

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

LABORATOIRE DE RECHERCHE GÉOMATÉRIAUX, ENVIRONNEMENT ET

AMÉNAGEMENT

(L.G.E.A)

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de master 2

SPÉCIALITE : GÉNIE CIVIL

OPTION : Géotechnique Et Environnement

Présenté par :

ZEMOUL Siham

Thème :

**Analyse De La Stabilité Des Pentes Constituées Par Des
Dépôts Sableux Sous Séismes**

Devant le jury d'examen suivant :

Mr MELBOUCI Bachir

Melle LOUADJ Samia

Melle BELHASSANI Ouarda

Mme BAIDI Fawzia

Professeur à l'UMMTO..... Président

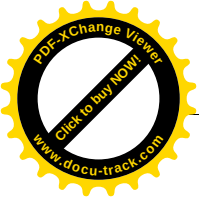
Maitre de conférences à l'UMMTO..... Rapporteur

Maitre assistance à l'UMMTO..... Examinatrice

Maitre assistance à l'UMMTO..... Examinatrice

Soutenu le : 10/01/2015

Master 2 promotion 2013-2014



Remerciements

Le travail présenté dans ce mémoire de master a été réalisé au Laboratoire de Recherche Géomatériaux, Environnement et Aménagement, L.G.E.A, du département de Génie Civil, faculté du Génie de la construction, Université Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou.

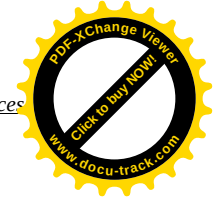
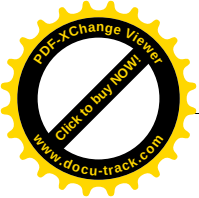
Je tiens, d'abord à remercier, avant tout, le Bon Dieu le Tout Puissant, qui m'a donné la force, la volonté, la patience, et réaliser ce travail dans les meilleures conditions.

Ma reconnaissance et ma profonde gratitude s'adressent à ma Directrice de mémoire Melle LOUADJ SAMIA Maitre de conférences à l'UMMTO, qui m'a permis d'entreprendre cette recherche, ses conseils, ses encouragements ainsi que son soutien effectif qu'elle n'a cessé de m'apporter tout au long de ce travail, elle m'a fait partager son expérience enrichissante, m'a prodigué de précieux conseils et encouragements pour mener à bien ce travail.

Mes remerciements vont aux membres du jury a Monsieur MELBOUCI BACHIR, le 1er responsable du Laboratoire de Géotechnique, d'Environnement et Aménagement LGEA, Professeur à l'UMMTO, à Melle BAIDI FAWZIA maitre assistante a l'UMMTO et à Melle BELHASSANI OUARDIA maitre assistante a l'UMMTO qui me feront grand honneur d'examiner ce travail. Je les prie de croire à ma respectueuse reconnaissance.

Je n'oublierai pas d'exprimer mes remerciements à toutes les personnes qui ont répondu favorablement à mes sollicitations, notamment mes enseignants.

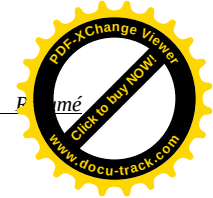
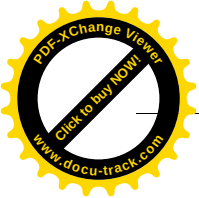
Je tiens enfin à remercier toutes les personnes qui ont contribué de prêt ou de loin à la réalisation de ce mémoire. Et tout particulièrement ma famille et ma tata Thas pour leur soutien psychologique.



Dédicaces

Je dédie ce travail :

- ✓ *A ma chère mère pour toute son affection et la bonne éducation et surtout son encouragement*
- ✓ *A mes chers grands-parents maternels.*
- ✓ *A mes chères tantes commençant par : Fariza, Ouioui, Djidji, Kahina, et leurs maris.*
- ✓ *A mes chers oncles : Binor et Malik en suisse.*
- ✓ *A toutes mes chères cousines commençant par : Faiza, son mari Alilou ces enfants (Mohamed, Amina, Adan), Dari et Mano (Ma petite sœur adorée).*
- ✓ *A tous mes cousins : Sofiane, Mohamed, Yanis, Anis, Ahmed et le petit Massine.*
- ✓ *A ma chère tata Thase, son mari et toute sa chère famille.*
- ✓ *A mes chères tatas : bily, Nassima, hayat, et toutes leurs chères familles.*
- ✓ *A mes meilleurs copines : Nadouche, Amel, Sarah, Naima, Ourida Meriam en France, et leurs chères familles.*
- ✓ *A tous mes amis et amies du lycée Abane Ramdane et à l'Université Mouloud Mammeri, en particulier Ahcene.*
- ✓ *A toutes ma famille, voisin et voisine.*
- ✓ *Aux nobles enseignants rencontrés tout en long de ma scolarité.*



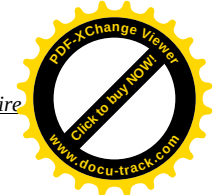
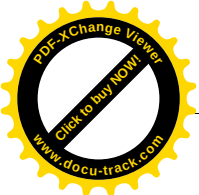
Résumé

L'utilisation de l'outil numérique dans le domaine de la géotechnique est, de nos jours, une pratique très courante. Les méthodes numériques s'avèrent un complément utile, voire nécessaire à des méthodes d'équilibre limite.

Dans ce mémoire, une analyse numérique sur la stabilité d'une pente a été faite en variant plusieurs paramètres. Le modèle de référence a été établi en deux dimensions. L'analyse a été faite par la méthode des différences finies exploitée par le code de calcul FLAC.

Les principaux résultats obtenus (la vitesse de déformation de cisaillement, vecteurs vitesse et coefficients de sécurité) ont fait l'objet d'une étude paramétrique.

Mots clés : Risque naturel, glissement de terrain, méthode de stabilité, comportement des sols granulaires, modélisation numérique.



Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale 1

Chapitre 1 : Généralités Sur Les Risques Naturels

Introduction 3

1.1 Les Phénomènes Naturels Dangereux (Martin, 2006) 3

1.1.1 Les phénomènes d'origine interne 3

1.1.2 Les phénomènes atmosphériques 4

1.1.3 Les mouvements de terrain 4

1.2 Les Mouvement De Terrain 4

1.2.1 Les mouvements de pente 4

1.2.1.1 Les écoulements 5

1.2.1.2 Mouvements lents et continus 6

1.2.1.3 Les glissements 7

1.2.1.4 Les coulées 9

1.2.2 Les mouvements verticaux 10

1.2.2.1 Les affaissements 10

1.2.2.2 Les effondrements 10

1.3 Facteurs Contrôlant La Stabilité D'une Pente 12

1.3.1 Influence des critères géotechniques et géométriques 13

1.3.2 Influence de la nappe (niveau d'eau) 14

1.3.3 Influence de la température lors des glissements sismiques 16

1.3.4 influence du séisme 16

1.4 Les Séismes Et Le Risque Sismique 17

1.4.1 Classification des séismes 17

1.4.2 Enregistrement des séismes 20

1.4.3 Distribution mondiale des séismes 21

1.4.4 Les grands séismes dans le monde 22

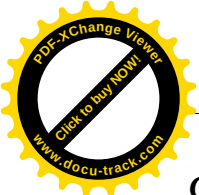
1.4.5 Les séismes en Algérie 23

1.5 Relation Entre Les Séismes Et Les Mouvements De Terrain 25

1.5.1 Glissement de terrain 25

1.5.2 Éboulements et écoulements rocheux 26

Conclusion 26

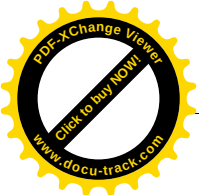


Chapitre 2 : Rappel Sur Les Principales Méthodes D'analyse De La Stabilité Des Pentes Et Des Talus Et Leurs Limites

Introduction	27
2.1 Méthodes De Calcul De Stabilité des pentes	28
2.1.1 Méthodes reposant sur des observations	28
2.1.2 Méthodes reposant sur la modélisation	29
2.2 Notions Sur Le Facteur De Sécurité	29
2.3 Choix Du Type De Méthode De Calcul	30
2.4 Méthodes D'analyse De La Stabilité Statique Des Pentes	30
2.4.1 Les méthodes d'équilibre limite	30
2.4.1.1 Méthode de Fellenius (1936)	31
2.4.1.2 Méthode de Bishop (1955)	32
2.4.1.3 Méthode de SPENCER (1967)	33
2.4.1.4 Méthode de Spencer (1967), Morgenstern-Price (1965)	34
2.4.2 Limitations des méthodes d'équilibre limite	35
2.5 Méthodes D'analyse De La Stabilité Dynamique Des Pentes	35
2.5.1 Méthode pseudo statique	35
2.5.2 Méthode en déplacement de Newmark (1965)	37
2.5.3 Méthode de Sarma (1973)	38
2.5.4 Méthode de MINEIRO (1975, 1979)	39
2.6 Les Limitations Des Méthodes Analytiques	40
2.7 Nécessité Des Méthodes Numériques	40
2.8 Analyse De Stabilité Par La Méthode Des Différences Finies	41
Conclusion	42

Chapitre 3 : Présentation Du Phénomène De Liquéfaction

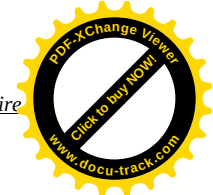
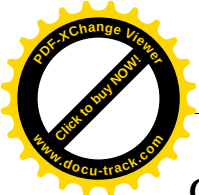
Introduction	43
3.1 Comportements Des Sables	43
3.1.1 Comportement des sables sous chargement monotone	44
3.1.1.1 Comportement drainé parfait	44
3.1.1.2 Comportement non drainé parfait	46
3.1.1.3 Contractante et dilatance	47
3.1.2 Comportement mécanique des sables sous chargement cyclique	48
3.1.2.1 Principaux types de comportement cyclique	48
3.1.2.2 Comportement en condition drainée	49
3.1.2.3 Comportement en condition non drainée	50
3.1.2.3.1 Mobilité cyclique	51
3.1.2.3.2 Liquéfaction vraie	52
3.2 Liquéfaction statique des sables lâches	52
3.3 Les Facteurs Influençant La Liquéfaction.....	54
3.3.1 La distribution granulométrique	54



3.3.2 La densité relative de sol D_r	55
3.3.3 La saturation	56
3.3.4 La structure du sol	57
3.4.5 La présence de fines	58
3.3.6 La nappe phréatique	59
3.3.7 L'état de contrainte actuel	59
3.3.8 Influence de l'histoire des contraintes et déformations	60
3.3.9 Pressions de confinement	61
3.3.10 La Forme des particules	62
3.3.11 L'âge géologique et la cimentation	62
3.3.12 historiques d'environnement	63
3.4 Quelques Exemples Historiques de Cas De liquéfaction	64
3.4.1 Niigata, Japon (1964)	64
3.4.2 Wildlife Refuge, Californie (1987)	65
3.4.3 Moss Landing, Californie (1989)	66
3.4.4 Séisme de Kobe, le 17 janvier 1995	67
3.4.5 Chi-Chi, Taiwan (1999)	69
3.4.6 Adapazari, Turquie (1999)	71
3.4.7 Boumerdes, Algérie (2003)	73
3.4.8 Christchurch, New Zealand (2011)	74
Conclusion	76

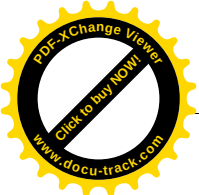
Chapitre 4 : Modélisation Et Analyse De La Stabilité Statique D'une Pente Constituée Par Un Sol Granulaire

Introduction	77
4.1 Modélisation avec Flac2D	78
4.2 Etablissement d'un modèle de calcul de référence	78
4.2.1 Géométrie et maillage	78
4.2.2 Les conditions initiales	79
4.2.2 Définition des données	79
4.2.4 Contexte de l'étude	80
4.3 Méthode d'évaluation du facteur de sécurité dans FLAC	80
4.4 Présentation des résultats de calculs par cas d'étude	81
Cas 1 : effet de la présence d'une nappe phréatique et de son niveau	81
Cas 2 : effet de l'angle de la pente	86
Cas 3 : effet de l'angle de frottement	93
Cas 4 : effet de la surcharge	97
Conclusion	99



Chapitre 5 : Analyse De La Stabilité Dynamique D'une Pente Constituée Par Un Sable

Introduction	100
5.1 Les considérations à prendre pour la modélisation dynamique	100
5.1.1 Règles de stabilité	101
5.1.2 Le chargement dynamique et les conditions aux limites	102
5.1.3 Transmission d'ondes à travers le modèle	102
5.1.4 L'écoulement souterrain «ground water flow»	102
5.1.5 Amortissements local, hystérétique et de Rayleigh	103
5.1.6 Option du champ libre («free-field»)	104
5.2 Les modèles numériques pour simuler la liquéfaction	105
5.2.1 Génération des pressions interstitielles et dégradation des modules	105
5.2.1.1 Modèle de Finn	105
5.2.1.1.1 Génération de pressions interstitielles	106
5.2.1.1.2 Modèle de Byrne	107
5.3 Présentation du contexte d'étude	108
5.3.1 Présentation des résultats de l'analyse statique	109
5.3.2 Analyse dynamique	110
5.3.2.1 Paramètres du séisme de Boumerdes	110
5.3.2.2 Application de la sollicitation dynamique au modèle	111
5.3.2.3 Présentation des résultats de calculs sismiques	112
Conclusion	114
Conclusion Générale	115
Références bibliographiques	



Liste des figures

Chapitre 1

Figure 1.1 : Ecoulement

Figure 1.2 : Exemple de reptation

Figure 1.3 : Exemple de fluage

Figure 1.4 : Principaux éléments de description d'un glissement de terrain (Durville et Sève, 1996)

Figure 1.5 : Glissement plan

Figure 1.6 : Glissement rotationnel

Figure 1.7 : Coulée de boue

Figure 1.8 : Les affaissements

Figure 1.9 : Les effondrements

Figure 1.10 : l'influence du poids sur la stabilité de la pente

Figure 1.11 : l'influence de l'eau sur la stabilité de la pente.

Figure 1.12 : Action des forces sismique sur une pente

Figure 1.13 : Schéma simplifié d'un sismographe

Figure 1.14 : Carte de la distribution mondiale des tremblements de Terr

Figure 1.15 : Glissement ; rapport surface affectée en km²-magnitude (D'après Keefer 1984)

Figure 1.16 : Glissement de Beni Rached (séisme d'El Asnam, 1980) (Dessin modifié, d'après Philip et Maghraoui, 1983)

Chapitre 2

Figure 2.1. Exemple d'une rupture circulaire

Figure 2.2 : Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode de Spencer

Figure 2.3 : Mobilisation de la résistance au cisaillement le long d'un plan de glissement, DUNCAN et WRIGHT [2005]

Figure 2.4 : Méthode pseudo statique (Terzaghi 1960)

Figure 2.5 : Équilibre du bloc au cours du temps (Newmark 1965)

Figure 2.6 : Double intégration de l'accélérogramme (Newmark 1965)

Chapitre 3

Figure 3.1 : Compression triaxiale en grandes déformations (d'après BOUVARD, 1982 cité par Eric VINCENS, 1999)

Figure 3.2 : Comportement monotone non-drainé.

Figure 3.3 : Notions de contractante et de dilatance sous cisaillement (Jean-Claude Dupla, 1995).

Figure 3.4 : Différents phénomènes cycliques observables dans les sables, (Fatiha BAHDA, 1997).

Figure 3.5 : Zones des différents comportements cycliques drainés du sable (d'après Loung, 1980), (Fatiha BAHDA, 1997)

Figure 3.6 : Essai de mobilité cyclique, d'après Mohkam (1983) (Fatiha BAHDA, 1997)

Figure 3.7 : Essai triaxial de compression non-drainé conventionnel (par Ali Daouadji et al, 2007).

Figure 3.8 : Influence de la densité relative (d'après A.Pecker, 1984)

Figure 3.9 : Influence du degré de saturation sur la résistance au cisaillement cyclique (d'après A.Pecker, 1984).

Figure 3.10 : Influence de la structure sur la R.C.C. (d'après Mulilis et al 1975).

Figure 3.11 : Schématisation de la densification après le cisaillement de la structure compressible de sable lâche à faible pourcentage de fines (Lade et Yamamuro, 1997 cité par Zeina Finge BOUSAID, 2004).

Figure 3.12 : Influence de K_0 sur la résistance cyclique au cisaillement (d'après A. Pecker, 1984).

Figure 3.13 : Fuseau granulométrique des sols liquéfiables (d'après A. Pecker, 1984).

Figure 3.14 : Inclinaison des bâtiments d'appartements de Kawagishi-cho à Niigata au Japon dues à la chute de la capacité portante du sol par liquéfaction (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).

Figure 3.15 : Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon, dues à l'épandage latéral dans le sol (d'après PeterM. Byrne et al, 2008).

Figure 3.16 : Ebullition de sable au site de Wildlife (d'après le EarthquakeEngineering Research Center, University of California, Berkeley; Elgamal et al, 2001).

Figure 3.17: Epandage latéral le long de la route Sandholdt (à gauche) et destruction d'un centre de recherche (à droite) à Moss Landing. (D'après le Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley; Elgamal et al, 2001

Figure 3.18 : Ebullition de sable à l'aéroport d'Oakland, le long du fleuve de Salina et à la station marine de Moss Landing (D'après Robert E. Kayen et al, 1998).

Figure 3.19 : Glissement de murs de quai : Lorsque le sol derrière et/ou sous un tel mur se liquéfie, la pression qu'il exerce sur le mur augmente considérablement et fait glisser ou/et incliner celui-ci, (d'après Alisha Kaplan, 2004).

Figure 3.20 : Endommagement des ponts : Un tel dommage peut avoir des conséquences désastreuses, empêchant même les opérations de sauvetage. Les mouvements induits par la liquéfaction peuvent pousser les bases hors du point où le pont enjambe l'appui, dans ce cas le pont lâche (d'après Jorgen Johansson, 2000).

Figure 3.21 : Endommagement des routes : Baisse du niveau de la route due à l'épandage latéral (d'après Alisha Kaplan, 2004).

Figure 3.22 : Ebullitions de sable au Comté de Nantou (à gauche) et de Zhanghua (à droite) en Taiwan (d'après Dr Hsein, 2002).

Figure 3.23 : Ebullition de sable dans un quartier résidentiel au Comté de Zhanghua (d'après Dr Hsein, 2002).

Figure 3.24 : Fissures considérables dans le sol à Nantou (d'après Dr Hsein, 2002).

Figure 3.25 : Endommagement de bâtisses dû à la liquéfaction en Taiwan (d'après Dr Hsein, 2002).

Figure 3.26 : Dommages dus à l'épandage latéral du sol en place (d'après Dr Hsein, 2002).

Figure 3.27 : Bâtiments renversés à TAIWAN en 1999 (d'après Boua Bilal et Bouderouaz Djamel Eddine 2007)

Figure 3.28 : Ebullition de sable en Turquie 1999 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).

Figure 3.29 : Poinçonnement de la fondation sous la liquéfaction séisme Turquie 1999 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008)

Figure 3.30 : Renversement d'une structure sous l'effet de la liquéfaction séisme Turquie 1999 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).

Figure 3.31 : Ebullitions de sable dues à la liquéfaction près de la rivière d'Isser (D'après le EERI, 2003, cité par HADDADENE Nacima 2008).

Figure 3.32 : Liquéfaction due à l'épandage latéral (D'après le EERI, 2003, cité par HADDADENE Nacima 2008)

A gauche : liquéfaction des bords de la rivière d'Isser;

A droite : fissuration du sol aux bords de la rivière d'Isser.

Figure 3.33 : Liquéfaction près de la ville de Zemmouri (ébullitions de sable). (D'après le EERI, 2003, cité par HADDADENE Nacima 2008).

Figure 3.34 : Une camionnette qui malheureusement conduit dans un trou causé par la liquéfaction, du Nord de New Brighton, lors du séisme de Christchurch (2011).

Figure 3.35 : Un véhicule enlisé dans la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011).

Figure 3.36 : Ebullitions de sable dues à la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011).

Chapitre 4

Figure 4.2 : Illustration de la méthode d'évaluation du facteur de sécurité

Figure 4.3 : Présentation des propriétés du sol

Figure 4.4 : Présentation du maillage et des conditions aux limites

Figure 4.5 : Contour des déformations de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

Figure 4.6 : Position de la nappe phréatique

Figure 4.7 : Contour de déformation de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

Figure 4.8 : Position de la nappe phréatique

Figure 4.9 : Contour de déformation de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

Figure 4.10 : Position de la nappe phréatique

Figure 4.11 : Contour de déformation de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

Figure 4.12 : Présentation du maillage et les conditions aux limites

Figure 4.13 : Le vecteur déplacement pour une pente $\alpha=10^\circ$

Figure 4.14 : Contour de déformation de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

Figure 4.15 : Présentation du maillage et les conditions aux limites

Figure 4.16 : Représentation du vecteur déplacement pour une pente $\alpha=15^\circ$

Figure 4.17 : Contour des déformations de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

Figure 4.18 : Présentation du maillage et les conditions aux limites

Figure 4.19 : Représentation du vecteur déplacement pour une pente $\alpha=20^\circ$

Figure 4.20 : Contour de déformation de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

Figure 4.21 : Présentation du maillage et les conditions aux limites

Figure 4.22 : Représentation du vecteur déplacement pour une pente $\alpha=25^\circ$

Figure 4.23 : Contour de déformation de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

Figure 4.24 : Représentation de vecteur déplacement pour un angle $\varphi=28^\circ$

Figure 4.25 : Contour de déformation de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

Figure 4.26 : Représentation du vecteur déplacement pour un angle $\varphi=30^\circ$

Figure 4.27 : Contour de déformation de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

Figure 4.28 : Représentation du vecteur déplacement pour un angle $\varphi=35^\circ$

Figure 4.29 : Contour de déformation de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

Figure 4.30 : Représentation du vecteur déplacement pour un angle $\varphi=38^\circ$

Figure 4.31 : Contour de déformation de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

Figure 4.32 : Présentation de la surcharge appliquée $=20\,000\text{ Pa}$

Figure 4.33 : Contour de déformation de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

Chapitre 5

Figure 5.1 : Les différentes étapes d'un calcul dynamique avec le logiciel FLAC2D (d'après Céline Bourdeau).

Figure 5.2 : Aspects de l'amortissement de Rayleigh — Adaptée d'Itasca (2008).

Figure 5.3 : Représentation de la frontière champ-libre - tirée de Itasca (2008).

Figure 5.4 : Géométrie du modèle

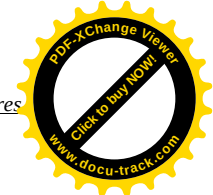
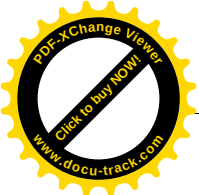


Figure 5.5 : Contour des déformations de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

Figure 5.6 : Contour des déformations de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

Figure 5.7 : L'accélérogramme considérée à la base du modèle (séisme de Boumerdes).

Figure 5.8 : la vitesse déduite du séisme de Boumerdes.

Figure 5.9 : Position de la nappe phréatique

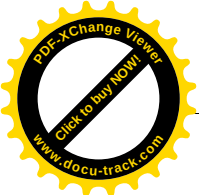
Figure 5.10 : les zones plastifiées dans le modèle

Figure 5.11 : Réponse du modèle au séisme de Boumerdes au point A.

Figure 5.12 : Réponse du modèle au séisme de Boumerdes au point B.

Figure 5.13 : Réponse en vitesse du modèle au séisme de Boumerdes au point A.

Figure 5.14 : Réponse en vitesse du modèle au séisme de Boumerdes au point B.



Liste des tableaux

Chapitre 1

Tableau 1.1: Quelques exemples des facteurs contrôlant la stabilité des pentes.

Tableau 1.2 : l'abondance relative des glissements de terrains induits par un séisme.

Tableau 1.3: Echelle M.S.K.

Tableau 1.4: Echelle de Richter

Tableau 1.5: Les séismes les plus meurtriers dans le monde ces dix dernières années.

Tableau 1.6 : Les séismes les plus importants ($M > 6$) en Algérie depuis un siècle.

Chapitre 2

Tableau 2-1 : différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE (1973)

Chapitre 3

Tableau 3.1 : Caractéristiques des sols liquéfiables

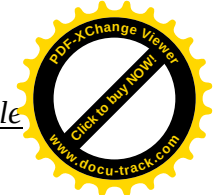
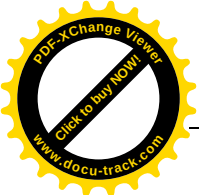
Tableau 3.2 : Susceptibilité de liquéfaction des dépôts sédimentaires pendant les grandes secousses (d'après Youd et Perkins, 1978, cités par E. Kavazanjian. Jr et al, 1997).

Chapitre 4

Tableau 4.1 : données géotechniques du modèle

Chapitre 5

Tableau 5.1 : données géotechniques du modèle



Introduction générale

La notion de risque naturel se distingue de celle de phénomène naturel. Les phénomènes naturels peuvent être de nature atmosphérique (froid, chaleur, orages violents, tempêtes, rayonnement solaire, inondations, avalanches...) ou géologique (séismes, activités volcaniques, inondations, mouvements de terrain, raz de marée, qui participent à l'évolution incessante de la terre. On ne peut pas arrêter le cours de n'importe quel phénomène naturels, ni même le modifier durablement, on peut l'étudier en observant les effets de certains de ses événements. Parmi ces risques, les glissements de terrain sont des phénomènes géologiques de nature très diverse, ils peuvent être brusques, comme ils peuvent s'étaler sur plusieurs mois voire plusieurs années.

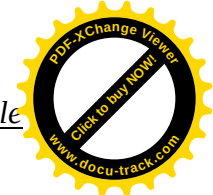
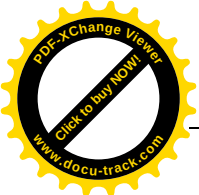
La rupture des pentes se produit selon des formes vaguement circulaires ou bien, elle ne présente au contraire aucune caractéristique géométrique particulière. Ces phénomènes sont très destructeurs, en plus des pertes en vies humaines qu'ils peuvent engendrer, les aménagements humains y sont très sensibles et les dommages aux biens sont considérables et souvent irréversibles. La nature même des mécanismes des phénomènes à étudier, leurs diversités, leurs dispersions dans l'espace et dans le temps, les conditions de leurs occurrences forment un ensemble de facteurs qui rendent complexe une analyse dans sa globalité.

Un mouvement de terrain survient principalement lorsque la résistance des terrains est inférieure aux effets moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'homme, leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique. L'analyse de la stabilité comporte deux volets essentiels, le premier étant un calcul de stabilité pour déterminer la courbe selon laquelle la rupture est la plus probable, et le deuxième est le calcul du coefficient de sécurité correspondant.

Depuis quelques années, la modélisation en géotechnique est en constante progression, les méthodes numériques sont devenues aujourd'hui un complément utile voire nécessaire à des méthodes d'équilibre limites, qui elles, souffrent de sérieuse limitation pour l'analyse de la stabilité. Les méthodes numériques sont exécutées par des logiciels spécialement mis en œuvres et adaptés à toutes sortes d'études géotechniques, ces logiciels permettent de traiter des problèmes en deux ou en trois dimensions.

Le phasage des travaux peut être suivi, et l'utilisation peut aussi visualiser, grâce à des sorties graphiques, les résultats tel que le maillage, les champs de déplacements, les contraintes et déformations principales etc...

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objet d'analyser la stabilité des pentes sableuses avec le logiciel FLAC 2D. Une grande importance sera consacrée pour l'influence de l'angle de la pente, ainsi que le niveau de la nappe.



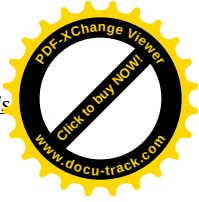
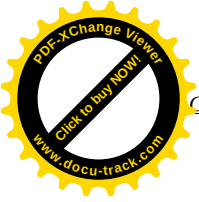
Le premier chapitre est consacré aux généralités sur les risques naturels. Il est notamment question d'aborder les phénomènes naturels dangereux, comme les mouvements de terrains et les facteurs contrôlant la stabilité d'une pente.

Dans le deuxième chapitre, nous présenteront les principales bases pour le calcul de la stabilité d'une pente. En premier lieu, on a présenté un résumé sur l'analyse statique d'une pente. En second lieu on a donné l'intérêt à l'analyse de la stabilité de pente sous sollicitations dynamiques. Les diverses méthodes de calcul du coefficient sécurité ont été aussi présentés.

Dans le chapitre trois, nous avons présenté le comportement des sols granulaires sous différents chargements, en particulier le comportement de sable.

Le quatrième chapitre, porte sur l'analyse numérique d'une pente sableuse par le code de calcul FLAC 2D, les résultats de calcul nous permettent de visualiser la surface de rupture et le facteur de sécurité.

Le cinquième chapitre concerne l'analyse de la stabilité dynamique d'une pente sableuse soumise à une sollicitation sismique (séisme de Boumerdes 2003), afin de simuler les phénomènes qui se développent aux cours d'une action sismique, en l'occurrence la liquéfaction des sables.



CHAPITRE 1 :

GÉNÉRALITÉ SUR LES RISQUES NATURELS

Introduction

L'intérêt porté aux risques naturels et aux catastrophes naturelles ne cesse de croître. Par catastrophes naturelles, on entend les sinistres provoqués par les forces de la nature. Ces catastrophes sont très diverse, tant par leur étendue géographique que par leur échelle de temps.

Parfois, ces phénomènes se produisent avec une violence intense due à la dissipation d'une énergie considérable accumulée : ce sont des tempêtes, tornades et cyclones, des pluies intenses suivies de coulées de boues, de crues torrentielles ou d'inondations en plaine, des avalanches, des glissements ou affaissements de terrain, des séismes, des éruptions volcanique, ainsi que de grands feux de forêt. Leur caractère chaotique ne permet pas de prédire leur naissance et leur déroulement.

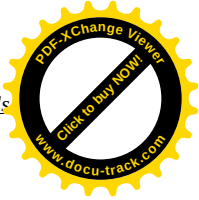
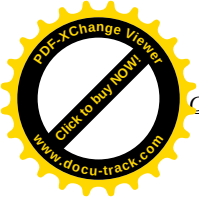
1.1 Les phénomènes naturels dangereux (Martin, 2006)

Les chutes de météorites, les éruptions volcaniques, les séismes, les tsunamis, les cyclones, les crues, les mouvements de terrain sont des événements intempestifs de phénomènes naturels qui peuvent être plus ou moins fréquents et se révéler plus ou moins dangereux en certaines circonstances dans certains sites.

1.1.1 Les phénomènes d'origine interne

Les effets de la tectonique des plaques sont les éruptions volcaniques et les séismes qui se produisent à la limite entre les plaques tectoniques. Exemple : la ceinture de feu à la périphérie du Pacifique connue pour ses séismes destructeurs et son volcanisme actif.

- a. **Eruptions volcaniques** : plus de six cents volcans sur Terre ont eu des éruptions pendant la période historique. Ces éruptions sont rares même près des volcans actifs. Comme exemple, citons le réveil du volcan Pinabuto aux Philippines qui a fait plus de 800 victimes en 1991, décimant des dizaines de milliers d'hectares.
- b. **Séismes** : on appelle séismes les vibrations terrestres naturelles et résultent de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes



naturelles les plus destructrices. Citons comme exemple le séisme qui frappa la capitale haïtienne Port-au-Prince en 2010 et qui a fait plus de 230 000 morts.

- c. **Tsunamis** : ce sont des ondes isolées du large qui s'amplifient démesurément à l'approche des côtes et pénètrent souvent très loin du rivage, provoquant alors des dommages bien plus considérables que les tempêtes. Comme exemple, citons le Tsunami qui ravagea les côtes des pays de l'océan indien en 2004 et fait plus de 230.000 morts.

1.1.2 Les phénomènes atmosphériques : les événements atmosphériques (cyclones, tempêtes, tornades...) et les événements naturels qui en sont les sous-produits (inondations, mouvements de terrains...) sont les aléas les mieux connus et les plus suivis.

- a. **Inondations, crues, tempêtes littorales** : ces phénomènes provoquent et entretiennent, l'érosion, le transport et la sédimentation à l'échelle régionale, et des déplacements de lits, de côtes, des modifications de paysages... à l'échelle locale. Exemple : les inondations liées à la mousson qui ont eu lieu en 2010 au Pakistan et qui ont fait 1600 morts et 12 millions de sinistrés.
- b. **Avalanches** : sont des aléas naturels extrêmement fréquents en Montagne et souvent très graves.

1.1.3 Les mouvements de terrain : ce sont les effets de la gravité sur le matériau terrestre, associée à des événements déclencheurs, séismes, fortes précipitations, excavations naturelles ou artificielles.

1.2 Les mouvements de terrain

Dans ce qui suit, nous donnons un aperçu sur les phénomènes naturels susceptibles d'être dangereux liés au cycle géologique à savoir les mouvements de terrain et séismes.

1.2.1 Les mouvements de pente

Les mouvements de pente constituent la classe la plus vaste d'aléas. Ce sont des mouvements obliques qui affectent les pentes tant naturelles qu'artificielles. De nombreuses classifications ont été proposées pour rendre compte de la diversité des mouvements de pente sont les suivante :

- Types de terrain affectés.
- Types de mouvements.
- Vitesse des processus.
- Taux de remaniement des matériaux après le mouvement.

Les mouvements de pente les plus fréquents sont classés en :

- Ecoulement rocheux.
- Mouvements lents et continus (reptation et fluage).
- Glissements.
- Coulées, laves et lahars.
-

Les causes des mouvements de pente sont nombreuses ; les principales sont d'ordre :

- Hydrogéologique : altération de matériau, accumulation d'eau souterraine...
- Mécanique : vibrations, suppression de butée, affouillement en pied de pente et/ou accroissement de poussée, surcharge en tête.....

Les mouvements de pente peuvent être activés par :

- ✓ Un séisme ;
- ✓ Des précipitations excessives ;
- ✓ Une crue ;
- ✓ Une tempête ;
- ✓ Des ruptures de canalisations d'eau ou d'assainissement ;
- ✓ Un défaut de drainage ;
- ✓ Un dégel rapide ;
- ✓ Un terrassement mal étudié ou intempestif ;
- ✓ Une construction mal implantée ou mal conçue ;
- ✓ Un soutènement inadapté

1.2.1.1 Les écoulements

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses (Figure 1.1). On utilise le terme de chute de pierres lorsque des fragments ou des blocs de petite taille se détachent d'une paroi rocheuse. Le terme écoulement (ou éboulement) est utilisé lorsque la chute affecte, simultanément, une masse importante de matériaux de gros calibre. Les écoulements ont deux origines : présence de fractures préexistantes et de niveaux tendres sous-jacents.

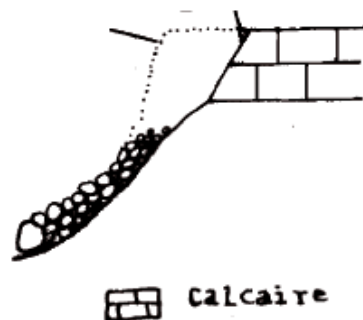


Figure 1.1 : Ecoulement

1.2.1.2 Mouvements lents et continus

Les mouvements lents et continus affectent soit la couverture meuble de talus, soit l'altérité et/ou le substratum plus ou moins décomprimé de versants montagneux.

a. Reptation

La reptation consiste en un déplacement et une redistribution des particules, au sein d'une formation meuble, sous l'action de la pesanteur ce qui se traduit par une lente descente de l'ensemble. Elle s'exprime, le long des versants en pente par la courbure de la base des troncs d'arbre, l'inclinaison des piquets des pâtures, et le fauchage de la partie sommitale des affleurements de roches meubles (figure 1.2).

b. Fluage

Le fluage se produit généralement au sein de formations (marnes, argiles plastique, etc.) de grande épaisseur, supportant une surcharge (naturelle ou anthropique). Ce type de phénomène s'observe également dans des remblais constitués d'argiles, qui ont été amenées à des teneurs en eau élevées au cours du temps et fluant sous leur propre poids. Dans l'exemple de la figure 1.3, le banc de marne flue sous le poids de la falaise calcaire. Ceci peut provoquer une fissuration du banc calcaire peu déformable et un risque d'écroulement de la falaise.

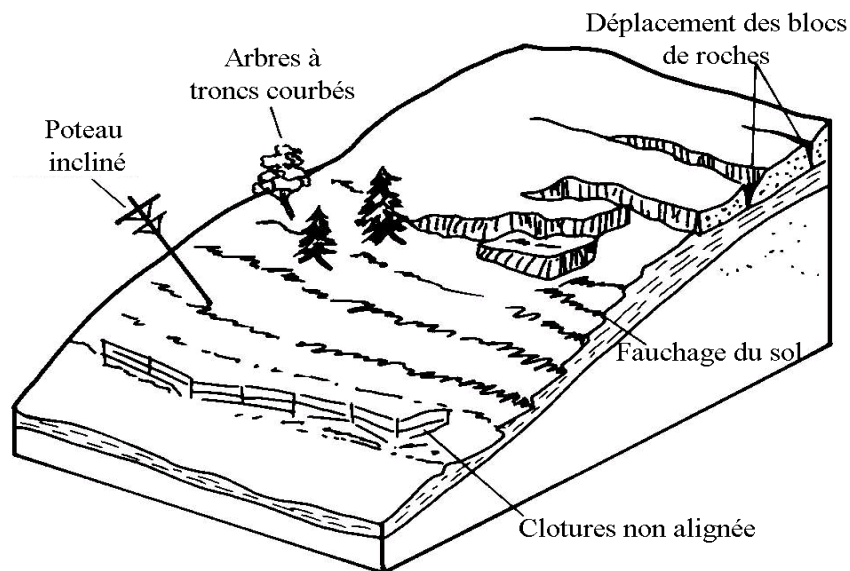


Figure 1.2 : Exemple de reptation

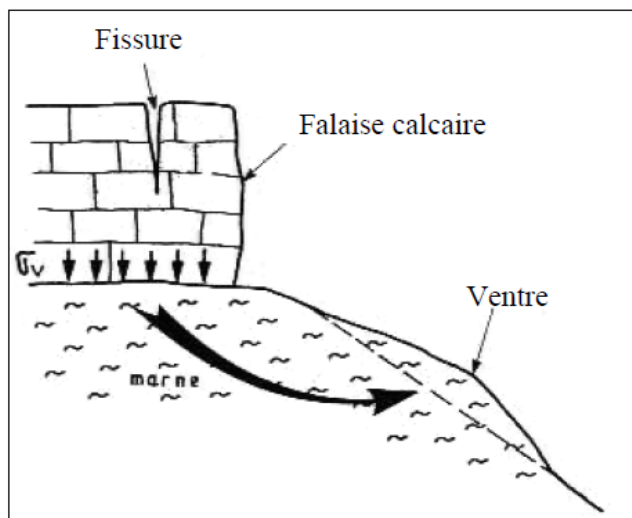


Figure 1.3 : Exemple de fluage

1.2.1.3 Les glissements

Les glissements consistent en une descente massive et relativement rapide de matériaux le long d'une surface bien définie. Ils se produisent généralement dans des matériaux faiblement cohérents (marnes, argiles...). Un glissement de terrain se produit lorsque les contraintes de cisaillement, dues aux forces motrices telles que le poids, excèdent la résistance du sol le long de la surface de rupture. Les glissements sont les mouvements qui affectent le plus fréquemment les ouvrages de génie civil et génie minier.

Les principaux éléments morphologiques d'un glissement sont représentés sur la figure 1.4.

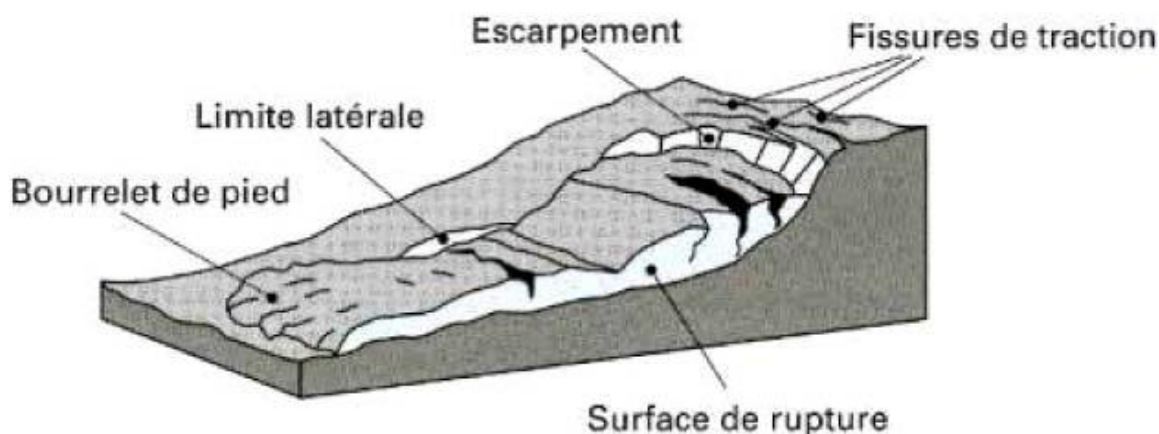


Figure 1.4 : Principaux éléments de description d'un glissement de terrain
(Durville et Sève, 1996)

La forme de la surface de rupture a permis de définir deux grandes catégories de glissement :

- Glissement plan ;
- Glissement rotationnel simple ;

a. Glissement plan

Il se produit suivant un plan, le plus souvent au niveau d'une zone de discontinuité entre deux matériaux de nature différente par exemple limite entre une altérite et son substrat (figure 1.5). La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée « couche savon ».

b. Glissement rotationnel

Ce type de glissement est très fréquent. Le terrain glisse le long d'une surface concave ayant la forme d'une cuillère (figure 1.6). La partie supérieure affaissée se scinde en blocs surmontés d'escarpement de failles. La partie inférieure évolue en une coulée plus ou moins développée.

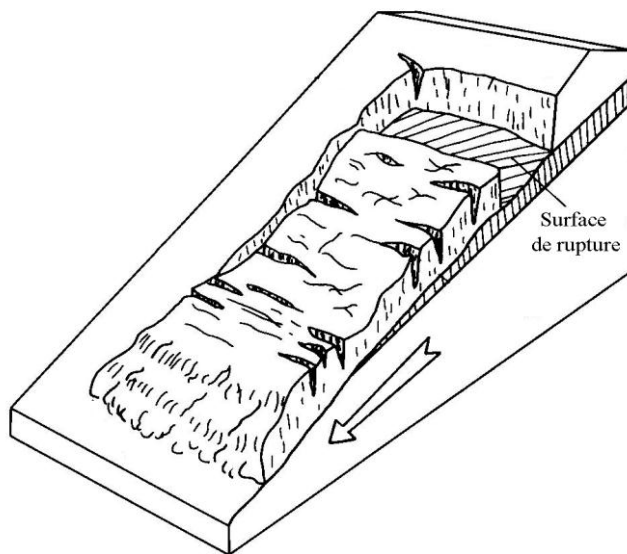


Figure 1.5 : *Glissement plan*

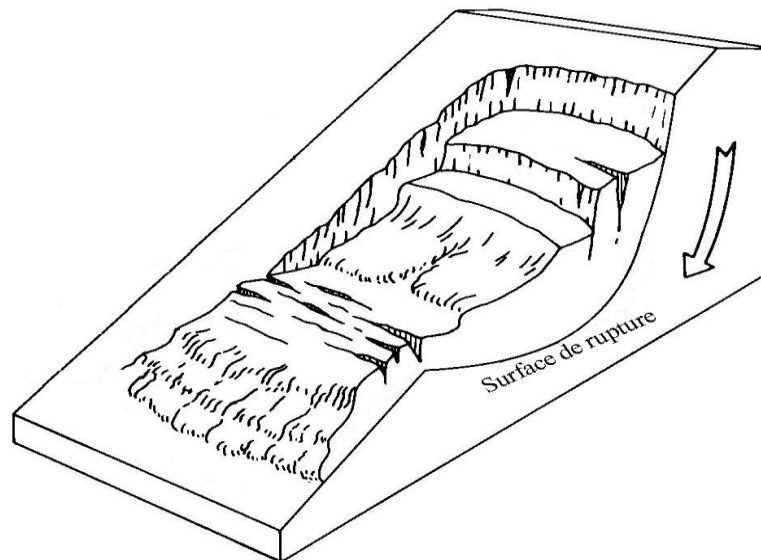


Figure 1.6 : *Glissement rotationnel*

1.2.1.4 Les coulées

Les coulées sont assimilables à l'écoulement d'un fluide visqueux charriant des éléments de tailles diverses (depuis les fines jusqu'aux blocs) sur des distances parfois importantes. Elles se produisent à partir de matériel meuble, momentanément saturé en eau, prenant alors une consistance plus ou moins visqueuse, parfois proche de la fluidité. On distingue plusieurs types de coulées telle que : (i) coulées boueuses (incluant coulée de blocs, de terre, de boue, lave torrentielle, lahar : coulée boueuse d'origine volcanique, avalanche de débris et se produisant surtout en montagne) (Figure 1.7), (ii) coulées de solifluxion (déplacement lent des sols en milieu périglaciaire, résultant de l'instabilité de la partie dégelée du sol, en surface, au cours de l'été).

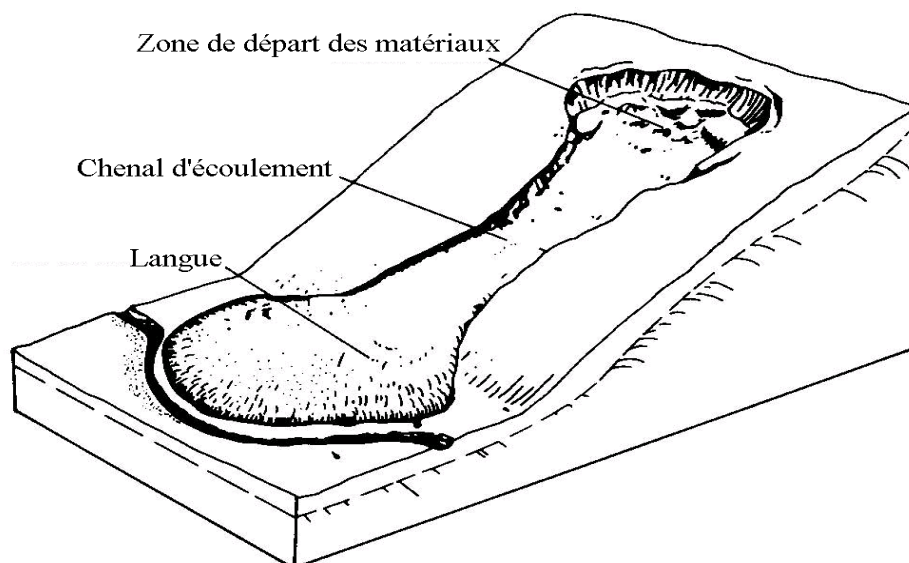


Figure 1.7 : *Coulée de boue*

1.2.2 Les mouvements verticaux

Les affaissements et effondrements sont aussi des mouvements naturels provoqués ; naturels, ils résultent de la consolidation progressive de sédiments, sous l'effet de leur propre poids, à laquelle s'ajoute parfois la subsidence, d'effondrements de voûtes de cavités de formations karstiques, gypseuses... ils peuvent être provoqués soit par surcharge locale de la surface du sol, comme celle résultant de la construction d'un ouvrage, soit par extraction de matériau du sous-sol, comme lors de l'exploitation de pétrole, d'eau, de matériaux, de minerai, la construction de galeries...

1.2.2.1 Les affaissements

Les affaissements sont des mouvements verticaux de terrain qui abaissent lentement et sans rupture, la surface du sol, la plupart résultent d'un processus naturel, la consolidation ; ils produisent des cuvettes et dépressions parfois très vastes et des tassements d'ouvrages. Les effondrements de cavités profondes comme les mines peuvent produire de vastes zones d'affaissements en surface. Les mouvements provoqués par le dégel ou la sécheresse sont des cas particuliers plus limités mais néanmoins souvent dommageables.

- **La consolidation** : elle affecte des matériaux meubles récemment déposés, sédiments subactuels, remblais... Elle est le résultat de l'écrasement des interstices d'un matériau granuleux, sous l'effet de son propre poids
- **Les tassements d'ouvrages** : un ouvrage construit dans un site dont le sous-sol est rocheux ou meuble, induit un champ de contraintes qui provoque sous lui des déformations progressives et permanentes. l'ouvrage s'enfonce plus ou moins dans le sol et peut subir des distorsions qui entraînent sa fissuration, voire son inclinaison.
- **Les affaissements miniers** : Le sol des régions de mines s'affaisse généralement de façon irrégulière et sur de grande surface. Certaines techniques d'exploitation des mines créent des vides souterrains importants qui se combleraient par effondrement du toit, cela entraîne la décompression et la fragmentation des matériaux stériles coiffant le gisement.

1.2.2.2 Les effondrements

Les effondrements sont des écroulements subverticaux entraînés par des ruptures brusques de toits de cavités naturelles résultant de dissolutions de roches, calcaire ou gypse ou de soutènements de carrières souterraines ou de mines ; selon la surface, la hauteur et la profondeur de la cavité, ils aboutissent en surface à des dépressions, des cuvettes, des avens, des gouffres ou des fontis, après s'être propagés à travers toutes sortes de matériaux, entre la cavité et le sol, en les fracturant et en les faisant foisonner.

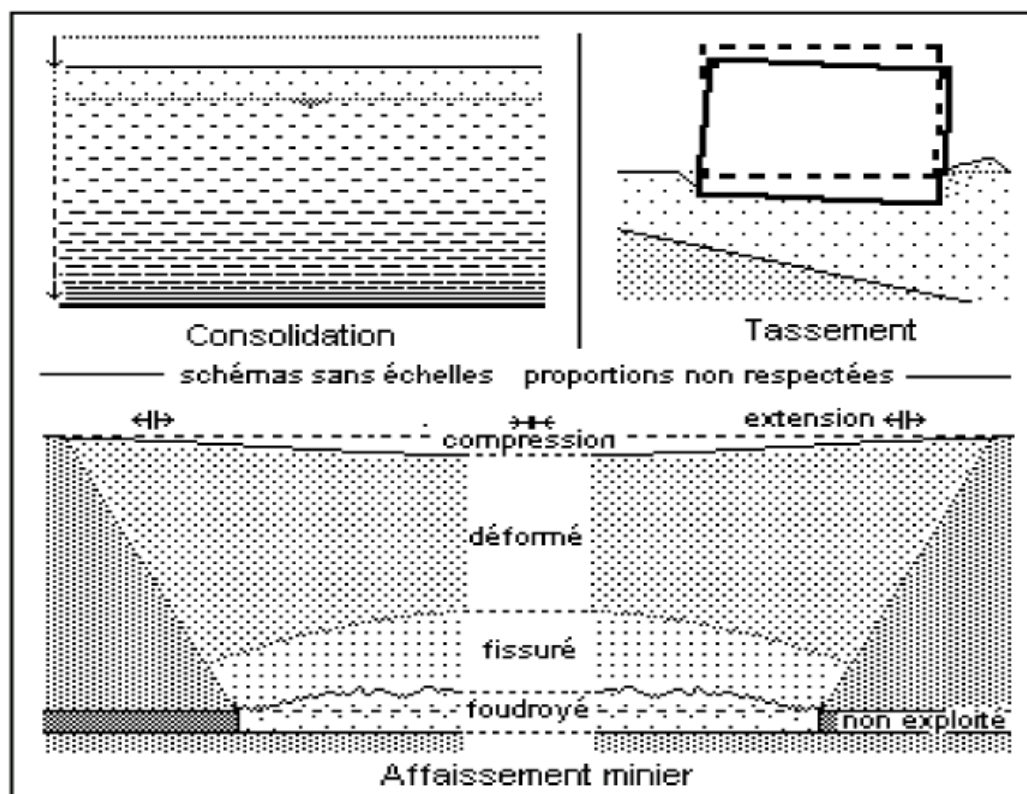


Figure 1.8 : Les affaissements

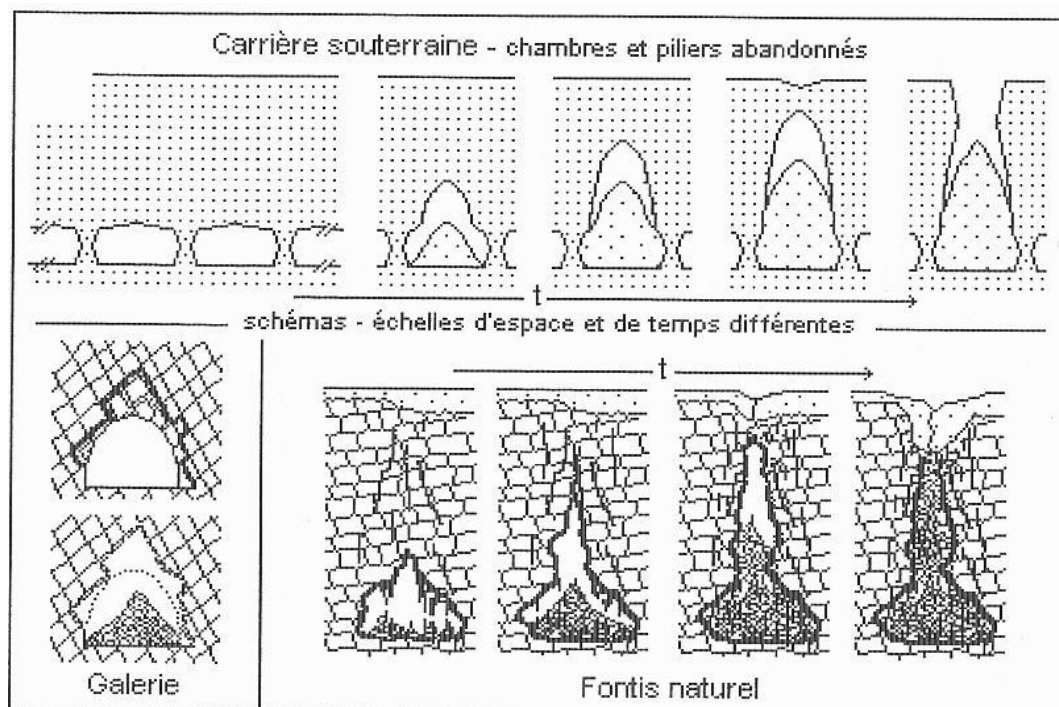


Figure 1.9 : Les effondrements

1.3 Facteurs contrôlant la stabilité d'une pente

Les pentes naturelles (ceux qui existent à la nature et sont formées par des causes naturelles) ou artificielles (pentes des talus ou digues construites pour les routes, les voies ferrées, etc.) sont soumises à des contraintes extérieures qui peuvent influencer leurs états de stabilité des pentes (C. Bordeau, 2005).

Les facteurs déterminant l'état de stabilité ou d'instabilité d'une pente peuvent être divisés en deux catégories ; Dans le tableau 1.1, on cite quelques exemples de ces facteurs :

- ❖ **Les facteurs prédisposant** : considérés comme mécanismes agissant à long terme.
- ❖ **Les facteurs déclenchant** : agissant à court terme (un mécanisme déclenchant est un facteur externe qui peut initier le processus de déstabilisation de la pente).

Une classification de facteurs prédisposant et déclenchant a été donnée par Champetiers de Ribes (1987), Hampton et al. (1996), Locat et Lee (2002), Leroueil et al. (2004).

- ❖ **Les facteurs révélateurs** : en dehors des deux catégories, facteurs prédisposant et facteurs déclenchant, il existe une catégorie de facteurs qui révèlent la présence des instabilités.

1- Facteurs prédisposant	- l'activité sismique - la présence des volcans à proximité - la présence des hydrates de gaz - le taux important de sédimentation - la présence de la matière organique en décomposition - l'érosion et la pente - la présence de niveaux faibles ("weak layer") - la pression artésienne (remontée d'eau douce)
2- Facteurs déclenchant	- Les tremblements de terre et l'activité volcanique - L'accentuation de la pente - La houle et les vagues de tempête - Les changements du niveau de pression artésienne
3- Facteurs révélateurs	- Mis en évidence des instabilités existantes, - Exemple de liquéfaction due à l'activité sismique, - Exemple de fluage, - Présence de pockmarks

Tableau 1.1 : Quelques exemples des facteurs contrôlant la stabilité des pentes.

Nous pouvons compter aussi d'autres facteurs, comme par exemple une activité anthropique qui induit une surcharge sur les talus naturels. Ce facteur peut être considéré soit comme un facteur prédisposant, soit déclencheur, en fonction de l'état initial de la pente.

On décrit dans ce qui suit l'influence de quelque paramètre (principaux facteurs) sur la stabilité d'une pente :

1.3.1 Influence des critères géotechniques et géométriques

❖ **Les critères géotechniques** : sont fonction du type de sol

Cohésion c : on peut noter la très faible influence de la cohésion sur la stabilité du talus.

Angle de frottement ϕ : étant donné l'influence de l'angle de frottement, une très faible variation de ce dernier a des conséquences très importantes sur la stabilité du talus.

La présence de couches différentes et le type de sol qui les compose influe sur la stabilité de la pente.

❖ Les critères géométriques : dépendent de la forme du talus (topographie)

L'observation et les modélisations montrent que, pour une même structure géologique, plus un versant est haut et/ou de forte pente, plus il est susceptible de donner lieu à une instabilité (c'est également vrai en statique).

Hauteur du talus : dans une pente constante, et pour un même cercle de glissement, le talus est moins stable s'il est moins élevé. Cela s'explique par le fait que la longueur de la ligne de frottement qui correspond à l'arc de cercle est moins longue que pour un talus plus haut. Les résultantes des forces de frottement sont donc moins importantes.

Pente du talus : la stabilité d'une pente escarpée et de fort dénivelé sera inférieure à celle d'une pente douce de faible dénivelé.

Poids du talus : pour une cohésion effective nulle, le poids volumique n'a pas d'influence sur la stabilité du talus. En revanche, lorsque la cohésion effective est non nulle, la variation du poids volumique des terres influence faiblement la sécurité de la pente (figure 1.10).

Les surcharges sur le talus : la présence de surcharges au sommet du talus a une influence renversante car la résultante des forces sur le cercle de glissement est principalement orientée selon la tangente au cercle et diminue donc la stabilité du talus. La présence de surcharge au pied du talus augmente la stabilité car la résultante des forces sur le cercle de glissement est principalement orientée selon la normale au cercle.

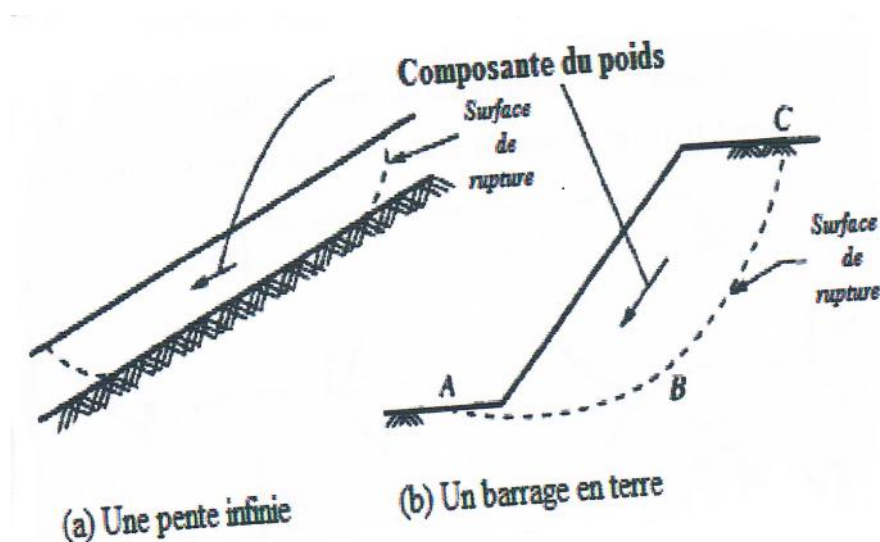


Figure 1.10 : l'influence du poids sur la stabilité de la pente

1.3.2 Influence de la nappe (niveau d'eau)

Sur les pentes, l'action déstabilisatrice de l'eau infiltrée dans le sol est triple :

- (1) Accroissement du poids volumique des sols par l'augmentation de la teneur en eau : cet effet est le plus souvent mineur ;

- (2) Changement de comportement rhéologique : le sol passe de l'état solide à l'état de fluide visqueux ; certaines coulées de boue ou laves torrentielles sont ainsi engendrées par l'imbibition d'une masse de sol. On peut aussi évoquer, lors d'un séisme, la liquéfaction de sables sous nappe qui est à l'origine de nombreux glissements sur très faible pente, ou le comportement thixotropique de certaines argiles sensibles à forte teneur en eau en Scandinavie ou au Canada. Par ailleurs, des circulations d'eau souterraine peuvent engendrer sur le long terme une altération progressive des terrains encaissants, avec dégradation de leurs caractéristiques mécaniques.
- (3) Action mécanique défavorable des pressions d'eau souterraine : dans les sols meubles, l'eau présente entre les grains solides développe une pression interstitielle U . Le rôle mécanique de l'eau peut alors être étudié en deux manières, qui sont en fait équivalentes. Si l'on prend comme système est soumis à des forces volumiques, la gravité par exemple, et à des contraintes totales σ sur son contour (Figure 1.11(a)). Si l'on prend comme système mécanique une portion de sol avec les seuls grains solides, il faut tenir compte de deux forces volumiques supplémentaires, la poussée d'Archimède et les forces d'écoulement induites par la circulation de l'eau, et ce sont les contraintes effectives σ' qui s'exercent sur le contour (Figure 1.11(b)), (Chapeau et Durville, 2005).

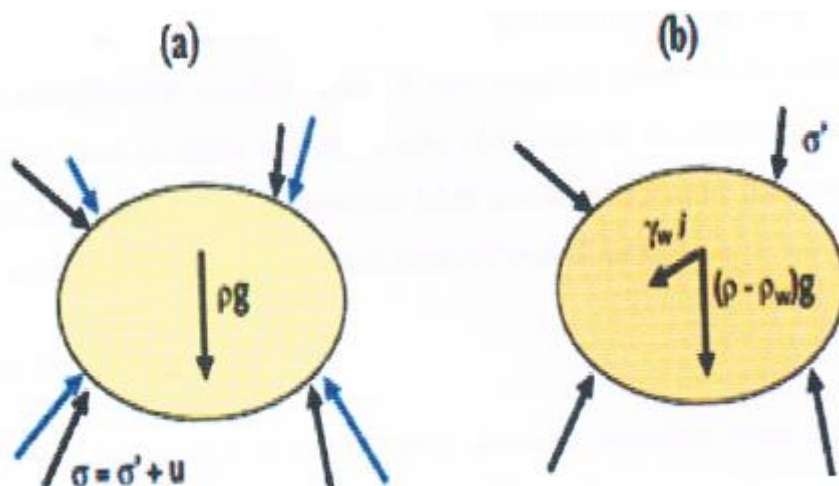


Figure 1.11 : l'influence de l'eau sur la stabilité de la pente.

Les épisodes très fortes pluies de fonte massive et rapide des neiges engendrent de multiples instabilités superficielles et glissements de terrain. Divers auteurs ont tenté de définir des critères météorologiques de déclenchement d'instabilités, notamment à partir de cumuls de pluie durant la période pluviométrique. L'expérience montre cependant que des facteurs plus subtils entrent en jeu. Ainsi, une période de sécheresse provoque des fissurations par retrait des sols argileux superficiels, ce qui facilite l'infiltration de l'eau dans les fissures lors d'épisode pluvieux et déstabilisant.

Lorsque le sol n'est pas saturé (remblais ou sols des pays tropicaux, par exemple), l'eau exerce une succion par capillarité qui crée une cohésion apparente pouvant atteindre quelques centaines de kilo Pascals ; des glissements de terrain peuvent se produire en cas de saturation

complète, à la suite par exemple d'une pluie intense et durable entraînant la descente du front de saturation à partir de la surface et l'annulation de la cohésion apparente.

1.3.3 Influence de la température lors des glissements sismiques

Lors d'un glissement rapide, comme c'est le cas pour un séisme, ou un glissement de terrain au cours duquel les vitesses peuvent atteindre plusieurs mètres par seconde, la chaleur produite par la dissipation de l'énergie de frottement est emprisonnée à l'intérieur de la zone du glissement sans avoir le temps de se dissiper en raison de la rapidité du processus. Il en résulte une augmentation importante de la température qui peut localement atteindre des valeurs conduisant à la fusion de la roche comme en témoignent les observations de vitrification du matériau à l'intérieur de certaines failles comme celle de Nojima au Japon ou dans des zones de grands glissements de terrain comme le glissement préhistorique du Kofels en Autriche. Cette augmentation de température conduit aussi à une augmentation de la pression des fluides interstitiels contenus dans la faille et donc à une réduction de la résistance au frottement qui peut tendre vers le cas limite d'un glissement libre sur une base non flottante. Ce mécanisme peut expliquer le relâchement des contraintes observé lors d'un séisme.

1.3.4 Influence du séisme

Les séismes affectent les pentes en deux sortes, chacune associée avec différent échelle du temps. L'effet le plus évident est l'arrachement sismique des roches d'une face de la pente ou bien la mobilisation de celles déjà détachées. Le second effet se produit le long du temps, qui est l'ouverture des fissures et la fracturation (figure 1.12).

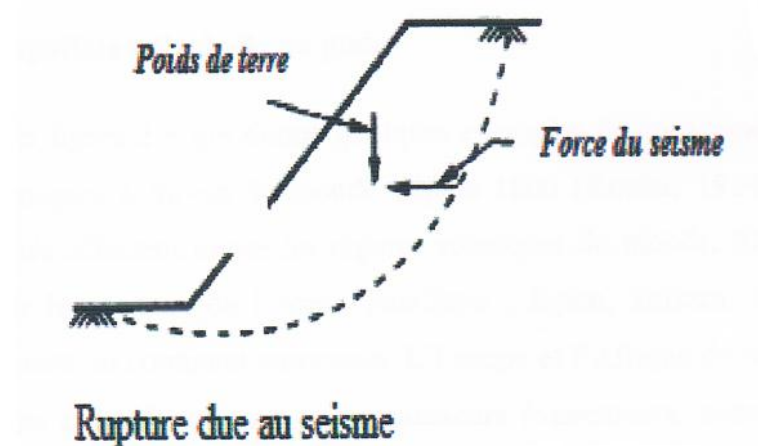
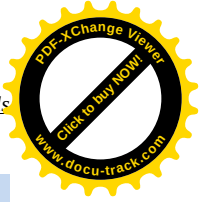


Figure 1.12 : Action des forces sismique sur une pente

Les différents types des glissements de terrain induits par un séisme se produisent avec différentes fréquences.

On présente dans le tableau 1.2 l'abondance relative des glissements de terrains induits par un séisme à partir d'une étude de 40 séismes historiques s'étendant de $M_s = 5.2$ jusqu'à $M_w = 9.5$.



L'abondance	Description
Très abondant (>100,000 dans les 40 séismes)	Chutes de roche, glissement abruptes de sol, glissement de roche
Abondant (de 10,000 à 100,000 dans les 40 séismes)	Diffusions latérales de sol, récessions de sol, glissement de bloc de sol, avalanches de sol.
Moyennement rare (de 1000 à 10,000 dans les 40 séismes)	Chutes de sol, écoulements rapides de sol, récessions de roche
Rare	Glissement subaquatiques, écoulement de la terre lent, des glissements de bloc de roche, avalanches de roche

Tableau 1.2 : *l'abondance relative des glissements de terrains induits par un séisme.*

1.4 Les séismes et le risque sismique

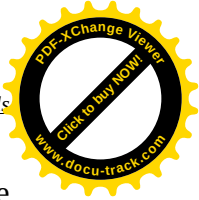
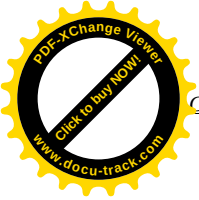
On appelle tremblement de terre ou séisme toute secousse (vibration de la surface de la Terre) ou série de secousses plus ou moins violentes du sol.

Les séismes sont provoqués par la libération d'une grande quantité d'énergie accumulée depuis des dizaines ou des centaines d'années dans une région donnée. Cette énergie libérée se propage sous forme d'ondes sismiques qui provoque des vibrations à la surface de la terre. En général, l'énergie est libérée lors de la fracturation des roches en profondeur.

1.4.1 Classification des séismes

La classification des tremblements de terre se base sur un nombre de critères. Les plus importants sont : (1) la profondeur du foyer ; (2) l'origine du séisme et (3) l'intensité et la magnitude des tremblements de terre.

- Selon la profondeur du foyer, on distingue :
 - ❖ Les séismes superficiels : la profondeur du foyer est inférieure à 60 km.
 - ❖ Les séismes intermédiaires : le foyer est situé entre 60 et 300 km de profondeur.
 - ❖ Les séismes profonds : la profondeur du foyer dépasse 300 km.
- Selon l'origine du séisme, on distingue les séismes d'origine tectonique et ceux d'origine non-tectonique.



- ❖ Les séismes d'origine tectonique sont directement liés aux mouvements de l'écorce terrestre le long de failles. C'est les plus importants (95 % des séismes enregistrés), les plus destructeurs et peuvent affecter de grandes superficies.
 - ❖ Les séismes d'origine non-tectonique peuvent être provoqués par des éruptions volcaniques, l'effondrement de cavités souterraines naturelles ou par de gros glissements de terrain. Ces séismes sont en général de faible intensité et concernent des superficies limitées.
- Une autre classification se base sur l'intensité ou la magnitude d'un séisme. Nous avons déjà indiqué que l'intensité d'un séisme est liée aux effets et conséquences du séisme en un lieu donné. La magnitude d'un séisme est différente de l'intensité et exprime la quantité totale d'énergie libérée lors d'un tremblement de terre.
 - ❖ Il existe plusieurs échelles d'intensité : la plus utilisée est l'échelle M.S.K (Medvedev-Sponheuer-Karnik) précisant l'ancienne échelle de Mercalli. Elle compte 12 degrés (tableau 1.3), le degré 1 correspond à une secousse mesurée uniquement par les instruments, et les dégâts matériels ne sont importants qu'à partir de 8.
 - ❖ L'échelle des magnitudes utilisée dans le monde est celle de Richter. Elle compte 9 degrés (tableau 1.4).

Degrés	Dégâts observés	Magnitude équivalente
I	Secousse non perceptible. La secousse est détectée et enregistrée seulement par les sismographes.	< 3,4
II	Secousse à peine perceptible ; quelques individus au repos ressentent le séisme.	3,5-4,2
III	Secousse faible ressentie de façon partielle. La vibration ressemble à celle provoquée par le passage d'un camion léger	3,5-4,2
IV	Secousse largement ressentie. La vibration est comparable à celle due au passage d'un gros camion.	4,3-4,8
V	Réveil des dormeurs. Le séisme est ressenti en plein air.	4,9-5,4
VI	Frayeur. Le séisme est ressenti par la plupart des personnes aussi bien à l'intérieur qu'à l'extérieur des habitations. Les meubles sont déplacés.	5,5 -6,1
VII	Dommages aux constructions. Quelques lézardes apparaissent dans les édifices.	5,5 -6,1
VIII	Destruction de bâtiments. Les cheminées des maisons tombent	6,2-6,9
IX	Dommages généralisés aux constructions. Les maisons s'écroulent. Les canalisations souterraines sont cassées.	6,2-6,9
X	Destruction générale des bâtiments. Destruction des ponts et des digues. Les rails de chemin de fer sont tordus.	7,0 -7,3
XI	Catastrophes. Les constructions les plus solides sont détruites. Grands éboulements.	7,4-7,9
XII	Changement du paysage et bouleversements importants de la topographie. Les villes sont rasées.	> 8

Tableau 1.3 : Echelle M.S.K.

Magnitude	Description de l'intensité du séisme
2,5	Non ressenti, mais enregistré par les sismographes
4,5	Provoque de faibles dommages
6	Destructif dans les régions peuplées
7	Grand séisme, provoque de sérieux dommages
8	Séisme majeur qui provoque la destruction totale des habitations

Tableau 1.4 : Echelle de Richter

1.4.2 Enregistrement des séismes

Un sismographe est un appareil que l'on emploie pour enregistrer les chocs et vibrations créés par les tremblements de terre. Un sismographe doit être attaché à la surface de vibration de la Terre et vibre en même temps que cette surface.

Pour mesurer le mouvement vertical, les sismographes emploient une masse lourde supportée par un ressort. Le ressort est attaché au support qui est lui-même connecté à la terre. Lorsque la terre vibre, le ressort se comprime et se décomprime, mais la masse reste presque stationnaire. Pour mesurer le mouvement horizontal, la masse lourde est suspendue comme un pendule - il y a un appareil pour mesurer les mouvements est-ouest et un autre pour mesurer les mouvements nord-sud. Les sismographes modernes sont capables de détecter des vibrations aussi petites que 10⁻⁸ centimètre.

La courbe dessinée par le sismographe s'appelle : sismogramme (figure 1.13).

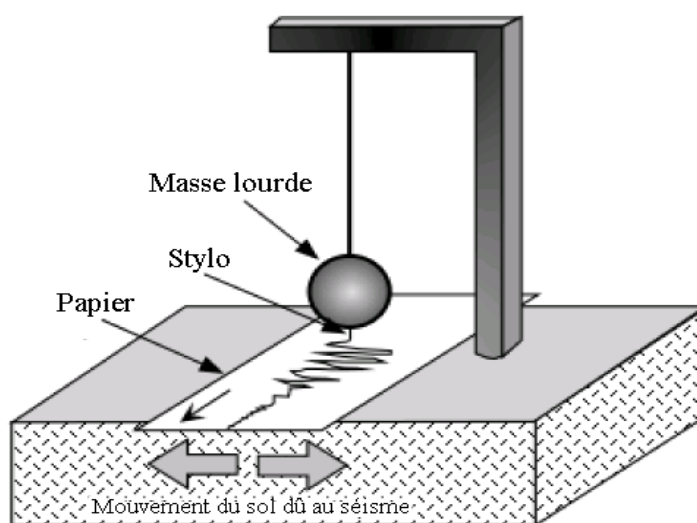


Figure 1.13 : Schéma simplifié d'un sismographe

1.4.3 Distribution mondiale des séismes

Les tremblements de terre se produisent dans les régions actives du point de vue géologique (zones de subduction), les zones des dorsales océaniques et les régions de formation de chaînes de Montagnes. Ils se localisent dans les zones de limite des plaques tectoniques. Les zones où se produisent fréquemment des séismes sont dites ceintures sismiques. On connaît trois principales ceintures sismiques à la surface de la Terre (figure 1.14) :

- **La ceinture Circum pacifique** : c'est la zone qui entoure l'océan pacifique. C'est la plus importante zone sismique à la surface de la Terre et libère plus de 80 % de l'énergie sismique de notre planète. Cette chaîne couvre le Chili, le Pérou, l'Amérique Central, la région des Caraïbes, le Mexique, Kamtchatka, le Japon, les Philippines, L'Indonésie, la Nouvelle Zélande.... Cette zone coïncide avec les zones de subduction et les foyers des séismes peuvent être profonds.
- **La ceinture Alpo-himalayenne** : elle comprend la bande plissée allant des Açores à la Birmanie en passant par l'Espagne, le Maroc, l'Algérie, l'Italie, la Turquie, l'Iran, le Nord de Inde et l'Himalaya. La majorité des séismes de cette ceinture sont superficiels.
- **La zone des dorsales océaniques** : des séismes sont localisés le long des dorsales océaniques. Ils sont en général imperceptibles étant donné qu'ils se produisent au milieu des océans.

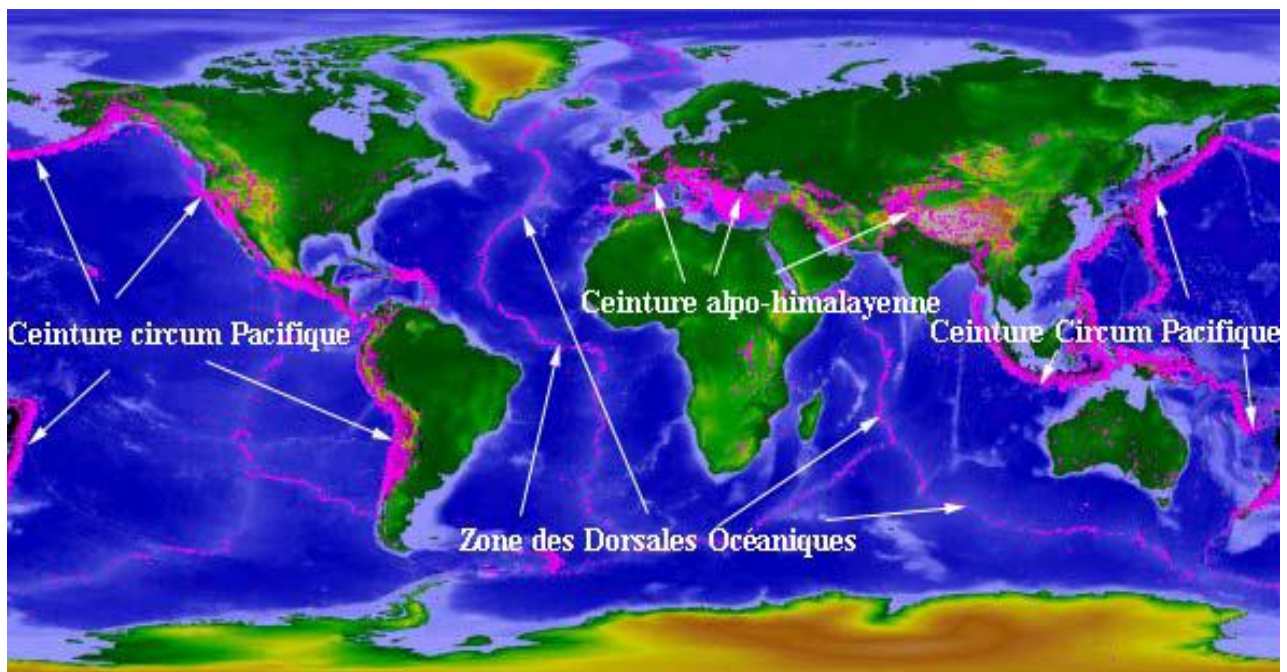


Figure 1.14 : Carte de la distribution mondiale des tremblements de Terre

1.4.4 Les grands séismes dans le monde

Le plus puissant tremblement de terre de l'histoire enregistré est celui qui se produisit au Chili le 22 mai 1960. Sa magnitude a atteint 9,5 sur l'échelle de Richter. Il a fait 3000 victimes. Les tremblements de terre les plus meurtriers dans le monde ces dix dernières années sont donnés dans le tableau 1.5.

Ville / Zone	Pays	Date	Magnitude	Victimes
Bhuj	Inde	26/01/2001	M=7,7	20 085 morts
Bam	Iran	26/12/2003	M=6,6	26 200 morts
Sumatra	Indonésie	26/12/2004	M=9,3	232 000 morts
Muzaffarabad	Pakistan	08/10/2005	M=7,6	79 410 morts
Province du Sichuan	Chine	12/05/2008	M=7,9	87 149 morts
Port-au-Prince	Haïti	12/01/2010	M=7,2	230 000 morts

Tableau 1.5 : Les séismes les plus meurtriers dans le monde ces dix dernières années.

1.4.5 Les séismes en Algérie

Le plus puissant tremblement de terre de l'histoire enregistré en Algérie est celui qui se produisit à El Asnam (Chlef) le 10 octobre 1980. Sa magnitude a atteint 7,3 sur l'échelle de Richter et a fait 2600 victimes. Les tremblements de terre les plus importants qui ont marqué l'Algérie sont donnés dans le tableau 1.6.

Ville/Zone	Date	Magnitude	Victimes	Observations
Alger	03/01/1365	Forte	Plusieurs	Destructeur : Alger complètement détruite. 100 répliques pendant la nuit. une partie d'Alger fut inondée
Gouraya	15/01/1891	M=7,5	38 morts	Destructeur : dégâts importants : Gouraya et Villebourg ont été complètement détruites. 53 immeubles et maisons détruits ou endommagés. Dégâts à Cherchell, kherba, Blida, El-Affroun, Mouzaia, Miliana et Orléansville. Mouvement vertical observé à Gouraya. Ressenti à Saida et Djelfa. Fortes répliques. Rayon macrosismique 200 kms
El Kalaâ	29/11/1887	M=6,5-7 ,5	20 morts	Destructeur : El Kalaâ et Dehba : une mosquée ainsi que plusieurs maisons ont été détruites. Thiouanet : importants dégâts (80 maisons ont été complètement détruites). Ressenti à Oran, Arzew, Relizane, Mostaganem et Mascara. Forte réplique ressentie quelques minutes après
Sour el Ghozlane (Aumale)	24/06/1910	M=6,4-6,6	30 morts	Dégâts importants à El Euch, Tablat et Masqueray. Les villages de la plaine de Gachtulas ont été complètement détruits. Répliques ressenties complètement détruits. Répliques ressenties jusqu'en janvier 1911 fortes (20/08, M=4.8 et 07/01/1911, M=5.5).
A. el Hassan (Cavaignac)	25/08/1922	M=5,1	2 morts	Destructeur : Cavaignac complètement détruite. Mouvement vertical observé (1m). Ressenti à Flatters Hanoteau, Ténès (VIII) et à Orléansville, Cherchell (VII).
El At -El Ab (Carnot)	07/09/1934	M=5,0	aucune	Dégâts à Carnot, St. Cyprien et El- Attaf. Des glissements de terrain ont observés au Nord. Ressenti à Alger. 92 répliques entre 07-30/90
Béjaia	12/02/1960	M= 5.6	264 morts	1000 maisons détruites .112 blessés.
Chlef (Orléansville-ElAsnam)	09/09/1954	M=6,7	1243 morts	Destructeur : 20.000 habitations détruites. Effets observés : glissement de terrain et liquéfaction du sol. Mouvement vertical maximum (10) (1.33m) au voisinage d'Ouled Abbas. Plusieurs répliques FM: 254,30,266.
M'sila	21/02/1960	M=5,6	47 morts	Dégâts à Melouza. 88 blessés.
M'sila	01/01/1965	M=5,5	5 morts	1300 maisons détruites. FM : 193,9,288
Mansourah	24.11.1973	M=5,1	4 morts	Dégâts à Mansourah, Medjana, El-Mehir et Theniet Enasr. 50 blessés. Plusieurs personnes ont été portées disparues. Répliques (24-25-26/11).
El Asnam (Chlef)	10/10/1980	M=7,3	2633 morts	Destructeur : 8369 blessés, 348 portés disparus, 6.778.948 sinistrés(*), 70% des habitations détruites. Une faille inverse sismogène a été observée (36km) Un mouvement vertical maximum (11) de 6 m a été mesuré entre Zebabdja et Ouled-Abbas Une forte réplique a été enregistrée une heure après le choc Principal (M=6.5)

Djenoua	29/10/1989	M=6.0	0022	Nombreux dégâts à Sidi-Moussa (près de la ville de Tipaza) (au voisinage de l'épicentre) et Nador. Peu de dégâts à Alger (la Casbah). Faille inverse. Plusieurs répliques durant 3 mois. FM: 246, 56, 86, 8.0 1024
Mascara	18/08/1994	M=5.6	/	Ce séisme survenu la nuit, a été largement ressenti, l'intensité VII a été atteinte à Hacine et Shadlia, ou d'importants dégâts ont été occasionnées, des destructions ont été observés dans les villages avoisinants et ceci sur un rayon de 15 km autour de Hacine.
Alger	04.09.1996	M=5,7	/	Ce séisme qui a été ressenti jusqu'à Dellys à l'Est, Menaceur à l'Ouest et Berrouaghia au Sud, a atteint l'intensité VII à Ain-Benian, Cheraga et Staoueli, appartenant à la région épicentrale. Le rayon macrosismique moyen est de 140 km.
Ain-Temouchent	22/12/1999	M= 5,8	Plusieurs	Ce séisme a atteint une intensité maximale de VII a occasionné dans la région Pléistoséiste qui regroupent Ain-Témouchent, Ain-Tolba, Ain-Kihal et Sidi-Ben-Adda, des dégâts matériels importants et la perte de plusieurs vies humaines, la surface macrosismique dépasse 260 km de rayon.
Béni-Ouartilane	10/11/2000	M=5,4	2 morts	Ce séisme a occasionné dans la région pleistoseiste qui regroupent Béni-Ouartilane, Fréha et El-Main, des dégâts matériels et la perte de 02 vies humaines. Des fissurations superficielles des maisons en maçonneries traditionnelle ont été observées dans les localités citées ci-dessus.
Zemmouri (boumerdes)	21/05/2003	M=6,8	2278 morts	Destructeur Ce séisme a occasionné dans la région épicentrale qui regroupe principalement : BOUMERDES, ZEMMOURI, CORSO, TIDJELABINE, REGHAÏA, THENIA, BORDJ MENAÏL, SIDI DAOUD et DELLYS des dégâts très importants. Des immeubles et des maisons récemment construits ont été complètement détruits ou endommagés. On déplore aussi plusieurs milliers de blessés et 2278 morts. La localité de ZEMMOURI ville reste celle qui a subi le plus grand nombre des dégâts. Ce séisme survenu en début de soirée (18h 44 Gmt) a été largement ressenti, à l'Est jusqu'à GUELMA, à l'Ouest jusqu'à Mostaganem, au Sud jusqu'à BISKRA et au Nord jusqu'aux larges des côtes espagnoles et françaises.

Tableau 1.6 : Les séismes les plus importants en Algérie (d'après CRAAG- Sismicité historique en Algérie)

1.5 Relation entre les séismes et les mouvements de terrain

Les séismes peuvent avoir des effets secondaires qui consistent en des mouvements de terrain : glissements de terrain, écoulement, perte de cohésion de terrain gorgé d'eau ou liquéfaction. Plusieurs de ses effets se combinent parfois ou bien déclenchent à leur tour d'autres effets, eux-mêmes néfastes.

1.5.1 Glissement de terrain

Les glissements de terrain sont très communs dans les zones épacentrales des séismes, aussi bien à terre qu'en mer.

Leur nombre et leur importance est fonction de la magnitude du séisme. Il en est de même pour la surface (figure 1.15) sur laquelle ils peuvent se produire : jusqu'à plus de 100 000 km² pour du séisme de magnitude supérieure à 8 (Keefer, 1984).

En 1980, le séisme d'El Asnam de magnitude $M_s = 7.2$ a frappé une région dont la lithologie dominante (marnes du Messinien) est très favorable aux glissements. Celui de Beni Rached (figure 1.16) le plus grand d'entre eux d'une surface d'environ 18 km² se présentait avec une disposition typique en arc de cercle de la niche d'arrachement, lieu d'effondrement de sa partie supérieure, alors que sa base montrait des évidences de compression.

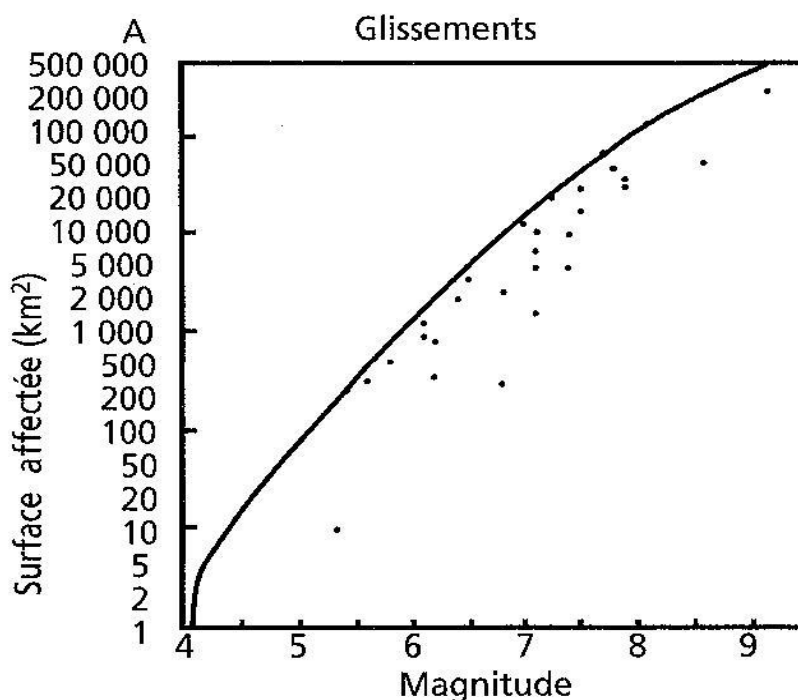


Figure 1.15 : Glissement ; rapport surface affectée en km²-magnitude (D'après Keefer 1984)

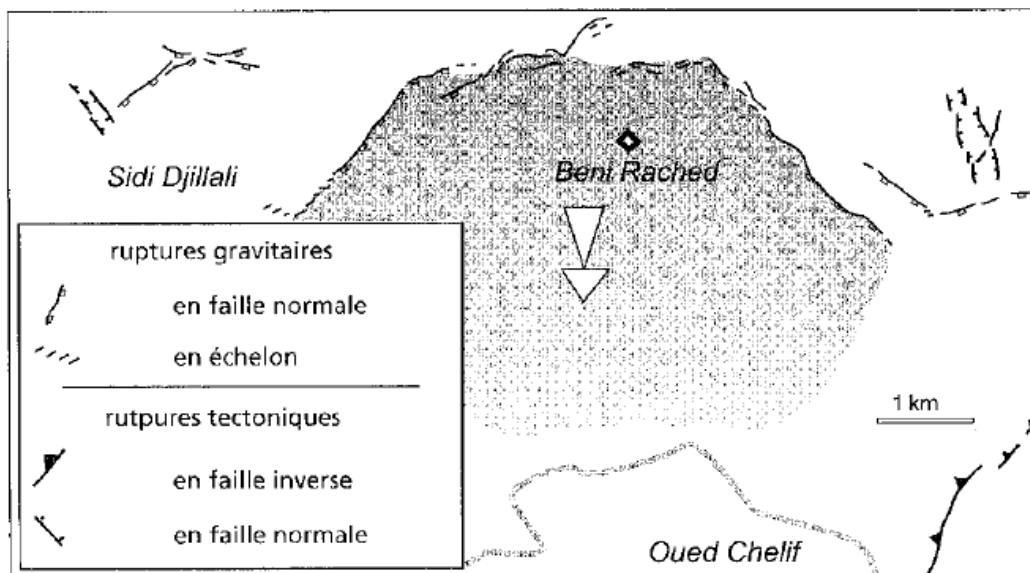


Figure 1.16 : Glissement de Beni Rached (séisme d'El Asnam, 1980) (Dessin modifié, d'après Philip et Maghraoui, 1983)

1.5.2 Eboulements et écroulements rocheux

En raison du contexte tectonique qui leur donne naissance, les séismes frappent souvent des régions à fort relief qui comportent des masses rocheuses rigides vigoureusement attaquées par l'érosion et affleurent en falaise. Ces dernières sont la source d'éboulement et chutes de blocs et pierres.

Conclusion

La connaissance des risques et des catastrophes est inégale. Des systèmes d'alerte peuvent être mis en place pour ce type de risque. Pour les tremblements de terre, si la localisation des zones à haut risque est bien connue elle aussi, il est pour l'instant quasi impossible de prévoir exactement quand et où ils se produiront. Par contre, des parades existent, comme les constructions parasismiques. Les mécanismes provoquant les mouvements de terrain sont, par contre, mal appréhendés mais des solutions peuvent être envisagées pour limiter les pertes en vies humaines.

Ce chapitre est consacrée aux mouvements de terrain, éboulements et chutes de blocs qui font partie des phénomènes induits accompagnant le séisme lui-même ou se déclenchant dans un délai plus ou moins important après le séisme.

CHAPITRE 2 :

RAPPEL SUR LES PRICIPALES METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES PENTES ET DES TALUS ET LEURS LIMITES

Introduction

Les problèmes de stabilité de pente, en relation avec les variations de teneur en eau (liées à une pluviométrie très irrégulière), provoquent d'importants dégâts : ils affectent les versants naturels ainsi que des talus créés de façon artificielle, et constituent une menace pour les infrastructures ou les zones habitées. Toutes fois les moyens qui sont à notre disposition ne permettent qu'un pronostic souvent imprécis. En effet, il n'est pas rare d'observer certains talus très raides qui sont stables et on se demande ce qui les fait réellement tenir. Dans le cas contraire, on assiste à certains talus qui glissent d'une façon inattendue. Les actions en cours portant donc sur l'amélioration de la prédiction, avec le développement d'outils de modélisation plus performants.

La sécurité d'un talus dépend de nombreux facteurs, notamment :

- ✓ De l'inclinaison de la pente
- ✓ De la hauteur du talus
- ✓ De la position de la nappe aquifère
- ✓ Des surcharges statiques et dynamiques
- ✓ Des propriétés du terrain

C'est seulement lorsque l'ensemble de ces élément sont connus, qu'il est possible de réaliser un calcul de stabilité par différentes méthodes.

Depuis longtemps, la quasi-totalité des méthodes proposées sont des méthodes de calcul à la rupture basées sur des hypothèses émises au sujet de la forme de la surface de glissement. Nombreux sont ceux qui se sont intéressés à ce problème et qui y ont attaché leur nom : Fellenius, Caquot, Taylor, Bishop, Janbu, etc. sans parler de Terzaghi qui apporta là encore une importante contribution, comme il le fit dans tous les domaines de la mécanique des sols. Pour la plupart, ces méthodes ne peuvent traiter que des lignes de ruptures circulaire, tout en ne vérifiant pas complètement les équations de l'équilibre statique. Elles donnent de bons résultats pour les talus de hauteur moyenne, taillés dans des sols relativement homogènes. En revanche, lorsque le site présente des hétérogénéités marquées ou lorsque les pentes ont une très grande extension, versants naturels par exemple, l'hypothèse de la rupture circulaire peut se révéler inadéquate. En outre, ces méthodes d'équilibre limite utilisent des paramètres de résistance des sols saturés et dans ce contexte, les différentes formulations classiques ne tiennent pas en compte l'effet du non saturation.

Par ailleurs, l'analyse de stabilité des pentes sous sollicitation sismiques doit permettre de prendre en compte sous une forme ou une autre le changement volumique dû au séisme. Les séismes agissent sur des terrains 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 :

- ❖ l'analyse d'image satellites, l'observation de terrain nous permet de suivre ces déformations.
- ❖ La modélisation, qui regroupe à la fois les méthodes numérique simplifiées du type méthodes à l'équilibre limite et les méthodes numérique plus complexe du type méthodes par différences ou par éléments finies.

2.1 Méthodes de calcul de la stabilité des pentes

2.1.1 Méthodes reposant sur des observations

D'après les travaux de (Keefer, 1984 ; Rodriguez et al .1999 ; Hancox et al.2002), basé sur des observations de terrain, ces dernières ont parvenu à établir une base de données qui permettent une représentation du phénomène de mouvement de versant sous sollicitation dynamique, la détermination des facteurs déclenchant d'une instabilité, ainsi que le lien qui existe entre le séisme caractéristique des mouvements de versant.

La connaissance des facteurs de prédisposition, 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 sollicitation dynamique. Le SIG (un système d'informatique géographique) qui permet la superposition, sur un même document, d'une multitude d'informations cartographique que sont :

- La topographie des versants, souvent analysée sur la base de modèle numérique 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'exploitation de chacun de ces facteurs, ainsi l'importance relative qui apporte sur la stabilité des versants et leurs répartitions spatiales, couplée à une modélisation numérique, permet de définir des cartes d'alea de mouvements de versants sous sollicitations dynamiques déterministe ou probabiliste. Cette carte qui est divisé en deux ensembles distincts, des zones stables et d'autres instables. Alors que dans une carte d'alea technique bien que très prometteuses présente une limite majeur : sa fiabilité repose sur la définition du ou des critères d'instabilités ainsi que sur la quantité des données cartographique disponibles.

2.1.2 Méthodes reposant sur la modélisation

Les forces qui tendent à faire glisser un massif de sol, limité par une surface inclinée, sont essentiellement la force de pesanteur due au poids du massif ou aux surcharges sur le talus, les pressions dues à l'eau et éventuellement les forces d'accélération dues aux tremblements de terre.

Les forces qui s'opposent au glissement du talus sont principalement dues aux caractéristiques mécaniques du sol au niveau de la surface de rupture potentielle. D'autres forces, d'origine naturelle ou introduite par l'homme, peuvent aussi participer à cette résistance.

2.2 Notions sur le facteur de sécurité

Une fois les données géotechniques nécessaires sont définies, le calcul de stabilités des pentes peut être effectué à l'aide d'une des méthodes de calcul connues. Le principe de calcul est de déterminer le facteur de sécurité F_s par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. Deux manières différentes d'utiliser ces méthodes de calcul :

- Supposent que, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de F_s inférieur ou égale à 1, dans ce cas la surface exacte est connue et on cherche à déterminer, pour $F_s = 1$, les caractéristiques correspondantes.
- La plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus.

Pour toutes évaluations de la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le tableau 2-1

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F = \tau_{max}/\tau$
Rapport de forces	$F = E_{résist}/E_{moteur}$
Rapport de moments	$F = M_{résist}/M_{moteur}$
Rapport de grandeurs	<i>par ex: H/H_{max}</i>

Tableau 2-1 : différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE (1973)

Dès que l'ingénieur fait un choix et calcule le coefficient de sécurité, la surface de rupture déterminante, trouvée par essais et erreurs, est celle qui fait paraître le plus petit coefficient de sécurité. Ce facteur de sécurité minimal à adopter dépendra du type d'ouvrage et de son utilisation. Il est évident que pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (risque pour les personnes, site exceptionnel ...), le facteur de sécurité F_s doit être élevé,

tandis que pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles (valeurs courante de F_s est de 1.5).

2.3 Choix du type de la méthode de calcul

Un choix important, qui dépend des moyens que l'on peut mettre en œuvre, doit être posé entre une méthode modélisant toute la masse de sol (méthode des éléments finis) et une méthode cinématique, définissant une surface de rupture par exemple (méthode d'équilibre limite). Cependant, avec les possibilités d'analyse d'un grand nombre de courbes de rupture potentielles, les deux approches se rejoignent. Dans le cas d'une méthode intéressant toute la masse, le calcul fournira directement la zone de rupture la plus probable, alors qu'une méthode s'appuyant sur une courbe préalablement définie sera réitérée un grand nombre de fois pour un résultat semblable. Ce choix doit être fait en examinant les moyens disponibles, le comportement globale de la pente, mais aussi en s'assurant de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondant au modèle.

Le comportement global de la pente correspond à quatre mécanismes qui se traduisent par des déplacements du sol différemment répartis (VAUNAT et al. [1994]) :

- Pré-rupture, où le comportement du sol est élasto-visco-plastique et où le massif est un milieu continu, sans zone de discontinuité, les déformations sont quasi homogènes ;
- Rupture, où une partie du massif se déplace sur l'autre, le modèle de sol est élasto-plastique, voire rigide-plastique ;
- Post-rupture, où une partie du sol se déplace sur l'autre, comme un écoulement visqueux et avec une vitesse appréciable ;
- Réaction, quand la partie du sol ayant déjà glissé et s'étant stabilisée, le mouvement reprend sur une surface, suivant un comportement rigide-plastique;

La distinction entre ces quatre mécanismes est fondamentale pour une étude fiable des pentes, et ceci va bien sûr influencer sur le choix d'une méthode de calcul. Elle permet de choisir entre les types de méthodes rappelés ci-après.

2.4 Méthodes d'analyse de la stabilité statique des pentes

2.4.1 Les méthodes d'équilibre limite

Le principe de base de toutes ces méthodes est de découper le volume de sol étudié en un certain nombre de tranches et faire le bilan des différentes forces.

Toutes ces méthodes ont en commun la même difficulté de trouver :

- La surface critique ;
- Les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface ;
- Le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équilibres.

Comme nous le montre la figure 2.1, les forces agissant sur la tranche peuvent être définies comme suit :

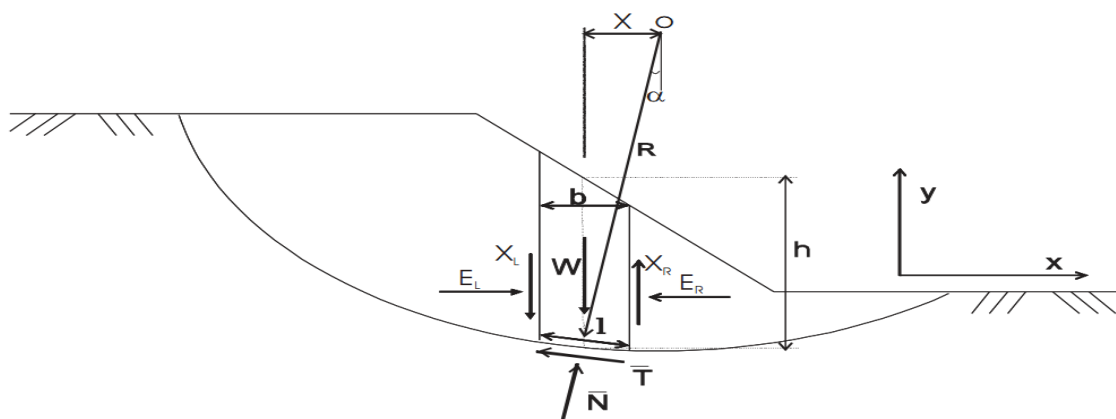


Figure 2.1. Exemple d'une rupture circulaire

W = poids total de la tranche de largeur b et de hauteur h

$\overline{N}$, $\overline{T}$ = composantes normale et tangentielle de la force agissant à la base de la tranche

X , E = composantes verticale et horizontale des forces inter tranches

b = épaisseur de la tranche ($b = l \cdot \cos\alpha$)

α = angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale

R = rayon du cercle de rupture de centre o

l = longueur du plan de glissement de la tranche

x = bras de levier du poids des terres

2.4.1.1 Méthode de Fellenius (1936)

La méthode de FELLENIUS appelée aussi « Méthode Suédoise » trouve son origine dans une idée, la rupture de type circulaire, préconisée par PETTERSON après une analyse de plusieurs glissements.

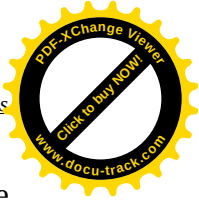
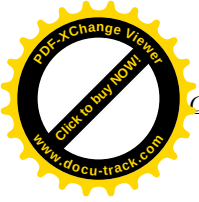
Cette méthode représente des difficultés lors de son application à un talus dont on veut vérifier la stabilité.

➤ Principe de l'hypothèse(1936)

- Les forces sur les côtes de la tranche sont négligées.

La force normale à la base de la tranche est calculée (additionnant les forces dans la direction perpendiculaire à la base de la tranche)

- Surface de glissement circulaire, rayon R , centre O



- La masse du sol au-dessus de la surface de glissement est divisée en tranches. Chaque tranche ayant une base droite.
- Supposant que les coefficients de sécurité de toutes les tranches sont identiques, impliquant l'appui mutuel, et les forces agissent entre les tranches.

Le même facteur de sécurité est utilisée pour chaque tranche, une méthode moins précise que les autre méthodes des tranches et elle est sure pour des sols homogènes seulement.

➤ **Limitation de la méthode**

Le principal inconvénient de cette méthode réside dans l'hypothèse qui suppose que toutes les facettes verticales sont nulles.

La méthode ne satisfait pas l'équilibre des forces dans les directions verticales ou horizontales.

Concernant l'équilibre des moments sont satisfait pour les masses entières de sol au-dessus de la surface de glissement, mais pas pour différentes tranches.

En général, la valeur de F_s est de 10 à 15% plus faible que la valeur définie par d'autres méthodes (Whitman et Bailey 1967).

En fin, l'emploi de cette méthode n'est plus satisfaisant voire même limité au cas des massifs homogène. Ce qui réduit amplement son utilisation

2.4.1.2 Méthode de Bishop (1955)

Connue sous le nom de « méthode de Bishop détaillée ». Est un développement de celle présentée par FELLENIUS apportant quelques modifications importantes dans les hypothèses de calcul.

Il a été prouvé qu'en obtenant un coefficient de sécurité suffisant pour l'ensemble de la surface de rupture étudiée, la sécurité pouvait ne pas être assurée le long d'une partie de cette surface.

L'utilisation de la méthode classique de FELLENIUS peut conduire à des conclusions dangereuses, car on ne satisfait que l'une des trois conditions d'équilibre du massif sujet au glissement.

Sur ces bases, BISHOP rajoute une condition d'équilibre vertical des forces agissantes sur chacune des tranches(i).

Une méthode qui consiste à diviser la zone libre de chaque tranche en présence ou non de pressions d'eau.

➤ Principe de la méthode

Fondée sur l'hypothèse que les forces inter-tranches sont horizontales, la surface du glissement est également supposée circulaire.

De sorte que les forces sont additionnées dans les directions verticales. L'équation d'équilibre résultante est combinée avec l'équation de mohr-coulomb et avec la définition du coefficient de sécurité pour déterminer les forces à la base de la tranche.

Enfin, les moments par rapport au centre du cercle de glissement sont additionnés pour obtenir l'expression du coefficient de sécurité.

➤ Limitation de la méthode de BISHOP Simplifiée

Cette méthode est plus précise que celle de Fellenius et le calcul se prête particulièrement bien au traitement par ordinateur.

Etant donné que l'équilibre horizontal des forces n'est pas satisfait par la méthode de BISHOP, son application pour des analyses pseudo statique de tremblement de terre où une force horizontale additionnelle est appliquée est incertaine.

La méthode est limitée aux analyses avec les surfaces de cisaillement circulaire.

2.4.1.3 Méthode de SPENCER (1967)

➤ Principe de la méthode

Cette méthode suppose que les forces latérales sont parallèles, c.-à-d., toutes les forces latérales sont inclinées au même angle. Cette inclinaison est calculée en tant qu'élément de la solution d'équilibre.

La méthode de spencer suppose également que les forces normales à la base de la tranche agissent au centre de la base, une supposition qui a très peu d'influence sur la solution finale. Bien qu'elle satisfait entièrement aux conditions d'équilibre des forces et des moments.

➤ Limitations de la méthode

La méthode de spencer exige des programmes sur ordinateurs pour exécuter les calculs. Tandis que l'équilibre des moments et des forces doit être satisfait pour chaque tranche et les calculs sont répétés pour un nombre d'essai supposé de coefficient de sécurités et d'inclinaisons des forces inter- tranches.

Une vérification manuelle indépendante et complète d'une solution employant la méthode de spencer est impraticable.

2.4.1.4 Méthode de Spencer (1967), Morgenstern-Price (1965)

➤ Hypothèses:

- la méthode suppose une surface de glissement non circulaire.
- elle suppose que les forces entre les tranches sont parallèles entre elles afin de rendre le problème déterminé (figure 2.2).
- elle suppose aussi que la force normale N agit au centre de la base de chaque tranche.

Cette méthode vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, l'équilibre des moments en un point quelconque; et détermine également l'inclinaison des forces entre les tranches, ce qui donne une inconnue supplémentaire. Cette méthode est précise et elle est applicable à toutes les géométries et types de sol.

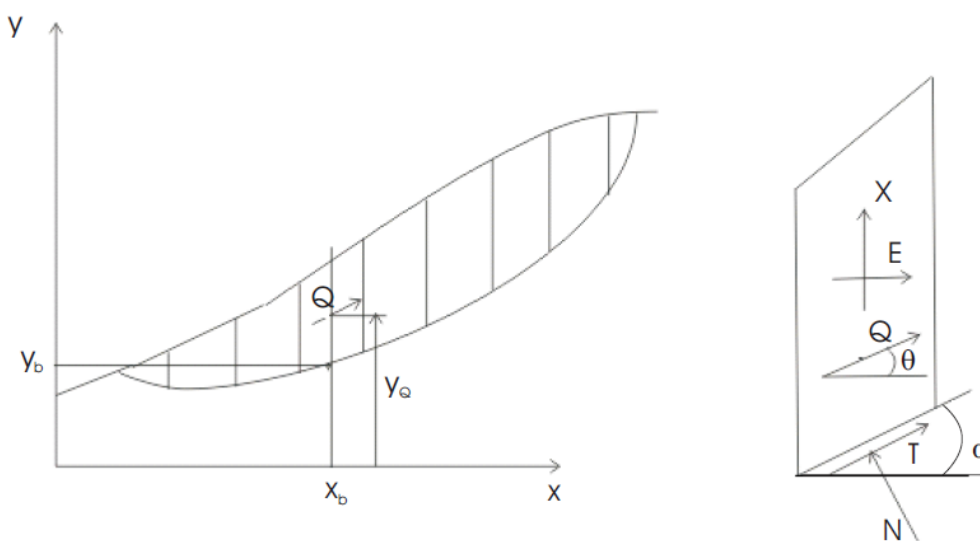


Figure 2.2: Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode de Spencer

2.4.2 Limitations des méthodes d'équilibre limite

- La difficulté de toutes ces méthodes d'équilibre limite est qu'elles sont fondées sur l'hypothèse de la division de la masse susceptible de glisser en tranches et ceci implique des hypothèses supplémentaires sur les forces entre tranches et par conséquent sur l'équilibre. Pour toutes les méthodes qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre, FREDLUND *et al.* [1977] montrent que les hypothèses faites n'ont aucun effet significatif sur le coefficient de sécurité; par contre, dans les méthodes qui satisfont uniquement l'équilibre des forces, le coefficient de sécurité est affecté d'une façon significative par l'inclinaison supposée des forces entre tranches, c'est pourquoi ces méthodes sont moins utilisées par rapport aux méthodes qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre.
- Dans l'analyse de la stabilité par les méthodes d'équilibre limite, le comportement du sol est supposé rigide parfaitement plastique, donc elles ne donnent aucune informations sur les déplacements.

- Le coefficient de sécurité F_s est supposé identique en chaque point du plan de glissement.
Or nous voyons sur la figure 2.3 que la résistance au cisaillement ultime n'est pas nécessairement mobilisée simultanément le long de la surface de glissement.
- Pour des géométries complexes, il peut y avoir un minimum local qui reste non détecté et des surfaces de rupture complexes (non circulaires) peuvent être difficilement détectables.

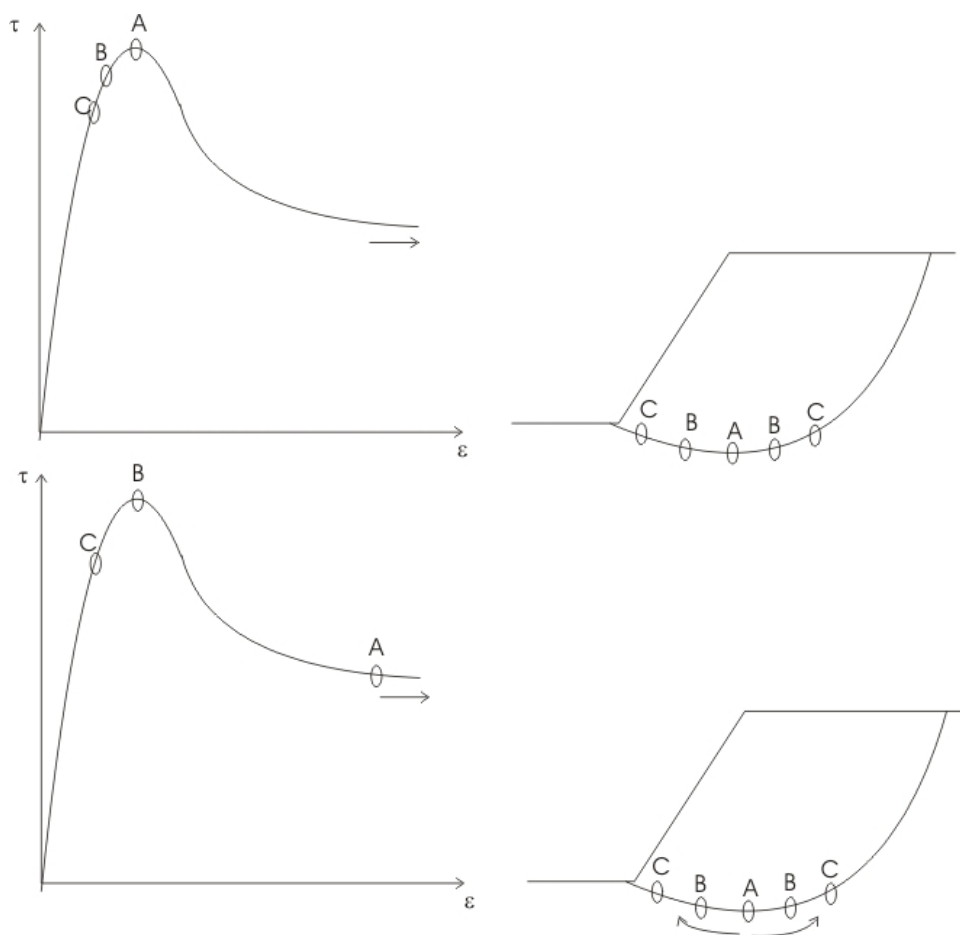


Figure 2.3: Mobilisation de la résistance au cisaillement le long d'un plan de glissement, DUNCAN et WRIGHT [2005]

2.5 Méthodes d'analyse de la stabilité dynamique des pentes

2.5.1 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 d'intensité constante, destinée à simuler l'effet des forces d'inertie dues au séisme. Dans cette approche, le séisme est donc entièrement caractérisé par la donnée du vecteur: $k = a / g$ où "a" désigne 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 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, de module proportionnel au poids du volume potentiellement instable, Par l'intermédiaire de coefficient pseudo – statique K (figure 2.4).

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.

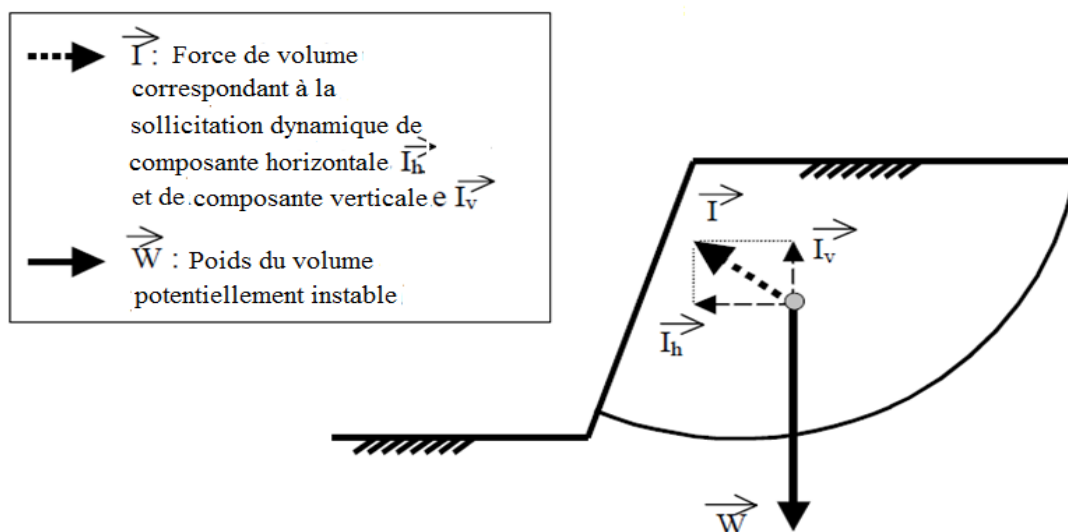


Figure 2.4 : Méthode pseudo statique (Terzaghi 1960)

➤ 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 .

2.5.2 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 2.5). Le comportement du sol est supposé rigide-plastique.

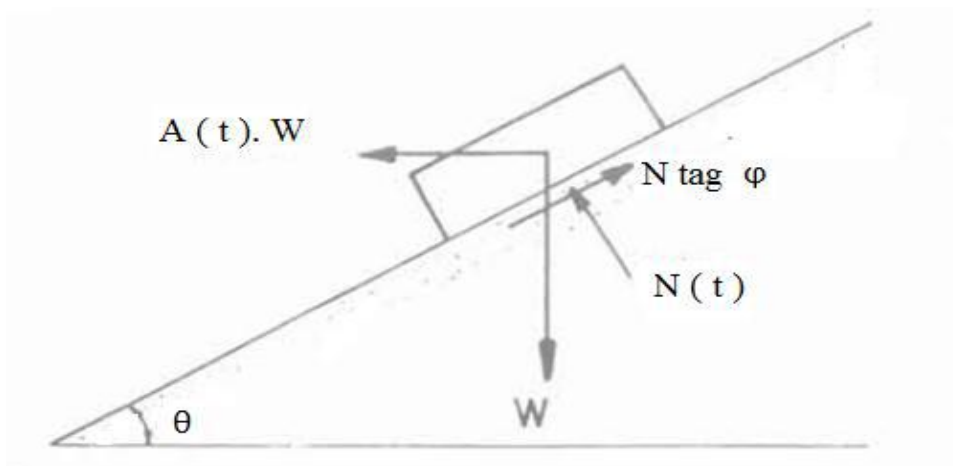


Figure 2.5 : Équilibre du bloc au cours du temps (Newmark 1965)

Au cours des cycles, il y a alternativement des glissements relatifs du sol en surface vers l'aval et entraînement de cette partie dans le mouvement général d'oscillation. Il en résulte par saccade 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 ζ de la pente et de l'angle de frottement interne (φ).

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 2.6.

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

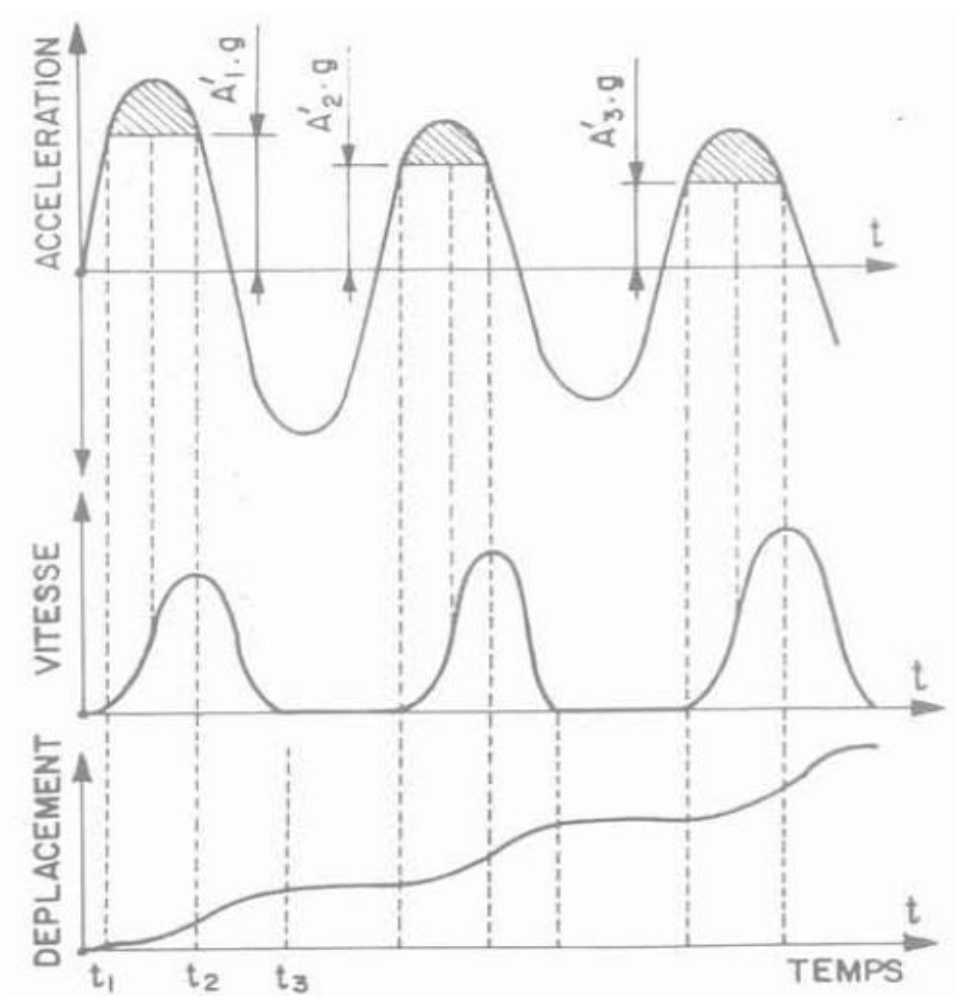


Figure 2.6 : Double intégration de l'accélérogramme (Newmark 1965)

➤ Limitation de la méthode en déplacement de Newmark

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

- La masse qui glisse est considérée comme 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).

2.5.3 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 :

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

➤ 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 dépend de la poussée latérale des terres, ce qui 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.

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.

➤ Limitation de la méthode

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 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.

2.5.4 Méthode de MINEIRO (1975, 1979)

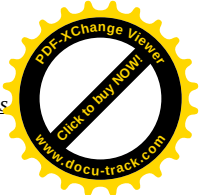
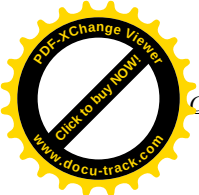
En 1975 et 1979 Mineiro a proposé une méthode qui prend en compte la fragilité dynamique des sols et les pressions interstitielles générées lors d'un séisme.

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 tenue de la valeur de l'accélération limite résiduelle et l'accélérogramme induit agissant sur la base de la surface de glissement.



2.6 Les limitations des méthodes analytiques

Des méthodes du type équilibre limite ont largement fait leurs preuves en géotechniques depuis bien longtemps et sont maintenant utilisées de façon routinière dans la pratique de l'ingénierie.

Le défaut fondamental de ces méthodes, qui ne satisfont pas les équations de la statique, est, qu'elles ne prennent pas en compte la compatibilité entre la déformation et le déplacement. Si on calcule les contraintes par la méthode des éléments finis à l'intérieur du cadre conventionnel d'équilibre limite, on pourra surmonter cette limitation.

Sur la base des contraintes d'éléments finis, on peut effectuer un calcul le long d'une surface de glissement la résistance totale au cisaillement de même que la contrainte totale de cisaillement mobilisée et les utiliser pour déterminer le coefficient de sécurité.

Les outils informatiques qui rendent faisable et pratiques cette analyse sont maintenant à notre disponibilité et offrent de grandes possibilités pour faire avancer la technologie d'analyse de la stabilité des structures en terre.

2.7 Nécessité des méthodes numériques

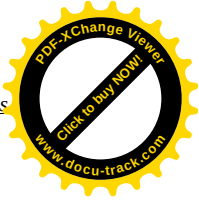
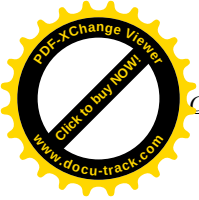
Depuis les années cinquante, la modélisation numérique connaît une importante progression, considéré comme un outil puissant et intervenant aujourd'hui dans tous les domaines sans exceptions.

Si on prend en considération le coût élevé et le temps de préparation des modèles physiques et les maquettes, on constate que les méthodes numériques nous offrent des facilités pour l'analyse de résultats. D'une autre part, si les modèles numériques sont toujours l'affaire de spécialistes, il existe des codes qui offrent des interfaces très développées qui facilitent leur utilisation.

En géotechnique, la modélisation est souvent appropriée à la recherche d'une solution à un problème particulier et complexe. Les méthodes numériques ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement artificiel sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements.

Actuellement plusieurs outils de calcul existent, et qui permettent de réaliser ces modèles, présentant des degrés de sophistication différents qui pèsent évidemment sur la performance des modèles réalisés. Il en est ainsi de leur possibilité de refléter plus ou moins fidèlement la géométrie de l'ouvrage, les anisotropies et hétérogénéités des matériaux ainsi que les sollicitations. De plus, ces outils présentent des différences dans la manière de résoudre les équations en jeu qui se ramènent toujours à l'intégration de fonctions « déplacement ».

En ce qui concerne l'analyse de stabilité, les méthodes numériques sont un complément utile voire nécessaire. Le choix de la méthode numérique la mieux adaptée doit être fait en fonction du type de résultats attendus (analyse de stabilité, calcul des déformations) et des



caractéristiques propres au milieu étudiés (type de roches ou de sols, densité du réseau de fracturation, etc.).

2.8 Analyse de stabilité par la méthode des différences 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.

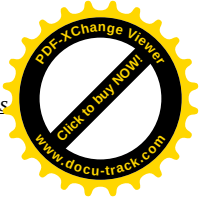
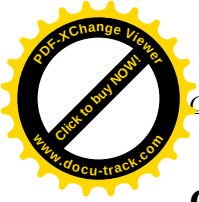
La plupart des méthodes utilisant cette technique adoptent une discrétisation du milieu en mailles ou éléments rectangulaires exclusivement.

L'utilisation de la méthode des différences finies comme approche d'analyse dans les problèmes de stabilité de pente possède de nombreux avantages comparativement aux méthodes d'équilibre limite traditionnelles (méthode des tranches, méthode de Bishop modifiée, etc.).

Ces avantages peuvent se résumer comme suit :

- ✓ Aucune hypothèse n'est effectuée par rapport à la forme et à la position de la surface de rupture.
- ✓ Aucune hypothèse n'est omise quant à la direction des forces.
- ✓ la méthode des différences finies permet d'avoir des informations précises sur le niveau de chargement si les paramètres du sol sont définis avec précision.
- ✓ la méthode des différences finies permet de voir la progression de la rupture de l'ouvrage ou de la pente.

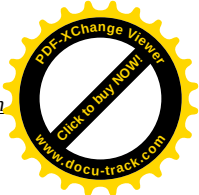
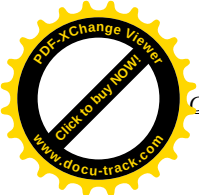
La méthode des différences finies est essentiellement utilisée dans cette étude dans le but de répondre à plusieurs questions, des exemples de pentes ou de talus ont été considérés.



Conclusion

Les méthodes d'équilibre limite sont les plus classiques en mécanique des sols mais elles nécessitent une prédétermination des lignes de rupture (ou une recherche automatique du minimum parmi un ensemble de courbes). Quant aux méthodes par différences finies dans laquelle la courbe de glissement la plus probable se déduit naturellement de l'analyse de l'état des contraintes et déformations, elles nécessitent la connaissance des caractéristiques de déformabilité du massif, en plus de celles de résistance. Le choix de l'une ou l'autre méthode dépendra donc de la disponibilité des caractéristiques mécaniques et de la bonne appréciation qu'il est possible de faire de la position de la ligne de rupture critique.

Evaluer une stabilité de pente passe surtout par le choix du coefficient de sécurité qui est associé aux méthodes, ce qui peut poser des problèmes lors des comparaisons. Mais quelle que soit la méthode adoptée, une analyse de sensibilité est recommandée, car il est toujours bon de savoir le rôle de chacun des paramètres afin de déterminer le paramètre prépondérant, celui qui pilote la stabilité. L'étude géotechnique devra en tenir compte et un retour sur le terrain est souhaitable.



CHAPITRE 3 :

PRÉSENTATION DU PHÉNOMÈNE DE LIQUÉFACTION

Introduction

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

Il existe maintenant un accord acceptable sur l'identité du phénomène de liquéfaction, qui peut être résumée dans la définition proposée par Sladen et al. 1985, qui rejoint celle donnée par Seed, 1979, et par Castro et Poulos, 1977.

De nombreux cas d'écoulements, cités dans la littérature, dans les milieux des sols naturels et dans les structures artificielles, ont été attribués à la liquéfaction, par exemples : barrage de Fort Peck 1938, Niigata au Japon en 1964, Liquéfaction induite par des vibrations de machine 1987, Wildlife Refuge, Californie (1987), Moss Landing, Californie (1989), Port d'Island, Kobe, Japon (1995), Chi-Chi, Taiwan (1999), Adapazari, Turquie (1999), Boumerdes, Algérie (2003), Christchurch, New Zélande (2011),... Dans ce chapitre, le comportement des sols granulaires sous différents chargements, en particulier le comportement de sable sera présenté, les facteurs influençant, des cas historiques de liquéfaction seront aussi présentés.

3.1 Comportements des sables

Le sable est un matériau granulaire sans cohésion dont les grains, suivant leur arrangement, peuvent se mettre dans des états de densité très lâche à très dense. L'amplitude des variations de volume suite au réarrangement des grains sous cisaillement est une caractéristique importante du sable. Cette caractéristique, en condition non drainée, est à l'origine des ruptures de massifs par écoulement de sol sableux, souvent spectaculaires et en grande déformation, appelées liquéfaction. La liquéfaction statique est rare dans la réalité et concerne des sables très contractants. Par contre, la liquéfaction cyclique est observée souvent dans les couches de sables contractants et/ou dilatants sous sollicitation sismique sévère.

Les caractéristiques principales du comportement de sable sont la rigidité et la résistance, toutes les deux avant et après le début de liquéfaction. La liquéfaction en matériaux granulaires est associée à une grande diminution de la contrainte effective due à l'élévation de pression interstitielle pendant le chargement monotone ou cyclique. Ceci mène à de grandes réductions de la rigidité de cisaillement et de la résistance des sols.

La plupart des études sur la liquéfaction ont mis l'accent sur son déclenchement à l'aide de chargement non drainé comme la condition pertinente. Cependant, la réponse de sable est contrôlée par le squelette et la contrainte volumétrique de l'eau comme l'a noté Martin et al. (1975). Le comportement caractéristique des sables propres rapporté par plusieurs auteurs est présenté, basé sur des observations de l'essai d'élément de laboratoire en conditions de charge monotone et cyclique (drainé et non drainé).

3.1.1 Comportement des sables sous chargement monotone

Un milieu granulaire se caractérise par un ensemble de particules de forme plus ou moins ronde, de différentes granulométries. Lorsqu'il subit une sollicitation externe, il se déforme pour assurer de nouveau son équilibre interne.

Sans présence d'eau, la déformation du squelette granulaire résulte uniquement des interactions entre grains, on dit alors que la sollicitation s'effectue en condition drainée. En présence d'eau, si la vitesse de déformation du squelette est suffisamment lente, l'eau peut s'écouler entre les grains, la pression de l'eau interstitielle n'évolue pas au cours de la sollicitation. La déformation du squelette est donc uniquement gérée par les interactions entre particules (condition drainée). Si l'écoulement est bloqué par des conditions aux limites imperméables, ou si une vitesse de sollicitation excessive ne permet pas un écoulement suffisant, une évolution de la pression de l'eau interstitielle apparaît. Elle trouve son origine dans une reprise partielle de la sollicitation par le fluide. On dit alors que la sollicitation se fait en condition non drainée (partielle ou totale), les déformations résulteront des interactions entre les particules, mais aussi entre ces dernières et le fluide. Ainsi des sols drainants sous sollicitation quasi-statique (sollicitation usuelle en génie civil) peuvent-ils devenir non drainants sous mouvement sismique (sollicitation rapide).

3.1.1.1 Comportement drainé parfait

Ce type de comportement correspond au cas où, lors de la sollicitation appliquée et de la déformation du matériau, le fluide interstitiel (eau) peut s'écouler librement sans se mettre en charge par développement de surpressions interstitielles. Ce type de comportement est donc caractérisé par une non-variation de la pression interstitielle, avec possibilité pour le matériau de varier de volume.

La complexité de l'étude des milieux granulaires trouve son origine non seulement dans l'influence d'un élément extérieur, l'eau, mais aussi dans le rôle primordial que joue l'état de densité initial du matériau. En effet, les milieux denses ou lâches se caractérisent par des comportements très différents voir Figure 3.1.

Sous sollicitation monotone déviatoire les sables lâches montrent uniquement un comportement contractant à écoulement durcissant, se matérialisant par une propension du milieu à diminuer de volume. Cette diminution de volume décroît pour devenir nulle lorsque le matériau atteint l'état final de plasticité parfaite. Par contre, les milieux denses à mi- denses montrent trois phases distinctes: une phase de contractante plus ou moins importante, suivie par une phase pendant laquelle s'exprime la dilatance (propension à augmenter de volume) menant à un pic de résistance; le taux d'écrouissage tend alors à diminuer. Durant la dernière phase, le matériau connaît un radoucissement conduisant à un palier (palier de plasticité parfaite au cours duquel les déformations s'effectuent à volume constant).

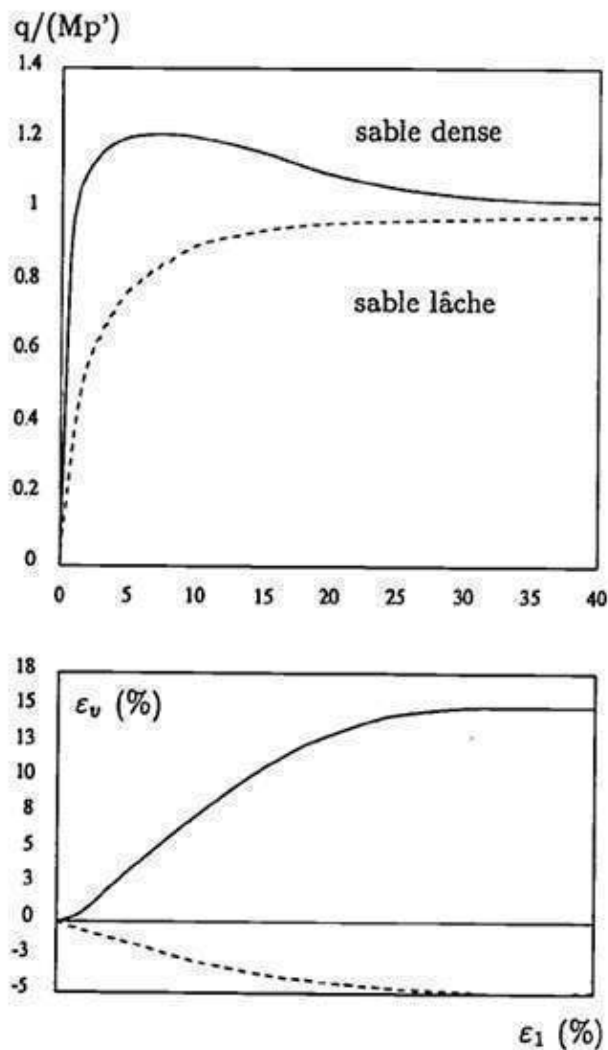


Figure 3.1 : Compression triaxiale en grandes déformations (d'après BOUVARD, 1982 cité par Eric VINCENS, 1999)

Dans le cas du comportement draine parfait des sables, l'eau interstitielle peut s'écouler librement entre les grains au cours du chargement, sans développer des surpressions interstitielles. Il est donc caractérisé par une surpression interstitielle nulle ($\Delta U = 0$) au cours de la sollicitation et des variations de volume, ΔV , généralement non nulles du matériau.

3.1.1.2 Comportement non drainé parfait

Ce type de comportement correspond au cas où, lors de la sollicitation appliquée et de la déformation du matériau, le fluide interstitiel (eau) ne peut pas, localement, s'écouler par rapport au squelette du sol. La tendance du squelette à varier de volume est alors empêchée, ce qui se traduit par le développement de surpressions interstitielles lors de la sollicitation. Le matériau se déforme alors à volume constant (en négligeant la compressibilité des grains solides et de l'eau). Ce type de comportement est caractérisé par une non-variation de volume locale ($\Delta V=0$), avec création d'un champ de surpressions interstitielles.

Généralement, les études en condition non drainée sont réalisées sur des milieux parfaitement saturés. La condition non drainée se traduit par l'impossibilité du milieu à varier globalement de volume. Celle-ci est à la source d'une évolution positive de la pression interstitielle pour un matériau contractant et d'une évolution négative pour un matériau dilatant. En 1969, Castro présente les résultats d'essais triaxiaux non drainés sur des échantillons de sable à différents indices des vides et à contrainte contrôlée. Il distingue trois comportements différents sur la courbe $q - \varepsilon_1$ (confinement de départ = 400 kPa, voir Figure 3.2).

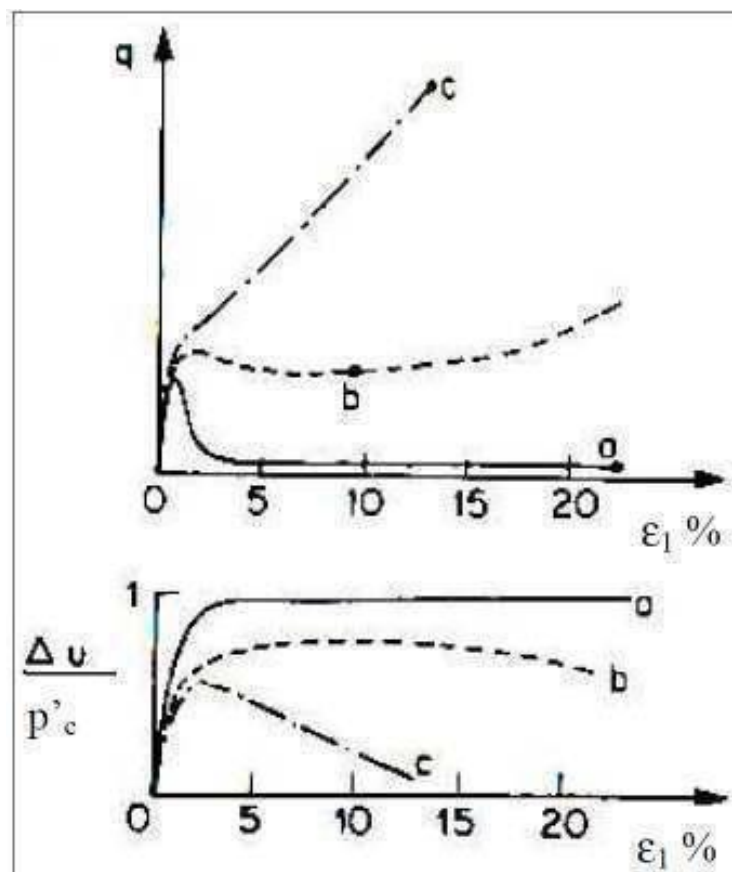


Figure 3.2 : *Comportement monotone non-drainé*

Les courbes a, b et c représentent respectivement l'état lâche, moyen et dense d'un échantillon de sable dans essai à l'appareil triaxial.

Dans la courbe efforts-déformations on a :

- Un premier comportement (courbe a) caractérisé par un pic très marqué de q , obtenu pour une déformation axiale généralement très faible (de l'ordre de 1 à 2 %). Après une chute rapide, la courbe se stabilise en atteignant un état résiduel non nul, ou le sable continue à se déformer sans évolution de la contrainte (historiquement appelé *état stable*).
- Une transition (courbe b), ou le sable exhibe un pic de résistance peu marqué. La chute est temporaire, car la contrainte se remet à augmenter par la suite. Témoin d'un changement de comportement, ce palier prend souvent le nom *d'état quasi stable*, car il peut se manifester sur un intervalle très grand de déformation avant que le déviateur se remette à augmenter.
- Un dernier comportement (courbe c) caractérise par l'absence de pic et l'augmentation continue de la contrainte.

Si l'on regarde les courbes de la pression interstitielle u , qui remplacent en non-drainé celles de déformation volumique, on peut facilement interpréter les résultats obtenus.

- Quand le matériau est lâche (courbe a), le comportement du squelette solide est essentiellement contractant, mais la réduction de l'indice des vides ne peut pas se faire à cause de l'incompressibilité de l'eau. Le fluide monte en pression, les contraintes effectives de confinement chutent et, avec elles, la résistance : ce phénomène est appelé **liquéfaction**, car le matériau perd toute résistance au cisaillement.
- Quand le matériau est dense (courbe c), après une phase réduite de contractante qui produit une augmentation contenue de la pression interstitielle, le squelette solide rentre en zone dilatante : la tendance à l'éloignement des particules, unie à une condition $\varepsilon_v = 0$, fait chuter la pression de l'eau. Si cette pression continue à chuter, pour le principe des contraintes effectives le confinement effectif augmente et la résistance fait de même.

Le cas intermédiaire peut être déduit facilement en appliquant toujours le concept d'état caractéristique.

3.1.1.3 Contractante et dilatance

Les notions de contractante et de dilatance sont des notions essentielles dans l'étude du comportement des sables car elles font référence aux déformations volumiques irréversibles du matériau. En effet, si l'on suppose que le matériau est élastique, celui-ci ne présente pas de variation de volume sous cisaillement.

La figure 3.3 est une représentation schématique des phénomènes de contractante et de dilatance sous cisaillement.

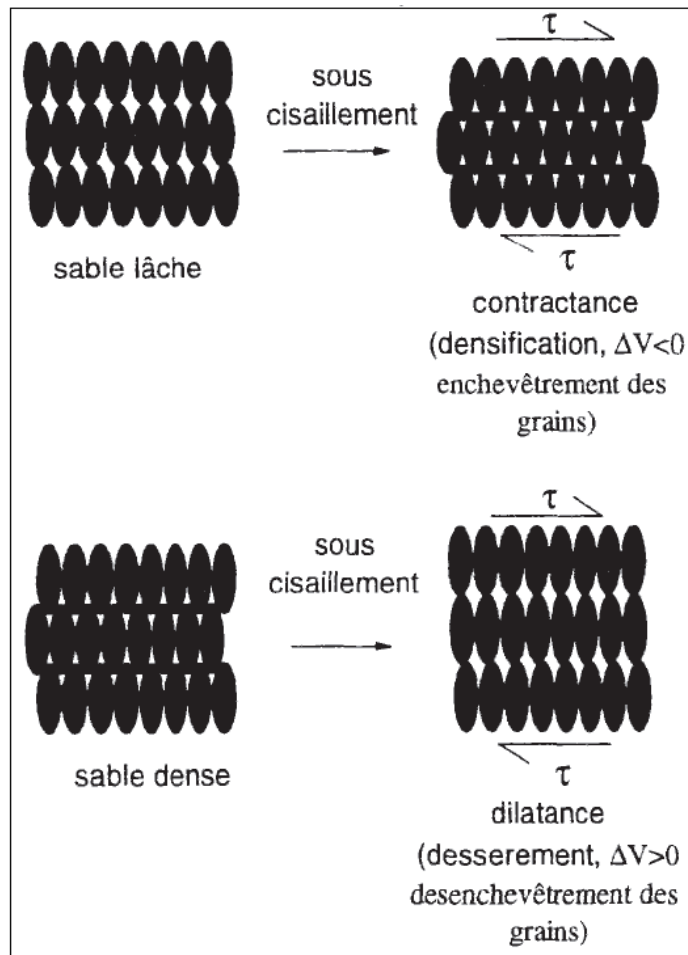


Figure 3.3 : Notions de contractante et de dilatance sous cisaillement (Jean-Claude Dupla, 1995)

3.1.2 Comportement mécanique des sables sous chargement cyclique

3.1.2.1 Principaux types de comportement cyclique

Sous une sollicitation à amplitude de contrainte contrôlée, on distingue trois types de phénomènes, schématisés sur la figure (3.4 a) à savoir :

- **Le rochet** : 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.

À déformation contrôlée, on parle de durcissement cyclique si, au cours des cycles, le diagramme contrainte-déformation présente un intervalle de variation de contraintes qui croît et se stabilise. S'il décroît et se stabilise, il s'agit d'un adoucissement cyclique (Figure 3.4 b). 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 alterne si le déviateur de contraintes reste toujours supérieur (Figure 3.4 c)

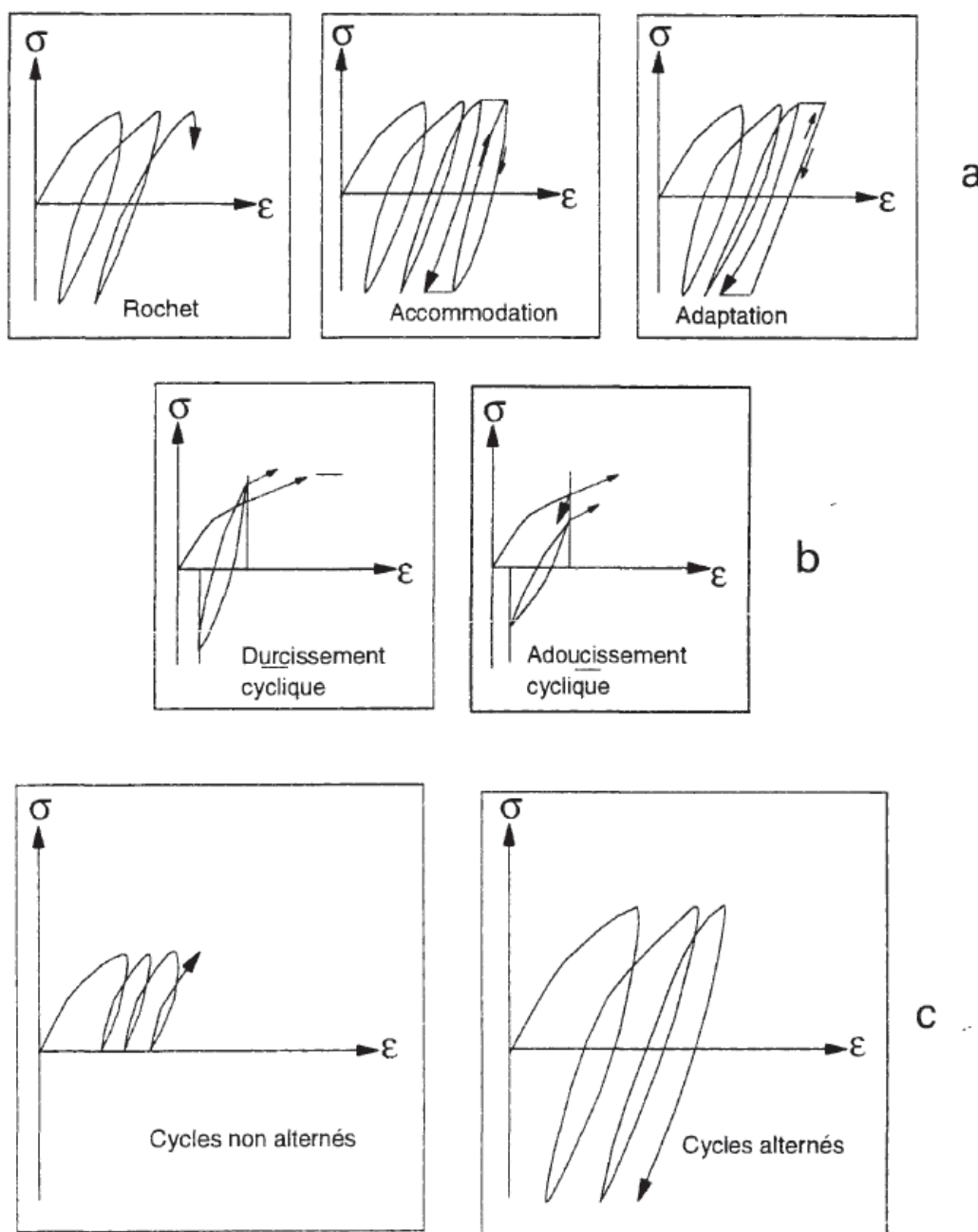


Figure 3.4 : Différents phénomènes cycliques observables dans les sables, (Fatiha BAHDA, 1997)

3.1.2.2 Comportement en condition drainée

Sous sollicitation de cisaillement cyclique drainé, les sables vont se densifier lors de l'application des cycles successifs. Le mécanisme et l'ampleur de la densification sont contrôlés par les propriétés de contractante et de dilatance du matériau qui dépendent de son état initial ainsi que des caractéristiques de la sollicitation.

D'après (Luong 1980), l'état caractéristique joue un rôle important et fondamental par sa propriété de seuil de délimitation intrinsèque entre un domaine contractant (sub

caractéristique) et un domaine dilatatant (sur caractéristique). Tant que le chemin des contraintes effectives correspondant à la sollicitation appliquée reste à l'intérieur du domaine sub-caractéristique, le matériau est contractant en charge essentiellement élastique en décharge et

l'on assiste à une densification continue lors de l'application des cycles avec durcissement progressif et stabilisation du matériau par adaptation ou accommodation. Dans le cas où le chemin des contraintes franchit le seuil caractéristique, on observe alors une phase de dilatance qui est suivie lors de la décharge suivante par une phase de contractante accélérant le processus de densification.

Les essais cycliques drainés ne permettent pas l'observation de la liquéfaction d'un échantillon de sol car, les drainages étant ouverts, les pressions interstitielles ne se développent pas suffisamment en cours d'essai pour annuler la contrainte effective du squelette granulaire. Les essais drainés sont donc le plus souvent employés pour caractériser des phénomènes D'accommodation, d'adaptation ou de rochet.

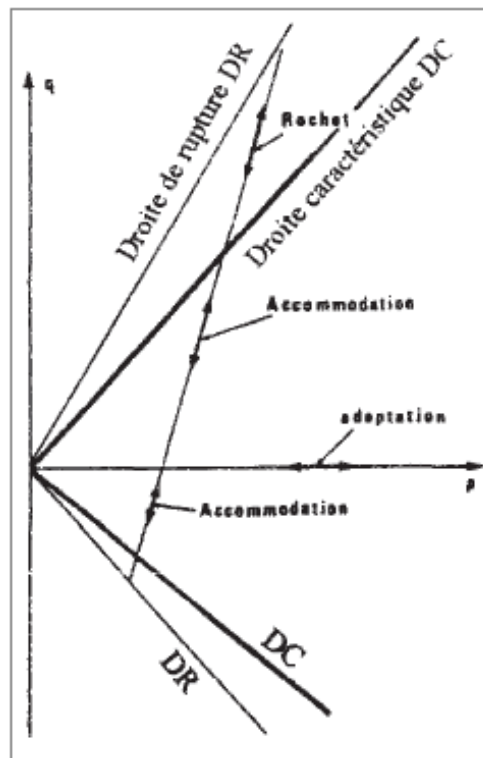


Figure 3.5 : Zones des différents comportements cycliques drainés du sable (d'après Loung, 1980), (Fatiha BAHDA, 1997)

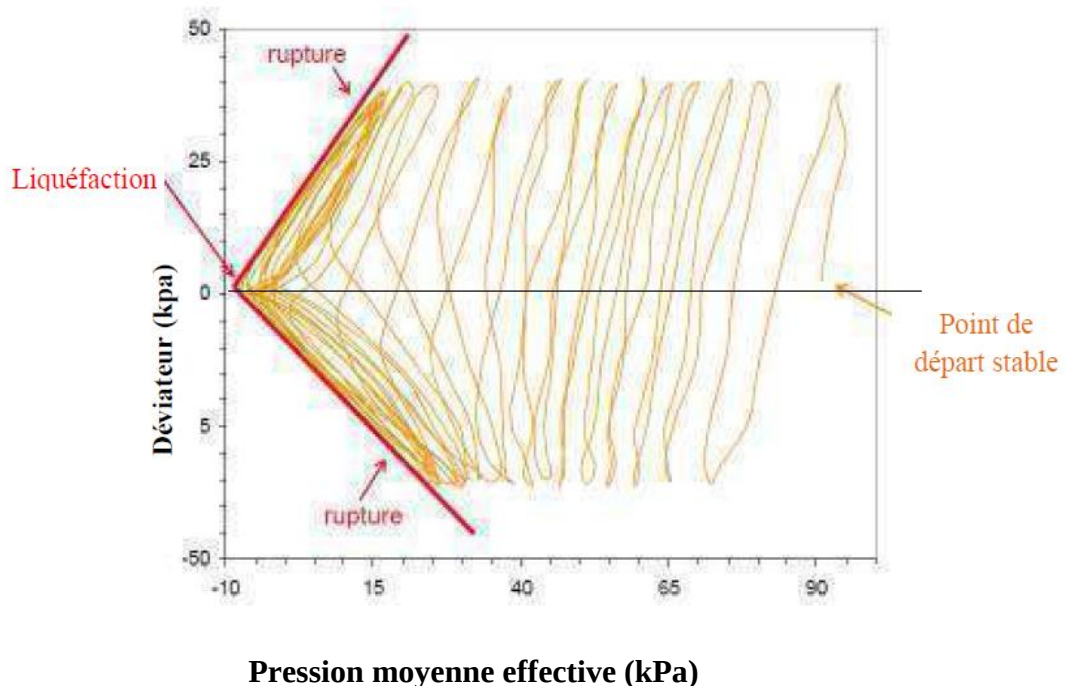
3.1.2.3 Comportement en condition non drainée

Dans le cas non drainé, les propriétés de contractante et de dilatance vont se traduire par une accumulation progressive de surpressions interstitielles d'origine « anélastique », venant se rajouter à la surpression d'origine « élastique ». Cette accumulation des surpressions réduit le niveau des contraintes effectives, régnant au sein du matériau, pouvant ainsi le conduire à la rupture.

On distingue essentiellement deux types de comportement non drainé sous chargement cyclique : la mobilité cyclique et la liquéfaction vraie. L'apparition de l'un ou de l'autre phénomène dépend principalement de la densité et de la contrainte de consolidation.

3.1.2.3.1 Mobilité cyclique

Décrit initialement par Seed et Lee (1966) et Casagrande (1976), ce phénomène a été étudié par la suite par de nombreux auteurs (Tatsuoka et Ishihara, 1974 ; Ishihara et *al.* 1975 ; Luong, 1980 ; Vaid et Chem, 1983). Il se manifeste de la manière suivante : quand un sable dense est soumis à un chargement cyclique alterné donné en condition non drainée, il se comporte comme le montrent les courbes typiques de la figure 3.6, d'après Mohkam (1983). Dans le plan (q, p') , chaque cycle de chargement réduit davantage la contrainte moyenne effective p' par suite de l'augmentation de pression interstitielle. Lorsque l'état de contrainte franchit le seuil caractéristique, le chemin de contraintes effectives remonte suivant la droite caractéristique jusqu'au prochain déchargement. A ce niveau, la contrainte moyenne effective p' diminue rapidement et l'on s'approche de plus en plus de l'origine des axes. C'est le phénomène de la mobilité cyclique. Pour la pression interstitielle, cela se traduit par une augmentation continue, même si, à l'échelle d'un cycle, elle diminue à la décharge et croît à la recharge. Le passage dans le domaine dilatat, aussi bien en compression qu'en extension, se manifeste par une génération négative de surpression interstitielle à la charge jusqu'au retour au domaine contractant à la décharge. Ce changement de phase s'accompagne d'une surélévation brusque de la pression interstitielle à la décharge. Dans le plan déviateur déformation axiale (q, ϵ_a) , le chargement génère des petites déformations jusqu'à l'atteinte de la droite caractéristique. Des lors, des grandes déformations apparaissent mais, à chaque passage dans le domaine dilatat, l'échantillon reprend de la résistance, limitant ainsi les déformations résultantes. La rupture est alors définie en fonction du nombre de cycles nécessaires pour atteindre une valeur donnée de la déformation axiale.



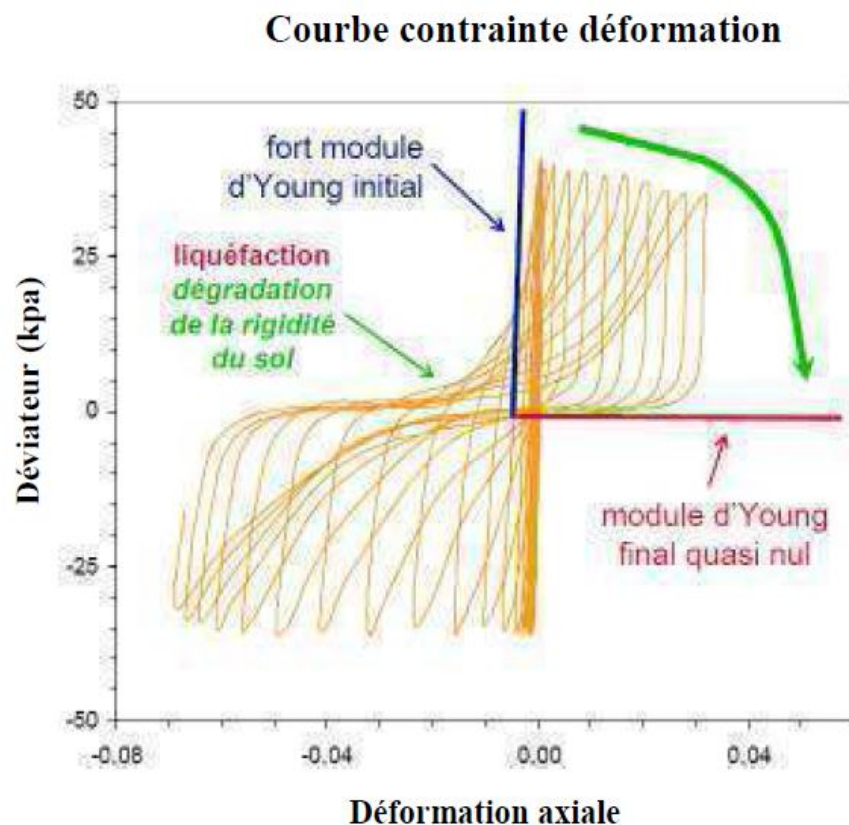


Figure 3.6 : Essai de mobilité cyclique, d'après Mohkam (1983) (Fatiha BAHDA, 1997)

3.1.2.3.2 Liquéfaction vraie

Castro (1969) a montré qu'un sable lâche, soumis à un chargement cyclique en condition non draine, développe un phénomène, semblable à la liquéfaction statique, nomme liquéfaction vraie.

Depuis, d'autres travaux (Castro.. 1975 ; Vaid et Chern, 1983 ; Canou et al, 1994 ; Hyodo et al, 1994) ont permis de mieux connaître ce phénomène. Après un certain nombre de cycles, la pression interstitielle tend rapidement vers une valeur proche de celle de la contrainte effective moyenne initiale et la résistance au cisaillement chute rapidement jusqu'à une valeur résiduelle qui reste constante par la suite.

Concernant la raison physique qui cause ce phénomène (dans le sens de l'annulation des contraintes effectives), il était d'usage de l'expliquer par la génération positive de surpression interstitielle due au drainage empêché.

3.2 Liquéfaction statique des sables lâches

En cas de fortes précipitations, des glissements de terrains naturels peuvent se produire alors qu'ils n'étaient pas envisagés. Des glissements similaires peuvent également se produire dans des digues ou des talus. La topologie et la géomorphologie du site ne peuvent parfois pas expliquer des glissements se produisant pour de faibles pentes (inférieures à 15 °). En

Mécanique des Sols, certaines ruptures sont observées avant d'atteindre le critère plastique limite dans le cas de sables ou de matériaux fins, lâches, soumis à un cisaillement en conditions non drainées.

Ces effondrements sont appelés « liquéfaction statique » (perte de résistance au cisaillement) et sont expliqués par l'augmentation de la pression interstitielle (Castro 1969) avant effondrement ou sont dits métastables (de Groot 1985). Une ligne d'instabilité a été proposée comme étant la frontière entre le domaine inconditionnellement stable et le domaine potentiellement instable (Lade 1994, 2002). Il est également mentionné dans la littérature scientifique que toute perturbation conduirait à un effondrement. Or, Darve (1995) indiquait déjà que l'analyse de la liquéfaction statique en termes d'augmentation de la pression interstitielle n'était pas satisfaisante.

La figure (3.7) montre un résultat typique de ce phénomène obtenu dans un essai triaxial de compression non-drainé conventionnel réalisé sur le sable d'Hostun dans un état saturé très lâche, (Ali Daouadji et al, 2007) :

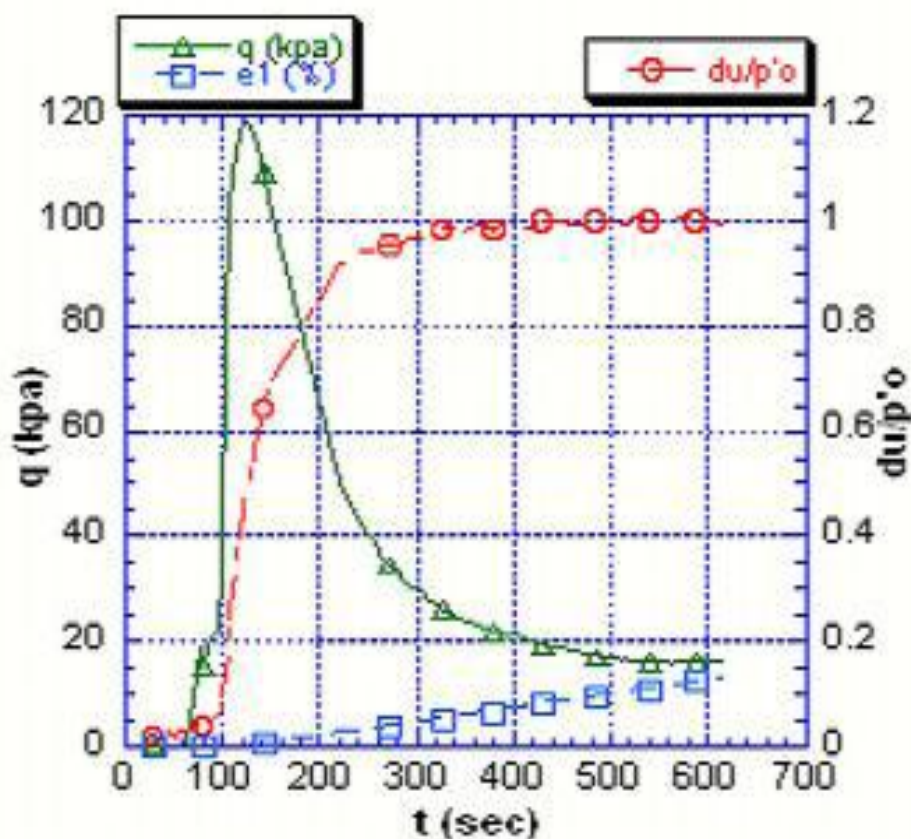
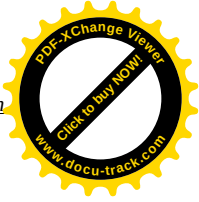
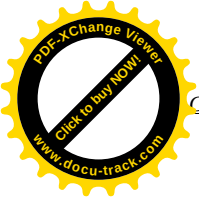


Figure 3.7 : Essai triaxial de compression non-drainé conventionnel (par Ali Daouadji et al, 2007).

La courbe $q(t)$ de la figure (3.7) montre l'évolution du déviateur de contrainte en fonction de temps. Elle se caractérise par un pic de résistance très marqué (environ 120 KPa), suivi d'une chute très rapide de résistance avec stabilisation progressive autour d'une valeur ultime (< 20 KPa). Le phénomène de liquéfaction concerne toute la partie adoucissante du comportement, depuis l'initiation (au pic), jusqu'à l'état ultime liquéfié correspondant à l'état du matériau atteint dans un écoulement.



La courbe $\frac{du}{p'_0}(t)$ de la même figure représente l'évolution de la surpression interstitielle développée lors du cisaillement avec un taux de croissance fort dès le début de l'essai et qui se stabilise, ce qui rend compte du caractère très contractant du sable, qui se densifie sous l'action de la sollicitation appliquée.

La courbe $\varepsilon_1(t)$ de la même figure représente l'évolution de la déformation fonction de temps développée lors du cisaillement de sable jusqu'à une valeur ($< 20\%$).

3.3 Les facteurs influençant la liquéfaction

Il y a beaucoup de facteurs qui influencent le procédé de liquéfaction pour le sol in situ. Basé sur les résultats des essais en laboratoire aussi bien que des observations de champ et des études, les facteurs les plus importants qui influencent la liquéfaction sont comme suit :

3.3.1 La distribution granulométrique

La distribution granulométrique affecte le comportement des massifs de sables pendant les vibrations. Les sables fins et uniformes sont plus susceptibles à la liquéfaction que les gros sables sous les mêmes conditions.

Les argiles sont dotées d'une cohésion qui soude les grains entre eux et une granulométrie très fine. La réorganisation granulaire est alors très difficile à obtenir, voire impossible avec les niveaux d'énergie que doit apporter la secousse sismique pour atteindre la liquéfaction.

De même, pour les matériaux de fortes dimensions (galets, blocs) l'énergie d'apport est insuffisante pour obtenir la liquéfaction vu la masse importante des éléments mis en agitation ; par ailleurs, les chemins de drainage sont également très importants, ce qui n'autorise pas la mise en pression d'eau interstitielle.

D'après l'article 9.121 des règles de construction parasismique (PS92), les sols susceptibles à la liquéfaction sont les sols qui possèdent les caractéristiques données dans le tableau 3.1 :

<i>Sables, sables vasards et silts</i>	<i>Sols argileux</i>
-Degré de saturation S_r voisin de 100%. -La granulométrie assez uniforme - Correspondant à un coefficient - D'uniformité C_u inférieur à 15. -Diamètre à 50 %, D_{50}, compris entre 0.05 mm et 15 mm	-Diamètre à 15%, D_{15}, supérieur à 0.005 mm -Limite de liquidité W_l inférieure à 35% -Teneur en eau (W) supérieure à 0.9 W_l

Tableau 3.1 : *Caractéristiques des sols liquéfiables*

3.3.2 La densité relative de sol D_r

Basé sur des études de terrain, des sols pulvérulents dans un état lâche sont sensibles à la liquéfaction. Les sols constitués des éléments non plastiques vont se contracter au cours de la secousse sismique qui va provoquer le développement d'un excès de pressions interstitielles.

Pour les sables denses, l'état de liquéfaction initiale ne produit pas de grandes déformations en raison de la tendance de la dilatation du sable lors de l'inversion de la contrainte de cisaillement cyclique. Poulos et al. (1985) affirment que si le sol in situ peut être démontré dilatée, alors il ne doit pas être évalué car il ne sera pas susceptible de se liquéfier. En substance, les sols dilatants ne sont pas sensibles à la liquéfaction, parce que leur résistance au cisaillement non drainés est supérieure à leur résistance au cisaillement drainés.

D'après les observations in situ et les essais de laboratoire ont montré que la résistance au cisaillement cyclique (R.C.C), d'un sable est pratiquement proportionnelle à sa densité relative de 70 à 80 %. Au-delà de ces valeurs la R.C.C croît plus vite que la densité relative.

Plus le matériau est dense, son indice des vides est petit, plus sa résistance à la liquéfaction augmente, (A. Pecker, 1984).

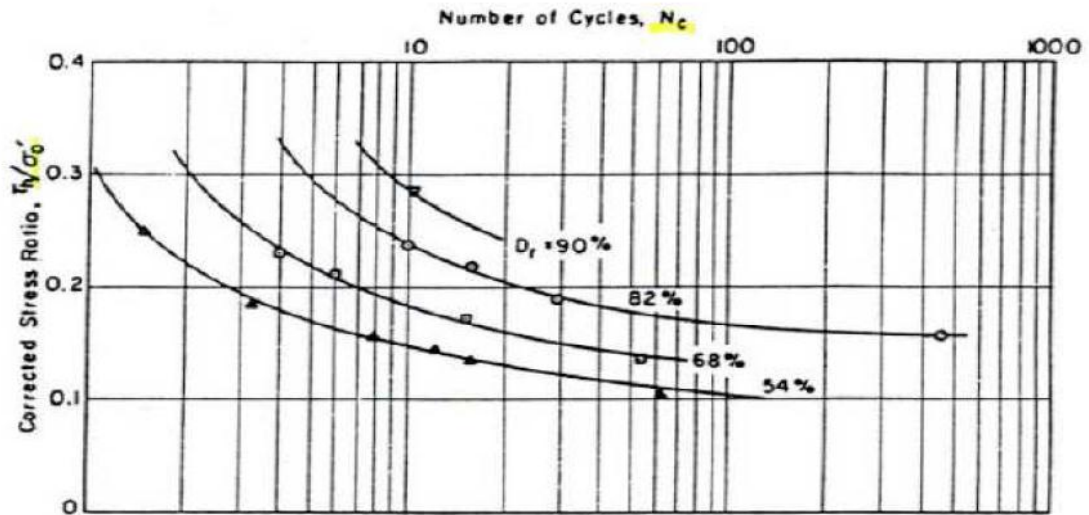


Fig. II CORRECTED τ_h/σ'_0 VS. N_c FOR INITIAL LIQUEFACTION

Figure 3.8. Influence de la densité relative (d'après A.Pecher, 1984)

3.3.3 La saturation

L'augmentation de la pression interstitielle créée par le cisaillement résulte de la tendance à la variation de volume de sol. Dans un échantillon parfaitement saturé et en conditions non drainées, la variation de volume totale est nulle et, l'eau interstitielle étant nettement moins compressible que le squelette, la tendance à la variation de volume est entièrement contrebalancée par l'augmentation de la pression de l'eau.

Dans un échantillon partiellement saturé, la variation de volume est possible par compression de l'air occlus. Il en résulte une augmentation plus faible de la pression interstitielle et donc, en conditions non drainées, une résistance au cisaillement cyclique plus élevée.

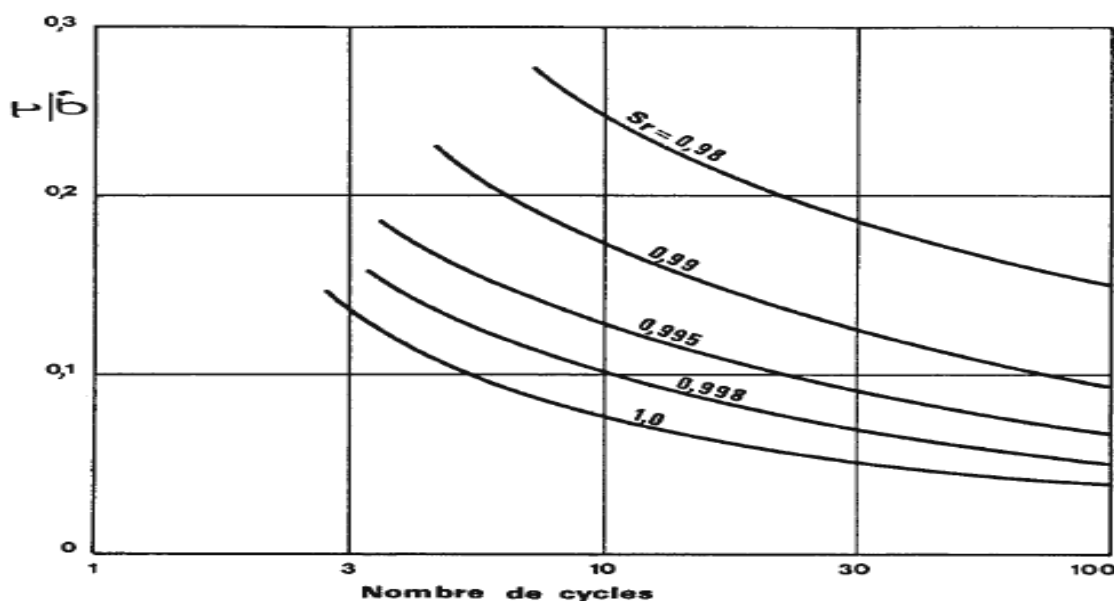


Figure 3.9 : Influence du degré de saturation sur la résistance au cisaillement cyclique (d'après A.Pecker, 1984).

3.3.4 La structure du sol

On désigne par structure la forme des grains et l'arrangement de ceux-ci. Cette structure résulte du mode de formation du dépôt et de l'histoire des contraintes et déformations subies depuis cette formation. Il est important de réaliser que, les grains n'étant ni sphérique ni tous identiques, il est possible d'associer plusieurs arrangements des grains.

La variation de la résistance au cisaillement cyclique résulte des différences du mode de dépôt et de la structure des assemblages formés. La structure la moins stable correspond à un assemblage où l'angle moyen, formé par les plans de contact entre grains et la direction des sollicitations, est égal à 45° [SEED et al, 1975].

La figure 3.10 présente des courbes de résistance au cisaillement cyclique mesurée sur des éprouvettes d'un même sable, préparé à la même densité mais par des méthodes de mise en place différentes [MULILIS et al, 1975].

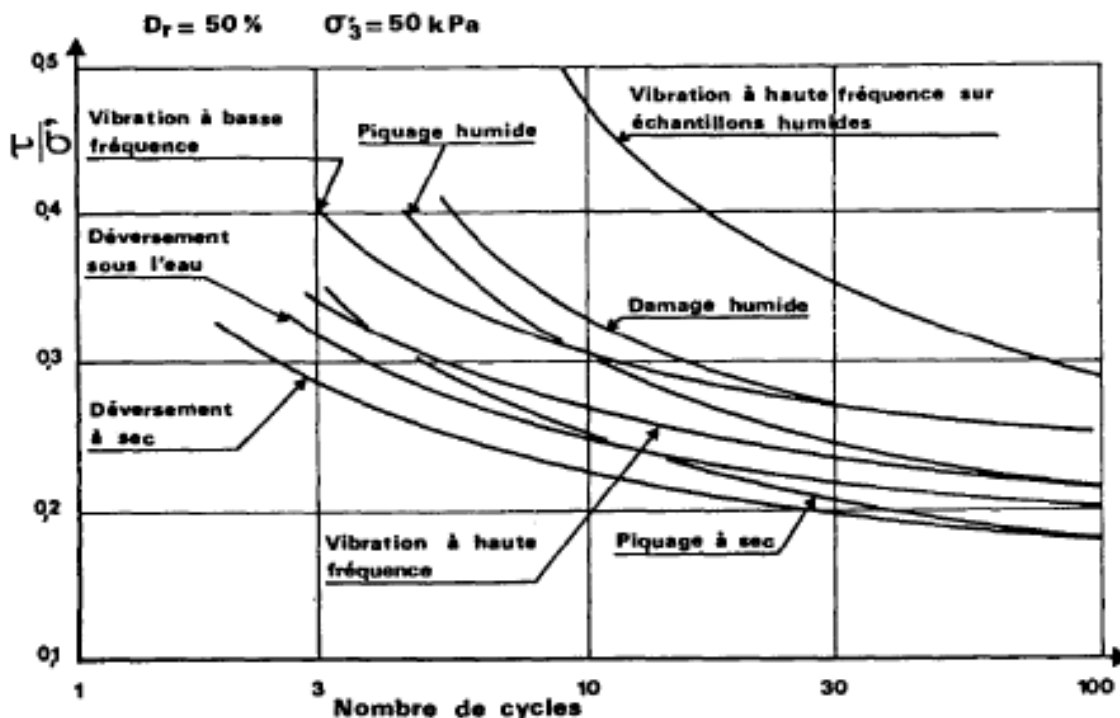


Figure 3.10 : Influence de la structure sur la R.C.C. (d'après Mulilis et al 1975)

3.4.5 La présence de fines

L'histoire montre que la plupart des sols liquéfiés in situ sont nature alluvionnaire avec un pourcentage significatif de fines.

En effet, la présence des fines, bien qu'elle ait pour effet d'accroître la densité, augmente considérablement le potentiel de liquéfaction statique (Lade, P. V et Yamamouro, J. A. 1997 cités par Zeina Finge Boussaid, 2004). Ceci n'est pas conforme à l'évaluation du comportement classique du sol en fonction de la densité. Lade et Yamamouro, 1997, expliquent que ce comportement est à l'origine d'une structure particulière très compressible qui se crée entre les particules les plus petites et les plus grandes du sol. En fait, les fines se posent au début aux points de contact entre les grains. Après le cisaillement, les fines ont tendance à occuper les espaces vides (voir la figure 3.11), ce qui génère une tendance contractive immédiate, entraînant, sous conditions non drainées, à une liquéfaction statique. Au cours du cisaillement, les grandes particules entrent mieux en contact les unes par rapport aux autres, et le sol présente alors une tendance à la dilation croissante avec l'accroissement des contraintes et des déformations.

Cependant, pour des hauts pourcentages en fines, le sable peut développer une tendance à la contraction volumique assez importante qui peut supprimer significativement toute tendance à la dilatation, indépendamment des magnitudes des contraintes et déformations. Ainsi, une liquéfaction statique totale peut se produire à des densités relatives très élevées. Notons que l'augmentation de la teneur en fines peut aboutir à l'augmentation du potentiel de liquéfaction jusqu'à un seuil maximum à partir duquel les fines dominent le comportement non drainé du sol.

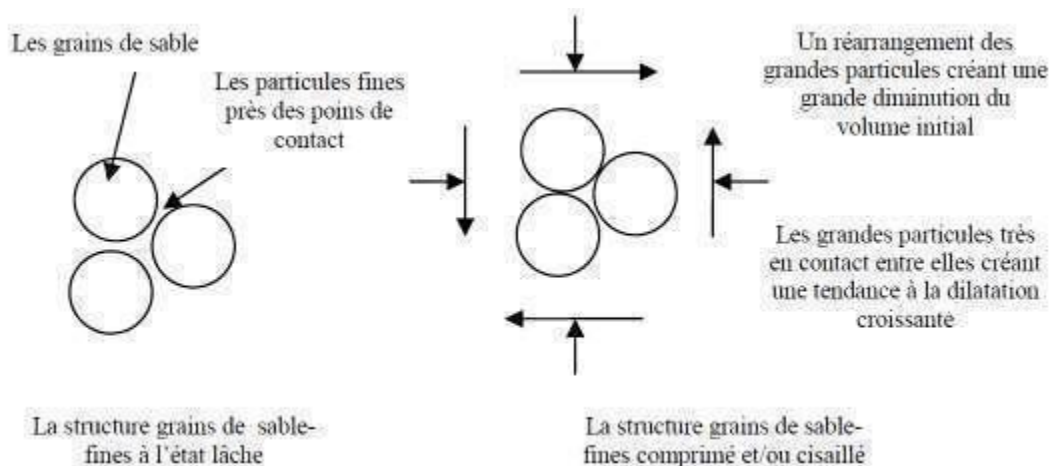


Figure 3.11 : Schématisation de la densification après le cisaillement de la structure compressible de sable lâche à faible pourcentage de fines (Lade et Yamamuro, 1997 cité par Zeina Finge BOUSAID, 2004).

Notons que les résultats des études expérimentales en laboratoire peuvent parfois contredire ceux des tests in situ du fait que ces derniers incluent les effets de l'histoire et du temps (Yamamuro, J.A et Lade, P.V. 1997).

3.3.6 La nappe phréatique

La profondeur de la nappe phréatique a un grand effet sur la susceptibilité de liquéfaction d'un dépôt de sable et peut aussi avoir une grande influence sur le mécanisme de rupture du sol. Dans les massifs de sol où la nappe phréatique a plus de 4 à 5 m de profondeur, les effets de la liquéfaction particulièrement ceux qui sont dus à la rupture hydraulique, deviennent énormément rares et peuvent être nuls si l'intensité de la secousse est modérée (environ 0,2 g).

En général, si le niveau de la nappe phréatique est de l'ordre de 10 m ou plus au-dessous de la surface du sol, l'apparition de la liquéfaction dans n'importe quel mécanisme de rupture est fortement peu probable, à moins que la secousse soit grave et la situation du site contribue à leur formation.

3.3.7 L'état de contrainte actuel

En déformations plane, l'état de contrainte d'un élément de sol est défini par les trois composantes σ'_x , σ'_z , et σ_{xz} tenseur des contraintes effectives.

Si la composante σ_{xz} est nulle, la contrainte principale mineure σ'_x est reliée à la contrainte principale majeure σ'_z par le coefficient de poussée des terres au repos K_0 .

$$\sigma'_x = K_0 \sigma'_z \quad (3.1)$$

Des mesures de la résistance cyclique non drainée effectuées à l'appareil de cisaillement simple ou de cisaillement par torsion, soit à différentes valeurs de σ'_z pour une valeur de K_0 donné, soit à différentes valeurs de K_0 montrent que celle-ci est :

- Pratiquement proportionnelle à la valeur de σ'_z
- Fortement influencée par la valeur de K_0 . Elle croît lorsque K_0 augmente

Il est alors possible de présenter les résultats des essais sous la forme de la figure donnant la relation entre la contrainte de cisaillement cyclique et le nombre de cycles provoquant la rupture par liquéfaction.

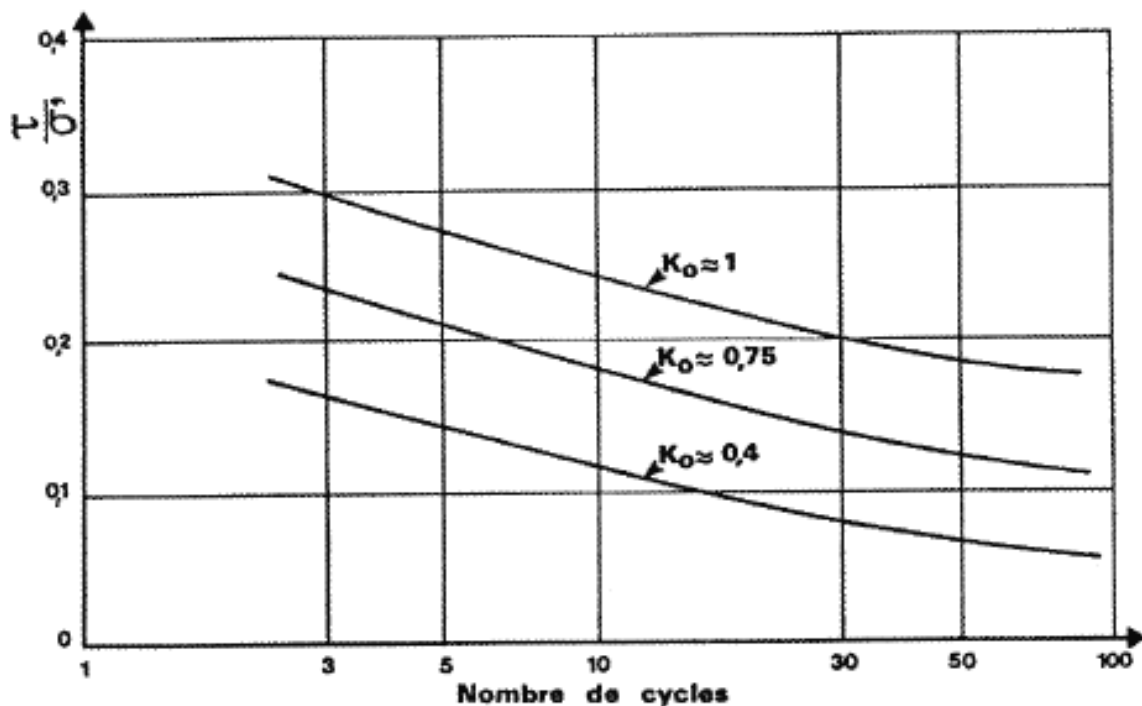


Figure 3.12 : Influence de K_0 sur la résistance cyclique au cisaillement (d'après A. Pecker, 1984).

3.3.8 Influence de l'histoire des contraintes et déformations

La nature du sable constitutif, le mode de formation du dépôt et l'histoire des sollicitations subies jusqu'à l'état de contrainte actuel confèrent au sol une structure caractérisée par une compacité et un certain arrangement des grains. Tous ces matériaux ont une grande influence sur la résistance au cisaillement cyclique non drainée du sol.

Un fuseau granulométrique des matériaux liquéfiables est donné sur la figure 3.13 [THOMPSON-EMERY, 1976].

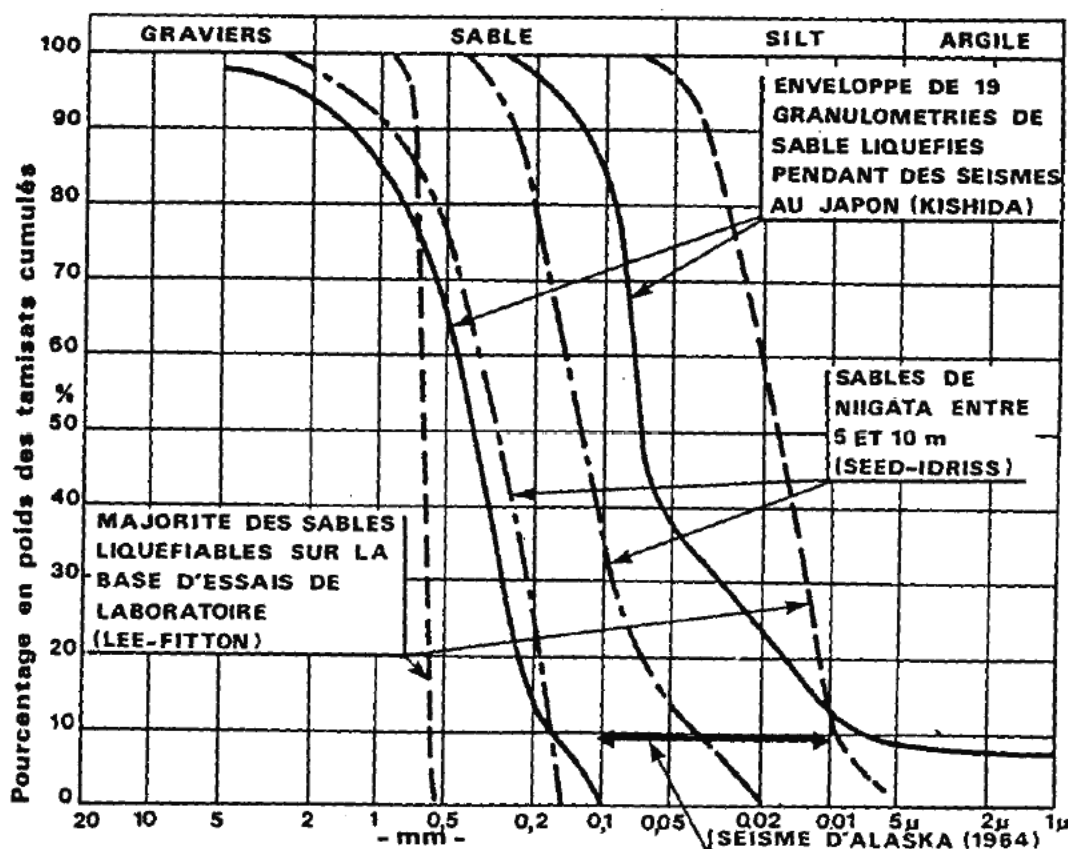


Figure 3.13 : Fuseau granulométrique des sols liquéfiables (d'après A. Pecker, 1984).

3.3.9 Pressions de confinement

Plus la pression de confinement est grande, moins le sol est susceptible à la liquéfaction. Les conditions qui peuvent créer une pression de confinement plus élevée sont une nappe phréatique plus profonde, un sol qui est situé sur une surface souterraine de fond, et un excès de pression appliquée sur la surface de sol. Les études de cas ont prouvé que la zone possible de la liquéfaction s'étend habituellement de la surface au sol à une profondeur maximum d'environ 15m. Des sols plus profonds généralement ne se liquéfient pas en raison des pressions de confinement plus élevées.

Ceci ne signifie pas qu'une analyse de liquéfaction ne devrait pas être exécutée pour le sol qui est au-dessous d'une profondeur de 15 m. Dans beaucoup de cas, il peut être approprié d'exécuter une analyse de liquéfaction pour le sol qui est plus profond que 15 m. une analyse de liquéfaction devrait être exécutée pour n'importe quel dépôt de sol qui a été lâchement vidé dans l'eau (c.-à-d., l'analyse de liquéfaction devrait être exécutée pour l'épaisseur entière lâchement de vider complètement l'eau, même si elle dépasse 15 m d'épaisseur). De même, un site est rapidement déposé peut également avoir besoin d'une recherche de liquéfaction au-dessous d'une profondeur de 15 m. Une expérience et le jugement considérables sont requis dans la détermination de la profondeur appropriée pour terminer une analyse de liquéfaction.

3.3.10 La Forme des particules

La forme des particules de sol peut également influencer sur le potentiel de liquéfaction. Par exemple, les sols ayant des particules arrondies tendent à densifier plus facilement que les particules du sol angulaire de forme. Ainsi un sol contenant des particules de sol arrondies est plus susceptible de se liquéfier à un sol contenant des particules de sol angulaires.

3.3.11 L'âge géologique et la cimentation

Les sols nouvellement déposés ont tendance à être plus sensibles à la liquéfaction que les anciens dépôts de sol. Il a été démontré que plus un sol est soumis à une pression de confinement, plus qu'ils sont résistants à la liquéfaction (Ohsaki 1969, Seed 1979a, Yoshimi et al. 1989).

L'augmentation de la résistance à la liquéfaction avec le temps pourrait être due à la déformation ou compression des particules de sol dans des arrangements plus stables. Avec le temps, il peut être également le développement des liens en raison de la cimentation au niveau des contacts des particules.

TYPE DU DEPOT	DISTRIBUTION GENERALE DES SEDIMENTS NON COHERENTS DANS LES DEPOTS	LA PROBABILITE QUE LES SEDIMENTS NON COHERENTS SOIENT SUSCEPTIBLES A LA LIQUEFACTION EN CAS DE SATURATION (EN FONCTION DE L'AGE DU DEPOT)			
		< 500 ans	Holocène	Pléistocène	Pré-Pléistocène
Les dépôts continentaux					
Canal de rivière	Localement variables	Très importante	Importante	Faible	Très faible
Les plaines inondées	Localement variables	Importante	Modérée	faible	Très faible
Les plaines alluviales	Répondus	-	Faible	Très faible	Très faible
Les plaines alluviales	Répondus	Modérée	Faible	Faible	Très faible
Les deltas	Répondus	Importante	Modérée	faible	Très faible

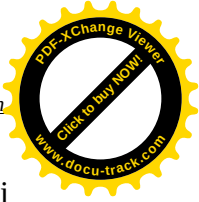
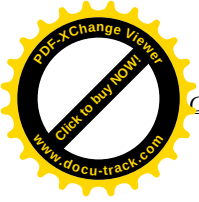
Les talus	Répondus	faible	faible	Très faible	Très faible
Les dunes	Répondus	Importante	Modérée	Faible	Très faible
Les zones côtières					
Les deltas	Répondus	Très importante	Importante	Faible	Très faible
Plages à grande énergie de vagues	Répondus	Importante	Modérée	Faible	Très faible
Les lagunes	Localement variables	Importante	Modérée	Faible	Très faible
Les rivages antérieurs	Localement variables	Importante	Modérée	Faible	Très faible
Les rivages antérieurs	Localement variables	Importante	Modérée	Faible	Très faible
Les dépôts artificiels					
Les dépôts non compactés	Variable	Très importante	-	-	-
Les dépôts compactés	variable	Faible	-	-	-

Tableau 3.2 : Susceptibilité de liquéfaction des dépôts sédimentaires pendant les grandes secousses (d'après Youd et Perkins, 1978, cités par E. Kavazanjian. Jr et al, 1997).

3.3.12 historiques d'environnement

Il a été également déterminé que l'historique d'environnement du sol peut affecter son potentiel de liquéfaction. Par exemple, les dépôts de sols plus anciens qui ont déjà été soumis à des secousses sismiques ont une résistance à la liquéfaction accrue par rapport à un modèle nouvellement formé de la même terre ayant une densité identique (Finn et al. 1970, Seed et al.1975).

La résistance à la liquéfaction augmente également avec une augmentation du rapport de sur consolidation (OCR) et le coefficient de pression latérale des terres au repos k_0 (Seed et Peacock 1971, Ishihara et al. 1978). Un exemple serait le retrait d'une couche supérieure du sol due à l'érosion. Parce que le sol sous-jacent a été pré chargé, il aura un ratio plus élevé de sur consolidation et il aura un coefficient plus élevé de la pression latérale des terres au repos k_0 .



Un tel sol qui a été préchargé sera plus résistant à la liquéfaction de la même terre qui n'a pas été préchargé.

3.4 Quelques exemples historiques de cas de liquéfaction

Un million de séisme de toute magnitude se produisent chaque année dans le monde. Heureusement, tous ces séismes ne sont pas ressentis par l'homme et n'ont pas d'effets sur les constructions. Cependant, le séisme est de loin le phénomène qui génère le plus de dégâts aux structures et de dégâts fonctionnels. Parmi les effets engendrés par les séismes le phénomène de liquéfaction. En outre la liquéfaction est l'un des effets causés par les séismes engendrant l'instabilité et dégâts désastreuses sur les constructions.

Lorsque la liquéfaction se produit, la résistance du dépôt de sol diminue et sa capacité portante se réduit significativement, en provoquant le basculement des ouvrages qu'il supporte. Les conséquences d'une liquéfaction sont généralement très graves : inondations, reversements d'immeubles ou de piles, ruptures de barrages. Quelques exemples de dégâts d'ouvrages liés à la liquéfaction des sols sont donnés en ce qui suit.

3.4.1 Niigata, Japon (1964)

La ville de Niigata est située à l'estuaire des fleuves d'Agano et Shinano. Cet environnement géologique a engendré des dépôts de sables lâches avec une nappe phréatique peu profonde. La surface du sol dans ces espaces est relativement plate.

Le 16 Juin 1964 la ville de Niigata est frappé par un séisme, d'une magnitude 7.5 sur l'échelle de Richter. La liquéfaction a été observée dans les espaces près des rivières. Cette liquéfaction a été accompagnée par des ruptures de fondation, des effondrements des ouvrages de retenue et des épandages latéraux dans le sol ce qui a causé de sévères dommages dans plusieurs structures tels que les ponts, les bâtiments, les réseaux enterrés.

Les séries de bâtiments d'appartements à Kawagishi-cho sont devenues très connues comme symbole des effets de la liquéfaction des sols. Lorsque la liquéfaction s'est produite, la résistance du sol sous fondations s'est réduite de sa valeur initiale, engendrant une capacité portante suffisante pour supporter les bâtiments, à la résistance résiduelle du sol liquéfié. Puisque la résistance résiduelle était inférieure à la contrainte de cisaillement imposée par le poids des bâtiments, la chute de la capacité portante du sol s'est produite engendrant de très grandes déformations (Figure 3.14).



Figure 3.14 : *Inclinaison des bâtiments d'appartements de Kawagishi-cho à Niigata au Japon dues à la chute de la capacité portante du sol par liquéfaction (d'après Peter M. Byrne et al, 2008)*

Le pont de Showa près de la rivière de Shinano s'est effondré, car lorsque la liquéfaction s'est produite, l'épandage latéral du sol a causé le déplacement du sol sous le lit de la rivière ce qui a imposé des pressions sur les pieux de fondation qui ont, par la suite, subi une déflexion et se sont déplacés (Figure 3.15).



Figure 3.15 : *Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon, dues à l'épandage latéral dans le sol (d'après PeterM. Byrne et al, 2008)*

3.4.2 Wildlife Refuge, Californie (1987)

Le site Wildlife Refuge a été frappé par deux séismes de 12 heures d'intervalle (Holzer et al. 1989, Elgamal et al. 2001). Situé dans l'un des espaces sismiques les plus actifs de la Californie, il est constitué d'une couche superficielle de silt de 2.7 m d'épaisseur sous laquelle il y a une couche de sable silteux liquéfiable de 3.3 m d'épaisseur et la nappe phréatique sur les lieux est de 2 m environ de profondeur. Le premier examen du site après l'événement a révélé des ébullitions de sable et plusieurs ouvertures de fissures dans le sol (Figure 3.16).



Figure 3.16 : *Ebullition de sable au site de Wildlife (d'après le Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley; Elgamal et al, 2001)*

3.4.3 Moss Landing, Californie (1989)

Le séisme de Loma Prieta, en 1989, a engendré de grands épandages latéraux relatifs à la liquéfaction le long de la station marine de Moss Landing causant ainsi des dommages significatifs dans les routes et les structures (Figure 3.17).



Figure 3.17: *Epandage latéral le long de la route Sandholdt (à gauche) et destruction d'un centre de recherche (à droite) à Moss Landing. (D'après le Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley; Elgamal et al, 2001)*

Ce séisme a aussi engendré des ébullitions de sable comme montrées sur la figure 3.18



Figure 3.18 : *Ebullition de sable à l'aéroport d'Oakland, le long du fleuve de Salina et à la station marine de Moss Landing (D'après Robert E. Kayen et al, 1998)*

3.4.4 Séisme de Kobe, le 17 janvier 1995

Le mardi 17 janvier 1995 à 5h46, heure locale, un tremblement de terre d'une magnitude de 7.2 survient dans la région de Kobe et d'Osaka au Japon. La secousse a eu lieu à une faible profondeur sur une faille allant de l'île Awaji à la ville de Kobe. La secousse a duré une vingtaine de secondes et a causé de sérieux dommages sur une large superficie (rayon de 100 Km autour de l'épicentre).

La liquéfaction a été observée et elle a causé des dégâts importants. Dans la région du port de Kobe et sur les îles artificielles (port Island et Rokko Island) les désordres les plus importants sont dus à la liquéfaction du sol. Les tassements observés dans ces zones vont de quelques centimètres à presque 2 m. La liquéfaction induite par le séisme est à l'origine de l'affaissement de la quasi-totalité des quais.

Ce séisme était la cause de plusieurs dommages cités en ce qui suit avec des images :





Figure 3.19 : Glissement de murs de quai : Lorsque le sol derrière et/ou sous un tel mur se liquéfie, la pression qu'il exerce sur le mur augmente considérablement et fait glisser ou/et incliner celui-ci, (d'après Alisha Kaplan, 2004).



Figure 3.20 : Endommagement des ponts : Un tel dommage peut avoir des conséquences désastreuses, empêchant même les opérations de sauvetage. Les mouvements induits par la liquéfaction peuvent pousser les bases hors du point où le pont enjambe l'appui, dans ce cas le pont lâche (d'après Jorgen Johansson, 2000).



Figure 3.21 : Endommagement des routes : Baisse du niveau de la route due à l'épandage latéral (d'après Alisha Kaplan, 2004).

3.4.5 Chi-Chi, Taiwan (1999)

Les sols en place sont constitués de couches de sol sableux très lâche susceptible à la liquéfaction et le niveau de la nappe phréatique varie de 0,5 m à 5 m de profondeur, ce qui justifie la liquéfaction survenue sur les lieux, après le séisme de Chi-Chi de magnitude 7,6 sur l'échelle de Richter (d'après Dr HseinJuang, 2002), et qui a causé différents dommages dont on peut citer ceux qui suivent en images :

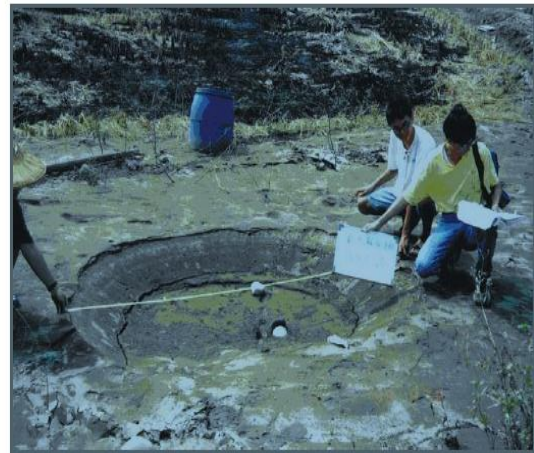


Figure 3.22 : Ebullitions de sable au Comté de Nantou (à gauche) et de Zhanghua (à droite) en Taiwan (d'après Dr Hsein, 2002).



Figure 3.23 : Ebullition de sable dans un quartier résidentiel au Comté de Zhanghua (d'après Dr Hsein, 2002).



Figure 3.24 : Fissures considérables dans le sol à Nantou (d'après Dr Hsein, 2002).

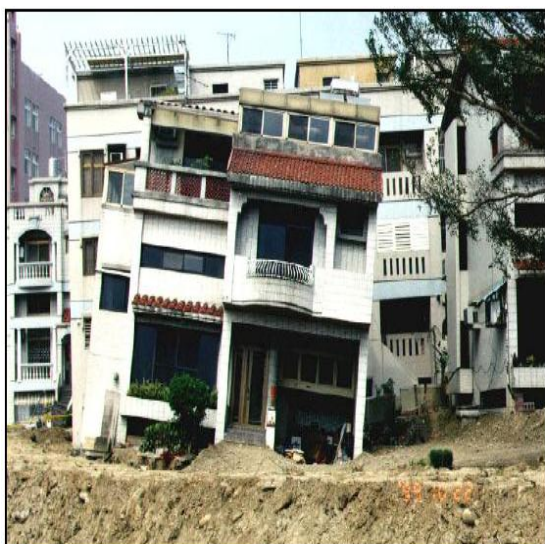


Figure 3.25 : Endommagement de bâtisses dû à la liquéfaction en Taiwan (d'après Dr Hsein, 2002).



Figure 3.26 : Dommages dus à l'épandage latéral du sol en place (d'après Dr Hsein, 2002).



Figure 3.27 : Bâtiments renversés à TAIWAN en 1999 (d'après Boua Bilal et Boudrouaz Djamel Eddine 2007)

3.4.6 Adapazari, Turquie (1999)

Le séisme d'Adapazari, Turquie (1999) de magnitude 7,5 sur l'échelle de Richter (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).



Figure 3.28 : Ebullition de sable en Turquie 1999 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).



Figure 3.29 : Poinçonnement de la fondation sous la liquéfaction sisme Turquie 1999 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008)



Figure 3.30 : Renversement d'une structure sous l'effet de la liquéfaction sisme Turquie 1999 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).

3.4.7 Boumerdes, Algérie (2003)

Le nord de l'Algérie est situé le long de la frontière entre les plaques Eurasia et Africa qui est une région sismique très active. Le séisme du 21 Mai 2003 à Boumerdes a été localisé le long de la marge nordique de l'Atlas Tellien.

La faille de Zemmouri qui n'était pas connue auparavant était la source de ce séisme qui a causé des dommages significatifs dans la région entre Dellys et Alger. Le CRAAG (the Center of Research in Astrophysics, Astronomy and Geophysics) a localisé l'épicentre des secousses dans la mer Méditerranéenne. La magnitude locale était de 6.8 sur l'échelle de Richter, (D'après le EERI Earthquake Engineering Research Institute, Avril 2003)

Des fractures de la surface du sol ont été observées dans les régions épacentrales : la région de Corso, le port de Zemmouri et près de Dellys. Une grande partie du secteur côtier est constituée de larges plaines alluviales liées du côté sud à la ceinture de l'Atlas par des roches métamorphiques et le niveau de la nappe phréatique est généralement profond.

Bien qu'il soit probable que les insuffisances structurales aient été la cause principale des dommages, les sols sableux de Ben Mered se sont liquéfiés dans les espaces de la nappe phréatique peu profonde ce qui a également contribué aux dommages dans cette région.

La liquéfaction et les épandages latéraux étaient présents dans les secteurs près de la rivière d'Isser et dans les gisements étendus de sable de plage. Des ébullitions de sable et des épandages latéraux dans le sol ont été observées près du pont traversant la rivière d'Isser (voir figure 3.31).



Figure 3.31 : *Ebullitions de sable dues à la liquéfaction près de la rivière d'Isser (D'après le EERI, 2003, cité par HADDADENE Nacima 2008).*

La liquéfaction due à l'épandage latéral près de la rivière d'Isser est illustrée par la figure (3.32).



Figure 3.32 : *Liquéfaction due à l'épandage latéral (D'après le EERI, 2003, cité par HADDADENE Nacima 2008)*

A gauche : liquéfaction des bords de la rivière d'Isser;

A droite : fissuration du sol aux bords de la rivière d'Isser.

Près de la ville de Zemmouri, plusieurs sites se sont liquéfiés (voir figure 3.33).



Figure 3.33 : *Liquéfaction près de la ville de Zemmouri (ébullitions de sable). (D'après le EERI, 2003, cité par HADDADENE Nacima 2008).*

3.4.8 Christchurch, New Zealand (2011)

Le séisme de Christchurch (22 Février 2011) était d'une magnitude 6.3, le tremblement de terre qui a frappé la région de Canterbury en New Zealand, le séisme a été centré sur deux

kilomètres à l'ouest de la ville de Lyttelton, et 10 km au sud-est du centre de Christchurch. Il s'ensuit près de six mois après le tremblement de terre de Canterbury de magnitude 7.1 (4 Septembre 2010), qui a causé des dommages importants à Christchurch et la région centrale de Canterbury.

Le séisme a provoqué des dommages étendus dans Christchurch, en particulier dans le centre-ville et des faubourgs de l'Est, avec des dégâts aggravés par les bâtiments et les infrastructures déjà affaiblies par le tremblement de terre de 4 Septembre 2010. Une liquéfaction significative affecte la banlieue Est.



Figure 3.34 : Une camionnette qui malheureusement conduit dans un trou causé par la liquéfaction, du Nord de New Brighton, lors du séisme de Christchurch (2011)



Figure 3.35 : Un véhicule enlisé dans la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011)



Figure 3.36 : *Ebullitions de sable dues à la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011)*

Conclusion

Afin de comprendre le phénomène de la liquéfaction il est nécessaire de connaître les conditions qui existent dans le sol avant le séisme, tel que ce dernier est un ensemble de particules, que chacune est en contact avec un nombre de particules voisines. Ainsi le poids de ces particules produit les forces de contact qui fixent chaque particule en place et donne au sol sa rigidité.

La liquéfaction se produit lorsque la structure d'un sable lâche saturé rompe sous l'effet de chargement rapide, par conséquent les particules tendent à se mouvoir pour constituer une configuration plus dense.

Lors d'un séisme l'eau interstitielle n'aura pas assez de temps pour s'évacuer, ce qui augmente la pression de l'eau dans ce sol, ainsi cette dernière tend à réduire la force de contact entre les particules du sol. Donc si la pression interstitielle devient tellement grande que les particules finissent par perdre contact entre elle, le sol aurait une très faible rigidité donc il ne se comporte plus comme un sol mais comme un liquide.

Au vue de toutes les conséquences qu'engendre ce problème il est nécessaire d'évaluer la résistance à la liquéfaction des sols.

CHAPITRE 4 :

MODELISATION ET ANALYSE DE LA STABILITE STATIQUE D'UNE PENTE CONSTITUEE PAR UN SOL GRANULAIRE

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 de la loi de comportement des sols. Ces modèles, reposant sur des approches élastiques non-linéaires ou sur des approches élastoplastiques, permettant 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 FLAC2D est utilisé dans cette étude, il est fondé sur ces principes et il est connu pour avoir donné par ailleurs des résultats satisfaisants. Son choix a été motivé par sa disponibilité et sa souplesse, ainsi que par sa performance du fait qu'il se prête bien aux objectifs fixés pour l'analyse de la stabilité statique et dynamique des pentes.

Dans un premier temps, une étude de stabilité statique puis de stabilité dynamique de pente a été menée sur modèle de référence de configurations géologique et topographique volontairement simples dans l'objectif de définir l'influence de certains paramètres sur la stabilité d'une pente constituée par un sol granulaire (sable) et ses caractéristiques.

La relative simplicité du modèle étudié a permis de réaliser une étude paramétrique sur de multiples paramètres géotechniques et géométriques à savoir l'angle de frottement interne, la fluctuation de la nappe, l'angle de pente, la finesse du maillage et la surcharge de versant.

4.1 Modélisation avec Flac 2D

La version FLAC6 (Fast Lagrangian Analysis of Continua) est utilisée dans cette étude pour analyser la stabilité des pentes choisies. FLAC6 a été développé par ITASCA Consulting Group Inc. Et il est décrit comme un programme en différence finie qui utilise l'analyse Lagrangienne.

Le maillage employé pour l'analyse statique est présenté pour chaque cas d'étude. FLAC permet d'effectuer une analyse en deux dimensions en utilisant différents types de comportement. Dans ce cas d'étude, on a choisi de considérer un comportement élastique parfaitement plastique avec critère de rupture de Mohr-Coulomb. Le calcul statique est effectué en deux parties. Le sol est d'abord considéré élastique, en considérant des valeurs importantes de C et de ϕ , afin de générer les pressions normales dans le sol (consolidation). Ensuite, les bonnes valeurs de C et de ϕ sont introduites et l'équilibre est réévalué de nouveau. Si les contraintes pour un élément donné sont situées à l'intérieur de l'enveloppe de rupture, l'élément est considéré comme étant encore dans le domaine élastique. Si toutefois, les contraintes se retrouvent à l'extérieur de l'enveloppe, l'élément est considéré dans ce temps comme étant plastifié et l'équilibre est réévalué en réajustant ces contraintes à l'enveloppe de rupture. Autrement, il y a un transfert de contraintes aux éléments ayant dépassés la limite élastique. La rupture globale se produit lorsqu'il y a suffisamment d'éléments plastifiés pour conduire au développement du mécanisme de rupture.

4.2 Établissement d'un modèle de calcul de référence

4.2.1 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), d'une hauteur de 24 m et d'une largeur de 100 m à la base.

L'écoulement étant supposé inexistant, la nappe éventuellement présentée est de type Hydrostatique. 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 rectangulaires, la figure 4.1 présente la configuration générale de ce modèle géométrique et sur la base les conditions aux limites suivantes :

- ✓ Le modèle est entièrement fixé à la base ($u_x = u_y = 0$).
- ✓ Les 2 plans verticaux correspondants $x = 0$ et $x = 100\text{m}$ sont fixés dans le sens des x ($u_x = 0$)

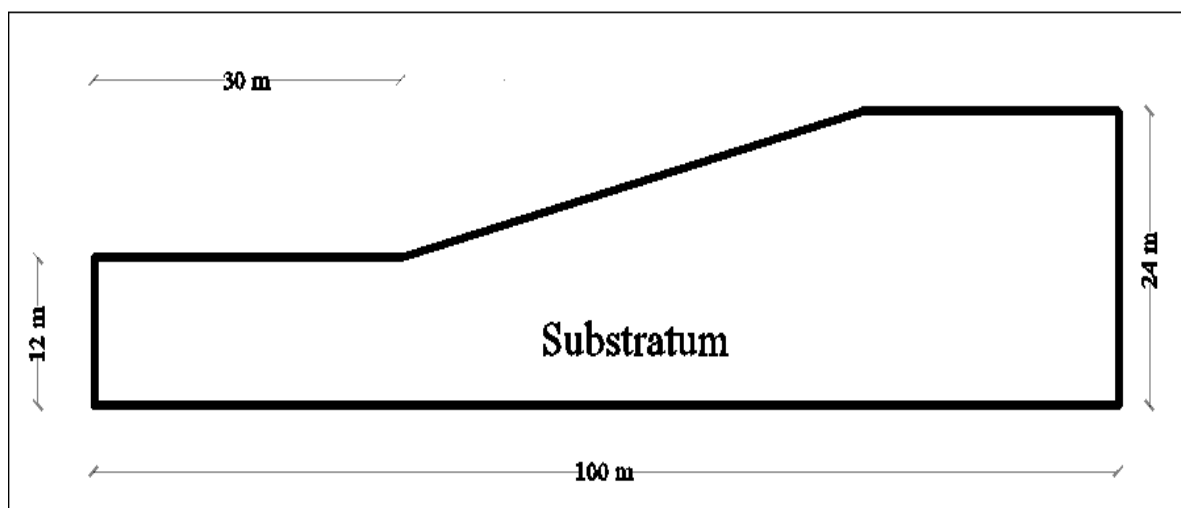


Figure 4.1 : géométrie du modèle

4.2.2 Les conditions initiales

Les conditions initiales sont définies par le logiciel, les pressions interstitielles dans le cas d'une présence d'une nappe phréatique ainsi que les contraintes effectives initiales sont générées automatiquement.

4.2.3 Définition des données

Pour que le logiciel FLAC2D puisse exécuter les calculs correctement, il faut lui saisir toute les données du projet suivantes :

- **Les données géotechniques :**

Une fois la géométrie du modèle de référence définie, on introduit les données du matériau utilisée dans cette étude ; celle d'un sable. Les caractéristiques géotechniques spécifiques aux calculs sont regroupées dans le tableau 4.1.

Module de compressibilité volumique (Pa)	Module de cisaillement (Pa)	Poids volumique sec (γ_d) kN/m ³	Cohésion kN/m ²	Dilatance $\psi(^{\circ})$	Angle de frottement interne $\Phi (^{\circ})$	Porosité (μ)	Perméabilité K (m/s)
6.66E8	4.0E8	1800	0	0	28	0.3	10E-4

Tableau 4.1 : données géotechniques du modèle

4.2.4 Contexte de l'étude

L'analyse de la stabilité statique a été effectuée avec une forte cohésion de 10^{10} Pa et un l'angle de frottement interne ϕ de 48° afin d'établir les contraintes initiales dans le sol. Comme il l'a été déjà mentionné dans la partie bibliographique, les critères géotechniques et géométriques influencent sur la stabilité des pentes. Dans ce contexte, cette étude est consacrée à investiguer l'effet de certains paramètres sur la stabilité d'une pente constituée par un sol pulvérulent. Cinq combinaisons de calcul ont été envisagées :

- L'effet de la présence d'une nappe à des niveaux différents
- L'effet de l'angle de la pente
- L'effet de l'angle de frottement
- L'effet de la surcharge

4.3 Méthode d'évaluation du facteur de sécurité dans Flac

En principe, la méthode des différences finies ne permet pas d'avoir accès à un facteur de sécurité globale de l'ouvrage. Toutefois un nouveau concept est utilisé dans cette étude pour permettre la détermination d'un facteur de sécurité équivalent qui permet de savoir si l'ouvrage est sécuritaire. Le principe d'évaluation de ce facteur est différent de celui d'une analyse classique par une méthode d'équilibre limite (Bishop, etc.). En fait, puisque l'ouvrage est modélisé par différences finies, l'idée est de déterminer les déplacements maximums selon l'axe x pour différents systèmes de sols dont les propriétés (C et ϕ) sont celles de l'ouvrage original, divisé par différents facteurs de réduction considéré équivalent au facteur de sécurité F_s . (C/F_s et $\tan(\phi)/F_s$). Ainsi, le facteur qui permet d'avoir une variation importante du déplacement selon l'axe des x correspond théoriquement au facteur de sécurité recherché. La figure 4.2 montre un exemple de courbe de déplacement d'un ouvrage suivant l'axe des x (horizontal) en fonction des facteurs de pondération ou de réduction des propriétés (C et ϕ) du sol. Une valeur de F_s égale à 1 correspond à l'ouvrage original. Il est possible de voir que lorsque les propriétés du sol ont été divisées par un facteur de (1.5), l'ouvrage s'est déplacé de façon beaucoup plus importante qu'à une valeur de F_s de (1.4). Le facteur de sécurité est donc dans ce cas égal à environ (1.4). Il faut toutefois indiquer que l'analyse est effectuée à l'équilibre limite et que toute déformation au-delà de la limite élastique du modèle peut être considérée comme imprécise du fait que la perte de résistance du sol n'est pas considérée.

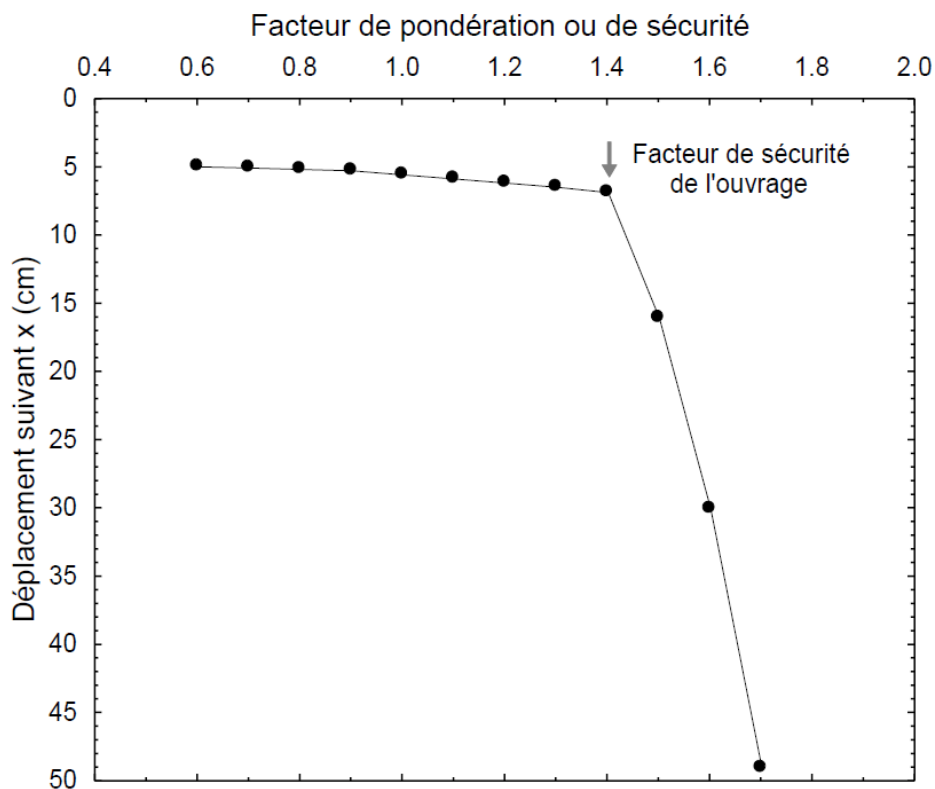


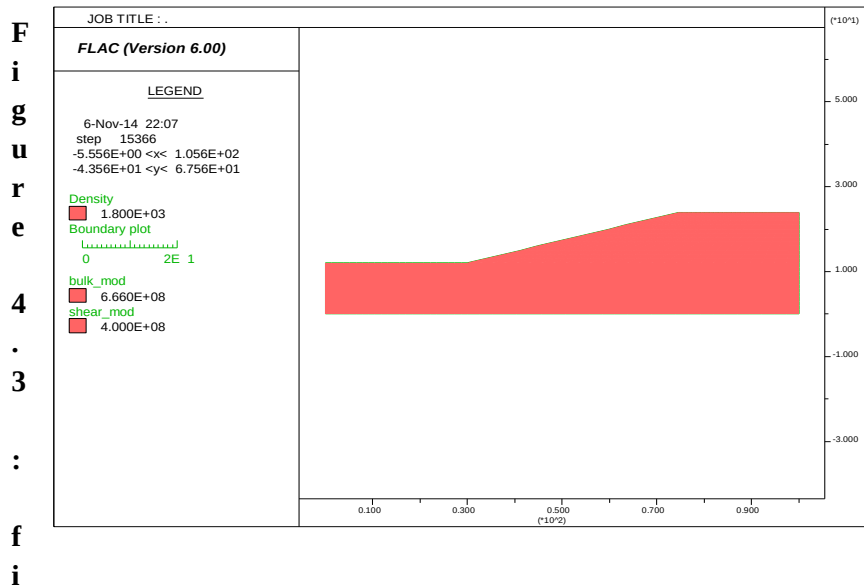
Figure 4.2 : Illustration de la méthode d'évaluation du facteur de sécurité

4.4 Présentation des résultats de calculs par cas d'étude

Cas 1 : effet de la présence d'une nappe phréatique et de son niveau

Cet exemple a été considéré pour examiner l'influence de la nappe phréatique et de son niveau. La valeur du coefficient de sécurité contre la rupture statique est discutée. Il s'agit d'une pente d'un angle $\alpha=15^\circ$, avec une variation de la nappe phréatique à des niveaux différents ($h_w=18\text{ m}, 20\text{ m}, 24\text{ m}$). Une fois la nappe phréatique et la distribution des pressions poreuses sont établies, la réponse mécanique du modèle est recherchée.

➤ Pente à sec



gure 4.3 : Présentation des propriétés du sol

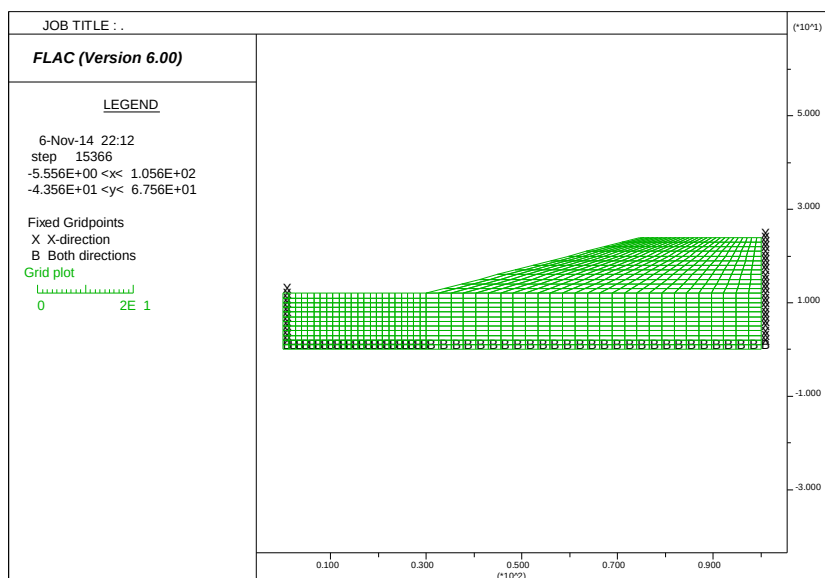


Figure 4.4 : Présentation du maillage et des conditions aux limites

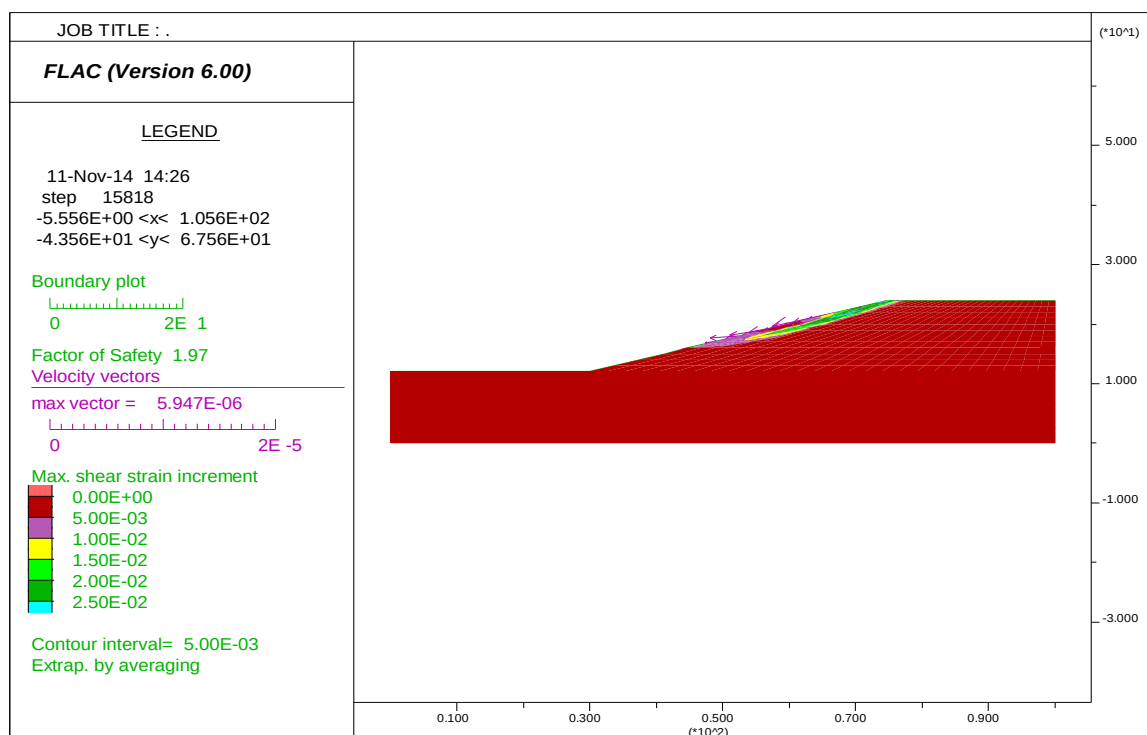


Figure 4.5 : Contour des déformations de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

- **La nappe phréatique est à (18m)**

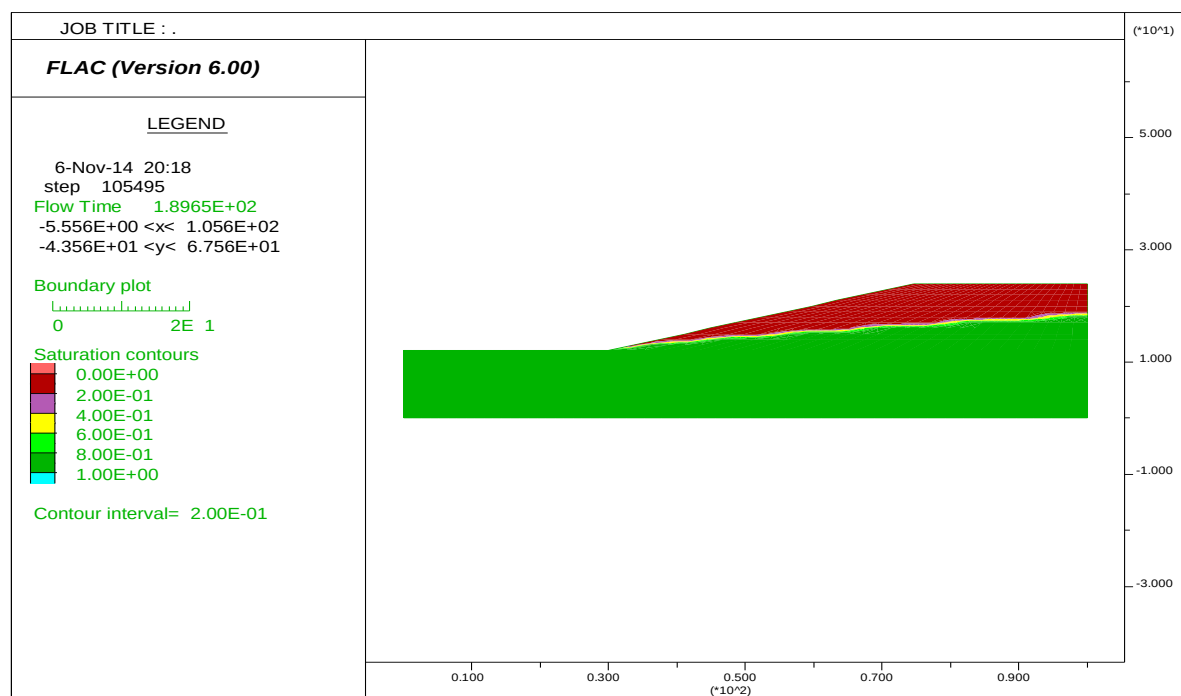


Figure 4.6 : Position de la nappe phréatique

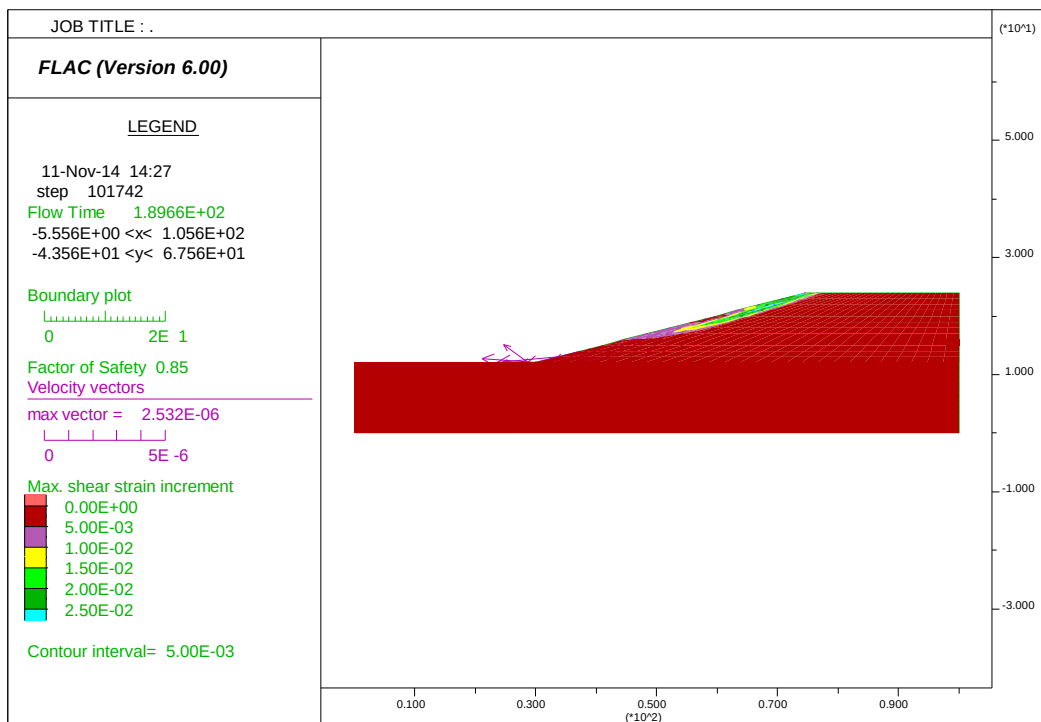


Figure 4.7 : Contour de déformation de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

- La nappe phréatique est à (20m)

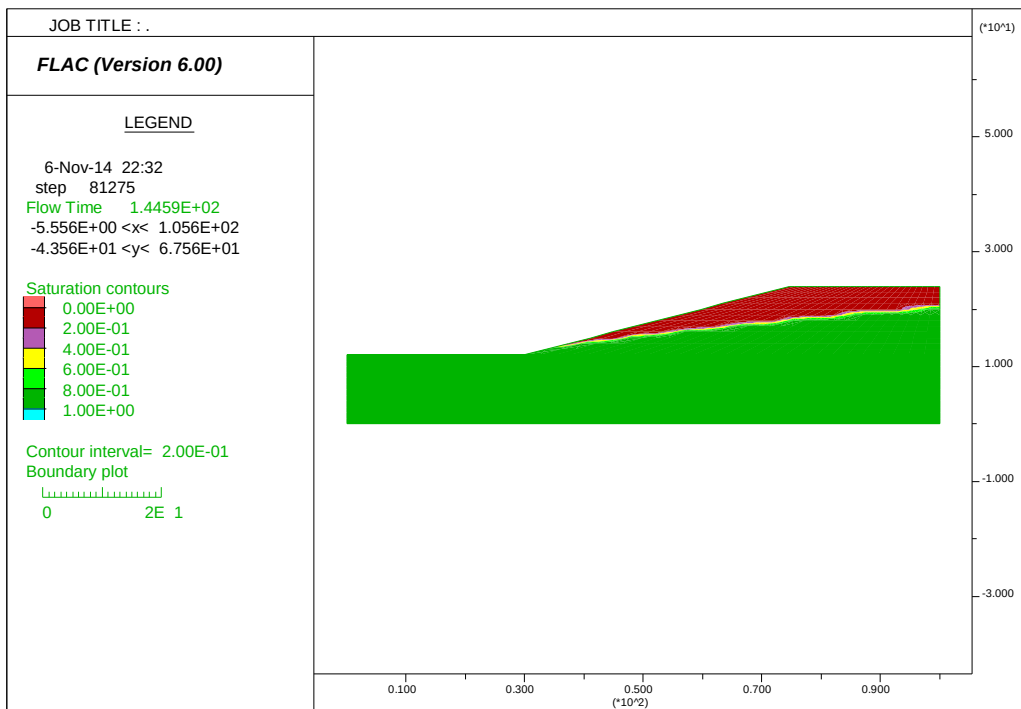


Figure 4.8 : Position de la nappe phréatique

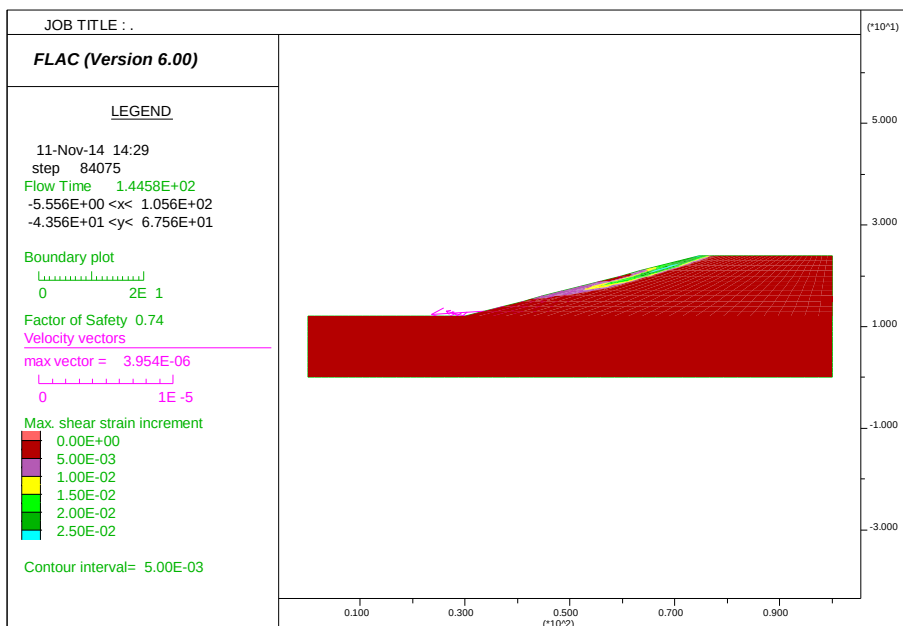


Figure 4.9 : Contour de déformation de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

- **La nappe phréatique est en surface (24m)**

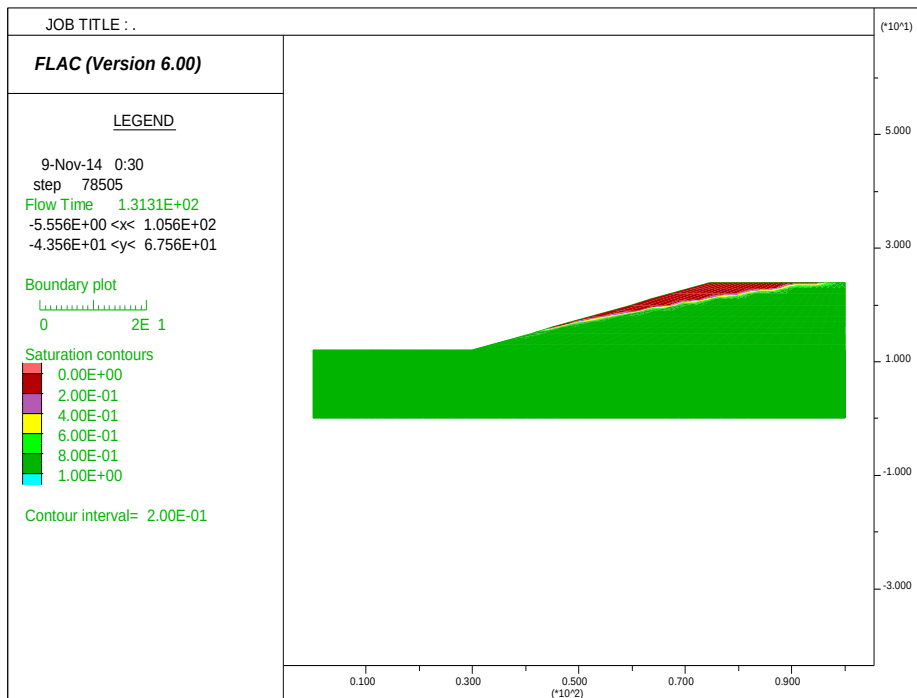


Figure 4.10 : Position de la nappe phréatique

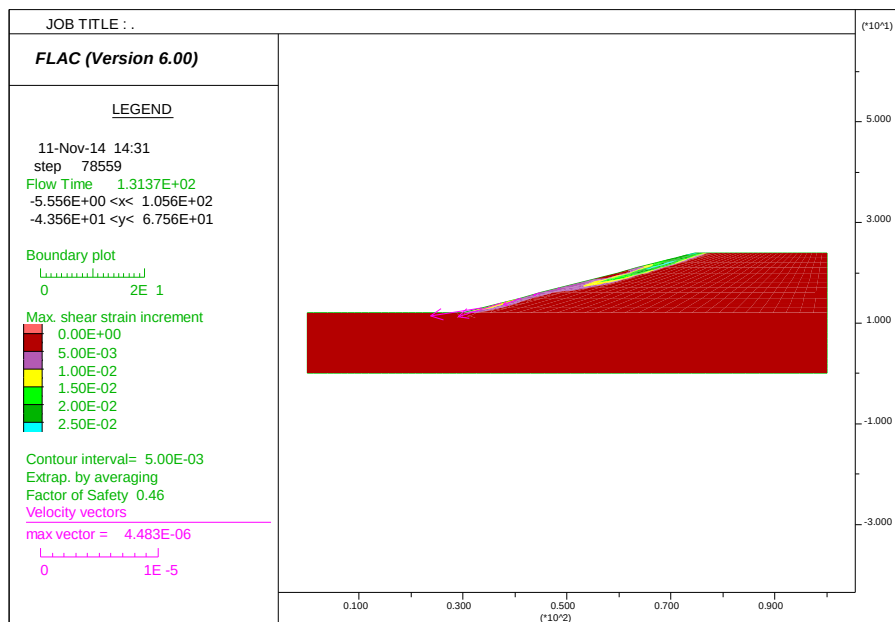


Figure 4.11 : Contour de déformation de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

Discussion des résultats :

Sur les figure 4.5 ; 4.7 ; 4.9 ; 4.11, le tracé du contour des déformations du cisaillement permet de montrer la forme du plan de rupture éventuelle, par contre, le tracé du vecteur vitesse indique la manière avec laquelle les mouvements sont enclenchés et la rupture est initiée. Nous constatons que la surface de concentration des déformations de cisaillement s'apparente à une surface plane, située sur la partie haute de la pente à l'état sec avec un coefficient de sécurité de 1.97. En présence d'une nappe phréatique à des niveaux différents, cette surface a tendance à évoluer vers le pied de la pente et avec des coefficients de sécurité qui évoluent dans le sens de l'instabilité. On dénote une valeur de 0.46 pour le cas d'une nappe phréatique en surface.

Cas 2 : effet de l'angle de la pente

Ce deuxième cas correspond à une variation de l'angle de pente constituée par un sol dans un état sec. Cet exemple a été considéré pour examiner l'influence de l'angle de la pente sur la valeur du coefficient de sécurité contre la rupture statique.

✓ Pente $\alpha=10^\circ$

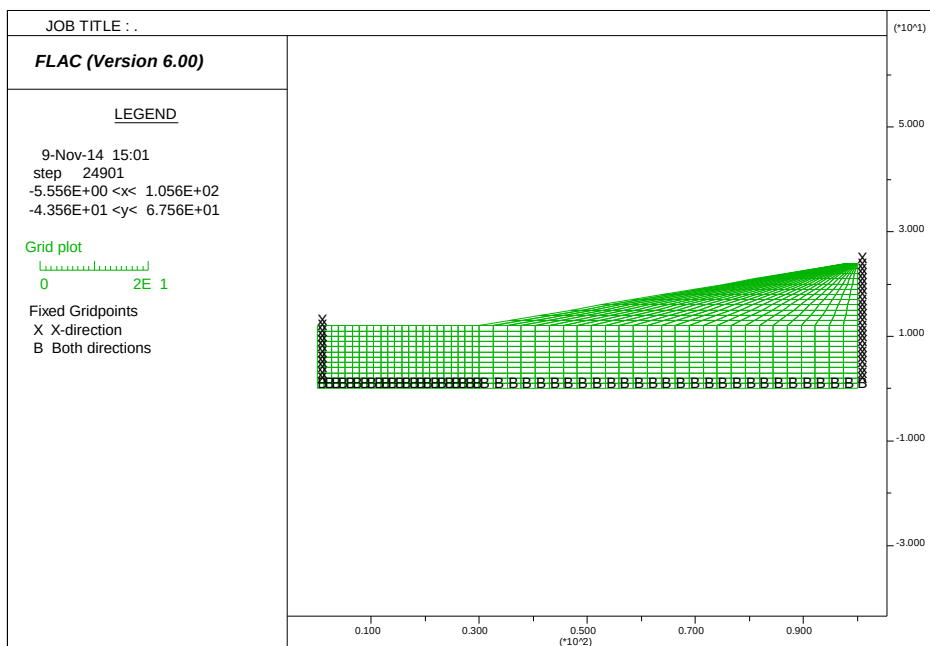


Figure 4.12 : Présentation du maillage et les conditions aux limites

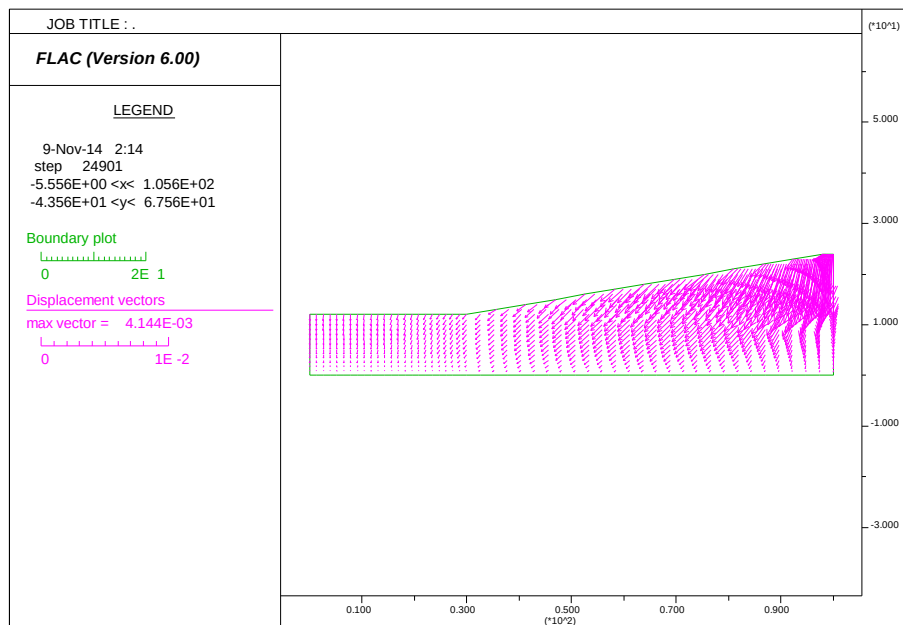


Figure 4.13 : Le vecteur déplacement pour une pente $\alpha=10^\circ$

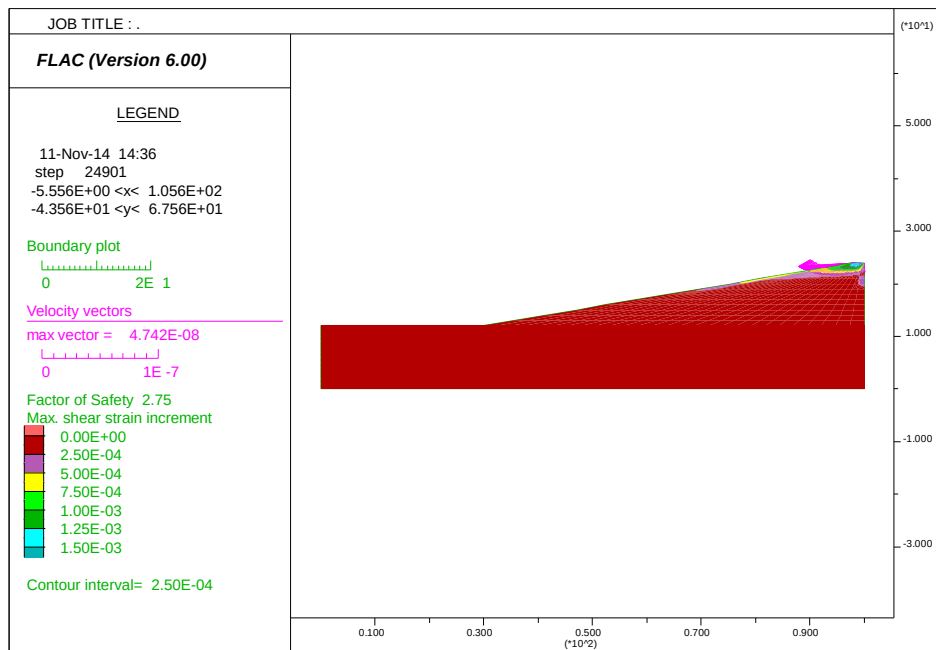


Figure 4.14 : Contour de déformation de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

✓ Pente $\alpha=15^\circ$

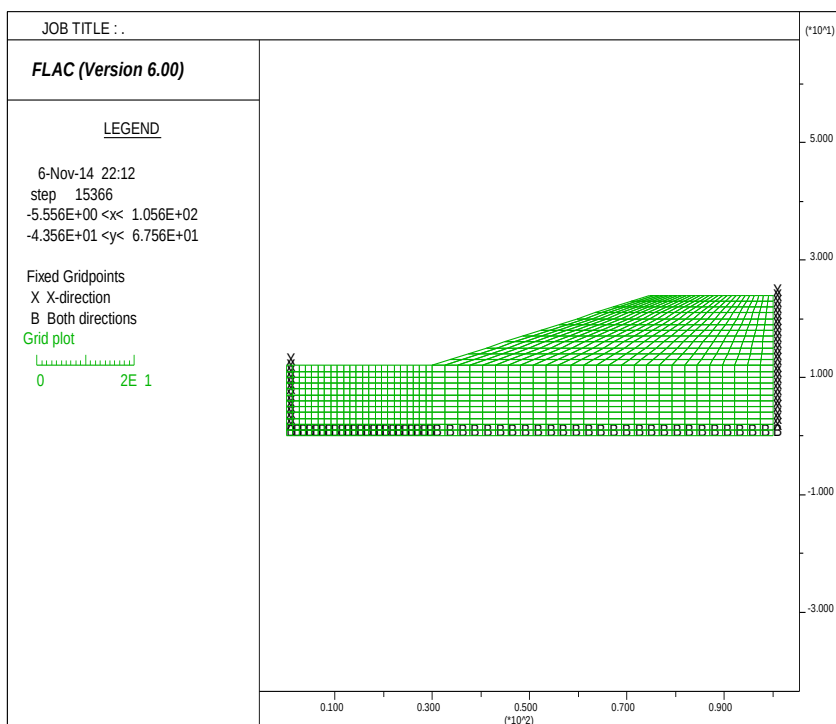


Figure 4.15 : Présentation du maillage et les conditions aux limites

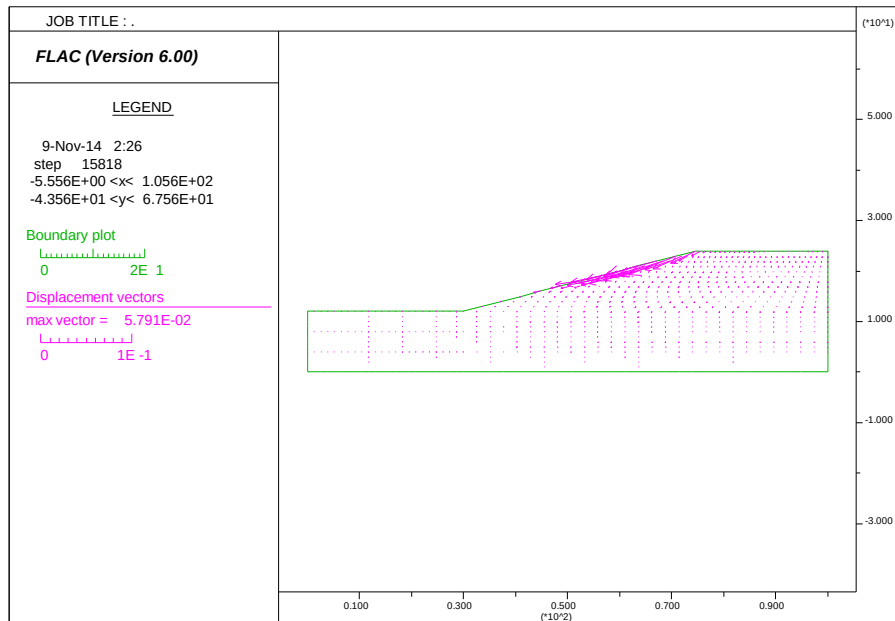


Figure 4.16 : Représentation du vecteur déplacement pour une pente $\alpha=15^\circ$

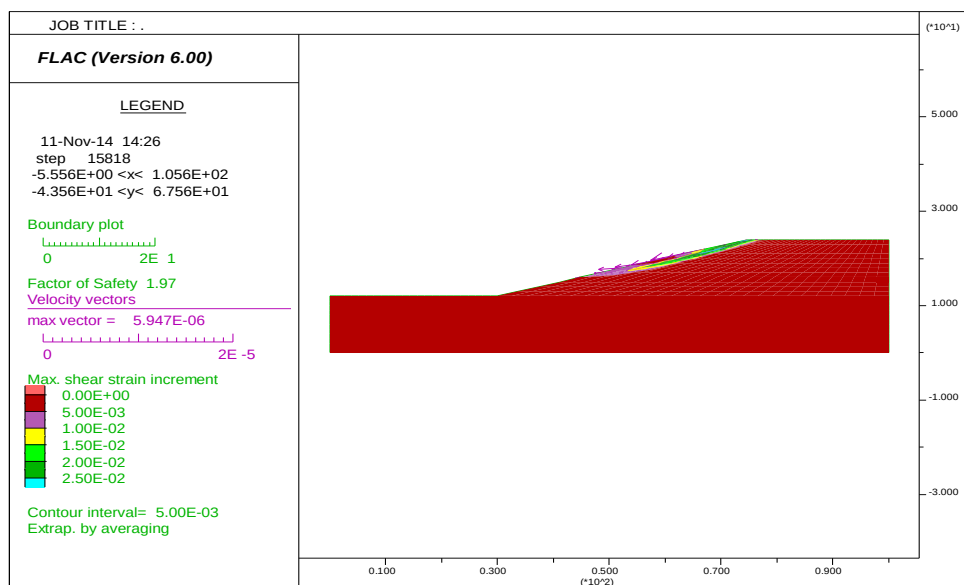


Figure 4.17 : Contour des déformations de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

✓ Pente $\alpha=20^\circ$

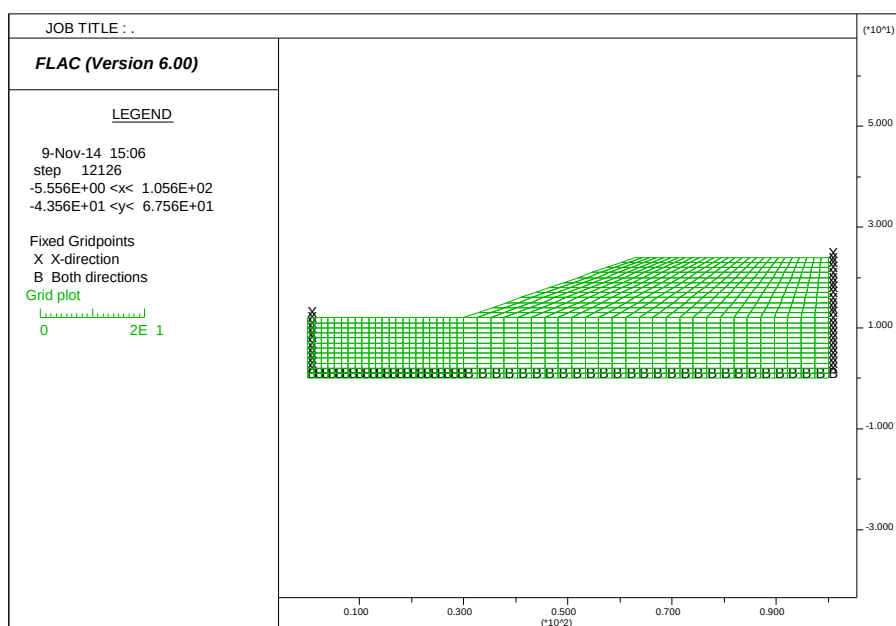


Figure 4.18 : Présentation du maillage et les conditions aux limites

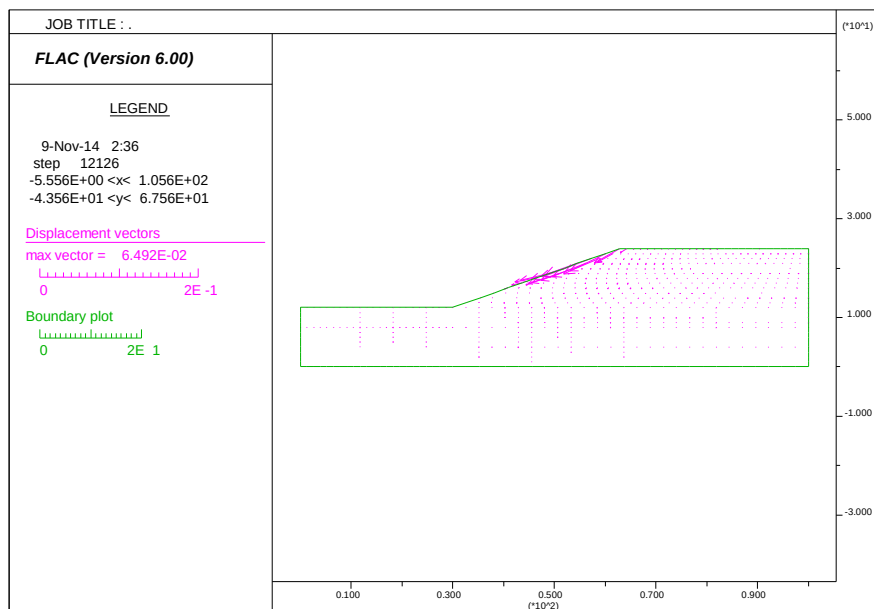


Figure 4.19 : Représentation du vecteur déplacement pour une pente $\alpha=20^\circ$

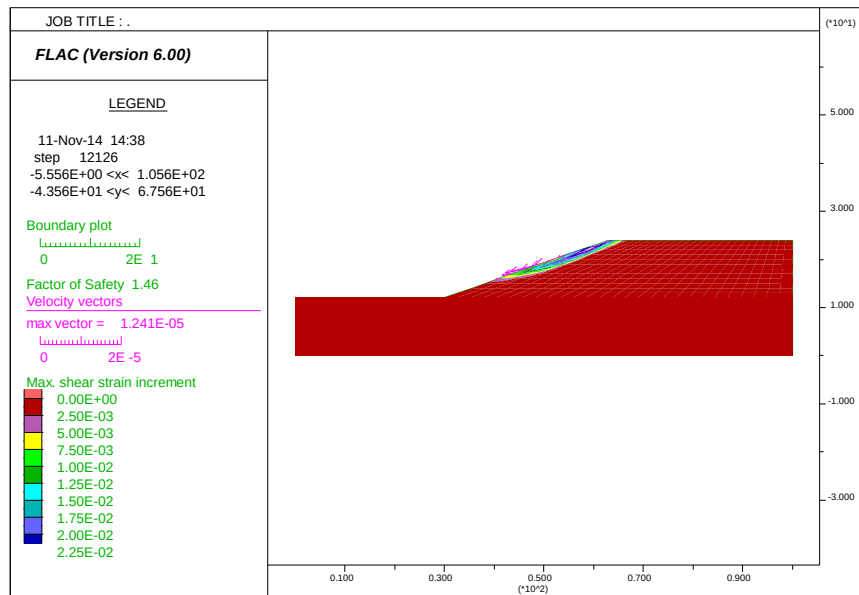


Figure 4.20 : Contour de déformation de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

✓ Pente $\alpha = 25^\circ$

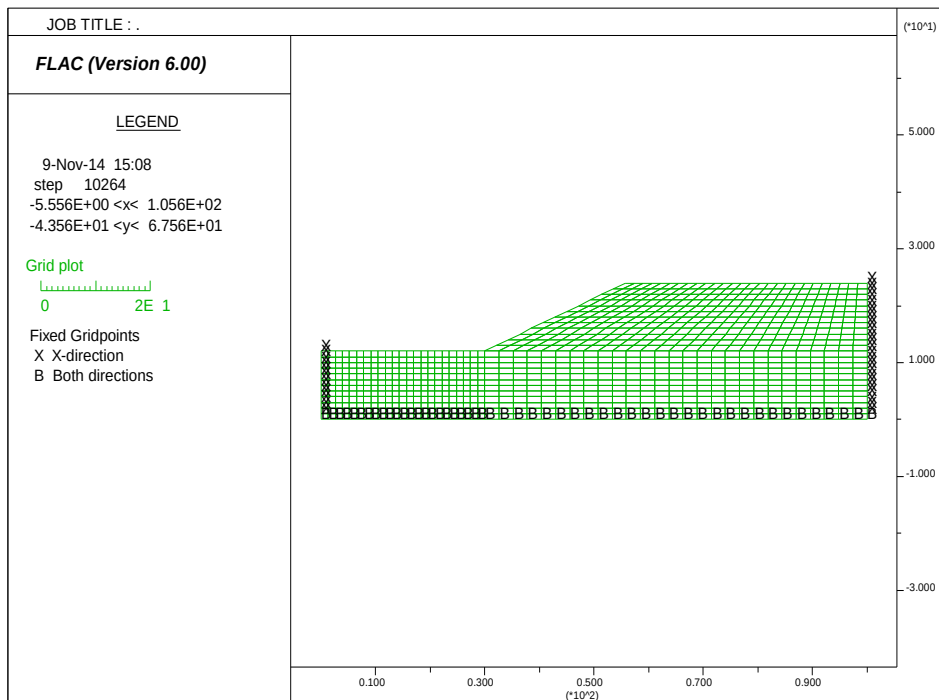


Figure 4.21 : Présentation du maillage et les conditions aux limites

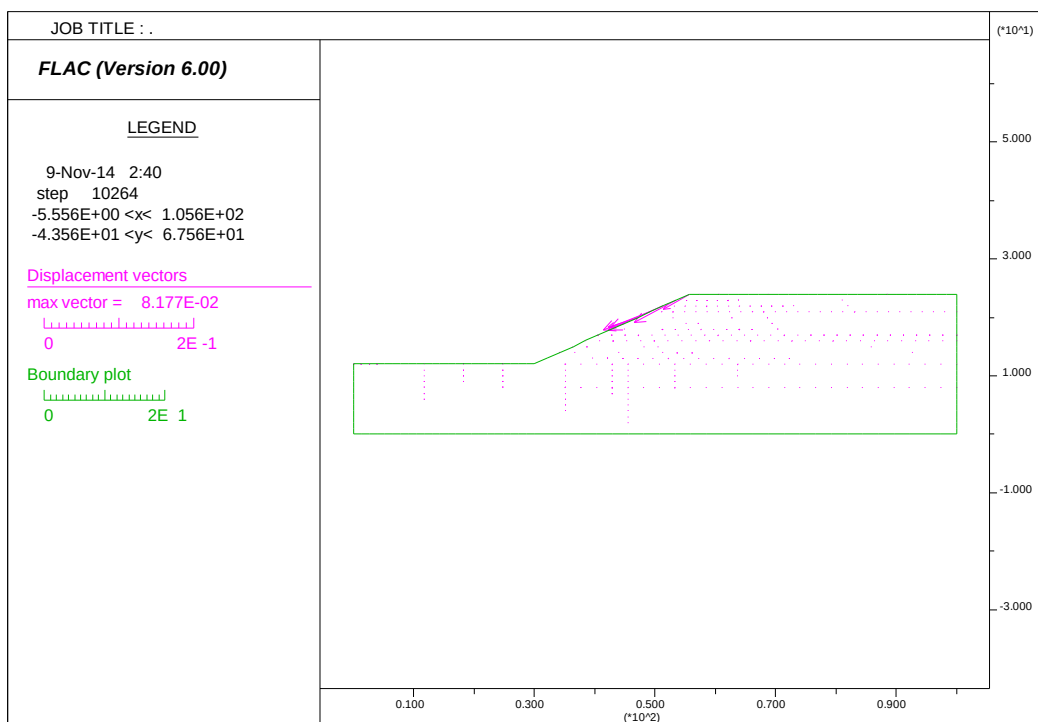


Figure 4.22 : Représentation du vecteur déplacement pour une pente $\alpha=25^\circ$

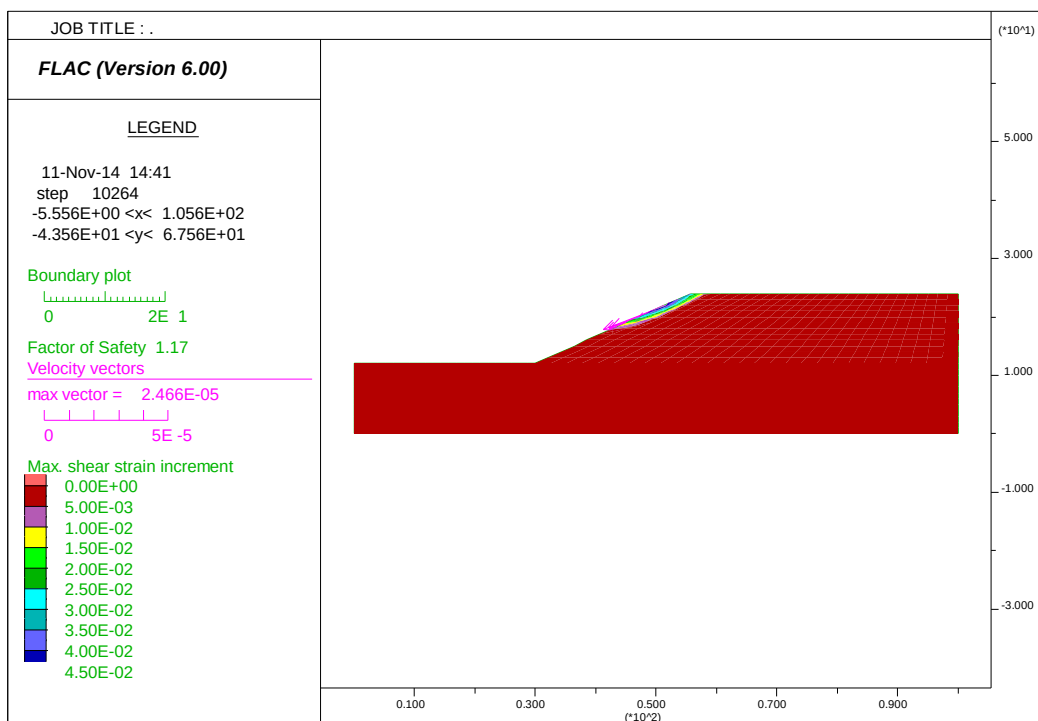


Figure 4.23 : Contour de déformation de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

Discussion des résultats :

A partir des résultats de calculs, nous remarquons que sous les conditions des angles de pentes progressifs qui restent nettement inférieurs à l'angle de frottement interne adopté pour le modèle (soient les angles 10° , 15° , et 20°), la pente reste stable avec des coefficients de sécurité relativement élevés. Pour l'angle de pente de 25° qui reste proche de $\varphi=28^\circ$, un coefficient de sécurité F_s inférieur 1.20 est atteint. Un déplacement maximum de 8 cm est enregistré pour ce dernier cas situé sur la partie haute de la pente.

Cas 3 : effet de l'angle de frottement

Ce troisième cas correspond à l'effet de la variation de l'angle de frottement interne du sol avec un angle $\alpha=15^\circ$ à l'état sec, sur le calcul du coefficient de sécurité contre la rupture statique.

✓ Pour l'angle de frottement interne $\varphi = 28^\circ$

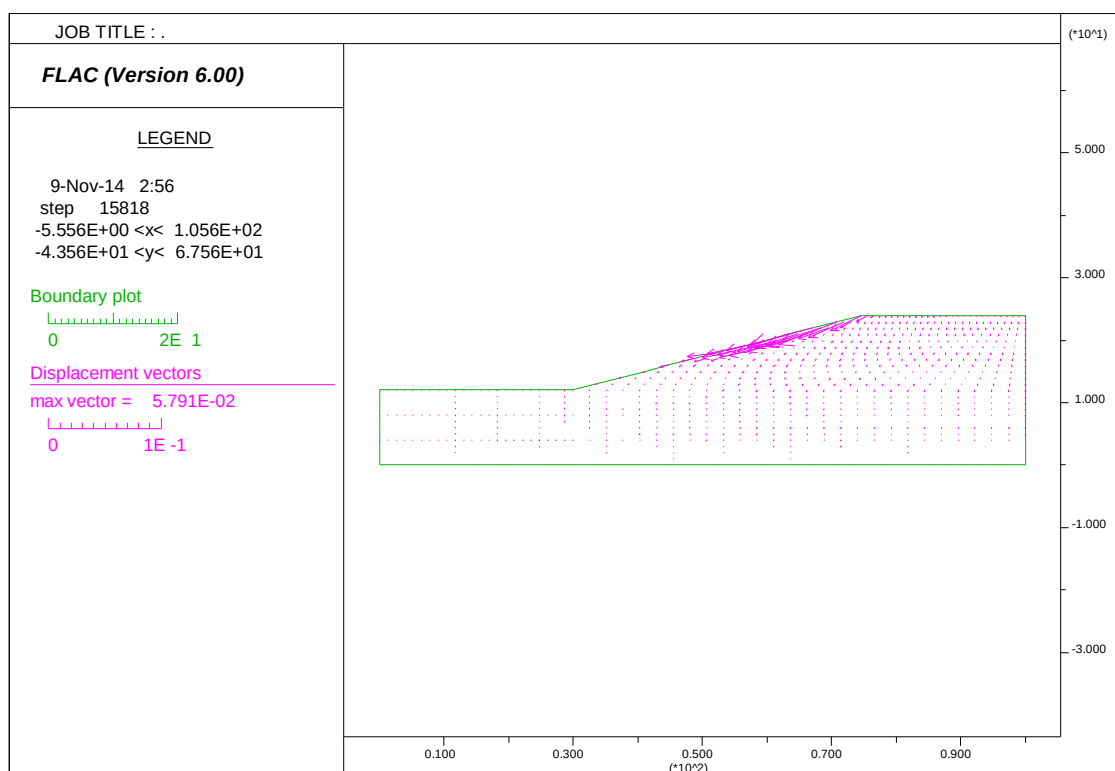


Figure 4.24 : Représentation de vecteur déplacement pour un angle $\varphi=28^\circ$

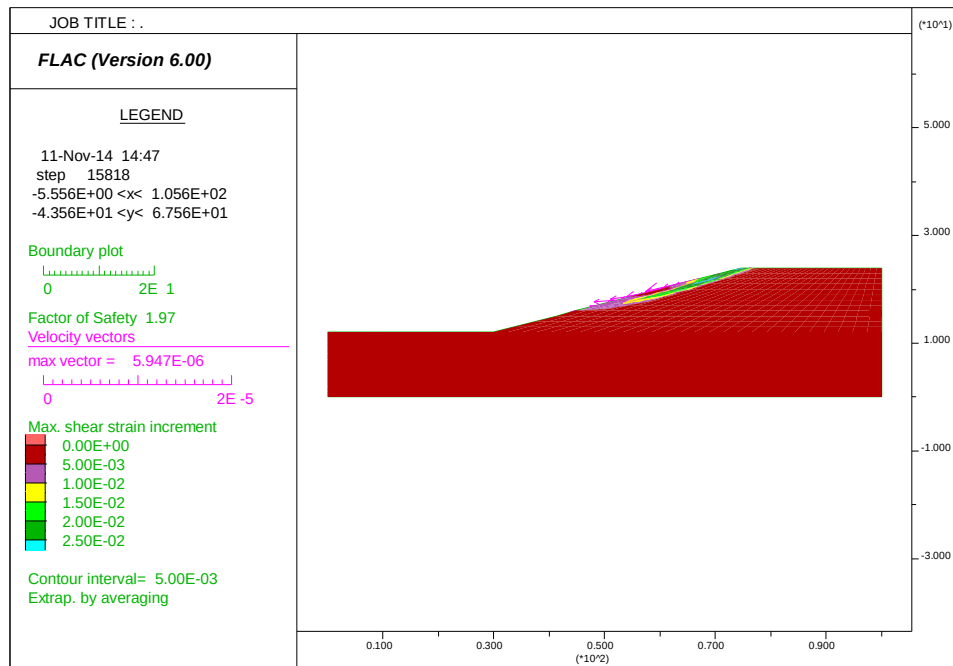


Figure 4.25 : Contour de déformation de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

✓ Pour l'angle de frottement interne $\varphi = 30^\circ$

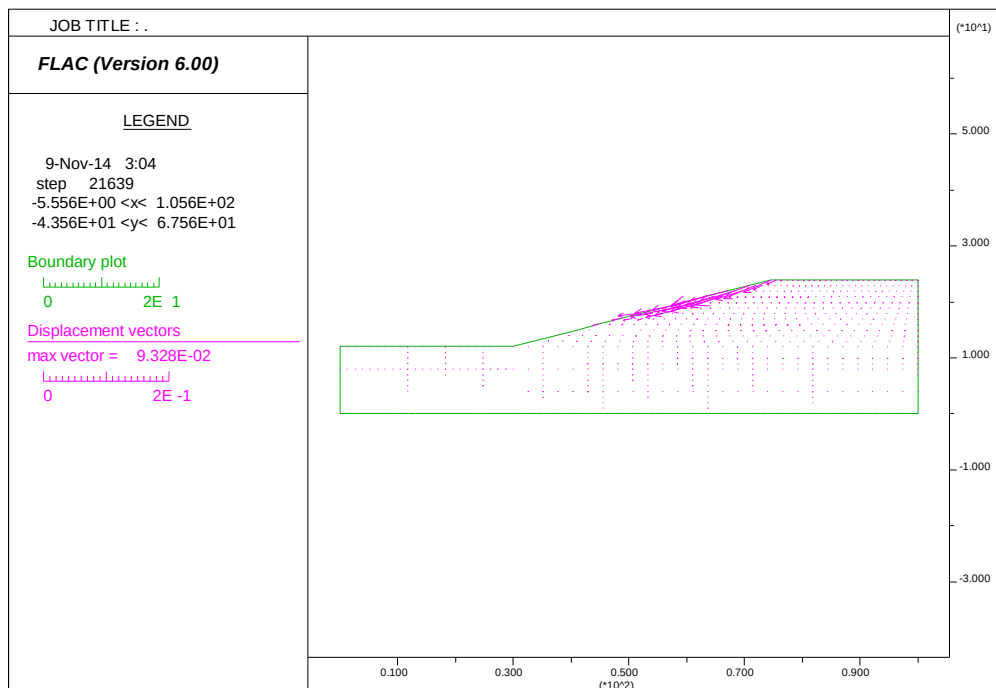


Figure 4.26 : Représentation du vecteur déplacement pour un angle $\varphi = 30^\circ$

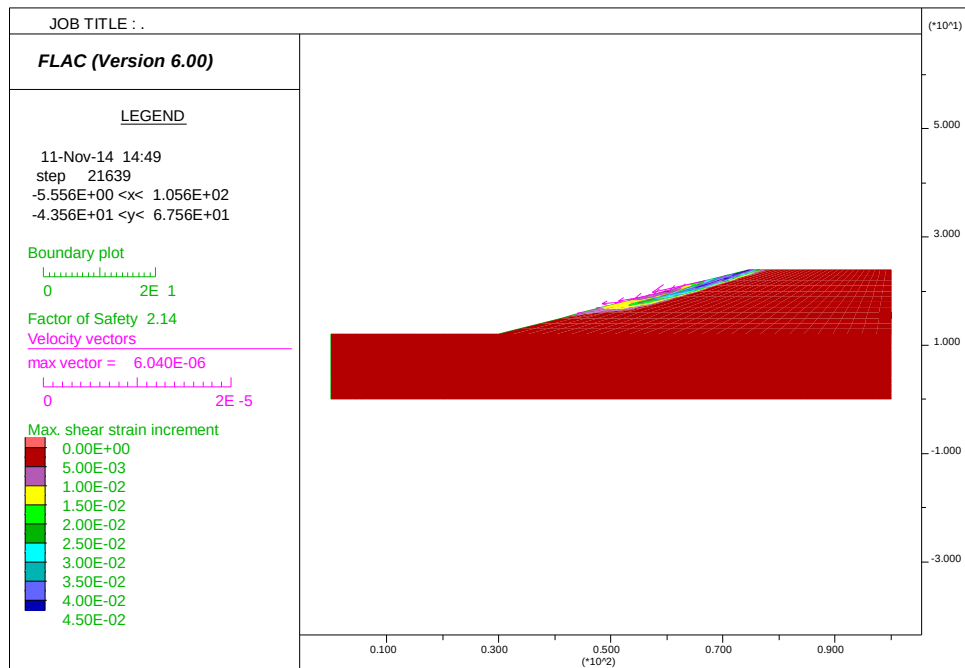


Figure 4.27 : Contour de déformation de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

✓ Pour l'angle de frottement interne $\phi = 35^\circ$

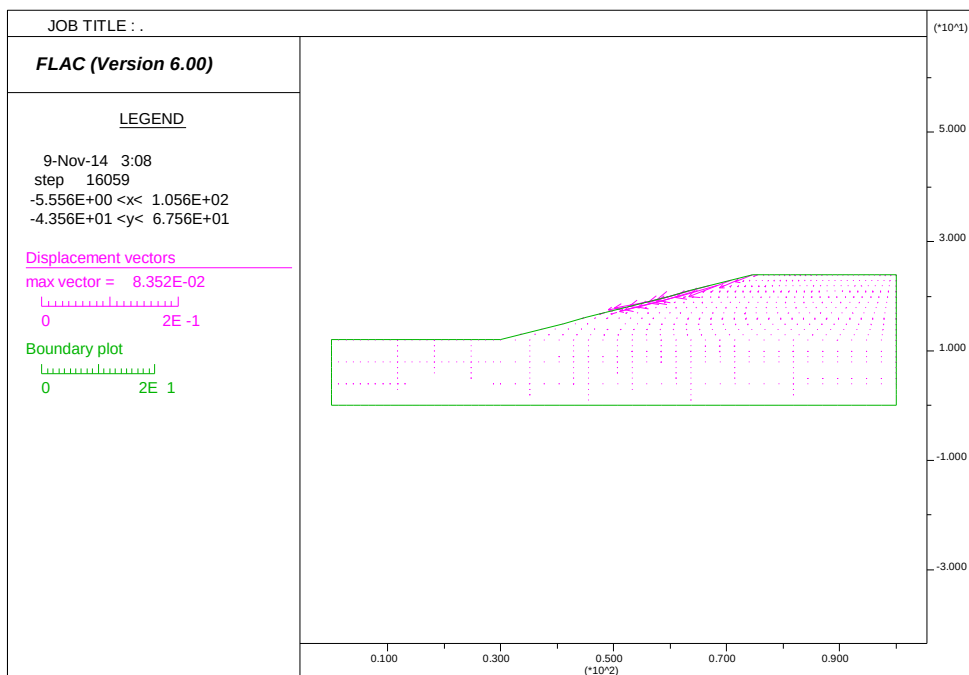


Figure 4.28 : Représentation du vecteur déplacement pour un angle $\phi = 35^\circ$

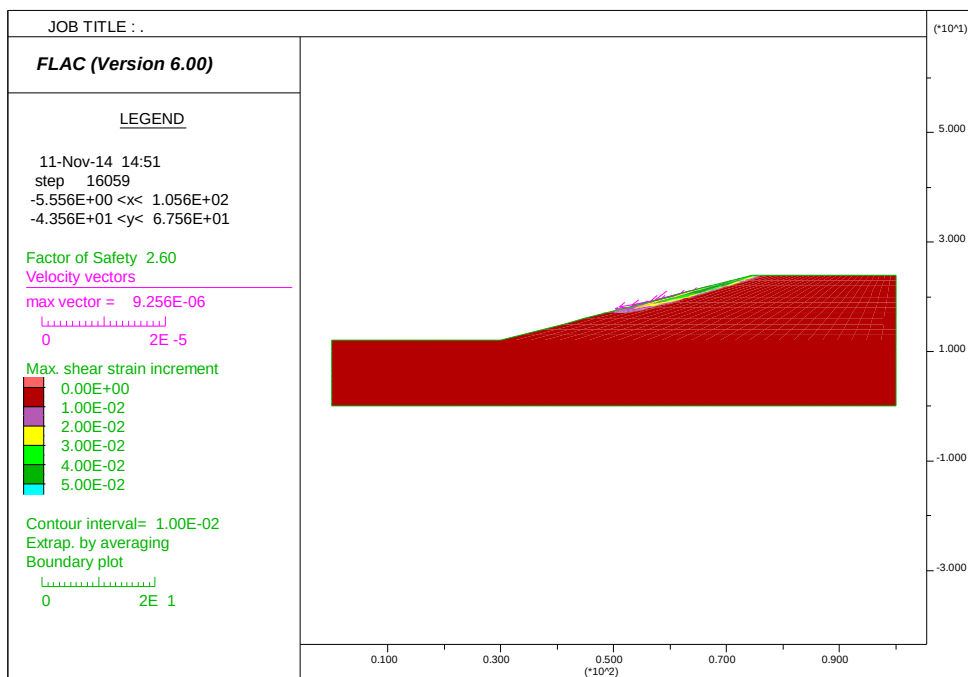


Figure 4.29 : Contour de déformation de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

✓ Pour l'angle frottement interne $\phi = 38^\circ$

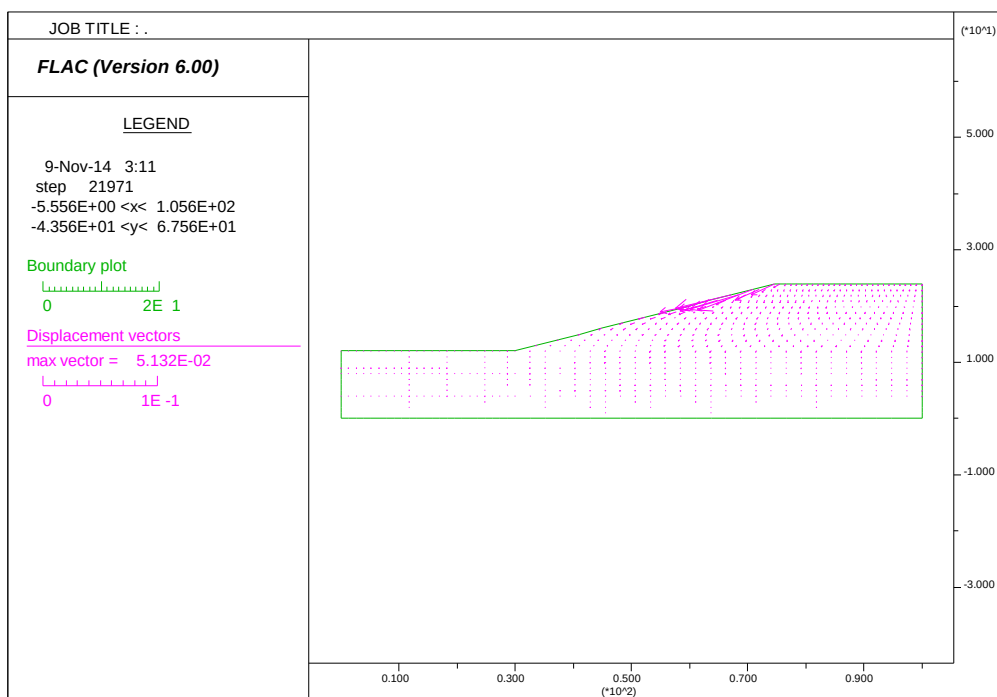


Figure 4.30 : Représentation du vecteur déplacement pour un angle $\phi = 38^\circ$

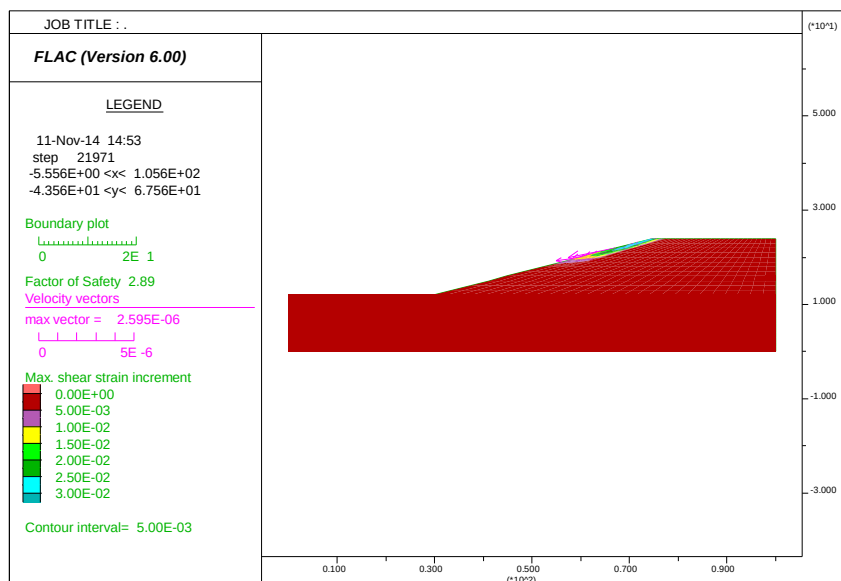


Figure 4.31 : Contour de déformation de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

Discussion des résultats :

Ce cas d'étude permet de conclure l'effet indéniable de la valeur de l'angle de frottement interne sur la stabilité de la pente constitué par un sol granulaire. Le coefficient de sécurité du talus augmente d'une manière significative avec l'angle ϕ pour atteindre une valeur de 2.89 pour $\phi=38^\circ$. On dénote aussi que les surfaces concernées par la concentration des déformations de cisaillement, qui peuvent devenir des plans de rupture sous d'autres conditions, apparaissent de plus en plus superficielles pour des valeurs supérieures des angles ϕ .

Cas 4 : effet de la surcharge

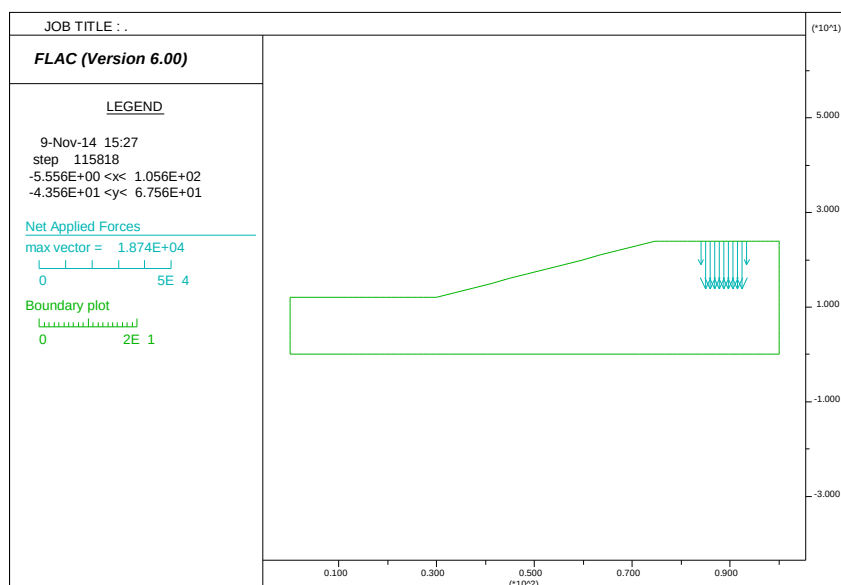


Figure 4.32 : Présentation de la surcharge appliquée = 20 000 Pa

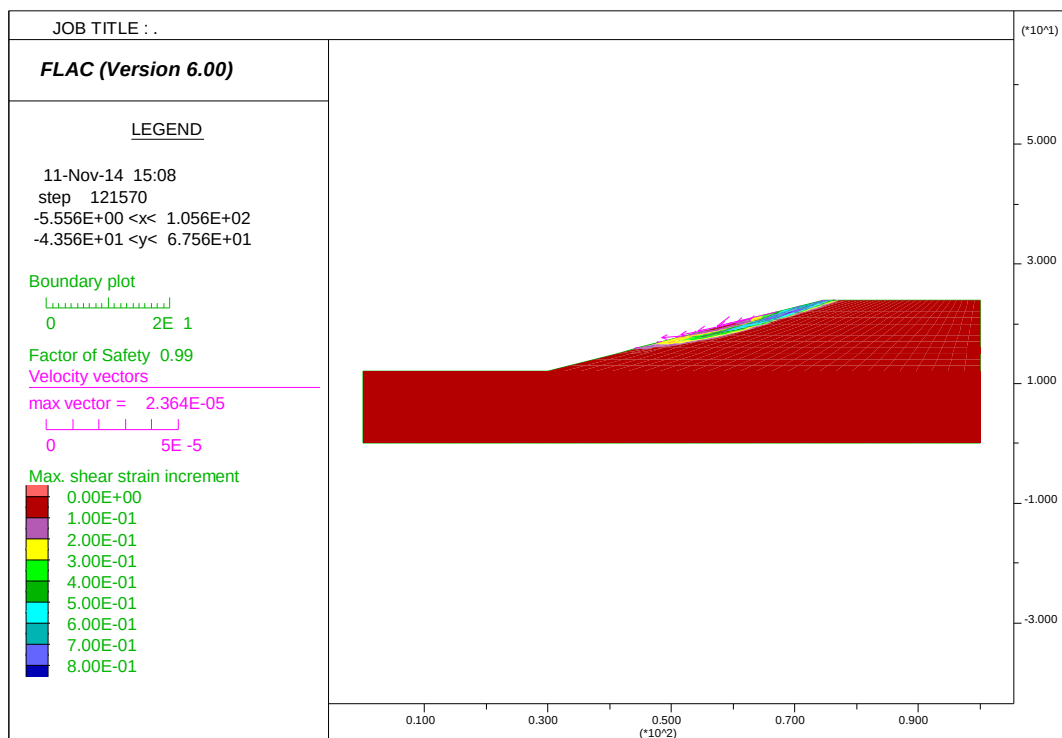
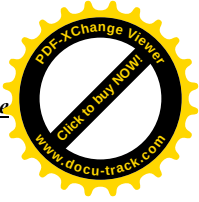
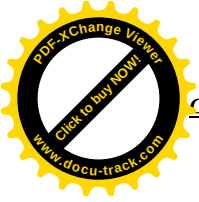


Figure 4.33 : contour de déformation de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

Discussion des résultats :

Il est à rappeler que sous le chargement gravitaire (poids propre), la pente présente un coefficient de sécurité de l'ordre de $F_s = 1,97$ (voir figure 4.5). L'application de la surcharge fait chuter le coefficient de sécurité d'environ 50% de son état initial, la construction d'une bâtisse sur une pente même stable sous son poids propre peut manifester une instabilité vis-à-vis la surcharge appliquée.

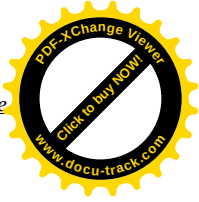
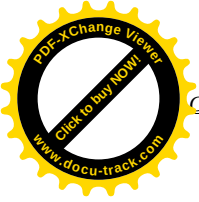


Conclusion

Dans cette partie du travail, nous avons cherché à définir le rôle probable joué par certains paramètres lors du déclenchement des instabilités des pentes constituées par des sols granulaires. Certains critères géotechniques et géométriques sont présélectionnés pour déterminer la surface de rupture et le coefficient de sécurité correspondant.

Les calculs par le code FLAC2D sont basés sur un modèle géométrique de référence pour la recherche de l'état d'équilibre de la pente par rapport à l'équilibre limite ou ultime et ce pour les quatre combinaisons qui ont été envisagées. L'analyse est faite en déformations planes en utilisant un modèle élastique parfaitement plastique avec un critère de type Mohr-Coulomb, suivant un procédé de réduction des paramètres de cisaillement.

Les principaux résultats obtenus ont permis de visualiser le type de rupture possible sur une pente sableuse et aussi de mettre en relief l'effet négatif que peut jouer la présence d'une nappe et de la surcharge sur la stabilité statique de cette dernière.



CHAPITRE 5 :

ANALYSE DE LA STABILITE DYNAMIQUE D'UNE PENTE CONSTITUEE PAR UN SABLE

Introduction

Ce chapitre expose en premier lieu une présentation de l'option dynamique du code de calcul *FLAC2D* qui a été retenu pour l'exécution du présent travail de recherche et en second lieu, les résultats de simulation du comportement dynamique d'une pente constituée par un sol granulaire à savoir le sable sont exposés. Le modèle de comportement de Byrne est essentiellement retenu pour prendre en charge les variations volumiques.

5.1 Les considérations à prendre pour la modélisation dynamique

Les différentes options dynamiques utilisées au cours de cette étude sont présentées dans cette section, Les trois aspects que l'utilisateur doit considérer en préparant un modèle pour une analyse dynamique avec *FLAC2D* :

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

La figure (1.5) décrit les différentes étapes d'un calcul dynamique :

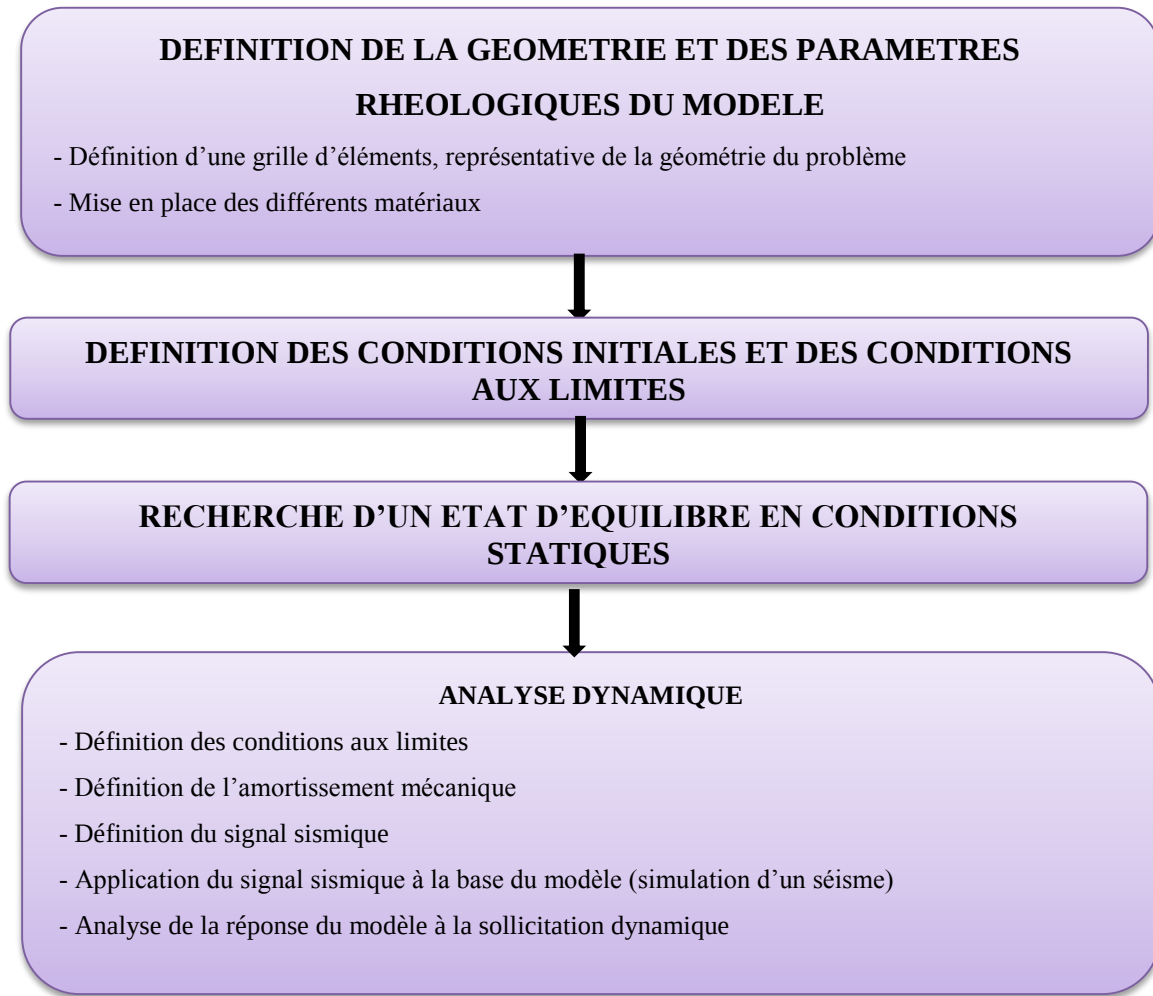


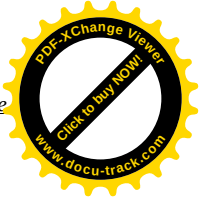
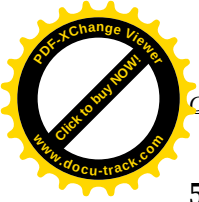
Figure 5.1 : Les différentes étapes d'un calcul dynamique avec le logiciel FLAC2D (d'après Céline Bourdeau).

5.1.1 Règles de stabilité

La principale règle de stabilité dans FLAC est relative à la propagation des ondes cisaillement dans le modèle. Pour que la propagation se fasse adéquatement, la longueur de l'élément (Δl) doit être inférieure à 1/10 de la plus courte longueur d'onde (λ), donc la fréquence (f) la plus grande. Le critère est énoncé comme suit :

$$\Delta l \leq \frac{1}{10} \lambda = \frac{v_s}{10.f} \quad (5.1)$$

Le pas de temps est également un critère de stabilité du calcul. Celui-ci est généralement établi directement par FLAC 6.0 en début de calcul. La commande `set multi on` sert à ajuster automatiquement le pas de temps au cours du calcul selon les critères de stabilité. Il est toutefois préférable d'ajuster manuellement le pas de temps pour obtenir des historiques réguliers.



5.1.2 Le chargement dynamique et les conditions aux limites

FLAC modélise les zones du matériau soumises à un chargement dynamique externe et/ou interne en appliquant à la frontière du modèle ou aux nœuds internes des conditions aux limites. Pour minimiser les réflexions d'ondes à l'intérieur du modèle, *FLAC* propose des conditions aux limites absorbantes qui atténuent les ondes aux frontières :

- Quiet boundaries (visqueuses) : Quiet boundaries peuvent être appliqués dans les directions x et y , ou le long des frontières inclinées, dans les directions de la normale et de cisaillement, utilisant la commande *APPLY* avec des mots-clés appropriés *xquiet*, *yquiet*, *nquiet* or *squiet*.
- Ffree field (de champ libre) : Les conditions statiques d'équilibre avant l'analyse dynamique sont transférées au champ libre automatiquement par la commande *APPLY ff*.

Le chargement dynamique est habituellement appliqué aux frontières du modèle avec la commande *APPLY*. Les accélérations, les vitesses et les forces peuvent être également appliquées aux nœuds intérieurs du maillage en utilisant la commande *INTERIOR*. Noter que la frontière de champ libre (free field) n'est pas exigée si la seule source dynamique est à l'intérieur du modèle.

La fonction d'histoire pour l'entrée est traitée comme un multiplicateur sur la valeur spécifique avec la commande *APPLY* ou *INTERIOR*. Le multiplicateur d'histoire est assigné avec le mot-clé de *hist* et peut être un des trois formes suivantes :

- (1) une table définie par la commande de *TABLE* ;
- (2) une histoire définie par la commande *HISTORY* ; ou
- (3) une fonction *FISH*.

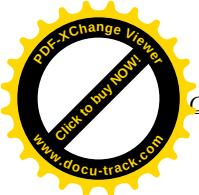
5.1.4 Transmission d'ondes à travers le modèle

FLAC2D suggère que le signal sismique d'entrée doit être filtré avant d'être appliqué à la base du modèle. L'entrée des données d'un signal peut avoir des pics maximaux dans un court temps (le temps dans lequel le pic de la vitesse se produit).

Pour répondre à l'exigence suggérée par Kuhlemeyer et Lysmer, 1973, *FLAC2D* aura besoin d'une génération très fine de la grille, donc plus de temps de calcul. Ce problème peut être surmonté en filtrant le signal et en retirant les composantes à hautes fréquences.

5.1.5 L'écoulement souterrain «groundwater flow»

L'écoulement souterrain dans *FLAC* est nécessaire pour le calcul des pressions interstitielles du modèle de Finn. C'est cette option qui assure l'interaction des fluides avec la matrice de sol. L'option doit être spécifiée initialement dans le modèle, mais le calcul d'écoulement peut être arrêté ou recommencé à n'importe quel stade du modèle



Deux paramètres additionnels sont ajoutés aux éléments lorsque l'option d'écoulement souterrain est spécifiée la conductivité hydraulique (perméabilité) et la porosité. La porosité vient influencer le poids volumique réel des éléments ; la densité spécifiée initialement pour l'élément est celle du matériel sec. Le poids de l'eau dans l'élément (porosité γ_{eau}) est ajouté pour obtenir le poids volumique réel. Les propriétés de l'eau doivent également être spécifiées (poids volumique, module K et la limite en tension). Finalement, les propriétés relatives à la présence d'eau (saturation, pression des fluides) peuvent être fixées ou posées sur la grille du modèle FLAC.

5.1.6 Amortissements local, hystérétique et de Rayleigh

Les modèles constitutifs décrits inclus dans FLAC comportent des éléments de rigidité et de masses (modules et densité). Ils ne comportent cependant pas d'éléments d'amortissement nécessaire aux systèmes dynamiques, mis à part l'écoulement plastique. L'ajout d'amortissement fait partie des paramètres dynamiques de FLAC 6.0. Les trois types d'amortissement implantés sont l'amortissement local, l'amortissement hystérétique et l'amortissement de Rayleigh.

L'amortissement local a été implanté, à priori, pour satisfaire les conditions à l'équilibre des simulations statiques dans FLAC 6.0. Son utilisation est relativement simple, puisqu'elle ne requiert que la spécification d'un paramètre proportionnel à une fraction de l'amortissement critique. Toutefois, selon Itasca (2008), l'usage de l'amortissement local dans les cas d'analyse sismique n'est pas recommandé puisqu'il est incapable de cerner adéquatement la perte d'énergie lors de chargement cycliques multiples.

L'option de l'amortissement hystérétique permet l'ajustement du module de cisaillement selon la déformation, de manière à ce que le module à un temps donné soit le module tangent d'une courbe de réduction G/G_0 pré-établie. L'option d'amortissement hystérétique répond aux deux premiers critères de Masing. Il ne correspond donc pas aux critères de Masing étendus. L'application de l'amortissement hystérétique à un élément lui attribue donc un comportement hystérétique.

FLAC 6.0 inclus 3 modèles de représentation des courbes G/G_0 utilisés pour l'amortissement hystérétique. Ceux-ci sont les modèles comportementaux sigmoïdaux à 3 et 4 paramètres, le modèle de Hardin-Drnevich et un modèle «par défaut» décrivant une courbe en forme de S, et qui dépend de deux paramètres. Une sous-routine est également comprise avec le logiciel FLAC 6.0 avec laquelle il est possible de calibrer les courbes de réduction du module de cisaillement des modèles disponibles d'après les données de laboratoire.

L'option d'amortissement hystérétique peut être couplée à un modèle constitutif qui comprend un élément de plasticité. Lorsque la rupture est déclenchée, l'amortissement hystérétique n'est plus effectif pour laisser place à l'écoulement plastique. L'amortissement hystérétique est repris lorsque l'état d'élasticité est rétabli dans le modèle.

L'amortissement de Rayleigh est une méthode numérique d'amortissement. Celui-ci est défini de façon à être dépendant de la fréquence d'oscillation des ondes. L'amortissement de

Rayleigh est incorporé dans les matrices de masses et de rigidité dans les problèmes dynamiques. L'amortissement de Rayleigh peut également être défini pour être proportionnel uniquement à la masse ou uniquement à la rigidité, ce qui procure des aspects différents aux courbes d'amortissement selon la fréquence, comme le montre la figure 5.2. La spécification de l'amortissement de Rayleigh dans FLAC 6.0 se fait en définissant le coefficient $\xi_{\min}$ (point le plus bas de la courbe) à une fréquence donnée. L'amortissement de Rayleigh a cependant la propriété de réduire le pas de temps nécessaire aux calculs, ce qui le rend parfois impopulaire.

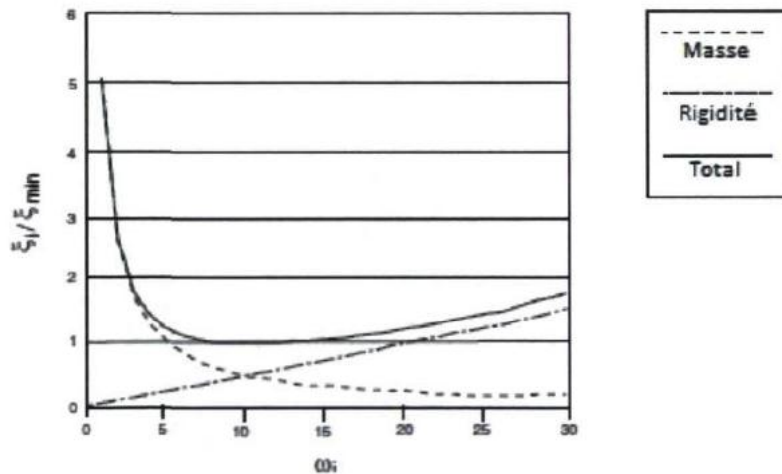


Figure 5.2 : Aspects de l'amortissement de Rayleigh — Adaptée d'Itasca (2008)

Il se peut que l'amortissement hystérétique soit incapable d'amortir adéquatement les hautes fréquences. FLAC 6.0 permet donc la combinaison de plusieurs méthodes d'amortissement. Ainsi, un amortissement de Rayleigh peut être couplé à l'amortissement hystérétique de manière à amortir les hautes fréquences dans le calcul de la réponse dynamique d'un sol.

5.1.7 Option du champ libre («free-field»)

L'option du champ libre sert à simuler le caractère horizontal infini des couches en assumant qu'un horizon identique, virtuel et semi-infini est présent de l'autre côté de la frontière en champ libre. Cette option est nécessaire pour minimiser les phénomènes de réflexion des ondes sur les frontières latérales et pour conserver les contraintes statiques en place lors des calculs. L'application de l'option du champ libre est donc nécessaire dans les simulations 1D dans FLAC 6.0. Une représentation de la frontière en champ libre est montrée à la figure 5.3.

L'option du champ libre agit en assignant les paramètres du modèle spécifiés préalablement (i.e. contraintes, amortissement, accélérations, etc.) à l'horizon semi-infini virtuel. Il est possible de modifier l'aspect du problème après avoir spécifié l'option du champ libre, mais l'horizon semi-infini conserverait les premiers paramètres, ce qui annulerait l'effet 1D de l'option.

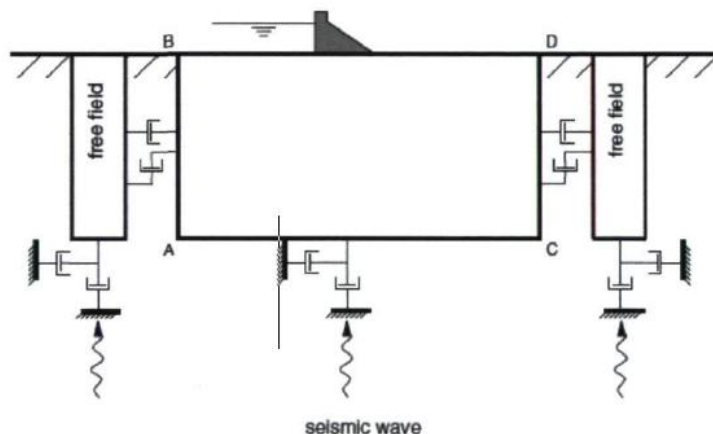


Figure 5.3 : Représentation de la frontière champ-libre - tirée de Itasca (2008)

5.2 Les modèles numériques pour simuler la liquéfaction

5.2.1 Génération des pressions interstitielles et dégradation des modules

Les comportements présentés dans les sections précédentes sont des propriétés des matériaux continus. La génération des pressions interstitielles dans les sols granulaires soumis à une sollicitation dynamique est, quant à elle, un phénomène dû à la nature biphasique des sols. Lorsque des sols lâches sont soumis à un chargement dynamique, ils ont une tendance à se densifier. Cette tendance est principalement fonction de leur densité relative. Il s'agit d'une tendance à la déformation volumétrique plastique avec la déformation en cisaillement. Dans un massif de sol pulvérulent saturé, le drainage peut ne pas suffire à expulser l'eau en excès générée par la réduction du volume des pores. Le poids des grains est alors repris par l'eau, ce qui augmente la pression des fluides et diminue la contrainte effective dans le sol. La liquéfaction est amorcée lorsque la contrainte effective est annulée par la pression interstitielle ou qu'elle devienne insuffisante pour contrer un cisaillement statique dans le sol. L'approche qualitative de ce phénomène est plutôt simple. Pourtant, la quantification demeure difficile surtout en considérant que certaines autres propriétés du sol viennent limiter la tendance à la compaction des sols. C'est le cas de la dilatance des sols décrite par l'angle de dilatation (ψ).

Avec l'augmentation des pressions interstitielles (diminution des contraintes effectives), les modules montrent une tendance à la réduction (réduction des modules), ce qui vient ajouter aux éléments à prendre en compte dans les modèles. Cette section présente différents modèles qui visent à établir l'amplitude des pressions interstitielles générées dans les sols soumis à des chargements cycliques.

5.2.1.1 Modèle de Finn

Le modèle de Finn implanté dans FLAC offre la possibilité de choisir entre le modèle de Finn et al. (1977), et le modèle de Byrne (1991). Le modèle de Finn est construit à partir du modèle de Mohr-Coulomb auquel les éléments de générations de surpressions interstitielles des modèles mentionnés ont été ajoutés. Il ne s'agit donc pas des modèles dans

leur forme originale, mais bien d'une adaptation. En couplant le modèle de Finn avec un amortissement hystérétique, il est possible d'obtenir un modèle similaire aux modèles originaux, sans les éléments de dégradation de module.

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

Le modèle de Finn et Martin requiert la spécification de 4 paramètres C_1 à C_4 alors que le modèle de Byrne ne requiert que les paramètres C_1 et C_2 . Le modèle de Byrne comprend un paramètre C_3 étant la valeur limite de déformation en cisaillement («threshold value») γ_t . Le module E_r utilisé dans le modèle de Finn et Martin ou dans le modèle de Byrne est remplacé par le module K dans FLAC. La formule du changement de contraintes verticale devient alors

$$\Delta\sigma_v = K\Delta\varepsilon_{vd} \quad (5.2)$$

Le modèle de Finn ajuste les contraintes effectives verticales selon les cycles de déformation détectés et les courbes définies. Ce ne sont donc pas les pressions interstitielles qui sont ajustées. Celles-ci sont recalculées par la suite par le logiciel.

5.2.1.1.1 Génération de pressions interstitielles

Les travaux de Martin et al. (1975) servent de fondement au modèle de génération de surpressions interstitielles. Ces travaux portaient sur l'évaluation de la déformation volumétrique lors d'un chargement non-uniforme. Le principe repose sur l'évaluation de l'effet de la déformation en cisaillement sur la déformation volumétrique d'un sol déjà déformé. L'équation proposée dans cette étude est donnée par

$$\Delta\varepsilon_{vd} = C_1(\gamma - C_2 \varepsilon_{vd}) + \frac{C_3 \varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4 \varepsilon_{vd}} \quad (5.3)$$

Où ε_{vd} est la déformation volumétrique occasionnée par un cycle, γ est la déformation en cisaillement, ε_{vd} est la déformation accumulée avant le cycle et C_1 , C_2 , C_3 et C_4 sont des constantes qui doivent être déterminées empiriquement et qui sont généralement fonction du type de sable et de sa densité.

$$\Delta u = \frac{\Delta\varepsilon_{vd}}{\frac{1}{E_r} + \frac{n_s}{K_w}} \quad (5.4)$$

Où Δu est la génération de pressions interstitielles, n_s est la porosité du sol, K_w le module de compression isotrope de l'eau, $\Delta\varepsilon_{vd}$ est la déformation volumétrique du sable et E_r est le module élastique réversible du sable à une contrainte effective verticale donnée. L'équation peut être réécrite.

5.2.1.1.2 Modèle de Byrne

Le modèle de Byrne (1991) est basé essentiellement sur les mêmes données de laboratoire que le modèle de Martin et al. (1975). Toutefois, l'auteur a remarqué que l'incrément de déformation volumétrique pouvait être exprimé en fonction de la déformation volumétrique accumulée. Cette observation permet l'expression des courbes d'augmentation de la déformation volumétrique selon la déformation en cisaillement et la déformation volumétrique accumulée, qui est dépendante de 2 paramètres, par opposition à 4 pour le modèle de Finn et Martin.

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp[-C_2 \left(\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma} \right)] \quad (5.5)$$

L'auteur prescrit également des relations pour établir les paramètres C_1 et C_2 . Le paramètre C_1 contrôle le changement de volume et est fonction de la densité relative. Ainsi,

$$C_1 = \frac{(\Delta \varepsilon_{vd})_{1er\ cycle}}{\gamma} \approx 7600(I_D)^{-2.5} \quad (5.6)$$

Où I_D est l'indice de densité relative initiale du sable. Le paramètre C_2 contrôle quant à lui la forme de la courbe de déformation accumulée avec le nombre de cycle. Puisque la forme est généralement la même pour des densités identiques, C_2 peut devenir fonction de C_1 , soit

$$C_2 = \frac{0,4}{C_1} \quad (5.7)$$

Une relation empirique entre la densité relative et l'indice de pénétration standard $(N_1)_{60}$ a été proposée par Tokimatsu et Seed (1987). Celle-ci prend la forme de

$$I_D = 15(N_1)_{60}^{1/2} \quad (5.8)$$

Et donc le paramètre C_1 , peut être réécrit

$$C_1 = 8,7(N_1)_{60}^{-1.25} \quad (5.9)$$

Les paramètres C_1 et C_2 peuvent également, être déterminés par régression à partir d'essais de laboratoire pour une plus grande corrélation avec le terrain.

L'évaluation de l'augmentation des pressions interstitielles dans le modèle de Byrne (1991) se fait de la même manière que pour le modèle de Finn et al (1977). L'auteur suggère toutefois d'évaluer la déformation volumétrique pour un demi-cycle de chargement plutôt que pour un cycle complet dans des cas de chargement non uniforme.

5.3 Présentation du contexte d'étude

Dans le cadre de cette partie, on se propose d'analyser le comportement d'une pente sous un chargement sismique réel. Dans une première étape, un équilibre statique est recherché à sec et puis avec une nappe d'eau établie à 17 m de profondeur. Les conditions de la pente en termes de géométrie et caractéristiques physiques et mécaniques sont exposées sur la figure 5.4 et le tableau 5.1.

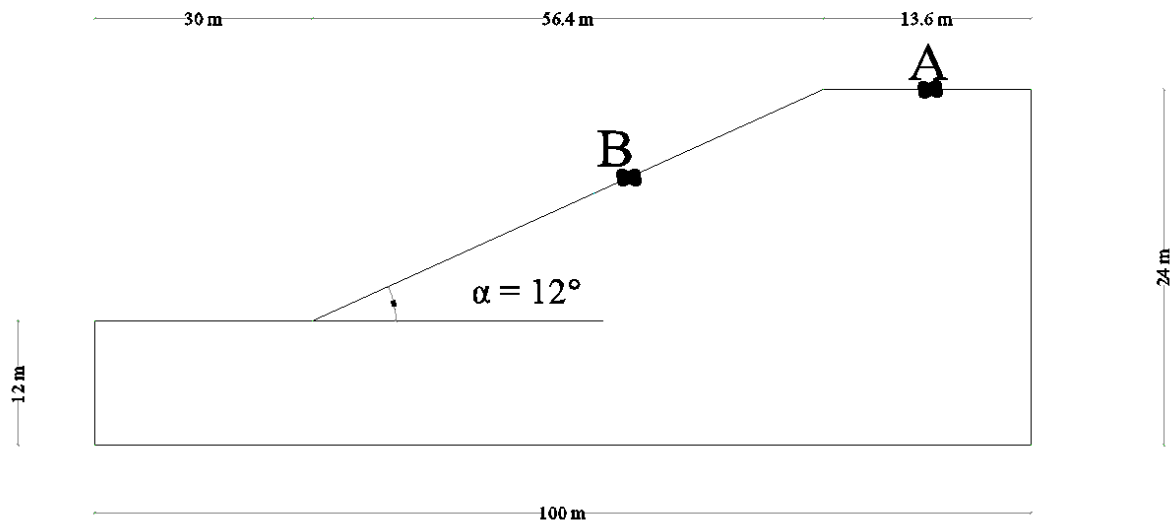


Figure 5.4 : Géométrie du modèle

Module de compressibilité volumique (Pa)	6.66E8
Module de cisaillement (Pa)	4.0E8
Poids volumique sec (γ_d) kN/m ³	1800
Cohésion kN/m ²	0
Dilatance $\psi(^{\circ})$	0
Angle de frottement interne $\Phi (^{\circ})$	28
Angle de la pente ($^{\circ}$)	12
Porosité (μ)	0.3
Perméabilité K (m/s)	10E-4

Tableau 5.1 : données géotechniques du modèle

5.3.1 Présentation des résultats de l'analyse statique

- A l'état sec :**

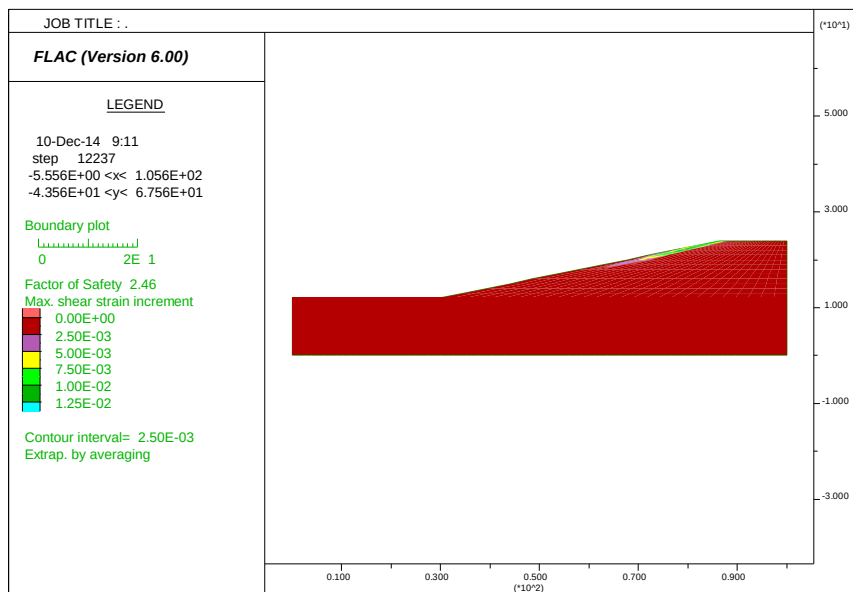


Figure 5.5 : Contour des déformations de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

L'analyse de stabilité statique de la pente sableuse en conditions sèches conduit à une valeur de coefficient de sécurité minimum de 2.46 tel que montré sur la figure 5.5. La stabilité de la pente avant l'application du chargement dynamique est largement assurée en condition sèche.

- Nappe à 17 m de profondeur :**

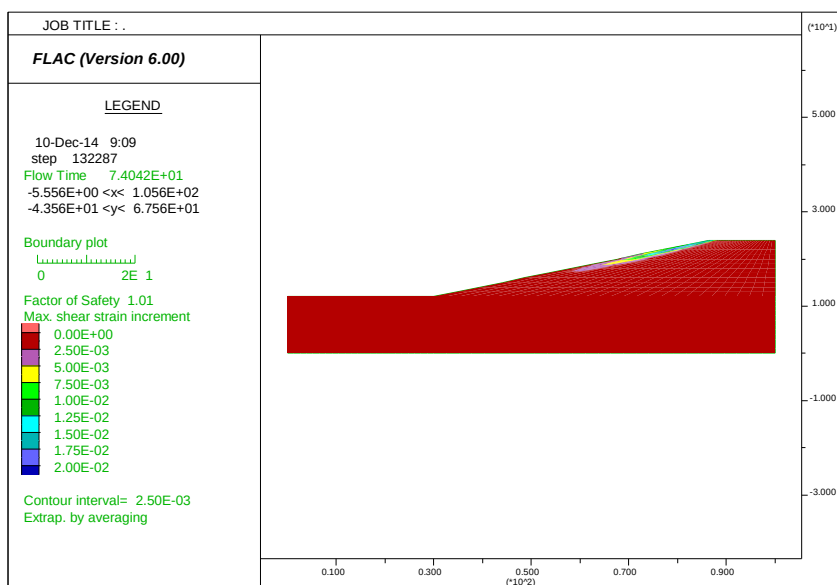


Figure 5.6 : Contour des déformations de cisaillement et vecteurs vitesse dans la pente à l'état final

Dans la figure 5.6, le résultat de calcul statique en présence d'une nappe à 17m de profondeur fait apparaître un état d'équilibre limite avec un coefficient de sécurité de l'ordre de 1.00.

5.3.2 Analyse dynamique

Pour simuler les ondes sismiques appliquées, particulièrement les ondes de cisaillement, on doit appliquer à la base de la pente une accélération horizontale. Alors, l'onde se propagera d'elle même dans la pente. L'accélérogramme dans notre cas d'étude est celui d'un séisme réel, il s'agit du séisme de Boumerdes.

5.3.2.1 Paramètres du séisme de Boumerdes

Selon le CRAAG (Centre National de Recherche Astronomique, Astrophysique et Géologie), l'épicentre du séisme principal a été localisé en Méditerranée à 7 km au nord de Zemmouri dans la willaya de Boumerdes à 50 km est d'Alger. Comme la plus part des séismes antérieurs survenus en Algérie, la profondeur hypo-centrale du séisme a été jugée superficielle et trouvée à 10 km. Les stations les plus proches ayant enregistré le choc principal sont celles installées sur le site de Keddara à une distance épacentrale de 20 km. Les dommages se sont étendus sur une superficie de 100 km de long et 50 km de large, concentrés entre Dellys et Alger. L'intensité maximale a été estimée à 10 sur l'échelle de Mercalli modifiée et la magnitude locale à 6.8 sur l'échelle de Richter. Les observations de terrain ont montré une compatibilité avec une faille inverse. L'accélérogramme présenté sur la figure 5.6 correspond à celui enregistré par la station installée sur le site de Keddara au niveau du rocher. Une accélération maximale de 0.228g est atteinte dans la direction N-S.

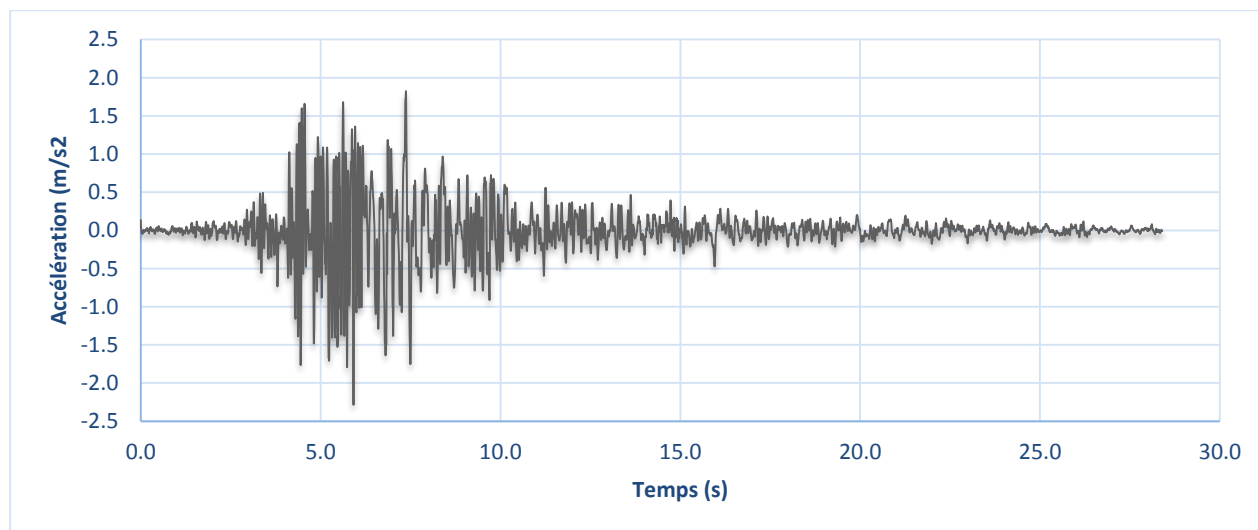


Figure 5.7 : *L'accélérogramme considérée à la base du modèle (séisme de Boumerdes).*

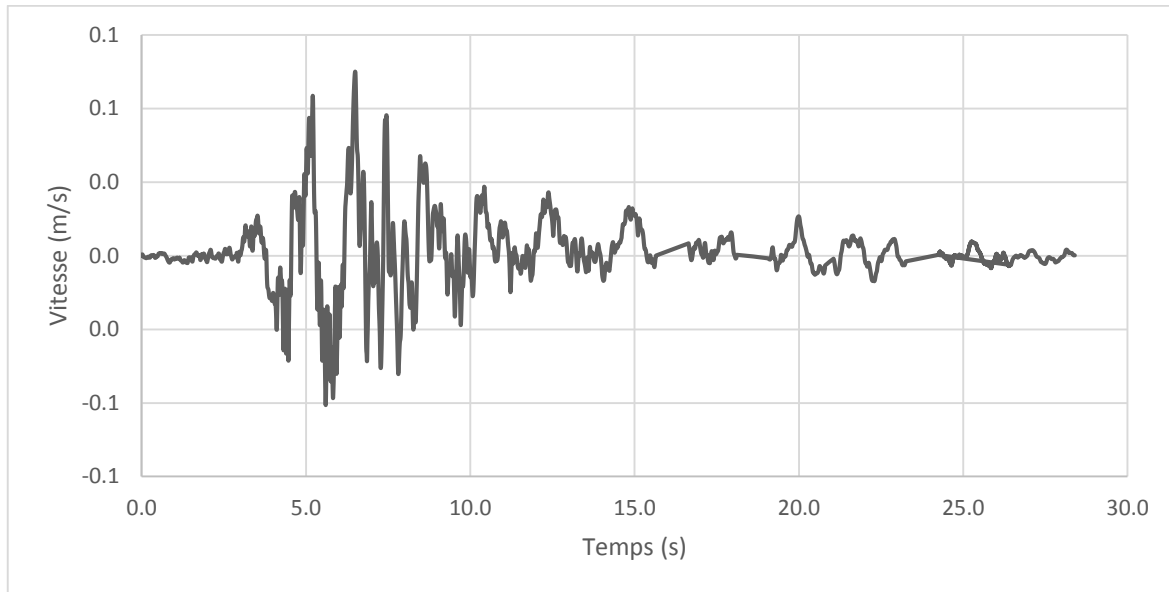


Figure 5.8 : la vitesse déduite du séisme de Boumerdes.

5.3.2.2 Application de la sollicitation dynamique au modèle

Étant donné qu'on est en présence d'un modèle constitué par un sol surmontant une base flexible, l'excitation dynamique doit être appliquée en terme de contraintes de cisaillement tel que recommandé par FLAC suivant la relation (5.10), ceci associé à des conditions de frontières absorbantes et des conditions de champs libre tel qu'il a été déjà mentionné dans les paragraphes ci-dessus.

$$\sigma_s = 2(\rho C_s)v_s \quad (5.10)$$

Avec :

σ_s : Contrainte de cisaillement appliqué

ρ : La densité massique

C_s : La vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans le milieu

v_s : La vitesse de cisaillement de la particule. Elle est obtenue par intégration de l'accélération.

Dans notre cas, la densité massique du sol est de 1800 kN/m^3 et la vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans un milieu sableux est fixée à 300 m/s .

Concernant les conditions en amortissement, nous avons considéré un amortissement matériel de type hystérétique associé à 5% d'amortissement visqueux de type Rayleigh pour dissiper les hautes fréquences.

5.3.2.3 Présentation des résultats de calculs sismiques

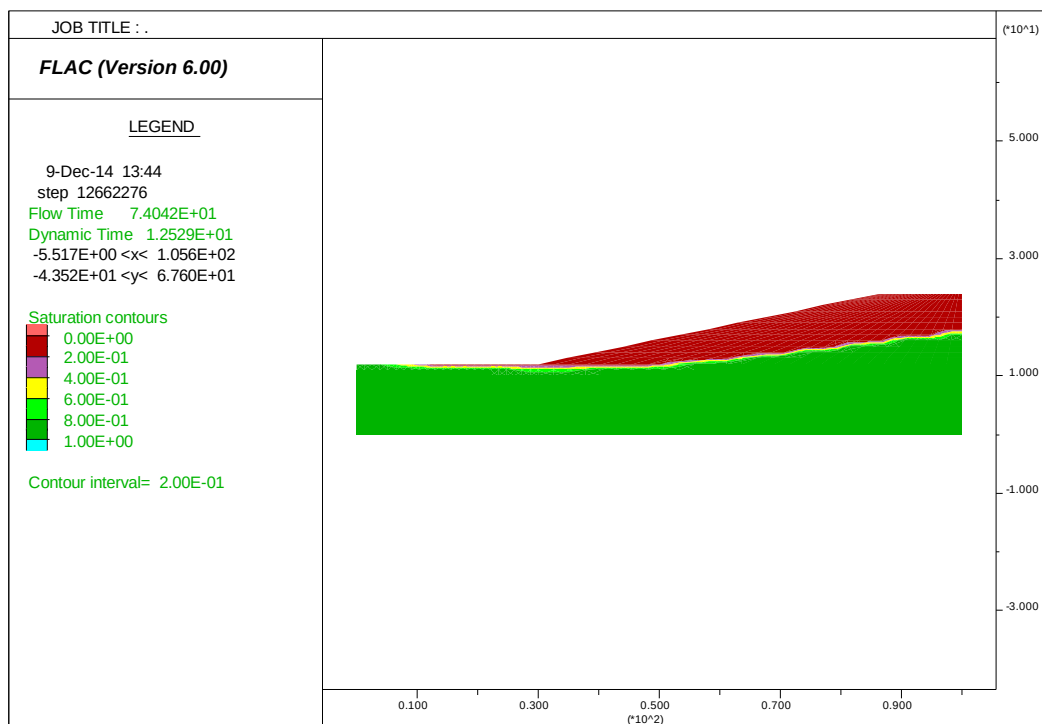


Figure 5.9: Position de la nappe phréatique

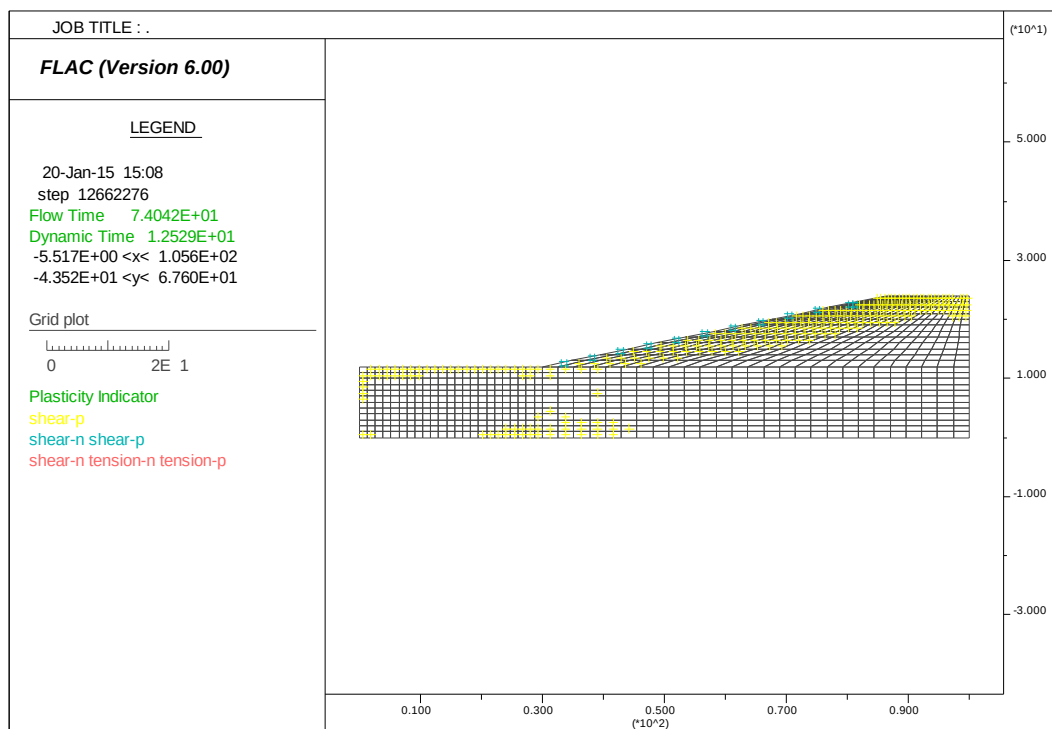


Figure 5.10 : les zones plastifiées dans le modèle

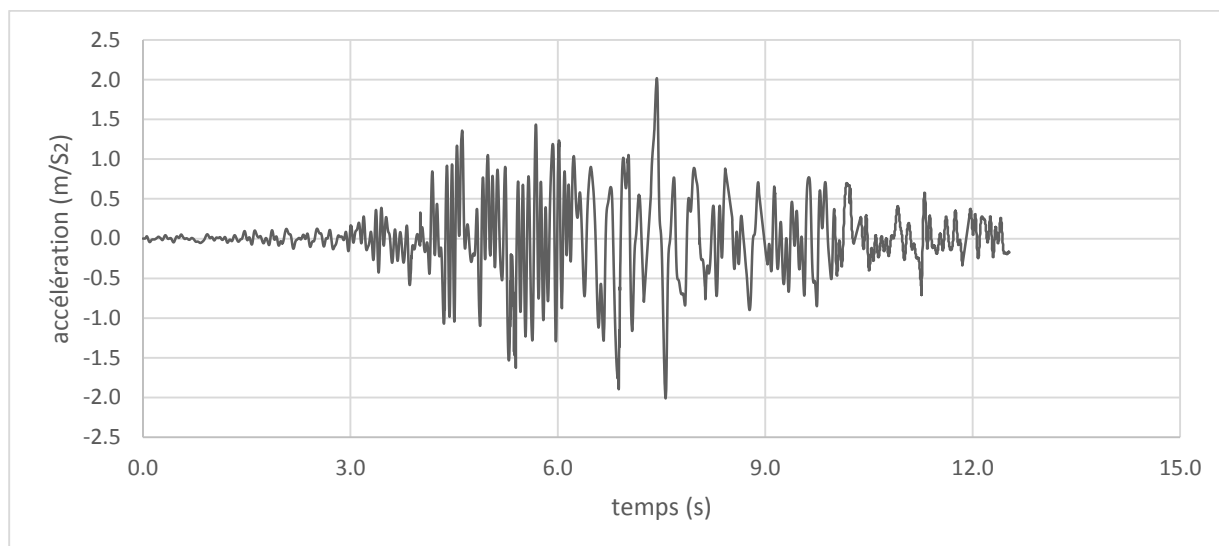


Figure 5.11 : Réponse du modèle au séisme de Boumerdes au point A.

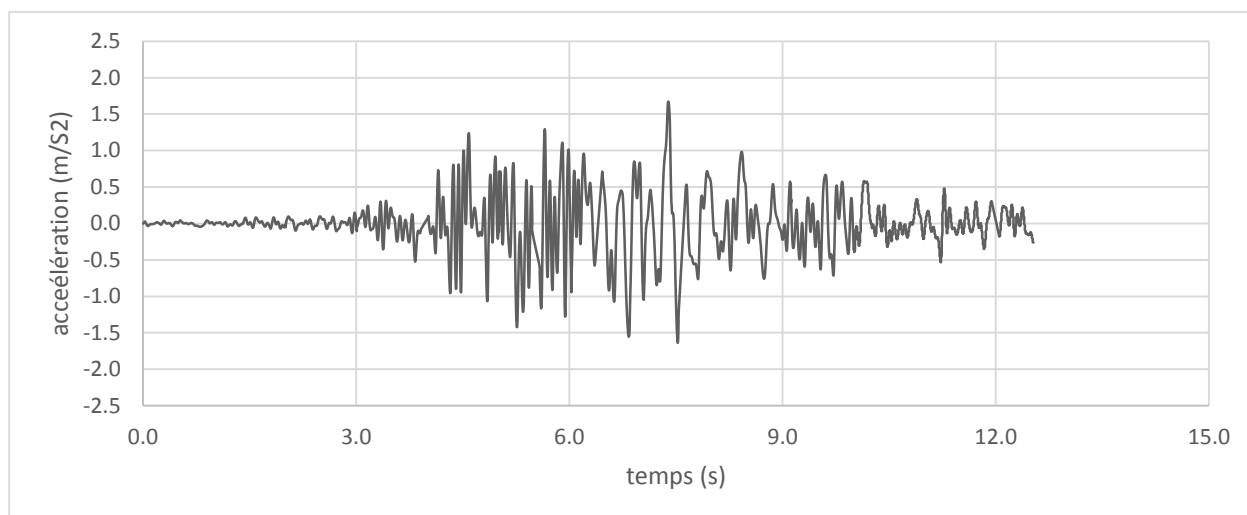


Figure 5.12 : Réponse du modèle au séisme de Boumerdes au point B.

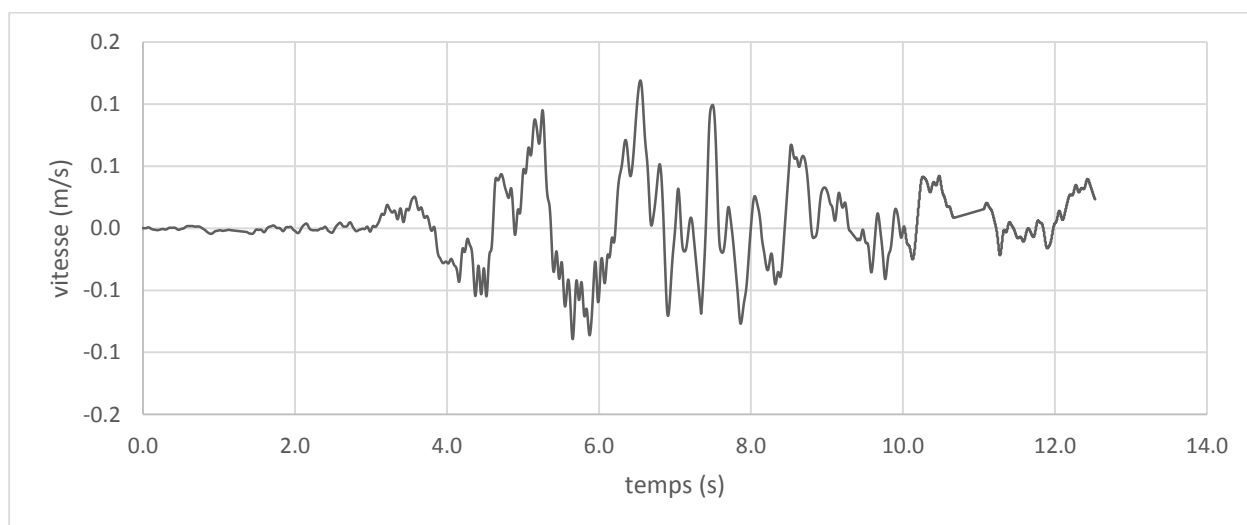


Figure 5.13 : Réponse en vitesse du modèle au séisme de Boumerdes au point A.

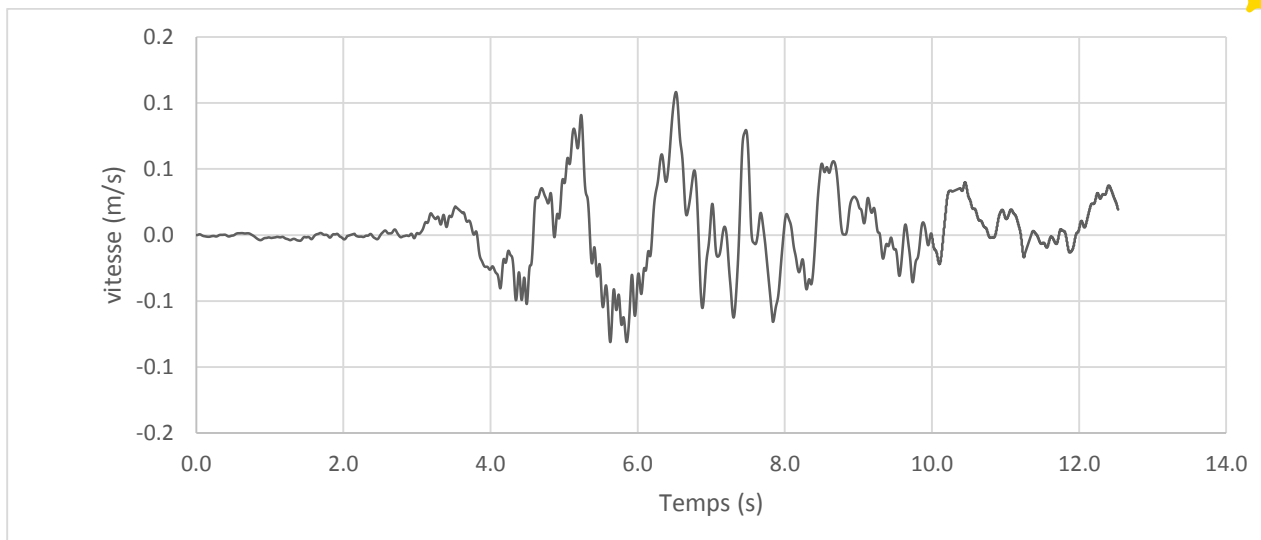


Figure 5.14 : Réponse en vitesse du modèle au séisme de Boumerdes au point B.

Discussion des résultats

Les résultats des calculs dynamiques sont montrés sur les figures (5.10-14). La figure (5.10) a permis de visualiser les zones qui sont rentrés en plasticité. Ces dernières se trouvent concentrées complètement sur la partie haute du modèle. Concernant le comportement du sol vis-à-vis du séisme montré, en figures (5.11) et (5.12) en terme d'accélération, et en figure (5.13) et (5.14) en terme de vitesse, nous enregistrons une réponse en très basses fréquences avec un glissement de la réponse vers les hautes fréquences aussi bien en surface qu'au niveau de la pente, il s'agit d'un comportement caractéristique d'une liquéfaction d'un sol sableux à l'état saturé en conditions non-drainées.

Conclusion

Dans cette partie du travail, nous nous sommes penchés sur l'analyse de la stabilité dynamique d'une pente constituée par un sol granulaire sous un séisme réel. Le modèle de comportement de Byrne a été sélectionné pour prendre en charge les variations volumiques et l'évolution de la pression interstitielle. L'amortissement matériel du type hystérétique associé à un pourcentage d'amortissement visqueux a permis de prendre en charge la dissipation de l'énergie sismique. Il est à conclure que la stabilité d'une pente constituée par un sol granulaire peut être compromise sous l'action d'une sollicitation sismique à cause du problème de liquéfaction. Il est à signaler que la présence d'une nappe d'eau dans un sol en pente est un facteur déclencheur d'une instabilité aussi bien à l'état statique qu'à l'état dynamique.

Conclusion générale

Les observations de terrain compilées dans les bases de données mondiales et régionales montrent que les risques naturels 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 masses de sols fragmentées ou déstructurées sont des mouvements les plus fréquents. Ce phénomène est encore plus accentué lorsqu'un séisme se produit après une période d'intenses précipitations. A ce titre, les instabilités des pentes et plus précisément les pentes sableuses, ont attiré notre attention. Quelques cas pathologiques cités dans la première partie du travail montrent bien la dangerosité et les conséquences de ce phénomène naturel.

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 combinaisons qui ont été envisagées et ceci par le code de calcul en différences finies FLAC 2D. L'analyse est faite en déformations planes des massifs sableux par un calcul élastio-plastique avec un critère de type Mohr-Coulomb suivant un procédé de réduction des paramètres de cisaillement (ϕ -c réduction).

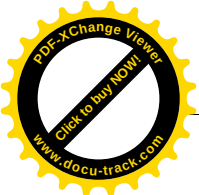
Les résultats de l'étude paramétrique ont en effet montré l'influence de certains paramètres sur la stabilité des pentes constituées par des sols granulaires, nous rappelons essentiellement que :

- ✓ L'angle de frottement interne agit d'une manière importante sur l'équilibre de la pente: plus ce dernier est grand plus la pente est stable ;
- ✓ L'influence du niveau de la nappe est considérable ;
- ✓ La perte de stabilité pour une valeur de l'angle de la pente proche de celle de l'angle de frottement interne;
- ✓ La surcharge d'une pente stable peut créer une instabilité majeure.

L'action conjuguée de plusieurs facteurs négatifs est à l'origine de déstabilisation de ces pentes 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.

Par ailleurs, la sollicitation sismique d'un sol granulaire à l'état saturé conduit à un comportement du sol en condition non drainée ce qui peut engendrer la rupture par liquéfaction d'une pente même stable en conditions statiques.

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



Références bibliographiques

Adriana Maria. B, 2010. « Etude de la stabilité sismique de trois talus naturels » au Québec. Mémoire de magistère, (page 202) ;

Alain PECKER, 1984. « Dynamique des sols ». Presse de l'école nationale des ponts et chaussées ;

Ali DAOUADJI, Félix DARVE, Abderrahim ZEGHLOUL, Hussein ALGALI, « Sur la liquéfaction statique des sables lâches », 18ème Congrès Français de Mécanique, Grenoble, 27-31 août 2007.

Bishop A. W, Morgenstern N.R, 1960. « Stability coefficients for earth slopes geotechnique », pages. 50-129.

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, Pages 290.

Chapeau. C et Jean-Louis Durville, 2005. « L'eau et les risques de glissements de terrain » Géosciences, numéro 2.

Durville. J.L, Séve. G, 1996. « Stabilité des pentes, glissements en terrains meubles » techniques de l'ingénieur, page 17.

Fatiha BAHDA, 1997. « Etude du comportement du sable à l'appareil triaxial : expérience et modélisation ». Thèse de doctorat, de l'école nationale des ponts et chaussées ;

Faure r. M, 2000. « L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes, Partie I, méthodes à la rupture, Revue Française de Géotechnique, 92 (3).

Itasca Consulting Group, Inc « Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC), Command reference ». Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc, 2006.

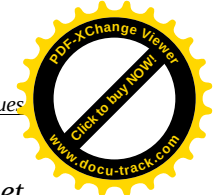
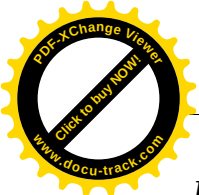
Itasca Consulting Group, Inc. « Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC), Grid Generation ». Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc, 2006.

Itasca Consulting Group, Inc. « Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC), Dynamic analysis ». Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc, 2006.

Janbu. N. « Application of composite slip surfaces for stability analysis. Eur. Conf. Stability earth Slopes, Stockholm, 3, pp. 9-43, 1954.

Janbu. N, Bjerrum. L, Kjaernsli .b. « Soil mechanics applied to some engineering problem. Norwegian Geotechnical Institute, Publ, 16, 1956.

Jean-Claude Dupla, 1995. « Application de la sollicitation d'expansion de cavité cylindrique à l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction d'un sable ». Thèse de doctorat, de L'école Nationale Des Ponts Et Chaussées ;



Jean-Pierre. M, 2008. « Stabilité des pentes et saturation partielle étude expérimentale et modélisation numérique », thèses du grade de docteur en sciences de l'ingénieur, Université de Liège, page 41-48.

Keeper. D. K, 1984. «Landslides caused by earthquakes » geological society of america bulletin, (4) page 406-421.

KEVIN. S, 2012. « Analyse non-linéaire du comportement dynamique des sols granulaires lâches ». Université Laval Québec, page 40-44.

Lila SACI, 2011. « Etude de l'évolution des paramètres dynamiques des sols à partir d'essais géophysiques ». Université Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou, Faculté de Génie de la Construction, Département de Génie Civil ;

Makoudi Mallek, 2011. « Analyse du comportement des sols de la zone portuaire de Bejaia soumis à la sollicitation sismique : cas du phénomène de liquéfaction » Université Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou, Faculté de Génie de la Construction, Département de Génie Civil ;

Martin. P, 2006. « Ces risques que l'on dit naturels » Editions Eyrolles, Paris, page 506.

Medjitna Nasri. L, 2008, « les glissements de terrains en 2D et 3D étude comparative entre Flac et Plaxis » mémoire de magister, université 20 Aout 1995 de Skikda, page 36-42.

Morgenstern N.R., Price V.E. « The analysis of the stability of general slip surfaces, Geotechnique, 15(1), page 79-93.

Nacima HADDADENE, 2008. Analyse Numérique De La Liquéfaction Des Sols ». Université Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou, Faculté de Génie de la Construction, Département de Génie Civil ;

Philip. H, Moshraoui. H, 1983. « Structural analysis and interperatation of the surface deformations of the El Asnam earthquak. Tectonics (washington) 2, page 17-49.

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

Yahiaoui Mohammed, 2008. « Contribution à l'analyse dynamique des terrains en pentes sous séisme par logiciel PLAXIS» mémoire de magistère l'université Abou Bekr Belkaid faculté de technologie département de génie civil.

Yedjour. K, 2012. « Modélisation numérique de la liquéfaction des sols sableux ». Mémoire de magister université Mohamed Khider Biskra page 15-18.

Zeina Finge BOUSAID, 2004. « Contribution à l'étude du comportement non drainé des sables lâches surconsolidés et onisotropes ». Thèse de Doctorat en Génie Civil, Institut National des Sciences Appliquées de LYON;