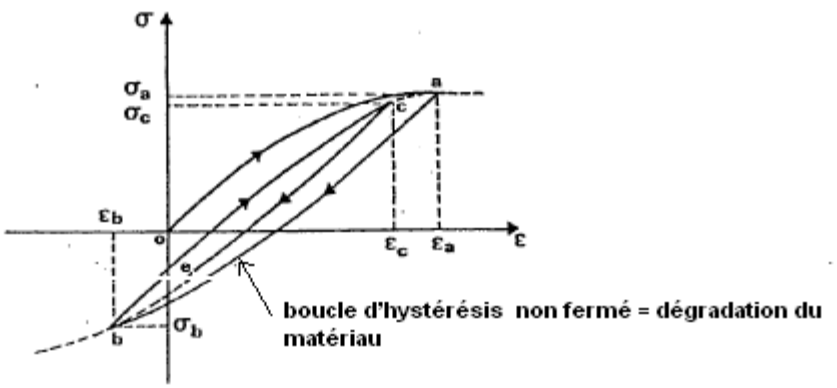


Figure 3.4: chargement cyclique quelconque **(pecker1984)**

La densité volumique d'énergie dissipée sur cycle (Dm) est représentée par l'air de la boucle.

on note que la rigidité et l'énergie dissipée par le matériau à chaque cycle évoluent avec l'amplitude de la déformation appliquée.

L'énergie élastique stockée sur un quart de cycle, est représentée par le triangle hachuré de la figure 3.4 qui égale à :

$$\mathbf{W} = \frac{1}{2}\, G\,(\gamma_m) \times \gamma_m{}^2 \qquad \textbf{(3. 3)}$$

Avec :

G (γ_m) : le module de cisaillement sécant

Un coefficient de perte η(γ) est introduit pour prendre en compte le comportement dissipatif du matériau. il est défini par la relation suivante :

$$\eta\, \gamma_m = \frac{D_m}{2\pi\, W} \qquad \textbf{(3.4)}$$

Il est possible de déterminer expérimentalement le module de cisaillement sécant, le coefficient de perte et la distorsion à l'aide d'un préssiomètre cyclique (Dormieux , 1989) ou

d’essais triaxiaux cyclique (Lanier . 2001) .

L’amortissement est le phénomène par lequel l’énergie mécanique est absorbée et converti, sous forme d’énergie thermique par exemple, pour des systèmes cycliques il est représenté par la surface de la boucle d’hystérésis.

3. 3. comportement cyclique des sols :

L’objectif de ces essais est d’obtenir la loi de comportement ”cyclique” du sol, qui caractérisé son l´évolution au fur et à mesure des cycles de sollicitation.

La figure 3.5, montre le type de résultats obtenus en déformation imposée (traction-compression par exemple), dans le cas d’un sol à durcissement cyclique. Lorsque l’amplitude de contrainte n’évolue plus sur plusieurs cycles, on dit que l’on a atteint le ”cycle stabilisé”. Pour obtenir la loi de comportement cyclique du sol, on effectue plusieurs essais à déformation Imposée plus ou moins grande. Pour chaque essai, on note l’amplitude de contrainte aux cycles stabilisés, que l’on trace en fonction de l’amplitude de déformation.

La figure 3.6 montre le type de courbe obtenu, appelé" courbe de consolidation cyclique". Cette courbe ressemble à celle obtenue lors d’un essai d’écrouissage, mais ne traduit pas du tout le même type de comportement.

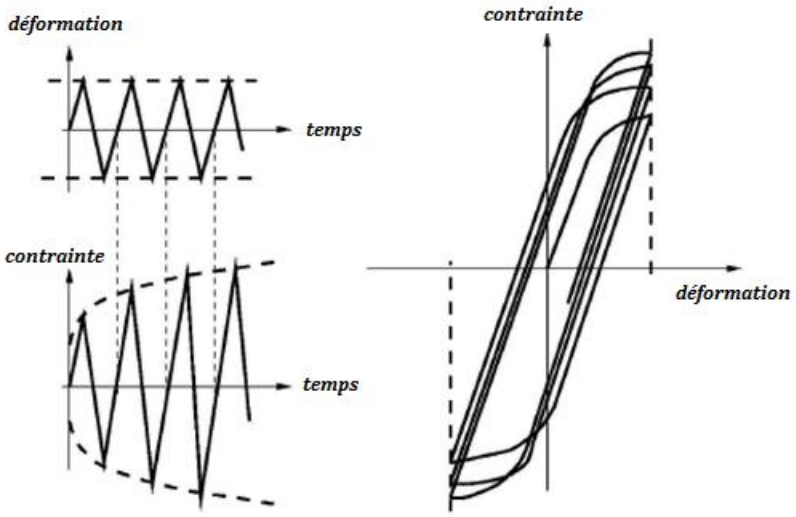


Figure.3.5 : Essai cyclique à déformation imposée

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

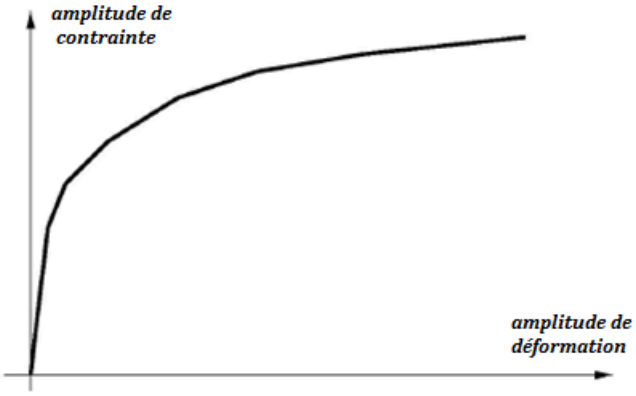


Fig. 3.6 : courbe de consolidation cyclique typique

Sous une sollicitation à amplitude de contrainte contrôlée, on distingue trois types de phénomènes, schématisés sur la figure 3.7a, à savoir :

• **le rocher** : la déformation augmente d'une manière continue, conduisant ainsi à des phénomènes de rupture comme la liquéfaction ou la mobilité cyclique.
• **l'accommodation** : c'est une stabilisation du chemin contrainte-déformation sur une boucle d'hystérésis.
• **l'adaptation** : après un certain nombre de cycles, la courbe contrainte-déformation présente un chemin réversible, donc un comportement parfaitement élastique.

on parle de durcissement cyclique lorsqu'on a une déformation contrôlée, et le diagramme contrainte-déformation présente un intervalle de variation de contraintes qui croît et se stabilise. S'il décroît et se stabilise, on parle d'un amollissement cyclique (Figure 3.7b).

Un chargement cyclique est alterné si le déviateur de contraintes peut, au cours des cycles, prendre des valeurs plus petites que celle des conditions initiales avant cisaillement. Il est non alterné si le déviateur de contraintes reste toujours supérieur (Figure 3.7c).

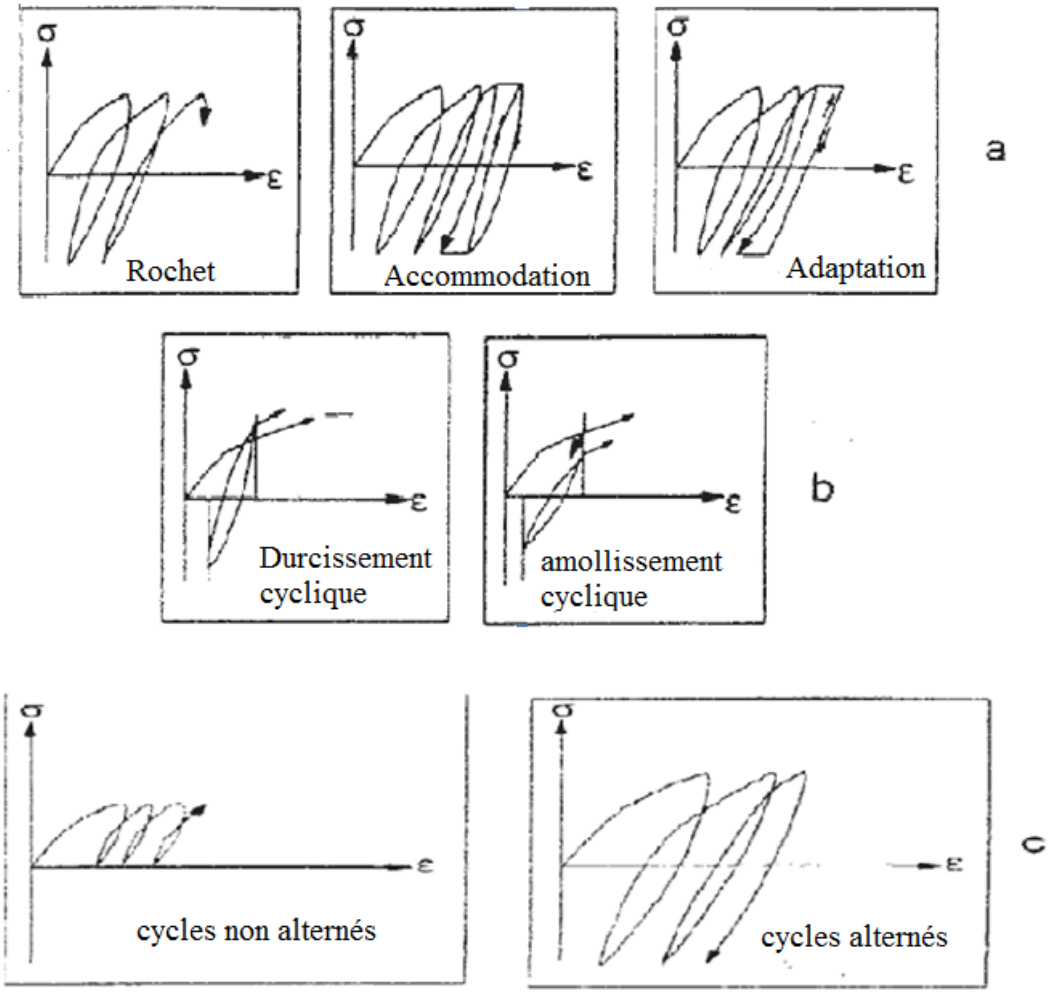


Figure 3.7 : Divers comportements cycliques facilement observables à l'appareil triaxial conventionnel

pour bien définir le comportement dynamique du sol Il est nécessaire de compléter les essais en laboratoire par des investigations spécifiques pour obtenir des caractéristiques de résistance, de déformabilité et d'amortissement pertinentes.

Ces investigations mettront généralement en œuvre des essais in situ (essais de pénétration, des mesures de vitesses de propagation d'ondes).

3.3.1. Comportement en condition drainée :

On condition drainé le comportement expérimental cyclique d'un sol est représenté sur la figure 3.8 il est décrit comme suit:

- Les essais cycliques montrent un écrouissage important au cours du premier cycle.
- Les cycles conservent pratiquement la même forme en se décalant le long de l'axe correspondant à la déformation axiale.
- L'écrouissage est donc important au premier chargement. II l'est nettement moins pour les cycles suivants mais des déformations plastiques continuent à se créer.

Si après un ou quelques cycles à même amplitude de contrainte, nous augmentons la contrainte maximale, nous voyons apparaître un coude dans la courbe contrainte - déformation: la pente diminue nettement au passage pour une valeur voisine de la contrainte maximale des cycles précédents. Par contre, les cycles suivants ont une allure plus régulière avec une pente plus raide vers le haut du cycle."

Son interprétation est alors la suivante:
"II y a donc un phénomène de mémoire qui peut être caractérisé par la valeur maximale de la contrainte cyclique. II sera effacé par une contrainte supérieure qui devient à son tour paramètre de mémoire. Ce mécanisme joue le rôle d'une surface de charge. Le passage de cette surface crée des déformations plastiques importantes. Par contre à l'intérieur de cette surface, il se crée également des déformations plastiques (au moins sur certains chemins) mais d'amplitude plus faible."

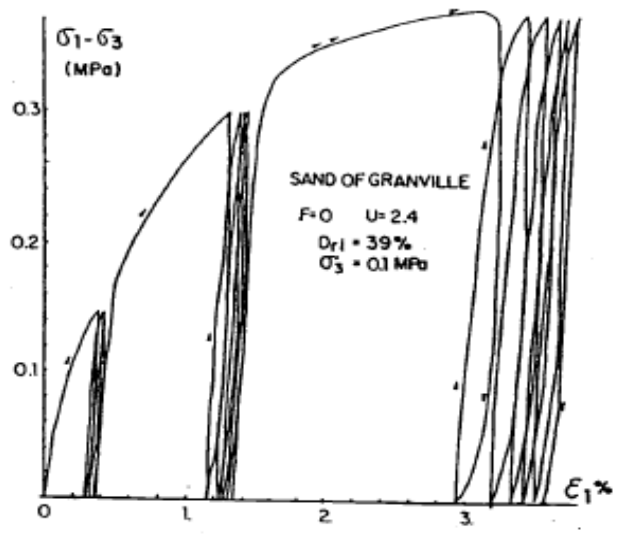


Figure 3.8: Comportement cyclique d'un sol sur chemin triaxial drainé **(Franco Vilela)**

3.3.2. Comportement en condition non drainée :

Globalement les comportements sous sollicitations alternées cycliques du sable et de l'argile sont assez similaires.

Dans le cas d'essais non drainés, l'augmentation de la déformation volumique au cours des cycles, se traduit par une augmentation de la pression interstitielle et une diminution de la pression effective.

Le comportement de l'argile soumise à une sollicitation alternée cyclique non drainée dépend très fortement du niveau de contrainte imposé. Si celui-ci est bas, il y a possibilité d'obtenir une stabilisation des cycles, qui se reproduisent sur eux-mêmes. Dans le cas d'essais à fort niveau de contrainte, quelques cycles peuvent mener dans le domaine des grandes déformations.

l'augmentation de la pression interstitielle se produit jusqu'à la rencontre de la droite de plasticité parfaite (au sens des modèles de Cam-Clay), sans jamais aboutir à l'annulation des contraintes effectives (Figure 3.9).

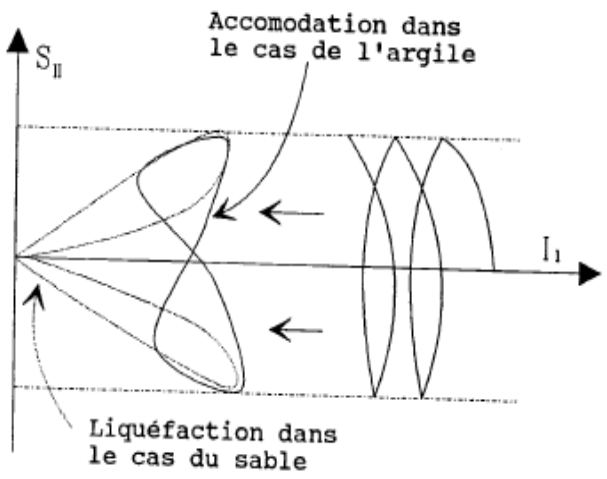


Figure 3.9: Comparaison du comportement d'une argile et d'un sable lors d'un essai triaxial cyclique alterné non drainé

Les essais réalisés sur des argiles surconsolidées montrent que plus le degré de surconsolidation est grand, plus l'augmentation de pression interstitielle est faible.

Dans le cas des sables, la diminution de pression moyenne effective se poursuit jusqu'à l'annulation des contraintes: c'est le phénomène de liquéfaction. La figure 3.10 montre les types de comportement observés suivant les différentes zones du plan (q, p'). Selon Luong (1980), la liquéfaction (au sens d'annulation des contraintes effectives) ne peut avoir lieu que si le déviateur appliqué est autour de l'axe hydrostatique.

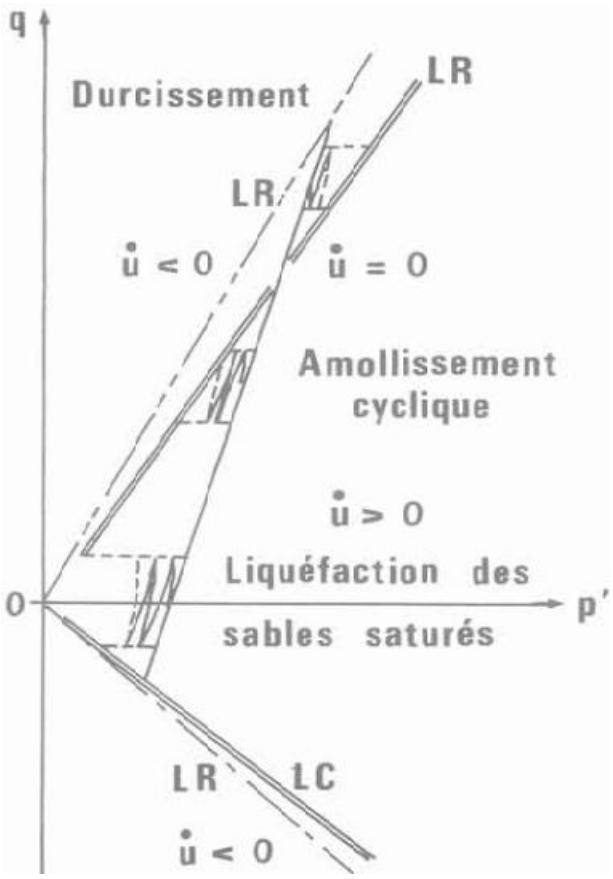


Figure 3.10 : Zones des différents comportements cycliques non drainés du sable
D'après **Luong(1980)**

3.3.3. Caractéristiques dynamiques :

On distingue :

- Le module de cisaillement maximum G_{max} défini par la relation suivante :

$$G_{max} = \begin{cases} K \dfrac{p_a}{F(e)} \left[\dfrac{\sigma'_m}{p_a}\right] & \text{pour les sables} \\ K \dfrac{p_a (OCR)^k}{F(e)} \left[\dfrac{\sigma'_m}{p_a}\right] & \text{pour les argiles} \end{cases} \qquad (3.5)$$

-K : paramètre fonction de l'indice de plasticité (tableau 3-1)

-σ'_m : la contrainte moyenne effective.

-pa : la pression atmosphérique

-OCR : le rapport de surconsolidation

-F(e) : fonction qui dépend de l'indice des vides e du sol, elle égale à :

$$F(e)=0.3+0.7e^2 \quad (3.6)$$

Avec $0.4 \leq e \leq 1.2$

- La contrainte de cisaillement ultime τ_{ult} donnée par l'expression suivante :

$$\tau_{ult} = \sqrt{\left[\frac{1+K_0}{2}\,\sigma'_0 \sin\varphi' + c' \cos\varphi\right]^2 - \left[\frac{1-K_0}{2}\,\sigma'_0\right]^2} \quad (3.7)$$

Où : c' et φ' : désignent la cohésion drainée et l'angle de frottement interne effectif du sol

- σ'_0 et K_0 : la pression effective des terres et K_0 le coefficient des terres au repos.

Tableau 3.1: valeurs de K en fonction de l'indice de plasticité **(Hardin – Black. 1968)**

Indice de plasticité	0	20	40	60	80	≥ 100
K	0	0.18	0.30	0.41	0.48	0.50

- Le coefficient d'amortissement critique β_{max} fonction du type de sol considéré, du nombre de cycles de chargement (N) et de sa fréquence f (tableau 3-2).

Tableau 3.2: Coefficient d'amortissement critique βmax

Type de sol	**β_{max} (%)**
Sable sec et propre	33-1,5logN
Sable propre et saturé	28-1,5logN
Argile saturé	$31-(3+0{,}03f(\sigma_m/p_a)^{0,5} + 1{,}5\,f^{0,5} - 1{,}5 \log N$

3.4. Modèles de comportement utilisés sous chargements cycliques:

Pour modéliser le comportement des sols sous chargements cycliques les ingénieurs ont considérer un modèle de comportement dit « unifie », capable de modéliser à la fois le comportement des argiles ou des sables .Le développement de ce modèle est capables de décrire convenablement ce comportement et il est essentiel pour résoudre des problèmes géotechniques rencontrés.

Ce modèle de comportement doit être formulé en contraintes effectives, puisque le comportement des sols est régi par ces contraintes. Pour être valable, le modèle de comportement doit pouvoir être testé sous des chemins de contraintes différents de ceux ayant servi à l'établir.

Par ailleurs, le modèle doit être simple et ne fait intervenir qu'un nombre limité de paramètres corrélables ou directement mesurables à partir des résultats d'essais courants de laboratoire.

On distingue :

- Les modèles de comportement linéaires, qui comprennent le modèle élastique de Hooke et le modèle viscoélastique linéaire de type Kelvin-Voigt.
- Les modèles de comportement non linéaires, qui comprennent le modèle élastique de type hyperbolique (modèle de Duncan et Chang) et élastoplastique (modèle de Iwan).

Les seuils d'apparition des non-linéarités correspondent généralement à des déformations faibles à très faibles (10^{-4} à 10^{-6}). Il faut cependant distinguer entre non-linéarités réversibles ou quasi réversible, et non –linéarité irréversible dont les seuils d'apparition sont plus élevés (10^{-4} à 10^{-3}).

Les seuils d'apparition de ces non-linéarités, que l'on notera respectivement γ_s et γ_v dépendent de la nature du matériau que l'on peut grossièrement caractériser par son indice de plasticité IP. Le tableau 3.3 et la figure 3-11, permettent de caractériser chacun des données de comportement ainsi que les méthodes d'analyse permettant de traduire ce comportement dans les études numériques.

Rapport-Gratuit.com

Tableau 3.3 : domaine de comportement pour sollicitation cyclique

Valeur de la déformation de cisaillement cyclique		Linéarité du comportement	Elastique et plastique	Dégradation cyclique pour sols saturés	Méthode d'analyse
Très faible	$0 \leq \gamma \leq \gamma s$	Pratiquement linéaire	Pratiquement élastique	Non dégradable	linéaire
Faible	$\gamma s \leq \gamma \leq \gamma v$	Non-linéaire	Faiblement élasto-plastique	Pratiquement non dégradable	Linéaire équivalente
Moyenne à large	$\gamma \leq \gamma v$	Non-linéaire	Elasto-plastique	dégradable	Non-linéaire

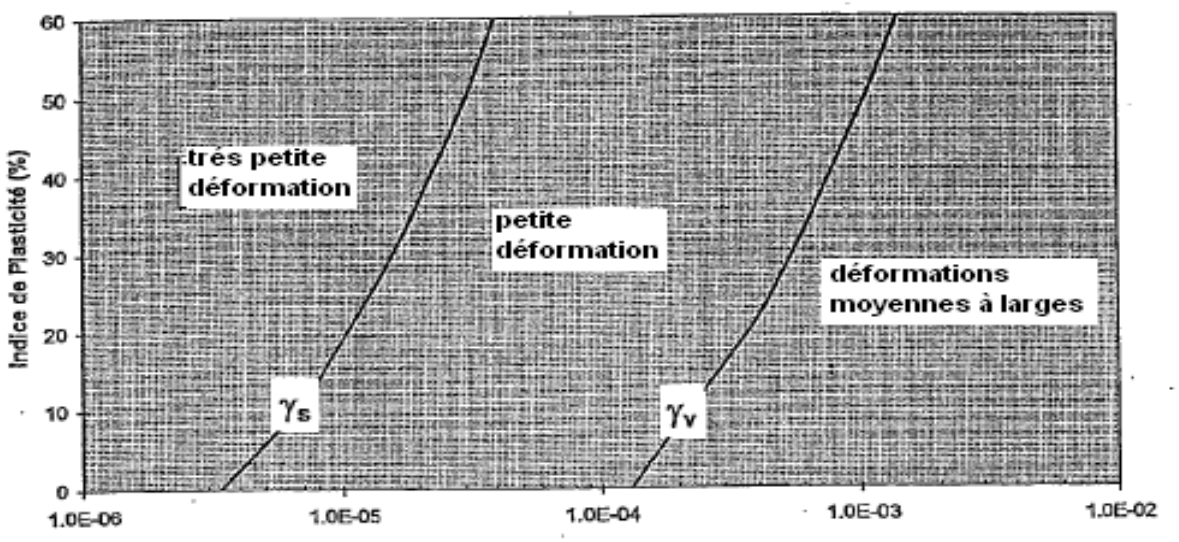


Figure 3.11: Déformation cyclique de cisaillement **(Kelvin Voigt)**

3.4.1. Modèle pour Domaine des faibles déformations $\gamma \leq \gamma s$:

Typiquement pour des déformations inferieures à $10^{-4} – 10^{-6}$, le comportement du sol reste élastique linéaire. Certains matériaux saturés peuvent présenter un léger amortissement d'origine visqueuse (quelque pour cent).le comportement du sol sera donc caractérisé par une loi de comportement de type élastique, éventuellement visco élastique, linéaire.

L'élasticité peut être identifiée grâce à un essai cyclique à l'œdomètres ou au triaxial en cisaillement, puisque la relation entre la déformation et la contrainte est linéaire, dans ce cas, la loi de Hooke est souvent utilisée pour décrire le comportement par le biais de deux paramètres, le module de Young E et le coefficient de Poisson v. Ces deux constantes sont mesurables à partir d'essais de laboratoire. Alors la loi de comportement élastique, pour un matériau isotrope, s'écrit alors comme suit :

$$\begin{cases} \boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{\lambda}\mathbf{tr}(\boldsymbol{\varepsilon}) + \mathbf{2}\,\boldsymbol{\mu}\boldsymbol{\varepsilon} \\ \text{Où :} \\ \boldsymbol{\varepsilon} = \frac{\mathbf{1+\nu}}{\mathbf{E}}\boldsymbol{\sigma} - \frac{\boldsymbol{\nu}}{\mathbf{E}}\,\mathbf{tr}\,(\boldsymbol{\sigma})\mathbf{I} \end{cases} \qquad \textbf{(3.8)}$$

I étant la matrice d'identité, λ et μ sont les deux coefficients de Lamé, donnés en fonction de E et ν par les relations :

$$\begin{cases} \boldsymbol{\lambda} = \frac{\boldsymbol{\nu E}}{(\mathbf{1}+\boldsymbol{\nu})(\mathbf{1}-\mathbf{2}\boldsymbol{\nu})} \\ \boldsymbol{\mu} = \frac{\boldsymbol{E}}{\mathbf{2}(\mathbf{1}+\boldsymbol{\nu})} \end{cases} \qquad \textbf{(3.9)}$$

Dans le cas d'un matériau isotrope il est fréquent d'utiliser d'autres paramètres élastiques qui sont le module de compression K et le module de cisaillement G (analogue au module lamé ν de la mécanique des milieux continus) qui sont définis comme suit :

$$\begin{cases} \boldsymbol{K} = \frac{\boldsymbol{E}}{\mathbf{3}(\mathbf{1}-\mathbf{2}\boldsymbol{\nu})} \\ \boldsymbol{G} = \frac{\boldsymbol{E}}{\mathbf{2}(\mathbf{1}+\boldsymbol{\nu})} \end{cases} \qquad \textbf{(3.10)}$$

K et G permettent de décomposer la déformation élastique en une partie volumique et une partie de distorsion respectivement. Au essai triaxial, pour un matériau isotrope, la matrice d'élasticité s'écrit alors :

$$\begin{pmatrix} d_{p'} \\ d_q \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} K & 0 \\ 0 & 3G \end{pmatrix} \begin{pmatrix} d\varepsilon_v^e \\ d\varepsilon_d^e \end{pmatrix} \qquad \textbf{(3.11)}$$

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Avec :

- dp' : incrément de la contrainte moyenne effective
- dq : incrément du déviateur de contraintes
- $d\varepsilon^e_v$: partie élastique des déformations volumiques associée à dp'
- $d\varepsilon^e_d$: partie élastique des déformations déviatoriques associée à dq

Donc pour définir le comportement élastique du sol il faut considérer que le matériau est isotrope et homogène et on utilisant la loi de Hooke généralisé ce que nous permet de caractérisé le comportement du sol avec un minimum de paramètre. Le modèle à un paramètre représentant le solide élastique est le ressort.

3.4.2. Modèle pour Domaine des déformations moyennes $\gamma s \leq \gamma \leq \gamma v$:

Dans ce domaine de déformation, des non linéarités plus au moins prononcées dans la courbe contrainte déformation. Pour l'évaluation des déformations cycliques réversibles, le comportement du sol est représenté à l'aide du modèle **viscoélastique linéaire équivalent.**

La loi de comportement de ce modèle est le comportement visco-élastique linéaire. Les déformations sont directement proportionnelles à la contrainte appliquée (à la contrainte en cisaillement dans le cas de propagation unidimensionnelle des ondes de cisaillement).

Le cas idéalisé de ce modèle est représenté sur la figure 3.12.

Où :

- k : est la rigidité du système,
- ξ : est le taux d'amortissement critique visqueux (c/c_{crit})
- a(t) : est l'accélération imposée au système
- m : la masse du système
- u(t) : est le déplacement de la masse

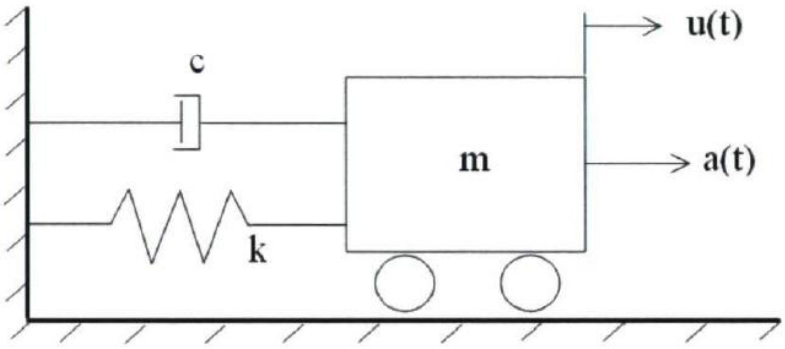


Figure 3.12 : Système élémentaire à 1 DDL

Dans ce modèle, les caractéristiques de déformabilité du sol sont représentées par un module de cisaillement sécant et usuellement un coefficient de Poisson υ.

Le module sécant G_s est défini par la pente de la droite joignant les extrémités de la boucle d'hystérésis obtenue pour un cycle complet de chargement (figure 3. 3). Le caractère dissipatif du sol, traduit par l'apparition d'une boucle d'hystérésis, est représenté à l'aide d'un pourcentage d'amortissement critique équivalent β, égal au quotient de l'aire de la boucle par l'énergie élastique emmagasinée au cours du cycle. D'aprés les données expérimentales, le module G et le coefficient β sont indépendants de la vitesse de sollicitation, ce qui permet de représenter le comportement du sol sous chargement harmonique à l'aide d'un module complexe G * défini par exemple, par:

$$\mathbf{G^* = G_S\left[1 - 2\beta^2 + 2i\beta\sqrt{1-\beta^2}\right]} \qquad \textbf{(3.12)}$$

La loi de comportement sous sollicitation harmonique est analogue à celle de l'élasticité linéaire.

En particulier, sous chargement unidimensionnel, on a :

$$\boldsymbol{\tau = G^* \gamma} \qquad \textbf{(3.13)}$$

Où γ est la déformation de cisaillement.

Du fait que le passage d'ondes de cisaillement engendre des contraintes de cisaillement dans le sol, le comportement viscoélastique peut être représenté par le modèle élémentaire de viscoélastique de Kelvin Voigt (figure 3.13), qui obéit à des lois d'équilibre analogue à celle de la loi d'équilibre dynamique d'un système discret. Le système est toutefois continu. E est donc décrit par des éléments d'épaisseur dz ayant une densité p, un module de cisaillement constant G soumis à une accélération a (z,t). L'amortissement dans le système est généré par la viscosité du matériau, décrite par le paramètre η. La réponse dynamique en déplacement dans le temps est décrite par u (z, t), ou par sa forme infinitésimale du.

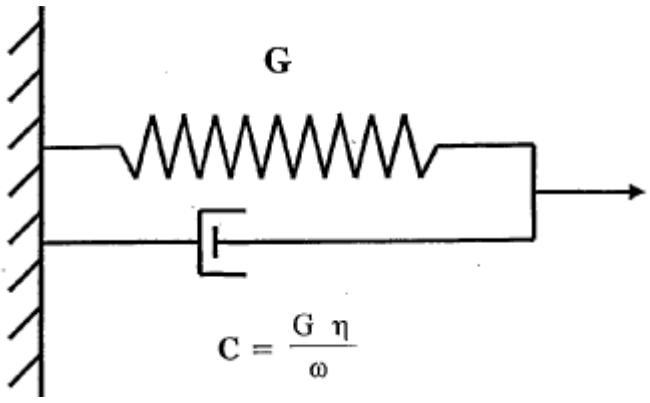


Figure 3.13: Modèle viscoélastique linéaire **(Kelvin Voigt)**

Dans un cas de module de cisaillement constant, la relation contrainte-déformation est décrite par l'équation suivante :

$$\tau = G\gamma + \frac{\eta\,\partial\gamma}{\partial t} \qquad \textbf{(3.14)}$$

Où γ est la déformation en cisaillement. Sachant que l'équation de propagation verticale des ondes de cisaillement dans un matériau de Kelvin-Voigt s'exprime

$$P\left(\frac{\partial^2 u}{\partial^2 t}\right) = \frac{\partial t}{\partial z} \qquad \textbf{(3.15)}$$

On obtient la forme différentielle suivante :

$$\eta \frac{\partial^3 u}{\partial^2 z \partial t} + G \frac{\partial^2 u}{\partial^2 z} = \frac{\partial^2 u}{\partial^2 t} \quad \textbf{(3.16)}$$

S'écrit, en sollicitation unidimensionnelle :

$$\zeta = G\gamma + C\gamma' \quad \textbf{(3.17)}$$

Où :

- G et C : sont les constantes de ressort et de l'amortisseur
- γ et γ' : la déformation et la vitesse de déformation

3.4.2.1. Avantage et inconvénient :

Le modèle linéaire équivalent permet de représenter le comportement hystérétique du sol sous chargement cyclique, pour des niveaux de sollicitation faibles à modérés, les solutions obtenues (accélérations, contraintes) se comportent favorablement à celles obtenues par des modèles plus sophistiqués ou à celles observées in situ (pecker 1984).

Ses principales :

- Son incapacité à fournir des valeurs correcte de déformations ou déplacements, ni une composante verticale du mouvement associé aux déformations de cisaillement.
- l'énergie dissipée au cours d'un cycle par le modèle viscoélastique dépend de la vitesse de sollicitation
- La tendance à filtrer les hautes fréquences
- La méthode est applicable pour les niveaux de distorsions cycliques variant entre 10^{-5} et 10^{-4} ou le sol se trouve dans le domaine hystérétique stabilisé : la forme des cycles dans le plan τ -γ varie très peu au cour du chargement cyclique. dans ce domaine, les déformations irréversible et le risque de liquéfaction sont en générale faibles, le modèle linéaire équivalent ne fournit pas les valeurs de ces quantités.
- Lorsque le sol est caractérisé par un comportement non- linéaire prononcé, les solutions fournies par le modèle viscoélastique linéaire ne sont pas satisfaisantes

3.4.3. Modèle pour domaine des fortes déformations $\gamma \geq \gamma v$:

Dans ce domaine de déformation, des changements importants de la microstructure (réarrangement des grains) interviennent, engendrant des déformations irréversibles, de cisaillement et volumique, significatives ces changements de microstructure se traduisent par des variations de volume (tassement) dans les matériaux non saturés et par une augmentation de pression interstitielle dans les matériaux saturés. Cette augmentation de pression interstitielle peut conduire j'us qu'il l'annulation des contraintes effectives et donc de la résistance du sol : c'est le phénomène de liquéfaction. Indépendamment de cette perte de résistance du sol, l'augmentation de la pression interstitielle se traduit par une diminution de la raideur initiale qui est fonction de l'état de contrainte effective supportée par les sols. Ces deux facteurs conjugués, perte de rigidité et perte de résistance, rendent les sols saturés sujet à des déformations d'amplitude γ supérieure à γ_v fortement dégradable.

Ce type de comportement engendrant des déformations irréversibles significatives ne peut être abordé que par des modèles non-linéaires, modèle élastique de type hyperbolique (modèle de Duncan) et les modèles élastoplastiques avec écrouissage de Hujeux.

3.4.3.1. Modèle de Duncan (1970) :

L'origine des modèle hyperbolique se trouve dans les travaux de Kondner (1963), il a proposé, à partir de résultats d'essais à l'appareil triaxial, la relation hyperbolique représentée dans la figure 3.13(a) pour décrire le comportement des sols. Cette loi s'écrie sous la forme :

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon_a}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \qquad \textbf{(3.18)}$$

Où :

E_i : est le module d'Young tangent initial

ε_a : la déformation axiale

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$: la valeur asymptotique de contrainte déviatorique $(\sigma_1 - \sigma_3)$

La figure 3.13(b) décrit la méthode de détermination de ces deux paramètres à partir de l'essai triaxial. Par la suite, Duncan (1970) a complété cette loi hyperbolique en y introduisant le module tangent initial proposé par Janbu (1963) :

$$E_i = K_h\, pa \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^n \qquad (3.19)$$

Où :

K_h et n : des paramètres obtenus à partir de résultats d'essai

pa : la pression atmosphérique

Par ailleurs, Duncan (1970) a proposé une expression du module tangent liée aux caractéristiques du critère de Mohr-Coulomb :

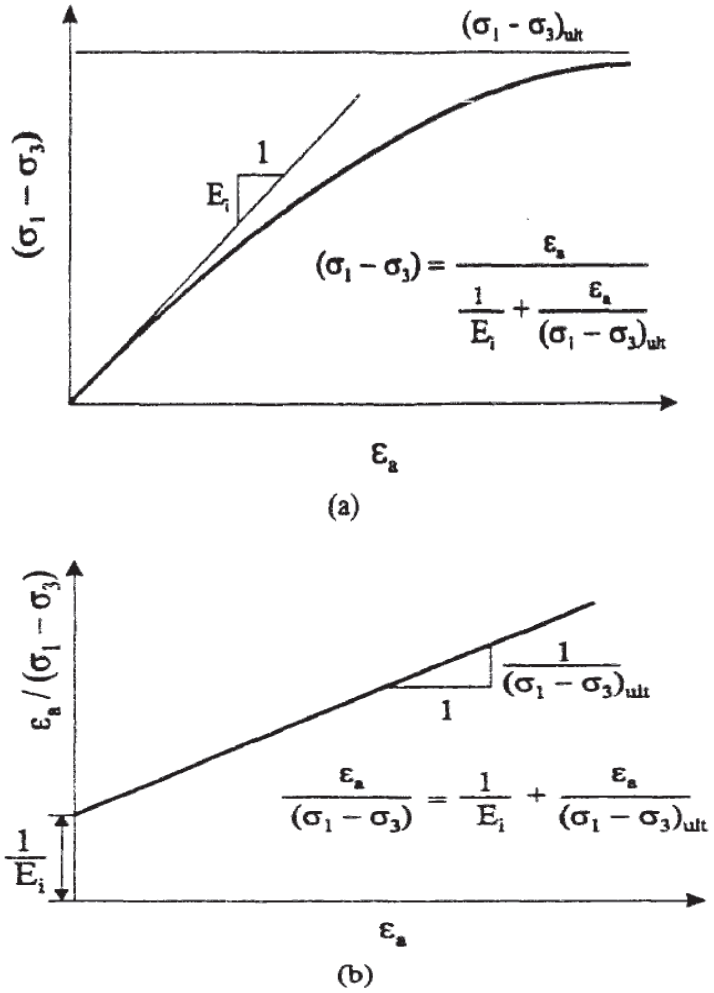


Figure 3.14 : Représentation de la loi hyperbolique **(Duncan et Chang, 1970).**

$$E_t = \frac{1 - R_f\,(1 - sin\varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2(ccos\varphi + \sigma_3 sin\varphi)^2}\; K_h p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \qquad (3.20)$$

Où :

c et φ : représentent respectivement la cohésion et l'angle de frottement du sol

R_f : le rapport entre la contrainte maximale asymptotique $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ et la contrainte de rupture $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$.

Quant au coefficient de Poisson tangent v_t , une forme hyperbolique a été également proposée par Kulhawy et Duncan (1972). Le paramètre peut être déduit de la relation entre déformation axiale et déformation radiale illustrée sur les figure 3.14(a) et 3.14(b) .De plus, ils ont supposé que le coefficient de Poisson initial v_i était fonction de la contrainte principale mineure σ_3 (figure 3.15 (c) Ceci conduit à l'expression suivante du coefficient de Poisson tangent v_t

$$\mathbf{V_t} = \left[\mathbf{G^* - F^* \log\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)}\right]\left[\mathbf{1 - \frac{d.(\sigma_1 - \sigma_3)}{K_h p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \left[1 - \frac{R_f(\sigma_1 - \sigma_3)(1-\sin\varphi)}{2(c.\cos\varphi + \sigma_3 \sin\varphi)}\right]}}\right]^{-2} \qquad \mathbf{(3.21)}$$

Où d, G* et F* sont des paramètres déduits de la relation illustrée sur la figure 14(c).

Le modèle hyperbolique de Duncan (1970) nécessite la détermination de neuf paramètres :

c, φ, R_f, k_h , n, Pa, G*, F* et d.

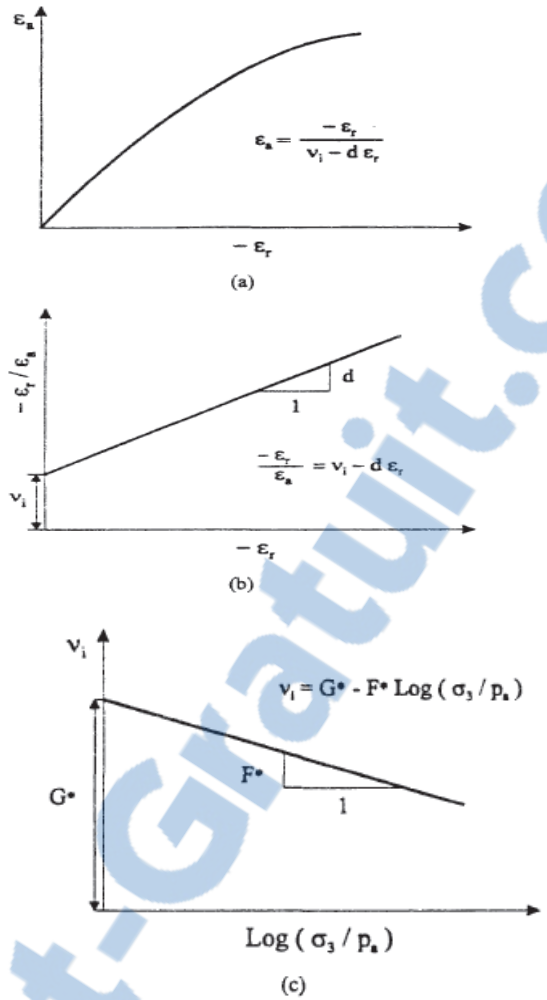


Figure 3.15: (a) et (b) Relation entre déformation axiale ε_a et déformation radiale ε_r
(c) Relation entre le coefficient de Poisson initial ν_i, et la contrainte principale mineure σ_3 **(Kulhawy et Duncan, 1972).**

3.4.3.2. Le modèle de comportement des sols de Hujeux :

Il a été développé par les chercheurs de l'Ecole Centrale Paris (ECP) dans les années 1980 pour représenter la rhéologie des sols pour des chargements cyclique. Cette relation de comportement de mécanique des sols est un modèle multi-mécanismes, caractérisé par quatre surfaces de charge avec écrouissage : trois reliées a des mécanismes déviatoires et une a un mécanisme isotrope, définies pour des, trajets monotones et des trajets cycliques.

Rapport-Gratuit.com

Un critère limite tridimensionnel proche de celui de Mohr-Coulomb est considéré pour prendre en compte l'influence de la contrainte moyenne effective sur la raideur du sol et des caractéristiques de rupture.

Le modèle de Hujeux est exprimé en contraintes effectives – définies comme étant la différence entre les contraintes totales et la pression de l'eau dans le cas des sols saturés.

Les paramètres caractéristiques du matériau sont identifiés à l'aide de plusieurs essais. On fait ici le bilan des paramètres du modèle :

- E_0 et ν_0 : caractéristiques élastiques a la pression de confinement initiale $p_{réf}$

$$\mathbf{E_0 = 9\frac{K_0 G_0}{(3K_0 + G_0)} \quad , \quad \nu_0 = \left(\frac{3K_0 - 2\,G_0}{6K_0 + 2\,G_0}\right)} \qquad \mathbf{(3.22)}$$

- $n \in [0,1[$, p_{ref} *:* caractéristique élastique non linéaire et pression de confinement initiale (n=0 correspond à l'élasticité linéaire) .
- P_{c0} : pression critique de référence initiale (négative)
- β: coefficient de compressibilité plastique volumique
- $M=\sin\varphi_{pp}$: pente de la droite d'état critique (ou plasticité parfaite, $\varepsilon^v{}_p$)
- Ψ: angle de dilatance définissant la frontière $q=|p|$. $\sin\Psi$ dans le plan (p',q) entre domaine contractant et domaine dilatant (a ne pas confondre avec l'angle apparaissant dans la loi de Mohr-Coulomb)
- bh : coefficient positif, influençant la fonction de charge dans le plan (p ' , q) Si bh=0 on retrouve un seuil de type Mohr-Coulomb, bh=1 , on retrouve un seuil de type Cam-Clay
- d : coefficient positif, distance entre la droite d'etat critique (plasticite parfaite) et la droite de consolidation isotrope, dans le plan (lnl p l , $\varepsilon^v{}_p$)
- ζ_0 : paramètre définissant l'amplitude de la vitesse de déformation plastique volumique
- r_{hys} : paramètre définissant la taille du domaine hystérétique
- r_{mob} : paramètre définissant la taille du domaine mobilise
- xm : paramètre de la fonction ζ (r)

les paramètres ci-dessus sont « directement mesurables » à partir d'essais, autant et les paramètres comme bh , ζ_0, r_{mob} , r_{hys} doivent se déduire des réponses obtenues par le modèle.

Les essais traditionnels servant à identifier les paramètres du modèle sont :

- un essai in-situ (pressiometre),
- un essai de laboratoire isotrope draine
- un essai œdométrique,
- un essai triaxial consolide draine a déformation imposée, monotone et cyclique,
- un essai triaxial consolide non draine a déformation imposée, monotone et cyclique

3.5. Conclusion :

Le comportement des sols sous sollicitation cyclique est marqué par la non-linéarité et l'irréversibilité. Pour ajouter à la difficulté de la description de ce comportement, il faut avoir présent à l'esprit que l'ébranlement sismique engendre en fait des sollicitations multidirectionnelles et qu'il faudrait donc, en toute rigueur, que le modèle mathématique puisse décrire correctement le comportement selon un trajet de contrainte quelconque.

A l'heure actuelle, même les modèles les plus élaborés n'ont pas atteint encore un stade de développement suffisant pour répondre à cet objectif.

Le comportement cyclique des sols dépend de façon significative du trajet de charge. Des essais effectués à l'appareil triaxial de révolution suivant différents chemins de contrainte ont permis de dégager trois points importants :

- l'écrouissage distinguant le chargement initial des cycles suivant de décharge-recharge
- l'hystérésis due à un comportement irréversible du sol, observée ou non lors des cycles de charge.
- Le développement des déformations volumétriques important ou des distorsions volumétriques importantes ou des distorsions prépondérants au cours du chargement.

Un nouveau concept " l'état caractéristique du sol " a été proposé pour pouvoir suivre le comportement rhéologique du sol tout au long du processus de la déformation irréversible. L'état caractéristique s'est révélé un concept cohérent et l'interprétation des comportements

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

cycliques des sols aussi divers que l'adaptation, l'accommodation, le rochet, la liquéfaction, la mobilité cyclique ou la stabilisation.

QUATRIEME CHAPITRE

MODELISATION NUMERIQUE DE LA STABILITE DES TERRAINS EN PENTES SOUS SEISME PAR LOGICIEL PLAXIS

4.1. Introduction :

Le calcul des ouvrages géotechniques (fondations, pentes et talus, etc.) a longtemps été abordé au point de vue de la stabilité (calcul à la rupture), c'est-à-dire selon une approche dans laquelle le comportement du sol est supposé rigide-plastique (plasticité parfaite : critère de Mohr-Coulomb). Cette approche, a besoin d'être améliorée par la prise en compte des déformations avant la rupture et des non-linéarités des déformations des sols (élasticité non-linéaire, élastoplasticité).

Le développement des méthodes de calcul numérique sur ordinateur (méthode des éléments finies et méthodes des différences finies) a permis de chercher des solutions beaucoup plus réalistes et générales, fondées sur un certain nombre de modèles rhéologiques et des divers aspects du loi de comportement des sols. Ces modèles, reposant sur des approches élastiques non-linéaires ou sur des approches élastoplastiques, permettent de décrire assez correctement le comportement des sols. Quant aux algorithmes de résolution, leur fiabilité et leur performance dépendent surtout de la méthode de calcul utilisée et des critères de convergence fixés. Le logiciel de calcul PLAXIS est utilisé dans cette étude, il est fondés sur ces principes et il est connu pour avoir donné par ailleurs des résultats satisfaisants. Leur choix a été motivé par leur disponibilité et leur souplesse, ainsi que par leur performance du fait qu'ils se prêtent bien aux objectifs fixés pour l'analyse de la stabilité sismique des pentes.

Vue la complicité des phénomènes mis en jeu lors du déclanchement d'un mouvement de versant sous sollicitation dynamique, on a opté pour une approche progressive du phénomène.

Dans un premier temps, une étude de stabilité statique puis de stabilité dynamique de pente a été menée sur modèle de référence de configurations géologiques et topographique volontairement simples dans l'objectif de définir les paramètres qui contrôlent :

- Le déclanchement d'une instabilité
- Ses caractéristiques

La relative simplicité du modèle étudié a permis de réaliser une étude paramétrique sur de multiples paramètres géotechniques (poids volumique γ, module d'Young E, coefficient de Poisson ν, cohésion c, angle de frottement φ), géométriques (hauteur du talus), et le niveau de

la nappe, et donc d'acquérir une meilleure compréhension des mécanismes des déstabilisations d'un versant. Dans un deuxième temps, une étude plus réaliste de deux cas réels de versant au Salvador et au Kirghizstan a été menée au (chapitre 5). La stabilité de ces deux versants a été étudiée. La comparaison des résultats des simulations numériques avec les observations de terrain a permis de valider certaines des conclusions établies dans les chapitres précédentes.

4.2. établissement d'un modèle de calcul de référence :

4.2.1. Définition des donnés :

Pour que le logiciel PLAXIS puisse exécuter les calculs facilement il faut lui saisir toute les données du projet suivantes :

4.2.2. Présentation du modèle de référence aux limites :

4.2.2.1. Géométrie et maillage :

L'analyse est réalisée dans le cadre des déformations planes. Une génération automatique des contraintes initiales correspond à l'application du poids volumique d'un sol sur le talus supposé homogène (monocouche) de 15m de hauteur et un angle de pente égale à (20°).

L'écoulement étant supposé inexistant, la nappe éventuellement présenté est de type Hydrostatique et les calculs se font en contraintes effectives et à court terme, c'est-à-dire avec les paramètres de cisaillement effectifs du sol (cohésion effective c' et angle de frottement interne φ') et sans drainage. La taille du modèle est fixée de sorte que ses frontières soient absorbantes, c'est-à-dire, qu'elles soient autant éloignées que possible de la pente.

Le maillage se compose d'éléments triangulaires à 15 nœuds**.** La figure 4.1 représente la configuration générale de ce modèle géométrique.

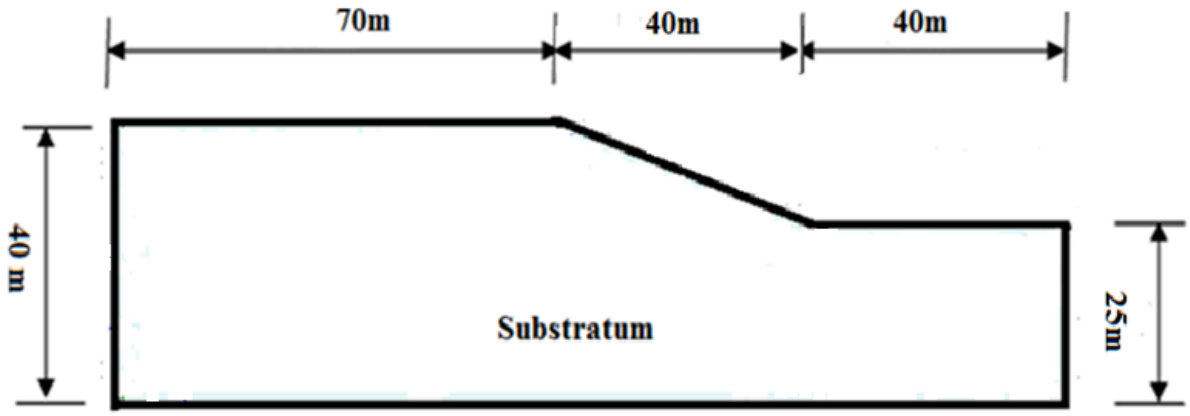


Figure 4-1 : géométrie du modèle de référence

4.2.2.2. Les données géotechniques :

Une fois la géométrie du modèle du référence définie, le matériaux géologique est mis en place.

Les caractéristiques géotechniques spécifiques aux calculs sont regroupées dans le tableau 4.1.

Tableau 4-1 : données géotechniques

modèle	comportement	γ_d	γ_{sat}	C'	φ'	ψ	E	ν	k
Mohr-Coulomb	Non drainé	(kN\m^3)		(KN/m^2)	(°)	(^{0})	(KN/m^2)	-	(m/jour)
		17	18	18	20	0	15000	0,25	10E-4

Avec :

- γ_d : poids volumique sec
- γ_{sat} : poids volumique saturé
- C' : cohésion effective
- E : module d'Young

- φ’ : angle de frottement interne effectif
- Ψ : angle de dilatance
- ν : coefficient de poisson
- K : coefficient de perméabilité

4.2.2.3. Les conditions initiales et les conditions aux limites :

Les conditions aux limites est une phase obligatoire dans la construction d’une grille PLAXIS, consiste généralement à imposer, le long des frontières latérales du modèle et sa base les conditions suivantes :

- Déplacement horizontaux sur les bords latéraux = 0
- Déplacement sur base inferieure du modèle = 0
- Les actions considérées sont le poids du massif p et le chargement induit par les secousses sismiques (effort pseudo – statiques K_H et ± K_V) on base sur la réglementation parasismique algérienne.

4.2.2.4. Procédure et résultats de calculs :

Le but de la série des calculs effectués est de déterminer les valeurs du coefficient de sécurité au glissement du talus par l’approche pseudo-statique par la méthode " Phi-c réduction " à l’aide du code PLAXIS).

Quatre combinaisons de calcul ont été envisagées :

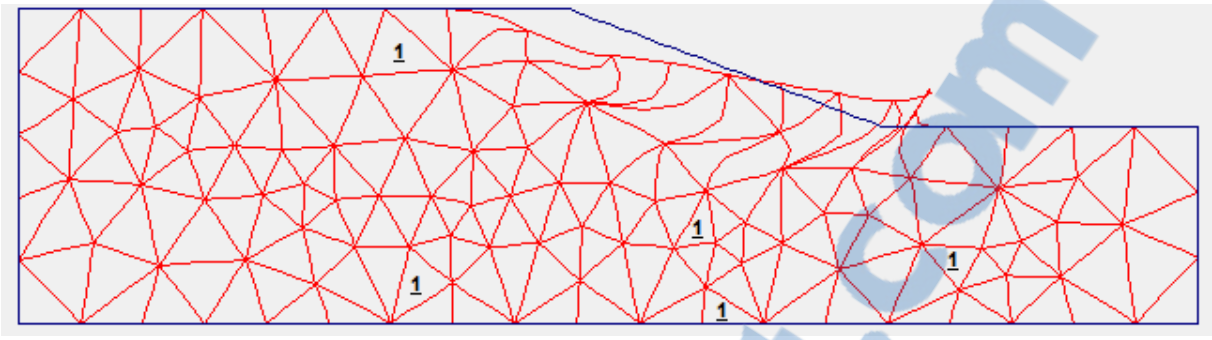
- la première combinaison dans lequel la stabilité du modèle de référence est analysée sous l’action seule du poids propre du massif, donc sans nappe et sans séisme.
- la seconde combinaison dans lequel l’effet de la nappe, dont le niveau est supposé atteindre le terrain naturel (massif entièrement saturé), est pris en compte.
- la troisième combinaison dans lequel seul l’effet du séisme, avec une accélération horizontale de référence égale à 0.10g (g=10 m/s² étant l’accélération de la pesanteur), est pris en compte.
- la quatrième combinaison dans lequel les effets combinés de la nappe (saturation Complète) et du séisme (accélération horizontale de référence égale à 0.10g) sont pris en compte.

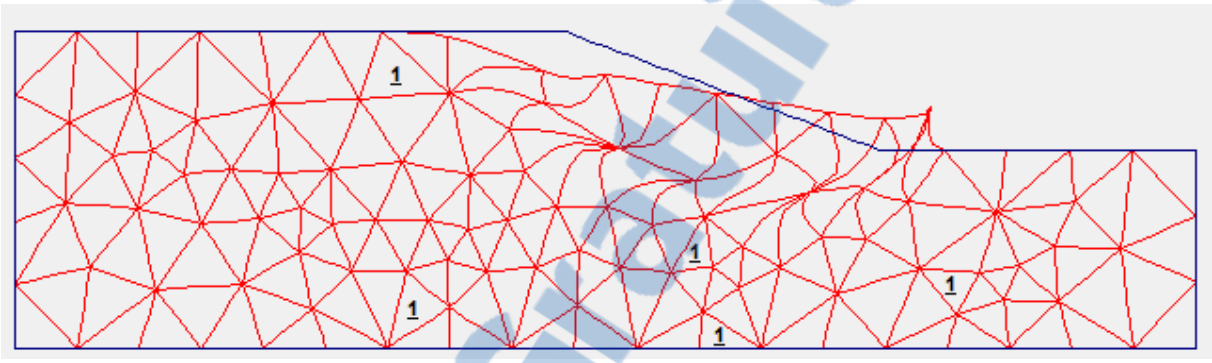
L’état initial est caractérisé par des contraintes de type géostatique, le calcul du modèle de référence considérées se fait définie en deus phase:

- un calcul plastique avec le critère de Mohr-Coulomb, en conditions drainées.
- un calcul de sécurité par la méthode de "phi-c réduction".

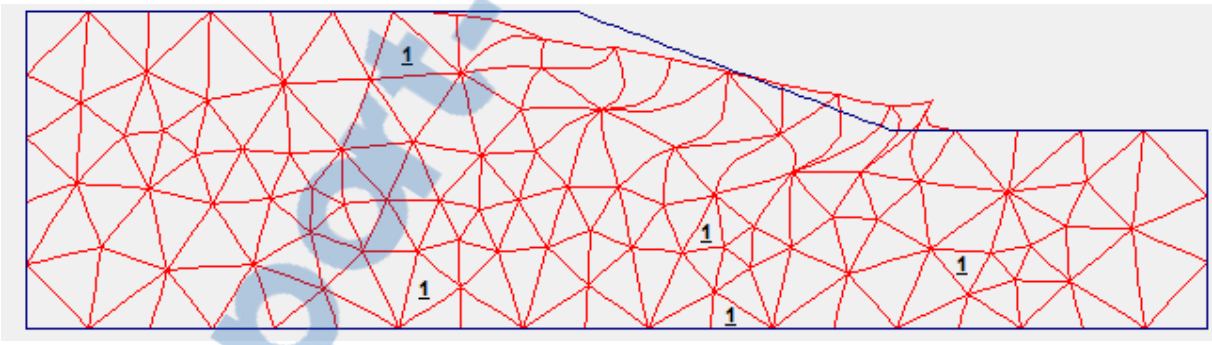
L’exploitation détaillée des résultats des calculs sont représentés sur les figures au-dessous. La figure 4.2 représente le maillage déformé du talus, les déplacements totaux (figure 4.3), les contraintes de cisaillement (figure 4.5), et la courbe représentant l’évolution du coefficient de réduction en fonction du déplacement (figure 4.6).

Effet du poids propre seul

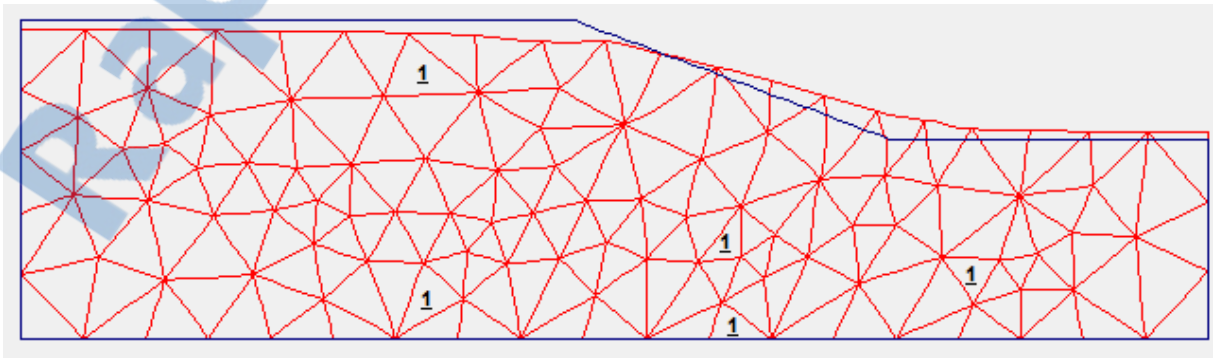




Effet de la nappe



Effet du séisme

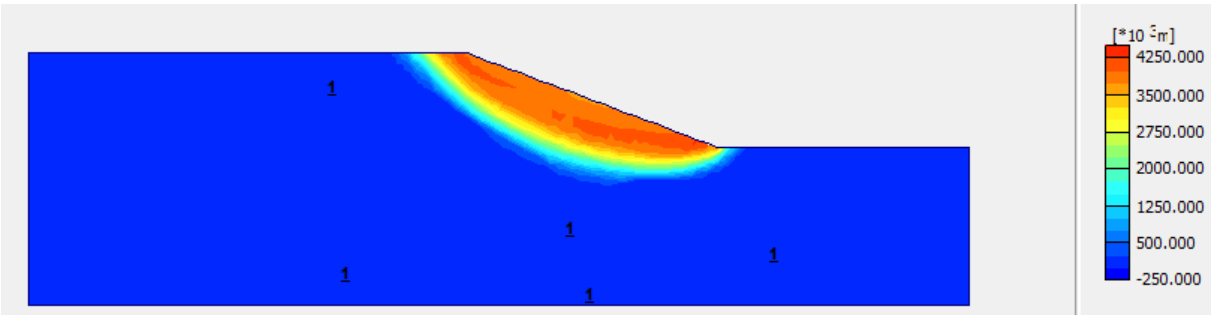


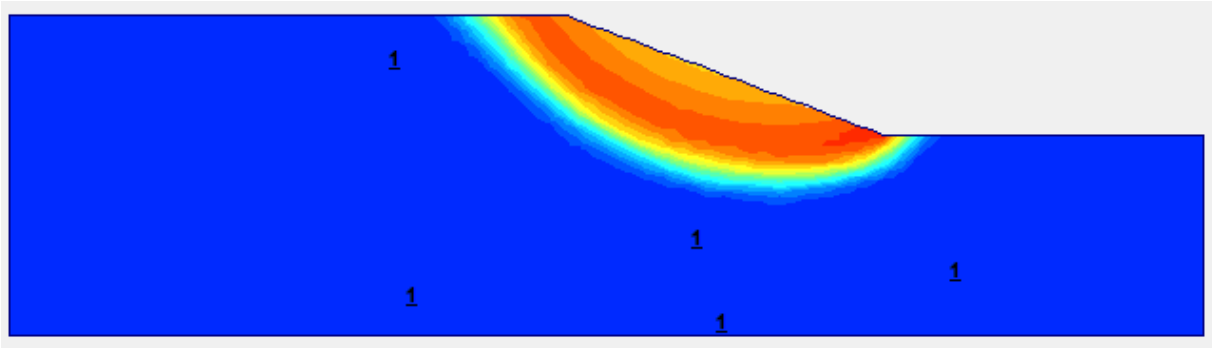
Effet combiné du séisme et de la nappe

Figure 4.2. : Maillage déformé du talus

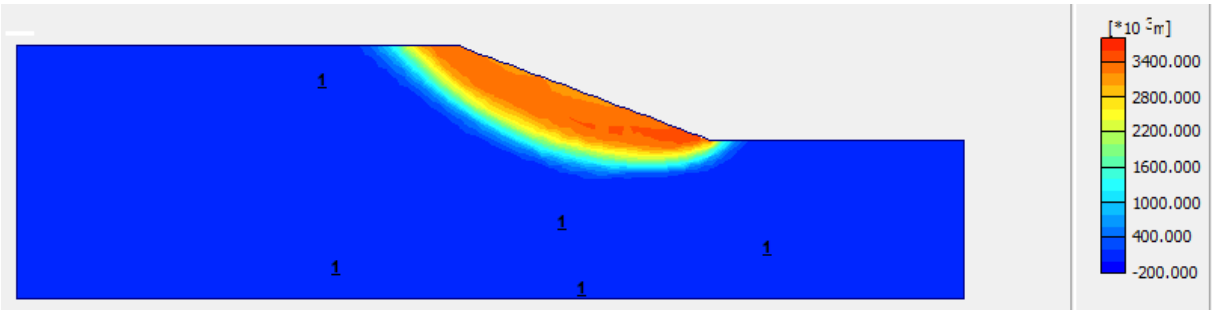
Rapport-Gratuit.com

Effet du poids propre seul

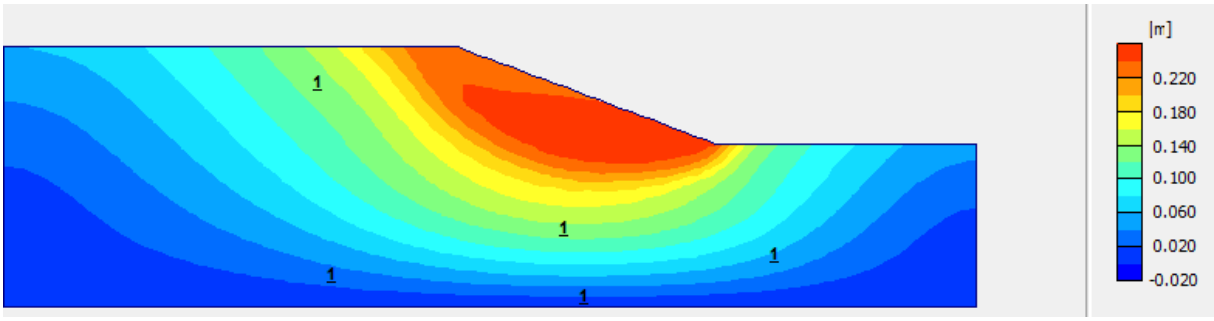




Effet de la nappe



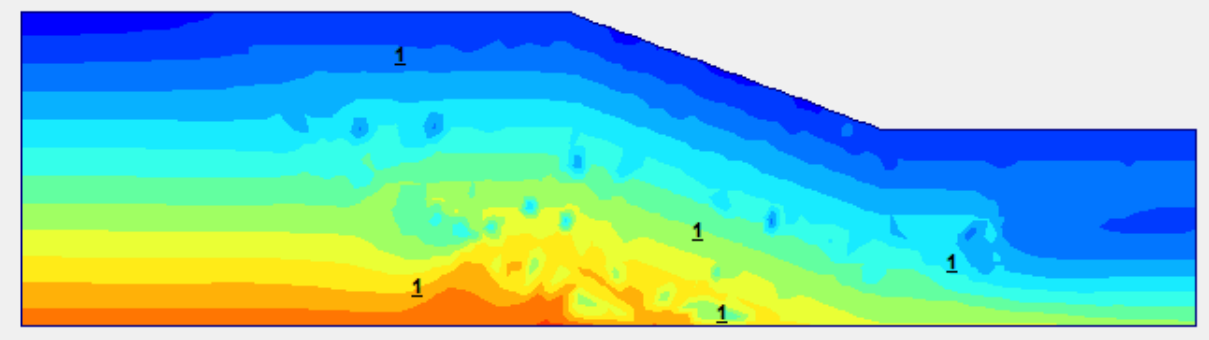
Effet du séisme

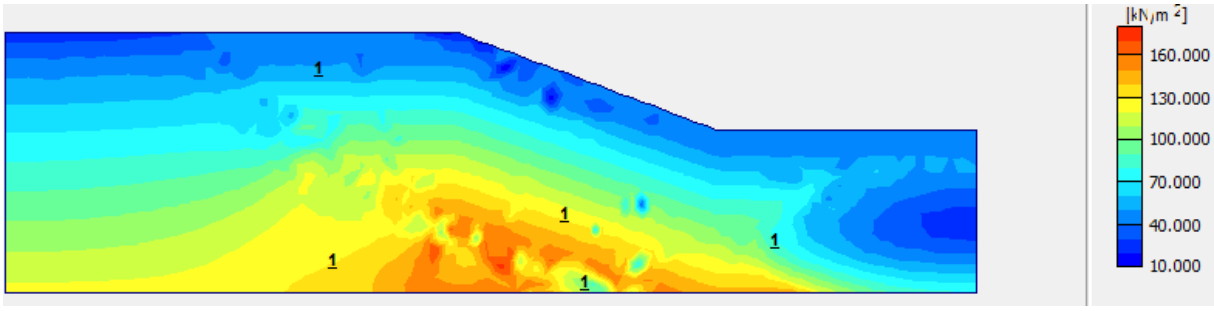


Effet combiné de la nappe et de séisme

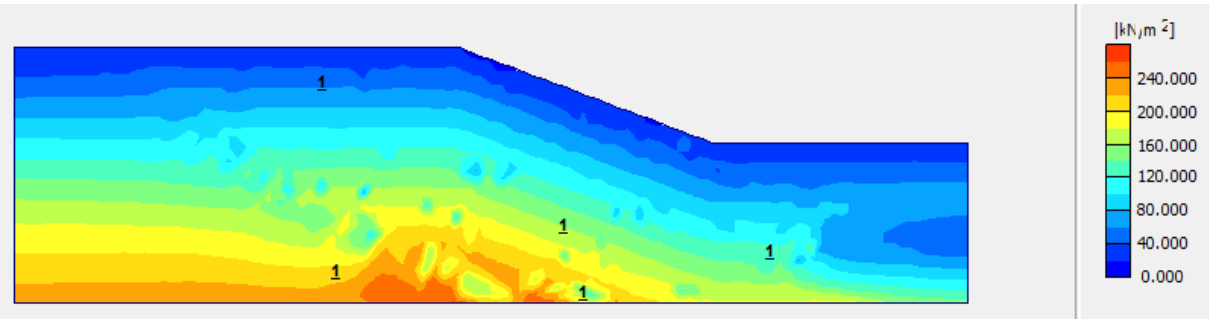
Figure 4.3 : Déplacements totaux du talus

Effet du poids propre seul

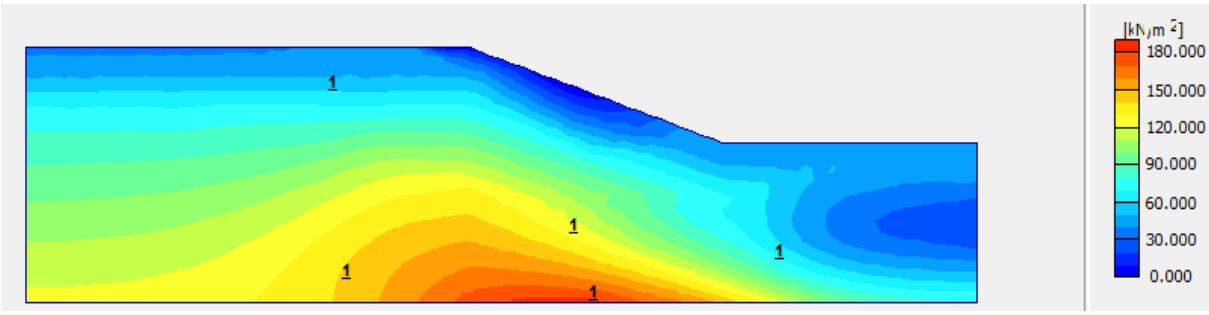




Effet de la nappe



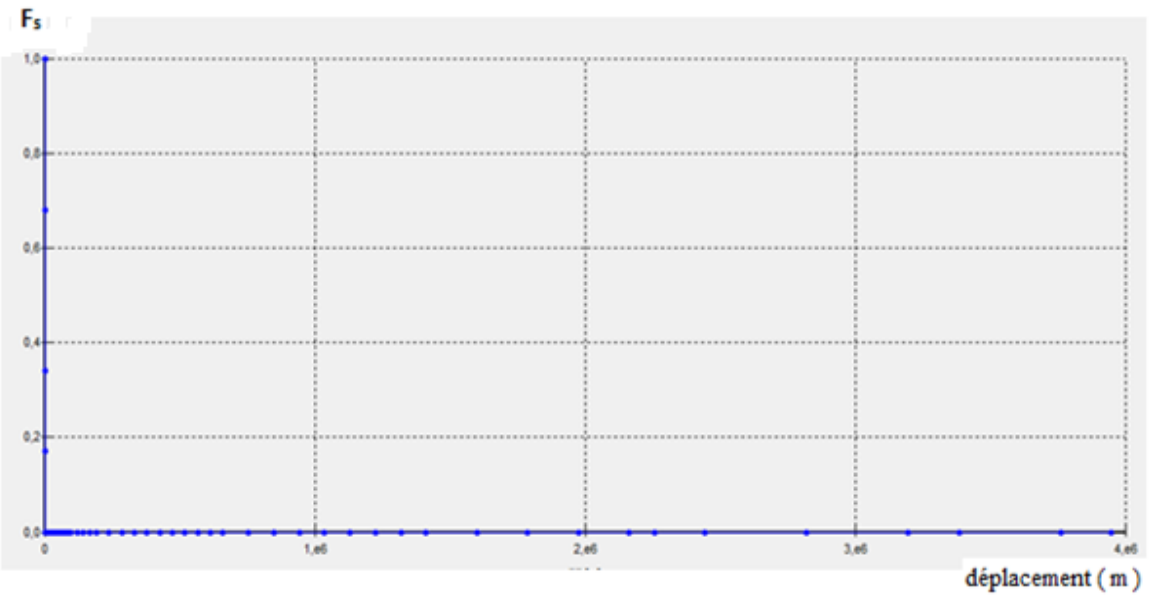
Effet du séisme



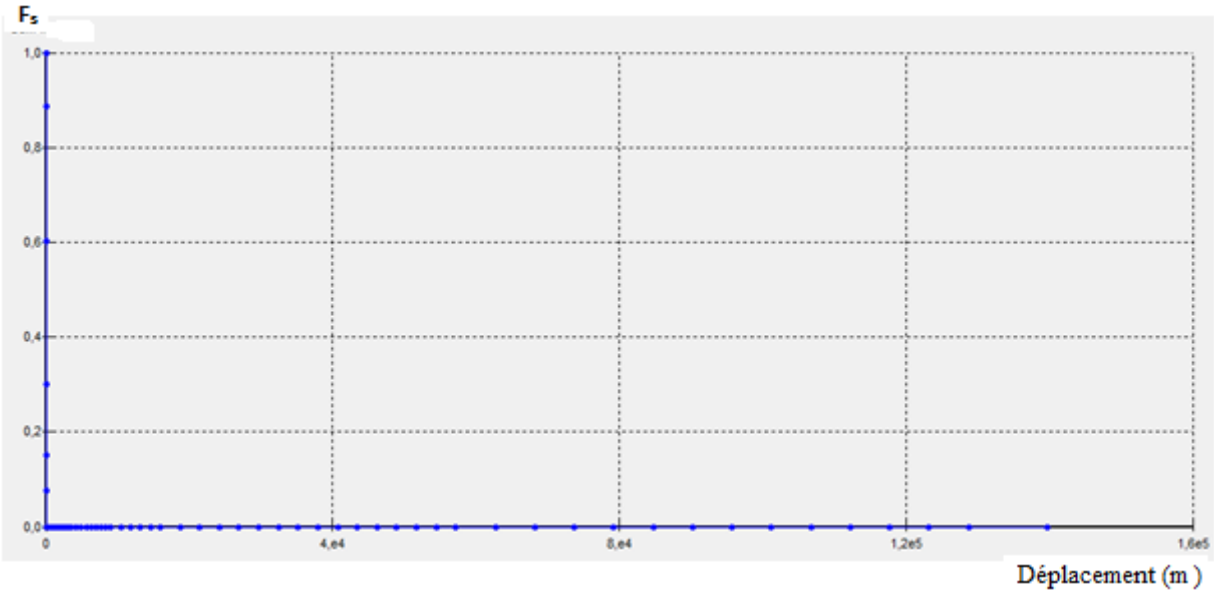
Effet combiné du séisme et de la nappe

Figure 4.4 : contraintes de cisaillement relatives

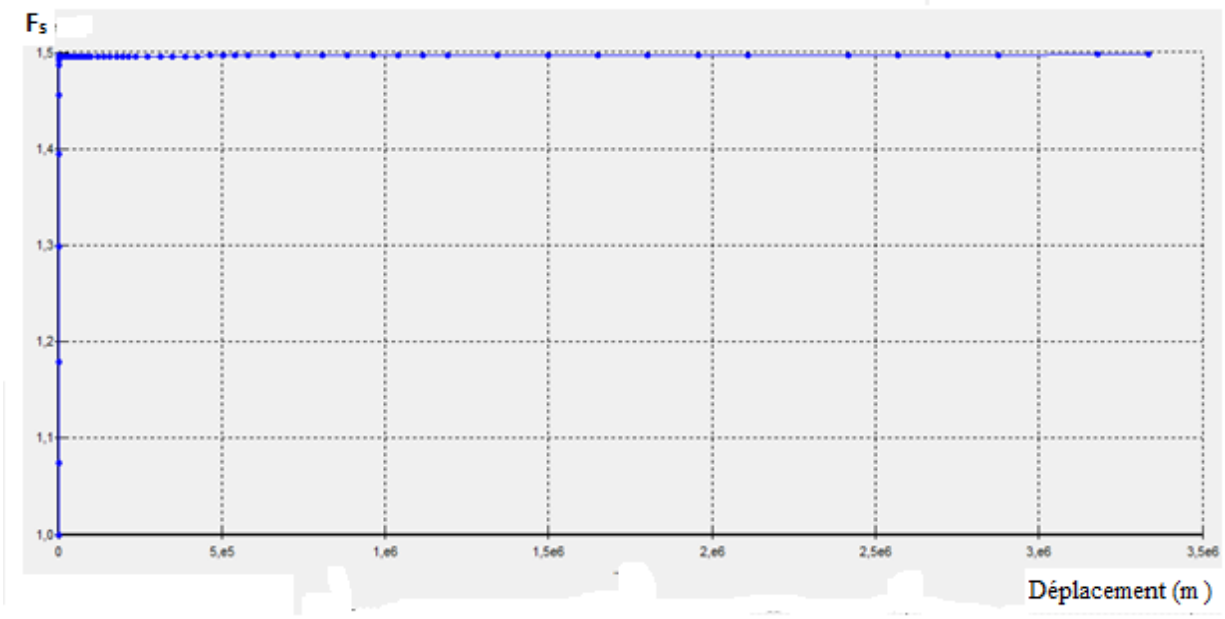
Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES



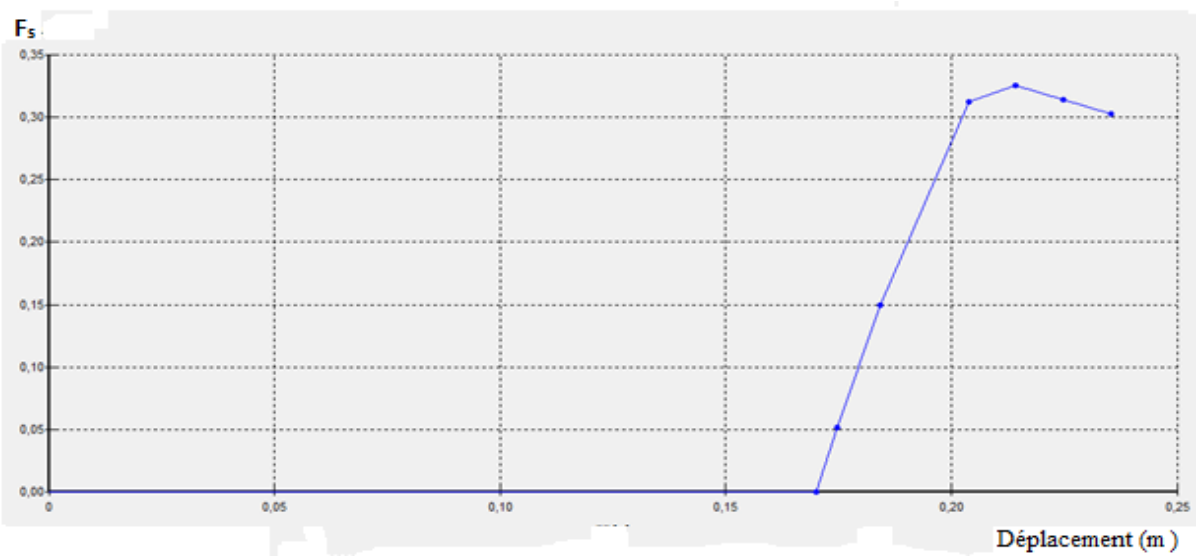
Effet du Poids seul



Effet de la nappe



Effet du séisme



Effet combiné de la nappe et de séisme

Figure 4.5 : évolution du coefficient de sécurité en fonction du déplacement du talus

Les valeurs du coefficient de sécurité déduites de calcul des quatre combinaisons sont données dans le tableau 4.2

Tableau 4.2 : Valeurs des Coefficients de sécurité déterminés à l'aide de code PLAXIS

combinaison	**01**	**02**	**03**	**04**
Coefficient de sécurité	1,74	1,05	1 ,49	rupture

On constate que pour une accélération horizontale égale à 0.1 et sous l'effet combiné de la nappe le coefficient de sécurité est inférieur à 1 donc, on à la rupture du talus.

4.3. Calcul paramétrique sous chargement pseudo-statique avec PLAXIS:

Le but de cette étude paramétréque est de vérifier la sensibilité du aux résultats de calcul qui sont obtenus par la variation de la géométrie du modèle de référence (hauteur et angle de talus) les caractéristiques géotechniques du sol (poids volumique ɣ, module d' Young E , coefficient de poisson υ , angle de frottement φ) et le niveau de la nappe .

Ces calculs ont étés éffectuées à l'aide du code PLAXIS en conditions statiques comme en conditions sismiques.

Linfluance de chacun de ces paramétres considérés est décrite ci- après. Les résultats étant présentés sous forme de courbes représentant l'évolution du coefficient de sécurité en fonction du paramètre **considéré** pour l'ensemble des valeurs d'accélération séismique horizantale considérés (0 ; 0,10 ; 0,15 ; 0,20 ; 0,25 ; 0,30 ; 0,35 ; 0,40 ; 0,45).

4.3.1. Résultats de calcul :

Les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau 4-3 si dessous.

Tableau 4.3 : Récapitulation des résultats de calcul du Coefficient de sécurité par l'étude paramétrique

calcul	a=0,0	a=0,10	a=0,15	a=0,20	a=0,25	a=0,30	a=0,35	a=0,40	a=0,45	ɣ(kn\m3)	H(m)	C(°)	φ(°)	E (kn/m3)	v	Hauteur du nappe (m)
réf	**1.74**	**1.49**	**1.39**	**1.29**	**1.21**	**1.13**	**1.06**	**1,00**	●	**17**	**15**	**18**	**20**	**15000**	**0.25**	-
02	**1.67**	**1.43**	**1.33**	**1.24**	**1.16**	**1.09**	**1.02**	●		**19**	**15**	**18**	**20**	**15000**	**0.25**	-
03	**1.62**	**1.38**	**1.29**	**1.20**	**1.12**	**1.06**	**0.99**	●		**21**	**15**	**18**	**20**	**15000**	**0.25**	-
04	**1.57**	**1.34**	**1.25**	**1.17**	**1.09**	**1.02**	●			**23**	**15**	**18**	**20**	**15000**	**0.25**	-
05	**1.45**	**1.24**	**1.15**	**1.07**	**1.00**	●				**17**	**15**	**10**	**20**	**15000**	**0.25**	**-**
06	**2.01**	**1.71**	**1.59**	**1.50**	**1.40**	**1.31**	**1.23**	1.16	1.09	**17**	**15**	**26**	**20**	**15000**	**0.25**	**-**
07	**2.13**	**1.82**	**1.70**	**1.59**	**1.48**	**1.38**	**1.30**	1.23	1.16	**17**	**15**	**30**	**20**	**15000**	**0.25**	**-**
08	*									**17**	**15**	**18**	**0**	**15000**	**0.25**	**-**
09	1.54	1,31	1.22	1.13	1.06	1.00	●			**17**	**15**	**18**	**16**	**15000**	**0.25**	**-**
10	1.98	1.69	1.58	1.48	1.38	1.29	1.21	1.14	1.07	**17**	**15**	**18**	**25**	**15000**	**0.25**	**-**
11	2.21	1.89	1.77	1.64	1.54	1.43	1.35	1.26	1.19	**17**	**15**	**18**	**30**	**15000**	**0.25**	**-**
12	1.74	1.49	1.39	1.29	1.21	1.13	1.06	1.00	●	**17**	**15**	**18**	**20**	**1000**	**0.25**	**-**
13	1.74	1.49	1.39	1.29	1.21	1.13	1.06	1.00	●	**17**	**15**	**18**	**20**	**10000**	**0.25**	**-**
14	1.74	1.49	1.39	1.29	1.21	1.13	1.06	1.00	●	**17**	**15**	**18**	**20**	**20000**	**0.25**	**-**
15	1.74	1.49	1.39	1.29	1.21	1.13	1.06	1.00	●	**17**	**15**	**18**	**20**	**25000**	**0.25**	**-**
16	1.74	1.49	1.39	1.29	1.21	1.13	1.06	1.00	●	**17**	**15**	**18**	**20**	**15000**	**0.15**	**-**
17	1.74	1.49	1.39	1.29	1.21	1.13	1.06	1.00	●	**17**	**15**	**18**	**20**	**15000**	**0.20**	**-**
18	1.74	1.49	1.39	1.29	1.21	1.13	1.06	1.00	●	**17**	**15**	**18**	**20**	**15000**	**0.30**	**-**
19	1.74									**17**	**15**	**18**	**20**	**15000**	**0.35**	**-**
20	1.64	1.38	1.25	1.17	1.09	1.00	●			**17**	**15**	**18**	**20**	**15000**	**0.25**	**25**
21	1.29	1.10	1.01							17	**15**	**18**	**20**	**15000**	**0.25**	**32.50**
22	1.05	*								17	**15**	**18**	**20**	**15000**	**0.25**	**40**
23	2.54	2.07	1.89	1.72	1.58	1.46	1.35	1.26	1.18	17	**10**	**18**	**20**	**15000**	**0.25**	**-**
24	1.35	1.18	1.11	1.04	0.98	●				17	**20**	**18**	**20**	**15000**	**0.25**	**-**
25	1.13	0.99	●							17	**25**	**18**	**20**	**15000**	**0.25**	**-**
26	●									17	**30**	**18**	**20**	**15000**	**0.25**	**-**

a : accélération horizontale sismique qui varie de 0,1 à 0,45g

● : rupture du sol

4.3.2. Interprétation des résultats :

4.3.2.1. Effet des paramètres géotechniques :

Les paramètres géotechniques qui sont variées sont les paramètres caractéristiques du modèle de Mohr – Coulomb (poids volumique ɣ, module de Young E, coefficient de poisson υ, cohésion c, angle de frottement φ et angle de dilatance ψ).

Leurs variations produit les effets suivantes :

4.3.2.1. Poids volumique :

Le poids volumique du sol (ɣ) est un paramètre géotechnique qui est en fonction de la teneur en eau qui ne varie pas pendant une secousse séismique, alors comme le montre le figure (4-6), le coefficient de sécurité est insensible à la variation du poids volumique du sol (ɣ).

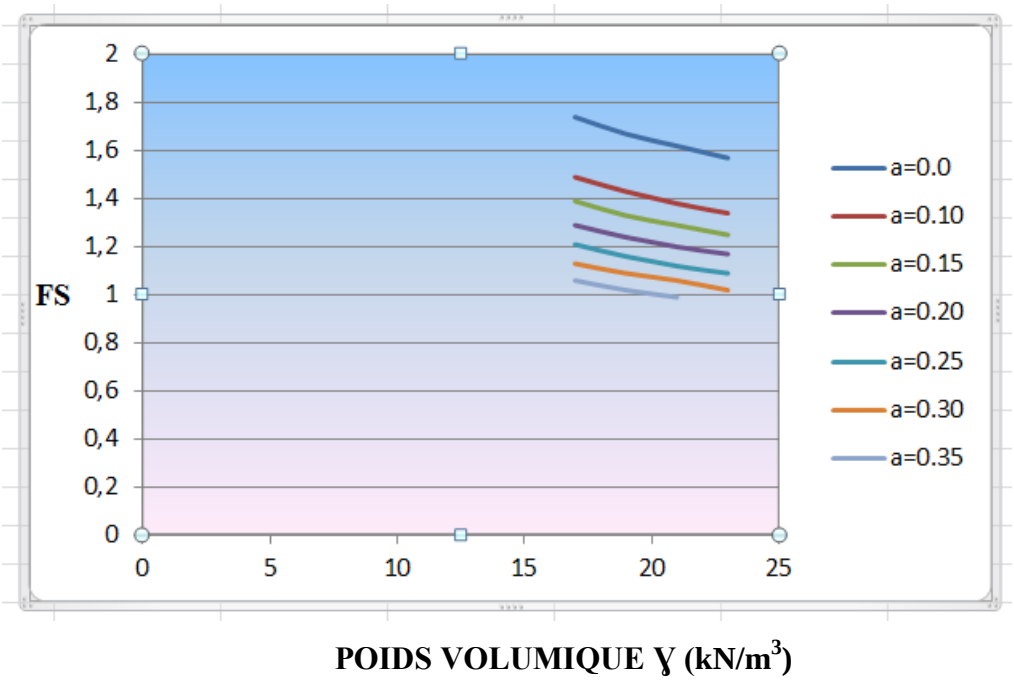


Figure 4.6 : variation du coefficient de sécurité en fonction du poids volumique

4.3.2.2. Cohésion :

La résistance au cisaillement des sols sous l'effet de chargement est dépend de la cohésion comme suit:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan\varphi'$$

Donc la variation de la cohésion du sol c à une influence sur la résistance au cisaillement donc une influence sur le coefficient de sécurité, plus le sol est cohérant plus il résiste au effort séismique.

Une variation de la cohésion de 8kpa fait varier le coefficient de sécurité d'une valeur comprise entre 15% et 17 % (figure 4-7)

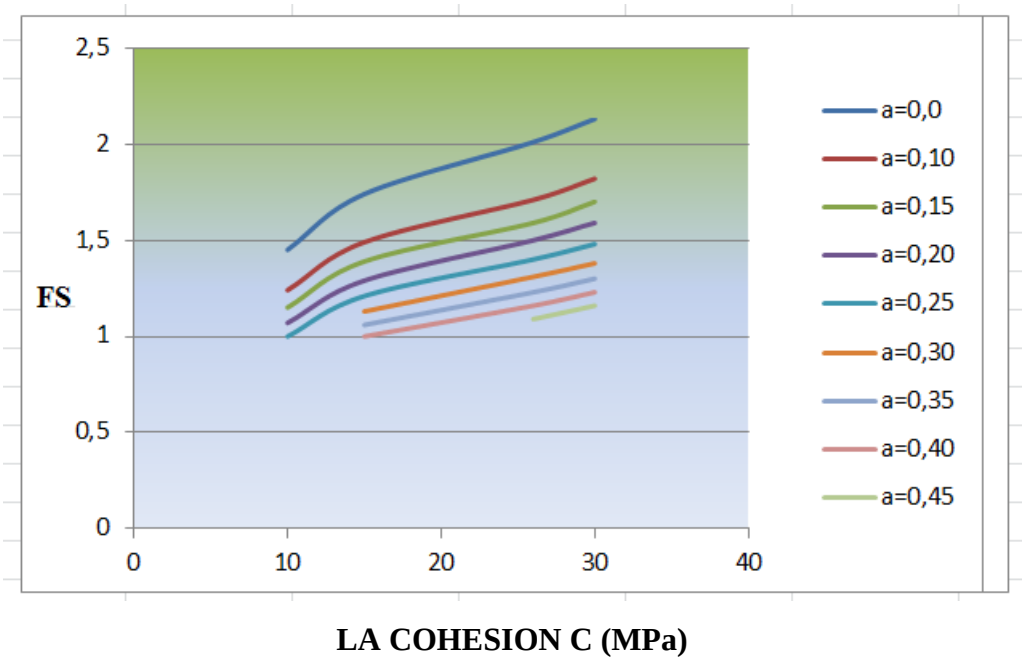


Figure 4.7 : variation du coefficient de sécurité en fonction de la cohésion

4.3.2.3. Module de Young :

Une contrainte maximale appliquée sur un échantillon de sol qui peut aboutir à ça rupture est très faible par rapport au module de Young qui correspond à la contrainte nécessaire afin d'obtenir un allongement relatif maximal =100%=1.

Donc la variation du module de Young E n'a aucune influence sur le coefficient de sécurité (figure 4-8)

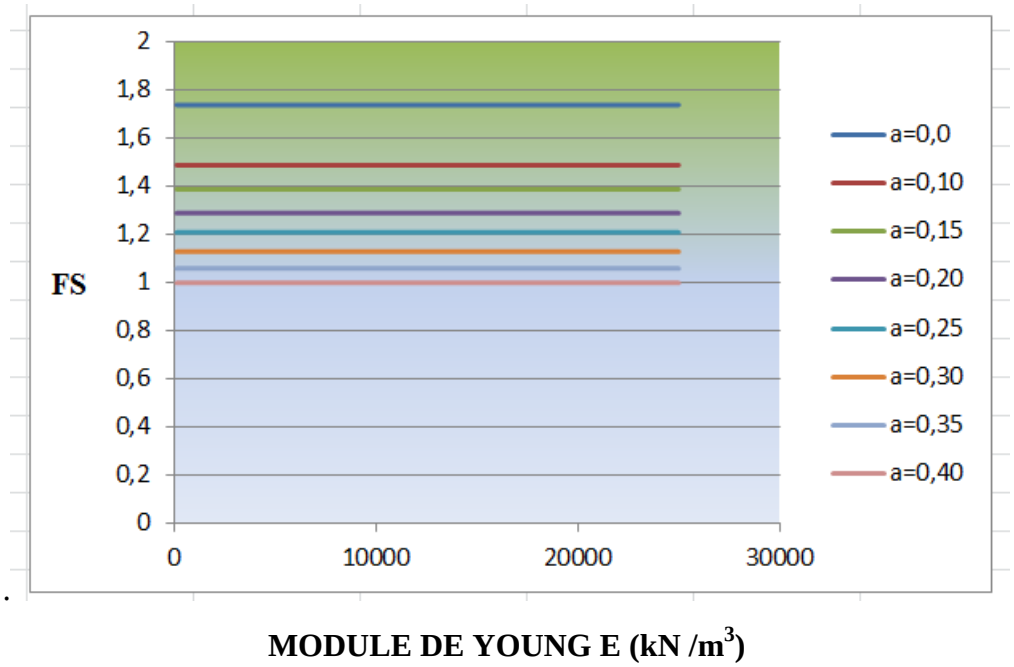


Figure 4.8 : variation du coefficient de sécurité en fonction du Module de Young

4.3.2.4. Coefficient de poisson υ :

Etant donné que le coefficient de poisson est le rapport de déformation principale rapporté à la déformation de sollicitation, donc la variation du coefficient de poisson υ n'a pas une influence sur le coefficient de sécurité (figure 4-9).

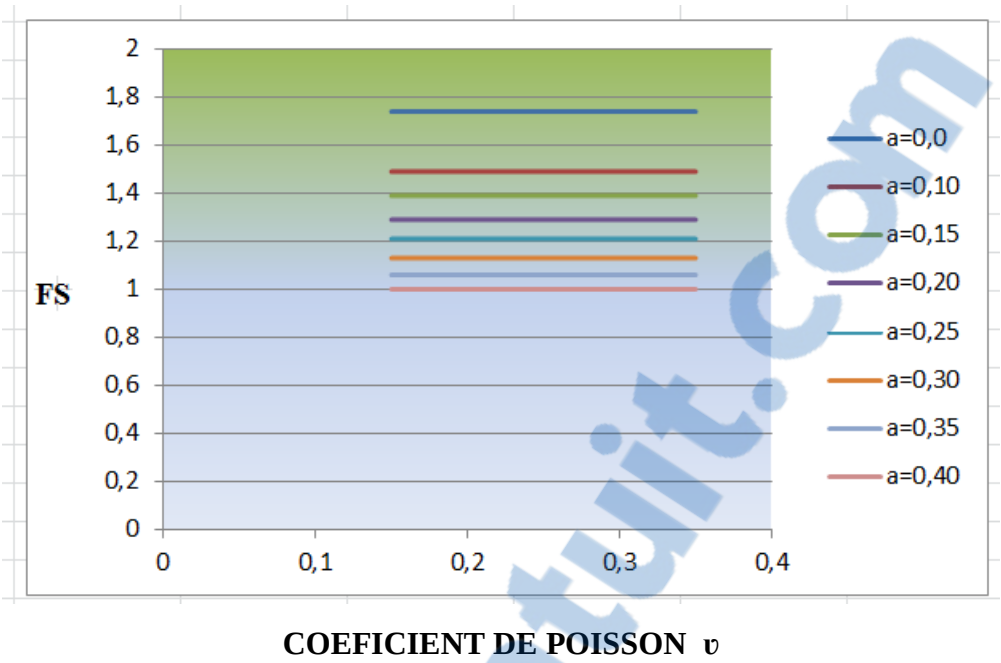


Figure 4.9 : variation do coefficient de sécurité en fonction du coefficient Poisson

4.3.2.5. L'angle de frottement interne φ :

Du fait que l'angle de frottement interne " φ " d'un sol est approximativement égal à l'angle du Talus naturel et tandis que les versants naturels sont plus stables avec un angle de pente naturel petite donc un coefficient de sécurité plus élevé.

Donc le coefficient de sécurité est influencé par la variation de l'angle de frottement interne φ. Une variation de l'angle de frottement de 5°, fait varier le coefficient de sécurité d'une valeur comprise entre 12 et 14% (Figure 4-10)

Rapport-Gratuit.com

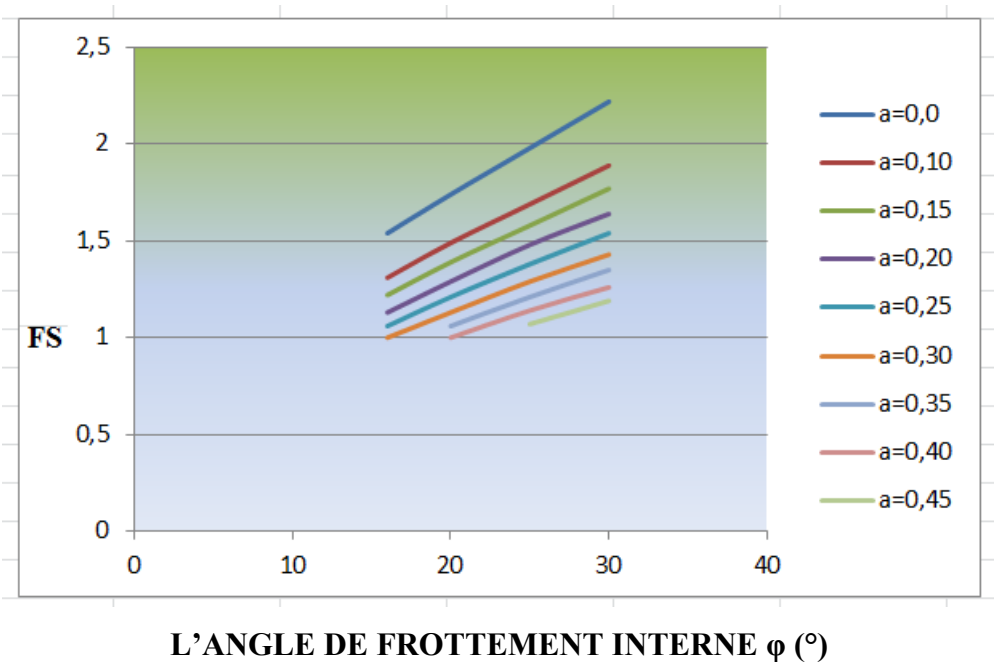


Figure 4.10 : variation du coefficient de sécurité en fonction de l'angle de frottement Interne

4.3.2.2. Influence de la géométrie :

La géométrie du modèle à étudier est caractérisée par la hauteur H.
Plus la hauteur du talus est grande plus l'angle de frottement interne du sol diminue, et le coefficient de sécurité diminue.

Donc le coefficient de sécurité est influencé par la variation du hauteur du talus.
Une variation de hauteur de 5m fait varier le coefficient de sécurité d'une valeur comprise entre 16 et 45%.

Une hauteur de talus de 20m est une accélération horizontale = 0,30 rendre ce dernier instable (figure 4.11).

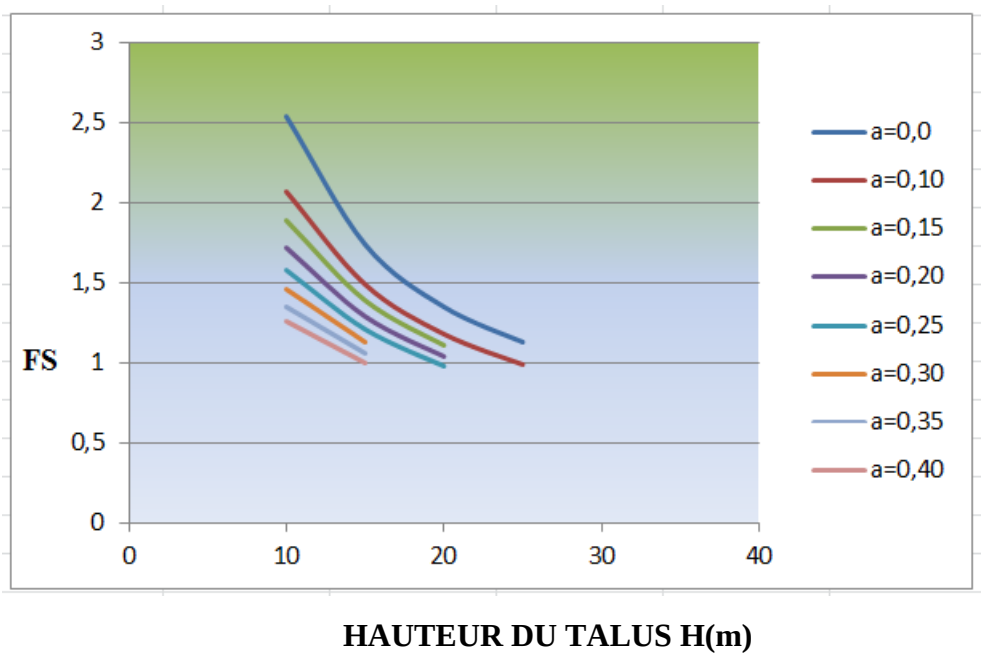


Figure 4.11 : variation du coefficient de sécurité en fonction de la hauteur du talus

4.3.2.3. Influence du niveau de la nappe :

Le niveau de la nappe de l'état (h_w =0) et totalement saturé (h_w= 40m) ont un effet sur la diminution du valeur de coefficient de sécurité de 20 à 35%.

Si le niveau est considérable, il ya l'effondrement du talus pour les valeurs de l'accélération horizontale supérieur à 0,10 (figure 4-12).

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

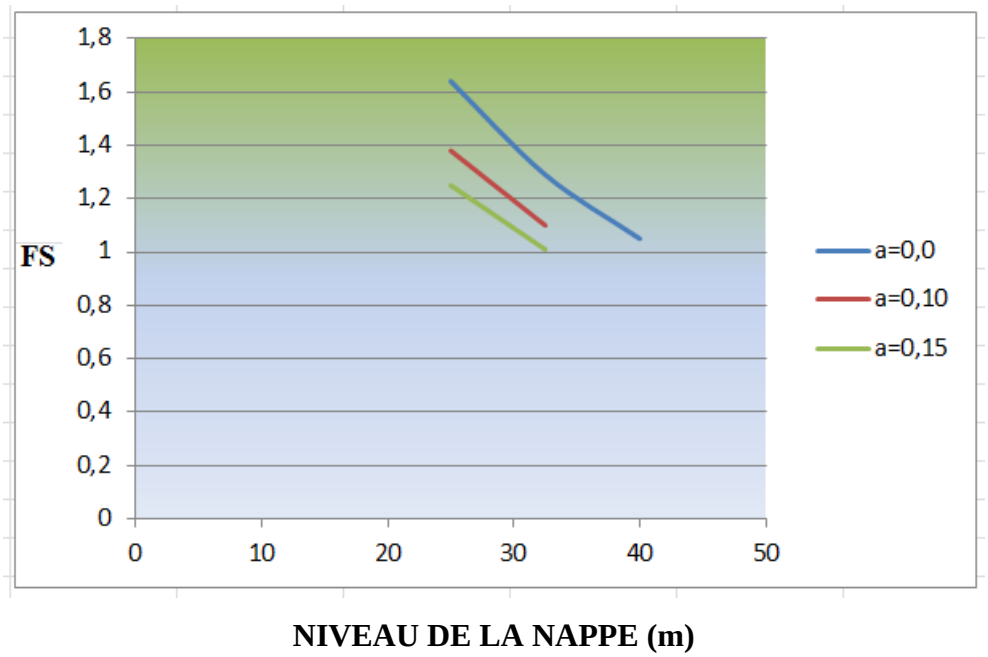


Figure 4.12: variation du coefficient de sécurité en fonction du niveau de la nappe

4.4. Conclusion :

On a établi un calcul de référence pour un modèle donné : ce calcul n'est pas la solution au problème, mais une approximation raisonnable de la réalité. On a fait varier individuellement plusieurs paramètres géotechniques et de la géométrie du modèle de référence et étudier leurs influence sur le coefficient de sécurité pour des fourchettes de variation raisonnable.

- Quelques remarques :

Cette étude ne prétend pas être exhaustive : on a pu faire varier d'autres paramètres, ou étudier l'influence des variations de paramètres sur d'autre type de résultats.

- L'influence combinée de plusieurs paramètres, qui n'a pas été étudiée ici, peut bien sûr être encore plus importante.
- L'étude présentée s'est limitée à une étude en deux dimensions.
- L'influence par une étude en trois dimensions peut être plus importante

Cette étude nous permet de tirer les deux conclusions suivantes :

- Le calcul par méthode numérique (MEF) s'avère indispensable pour les calculs de précision en condition statique que sismique.
- Les paramètres qui ont une influence remarqués sur la stabilité des terrains en pente dans le cas d'une étude dynamique sous l'effet d'une excitation sismique sont celle de cisaillement du sol (cohésion et angle de frottement) et le niveau de la nappe.

CINQUIEME CHAPITRE

MODELISATION NUMERIQUE DE LA STABILITE DE DEUX CAS REELS DE VERSANT AU SALVADOR ET AU KIRGHIZTAN SOUS SOLLICITATION DYNAMIQUE

5-1- introduction :

Dans ce chapitre, on va présenter les résultats d'une étude de stabilité sous sollicitations dynamiques de deux cas réels de versant au Salvador et au Kirghizstan. Ces versants ont étés le siège d'instabilité de grande ampleur, en 2001 pour le Salvador (glissement de las Colinas), et en 1992 pour le Kirghizstan (glissement de Suusamyr). L'objectif de ce travail est d'étudier les causes qui ont conduit au déclanchement de ces instabilités.

5.2. Glissement du Salvador :

5.2.1. Généralité sur le séisme du Salvador :

Ce pays se trouve à la frontière de deux plaques tectoniques qui convergent. Cette région est donc une zone de subduction : La plaque COCOS plonge sous la plaque CARAÏBE. Ce mouvement de convergence de plaques s'accompagne de séismes et de remontée de magma

Le 13 janvier 2001 à 11h33 locales (17 h 33 GMT) : un séisme de magnitude 7,9 fait 827 morts, au moins 4500 blessés, 2000 disparus, et plus d'un million de sinistrés. Le foyer est situé dans l'océan Pacifique, à 39 km de profondeur (latitude : 12,83 N ; longitude : 88,79 W).

Ce séisme, le plus violent enregistré en Amérique centrale depuis les années 1980, a été ressenti dans l'ensemble des pays d'Amérique centrale - Salvador, Guatemala, Nicaragua, Honduras, Costa Rica - ainsi que dans le sud du Mexique (des immeubles ont été ébranlés à Mexico).figure (5.1).

Les personnes portées disparues sont concentrées dans le quartier de Las Colinas, à une dizaine de kilomètres de la capitale, où quelques 260 habitations ont été ensevelies dans un gigantesque glissement de terrain.

Figure 5.1 : Glissement de terrain à Santa Tacla (Salvador) lors du séisme de 2001 **(fr.fotolia.com/cat1/1011005)**

5.2.2. Caractéristiques géologiques et topographiques du versant :

Ce versant à une hauteur totale de 160 m. il présente trois zones caractérisées par des pentes différentes.la zone 1, située directement sous l'escarpement, est la plus raide elle à une pente moyenne de 32°. La pente s'adoucit progressivement dans la zone 2 (pente moyenne égale à 26°) jusqu'à atteindre une dizaine de degrés dans la partie basse du versant (zone 3)

Le versant est composé de trois unités lithologiques principales d'après (Lotti et Associati-Enel.Hydro, 2001) :

- Une couche de dépôts pyroclastique peu consolidés et lâche dans la partie sommitale du versant et en surface du flanc sud.
- Une couche de cendres volcaniques au sein de laquelle se trouve une fine couche de 1.5 d'épaisseur formé de paléosols.
- Des dépôts de laves et de pyroclastes indurés qui forment la partie basse du versant.

La figure 5.1 donne les configurations géologiques et topographiques du versant ainsi que la position de la surface de rupture observée sur le terrain (JSCE 2001 ;Konagai et al.2002 , Lotti et Associatti-Enel .hydro2001 ;Sigaran2003).

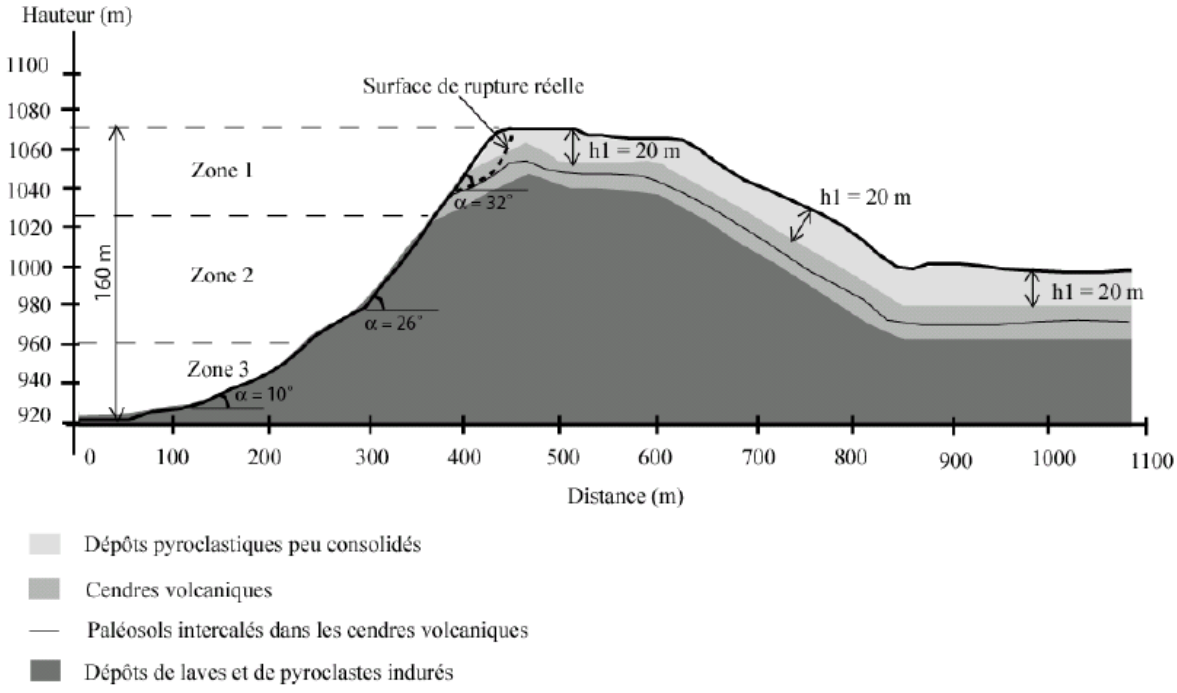


Figure 5.2: profil lithologique 2D du versant **(Lotti et Associati- Enel.Hydro, 2001 ; Sigaran, 2003)**

5.2.3. Données géotechniques :

Des études géotechniques ont été menées par Lotti et Associati-Hydro (2001) sur le site du glissement de las Colinas ainsi qu'en laboratoire. Elles ont conduit aux paramètres présentés dans le tableau 5-1.

Tableau 5.1 : propriétés des différentes unités géologiques formant le versant **(Lotti et Associati-Enel.Hydro.2001)**

Unité géologique	densité	V_p (m /s)	V_s (m/s)	Coefficient de poisson υ	Module de Young E MPA)	Cohésion (Kpa)	Angle de frottement (°)
Dépôts pyroclastiques peu consolidés	1.5	332	120	0.43	62	60	30
Cendres volcaniques	1.53	1124	570	0.33	1322	30	30
paléosols	1.76	1124	570	0.33	1521	5	20
Dépôts de lave et de pyroclastes indurés	1.9	1938	1100	0.26	5793	200	38

5.2.4. Caractéristiques sismiques considérés :

Le tableau 5.2 donne les valeurs maximales de l'accélération ou (peak - ground acceleration PGA). Ces valeurs montre que le PGA enregistrés sur des sites de type sol sont en général supérieurs au PGA enregistrés sur des sites de type rocher. Exception faite du site de La Libertard ou une très forte valeur de PGA a été enregistrée (11 ,09m/s^2), le PGA est plus grande pour des stations sismologiques situées en crête d'un versant : San Pedro Nonualco et Armenia.

Tableau 5.2: accélération maximales nord-sud et est-ouest enregistrée en différentes stations **(JSCE 2001 ; Konagai et al.2002)**

Station	Distance épicentrale (Km)	Nature de site	PGA nord-sud (m/s^2)	PGA est-ouest (m/s^2)
Berlin (Be)	80	Rocher	2.27	1.82
Panchimalco (pa)	80	Rocher	1.75	1.52
Zacatecoluca (Za)	65	Sol	2 .56	3.02
San Salvador (Ex)	90	Sol	2.96	2.73
Santa Tecla (Te)	90	Sol	4.85	4.79
Tonacatepeque (To)	95	Sol	2.45	2.30
La libertad (Li)	75	Alluvions	11.09	5.64
San Pedro Nonualco (No)	75	Sol+ crête	5.59	4.8
Armenia (Ar)	110	Sol+ crête	5.89	4.45

Le tableau 5.3 donne les valeurs du coefficient d'accélération pseudo statique horizontale et verticale en fonction du PGA du signal sismique incident, de l'accélération nominale a_N ,Ces valeurs ont été obtenues par les méthodes à l'équilibre limite en conditions sèches, k_H reposant sur les règles PS92 dans ce cas, ($k_H = 0.45a_N/g$) et ($k_{V=} 0.3\ K_H$).

Tableau 5.3 : coefficient d'accélération pseudo – statique

PGA du signal sismique incident (g)	a_N = 2*PGA (g)	K_H	K_V
0.1	0.2	0.09	0.027
0.2	0.4	0.18	0.054
0.3	0.6	0.27	0.081
0.4	0.8	0.36	0.108

5.2.5. Facteurs de prédisposition au déclanchement du glissement :

Prenant appui sur les travaux de la mission post-sismique JSC 2001 ; Konagai et al.2002) .nous avons cherché à identifier les facteurs de prédisposition et les facteurs déclenchant du glissement de Las Colinas. Ceux-ci sont présentés dans les paragraphes suivants.

5.2.5.1. Les configurations topographiques et géologiques / géotechnique du versant :

Les configurations topographiques , angle de pente moyen égal à 32° dans la partie supérieure du versant , et géologiques/ géotechniques, pendage des couches géologiques conforme à la pente et présence d'une couche de paléosols de très faibles caractéristiques mécaniques et de pendage 17° vers le nord, constituent les facteurs de prédisposition majeurs au déclanchement du glissement.

5.2.5.2. L'eau :

L'eau ne semble a priori pas avoir joué un rôle déterminant dans le déclanchement de cette instabilité dans la mesure où le mouvement de versant produit pendant une saison relativement sèche.

Rapport-Gratuit.com

5.2.5.3. Effets de site :

De violentes vibrations sismiques ont été enregistrées lors de ce séisme, et notamment sur un site de type sol à Santa Técla, à 1.4 Km seulement du glissement de Las Colinas .Les accélérations sur ce site ont atteint la valeur 0.5g contre 0.38g à San Salvador située à la même distance épicentrale. Les études de terrain montrent que la géologie du versant de Las Colinas est comparable à celle de ce site. De plus, selon Jibson et al. (2004), les accélérations le long de la cordillère d'El Balsamo ont probablement dépassé ces valeurs et atteint plus de 1g.

5.2.6. Etude de stabilité du versant en conditions statique et pseudo-statique par le code de calcul PLAXIS :

5.2.6.1. Position du problème :

La géométrie du versant de Las Colinas au Salvador est décrite dans un repère cartésien 0XY l'axe OX étant orienté horizontalement dans la direction amont-aval et l'axe OY dirigé verticalement vers le haut. On choisit les conditions aux limites par défaut, déplacement libres sur les deux côtés verticaux et bloqués au fond. On remplace dans la suite des calculs effectués en éléments finis à l'aide du code PLAXIS le profil réel constitué des quatre couches par un profil équivalent constitué d'une seule couche de dépôts pyroclastiques peu consolidés figure 5.3 de caractéristique géotechniques définie dans le tableau 5.1 .

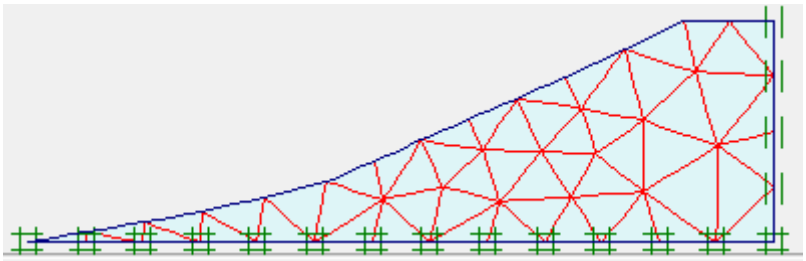


Figure 5.3 : Profil du modèle géométrique retenu et maillage non déformé de celui-ci

5.2.6.2. Localisation de la ligne de rupture :

Les observations effectuées sur le terrain et les résultats de l'étude géotechnique (Koagai et al 2002), permettent de constater qu'il s'agit d'un glissement rotationnel en raison d'un basculement de la masse glissée le long d'une surface sensiblement circulaire (figure5.4).

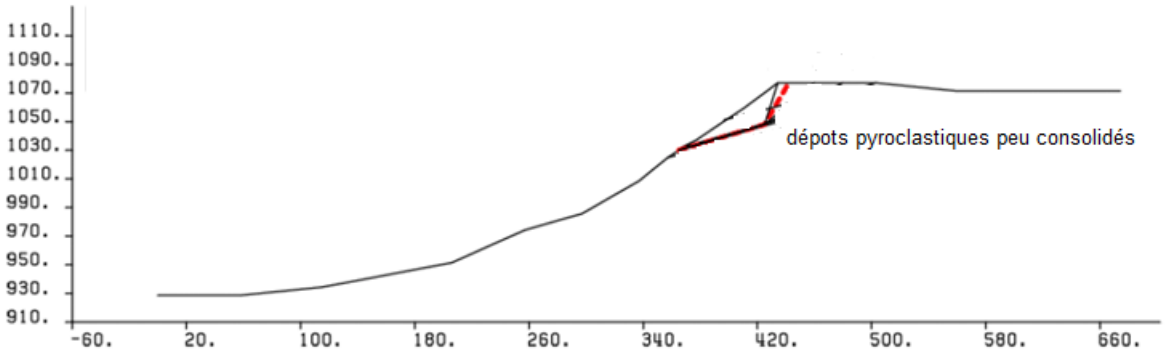


Figure 5.4 : la ligne de rupture de talus **(Koagai et al 2002)**

5.2.6.3. Coefficient de sécurité statique du versant :

L'analyse de stabilité statique du versant en conditions sèches conduit à une valeur de coefficient de sécurité minimum de 1.88 pour une surface de rupture polygonale dont la géométrie et proche de la surface de rupture réelle. Cette dernière passe par la couche fine de paléosols, (la mission post-sismique JSC 2001 ; Konagai et al.2002).

D'après le calcul du valeur du coefficient de sécurité par le code PLAXIS en condition sèche, on trouve (FS =1.88), donc cette valeur est cohérente avec celle de (Konagai et al.2002) .Donc la stabilité du versant avant séisme était largement assurée en condition sèche.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

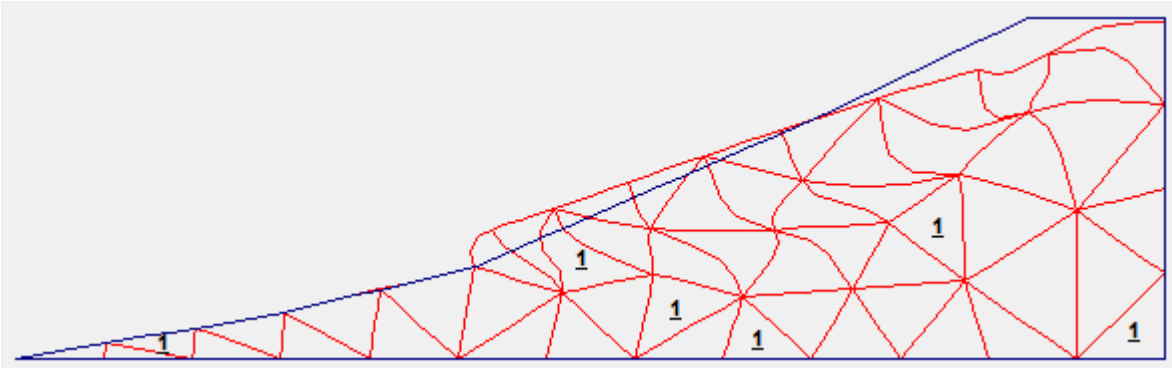


Figure 5.5 : Maillage déformé du talus sous l'effet du poids propre du versant

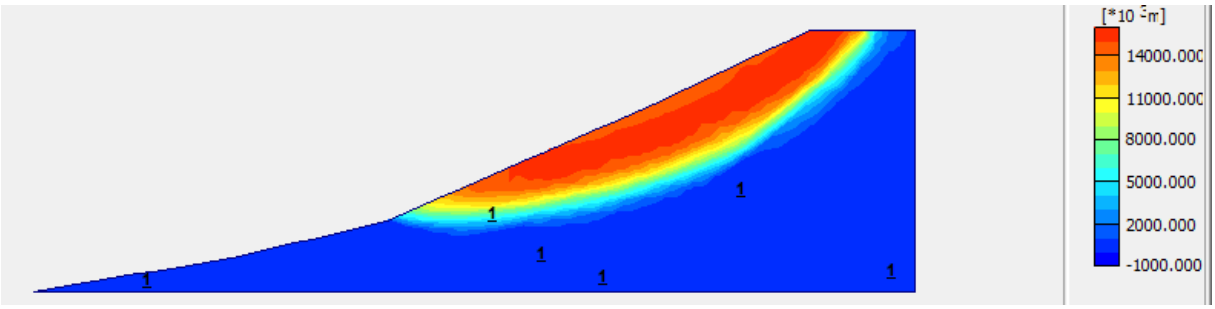


Figure 5.6 : déplacements totaux du versant sous l'effet du poids propre du versant

5.2.6.4. Coefficient de sécurité pseudo-statique du versant :

D'après les travaux de la mission post-sismique JSC 2001 ; Konagai et al.2002) sur le site on constate qu'une instabilité apparait le long de la surface réelle dés lorsque l'accélération nominale dépasse 0.8g.

Pour Justifier la rupture du talus on va donc examiner l'effet d'une chute de résistance de celui-ci pour différentes accélérations sismiques nominales entre a_N = 0.2 et a_N = 0.8 en fonction de PGA de signal sismique par la méthode pseudo-statique on utilise le code PLAXIS. Le tableau 5.4 regroupe les coefficients de sécurité calculés par la méthode pseudo-statique.

On remarque que le glissement du versant de Las Colinas se produit le long de la surface de rupture dès que le PGA du signal séismique incident est supérieur à 0.4g.

Cette valeur est cohérente avec les valeurs proposées par (Koagai et al 2002).

Tableau 5.4 : Coefficients de sécurité pseudo-statique du versant

PGA du signal sismique incident	$a_N = 2^*PGA$	K_H	K_V	F_S
0.1	0.2	0.09	0.027	**1.67**
0.2	0.4	0.18	0.054	**1.50**
0.3	0.6	0.27	0.081	**1.36**
0.4	0.8	0.36	0.108	**1.25**

5.2.7. Synthèses :

- Le versant de Las Colinas au Salvador a subi un glissement de terrain malgré qu'il parait stable sous l'effet de son poids propre.
- Le versant est instable sous l'effet de son poids propre et en présence d'une secousse séismique des que le PGA du signal sismique est supérieur à 0.4g.
- Les résultats calculés du coefficient de sécurité pseudo-statique par code PLAXIS sont cohérentes avec les constatations la mission post-sismique JSC 2001 ; Konagai et al.2002).

5.3. Le glissement de Suusamyr au Kirghizstan :

5.3.1. Généralité sur le Kirghizstan :

Le Kirghizstan, ancienne province russe devenue indépendante en 1991, situé entre le Kazakhstan au nord, la chine à l'est et sa principale ressource économique est l'agriculture : coton, tabac, laine et viande.

Région tectoniquement et sismiquement très active, le Kirghizstan est traversé d'ouest en est par le Tien Shan, une chaine de hautes montagnes qui culminent à 7453 m dans l'est du pays. Durant les 100 dernières années, cette chaine de hautes montagnes a été frappée à quatre reprises par des séismes de magnitude supérieure à 7. L'ors du séisme Suusamyr du

19/08/1992, le flanc sud du versant Chet – korumdy , dans la partie nord du tien shan , a été affecté par de nombreux mouvements de versant , essentiellement des glissement – écoulements de débris le long de surfaces de rupture planes ou circulaires . Le plus grand d'entre eux, le glissement de Suusamyr (figure 5.7), localisé à 150 km au sud- ouest de la capital, a atteint un volume de 0.5 à 1 million de m^3, sa profondeur est estimée à 40 m. Le principal danger représenté par les tremblements de terre au Kirghizstan n'est pas toujours associé aux effets directs du séisme mais plutôt à ses effets induit.

Figure 5.7 : Carte de Kirghizstan avec localisation de glissement Suusamyr **(Céline bourdeau, 2005)**

5.3.2. Typologie de l'instabilité :

L'instabilité de Suusamyr est qualifiée de glissement de sols grossiers sur une surface de rupture circulaire. Elle est en fait constituée de deux escarpements (figure 5.9). Dans la partie inférieure du versant, le glissement s'est transformé en lave torrentielle parcourant ainsi une distance de l'ordre de 200 m.

5.3.3. Caractéristiques géologiques et topographiques du versant :

Le versant de Suusamyr a une hauteur totale de 350 m et son flanc SSE, sur lequel s'est produit le glissement en 1992, et il a une pente moyenne de l'ordre de 34°. Ce versant est composé de trois unités lithologiques principales d'après (havenith, 2002) :

- Une couche d'arénites d'origine fluvio- glaciaire qui recouvre l'ensemble de la topographie. Son épaisseur varie de 70 m au sommet du versant jusqu'à 2 m seulement à la base du versant.
- Une couche d'argile silteuses
- Des sédiments Néogène fortement consolidé, sable et argiles d'origine lacustre, qui forment la partie inférieure du versant.

La figure 5.8 donne les configurations géologiques et topographiques du versant d'après (havenith, 2002).

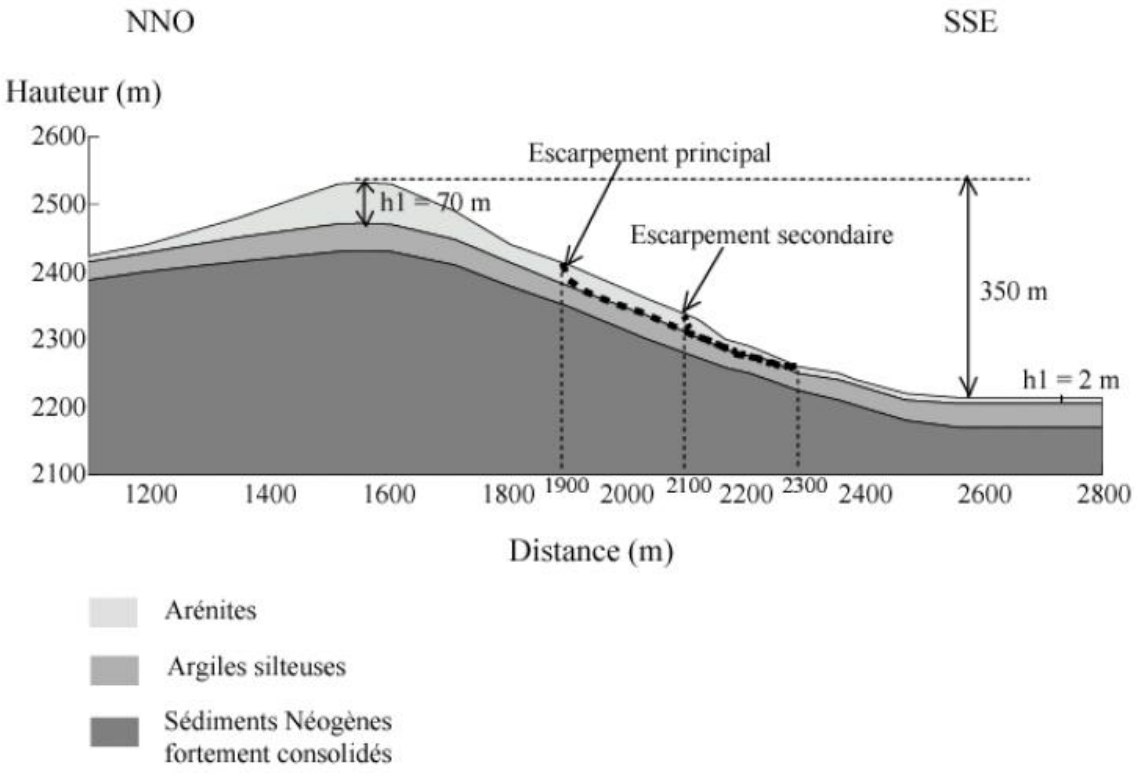


Figure 5.8 : profil lithologique 2D du versant et position des deux escarpements observés sur le terrain **(Havenith, 2002)**

5.3.4. Données géotechniques :

Une campagne de mesures géophysique et des essais mécaniques en laboratoire ont été menés par Havenith et al. (2000) dans 'objectif de caractériser les matériaux et leur propriétés géotechniques de la zone du glissement. Les conclusions de ces différents travaux sont présentées dans le tableau 5.5.

Tableau 5.5 : propriétés des différentes unités géologiques et géotechniques formant le versant **(Havenith et al, 2000, philipponnant , 1979 , Hoek et Bray , 1981)**

Unité géologique	densité	Coefficient de poisson υ	Module de Young E (MPA)	Cohésion (kpa)	Angle de frottement interne (°)
Arénites	1.7	0.40	322	20	30
Argile silteuse	2	0.40	3584	70	24
Sédiment Néogène	2.5	0.35	17280	150	27

5.3.5. Caractéristiques sismiques considérés :

Le tableau 5.6 donne les valeurs du coefficient d'accélération pseudo statique horizontale et verticale en fonction du PGA du signal sismique incident, de l'accélération nominale a_N ,ces valeurs ont été obtenues par les méthodes à l'équilibre limite en conditions sèches, k_H reposant sur les règles PS92 (dans le cas présent, $k_H = 0.45a_N)/g$ et $k_{V=} 0.3\ K_H$).

Tableau 5.6 : coefficient d'accélération pseudo – statique

PGA du signal sismique incident (g)	$a_N = 2^*PGA$ (g)	K_H	K_V
0.1	0.2	0.09	0.027
0.2	0.4	0.18	0.054
0.3	0.6	0.27	0.081

5.3.6. Facteurs de prédisposition au déclanchement de glissement :

D'après les travaux de Havenith (2002) nous présentons dans les paragraphes si dessous les facteurs de prédisposition et les facteurs déclenchant probables du glissement.

5.3.6.1. Les configurations topographiques et géologiques du versant :

La hauteur du versant est (350) m, sa pente moyenne (34°) et la présence en surface d'une couche d'arénites de faibles caractéristiques mécaniques ont probablement contribué au déclanchement du glissement.

5.3.6.2. Présence d'écoulement d'eau :

Les mesures de résistivité électrique et les observations de terrain réalisées sur le site du glissement de Suuamyr ont permis de mettre en évidence la présence d'un écoulement d'eau le long de l'interface arénites/ argiles silteuses . La surface de rupture s'étant développée le long de ce contact, on peut penser que l'eau a joué un rôle non négligeable dans le déclenchement de cette instabilité.

5.3.6.3. Les glissements antérieurs :

Les investigations de terrain ont également permis de mettre en évidence des traces d'anciennes surfaces de rupture au niveau de l'interface arénites/ argiles silteuse , rendant ainsi le versant plus sensible à toute perturbation exogène (séisme, fortes précipitations).

5.3.7. Étude de stabilité de versant en condition statique et pseudo – statique par le code de calcul PLAXIS:

5.3.7.1. Position du problème :

La géométrie du versant de suusamyr au Kirghizstan est décrite dans un repère cartésien OXY, l'axe OX étant orienté horizontalement dans la direction amont-aval et l'axe OY dirigé verticalement vers le haut. On choisit les conditions aux limites par défaut, déplacement libres sur les deux côtés verticaux et bloqués au fond. On remplace dans la suite des calculs effectués en éléments finis à l'aide du code PLAXIS le profil réel constitué des trois couches par un profil équivalent constitué d'une seule couche d'arénites figure 5.9 de caractéristiques géotechniques définie dans le tableau 5.5

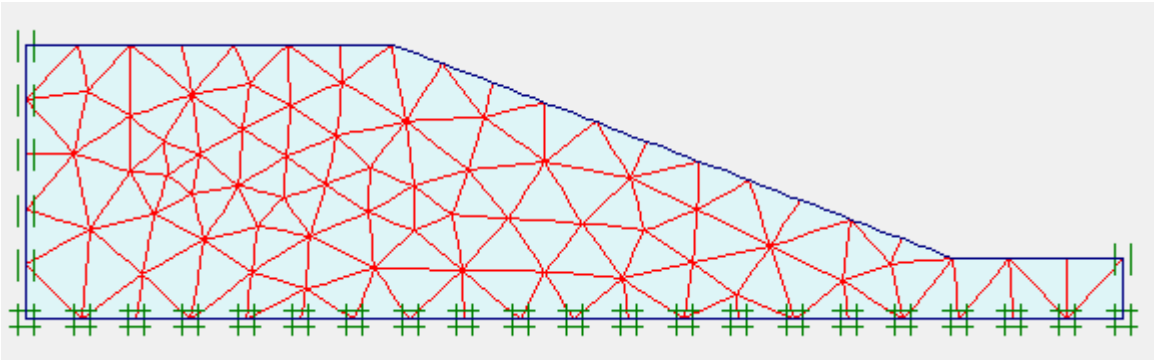


Figure 5.9 : Profil du modèle géométrique retenu et maillage non déformé

5.3.7.2. Localisation de la ligne de rupture :

Les observations effectuées sur le terrain et les résultats de l'étude géotechnique d'après (Havenith et al, 2000), permettent de constater qu'il s'agit d'un glissement rotationnel en raison d'un basculement de la masse glissée le long d'une surface sensiblement circulaire. (figure 5.10).

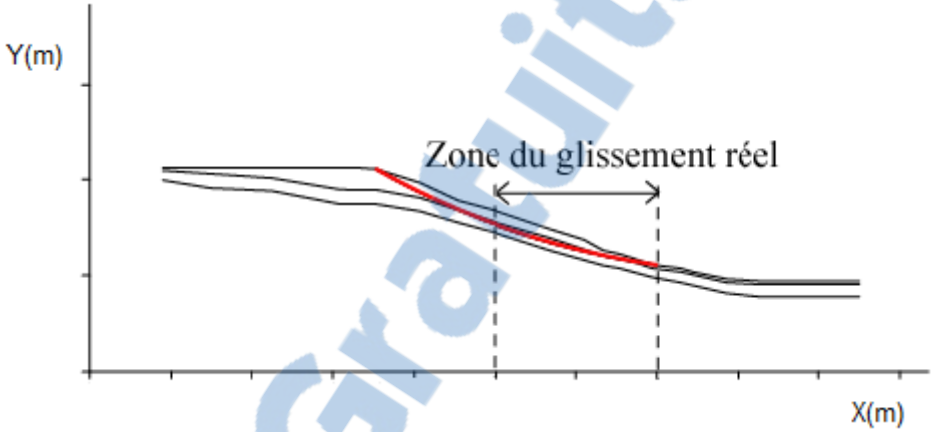


Figure 5.10 : la ligne de rupture de talus **(Havenith et al, 2000)**

5.3.7.3. Coefficient de sécurité statique du versant :

5.3.7.3.1. L'effet du poids propre seul :

D'après Havenith et al. (2000), le coefficient de sécurité statique du versant est compris entre 1.43 et 1.56 en conditions sèches (méthode de réduction de la résistance au cisaillement de Zienkiewicz et al.

Après calcul du coefficient de sécurité du versant par logiciel PLAXIS sous l'effet de la charge gravitaire seul du talus nous trouvons **(FS = 1.62)** cette valeur est cohérente avec les valeurs proposées par Havenith et al. On conclure que le talus est stable. La figure 5.11 représente le maillage déformé du versant sous l'effet du poids propre du versant, la figure 5.12 représente les déplacements totaux du versant sous l'effet du poids propre du versant.

Rapport-Gratuit.com

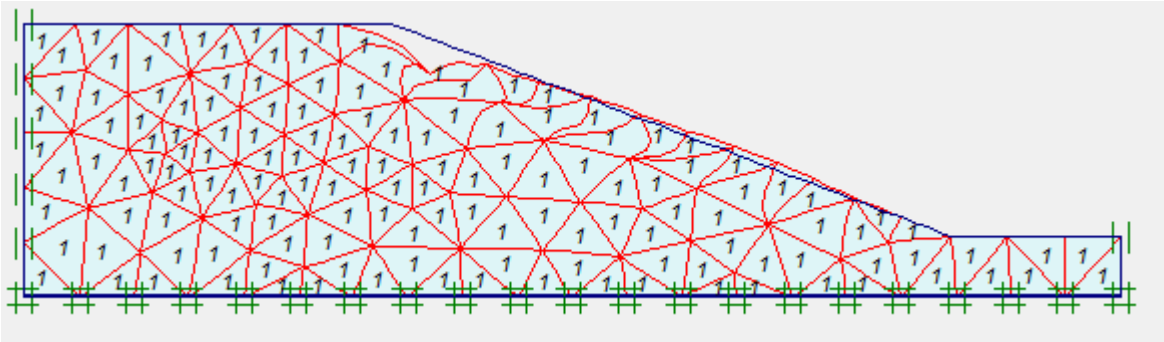


Figure 5.11 : Maillage déformé du talus sous l'effet du poids propre du versant

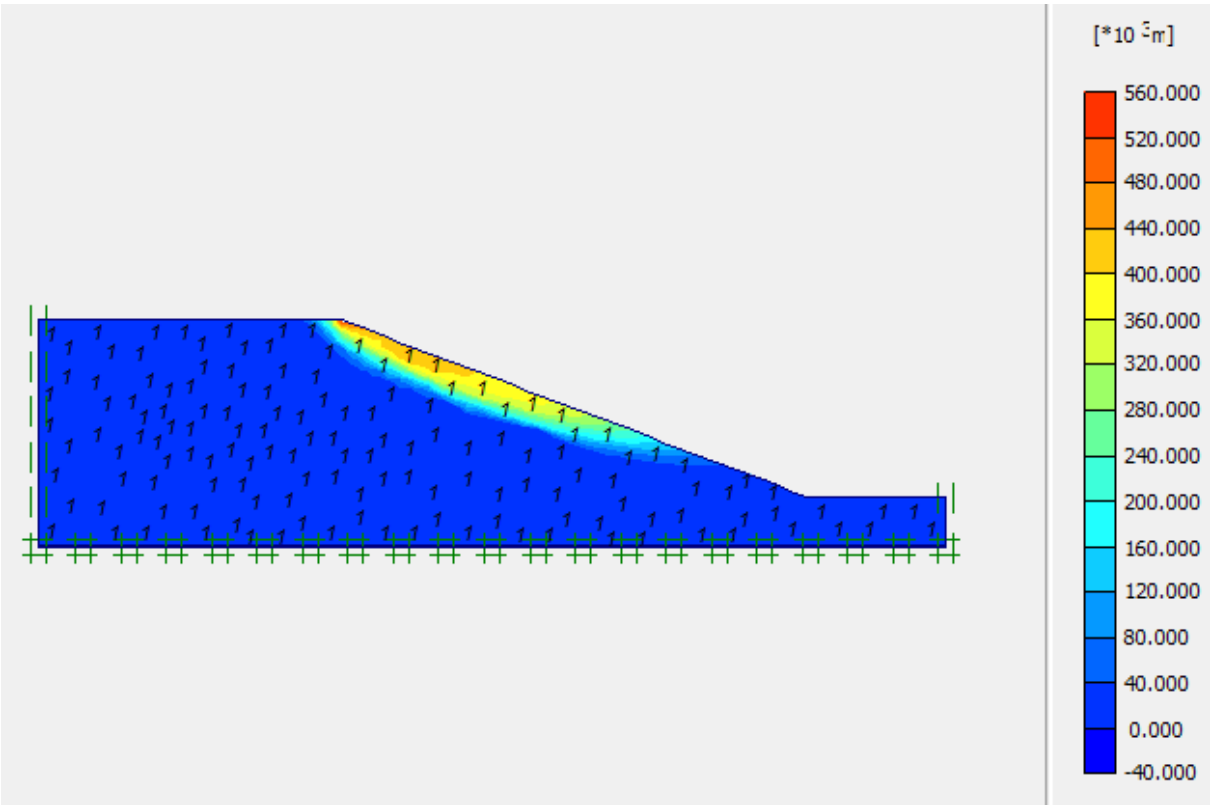


Figure 5.12 : déplacements totaux du versant sous l'effet du poids propre du versant

5.3.7.3.2. Effet de la nappe :

On à vue qu'à l'état sec et sous l'effet du poids propre seul, le talus est stable. D'après (Havenith et al. 2000), la prise en compte d'une nappe dans les arénites le long de l'interface arénites /argile silteuse conduit à un coefficient de sécurité statique dans l'intervalle 1.09-1.18. Le versant était donc stable avant séisme.

Le calcul de coefficient de sécurité par logiciel PLAXIS conduit à **(FS =1.053)**. Donc, cette valeur est cohérente avec les valeurs proposées par Havenith et al. On conclut que Le versant est donc stable malgré la présence d'une nappe. La figure 5.13 représente le maillage déformé du versant sous l'effet d'une nappe, la figure 5.14 les déplacements totaux

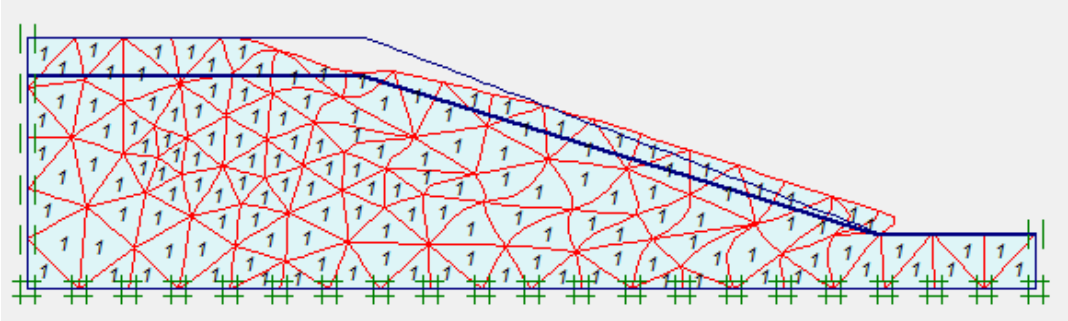


Figure 5.13: Maillage déformé du talus sous l'effet de la nappe

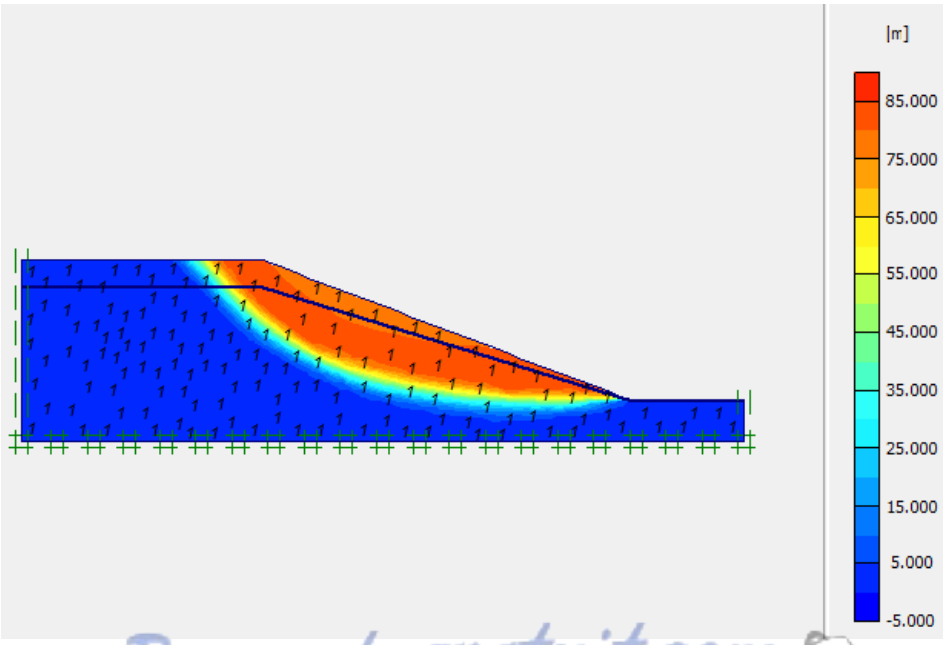


Figure 5.14: déplacements totaux du versant en présence de la nappe

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

5.3.7.4. Coefficient de sécurité pseudo-statique du versant :

5.3.7.4.1. Effet du poids propre et de séisme :

D'après (Havenith 2002), un glissement de terrain se produit en conditions pseudo – statique le long de la surface de rupture réelle dès lors que le PGA du signale sismique incident est supérieur ou égal à 0.3g.

Après le calcul de coefficient de sécurité pseudo- statique par le code PLAXIS, le glissement du versant de Ssusamyr se produit le long de la surface de rupture dès que le PGA du signal séismique incident est égal à 0.3g. Cette valeur est cohérente avec les valeurs proposées par Havenith et al. Le tableau 5.7 regroupe les coefficients de sécurité calculés par la méthode pseudo- statique.

Tableau 5.7 : coefficient de sécurité pseudo – statique du versant sous l'effet du poids propre seul

PGA du signal sismique incident (g)	$a_N = 2^*PGA$ (g)	K_H	K_V	FS
0.1	0.2	0.09	0.027	1.26
0.2	0.4	0.18	0.054	1.02
0.3	0.6	0.27	0.081	effondrement

5.3.7.4.2. Effet combiné du poids propre, séisme, et de la nappe :

Pour Justifier la rupture du talus on va donc examiner l'effet d'une chute de résistance de sol celui-ci pour différentes accélérations sismiques nominales entre a_N=0.2 et a_N=0.6 en fonction de PGA de signal sismique et de l'effet de la nappe.

D'après le calcul du coefficient de sécurité pseudo - statique par logiciel PLAXIS, Le glissement du versant de ssusamyr se produit le long de la surface de rupture dès que le PGA du signal séismique incident définie au-dessus est égal à 0.1g, donc pour l'effet combiné du

poids propre, séisme et de la nappe, le versant n'est plus stable. Cette valeur est cohérente avec les investigations proposées par Havenith et al.

5.3.8. Synthèses :

- Le versant de Suusamyr au Kirghizstan a subi un glissement de terrain malgré qu'il parait stable sous l'effet de son poids propre et sous l'effet du nappe.
- Le versant est instable sous l'effet de son poids propre et en présence d'une secousse séismique des que le PGA du signal sismique est supérieur à 0.3g.
- Le versant est instable en présence d'une nappe d'eau le long de l'interface arénite/ argile silteuse et en présence d'une secousse sismique dès que le PGA du signal séismique incident égale 0.1g.
- Les résultats calculés du coefficient de sécurité pseudo-statique par code PLAXIS sont cohérentes avec les investigations proposées par Havenith et al.

5.3.9. Conclusion :

Dans cette étude nous avons cherché à définir le rôle probable joué par les effets de site l'existence d'un écoulement d'eau lors du déclenchement de ces deux instabilité.

Le déclenchement du glissement de Las Colinas est très certainement la conséquence de

- la présence d'une couche de très faibles propriétés mécaniques (paléosols) dans la partie inférieure de la zone du glissement réel.
- Du comportement sous sollicitations dynamique de l'ensemble des matériaux de la zone instable.
- Du pendage des couches géologique conforme à la pente
- De la pente relativement élevée dans la zone située directement sous la crête du versant

Dans le cas du glissement de Suusamyr , on observe que le comportement dynamique du versant est contrôlée par :

- Les propriétés mécaniques des matériaux de la couche de surface en particulier, la valeur résiduelle de l'angle de frottement des arénites.
- Les caractéristiques du signal sismique incident.

On peut donc en conclure que les effets de site, surtout les effets de site lithologique, ont contribué au déclanchement de l'instabilité de Las Colinas et de Suusamyr.

CONCLSION GENERALE :

Les observations de terrain compilées dans les bases de données mondiales et régionales Montrent que ces mouvements de versant présentent une grande diversité tant au niveau du type de matériaux affectés (sols ou roches) que du comportement de la masse instable (glissement en masse ou désordonné). A l'échelle mondiale, les chutes de blocs, les glissements rotationnels de sols et les glissements de masse s de sols fragmentées ou déstructurées sont les mouvements de versant les plus fréquents (Keefer , 1984 a ; Rodriguez et al., 1999). Le nombre de mouvements de versant et l'aire affectée par ces derniers sont naturellement d'autant plus grands que la magnitude du séisme est élevée. Ce phénomène est encore plus accentué lorsque le séisme se produit après une période d'intenses précipitations.

Compte tenu de la complexité des phénomènes mis en jeu lors du déclanchement d'un mouvement de versant sous sollicitations dynamique, nous avons opté pour approche progressive du phénomène. Dans un premier temps, un bref exposé sur les glissements des versants sous séisme appuyés sur les caractéristiques du mouvement sismique et de quelques cas pathologiques cités dans le monde. Pour une deuxième étape on à exposer les différentes méthodes de calcul de stabilité des versants sous séisme actuellement disponibles (calcul en équilibre limite, calcul en éléments finis) et les approches de calcul possibles (approche pseudo-statique, approche dynamique directe).

La troisième étape est consacré à exposer les défirent lois de comportement définies pour les sols soumet à des forces cyclique et leur modèles de comportement disponibles à l'heure actuelle.

Dans une quatrième étape, la présente étude a permis de calculer sur un modèle géométrique de référence le coefficient de sécurité (définissant l'état d'équilibre de la pente par rapport à l'équilibre limite ou ultime) pour les quatre combinaison qui ont été envisagées et ceci par le code de calcul en élément finis PLAXIS pour l'analyse en déformations planes des massifs de sols ou des roches tendres par un calcul élastio-plastique avec un critère de type Mohr-Coulomb suivant un procédé de réduction des paramètres de cisaillement (phi-c réduction) ; puis d'analyser la sensibilité de ce coefficient aux données des calculs par une étude paramétrique (influence de la géométrie : hauteur et angle du talus ; influence des caractéristiques géotechniques : poids volumique, module d'Young, coefficient de Poisson,

cohésion, angle de frottement et angle de dilatance ; influence des fluctuations du niveau de la nappe : variation des surpressions interstitielles).

Les résultats de l'étude paramétrique ont en effet montré que les paramètres qui contrôlent la stabilité des pentes sous sollicitations dynamiques dépend :

- De la cohésion et de l'angle de frottement interne, plus ces derniers sont grande plus la pente est stable, Et vice versa.
- De la hauteur du versant, les risques de ruptures dans les versants de grande hauteur sont plus grands que dans les versants de faible hauteur.
- Le niveau de la nappe,si le niveau est considérable, donc il Ya l'effondrement du talus

Dans une cinquième étape, nous nous sommes intéressés aux conditions de déstabilisation de deux versants réels au Salvador et au Kirghizstan par une étude de stabilité statique et pseudo statique par le code de calcul PLAXIS on étudie l'effet de chute des paramètres de résistance du sol constitués les deux versant, effet des surpressions interstitielles en présence d'une secousse sismique et de comparer les résultats trouvés par rapport aux études déjà faite sur ces deux versants.

L'application théorique, comme l'exemple pratique ont montrés que c'est donc l'action conjuguée de plusieurs facteurs négatifs qui est à l'origine du déstabilisation de ces deux versant en plus de l'action sismique, la rupture provient souvent soit d'une augmentation des sollicitations associée à une modification des caractéristiques hydrauliques, soit d'une réduction des caractéristiques de résistance des sols, ou leur combinaison.

L'intérêt de l'étude de stabilité des pentes sous sollicitation séismique est évident dans le cadre d'un programme de protection contre les risques naturels.

Pour finir, On espère que ce projet sera une base et un point de départ pour notre vie professionnelle ainsi que le prolongement des futurs étudiants travaillant dans ce domaine.

Références bibliographiques :

- **ADRIANA MARIA B ., (2010).** Etude de la stabilité sismique de trois talus naturels au Québec. mémoire de magistère, (page 202).

- **ETIENNE B, ANNE-MARIE D, AIHAM S .,(2007).** Scénario de risque sismique dans une vallée alpine : La haute Tinée, Alpes Maritimes, France **.**7ème Colloque National AFPS – Ecole Centrale Paris, P. 04.

- **AHMED S.,** 2007. Analyse de la stabilité des pentes sous séisme. mémoire de magistère, (92 pages).

- **AlEXANDRE F.,** ***(2011).*** Loi de comportement cyclique de Hujeux pour les sols. Manuel de référence, 56 pages

- **AURELIE P., 2010**. Modélisation numérique du comportement des sols sous très grands nombres de cycles Homogénéisation temporelle et identification des paramètres. Thèse de doctorat, (page 143) .

- **BOURDEAU C., (2005).** Effets de site et mouvements de versant en zones sismiques Apport de la modélisation numérique. Thèse de Doctorat de l'école des mines de Paris, 290 pages.

- **MEDDE/DGPR.,** prévention des risques naturels**.** Édition : juillet 2012 .p.12.

- **DAT VU KHOA HUYNH ., (2005).** Modélisation des glissements comme un problème de bifurcation. Thèse de Doctorat de l'institut national polytechnique de Grenoble, 244 Pages.

- **DOMINIQUE B, PATRICE M.;** Les glissements de terrain et les chutes des blocs) Journées techniques organisées avec l'appui du Sétra et sous l'égide de la CoTITA .

- **Dynamics Manual Plaxis 2D v9.0 - 7**

- **F.SCHLOSSER, L. DORMIEUX.,** (1986). Dynamic behaviour and design of slopes and retaining structures. Revue françaises trimestrielle de géotechnique de l'école nationale des ponts et chaussés, (80 PAGE), page 26, 44, 49.

- **IHCENE L ., (2008)** . étude du comportement d'un sol cohérent sous chargement monotonique et cyclique. Mémoire de magistère, 73 pages.

- **KHANSAL A.,** Contribution à l'étude de la résistance au cisaillement à l'interface sol cohérent modélisation numérique de l'essai de cisaillement rectiligne (mémoire magistère, 164 page.

- **LOUKIDIS D, BANDINI, P. & SALGADO, R., (2003**). Stability of seismically loaded slopes using limit analysis. Revue Géotechnique N°5 .p.466.

- **LILA S ., 2011.** Etude de l'évaluation des paramètres dynamiques des sols à partir des essais géophysiques. mémoire de magistère, (140 page).

- **M. MABSSOUT., P. JOUANNA., (2003).**, comportement dynamique des sols sous séisme majeur. Identification d'un modèle à 3 paramètres par propagation cyclique in situ. Revue de Mécanique Appliquée et Théorique, Vol. 1, 4 269- 286. p. 271,273.

- **ROGER C, JEAN-Louis D, JACK G, PIERRE P.; (2009)**, glissements de terrain et barrages naturels induits par le séisme du 12 mai 2008 au Sichuan (Chine), COMITE FRANCAIS DE GEOLOGIE DE L'INGENIEUR ET DE L'ENVIRONNEMENT.

- **Règles parasismique Algérienne, RPA/ VERSION 2003.**

- **WILSON R.C. and D.K. KEEFER., (1985),** Predicting aerial limits of earthquake-induced landsliding, in J.I. Ziony (ed.), evaluating earthquake hazards in the Los Angeles region, An Earth-Science perspective, USGS Professional paper 1360, pp. 316-345.

- **ZEROUAL ABDELLATIF., (2009).** Mémoire de Magister en hydraulique. Page 90

Sites internet :

- http://fr.fotolia.com/cat1/1011005
- http://dx.doi.org/10.1051/jp4:1994890
- http://www.geo-slope.com/
- http://www.plaxis.nl
- http://www.francetvinfo.fr/monde/ameriques/video-mexique-une-autoroute-s-effondre-apres-un-leger-seisme_493228.html

Rapport-Gratuit.com