



UNIVERSITE DE M'SILA

**FACULTE DES SCIENCES ET DES SCIENCES DE
L'INGENIORAT**

Département de génie civil

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de Magister

Spécialité: Génie Civil

Option : Géotechnique

Par

AHMED SEDDIKI

SUJET

**ANALYSE DE LA STABILITE DES PENTES
SOUS SEISME**

Soutenu publiquement le

devant le jury composé de :

Dr BOUDAUD Zine-Eddine

Dr KHEMISSA Mohamed

Dr BEDDAR Miloud

Dr BELOUAR Abdelghani

Dr RAHMOUNI Zine-el-Abidine

M.C, C.U.d'Oum el Bouaghi

M.C, Université de M'sila

M.C, Université de M'sila

M.C, Université de Constantine

C.C, Université de M'sila

Président

Rapporteur

Examineur

Examineur

Examineur

Promotion : 2007/2008

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS

ملخص

RESUME

ABSTRACT

LISTE DES ILLUSTRATIONS

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES NOTATIONS

INTRODUCTION GENERALE..... 1

PREMIERE PARTIE : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE PREMIER

GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAINS SOUS SOLlicitATIONS SISMiques	3
1.1. Caractérisation du mouvement sismique.....	3
1.2. Mécanismes de rupture des pentes sous séisme	16
1.3. Comportement des sols et des massifs de sols en pente.....	21
1.4. Exemples de quelques cas de glissements de terrain sous séisme	25

DEUXIEME CHAPITRE

METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES PENTES SOUS SEISME.....	30
2.1. Classification des glissements de terrain.....	30
2.2. Reconnaissance géotechnique des terrains.....	32
2.3. Notion de coefficient de sécurité.....	33
2.4. Calculs de stabilité sans séisme.....	35
2.5. Calculs de stabilité sous séisme	38
2.6. Réglementation parasismique Algérienne en vigueur (RPA99 version 2003)	43

DEUXIEME PARTIE : SIMULATION NUMERIQUE

TROISIEME CHAPITRE

MODELISATION NUMERIQUE DE LA STABILITE SISMIQUE DES PENTES.....	46
3.1. Introduction	46
3.2. Présentation des outils numériques utilisés.....	46
3.3. Description du modèle géométrique retenu	50
3.4. validation de l'approche de calcul considérée.....	51
3.5. Analyse de sensibilité effectuée	62
3.6. Synthèse	67

QUATRIEME CHAPITRE

ETUDE DU GLISSEMENT D'AOMAR	68
4.1. Présentation générale du versant	68
4.2. Description des instabilités observées.....	69
4.3. Reconnaissance du site.....	72
4.4. Calculs de stabilité	78
4.5. Analyse des causes probables de rupture du versant.....	80
4.6. Synthèse	86
CONCLUSIONS GENERALES	87
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	89
TABLE DES MATIERES	92

INTRODUCTION GENERALE

Les mouvements de terre sont parmi les phénomènes géodynamiques les plus répandues et souvent les plus graves à la surface de la terre. Ils provoquent une modification naturelle et continue du relief et se produisent ou se réactivent généralement de façon inopinée, notamment lors des tremblements de terre (séismes, explosions souterraines ou sous-marines, etc.), et/ou lors des périodes pluvieuses intenses avec des précipitations prolongées et de l'action conjuguée de facteurs géologiques et géomorphologiques divers. Les secousses sismiques, phénomène naturel souvent catastrophique, engendrent des instabilités de terrains et parfois des effondrements de structure se trouvant dans le voisinage immédiat. Ce problème constitue à l'heure actuelle l'une des préoccupations majeure des ingénieurs chargés de la conception parasismique des ouvrages.

Les glissements de terrains sont parmi les mouvements de masse les plus spectaculaires et les plus fréquents, dont l'apparition provoque des déformations à l'intérieur comme à l'extérieur de la croûte terrestre. Ils se développent dans un massif de sols meubles ou de roches argileuses tendres et se produisent dans des circonstances très variées, affectant les ouvrages construits par l'homme (déblais et remblais) ou, tout simplement, des pentes naturelles. On peut citer à titre d'exemple le célèbre glissement d'Alaska au USA, survenu le 27/03/1964 à cause d'un tremblement de terre. La littérature spécialisée raconte que suite à la secousse sismique, le massif constitué d'argile plastique s'est liquéfié sur une superficie de l'ordre de 2,5 km de large et de 200 à 400 m de long.

Les outils traditionnels utilisés pour traiter le problème de stabilité des pentes reposent sur des approches statiques simples (calcul en équilibre limite par la méthode des tranches). Ces approches, quoique pratiques, ne sont pas rigoureuses puisqu'elles ne tiennent pas compte de l'action sismique sur les ouvrages. Les progrès récents réalisés dans les domaines de l'informatique et du calcul numérique (méthode des différences finies, méthode des éléments finis) conduisent à une meilleure maîtrise du problème de stabilité sismique des pentes.

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

Le mémoire est divisé en quatre chapitres :

- le premier chapitre comporte une synthèse bibliographique et l'analyse de quelques cas pathologiques en relation avec les glissements de terrain survenus en Algérie et dans le monde à la suite des tremblements de terre ;
- le deuxième chapitre décrit les méthodes de calcul du coefficient de sécurité au glissement des massifs de sol en pente sans et sous séisme, puis présente la réglementation parasismique algérienne en vigueur ;
- le troisième chapitre comporte une analyse comparative des résultats de calcul automatique du coefficient de sécurité au glissements par différentes méthodes (calcul en équilibre limite par la méthode des tranches à l'aide du programme PETAL-LCPC et calcul en éléments finis à l'aide du code PLAXIS), ainsi qu'une analyse paramétrique avec la mise en œuvre du règlement parasismique algérien en vigueur ;
- le quatrième chapitre comporte une application numérique au calcul de stabilité sismique d'un versant situé dans la gare Aomar (wilaya de Bouira) et l'analyse des causes probables qui ont conduit à sa rupture.

GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAINS SOUS SOLLECITATIONS SISMIQUES

1.1. CARACTERISATION DU MOUVEMENT SISMIQUE

La résolution des problèmes de construction des ouvrages, qui pourraient résister dans une certaine marge admissible de risque à d'éventuelles secousses sismiques, est une préoccupation majeure des projeteurs et constructeurs. Ceci ne peut se faire sans une bonne connaissance des caractéristiques du mouvement sismique et une meilleure estimation du maximum probable du mouvement sismique et son avènement dans l'espace et dans le temps. Pour être en mesure de construire en zones sismiques, il est nécessaire d'identifier ces zones et donc de comprendre le mécanisme générateur des séismes, puis de caractériser un séisme par un certain nombre de grandeurs directement mesurables et utilisables par l'ingénieur.

Le mouvement sismique résulte de la propagation vers la surface de la terre d'une perturbation qui a pris naissance à l'intérieur de l'écorce terrestre. Cette perturbation est connue par sa soudaineté, sa courte durée et ses effets souvent destructeurs. Elle est caractérisée par un certain nombre de paramètres fonction du mécanisme au foyer et de la profondeur focale, de la distance du site à la source et de la direction de propagation des ondes sismiques, ainsi que des caractéristiques géologiques, géomorphologiques et géotechniques des massifs de sols ou de roches traversés. Dans l'état actuel des connaissances, il n'est pas possible de prédire l'instant et le lieu où un séisme va se produire, mais il est possible d'identifier les zones à haut risque sismique et d'y construire en conséquence.

1.1.1. Mécanisme de génération des séismes

Les séismes, dans leur quasi-totalité, sont dus aux mouvements des plaques tectoniques terrestres (figure 1.1). On distingue généralement trois types de mouvements (Yelles Chaouche, 1993):

- un mouvement latéral lorsqu'une plaque se déplace latéralement par rapport à une autre ;
- des mouvements divergents lorsqu'une plaque s'éloigne d'une autre formant une tranchée océanique ;
- un mouvement de subduction lorsque deux plaques convergent forçant l'une à s'enfoncer sous l'autre.

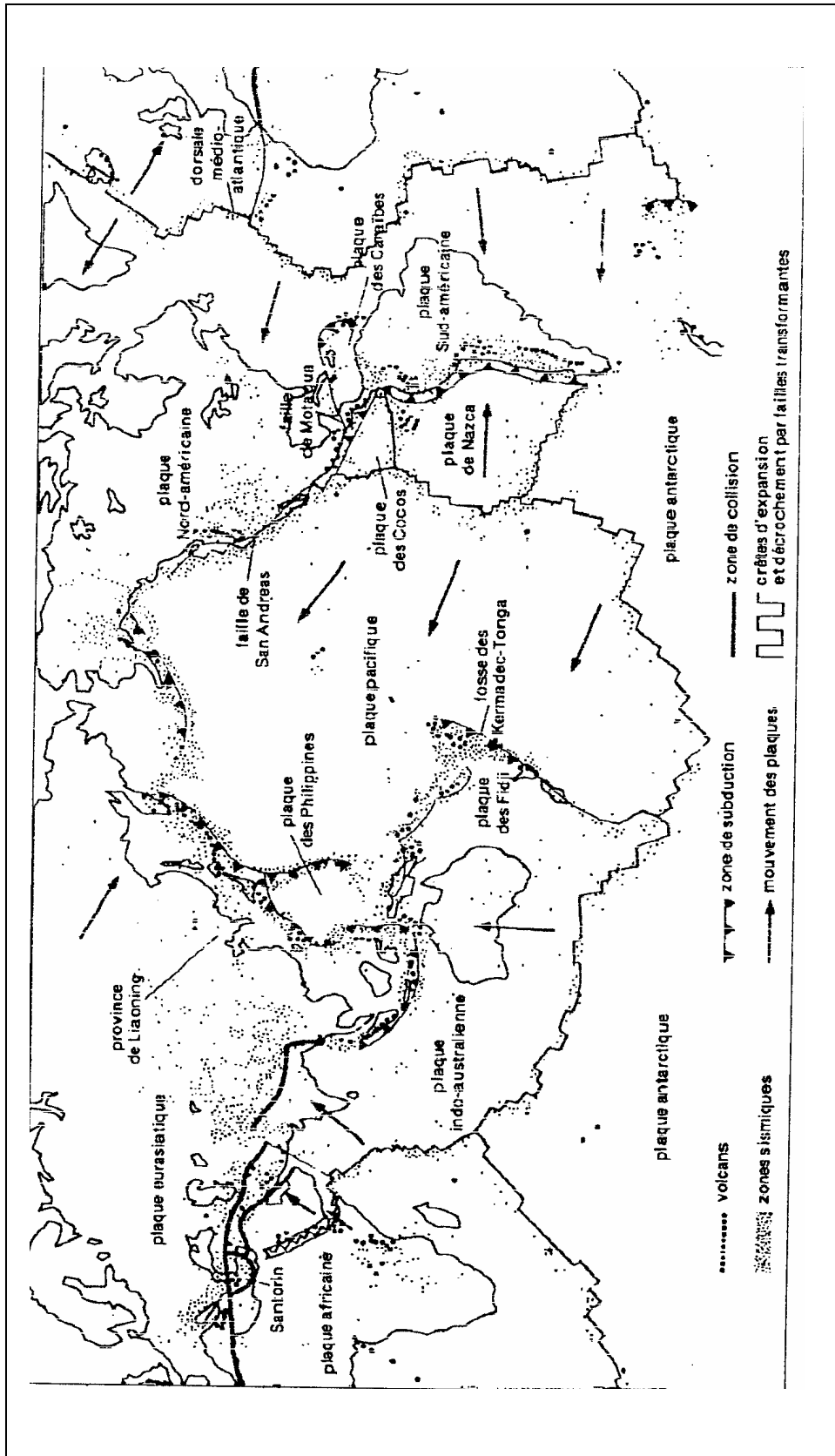


Figure 1.1. Principales plaques tectoniques et leurs liaisons avec les séismes récents (petits points) ainsi que les volcans (gros points). (Yelles Chaouche, 1993).

On peut estimer le taux d'accumulation d'énergie à la frontière de deux plaques, mais on ne peut savoir quand cette énergie sera dissipée. Selon la profondeur des foyers, les séismes peuvent être superficiels ou profonds. Ils sont situés, dans leur majorité, sur les frontières des plaques lithosphériques (figure 1.2). Toutefois, leurs caractéristiques diffèrent suivant qu'ils se manifestent dans les zones de divergence (axe des dorsales), dans les zones de contact de deux plaques lithosphériques ou encore le long des failles (frottement d'une plaque contre une autre).

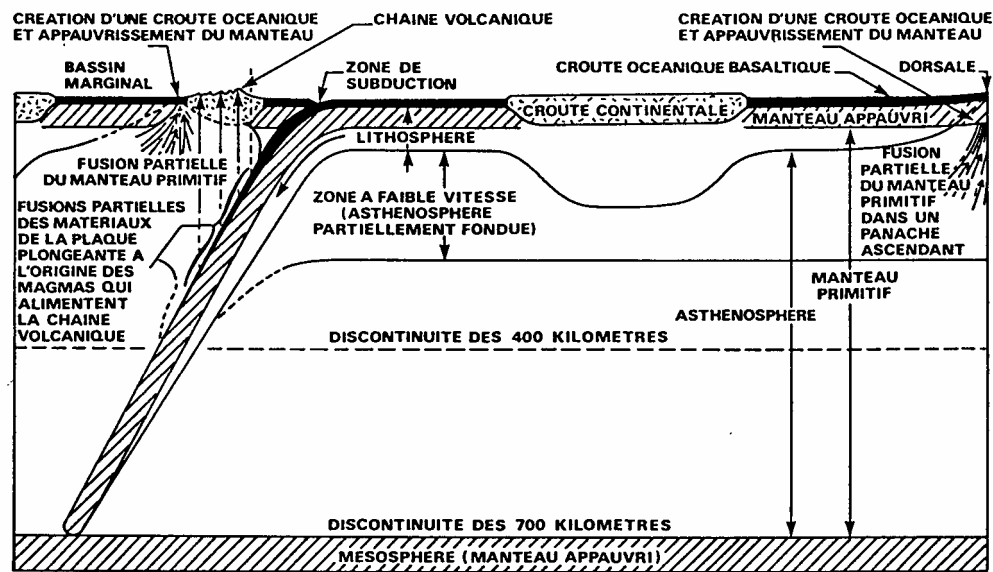


Figure 1.2. Plaques lithosphériques (Pecker, 1984).

1.1.2. Failles et modes de rupture

Une faille est un ensemble de surfaces discontinues présentant des milliers de ramifications dans des directions multiples qui suivent, dans leur ensemble, la trace des failles représentées sur les cartes sismotectoniques dans une zone potentiellement sismique (figure 1.3). Aujourd'hui, il est admis que le jeu de failles est l'une des causes principales qui engendrent un séisme, d'une part, et que la majorité des séismes s'accompagnent par la naissance de fractures géologiques, d'autre part. Néanmoins, ces failles sont rarement isolées et font généralement partie d'un même ensemble tectonique pouvant couvrir toute une région. Cette relation intime entre les failles et les séismes est bien mise en évidence par l'un des plus importants accidents survenus à travers le monde : le système de failles de San Andreas aux USA.

On y distingue trois mécanismes de rupture (Pecker, 1984) :

- faille normale ou d'extension, qui se caractérise par la séparation partielle de deux compartiments. Lorsqu'elles sont soumises à des forces d'étirements, les failles normales s'écartent l'une de l'autre, ce qui provoque l'effondrement de l'un des blocs ;
- faille inverse ou chevauchante, qui est caractérisée par deux blocs poussés l'un vers l'autre par des forces de compression. Ce qui conduit, dans la plupart des cas, au chevauchement d'un bloc sur l'autre ;
- faille coulissante ou glissement latéral, qui provoque le coulisage horizontal des deux blocs séparés en sens contraire de part et d'autre du plan de faille.

Au cours d'un séisme, les surfaces de glissement ne sont pas toujours continues le long d'une faille et ne suivent pas toujours la trace déjà établie de la faille. Elles suivent plutôt un chemin de résistance minimale au sein d'une zone de cisaillement large, se transférant successivement d'un plan de faille résistante à un autre.

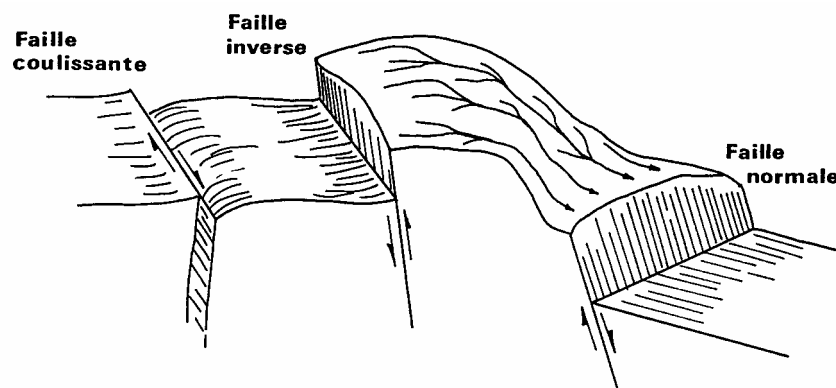


Figure 1.3. Mouvement des failles (Pecker, 1984).

1.1.3. Nature et mode de propagation des ondes sismiques

Un séisme produit différentes ondes sismiques : ondes de volume qui se propagent dans la croûte terrestre et ondes de surface qui se propagent à la surface du sol. On distingue deux types d'ondes de volume :

- ondes primaires (ondes p), qui sont des ondes longitudinales se propageant avec une vitesse V_p et dont le déplacement des particules du milieu est dans la direction de propagation. Elles produisent dans cette direction des compressions et extensions successives ;
- ondes secondaires (ondes s), qui sont des ondes de cisaillement se propageant avec une vitesse V_s et dont le déplacement des particules du milieu est perpendiculaire à la direction de

propagation. Elles provoquent un cisaillement des roches par une distorsion sans changement de volume (ces ondes ne se propagent pas en milieu liquide).

On distingue deux types d'ondes de surface :

- ondes de Rayleigh, qui sont des ondes verticales se propageant à la surface du sol. Le mouvement des particules du milieu est elliptique dans le plan vertical de propagation ;
- ondes de Love, qui sont des ondes horizontales se propageant à la surface du sol. Elles se déplacent dans un plan tangent à la surface et perpendiculairement à la direction de propagation. Ces ondes provoquent un ébranlement horizontal qui peut être la cause de nombreux dégâts.

Les ondes primaires sont généralement à haute fréquence et les premières à atteindre les ouvrages. Les ondes secondaires sont à plus basse fréquence, mais possèdent de plus grandes amplitudes et sont responsables de la grande majorité des dommages occasionnés aux bâtiments.

Le modèle théorique admis en sismologie consiste à faire l'hypothèse que l'écorce terrestre se comporte comme un milieu continu, élastique et isotrope. Ce modèle représente une situation idéale, mais approximative car il néglige certains effets comme les grandes déformations, l'anisotropie des sols et les discontinuités près de la source du séisme résultant des fractures et des failles dans l'écorce terrestre. La théorie de propagation des ondes élastiques permet de démontrer que les vitesses de propagation des ondes sismiques primaires et secondaires sont données respectivement par les deux expressions suivantes :

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}}$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

où $\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$ désigne la constante de Lamé, G le module de Coulomb, E le module

d'Young, ν le coefficient de Poisson et ρ la densité du massif.

1.1.4. Paramètres caractéristiques du mouvement sismique

La plupart des paramètres caractéristiques du mouvement sismique sont la longueur, la profondeur et l'orientation de la faille sur laquelle se localise le foyer, la direction, la vitesse et la longueur du déplacement lors de la rupture, les contraintes et leur orientation, l'atténuation de ces contraintes lors du séisme, le spectre d'énergie dispersée sous forme d'ondes sismiques et enfin l'histoire du mouvement cassant. Les autres paramètres utilisés pour classer un séisme sont la magnitude et l'intensité d'un séisme qui constituent deux principales échelles actuellement utilisées pour mesurer les séismes.

La magnitude est définie comme le logarithme de l'amplitude des ondes sismiques d'une certaine fréquence enregistrée sur un sismographe ;

L'intensité, quant à elle, dépend d'un certain nombre de facteurs notamment la distance, la profondeur du foyer sismique, la durée du séisme, la nature du sol et du sous-sol dans laquelle l'énergie sismique rayonne, etc. Les nombreuses échelles d'intensité (Rossel-Forel, 1873 ; Mercalli, 1902 ; Mercalli-Cancian-Sieberg, 1917 ; Mercalli modifiée, 1931 ; MSK, 1964 ; EMS, 1992) précisent les dégâts pour chaque type de construction (tableau 1.1.).

Tableau 1.1. Echelle MSK (Medvedev, Sponheuer et Harnik, 1964)

Intensité	Effets	Accélération maximale au sol (x g)
I	Secousse non perceptible	-
II	Secousse à peine perceptible	<0.003
III	Secousse faible ressentie de façon partielle	0.003-0.007
IV	Secousse largement ressentie	0.007-0.015
V	Secousse entraînant le réveil des dormeurs	0.015-0.030
VI	Secousse engendrant la frayeur	0.030-0.070
VII	Secousse suivie de dommages aux constructions	0.070-0.150
VIII	Secousse occasionnant des destructions de bâtiments	0.150-0.300
IX	Secousse avec des dommages généralisés aux bâtiments	0.300-0.700
X	Secousse avec destructions généralisées de bâtiments	0.700-1.500
XI	Secousse avec des situations catastrophe	1.500-3.000
XII	Secousse provoquant un changement de paysage	3.000-7.000

$g=9,81\text{m/s}^2$ accélération de la pesanteur.

Les grandeurs maximales : accélération a_{max} , vitesse V et déplacement d déduits d'un accélérogramme sont prises en compte pour caractériser la violence d'un séisme, mais ne sont pas à elles seules caractéristiques de celui-ci. La figure 1.4 représente, à titre d'exemple,

l'accélérogramme (déplacement, vitesse et accélération en fonction du temps) du séisme d'Olympia. On notera que ces valeurs ne varient pas totalement indépendamment les unes des autres. Pour les séismes réels, le rapport a_{\max}/V^2 est compris entre 5 pour les séismes peu violents et 15 pour les séismes violents.

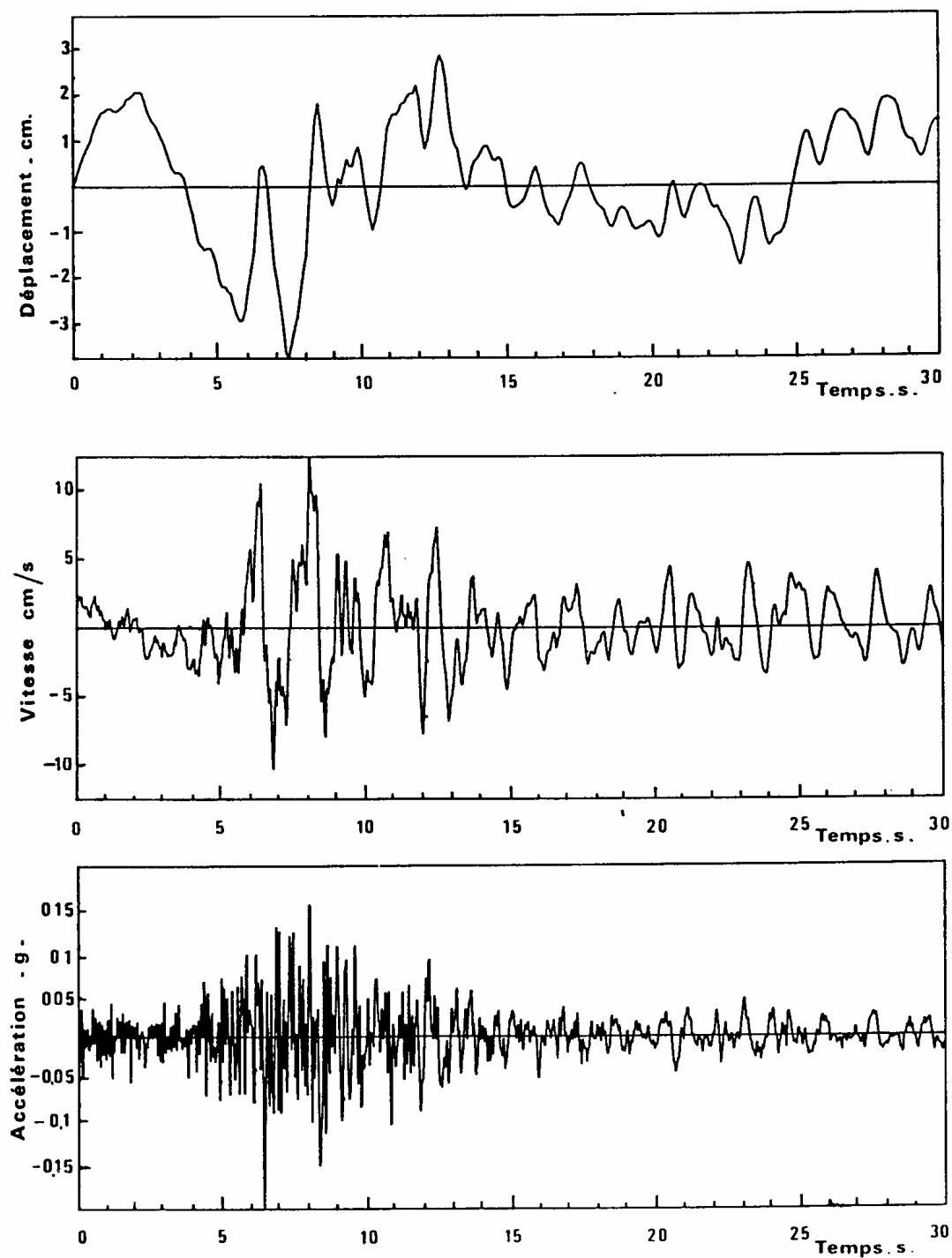


Figure 1.4. Accélérogramme du séisme d'Olympia, Washington (1949) composante S86 W (Pecker, 1984).

1.1.5. Facteurs influençant le mouvement sismique

Les principaux facteurs influençant le mouvement sismique sont :

- les facteurs liés aux mécanismes de génération ou facteurs liés à la source, appelés effets de source ;
- les facteurs liés au chemin de parcours des ondes sismiques, appelés effets de propagation ;
- les facteurs liés aux conditions locales du site considéré (influence des conditions géologiques locales, influence des conditions topographiques, interaction sol-structure), appelés effets de site.

La figure 1.5 montre de façon schématique ces trois types de phénomènes susceptibles d'affecter un signal sismique.

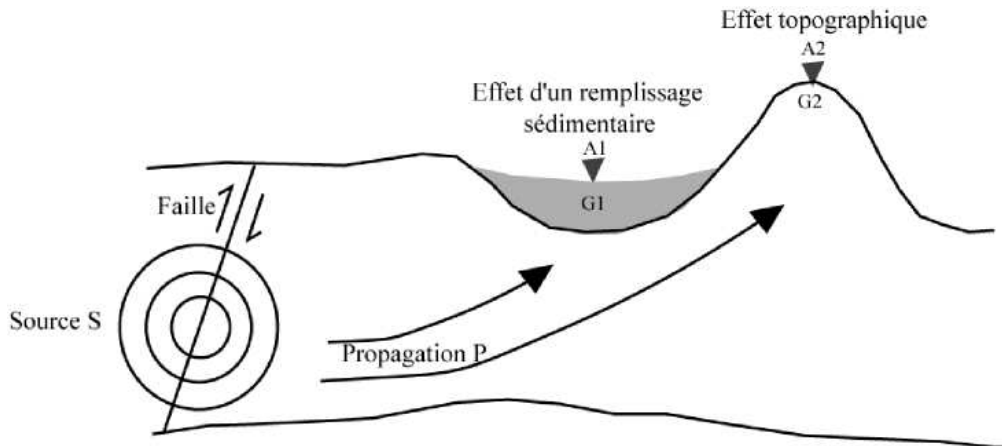


Figure 1.5. Phénomènes affectant la propagation des ondes sismiques depuis la source jusqu'au site.

1.1.6. Contexte géodynamique du nord de l'Algérie

L'Algérie est divisée en deux unités tectoniques majeures séparées par la faille sud-atlasique : le nord du pays porte l'empreinte de la tectonique alpine tandis que le sud formé par la plateforme saharienne est relativement stable et la tectonique y est moins prononcée. Par ailleurs, l'Algérie est située sur une limite majeure entre deux plaques tectoniques : la plaque Eurasienne et la plaque africaine. Le séisme de Zemmouri-Boumerdes survenu le 21 mai 2003 est lié à un contexte tectonique compressif créé par la remontée nord-ouest de la plaque africaine contre la plaque eurasiennne. D'après le modèle global (Argus *et al.*, 1991, AFPS, 2003), la

vitesse de raccourcissement entre les deux plaques est estimée entre 5 et 6 mm/an dans la région d'Alger (Figure 1.6.).

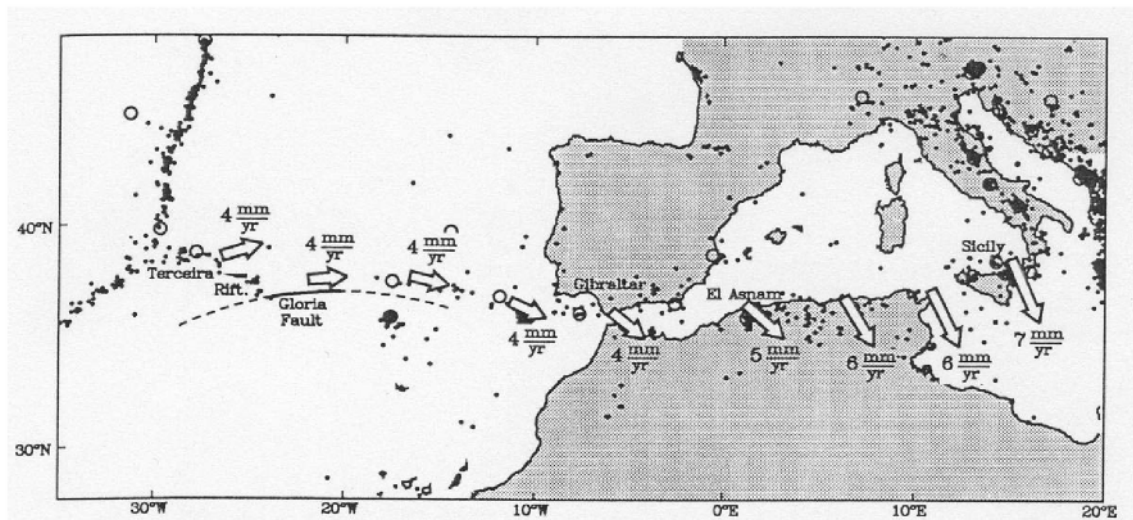


Figure 1.6. Contexte géodynamique de l'Afrique du nord
(Argus et. Al., 1991, in east.u-strasbg.fr)

L'affrontement entre les deux plaques a donné naissance notamment à la chaîne de l'Atlas Tellien. Ce massif forme une zone complexe constituée de nappes mises en place au Miocène inférieur (Figure 1.7).

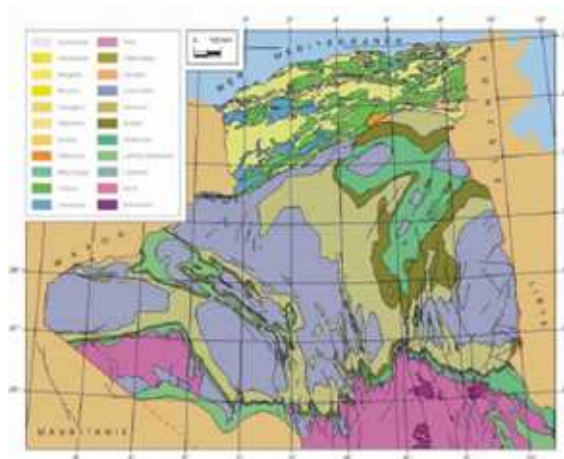


Figure 1.7. Géologie de l'Algérie (Ministère de l'énergie et des mines
Algérien : www.mem-algeria.org)

La tectonique est celle de la collision Afrique-Europe. Le nord de l'Algérie a été victime de nombreux séismes qui sont majoritairement des séismes en faille inverse en accord avec le mouvement général de compression à la frontière des plaques tectoniques Eurasie et Afrique. La figure 1.8 présente un extrait de l'esquisse tectonique du nord de l'Algérie.

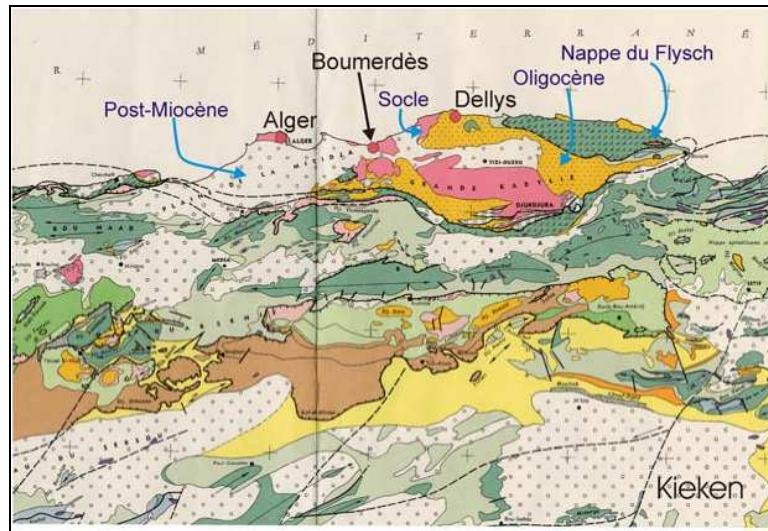


Figure 1. 8. Extrait de l'esquisse tectonique de l'Algérie (Kieken, 1962 cité par AFPS, 2003).

Les cartes sismo-tectoniques disponibles pour le Nord de l'Algérie font état de deux types de failles. D'une part des failles décrochantes dont la faille de Thénia (Figure 1.9) et, d'autre part, des failles en compression avec des prolongements marins probables. Ainsi les failles bordant la Mitidja et le Sahel se continueraient en mer au large de la côte entre Boumerdès et Dellys.

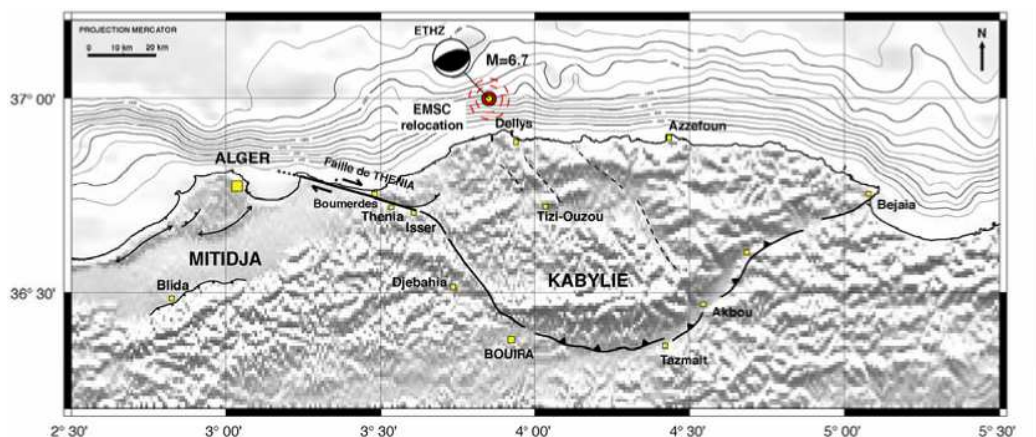


Figure 1.9. Faille de Thénia et localisation du séisme du 21 mai 2003 (M. Meghraoui, d'après Boudiaf, <http://eost.u-strasbg.fr>)

La figure 1.10 rassemble les principaux séismes survenus en Algérie et les magnitudes correspondantes.

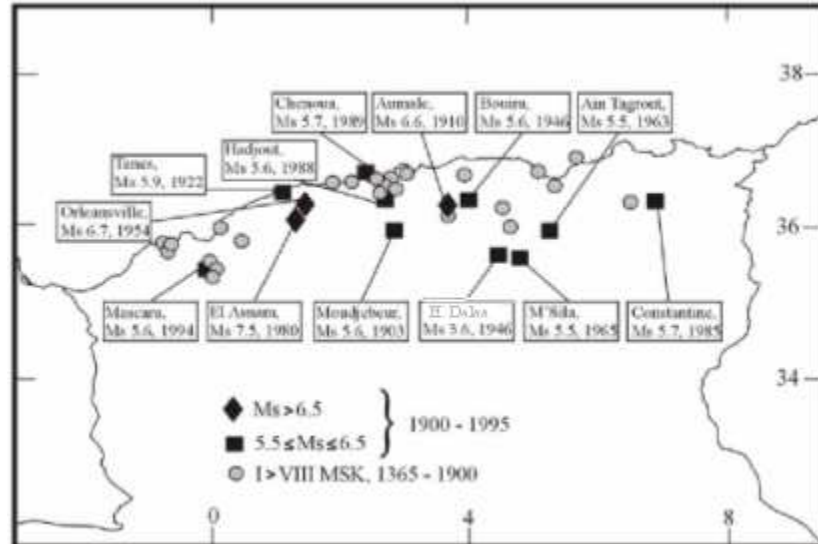


Figure 1.10. Sismicité au XX^{ème} siècle du nord de l'Algérie (AFPS, 2003).

La figure 1.11 cartographie les zones sismiques du nord de l'Algérie en fonction de l'intensité sismique observée.

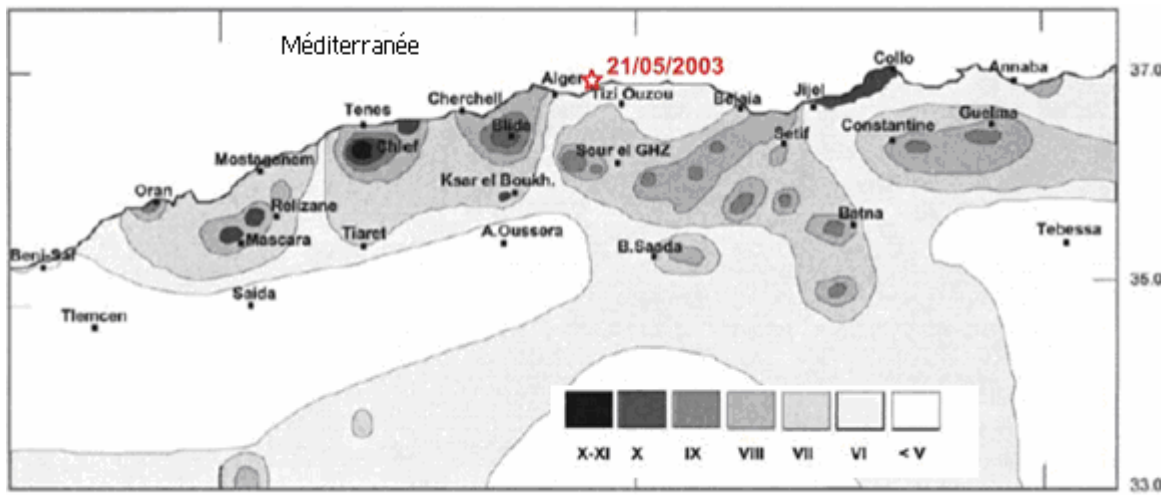


Figure 1.11. Intensités maximales observées au nord de l'Algérie (Bezzeghoud et al., 1996)

La figure 1.12 présente la carte d'aléa sismique le nord de l'Algérie. On y retrouve une zone d'aléa plus faible dans le centre du pays, lieu d'occurrence du séisme du 21 mai 2003 (Zemmouri-Boumerdès).

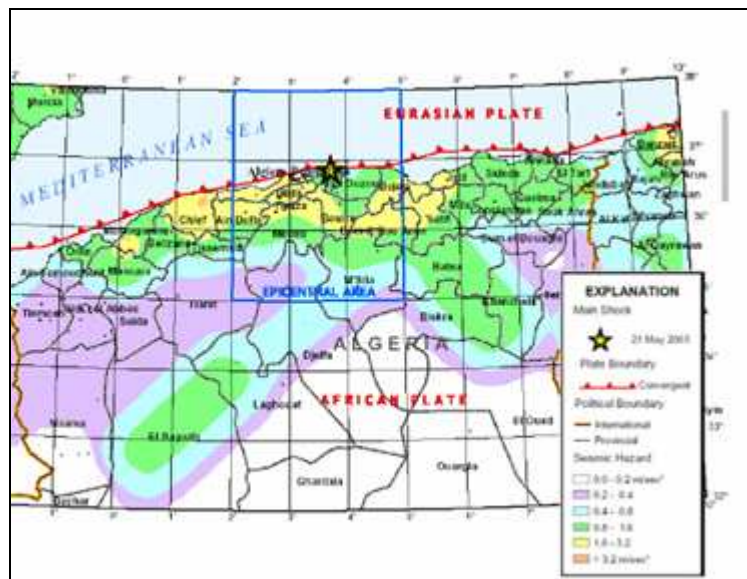


Figure 1.12. Cartes d'aléa sismique (AFPS, 2003).

Le tableau 1.2 rassemble les valeurs des accélérations maximales enregistrées par le CGS dans la plaine de Mitidja (bassin du type intra-montagneux dont la série sédimentaire s'étend du Jurassique au Miocène).

Tableau 1.2. Valeurs des accélérations maximales enregistrées par le CGS (AFPS, 2003).

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

La figure 1.13 donne les premiers enregistrements accélérométriques effectués dans la région de Boumerdès (station n°1 à Keddara) lors de la réplique du 27/05/2003 de magnitude $M=5.5$.

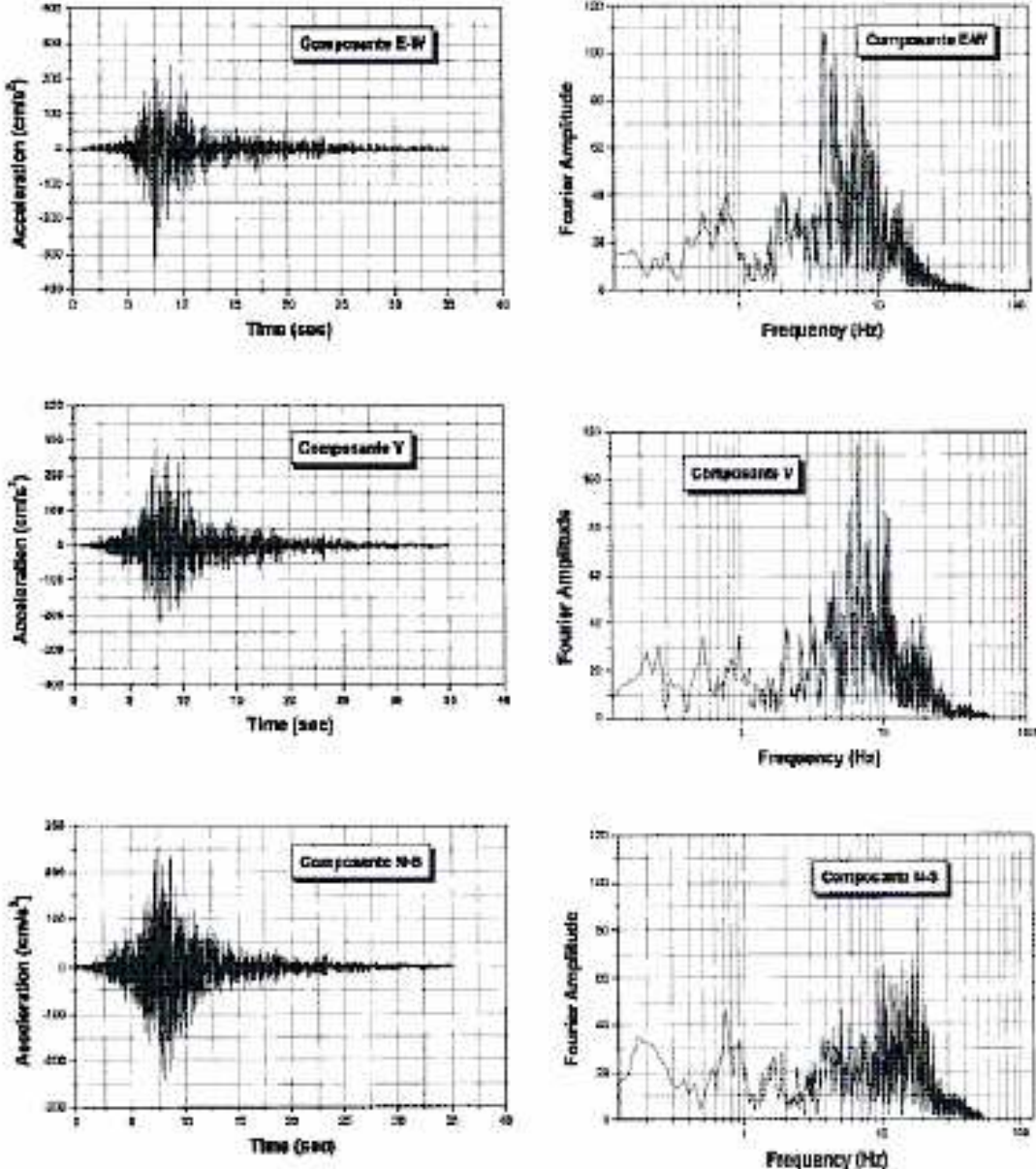
On y relève les accélérations suivantes :

- Composante Est-ouest : 0.29 g
- Composante Verticale : 0.4 g
- Composante Nord-sud : 0.13 g

où $g=10\text{m/s}^2$ désigne l'accélération de la pesanteur.

On notera une accélération verticale plus élevée que les accélérations horizontales. Ceci s'explique par le fait que la station d'enregistrement se trouve en champ proche ou il est admis qu'à ce niveau la verticale peut être supérieure aux autres, dans un contexte de faille inverse.

Choc principal Mw=6.8-21/05/2003, 19 :44 :40(GMT+1)



Station en champ libre N°1 : KEDDARA (Boudouaou)

Figure 1.13. Accélérogramme 3 composantes et spectres de Fourier associés (AFPS, 2003).

1.2. MECANISMES DE RUPTURE DES PENTES SOUS SEISME

Les mécanismes conduisant à la rupture des pentes sous séisme sont souvent difficiles à connaître en raison de la complexité de la géologie locale et du peu d'informations sur les paramètres rhéologiques et hydrogéologiques des matériaux.

Les séismes peuvent provoquer des mouvements de terrains dans des pentes habituellement stables, aussi bien dans les massifs rocheux que dans les massifs argileux ou sableux.

Ces instabilités sont représentées principalement par deux catégories de déformations, à savoir les glissements de terrain et la liquéfaction :

- les glissements de terrains semblables à ceux dus à d'autres causes (chargement en tête, surpressions interstitielles importantes, etc.) et les glissements latéraux qui se produisent dans les ouvrages en terre (remblais et digues).
- la liquéfaction des sols, notamment des sables fins saturés, qui provoquent des désordres dans les fondations d'ouvrages de soutènement et autres structures sus-jacentes.

Ces mouvements ont deux causes principales : les efforts d'inertie des mouvements sismiques (déstabilisateurs) et la perte de résistance de certains matériaux. Enfin, des effets de site peuvent conduire à des amplifications des accélérations sismiques telles que des mouvements se produisant dans des régions qui ne présenteraient, en conditions statiques, aucune instabilité.

1.2.1. Mécanismes de rupture classiques

Il s'agit essentiellement des mécanismes de rupture par cisaillement des talus de remblais et d'excavations ou des pentes naturelles. Ces mécanismes dépendent de la forme de la surface observée ou supposée (plan, droite, calotte sphérique, arc de cercle, arc de spirale logarithmique, etc.).

D'autres mécanismes de rupture par plastification et écoulements d'une partie de la masse du sol peuvent également exister (poinçonnement dans le cas des remblais sur sols compressibles, coulées boueuses, fluage, etc.).

La fréquence relative de chaque type de mouvement de versant dans le monde n'est pas la même pour tous les mécanismes (figure 1.14). Leurs caractéristiques générales sont données par le tableau 1.3.

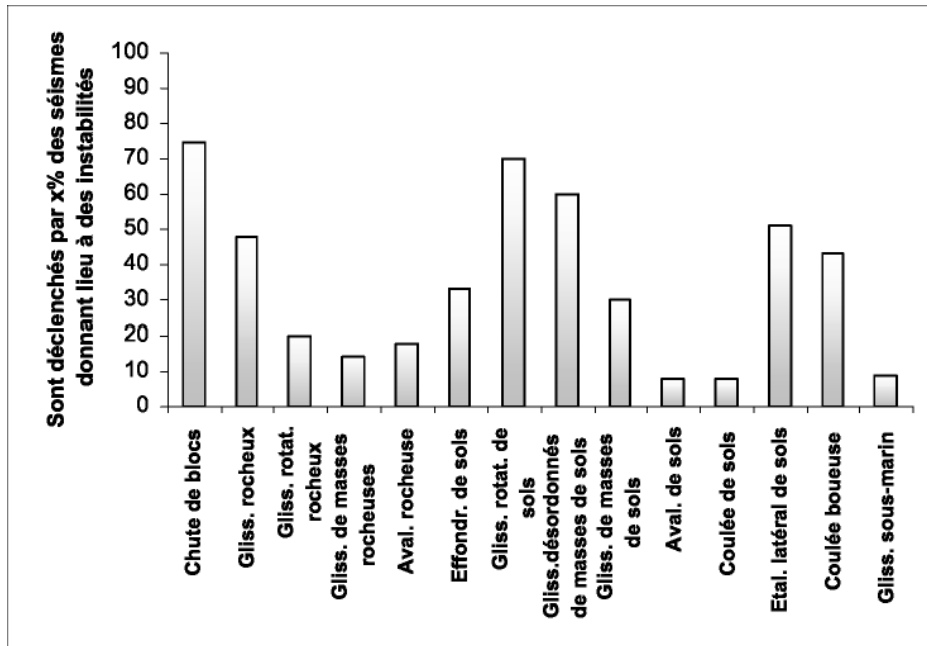


Figure 1.14. Fréquence relative de chaque type de mouvement de versant dans le monde, entre 1811 et 1997 (Keefer, 1984a ; Rodriguez et al., 1999).

Tableau 1.3. Estimation du nombre de victimes attribuables à des mouvements de versant dans les 40 séismes de la base de données de Keefer (1984).

Type de mouvement de versant	Estimation du nombre de victimes attribuables aux mouvements de versant dans 24 des 40 séismes étudiés	Nombre de séismes dans lesquels les mouvements de versant ont causé des victimes
Coulée boueuse	25000-115000	5
Avalanche rocheuse	21000-30000	6
Chute de blocs	800-2500	11-12
Glissement rotationnel de sols	< 3100 ?	4
Glissement rocheux	< 1000 ?	1 ?
Glissement sous-marin	48-84	3
Glissement de masses de sols fragmentées ou déstructurées	< 80 ?	1 ?
Avalanche de sols	< 80 ?	1 ?
Glissement rotationnel rocheux	17	1
Effondrement de sols	< 12 ?	1 ?

Tableau 1.4. Caractéristiques générales des mouvements de versants
sous sollicitations dynamiques (Keefer, 1984).

Type de mouvement de versant	Localisation de la surface de rupture	Pente minimale (°)	Vitesse	Volume (m ³)	Déplacement	Déclenchés par x% des séismes donnant lieu à des instabilités
Chutes de blocs (<i>rock falls</i>)	Superficielle	40	Très rapide	< 10 ⁴	< 800 m	> 50 %
Glissements de masses de sols déstructurées ou fragmentées (<i>disrupted soil slides</i>)	Superficielle	15	Modérée à rapide	< 10 ⁴	< quelques centaines de mètres	
Glissements rotationnels de sols (<i>soil slumps</i>)	Profonde	7	Lente à rapide	100 - 10 ⁵	< 10 m	
Glissements rocheux (<i>rock slides</i>)	Superficielle	35	Rapide à très rapide	< 10 ⁴	< quelques centaines de mètres	40 – 50 %
Étalement latéral de sols (<i>soil lateral spreads</i>)	Variable	0,3	Très rapide	100 - 10 ⁵	< 10 m	
Coulées boueuses (<i>rapid soil flows</i>)	Superficielle	2,3	Très rapide à extrêmement rapide	Jusqu'à plusieurs millions	De quelques mètres à plusieurs kilomètres	
Effondrements de sols (<i>soil falls</i>)	Superficielle	40	Très rapide	< 10 ³	Accumulation au pied des pentes	30 – 40 %
Glissements de masses de sols (<i>soil block slides</i>)	Profonde	5	Lente à rapide	100 - 10 ⁵	< 100 m	
Avalanches rocheuses (<i>rock avalanches</i>)	Profonde		Très rapide			10 – 20 %
Glissements rotationnels (<i>rock slumps</i>)	Profonde		Lente à rapide			
Glissement de masses rocheuses (<i>rock block slides</i>)	Profonde		Lente à rapide			
Avalanches de sols (<i>soil avalanches</i>)	Superficielle		Très rapide à extrêmement rapide			< 10 %
Coulées de sols (<i>slow earth flows</i>)	Superficielle		Très lente à modérée			
Glissements sous marins (<i>subaqueous landslides</i>)	Variable		Généralement rapide à extrêmement rapide			

1.2.2. Mécanisme de liquéfaction des sols

C'est le phénomène de liquéfaction des sols qui constitue, pour ce qui concerne la stabilité des ouvrages en terre, l'élément principal du comportement dynamique des sols.

Durant un séisme, le sol est sollicité en conditions non drainées ; le rôle de l'eau étant déterminant : le comportement est régi par les surpressions interstitielles qui s'accumulent pendant tout le temps de passage de l'onde sismique. Selon que le comportement du squelette granulaire est dilatant ou contractant, ces surpressions peuvent être respectivement négatives ou positives.

Le phénomène de liquéfaction se produit habituellement dans des sables lâches saturés qui, lorsqu'ils sont soumis à des chocs ou déformations, ont tendance à diminuer de volume (matériaux contractants). Cette contraction du squelette granulaire se traduit par un accroissement de la pression interstitielle et une diminution corrélative de la contrainte effective. Lorsque l'accroissement de la pression interstitielle devient égal à la contrainte effective initiale, le sable perd toute résistance et se comporte comme un fluide (figure 1.15). Des sables de compacité moyenne à élevée sont également susceptibles de se liquéfier sous l'application des charges cycliques quand ils ont un comportement dilatant sous chargement monotone.



Figure 1.15. Cratère dû à une liquéfaction (Pecker A., 2006).

Les lœss et les sols lœssiques en général, qui sont des dépôts éoliens caractérisés par un indice des vides très élevé et une structure du squelette granulaire susceptible de s'effondrer facilement, sont eux aussi liquéfiables sous l'effet de l'onde sismique. Les glissements dans les lœss sont caractérisés par des déplacements de masses de sol importantes se produisant sur de grandes distances (plusieurs centaines de mètres, parfois plus). Les essais de cisaillement cycliques en conditions non drainées mettent en évidence un effondrement de la structure granulaire des lœss associée à une augmentation de la pression interstitielle.

1.2.3. Autres mécanismes de rupture

Outre le phénomène de liquéfaction, la résistance cyclique des sols est en général plus faible que la résistance statique. Différents phénomènes y contribuent :

- un phénomène de fatigue des matériaux : la résistance diminue avec le nombre de cycles, l'accumulation de chargements inférieurs à la résistance statique du matériau peut alors conduire à la rupture ;
- un effet de vitesse observable sur les argiles sollicitées à des fréquences élevées (essais de cisaillement cycliques réalisés à des vitesses de déformation 100 à 1000 fois plus élevées que celle utilisée pour les essais monotones ;
- un effet de précisaillement qui se traduit par une diminution de la résistance cyclique lorsque des contraintes de cisaillement préexistent dans le massif.

1.2.4. Facteurs de prédisposition et facteurs déclenchants

Comme en conditions statiques, on distingue quatre facteurs de prédisposition au déclenchement d'une instabilité sous sollicitations sismiques (Bourdeau, 2005).

- la 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 ;
- les caractéristiques géologiques/géotechniques : le pendage des couches géologiques conforme à la pente et certains types de sols peuvent favoriser le déclenchement d'une instabilité ;
- les actions anthropiques : l'urbanisation incontrôlée, le développement de voies de communication dans des zones sensibles, la déforestation et l'amincissement de la couverture végétale contribuent à la dégradation du milieu naturel. Cette dégradation peut, dans certains cas, accélérer l'occurrence des mouvements de versant ;
- les pressions interstitielles : lorsque le séisme s'est produit durant la saison des pluies, la pression exercée par l'eau dans les sols augmente donc leur susceptibilité à l'action des secousses sismiques.

Sous l'effet des vibrations sismiques, deux facteurs déclenchants d'un mouvement de versant (Bourdeau, 2005) :

- la diminution des caractéristiques mécaniques des matériaux (paramètres de résistance au cisaillement) ;
- les effets de site (conditions géologiques et topographiques locales).

1.3. COMPORTEMENT DES SOLS ET DES MASSIFS DE SOLS EN PENTE

Sont décrits ci-après successivement les comportements des sols sous sollicitations monotones (pour mémoire) et cycliques.

1.3.1. Comportement sous sollicitations monotones

Les études effectuées en laboratoire et en place montrent que le mécanisme de rupture par cisaillement des sols dépend non seulement de l'intensité des efforts exercés et de la manière dont ils leurs sont appliqués, mais également des conditions de drainage de l'eau interstitielle. Le cisaillement drainé, caractéristique du comportement à long terme, est caractérisé par des déformations qui s'accompagnent d'une densification du sol dans le domaine normalement consolidé, d'ou un accroissement de sa cohésion vraie. Le cisaillement non drainé, caractéristique du comportement à court terme, est accompagné du développement de fortes surpressions interstitielles, d'une réduction importante de la contrainte normale effective et de la résistance au frottement des particules solides.

La résistance au cisaillement des sols dépend donc non seulement de l'état de consolidation dans lequel ils se trouvent, mais aussi des cheminements des sollicitations exercées au cours du cisaillement. La figure 1.16 présente divers chemins de contraintes, qui peuvent être suivis au cours des essais triaxiaux (a/chemins isotropes; b/chemins radiaux à rapport de contraintes radiale et axiale constant; c/chemins à contrainte radiale constante; d/chemins à contrainte axiale constante). Il n'existe donc pas une résistance au cisaillement propre à un sol donné, mais une infinité de résistances au cisaillement qui dépendent du chemin de contraintes effectives suivi. Cependant, il existe une position critique à laquelle correspond une valeur maximale de cette résistance : c'est la résistance critique ou de rupture par cisaillement. La résistance au cisaillement critique correspond au pic τ_{pic} de la courbe "contrainte de cisaillement-déformation axiale" ou, à défaut, à une valeur estimée conventionnellement τ_{ult} lorsque celle ci tend vers une asymptote ; la résistance à grandes déformations étant définie par la résistance résiduelle $\tau_{rés}$ (figure 1.17.). Les paramètres de cisaillement (cohésion c et angle de frottement ϕ) se déterminent, pour un sol donné, sur la droite de Mohr-Coulomb représentant l'évolution de la résistance au cisaillement critique en fonction de la contrainte normale appliquée (figure 1.18).

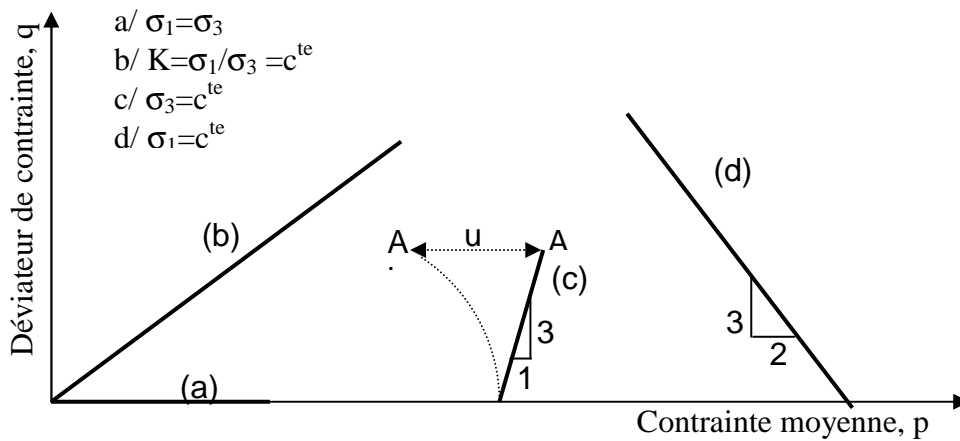


Figure 1.16. : Chemins de contraintes suivis au cours des essais triaxiaux.

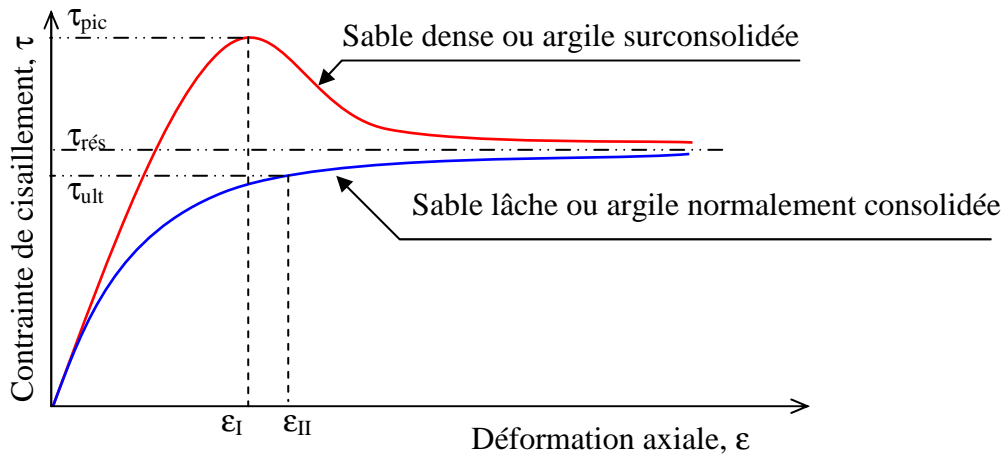


Figure 1.17. : Courbes de cisaillement types des sols.

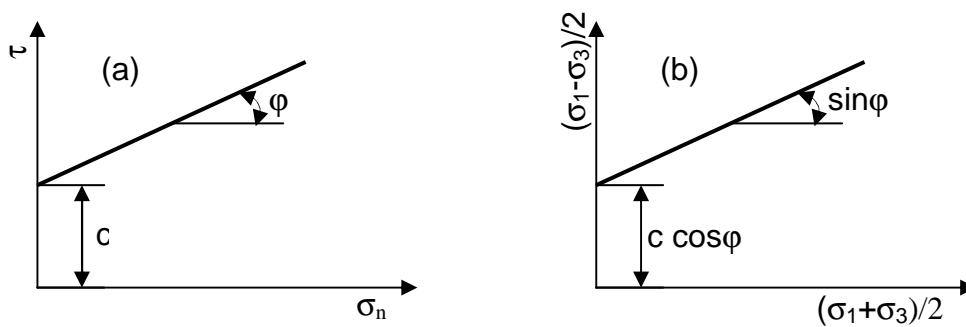


Figure 1.18. : Définition des paramètres de cisaillement à partir des résultats d'essais de cisaillement à la boîte de Casagrande (a) ou à l'appareil triaxial (b).

1.3.2. Comportement sous sollicitations cycliques

L'étude du mouvement sismique a mis en évidence l'importance de la nature des couches géologiques de surface sur ses caractéristiques. Ainsi, l'étude du comportement des sols sous chargement cyclique constitue une étape essentielle du génie parasismique.

Une description complète du comportement des sols est obtenue si, partant d'un état d'équilibre caractérisé par un champ de contrainte σ et un champ de déformation ε , il est possible de déterminer le nouvel état de déformation correspondant à l'application d'un incrément de contrainte $d\sigma$. La relation entre les champs de contrainte et de déformation constitue la loi de comportement (figures 1.19 et 1.20). Cette loi peut être obtenue dans le cadre d'une théorie donnée : élasticité, viscoélasticité, plasticité. Cependant, une approche plus expérimentale et plus pragmatique est souvent employée en mécanique des sols.

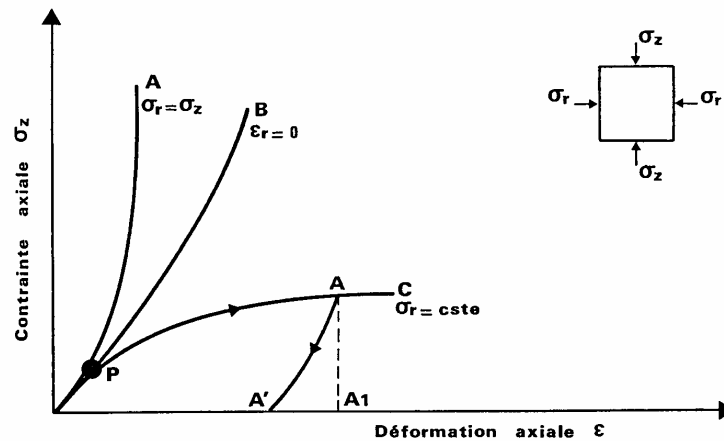


Figure 1.19. Courbe effort-déformation dans un essai monotone.

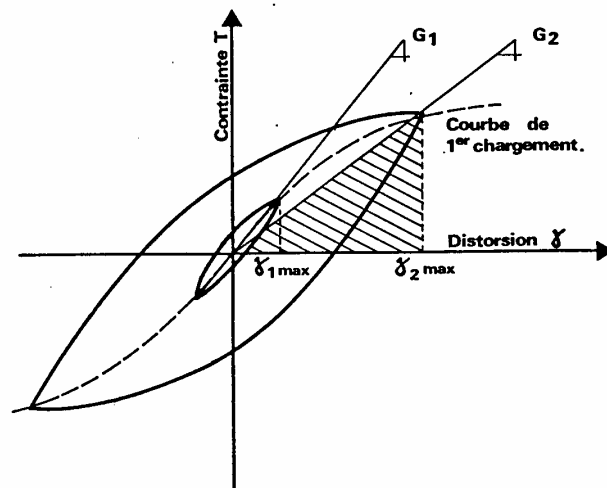


Figure 1.20. Courbe effort-déformation dans un essai cyclique.

1.3.2.1. Modèles de comportement

Le modèle de comportement doit être formulé en contraintes effectives, puisque le comportement des sols est régi par ces contraintes. Pour être valable, le modèle de comportement doit pouvoir être testé sous des chemins de contraintes différents de ceux ayant servi à l'établir. Par ailleurs, le modèle doit être simple et ne fait intervenir qu'un nombre limité de paramètres corrélables ou directement mesurable à partir des résultats d'essais courants de laboratoire. On distingue :

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

1.3.2.2. Caractéristiques dynamiques

On distingue :

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

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

où K et n désignent des paramètres expérimentaux, σ'_m la contrainte moyenne effective, p_a la pression atmosphérique, OCR le rapport de surconsolidation, K paramètre fonction de l'indice de plasticité (tableau 1.5) et $F(e)$ fonction qui dépend de l'indice des vides e du sol égale à : $F(e)=0.3+0.7e^2$ avec $0.4 \leq e \leq 1.2$;

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

$$\tau_{ult} = \sqrt{\left[\frac{1+K_o}{2} \sigma'_o \sin \phi' + c' \cos \phi' \right]^2 - \left[\frac{1-K_o}{2} \sigma'_o \right]^2}$$

où c' et ϕ' désignent la cohésion drainée et l'angle de frottement interne effectif du sol, σ'_o la pression effective des terres et K_0 le coefficient des terres au repos.

Tableau 1.5. Valeurs de K en fonction de l'indice de plasticité (Hardin-Black, 1968).

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

- le coefficient d'amortissement critique β_{\max} fonction du type de sol considéré, du nombre de cycles de chargement N et de sa fréquence f (tableau 1.6.).

Tableau 1.6. Coefficient d'amortissement critique β_{\max} .

Type de sol	β_{\max} (%)
Sable sec et propre	$33-1.5\log N$
Sable propre et saturé	$28-1.5\log N$
Argile saturée	$31-(3+0.03f(\sigma_m/p_a)^{0.5}+1.5f^{0.5}-1.5\log N)$

1.4. EXEMPLES DE QUELQUES CAS DE GLISSEMENTS DE TERRAIN SOUS SEISME

Les glissements de terrain affectent toutes les régions sismiques du monde (Figure 1.21.). Elles sont notamment très abondantes sur le pourtour de l'Océan Pacifique (Japon, Taiwan, Indonésie, Nouvelle Zélande et ouest du continent américain). L'Europe et l'Afrique du nord, bien que moins touchées par ce type d'instabilité, ont connu plusieurs événements (Italie, Grèce, Turquie et Algérie). Enfin, l'Asie et plus particulièrement la Chine, l'Iran, le Kirghizstan, le Kazakhstan et l'Afghanistan sont également soumis à ce type de risque naturel.

Aussi se limitera-t-on ci-après à ne citer que quelques cas de glissements de terrain récents et connus par leur effet dévastateur.

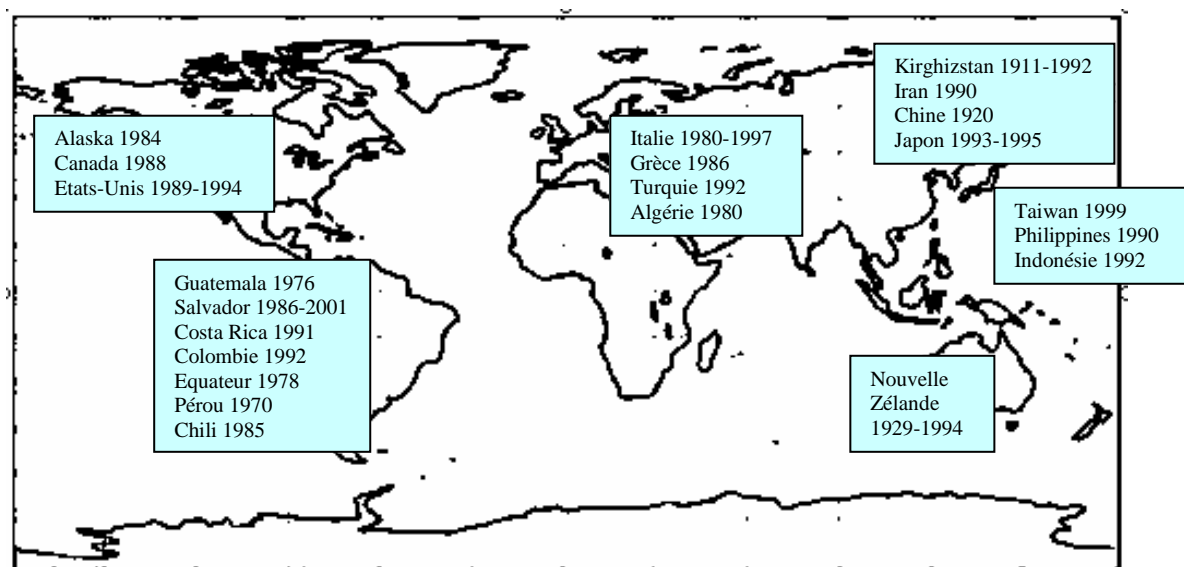


Figure 1.21. Exemples de mouvements de versant sous sollicitations dynamiques depuis 1900 (Keefer, 1984).

1.4.1. Exemples de glissements de terrains survenus dans le monde

On se limite ici à décrire quelques cas de séisme survenus à travers le monde qu'on a puisé dans la littérature spécialisée.

1.4.1.1. Glissement de Villatina Medellin en Colombie (Jean-Michel Jaquet, SIG Genève, 1994)

Le glissement a eu lieu en 1987 au quartier de Villatina Medellin qui est localisé sur le flanc oriental de l'aval du Rio Medellin. Il est l'une des grandes catastrophes naturelles qui ont eu lieu en Colombie dans une zone urbaine. Le nombre des victimes a été entre 450 et 500, avec plus de 120 maisons détruites.

Le glissement est parti de la zone de dunites (roches argileuses fracturées) qui a une pente supérieure à 20%, il est descendu en suivant la ligne de plus forte pente (Figure 1.22).



Figure 1.22. Morphologie de la zone de glissement de Villatina Medellin en Colombie (Jean-Michel Jaquet, SIG Genève, 1994)

1.4.1.2. Glissements de La Leona et de Las Collinas au Salvador (Bourdeau, 2005)

A la suite d'un tremblement de terre de magnitude 7.6 à l'échelle Richter survenu en 2001 au large des côtes du Salvador, deux glissements de terrain se sont produits : le glissement de La Leona près de San Vicente et le glissement de Las Collinas (Figure 1.23).

a/ La Leona



b/ Las Collinas



Figure 1.23. Glissements de La Leona près de San Vicente (a) et de Las Collinas (b) au Salvador (Bourdeau, 2005).

Le glissement de La Leona s'est produit au kilomètre 53 de la route PanAméricaine sur un versant de pente moyenne égale à 22° présentant une paroi raide à sa base, de hauteur égale à environ 120 m et de largeur de l'ordre de 250 m. L'instabilité s'est développée sur une épaisseur de l'ordre de 25 m, son volume est compris entre 500 000 et 700 000 m³.

La zone du glissement est formée de coulées de basalte datant du Pliocène et de nombreuses brèches de pente qui témoignent de l'existence d'anciennes phases de glissement.

Ce glissement de terrain a la particularité de s'être produit sur le site d'un ancien glissement.

Le glissement de Las Collinas est caractérisé par un escarpement qui se situe à une altitude de 1075 m, dans une zone de pente moyenne égale à 32° . La largeur de l'instabilité est de l'ordre de la centaine de mètres (80-120 m) et la distance parcourue par la masse instable est estimée à 735 m. Le volume de cette instabilité est de l'ordre de 200 000 m³. Le soubassement de la zone du glissement est constitué de dépôts de laves et de pyroclastes indurés. Cette formation est recouverte de deux niveaux plus récents : une couche de cendres volcaniques sur laquelle repose une couche de dépôts pyroclastiques peu consolidés et lâches dont la Terra Blanca.

1.4.1.3. Glissement de la Clapière dans les Alpes maritimes en France (www.savoirs.essone.fr)

Le glissement de La Clapière (Alpes-Maritimes, France) particulièrement surveillé depuis 1970, par le Centre d'Etudes Techniques de l'Équipement (CETE) d'Aix-en-Provence, atteint une hauteur de plus de 650 mètres faisant de lui le plus grand glissement actif d'Europe (Figure 1.24.). L'écoulement, amorcé depuis quelques années est dû à une masse instable de l'ordre de 50 millions de m³, qui glisse de 1 à 10 m par an. Spectaculaire et très connu dans la

région, ce glissement est susceptible de barrer la vallée de la Tinée provoquant alors l'inondation en amont de la ville de Saint-Étienne-de-Tinée et éventuellement la destruction des villages avoisinants.



Figure 1.24. Le glissement de La Clapière dans les Alpes-Maritimes en France (www.savoirs.essonne.fr).

1.4.1.4. Glissements de ruines sécheliennes en Isère en France ([www. Wikipédia.fr](http://www.Wikipédia.fr))

Ce glissement est caractérisé par une masse en mouvement de l'ordre de 2 à 3 millions de mètres cubes (Figure 1.25).



Figure 1.25. Glissement des Ruines Sécheliennes en Isère en France ([www. Wikipédia.fr](http://www.Wikipédia.fr)).

1.4.2. Exemples de Glissements de terrains survenus en Algérie

Les dégâts importants observés dans les infrastructures et les pertes en vie humaine qui s'en suivent à causes d'instabilités de terrains d'origine sismique se localisent dans les régions montagneuses à pentes raides et surpeuplées du nord du pays. On retiendra plus particulièrement les dommages causés par deux séismes majeurs : le séisme de la ville d'El Asnam(Chlef) en 1980 et le séisme de Zemmouri-Boumerdes en 2003, mais aussi des séismes modérés : le séisme de Constantine (1985), Mascara (1994), Ain Temouchent(1999) et Beni Ourtilane(2000).

Très récemment un séisme de magnitude 6.8 a touché les régions de Boumerdès et d'Alger, dans une zone allant principalement de Blida à Dellys, de dimension approximative 150 Km x 80 Km (Figure 1.26.). Son épicentre physique a été situé en mer, en face des villes de Zemmouri et Boumerdès. On y a observé deux types de déformations cosismiques(Bouhadad, 2005) :

- le soulèvement de la côte entre Boumerdès et Dellys avec un maximum de 0.7 m à Zemmouri ;
- les déformations induites dont les instabilités de terrain de types glissements, éboulements rocheux, déplacements latéraux et liquéfaction.

Ces dernières ont été à l'origine d'un certain nombre de désordres causés aux infrastructures, notamment les chaussées, mais aussi de légers désordres aux ports de Zemmouri et autres parapets à Cap Djinet. Ces déformations sont essentiellement observées dans la région épicontrale, mais il est important de signaler la réactivation d'un ancien glissement de terrain dans la région de Guerrouma(W. de Bouira) et des chutes de blocs à El-Biar(centre d'Alger) causant des menaces sérieuses à certaines constructions(Bouhadad, 2005).

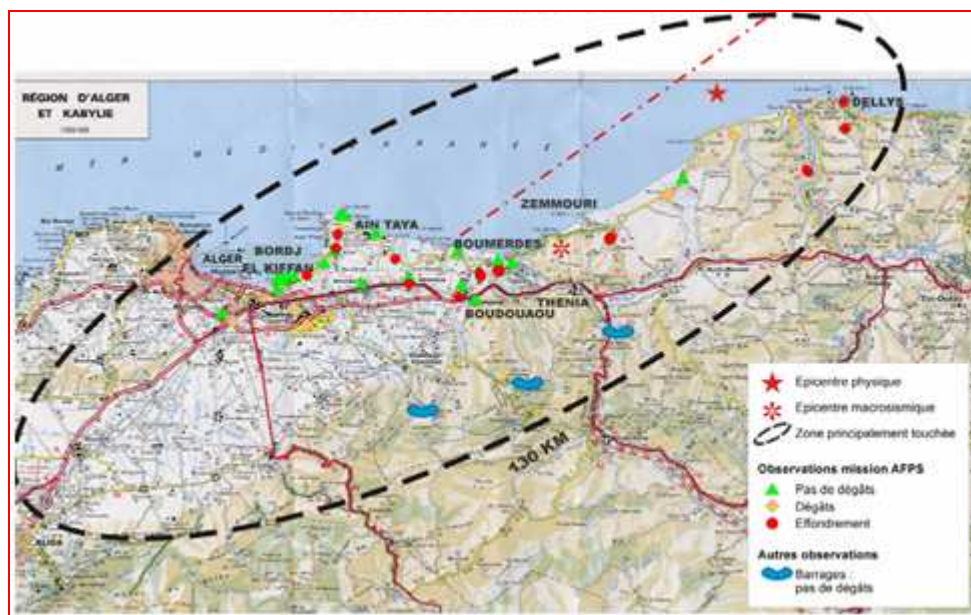


Figure 1.26. : Localisation du séisme du 21 Mai 2003 de Zemmouri-Boumerdes en Algérie (AFPS, 2003).

METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES PENTES SOUS SEISME

2.1. CLASSIFICATION DES GLISSEMENTS DE TERRAIN

Les glissements de terrains ont des formes qui dépendent de la configuration du massif et des propriétés des sols. Néanmoins, leur étude fait appel à des concepts de base applicables à tous. Les glissements se répartissent en deux grandes classes d'études distincts (Figure 2.1.) :

- les glissements plans, qui se produisent par cisaillement et par translation sur un plan incliné plus ou moins régulier, où la masse en mouvement se comporte comme un monolithe dont les déformations sont très petites et très localisées au niveau de la surface de rupture ;
- les glissements rotationnels, qui se traduisent par un basculement de la masse le long d'une surface (glissements superficiels) ou en profondeur (glissements profonds) dans un milieu homogène et isotrope.

Les causes d'instabilité peuvent être dues soit à une augmentation des sollicitations, soit à une modification des caractéristiques mécaniques (perte de résistance au cisaillement) des sols.

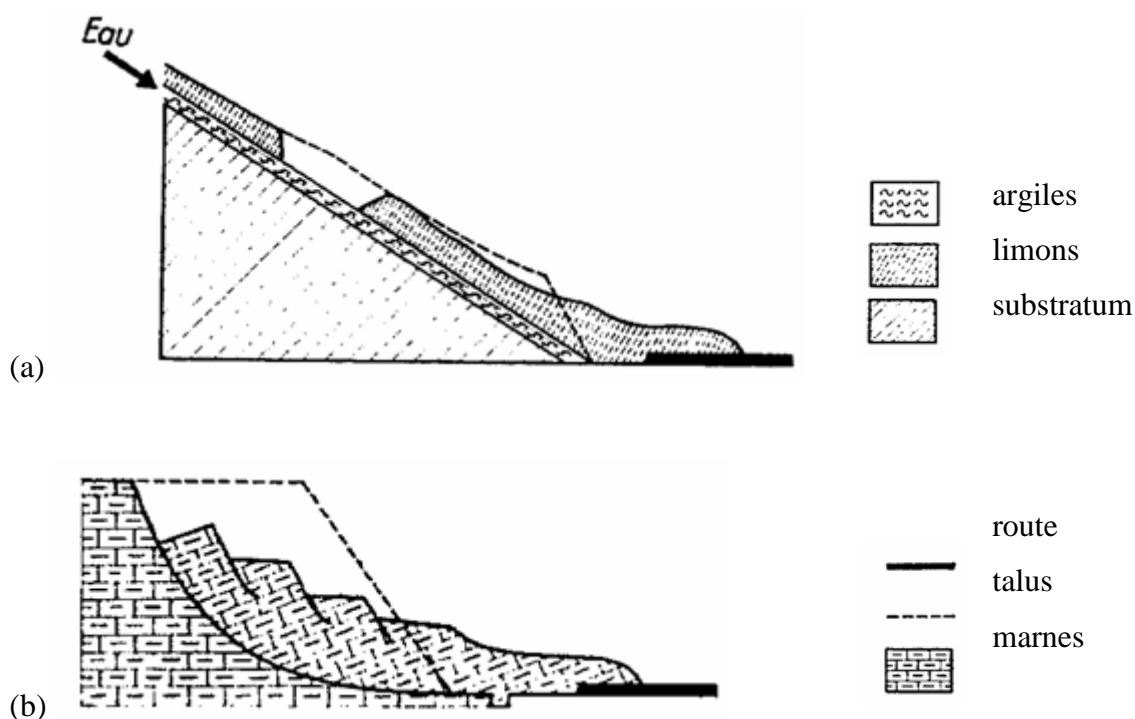


Figure 2.1. Typologie des glissements de terrains (Pilot, 1974).

a/ glissements plans

b/ glissements rotationnels

2.1.1. Glissements plans

Ce type de glissement se produit lorsque, le massif en pente est constitué de sols par exemple meubles reposant sur un substratum, ou lorsque le massif est constitué de plusieurs couches de caractéristique physico – chimiques et mécaniques différentes, ou encore lorsque la longueur de la surface de rupture potentiel est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain (figure 2.1a.).

2.1.2. Glissements rotationnels

Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture correspondante a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas (Figure 2.16.). Sa projection sur le plan transversal correspond à un arc de cercle, d'où le nom de glissement circulaire. Dans le cas contraire, le glissement est non circulaire.

Les glissements rotationnels ont quelques caractères communs, dont on distingue essentiellement :

- des fissures de traction apparaissant en tête ;
- un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement ;
- un bourrelet de pieds formé à la base par la masse glissée.

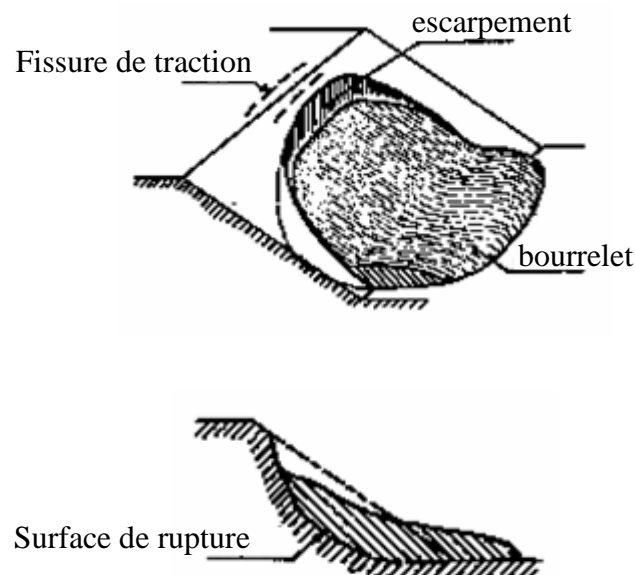


Figure 2.2. Caractères communs aux glissements rotationnels.

On rencontre souvent ce type de glissement dans le cas des talus routiers, autoroutiers et de voies ferrées. La rupture a, d'une façon générale, une allure circulaire et se produit généralement dans les sols homogènes et isotropes, c'est-à-dire des sols non affectés par des discontinuités géologiques.

Dans certains cas, on assiste à des glissements rotationnels complexes résultants d'un emboîtement les uns dans les autres de glissements rotationnels simple, dont la surface de rupture globale est non circulaire (glissements par escalier, glissements épicycloïdaux, glissements régressifs) évoluant généralement dans les milieux hétérogènes et anisotropes.

2.2. RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE DES TERRAINS

La reconnaissance géotechnique d'un massif en pente doit d'abord permettre de localiser les différentes couches qui le constituent et d'en donner la configuration générale. Elle doit ensuite permettre d'obtenir des informations sur les caractéristiques mécaniques de chaque couche à partir des résultats d'essais in-situ et de laboratoire, ainsi que sur les difficultés à atteindre du fait des terrains et la manière de les surmonter.

2.2.1. Sondages et prélèvements d'échantillons

Les sondages sont la partie la plus élevée d'une reconnaissance géotechnique. Leur nombre et leur implantation sont décidés après une étude géologique effectuée au préalable. Leur nature dépend de l'objectif fixé (les sondages à la tarière permettent de prélever des échantillons remaniés suffisants pour les identifications et les sondages carottés sont nécessaires pour la détermination des paramètres mécaniques). On s'efforce toutefois d'implanter des sondages à la périphérie du glissement de terrain, à l'intérieur de la masse de terrain en glissée et également dans la zone stable à proximité immédiate.

2.2.2. Essais de laboratoire

Ils comportent des essais d'identification (détermination des caractéristiques pondérales, analyse granulométrique, limites de consistance), des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande ou à l'appareil triaxial, ainsi qu'une analyse chimique des sols et de l'eau de la nappe éventuellement présente. Le succès considérable des essais mécaniques de laboratoire, dans lesquels les chemins de contraintes effectives (ou de déformations) simulés sont connus, tient au fait qu'ils permettent de décrire assez bien correctement le comportement des sols et

qu'ils s'effectuent sur des éprouvettes de petites tailles auxquels les principes de la mécanique des milieux continus peuvent bien s'appliquer.

2.2.3. Essais in-situ

Dans la pratique, toute étude géotechnique doit commencer par une reconnaissance in-situ afin de déterminer les caractéristiques mécaniques des sols en place. Les essais in-situ (essais pénétrométriques, scissométriques, pressiométriques, piézométriques) ont été développés parallèlement aux essais de laboratoire afin de tester le sol dans son état naturel. Ils présentent des avantages tant pratiques que théoriques. Sur le plan pratique, les essais in-situ évitent les problèmes de prélèvement d'échantillons et permettent d'étudier le comportement des sols dans un état assez proche de la réalité, réduisant ainsi les phénomènes de remaniement et l'influence des conditions expérimentales imposées en laboratoire. Sur le plan théorique, les essais in-situ peuvent simuler physiquement le comportement des sols en place sous réserve qu'ils fassent intervenir les mêmes paramètres que les ouvrages réels.

2.3. NOTION DE COEFFICIENT DE SECURITE

Le coefficient de sécurité au glissement des massifs en pente F est défini par l'expression suivante :

$$F = \frac{\tau_{\max}}{\tau} ,$$

dans laquelle τ_{\max} désigne la résistance au cisaillement du sol intéressé par le glissement et τ la contrainte de cisaillement mobilisée le long de la surface de rupture (Figure 2.3).

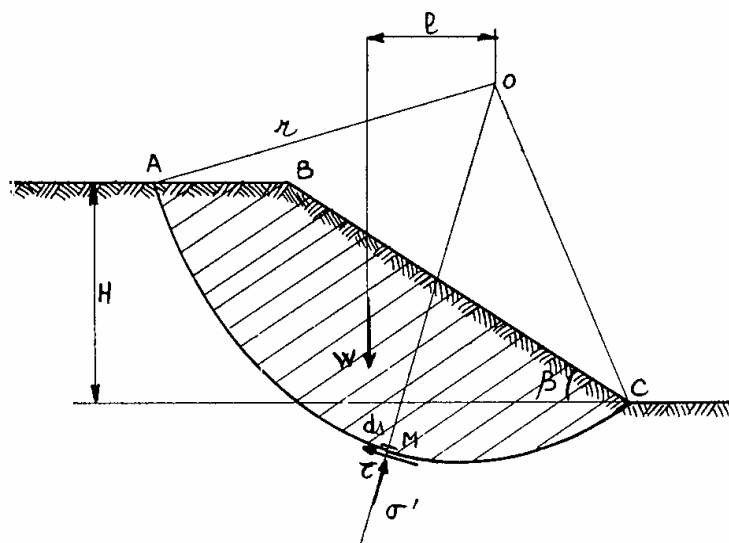


Figure 2.3. Etat des contraintes le long de la courbe de rupture.

Si $F > 1$, il n'y a pas rupture ; si $F < 1$, il y a rupture ; si $F = 1$, il y a équilibre limite

L'analyse de stabilité consiste alors à rechercher la surface de rupture la plus défavorable, c'est-à-dire, dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du talus (Figure 2.4.). Généralement, un coefficient de sécurité de 1.2 à 1.5 suivant les cas est recherché.

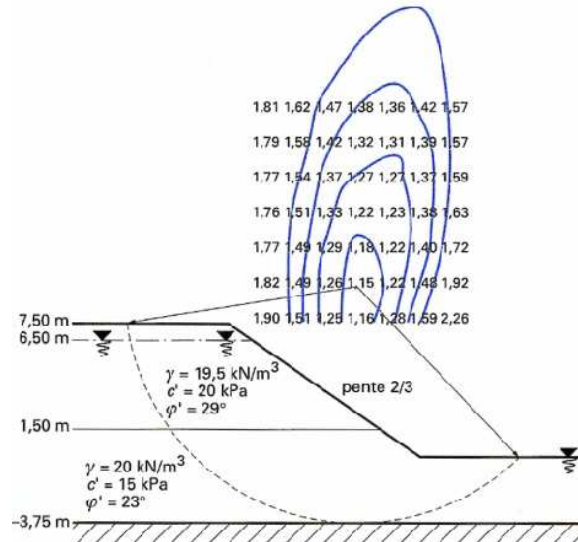


Figure 2.4. Exemple de recherche du cercle de rupture le plus défavorable (Durville et Sève, 1996).

La résistance au cisaillement maximale est égale à :

$$\tau_{\max} = \begin{cases} c_u & \text{pour les calculs à court terme (comportement non drainé)} \\ c' + \sigma' \tan \varphi' & \text{pour les calculs à long terme (comportement drainé)} \end{cases}$$

où c_u désigne la cohésion non drainée, c' et φ' la cohésion et l'angle de frottement interne effectifs.

Les caractéristiques de résistance à utiliser sont différentes selon qu'il s'agit de glissements nouveaux ou réactivés. On retiendra, pour les glissements nouveaux, les valeurs au pic caractéristiques des argiles surconsolidées et des sables denses, et pour les glissements réactivés, les valeurs dites résiduelles caractéristiques des argiles normalement consolidées et des sables lâches ou peu denses. Le tableau 2.1 donne les valeurs des paramètres de cisaillement de quelques sols types.

Tableau 2.1. Valeurs indicatives des caractéristiques mécaniques de quelques sols (Durville et Sève, 1996).

Type de sol	γ (kN/m ³)	Paramètres au pic		Paramètres résiduels		Cohésion non drainée
		c'_{pic} (kPa)	ϕ'_{pic} (degrés)	c'_R (kPa)	ϕ'_R (degrés)	c_u (kPa)
Vase organique	13 à 15	0 à 10	25 à 32	0	25 à 30	14 à
Argile molle	15 à 19	0 à 10	28 à 34	0 à 5	10 à 15	< 25
Argile raide	18 à 20	10 à 40	15 à 25	0 à 5	6 à 15	80 à 200
Limon	17 à 19	0 à 40	25 à 35	0	20 à 30	40 à
Sable	16 à 21	0	30 à 45 (1)	0	25 à 35	
Sables et graviers	16 à 22	0	35 à 48 (1)	0	30 à 35	

(1) Valeurs correspondant à un matériau dans un état dense.

où :

γ poids volumique,

c' cohésion effective,

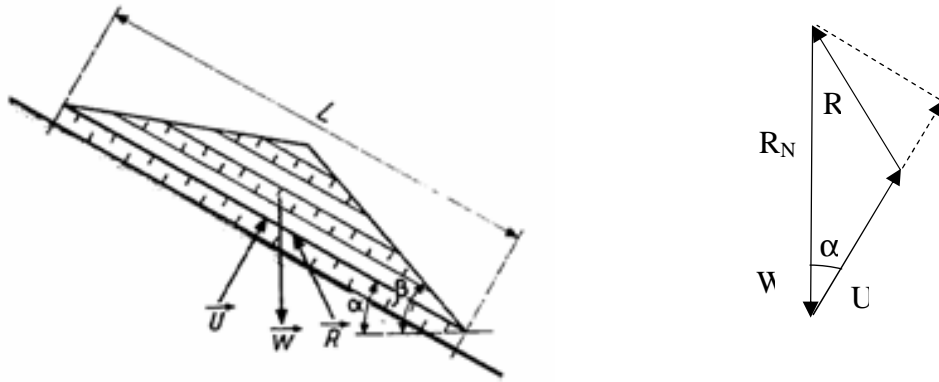
ϕ' angle de frottement interne effectif.

2.4. CALCULS DE STABILITE SANS SEISME

L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode des tranches. Cette méthode donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque. Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme et/ou en contraintes effectives à long terme. Le degré de précision des calculs dépendra toutefois de la qualité de détermination des paramètres de cisaillement, mais aussi des moyens de calculs mis en œuvre. Le coefficient de sécurité est déterminé par un calcul manuel ou à l'aide d'abaques (abaques de Taylor, Pilot et Moreau, etc.) dans le cas de configurations simples ou d'avant projet sommaire et à l'aide de programmes de calcul sur ordinateur pour les configurations complexes ou de projets détaillés.

2.4.1. Cas des ruptures planes (glissements plans)

Le modèle de calcul utilisé dans le cas de glissement plan est celui d'un massif infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec éventuellement un écoulement parallèle à la pente (figure 2.5.).



- | | | | |
|-------|--|----------|--------------------------------------|
| L | longueur du talus | W | poids |
| R | réaction du massif extérieur | α | inclinaison de la surface de rupture |
| R_N | composante normale de R | β | angle du talus |
| U | résultante des pressions interstitielles | | |

Figure 2.5. Schéma type d'une rupture plane.

Le coefficient de sécurité au glissement plan est défini par l'expression suivante :

$$F = \frac{T_{\max}}{T}$$

où T_{\max} est l'effort de cisaillement maximum et T l'effort de cisaillement mobilisé le long de la surface de rupture. Soit après identification, l'expression du coefficient de sécurité suivante :

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta} \frac{c}{\gamma h} + \left(1 - \frac{\gamma_w h_w}{\gamma h}\right) \frac{\text{tg}\varphi}{\text{tg}\beta}$$

où c et φ désignent les paramètres de cisaillement du sol, les autres paramètres étant définis sur la figure 2.5.

Selon le type de matériau et les conditions hydrauliques, cette expression se simplifie :

– pour un sol purement frottant :

$$F = \begin{cases} \frac{\text{tg}\varphi'}{\text{tg}\beta} & \text{en l'absence d'eau} \\ \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma}\right) \frac{\text{tg}\varphi'}{\text{tg}\beta} & \text{lorsque la nappe affleure la surface} \end{cases}$$

– pour un sol purement cohérent :

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta} \frac{c_u}{\gamma h}$$

2.4.2. Cas des ruptures circulaires (glissements circulaires)

Ce type de rupture est analysé par la méthode des tranches (Figure 2.6.).

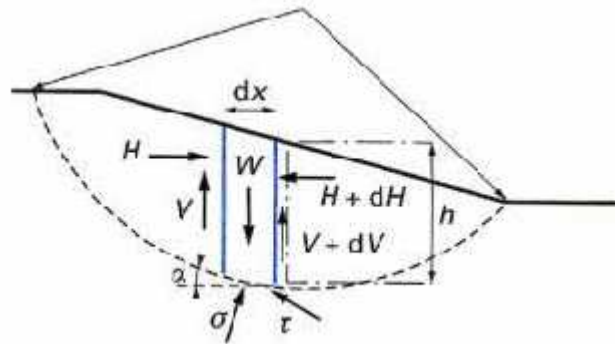


Figure 2.6. Schéma type d'une rupture circulaire : méthode des tranches.

Le coefficient de sécurité au glissement circulaire est défini par le rapport des moments résistants et moteur selon l'expression suivante :

$$F = \frac{M_{résistant}}{M_{moteur}}$$

Deux méthodes de calcul permettent de traiter ce problème :

- la méthode de Fellenius, dans laquelle on admet que les forces externes inter-tranches sont égales. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_{Fellenius} = \frac{\sum [c'b + (W \cos^2 \alpha - ub)tg\phi'] / \cos \alpha}{\sum W \sin \alpha} ;$$

soit après identification :

$$F_{Fellenius} = \frac{\sum [c'b + (\gamma h^2 \cos^2 \alpha - u)tg\phi'] / \cos \alpha}{\sum \gamma h \sin \alpha}$$

- la méthode de Bishop, dans laquelle on admet que seules les composantes horizontales des forces externes inter-tranches s'équilibrent. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_{Bishop} = \frac{\sum [c'b + (W - ub)tg\varphi'] / (\cos\alpha + \sin\alpha tg\varphi' / F_{Fellenius})}{\sum W \sin\alpha} .$$

soit après identification :

$$F_{Bishop} = \frac{\sum \frac{c'b + (\gamma h - u)tg\varphi'}{1 + tg\alpha tg\varphi'} \cos\alpha}{\sum \gamma h \sin\alpha} \frac{F_{Fellenius}}{F_{Fellenius}}$$

D'autres méthodes de calcul existent dans la littérature spécialisée (méthodes de Taylor - Biarez, Janbu, Spencer, Morgenstern et Price, etc.), mais elles sont d'un usage peu courant en pratique

2.4.3. Cas des ruptures quelconques (glissements complexes)

Ce type de rupture est rencontré lorsque des hétérogénéités sont manifestes. Ce problème est traité par la méthode des perturbations (Raulin et al., 1974) dans laquelle la contrainte normale n'est pas constante le long de la courbe de rupture comme c'est le cas des deux méthodes précédentes. Cette méthode est globale et applicable à une courbe de rupture quelconque envisagée. Elle est basée sur la simple résolution des équations de l'équilibre statique avec ajustement automatique de la distribution de la contrainte normale obtenue par une perturbation de la contrainte normale de Fellenius le long de la courbe de rupture, d'où la valeur du coefficient de sécurité.

2.5. CALCULS DE STABILITE SOUS SEISME

Toute méthode d'analyse de stabilité des pentes sous sollicitations sismiques doit permettre de prendre en compte sous une forme ou une autre le chargement volumique dû au séisme. Il existe actuellement deux approches différentes, la première dérivant des méthodes de calcul d'équilibre limite, du calcul à la rupture ou de l'analyse limite, la seconde basée sur une analyse dynamique directe par la méthode des éléments finis(ou la méthode de différence finies). Ces deux approches nécessitent l'utilisation d'ordinateur, notamment dans le cas de

configurations complexes ou de projets détaillés. Tandis que, dans le cas de configurations simples, ou d'avant projets sommaires, on peut se contenter de calculs manuels à l'aide d'abaques.

2.5.1. Calcul manuel à l'aide d'abaques

Le calcul manuel du coefficient de sécurité à l'aide d'abaques s'effectue par la méthode de Huang. Cette méthode est basée sur l'équilibre des moments d'un massif homogène limité par un arc de cercle (le moment des forces de cisaillement le long de l'arc résulte de la somme des moments des forces gravitationnelles et des forces inertielles dues au séisme). La force de cisaillement est obtenue en calculant la moyenne des contraintes de cisaillement le long de l'arc de cercle en les supposant uniformément distribuées, c'est-à-dire proportionnelles au poids volumique et à la hauteur du talus. Dans ces conditions, le coefficient de sécurité peut se mettre sous la forme :

$$F = \frac{\frac{c'}{\gamma H} + \frac{(1 - r_u) \tan \phi'}{N_f}}{\frac{1}{N_s} + \frac{C_s}{N_e}}$$

avec :

- c' et ϕ' : paramètres de cisaillement du sol,
- γ : poids volumique du sol,
- H : hauteur du talus,
- $r_u = u/\sigma'_v$: coefficient de pression interstitielle,
- C_s : coefficient d'accélération sismique,
- N_f : indice de frottement,
- N_s : indice de stabilité,
- N_e : indice de séisme.

Les trois coefficients N_f , N_s et N_e sont obtenus à partir de l'abaque présenté sur la figure 2.8 ; la signification des valeurs Y et S définissant le cercle étudié étant précisée sur la figure 2.7.

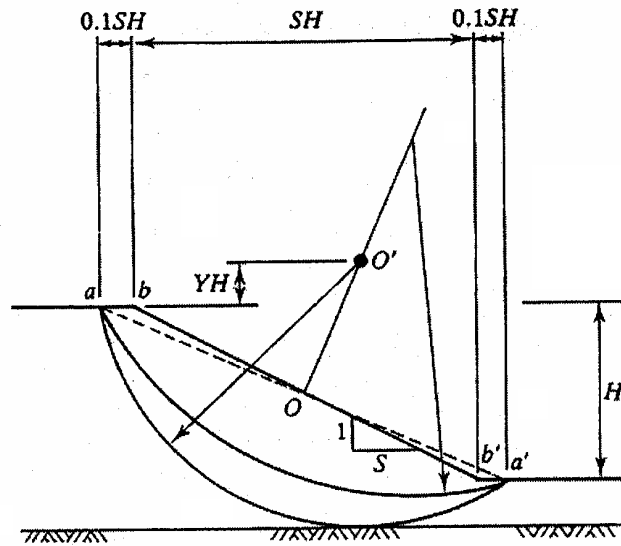


Figure 2.7. Schéma de calcul selon la méthode de Huang (Huang et Yamasaki, 1993).

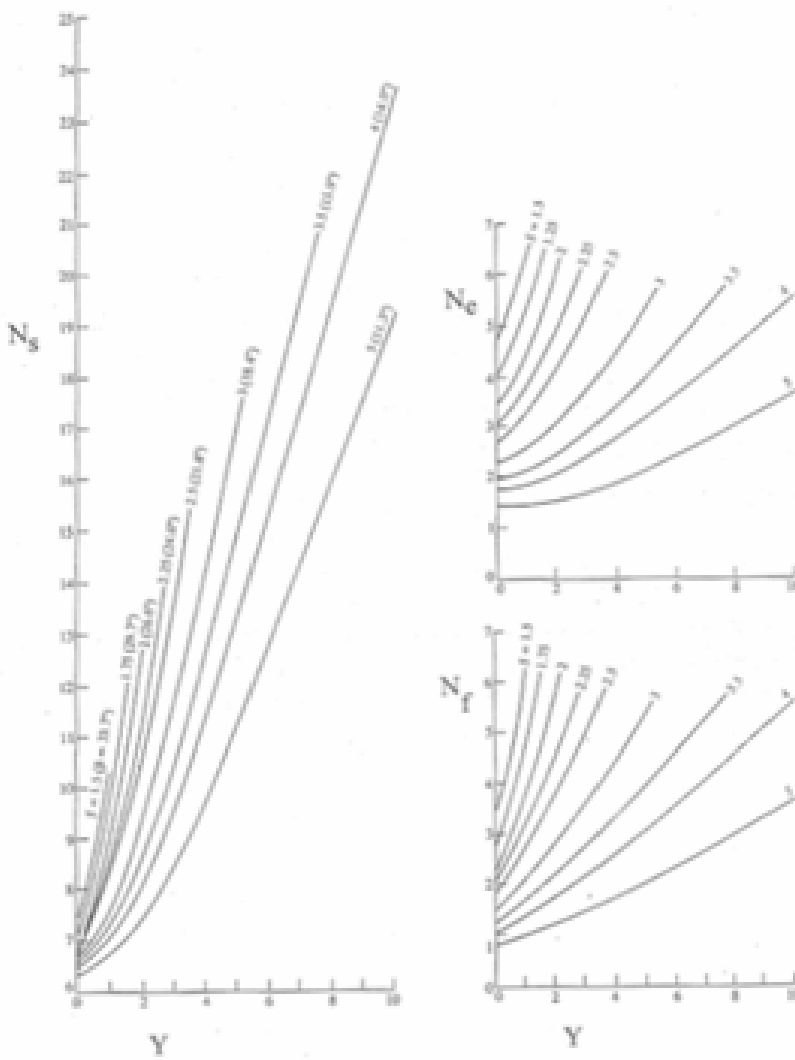


Figure 2.8. Abaqués de stabilité sous séisme selon la méthode de Huang (Huang et Yamasaki, 1993).

2.5.2. Calcul automatique à l'aide d'ordinateur

Deux approches peuvent être utilisées pour l'analyse automatique à l'aide d'ordinateurs de la stabilité sismique des pentes : l'approche pseudo-statique et l'approche dynamique directe. Ces deux approches sont décrites ci après.

2.5.2.1. Approche de calcul pseudo-statique

Cette approche repose sur un calcul d'équilibre limite ou à la rupture ou de l'analyse limite, dans lequel on introduit un effort appliqué au centre de gravité du massif étudié (ou de chacune des tranches de sol qui le constituent) et d'intensité égale à son poids (ou à celui de chacune des tranches de sol considérées) multiplié par un coefficient d'accélération sismique. Le principe de l'approche pseudo-statique consiste à modéliser la sollicitation sismique par une accélération équivalente qui tient compte de la réaction probable du massif en pente. Les efforts pseudo-statiques sont représentés par deux coefficients k_h et $\pm k_v$ appelés coefficients sismiques, destinés à caractériser respectivement les composantes horizontale dirigée vers l'aval et verticale descendante ou ascendante des forces P apportées au massif en pente (figure 2.9.)

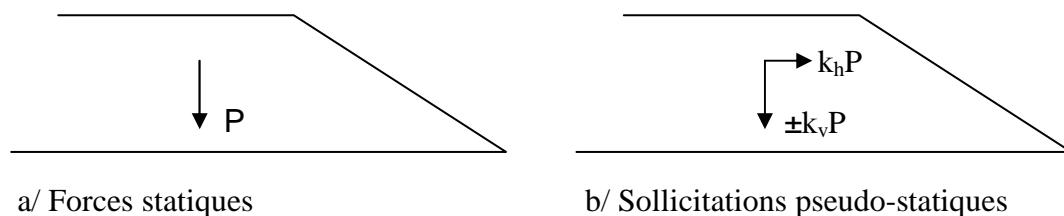


Figure 2.9. Forces pseudo-statiques apportées à un massif en pente.

Les deux coefficients k_h et k_v dépendent des formations géologiques du site. On adopte pour ces deux coefficients les expressions définies dans le RPA99 (version 2003) décrit dans le paragraphe ci-après.

Le coefficient de sécurité F, calculé par la méthode de Bishop, est donné par l'expression suivante :

$$F = \frac{\sum \frac{c' b + (W - ub) \tan \varphi'}{1 + \tan \alpha \tan \varphi' \cos \alpha}}{\sum W \left[\sin \alpha + k_h (\cos \alpha - \frac{Y_G - Y}{R}) + k_v \right]}$$

soit après identification :

$$F = \frac{\sum \frac{c' + (\gamma h - u) \tan \varphi'}{1 + \tan \alpha \tan \varphi'} \cos \alpha}{\sum \gamma h \left[\sin \alpha + k_H \left(\cos \alpha - \frac{Y_G - Y}{R} \right) + k_V \right]} F_{Fellenius}$$

où :

- X_G et Y_G : coordonnées du centre de gravité de la tranche considérée ;
- α : inclinaison de la tranche i par rapport à la verticale passant par le centre du cercle ;
- c' et φ' : paramètres de cisaillement du sol au niveau de la tranche ;
- u : pression interstitielle dans la tranche ;
- k_h et k_v : coefficients d'accélération sismique ;
- R : rayon du cercle de glissement.

2.5.2.2. Approche de calcul dynamique direct

Cette approche est basée sur la résolution de l'équation d'équilibre dynamique à l'aide de la méthode des éléments finis ou de la méthode des différences finies, qui prennent en compte les chemins de contraintes suivis par les différents points du massif et des lois de comportement élastique ou élastoplastique et calculent l'état des déformations correspondantes. Cette approche requiert de nombreux paramètres, dont la détermination est souvent délicate : état initial des contraintes, paramètres mécaniques, critères de rupture, etc. Il est par ailleurs possible d'utiliser des modèles couplés, mais leur mise en œuvre demeure complexe.

2.5.2.3. Cas de la liquéfaction des sols

C'est le phénomène de liquéfaction qui constitue la principale caractéristique du comportement dynamique des sols. Lorsque le massif est principalement constitué de matériaux susceptibles de se liquéfier, l'analyse de stabilité par le calcul d'un équilibre pseudo-statique est mal adaptée. Cependant, lorsque ces matériaux se trouvent en lentilles ou en couches de très faible épaisseur, on peut les assimiler à des zones de résistance au cisaillement nulle et réaliser un calcul pseudo-statique en appliquant une méthode permettant de prendre en compte des surfaces de rupture potentielles de formes quelconques.

2.6. REGLEMENTATION PARASISMIQUE ALGERIENNE EN VIGUEUR (RPA99 version 2003)

2.6.1. Principes fondamentaux

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

- découpage du territoire en plusieurs zones d'activité sismique, à l'intérieur desquelles est définie une accélération sismique ;
- prise en compte de la géologie des formations qui subissent l'accélération sismique ;
- caractérisation du degré de risque acceptable par type d'ouvrages ;
- calculs basés sur l'approche pseudo-statique qui constitue un modèle acceptable pour les besoins de la pratique.

Il est alors nécessaire de tenir compte, dans le cadre de cette réglementation, des différents aspects du dimensionnement de talus au séisme qui sont l'adéquation entre le comportement réel du sol et son modèle, la détermination des paramètres de calcul et la fiabilité de l'évaluation de la sécurité. Il est cependant difficile d'avoir un avis sur l'adéquation entre les prévisions des modèles pseudo-statiques et les observations expérimentales dans la mesure où les conditions régnant lors d'un séisme (accélération sismique, résistance au cisaillement des sols, surpressions interstitielles, etc.) sont inconnues. Il est alors relativement facile de caler les paramètres de calcul de sorte que les résultats correspondent avec les observations. Le calcul d'équilibre pseudo-statique devrait être considéré comme une adaptation de méthodes de calcul calibrées qui ne sont pas en mesure de prendre en compte la totalité des phénomènes se produisant lors d'un séisme et dont la validation expérimentale reste partielle.

2.6.2. Classification des zones

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité (tableau 2.2.).

Tableau 2.2. Zones sismiques selon (RPA99 version 2003).

Zone	Sismicité
0	négligeable
I	faible
IIa	moyenne
IIb	moyenne
III	élevée

La figure 2.10 représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas. Le RPA99 (version 2003) donne la classification sismique par wilaya et par commune lorsque la wilaya est partagée entre plusieurs zones sismiques différentes.

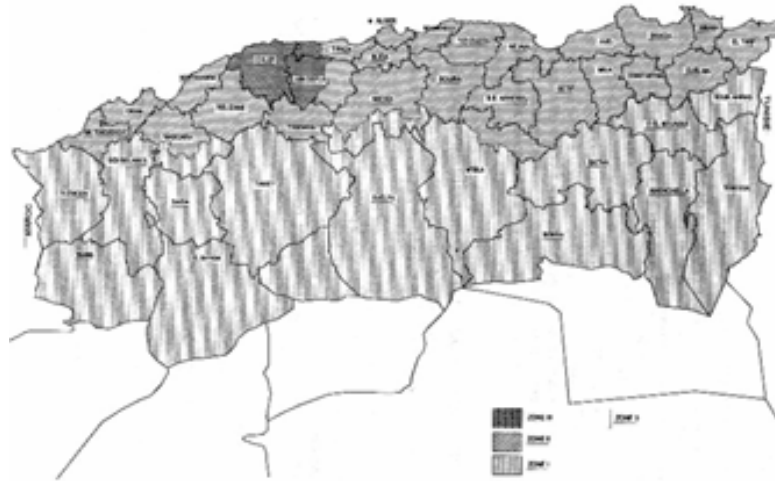


Figure 2.10. Carte des zones sismiques de l'Algérie selon le RPA99 (version 2003).

2.6.3. Classification des ouvrages

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre groupes définis dans le tableau 2.3. :

Tableau 2.3. Groupes d'ouvrages selon RPA99 (version 2003).

Groupe	Ouvrage
1A	d'importance vitale
1B	de grande importance
2	courants ou d'importance
3	de faible importance

2.6.4. Classification sismique des sites

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent (tableau 2.4.).

Tableau 2.4. Catégories des sols selon le RPA99 (version 2003).

Site	Description des sols		Vs (m/s)
S ₁	site rocheux	Roche ou autre formation géologique	≥ 800
S ₂	site ferme	Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile surconsolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur	≥ 400
S ₃	site meuble	Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide	≥ 200
S ₄	site très meuble	Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle	< 200
		Dépôts d'argile molle à moyennement raide	

2.6.5. Coefficients sismiques de calcul

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

$$k_h = 0.5 A \text{ (\%g)}$$

$$k_v = \pm 0,3 k_h$$

Ces fractions représentent les forces horizontales contenues dans les plans verticaux de plus grande pente et dirigées vers l'aval et les forces verticales ascendantes ou descendantes. Le coefficient A, appelé coefficient d'accélération de zone, est fonction de la zone sismique (tableau 2.2.) et du groupe d'ouvrages (tableau 2.3.) considérés. Ce coefficient est défini dans le tableau 2.5 ci-après.

Tableau 2.5. : Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA99 (version 2003).

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

MODELISATION NUMERIQUE DE LA STABILITE SISMIQUE DES PENTES

3.1. INTRODUCTION

Le calcul des ouvrages géotechniques (fondations, pentes et talus, etc.) a longtemps été abordé au point de vue de la stabilité (calcul à la rupture), c'est-à-dire selon une approche dans laquelle le comportement du sol est supposé rigide-plastique (plasticité parfaite : critère de Mohr-Coulomb). Cette approche, validée par son application quotidienne au calcul de stabilité des pentes, 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, élasto-plasticité).

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

3.2. PRESENTATION DES OUTILS NUMERIQUES UTILISES

3.2.1. Le programme PETAL-LCPC

PETAL-LCPC est un programme de calcul de stabilité des pentes sous sollicitations monotones ou sismiques. Ce programme, exécutable sur tout micro-ordinateur compatible IBM-PC doté du système MS-DOS, permet de calculer par la méthode des tranches le coefficient de sécurité au glissement de tout massif en pente constitué d'une ou de plusieurs couches de sols, avec ou sans présence de nappe. Les méthodes de calcul implémentées dans

ce logiciel sont celles de Fellenius et de Bishop pour les ruptures circulaires, mais aussi la méthode des perturbations pour les ruptures quelconques. Cette dernière est basée sur la simple résolution des équations de l'équilibre avec ajustement automatique de la distribution de la contrainte normale obtenue par une perturbation de la contrainte de Fellenius le long la ligne de rupture.

Dans son architecture globale, le programme PETAL-LCPC est composé de deux modules distincts :

- Le module PETALMOD pour créer le fichier des données (caractéristiques géométriques du talus, caractéristiques géotechniques des sols, niveau de la nappe, accélération sismique) ;
- Le module PETALM de calcul proprement dit et d'édition des résultats (affichage à l'écran et stockage sur disque sous forme de fichier texte).

Au lancement du programme, un menu convivial s'affiche à l'écran (figure 3.1.) demandant l'entrée du nom du fichier des données et une série de données complémentaires nécessaires à son exécution.

```

      Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
      =====
      58 Boulevard LEFEBURE 75015 PARIS

      *****
      *
      *          PROGRAMME    PETALM          *
      *
      *Version 2.5 FORTRAN77 Microsoft (PC) de PETAL*
      *
      *                      Juin 1987         *
      *          Sept 91 revue Oct 93         *
      *
      *****

      Exempleire  PETAL-***** exclusivement réservé à l'utilisation de :
      L.C.P.C.   Div. MSGI 58 Bd Lefebvre 75015 PARIS FRANCE
                  Copie et Reproduction interdites
  
```

Figure 3.1. : Interface du programme PETALM-LCPC.

3.2.2. Le code PLAXIS

Dans sa version originale, le code de calcul par éléments finis PLAXIS traite la stabilité des digues en terre. Dans sa version actuelle, il permet de traiter différents types de problèmes géotechniques (fondations, tunnels, ouvrages de soutènement, etc.), les calculs s'effectuant en

déformations planes (Analyse bi-dimensionnelle ou Analyse 2D) ou en déformations axisymétriques (Analyse tri-dimensionnelle ou Analyse 3D).

L'algorithme général de résolution des équations non linéaires du code PLAXIS s'effectue selon un processus itératif permettant de déterminer à chaque pas de temps de calcul les champs de déplacements, de vitesses et d'accélération correspondantes aux chargements appliqués ; l'équilibre résultant rapidement.

Les modèles de calcul implémentés dans le code PLAXIS couvrent pratiquement l'ensemble des aspects théoriques et expérimentaux du comportement des sols courants (élasticité linéaire de Hooke, pour simuler le comportement des structures rigides massives placées dans le sol ; plasticité parfaite isotrope de type Mohr-Coulomb pour simuler le comportement de la plus part des sols fins ; élastoplasticité de type hyperbolique avec écoulement en cisaillement pour simuler le comportement des sables et des grès, mais aussi des argiles et des limons ; élastoplasticité de type Cam Clay pour simuler le comportement des argiles molles normalement consolidées ; viscoplasticité pour simuler le comportement des sols mous en fonction du temps (fluage et consolidation). Aussi se limitera-t-on ci après à ne décrire que le modèle de Mohr-Coulomb intéressant l'objet de la présente étude.

Ce modèle est utilisé comme une première approximation du comportement des sols. Il comporte cinq paramètres :

- le module d'Young E : défini soit par le module tangent initial E_0 , soit par le module sécant à 50% de la résistance en compression E_{50} (figure 3.2.) ;

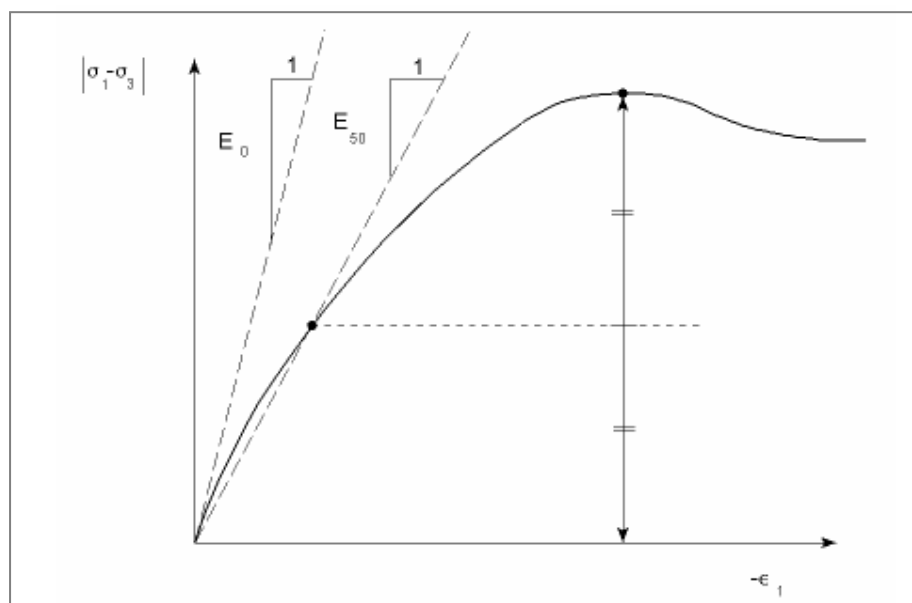


Figure 3.2. Définition du module d'Young E .

- le coefficient de Poisson ν : évalué par l'intermédiaire du coefficient de pression des terres au repos $K_0 = \nu / (1 - \nu)$ pour un chargement gravitaire, dont les valeurs sont comprises entre 0.3 et 0.4 ;
- la cohésion c : nulle ($c=0$) pour les sables, mais constante non nulle ($c \neq 0$) ou évoluant avec la profondeur pour les argiles ;
- l'angle de frottement interne ϕ : qui conditionne la résistance au cisaillement des sols ;
- l'angle de dilataance ψ : nul ($\psi=0$) pour des sols argileux qui ne montrent aucune dilataance, mais non nul ($\psi \neq 0$) pour les sables dont la dilataance dépend de leur densité et de leur angle de frottement. Pour les sables siliceux, $\psi \approx \phi - 30$.

Ces paramètres peuvent être aisément identifiés sur des résultats d'essais triaxiaux classiques (figure 3.3)

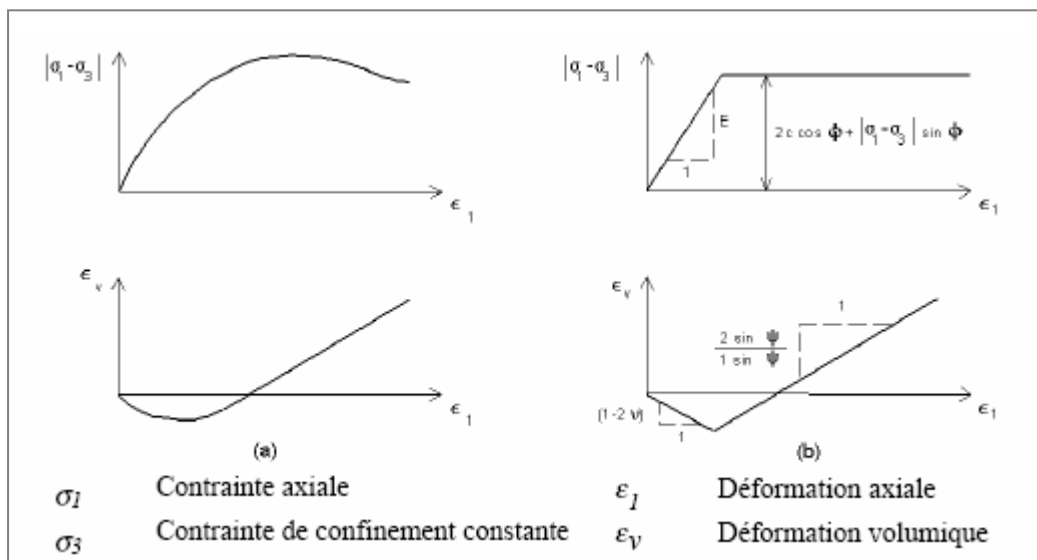


Figure 3.3. Résultats d'essais triaxiaux drainés et le modèle élastoplastiques de type Mohr-Coulomb .

Pour la prise en compte des interactions squelette - eau interstitielle dans la réponse du sol, le code PLAXIS distingue entre les comportements drainé et non drainé :

- pour le comportement drainé, aucune surpression interstitielle n'est générée. C'est évidemment le cas pour des sols secs et pour des sols totalement drainés du fait de leur forte perméabilité ou à cause d'un faible accroissement du chargement. Cette option peut aussi être utilisée pour simuler le comportement des sols à long terme (fluage et consolidation) ;

- pour le comportement non drainé, les surpressions interstitielles sont complètement générées. L'écoulement de l'eau interstitielle peut parfois être négligé du fait des faibles perméabilités ou à cause d'une vitesse de chargement élevée. Toutes les couches considérées comme non drainées se comporteront ainsi, même si la couche ou une partie de celle-ci se trouve au-dessus de la nappe phréatique

Dans PLAXIS, une analyse de la sécurité peut être menée en réduisant les caractéristiques mécaniques du sol. Ce procédé s'appelle "Phi-c reduction". Dans cette approche, les caractéristiques $\tan\phi$ et c du sol sont réduites progressivement jusqu'à l'apparition de la rupture. Le coefficient total appelé coefficient de réduction $\sum M_{sf}$ permet de définir la valeur des caractéristiques du sol à une étape donnée de l'analyse :

$$\sum M_{sf} = \frac{\tan \phi_{donnée}}{\tan \phi_{réduit}} = \frac{c_{donnée}}{c_{réduit}}$$

où les caractéristiques notées "donnée" se réfèrent aux valeurs initiales des propriétés des matériaux et les caractéristiques notées "réduit" se rapportent aux valeurs réduites utilisées au cours de l'analyse. Contrairement aux autres coefficients, $\sum M_{sf}$ vaut 1.0 au début d'un calcul pour utiliser les valeurs non réduites des caractéristiques des matériaux. Le coefficient de sécurité global est déterminé comme suit :

$$F = \frac{\text{résistance disponible}}{\text{résistance à la rupture}} = \text{valeur de } (\sum M_{sf}) \text{ à la rupture}$$

Cette approche ressemble à la méthode de calcul de coefficients de sécurité adoptée conventionnellement dans les analyses de rupture circulaire (méthodes des tranches).

3.3. DESCRIPTION DU MODELE GEOMETRIQUE RETENU

Le modèle géométrique retenu dans cette étude est assimilé à un talus homogène (monocouche) de 10m de hauteur et d'une pente de 1/3 reposant sur un substratum ; l'écoulement étant supposé inexistant, la nappe éventuellement présente est de type hydrostatique et les calculs se font en contraintes effectives mais à court terme, c'est-à-dire avec les paramètres de cisaillement effectifs du sol (cohésion effective c' et angle de frottement interne ϕ') et sans drainage. La taille du modèle est fixée de sorte que ses

frontières soient absorbantes, c'est-à-dire, qu'elles soient autant éloignées que possible de la pente. La figure 3.4 représente la configuration générale de ce modèle géométrique.

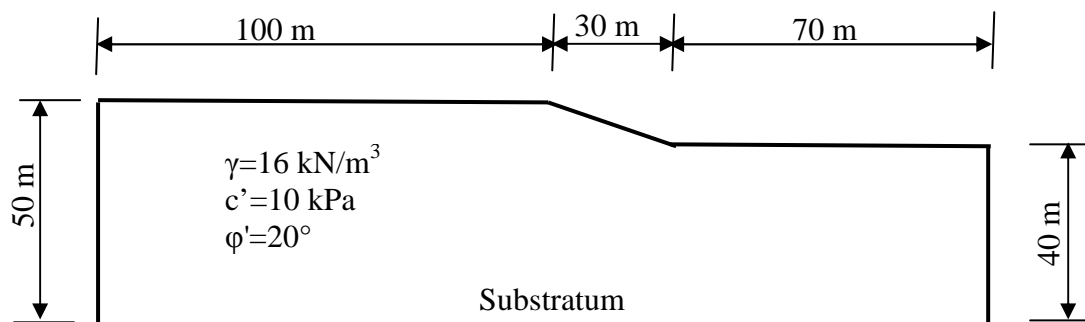


Figure 3.4. Configuration générale du talus étudié.

Les conditions aux limites imposées sont définies par des déplacements horizontaux sur les bords latéraux et par des déplacements verticaux sur la base inférieure du modèle (substratum) nuls.

Les actions considérées comprennent le chargement gravitaire (poids du massif P) et le chargement induit par les secousses sismiques (efforts pseudo-statiques $k_h P$ et $\pm k_v P$).

3.4. VALIDATION DE L'APPROCHE DE CALCUL CONSIDEREE

La série des calculs effectuée vise à déterminer les valeurs du coefficient de sécurité au glissement du talus par l'approche pseudo-statique et par différentes méthodes de calcul (méthodes de Fellenius, de Bishop et des perturbations à l'aide du logiciel PETAL-LCPC ; méthode " Phi-c reduction " à l'aide du code PLAXIS) et de les comparer entre elles. Les données des calculs (état initial, phasage, etc.) propres à chaque logiciel, les résultats des calculs obtenus et leur discussion sont présentées ci-après.

Quatre combinaisons de calcul ont été envisagées :

- un premier calcul (calcul n°1) dans lequel la stabilité du modèle de référence est analysée sous l'action seule du poids propre du massif, donc sans nappe et sans séisme ;
- un second calcul (calcul n°2) dans lequel l'effet de la nappe, dont le niveau est supposé atteindre le terrain naturel (massif entièrement saturé), est pris en compte ;
- un troisième calcul (calcul n°3) dans lequel seul l'effet du séisme, avec une accélération horizontale de référence égale à $0.10g$ ($g=10\text{m/s}^2$ étant l'accélération de la pesanteur), est pris en compte ;

- un quatrième calcul (calcul n°4) dans lequel les effets combinés de la nappe (saturation complète) et du séisme (accélération horizontale de référence égale à 0.10g) sont pris en compte.

Les valeurs retenues pour les paramètres géotechniques correspondent à celles d'un sol de référence :

- poids volumique $\gamma=16 \text{ kN/m}^3$,
- cohésion effective $c'=10 \text{ kPa}$,
- angle de frottement effectif $\phi'=25^\circ$.

3.4.1. Calculs avec PETAL-LCPC

Pour le programme PETAL-LCPC, les données des calculs sont sauvegardées dans des fichiers portant le nom type **Calnum.dat** et les résultats dans des fichiers portant le nom du type **Calnum.res**, où num désigne le numéro du calcul considéré.

Le profil géométrique est constitué par le toit supérieur défini par quatre points dont les coordonnées sont consignées dans l'encadré ci-après.

N° du point	1	2	3	4
X(m)	0	100	130.78	200
Y(m)	50	50	40	40

Le substratum étant considéré horizontal, il est donc défini par un seul point (0,0).

Le programme PETAL-LCPC détermine automatiquement le coefficient de sécurité minimum, correspondant au cercle critique (figure 3.5.).

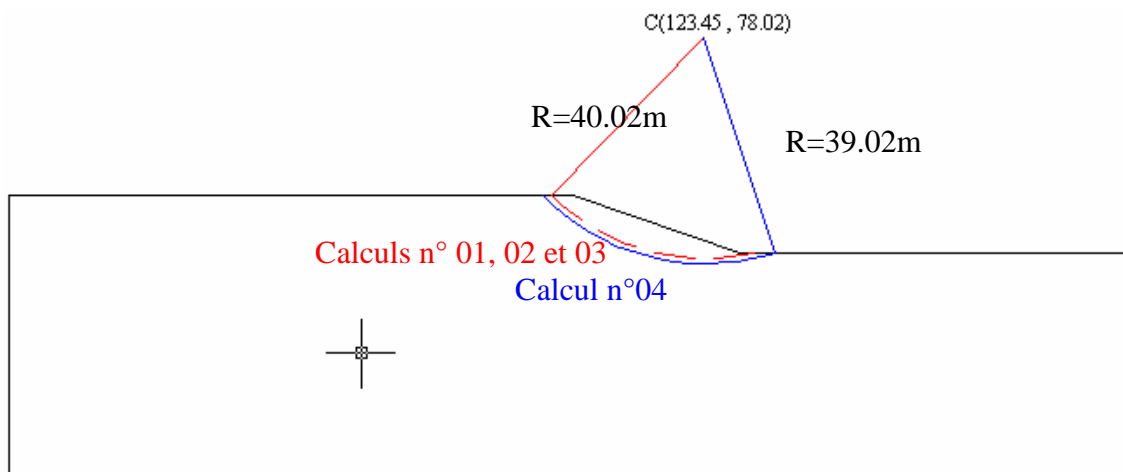


Figure 3.5. Cercles critiques pour les calculs effectués avec PETAL-LCPC.

Les valeurs des coefficients de sécurité déterminés par les méthodes de Fellenius, Bishop et perturbations implémentées dans le programme PETAL-LCPC sont données dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1. Valeurs du Coefficient de sécurité déterminées à l'aide du programme PETAL-LCPC.

Méthode	Calcul n°1	Calcul n°2	Calcul n°3	Calcul n°4
Fellenius	2.31	1.12	1.74	0.80
Bishop	2.40	1.18	1.7718	0.86
Perturbations	2.39	0.08	/	/

Une simple lecture de ces résultats appelle les remarques suivantes :

- la méthode de Fellenius sous estime le coefficient de sécurité d'une valeur de l'ordre de 6% de la valeur obtenue par la méthode de Bishop (c'est une méthode trop sécuritaire) ;
- la méthode des perturbations donne des résultats légèrement inférieures ou égales à ceux obtenues par la méthode de Bishop (c'est une méthode fort peu sécuritaire).

Aussi, ne retiendra-t-on dans la suite des calculs avec PETAL-LCPC que la méthode de Bishop.

3.4.2. Calculs avec PLAXIS

Pour le logiciel PLAXIS, les données et les résultats des calculs sont sauvegardés dans un même fichier du type **Calnum.plx**, où num désigne le numéro du calcul considéré.

Le profil est constitué de cinq points, dont les coordonnées sont consignées dans l'encadré ci-après; la forme de la ligne de rupture n'étant pas imposée dans ce genre d'analyse.

N° du point	0	1	2	3	4	5
X(m)	0	200	200	130.78	100	0
Y(m)	0	0	40	40	50	50

Les caractéristiques géotechniques supplémentaires spécifiques aux calculs à l'aide de PLAXIS sont consignées dans l'encadré ci-après.

Modèle	Comportement	γ_d	γ_{sat}	c'	ϕ'	ψ	E	ν	k
		(kN/m ³)		(kPa)		(°)	(kPa)	-	(m/s)
Mohr-Coulomb	Non drainé	16	18	10	20	0	10000	0,30	10E-5
γ_d poids volumique sec		c' cohésion effective				E module d'Young			
γ_{sat} poids volumique saturé		ϕ' angle de frottement interne effectif				ψ angle de dilatance			
ν coefficient de Poisson		k coefficient de perméabilité							

L'état initial est caractérisé par des contraintes de type géostatique, les phases de calcul considérées ici sont les suivantes :

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

Le premier calcul a été effectué sans séisme (calcul de référence). Les calculs suivants ont été effectués en faisant varier les différentes caractéristiques géométriques et géotechniques pour une accélération sismique horizontale variable allant de 0 à 0,45g (tableau 3.2).

Tableau 3.2. Récapitulatif des données des calculs.

Calcul	Paramètre varié	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	E(kPa)	ν	c (kPa)	ϕ (°)	ψ (°)	k(m/s)	Hauteur (m)	Angle de pente(°)	Nappe
Cal01	Référence	16	18	10000	0,3	10	25	0	1,00E-04	10	18°	Sans
Cal02	γ	17	19	10000	0,3	10	25	0	1,00E-04	10	18°	Sans
Cal03	γ	19	21	10000	0,3	10	25	0	1,00E-04	10	18°	Sans
Cal04	H	16	18	10000	0,3	10	25	0	1,00E-04	5	18°	Sans
Cal05	H	16	18	10000	0,3	10	25	0	1,00E-04	20	18°	Sans
Cal06	c	16	18	10000	0,3	5	25	0	1,00E-04	10	18°	Sans
Cal07	c	16	18	10000	0,3	20	25	0	1,00E-04	10	18°	Sans
Cal08	c	16	18	10000	0,3	30	25	0	1,00E-04	10	18°	Sans
Cal09	c	16	18	10000	0,3	40	25	0	1,00E-04	10	18°	Sans
Cal10	c	16	18	10000	0,3	60	25	0	1,00E-04	10	18°	Sans
Cal11	ϕ	16	18	10000	0,3	10	0	0	1,00E-04	10	18°	Sans
Cal12	ϕ	16	18	10000	0,3	10	10	0	1,00E-04	10	18°	Sans
Cal13	ϕ	16	18	10000	0,3	10	20	0	1,00E-04	10	18°	Sans
Cal14	ϕ	16	18	10000	0,3	10	30	0	1,00E-04	10	18°	Sans
Cal15	ϕ	16	18	10000	0,3	10	35	0	1,00E-04	10	18°	Sans
Cal16	pente	16	18	10000	0,3	10	25	0	1,00E-04	10	27°	Sans
Cal17	pente	16	18	10000	0,3	10	25	0	1,00E-04	10	45°	Sans
Cal22	nappe	16	18	10000	0,3	10	25	0	1,00E-04	10	18°	tot saturé
Cal23	nappe	16	18	10000	0,3	10	25	0	1,00E-04	10	18°	semi saturé
Cal24	nappe	16	18	10000	0,3	10	25	0	1,00E-04	10	18°	pied
Cal25	E	16	18	10	0,3	10	25	0	1,00E-04	10	18°	Sans
Cal26	E	16	18	1000	0,3	10	25	0	1,00E-04	10	18°	Sans
Cal27	E	16	18	1E+05	0,3	10	25	0	1,00E-04	10	18°	Sans
Cal28	ν	16	18	10000	0,32	10	25	0	1,00E-04	10	18°	Sans
Cal29	ν	16	18	10000	0,34	10	25	0	1,00E-04	10	18°	Sans
Cal30	ν	16	18	10000	0,36	10	25	0	1,00E-04	10	18°	Sans

Le code PLAXIS offre la possibilité de faire une exploitation détaillée des calculs sous forme de tableaux, et courbes. La figure 3.6 représente le maillage déformé du talus (figure 3.6a.), les contraintes de cisaillement (figure 3.6b.), les déplacements totaux (figure 3.6c.), les zones plastifiées (figure 3.6d.), et la courbe représentant l'évolution du coefficient de réduction en fonction du déplacement (figure 3.6e.).

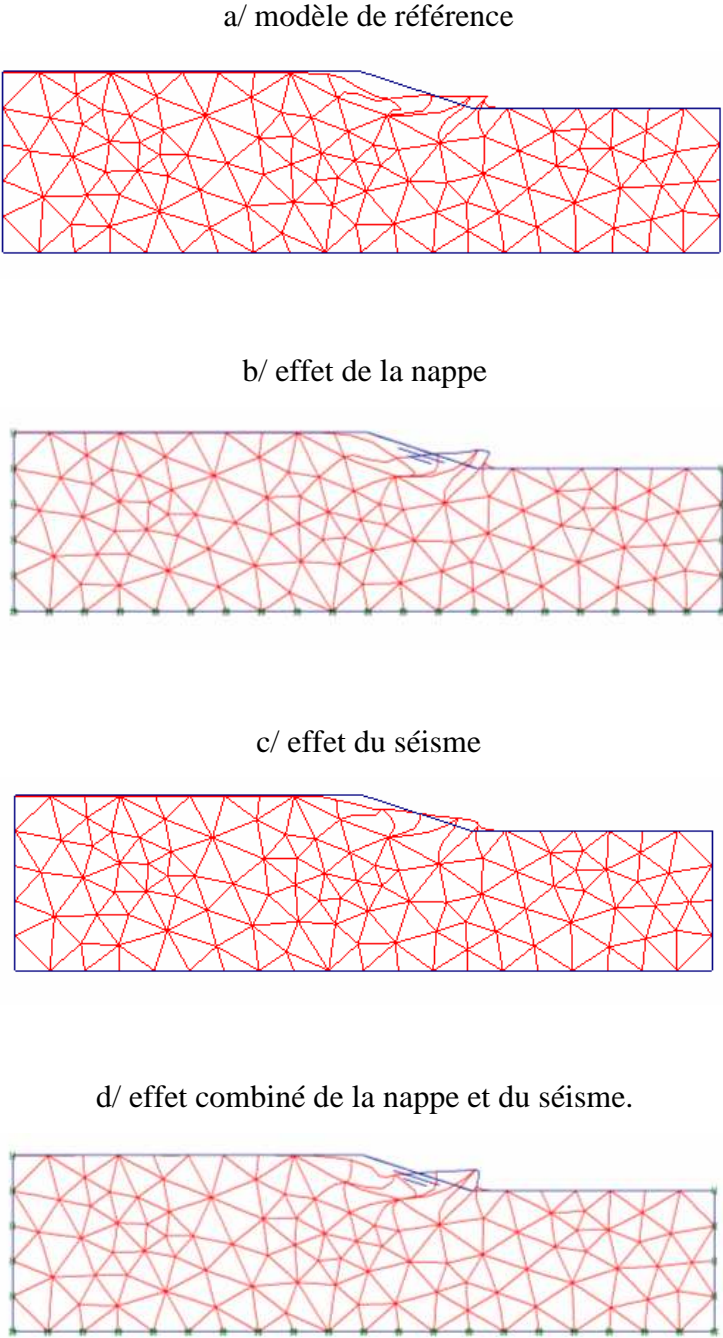
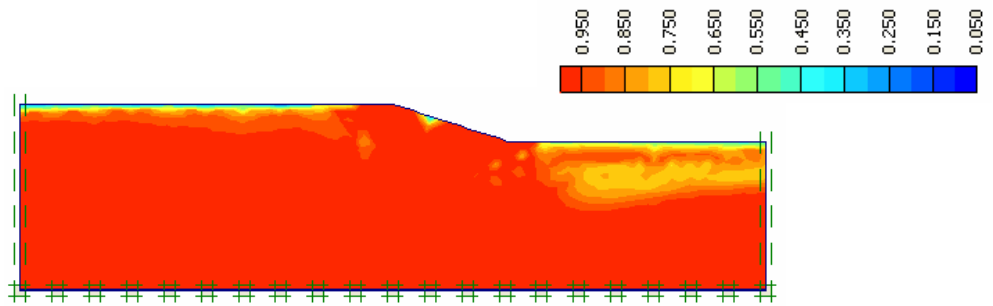
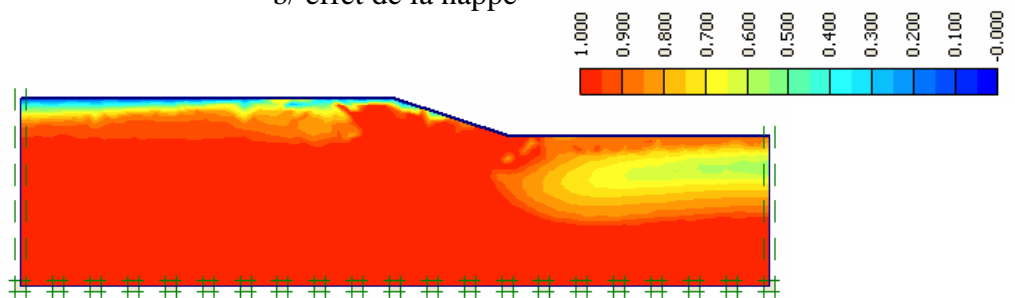


Figure 3.6a. Maillage déformé du talus

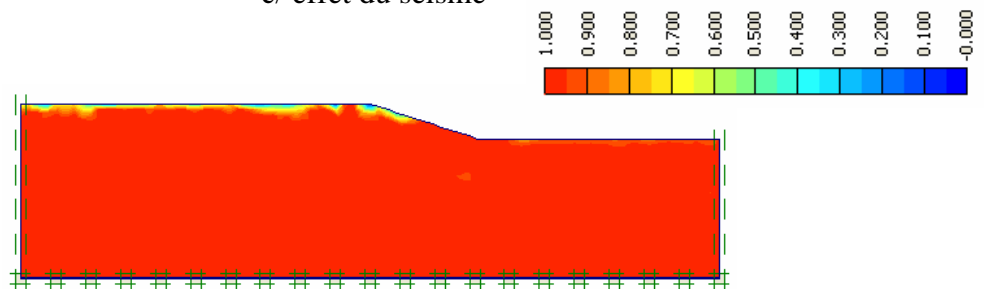
a/ modèle de référence



b/ effet de la nappe



c/ effet du séisme



d/ effet combiné de la nappe et du séisme.

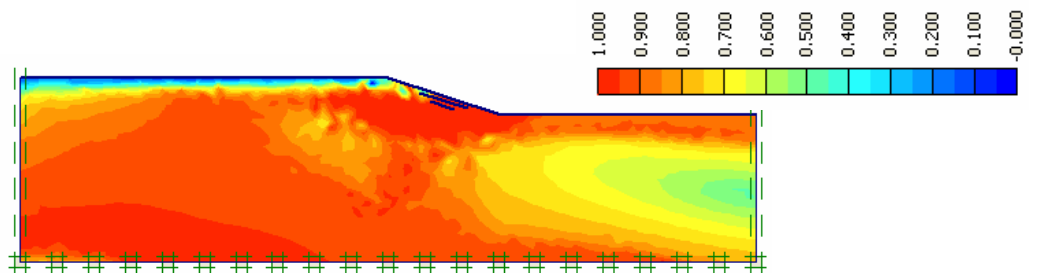
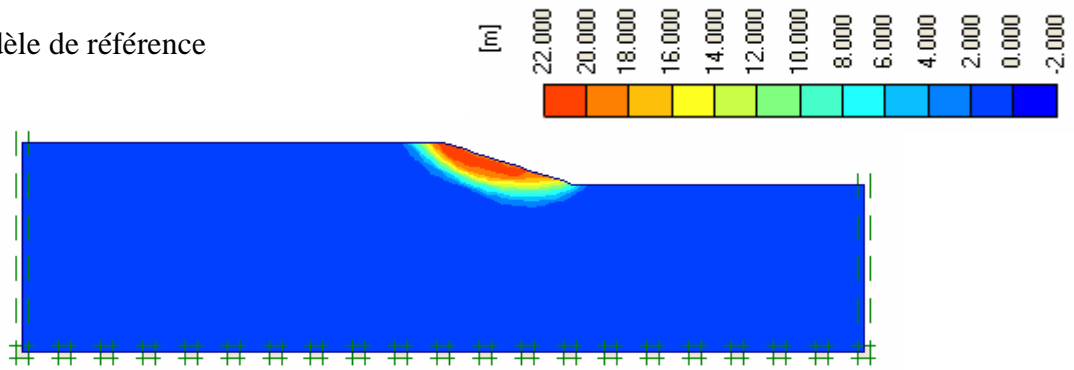
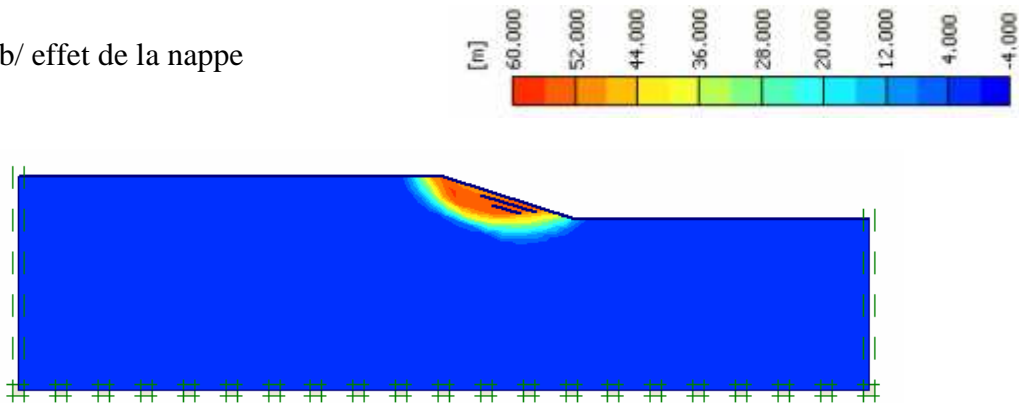


Figure 3.6b. Contraintes de cisaillement relatives.

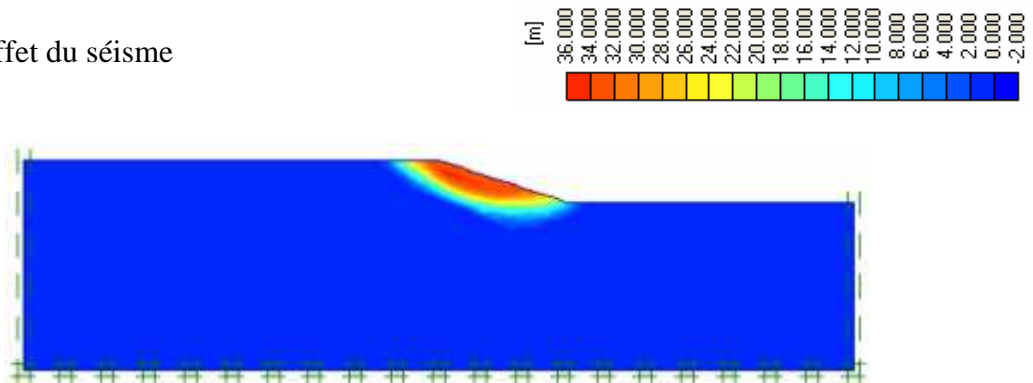
a/ modèle de référence



b/ effet de la nappe



c/ effet du séisme



(d) effet combiné de la nappe et du séisme

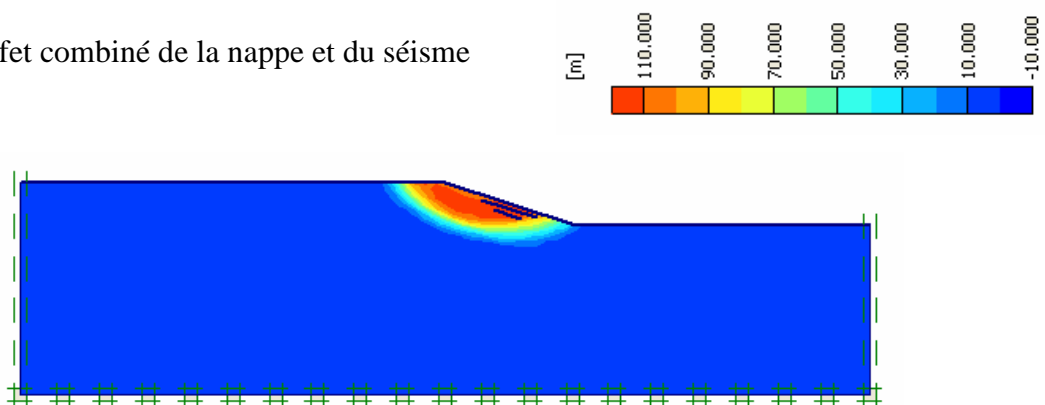
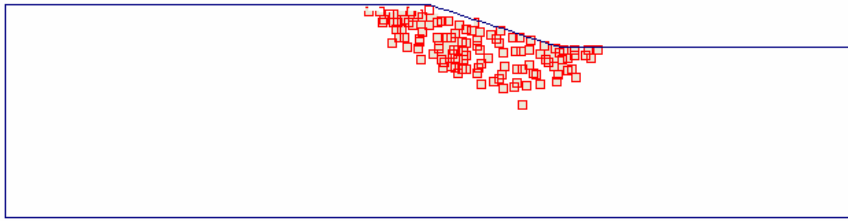
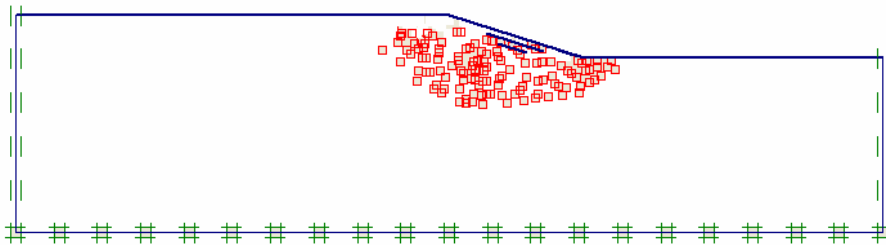


Figure 3.6c. Déplacements totaux du talus.

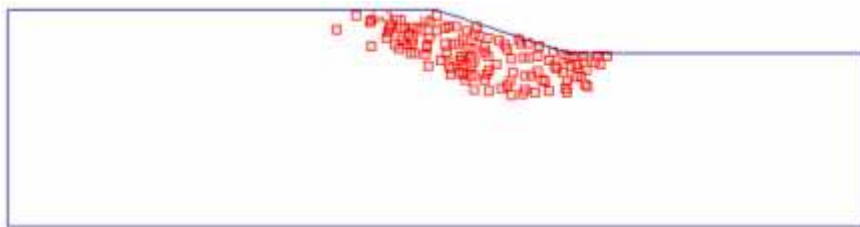
a/ modèle de référence



b/ effet de la nappe



c/ effet du séisme



d/ effet combiné de la nappe et du séisme

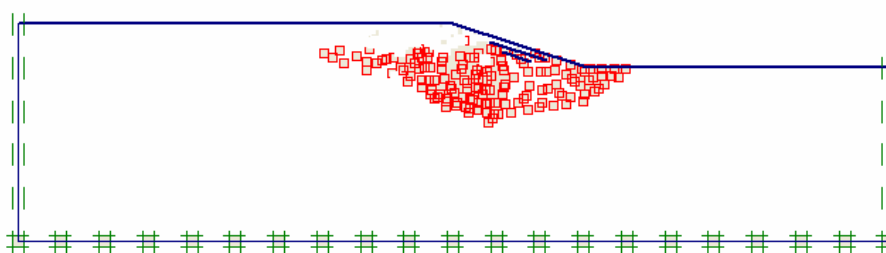


Figure 3.6d. Zones plastiques du talus.

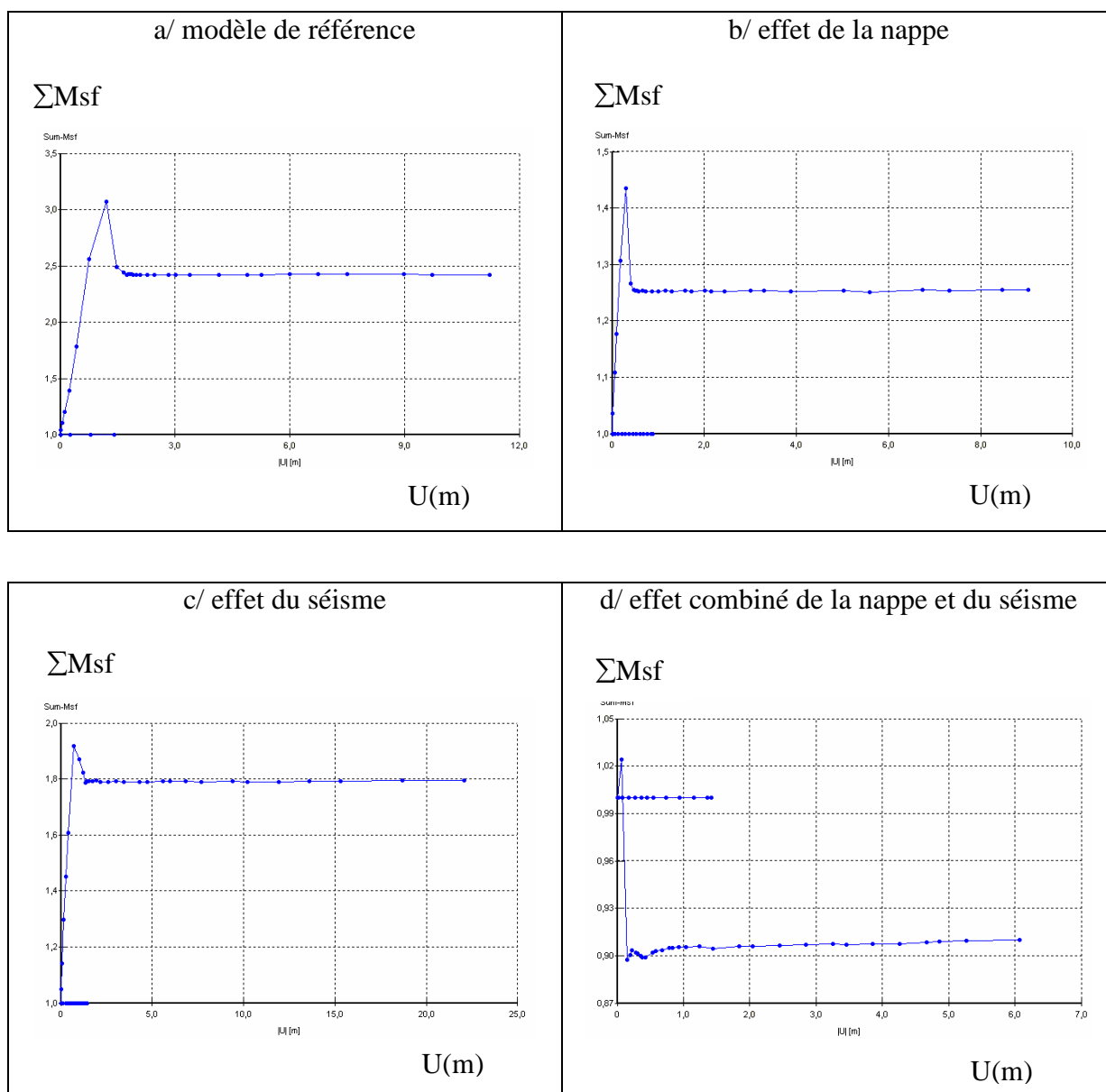


Figure 3.6e. Coefficient de réduction en fonction du déplacement du talus.

Les valeurs du coefficient de sécurité déduites des courbes de la figure 3.6e sont données dans le tableau 3.3.

Tableau 3.3. Valeurs du Coefficient de sécurité déterminées à l'aide du code PLAXIS.

Méthode de calcul	Calcul n°1	Calcul n°2	Calcul n°3	Calcul n°4
" Phi-c reduction "	2.43	1.24	1.78	0.90

Les résultats de tous les calculs sont récapitulés dans le tableau 3.4.

Tableau 3.4. Récapitulatif des résultats de calcul du Coefficient de sécurité.

Calcul	accélération horizontale sismique									Poids volumique γ (kN/m^3)	hauteur du talus (m)	cohésion c (kPa)	Angle du frottement interne (°)	Module d'Young E (kPa)	Coefficient de Poisson ν -	angle de pente du talus (°)	Niveau de la nappe (m)
	a=0,00	a=0,10	a=0,15	a=0,20	a=0,25	a=0,30	a=0,35	a=0,40	a=0,45								
Cal01	2,43	1,78	1,57	1,39	1,25	1,14	1,05	0,95	*	16							
Cal02	2,40	1,76	1,55	1,37	1,23	1,12	1,03	0,94	*	17							
Cal03	2,33	1,72	1,50	1,34	1,21	1,10	1,00	0,93	*	19							
Cal04	3,63	2,38	2,10	1,85	1,64	1,47	1,35	1,20	1,08		5						
Cal05	2,05	1,52	1,33	1,18	1,06	0,96	*	*			20						
Cal06	2,06	1,54	1,35	1,21	1,09	0,98	0,90	*				5					
Cal07	3,01	2,21	1,96	1,74	1,55	1,40	1,27	1,19	1,07			20					
Cal08	3,52	2,60	2,27	1,99	1,84	1,66	1,48	1,31	1,15				30				
Cal09	4,03	2,94	2,55	2,29	2,05	1,80	1,59	1,41	1,26					40			
Cal10	4,92	3,60	3,16	2,71	2,33	2,01	1,75	1,56	1,40						60		
Cal11	*															0	
Cal12	1,27	0,93	*	*												10	
Cal13	2,02	1,49	1,31	1,16	1,04	0,95	*	*								20	
Cal14	2,86	2,10	1,85	1,64	1,48	1,34	1,23	1,13	1,04							30	
Cal15	3,33	2,45	2,16	1,92	1,73	1,57	1,44	1,32	1,22							35	
Cal16	1,75	1,42	1,30	1,18	1,09	1,02	0,86	*									27
Cal17	1,35	1,19	1,12	1,05	0,94	0,86	0,80	*									45
Cal22	1,24	0,90	*	*													50
Cal23	1,59	1,16	1,00	*													45
Cal24	2,13	1,52	1,34	1,11	0,94	*											40
Cal25	2,42	1,78	1,57	1,40	1,25	1,14	1,05	*						100			
Cal26	2,42	1,78	1,57	1,40	1,25	1,14	1,05	*						1000			
Cal27	2,42	1,79	1,57	1,40	1,25	1,14	1,05	*						10000			
Cal28	2,43	1,78	1,57	1,39	1,25	1,14	1,05	0,95	*								0,30
Cal29	0,32	2,42	1,80	1,57	1,40	1,25	1,14	1,05	*								0,33
Cal30	0,35	2,43	1,80	1,57	1,40	1,25	1,14	1,05	*								0,35

* effondrement du sol.

3.4.3. Discussion des résultats des calculs obtenus

Le tableau 3.5 donne les résultats des calculs effectués par la méthode de Bishop à l'aide du programme PETAL-LCPC et par la méthode " Phi-c reduction" à l'aide du code PLAXIS.

Tableau 3.5. Valeurs du Coefficient de sécurités déterminées à l'aide du programme PETAL-LCPC et du code PLAXIS.

Calcul n°	PETAL-LCPC (méthode de Bishop)	PLAXIS ("méthode Phi-c reduction")
1	2.40	2.43
2	1.18	1.24
3	1.77	1.78
4	0.86	0.90

La comparaison de ces valeurs permet de conclure que la méthode classique de Bishop donne des résultats très proches de ceux obtenus par la méthode "phi-c réduction". Ceci provient vraisemblablement du fait que le modèle de comportement permet au terrain de reprendre une partie des efforts, le talus étant de ce fait moins chargé. Toutefois, les calculs de stabilité effectués dans les applications pratiques par la méthode de Bishop semblent être satisfaisants dans le cas de configurations simples. Les calculs par éléments finis s'imposent par contre pour les configurations complexes.

3.5. ANALYSE DE SENSIBILITE EFFECTUEE

Une étude paramétrique en faisant varier la géométrie du modèle de référence (hauteur et angle du talus) les caractéristiques géotechniques du sol (poids volumique γ , module d'Young E, coefficient de Poisson ν , cohésion c, angle de frottement ϕ) et le niveau de la nappe a été effectuée à l'aide du code PLAXIS en condition statique comme en condition sismique afin de vérifier la sensibilité du coefficient de sécurité aux résultats des calculs. L'influence de chacun des paramètres considérés est décrite ci-après, les résultats étant présentés sous forme de courbes représentant l'évolution du coefficient de sécurité en fonction du paramètre considéré pour l'ensemble des valeurs de l'accélération sismique horizontale considérés (0 ; 0.10g ; 0.15g ; 0.20g ; 0.25g ; 0.30g).

3.5.1. Influence de la géométrie

Les paramètres caractérisants la géométrie du modèle de référence sont la hauteur H et l'angle du talus. Leur variation influe comme suit :

- le coefficient de sécurité diminue avec la hauteur du talus. Une variation de hauteur de 5m fait varier le coefficient de sécurité d'une valeur comprise entre 15 et 35% (figure 3.7). Un talus de 20m de hauteur n'est plus stable à partir d'une accélération horizontale égale à 0,25g ;

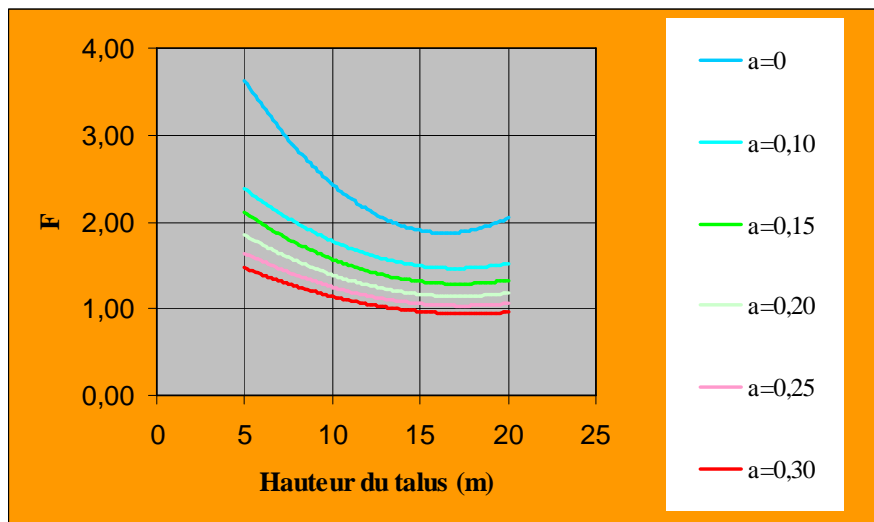


Figure 3.7. Variation du coefficient de sécurité en fonction de la hauteur du talus.

- plus la pente du talus est forte, plus le coefficient de sécurité est petit, une variation de l'angle du talus de 9° fait varier le coefficient de sécurité d'une valeur comprise entre 12 et 40% (figure 3.8.).

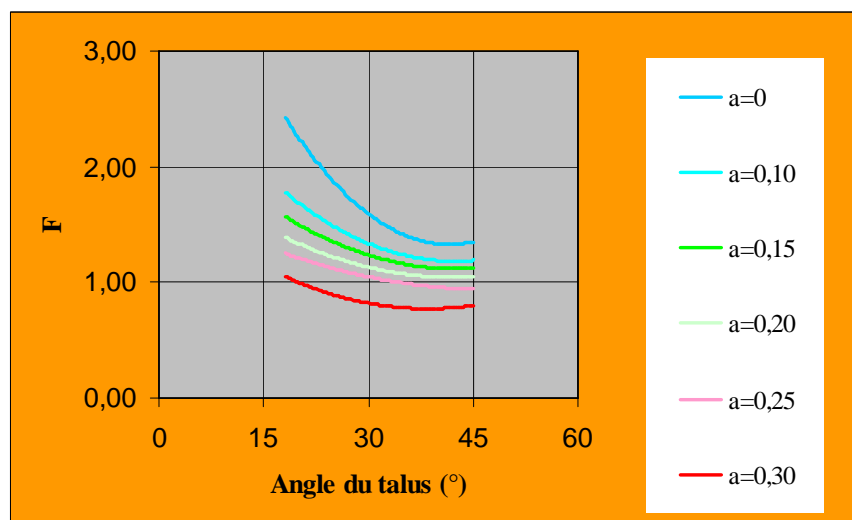


Figure 3.8. Variation du coefficient de sécurité en fonction de l'angle du talus.

3.5.2. Influence des caractéristiques géotechniques

Les paramètres géotechniques retenus sont les paramètres caractéristiques du modèle de Mohr-Coulomb (poids volumique γ , module de Young E , coefficient de Poisson ν , cohésion c , angle de frottement φ et angle de dilatance ψ) leurs variations produisent les effets suivants :

- le coefficient de sécurité est insensible à la variation du poids volumique du sol γ (figure 3.9.) ;

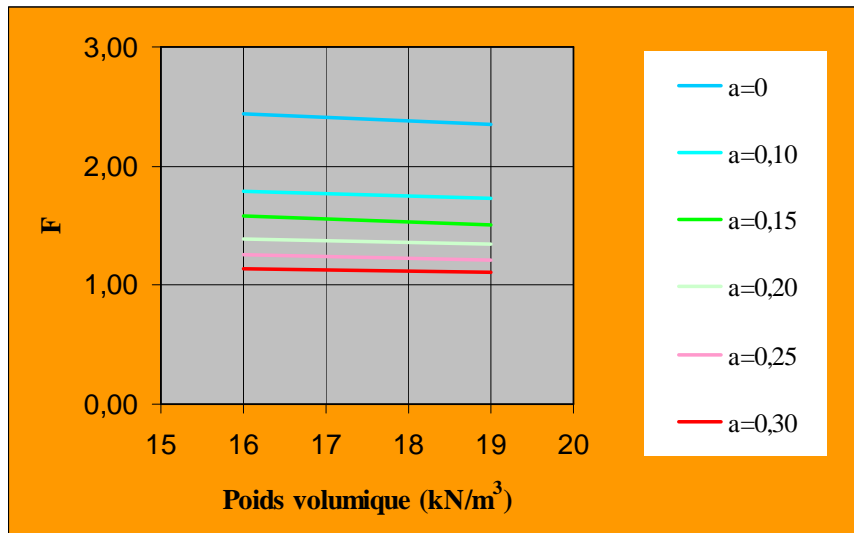


Figure 3.9. Variation du coefficient de sécurité en fonction du poids volumique du sol.

- le module de Young E n'a presque aucune influence sur la valeur du coefficient de sécurité (figure 3.10.) ;

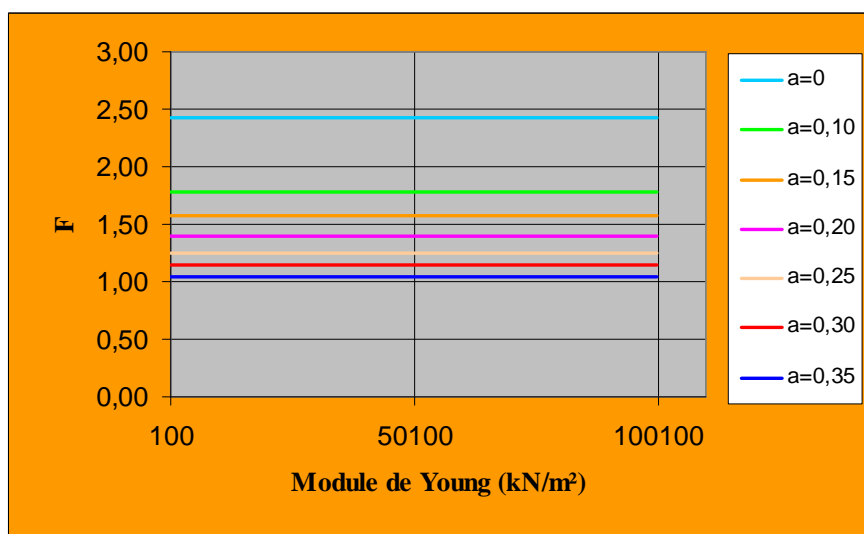


Figure 3.10. Variation du coefficient de sécurité en fonction du module d'Young.

- le coefficient de sécurité est insensible à la variation du coefficient de poisson ν (figure 3.11.) ;

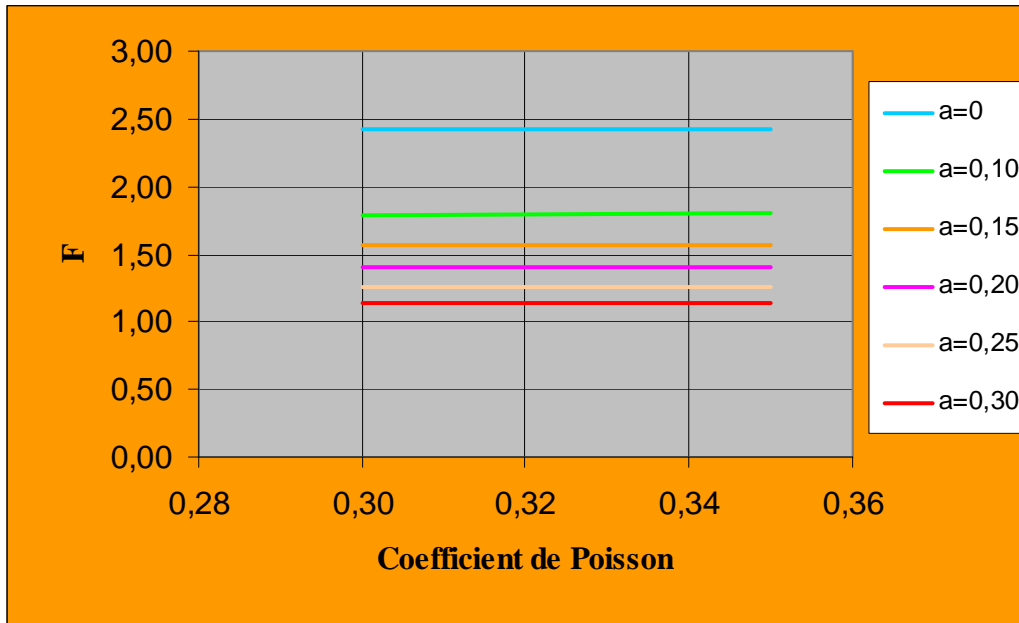


Figure 3.11. Variation du coefficient de sécurité en fonction du coefficient de Poisson.

- La variation de la cohésion du sol c a clairement une influence sur le coefficient de sécurité F . Une variation de celle-ci de 5kPa, fait varier le coefficient de sécurité d'une valeur comprise entre 10 et 15% (figure 3.12.) ;

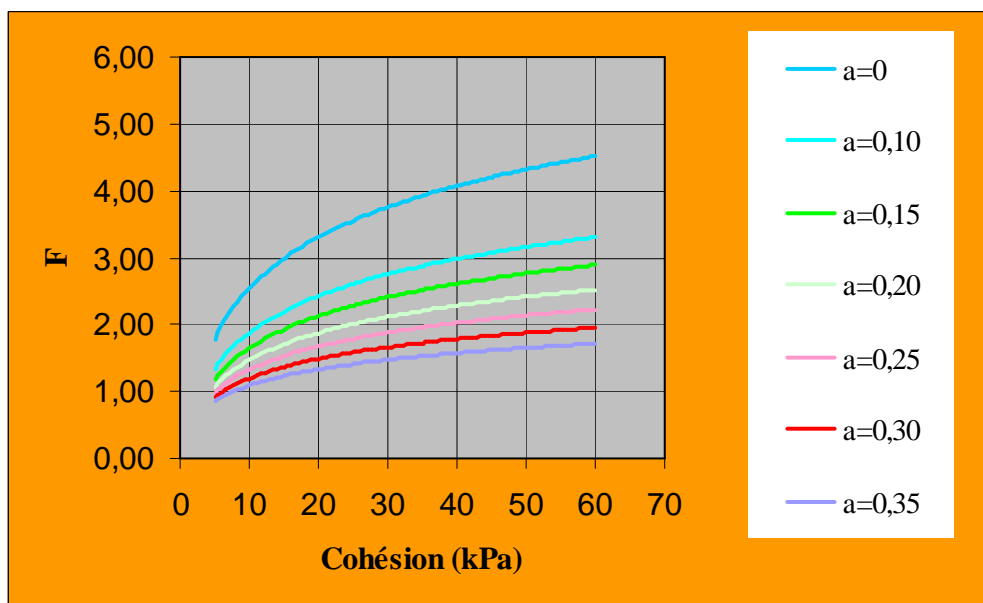


Figure 3.12. Variation du coefficient de sécurité en fonction de la cohésion du sol.

- comme pour la cohésion, l'angle de frottement interne φ est favorable à la stabilité du talus. Une variation de celui-ci de 5° , fait varier le coefficient de sécurité d'une valeur comprise entre 14 et 17% (figure 3.13.) ;

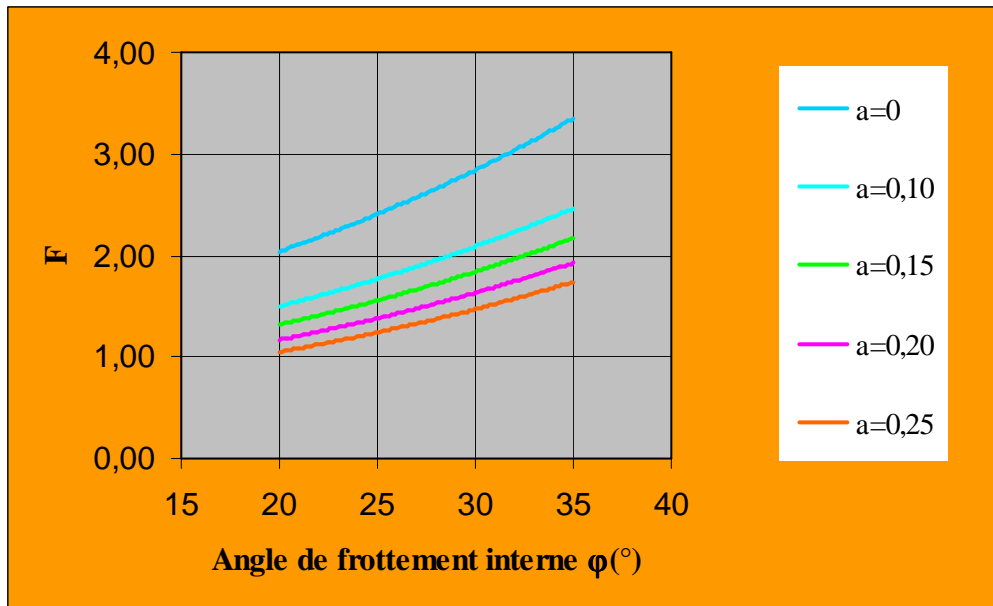


Figure 3.13. Variation du coefficient de sécurité en fonction de l'angle de frottement interne.

- L'angle de dilatance ψ n'a presque aucune influence sur la valeur du coefficient de sécurité (figure 3.14.).

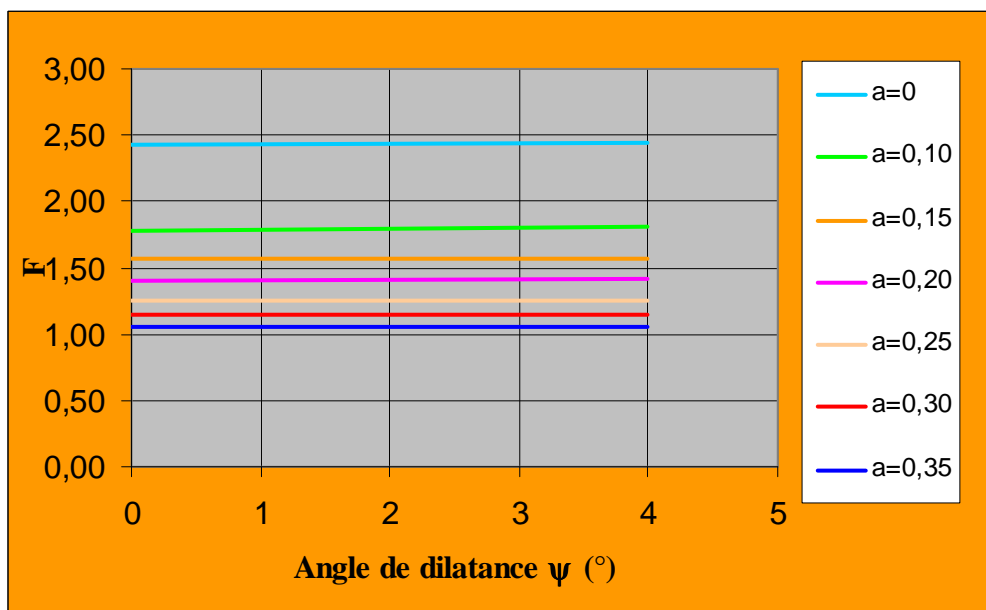


Figure 3.14. Variation du coefficient de sécurité en fonction de l'angle de dilatance ψ .

3.5.3. Influence des fluctuations du niveau de la nappe

Les fluctuations du niveau de la nappe entre les états sec ($h_w=0$) et totalement saturé ($h_w=H$) ont pour effet de diminuer le coefficient de sécurité de 15 à 25% (figure 3.15). Si le niveau de la nappe est considérable, on constate qu'il y'a un effondrement du talus pour les valeurs de l'accélération horizontale supérieure à 0.10g.

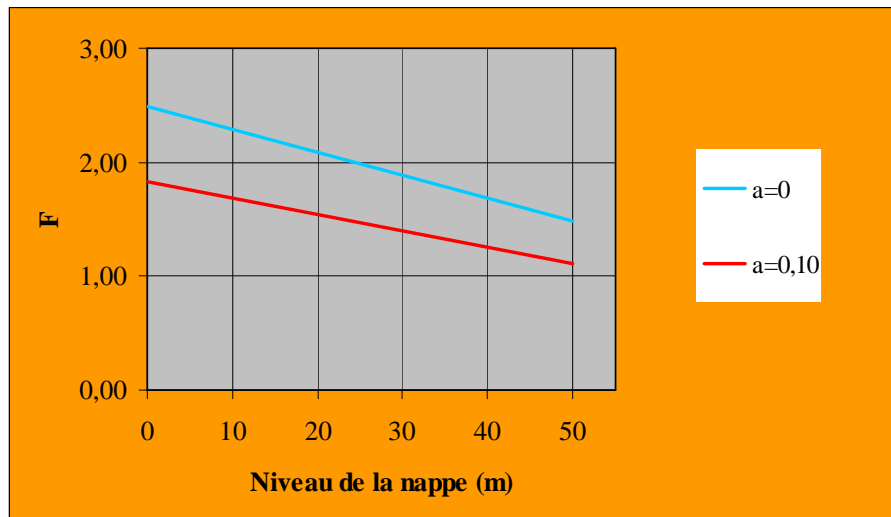


Figure 3.15. Variation du coefficient de sécurité en fonction du niveau de la nappe.

3.6. SYNTHÈSE

Cette étude numérique a permis dans le cadre théorique du modèle de référence considéré de vérifier quelques évidences et de dégager les conclusions suivantes :

- dans le cas de configurations simples, l'utilisation de méthodes de calcul en équilibre limite basé sur la méthode de tranches (méthode de Bishop) est suffisante. Tandis que, dans le cas de configuration complexes, le recours à des outils de calculs sophistiqués comme la méthode des éléments finis s'avère indispensable en conditions aussi bien statique que sismique ;
- parmi les paramètres influant le coefficient de sécurité, on retiendra surtout les paramètres de cisaillement du sol (cohésion et angle de frottement), mais aussi le niveau de la nappe éventuellement présente. Leur connaissance avec précision est notoire si l'on veut obtenir des résultats de calculs significatifs et représentatifs de l'état des ouvrages en terre.

ETUDE DU GLISSEMENT D'AOMAR

4.1. PRESENTATION GENERALE DU VERSANT

Des mouvements de terrain sont apparus sur un talus situé à proximité de la RN25 dans la commune d'Aomar(Wilaya de BOUIRA), appelé talus d'Aomar.

La commune d'AOMAR est limitée par les communes suivantes (Figure 4.1) :

- au Nord–Est : la commune de Draa el Mizan (wilaya de Tizi Ouzou),
- au Sud-Est : la commune d'Ait Laaziz,
- au Sud : les commune d'Ain Turk et Djebahia,
- au Nord -Ouest : La commune de Kadiria.

Elle s'étale sur une superficie de 6970ha, composée de :

- 53 % de montagnes
- 32 % de collines
- 15 % de plaines, vallées et plateaux.

La ville d'Aomar constitue un important carrefour entre la RN25 et la RN05, ainsi que la ligne de chemin de fer et l'autoroute Est-Ouest.

Le talus qui a glissé se trouve en contre-bas du Lycée d'Aomar et longe une portion de la RN25.

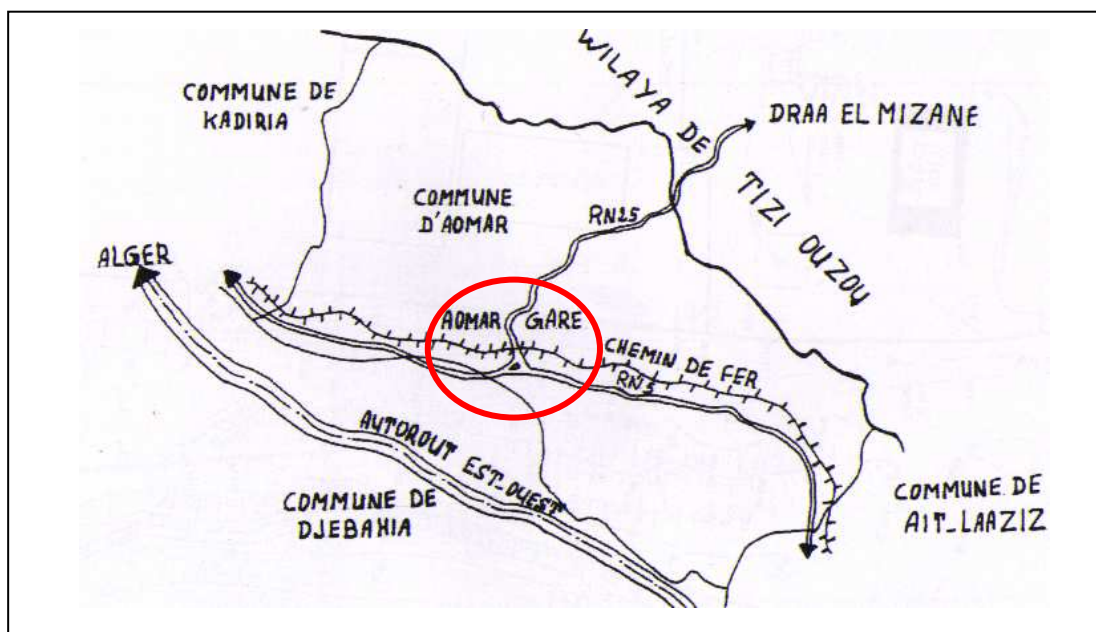


Figure 4.1. Plan de situation de la commune d'Aomar.

4.2. DESCRIPTION DES INSTABILITES OBSERVEES

Les mouvements de terrains apparus ont causé des dégradations importantes dans le lycée d'Aomar situé en amont du talus (écartement des joints de dilatation des blocs, rupture du sol d'assise d'un ouvrage annexe situé à proximité immédiate de la couronne, escarpement du terrain et apparition de bourrelets en aval du talus, léger affaissement de la chaussée et apparition de fissures). (figures 4.2 à 4.8).



Figure 4.2. Vue générale du glissement de terrain à proximité du Lycée.



Figure 4.3. Déchaussement de la soute à mazout (ouvrage annexe du Lycée).



Figure 4.4. Fissuration du mur de clôture du Lycée.



Figure 4.5. Affaissement de la cour du Lycée à proximité du mur de clôture.



Figure 4.6. Ouverture du joint de dilatation de deux blocs mitoyens du Lycée.



Figure 4.7. Vue de l'intérieur du joint de dilatation ouvert.



Figure 4.8. Vue de la chaussée RN25 en contre-bas du talus.

L'enquête effectuée par le LNHC mentionne les désordres suivants :

Premier plan (Constructions) :

- Une fissure dans la cour du Lycée,
- Fissuration du mur de clôture du Lycée,
- Ecartement des joints de dilatation des blocs du Lycée.

Deuxième plan (talus) :

- Les photos montrent l'ampleur du phénomène de glissement (forme du glissement, fissure, bourrelets).

Troisième plan (RN25) :

- De petites fissures de la chaussée.

4.3. RECONNAISSANCE DU SITE

4.3.1. Contexte géologique et hydrogéologique du massif

Le talus d'Aomar appartient à un ensemble formé de reliefs élevés de la chaîne du mont Djurdjura au nord et du massif tellien au sud. Il se situe au centre de cet ensemble sous forme de cuvette.

Une campagne de reconnaissance comportant la réalisation de trois sondages et de dix essais au pénétromètre statique.

Les trois sondages carottés allant de 12 à 30,50m de profondeur ont été réalisés dans le but de connaître la nature géologique des formations constituant le terrain d'assise et de prélever des échantillons pour les essais de laboratoire.

La description visuelle des échantillons intacts et remaniés de chaque sondage a permis de localiser les couches de sols suivantes :

- Sondage SC1 : 0-2m argile limoneuse
2-3m argile marneuse altérée
3-27m marne bleue
- Sondage SC2 : 0-1m argile limoneuse
1-6m argile marneuse altérée
6-30,5m marne bleue
- Sondage SC3 : 0-3m argile limoneuse
3-7m argile marneuse altérée
7-12m marne bleue

Les trois sondages ont été implantés de façon non alignée, dont la coupe transversale est présentée sur la figure 4.9. Leur plan d'implantation est donné sur la figure 4.10.

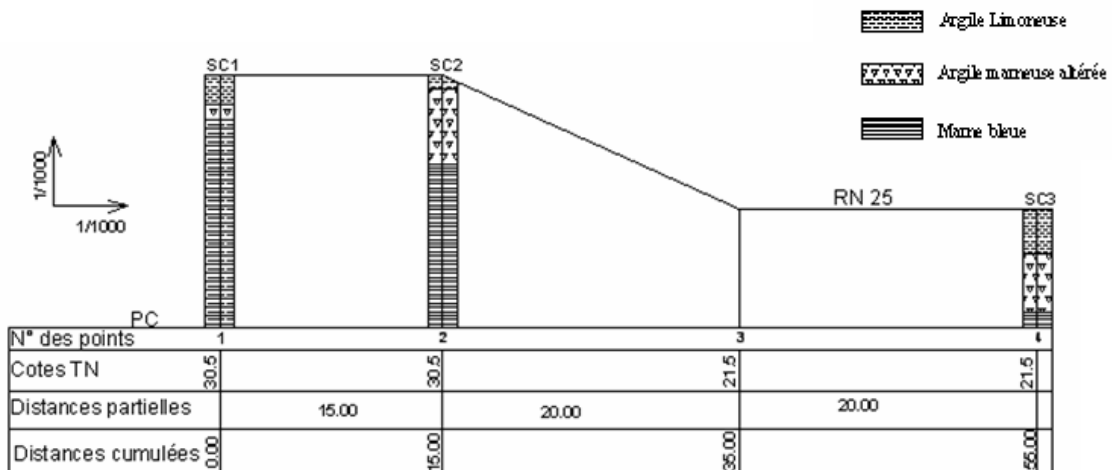


Figure 4.9. Coupe transversale des trois sondages effectués.

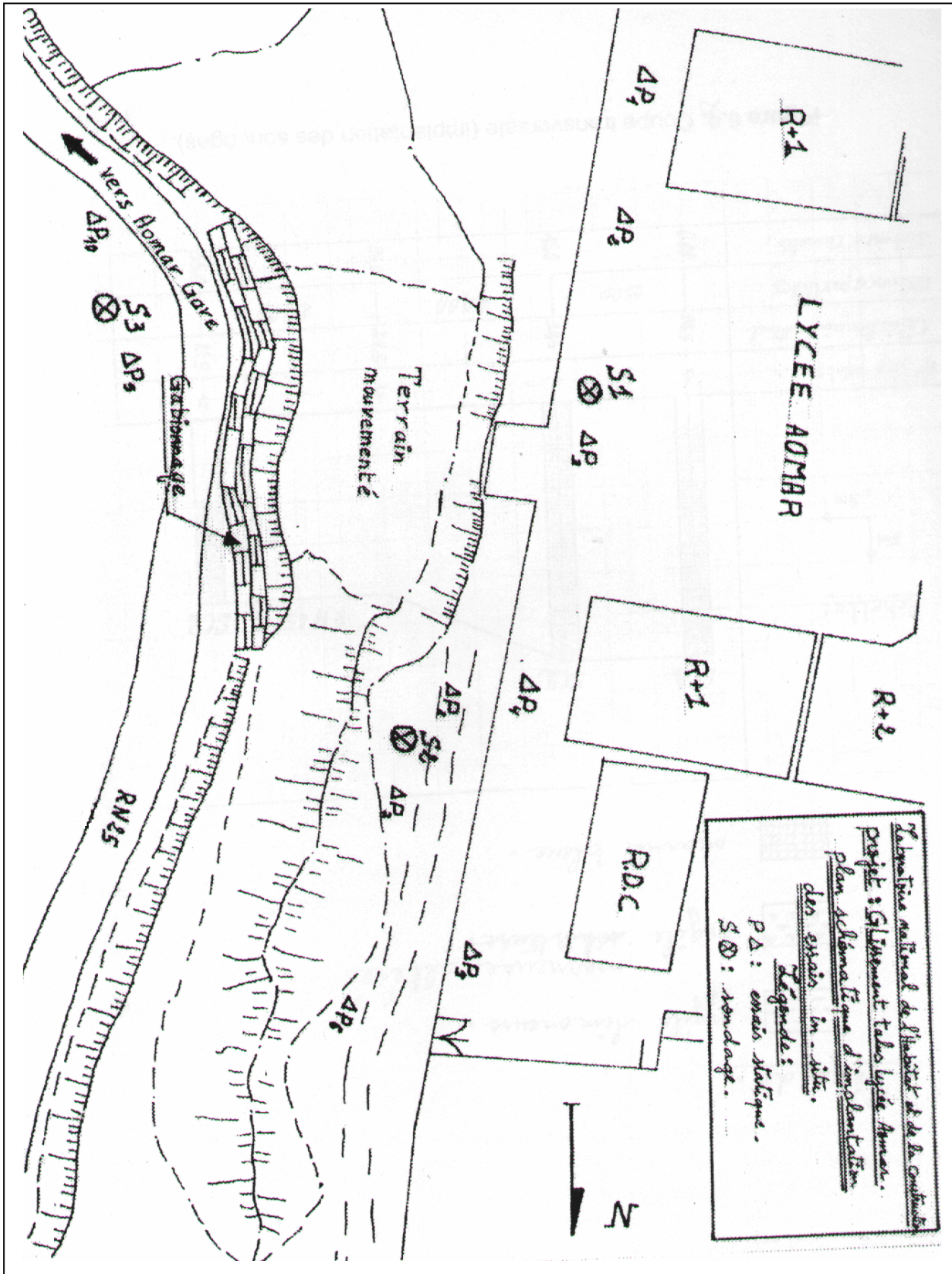


Figure 4.10. Plan schématique d'implantation des sondages.

4.3.2. Caractéristiques géotechniques des sols

4.3.2.1. Caractéristiques d'identification

Les essais d'identification présentés ci-après ont été effectués à partir d'échantillons récupérés des sondages.

Les sols en place présentent un poids volumique humide γ_h variant de 20,9 à 23,8 kN/m³, une teneur en eau w comprise entre 5 et 18,9 % et un degré de saturation S_r compris entre 50 et 100%.

L'analyse granulométrique caractérise essentiellement un sol argileux, une argile limono sableuse. Le pourcentage de particules argileuses est compris entre 11 et 63 %.

La limite de liquidité W_L varie de 32 à 60 % pour un indice de plasticité I_p compris entre 12 et 34. Le diagramme de plasticité de Casagrande classe les sols en place comme des argiles de moyenne à haute plasticité.

Les résultats complets des essais d'identification sont présentés dans le tableau 4.1.

Tableau 4.1. Résultats des essais d'identification

Sondage	Profondeur z(m)	Poids volumique sec γ_d (kN/m ³)	Teneur en eau w(%)	Degré de saturation S_r (%)	Limites d'Atterberg	
					W_L	I_p
SC 1	11,1-11,5	19,6	13	93	44	16
	14,1-14,5	20,3-21,3	11-12	98-100	41	19
	16,1-16,7	21,5-22,3	7	77-87	34	14
SC 2	14,0-14,3	18,9-19,9	11-12	69-91	49	21
	17,3-17,6	21,3-22,3	5-6	55-77	45	22
	20,8-21	20,3	12	93	46	22
	23,4-23,8	20,5	12	99	43	21
	26,6-27	21,5	6	65	32	12
	29,7-30	19,9-21,6	8-9	67-81	60	34
SC 3	4,0-4,4	22	9	74	44	20
	5,5-5,8	20,9	8	77	54	26

4.3.2.2. Caractéristiques oedométriques

Neuf échantillons non remaniés ont fait l'objet d'essais oedométriques afin d'apprécier la compressibilité du sol. Les résultats de ces essais sont consignés dans le tableau 4.2.

Tableau 4.2. Résultats des essais oedométriques

Sondage	Profondeur z(m)	Pression de pré consolidation (σ'_p kPa)	Indice de compression C_c	Indice de gonflement C_s
SC 1	11,1-11,5	150	0,092	0,031
	14,1-14,5	130	0,083	0,028
	16,1-16,7	60	0,49	0,015
SC 2	14,0-14,3	200	0,236	0,045
	20,8-21	140	0,078	0,026
	23,4-23,8	75	0,065	0,018
	26,6-27	150	0,101	0,045
	29,7-30	70	0,130	0,029
SC 3	4,0-4,4	200	0,112	0,036
	5,5-5,8	210	0,086	0,030

On notera un sol surconsolidé, peu à moyennement compressible.

4.3.2.3. Caractéristiques chimiques

Trois échantillons remaniés ont fait l'objet d'une analyse chimique sommaire. Cette analyse semble indiquer une faible agressivité par les sulfates (tableau 4.3).

Tableau 4.3. Résultats de l'analyse chimique

Sondage	Profondeur z(m)	Sulfates So_4 (%)	Carbonate $CaCo_3$ (%)	Chlorure soluble dans l'eau	Matières organiques
SC1	9.60-10.00	Traces	12.3	Traces	Non dosé
SC1	10.00-11	0.45	7.38	Traces	Non dosé
SC3	3.00-4.00	Traces	18.86	Traces	Non dosé

4.3.2.4. Caractéristiques de cisaillement et de rupture

Les caractéristiques de cisaillement c et ϕ ont été déterminées à partir des résultats d'essais de cisaillement à la boîte de Casagrande et à l'appareil triaxial classique. Les valeurs sont regroupées dans le tableau 4.4.:

Tableau 4.4. Résultats des essais de cisaillement

Sondage	Profondeur z(m)	Teneur en eau w (%)	C (kPa)	ϕ (°)
SC 1	11,1-11,5	18	30	16
	14,1-14,5	16	10	21
	16,1-16,7	12	50	21
SC 2	14,0-14,3	15	10	22
	17,3-17,6	17	25	9
	20,8-21	15	10	27
	23,4-23,8	16	20	17
	26,6-27	14	10	21
	29,7-30	17	10	24
SC 3	4,0-4,4	17	15	20
	5,5-5,8	17	10	24

4.3.2.5. Caractéristiques pénétrométriques

Dix essais au pénétromètre statique de type Hollandais (Gouda 10t) ont été effectués afin de vérifier l'homogénéité des sols et de projeter l'assise des fondations de soutènement.

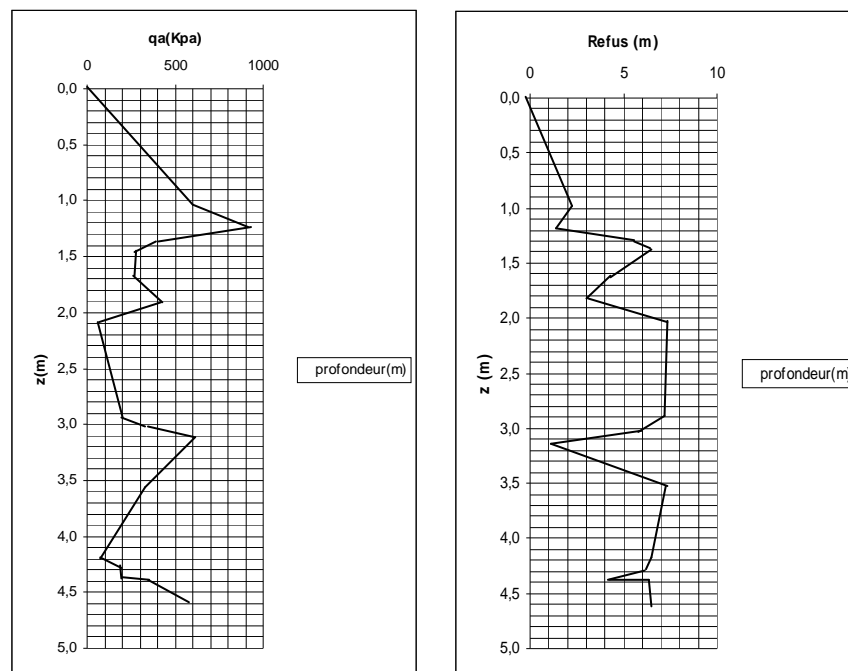


Figure 4.11. Résultats des essais au pénétromètre statique.

4.3.3. Caractéristiques sismiques considérées

Toutes les communes de la wilaya de Bouira sont classées dans la zone IIa, zone de sismicité moyenne les valeurs d'accélération de zone sont définies dans le tableau 4.5.

Tableau 4.5. Valeurs du coefficient d'accélération de zone

Groupe	1A	1B	2	3
Valeur de A	0,15	0,12	0,10	0,07

Le site est de catégorie 4 très meuble $q < 1,5$ MPa.

Les coefficients pseudo-statiques horizontal et vertical pris en compte dans le calcul de stabilité des pentes $k_h = 0.5 A$ (%g) et $k_v = \pm 0,3 k_h$ représentant les forces horizontales contenues dans les plans verticaux de plus grande pente et dirigées vers l'aval et les forces verticales descendantes ou ascendantes (tableau 4.6).

Tableau 4.6. Valeurs des coefficients pseudo-statiques horizontales et verticales.

Groupe	1A	1B	2	3
Valeur de A	0,15	0,12	0,10	0,07
Valeur de k_h	0.08 g	0.06 g	0.05 g	0.04 g
Valeur de k_v	± 0.02 g	± 0.02 g	± 0.02 g	± 0.01 g

4.4. CALCULS DE STABILITE

4.4.1. Position du problème

La géométrie du talus d'Aomar est décrite dans un repère cartésien oxy, l'axe ox étant orienté horizontalement dans la direction amont-aval et l'axe oy dirigé verticalement vers le haut. Le profil est décrit par des segments reliant un ensemble de points.

On choisit les conditions aux limites par défaut, déplacement libres sur les deux cotés verticaux et bloqués au fond.

Le profil de ce talus est constitué de trois couches de sol, une couche d'argile limoneuse reposant sur une couche d'argile marneuse altérée qui elle-même repose sur une couche de marne compacte dont les caractéristiques moyennes expérimentales de cisaillement sont regroupées dans le tableau 4.7.

Tableau 4.7. Caractéristiques de cisaillement moyennes considérées.

Couche	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)
Argile limoneuse	21.4	30	16
Argile marneuse	21.4	30	16
Marne bleue	19	10	20

4.4.2. Localisation de la ligne de rupture

Les observations effectuées sur le terrain et les résultats de l'étude géotechnique permettent de constater qu'il s'agit d'un glissement rotationnel en raison d'un basculement de la masse glissée le long d'une surface sensiblement circulaire et en raison aussi de la présence de bourrelets en contre-bas du talus.

La ligne de rupture du talus est localisée à l'aide du logiciel PETAL-LCPC. Le cercle critique obtenu coupe particulièrement la troisième couche (figure 4.12).

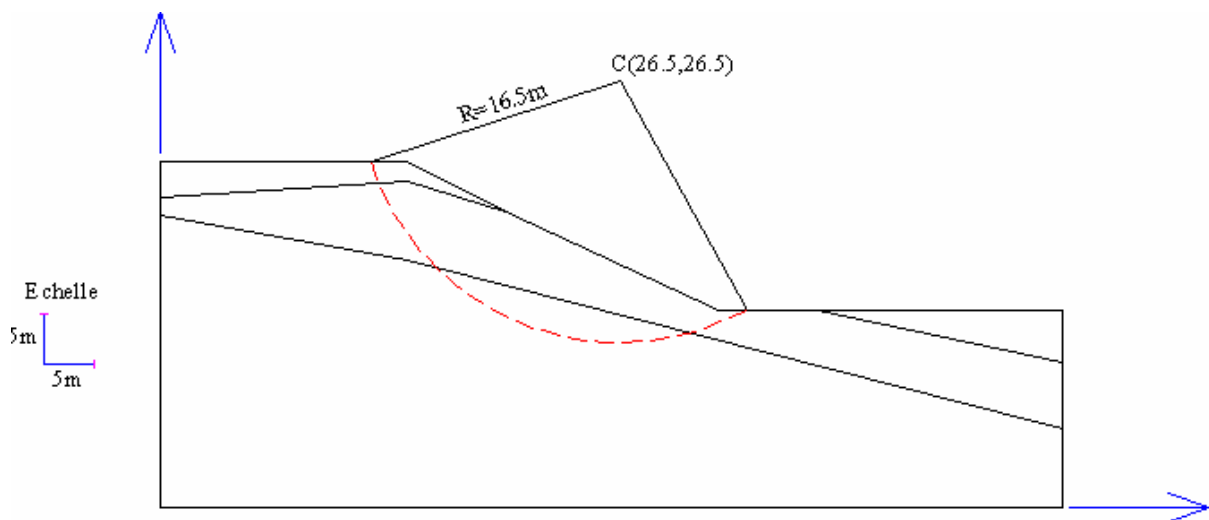


Figure 4.12. Localisation de la ligne de rupture du talus d'AOMAR.

4.4.3. Détermination des paramètres de cisaillement résiduels

Les calculs effectués en équilibre limite par la méthode des tranches à l'aide du programme PETAL-LCPC ont montré que la rupture est localisée dans la couche de marne. Pour une cohésion quasi nulle, la valeur de l'angle de frottement interne serait de l'ordre $\phi'=10^\circ$ correspondant à un coefficient de sécurité $F=1$.

On remplace dans la suite des calculs effectués en éléments finis à l'aide du code PLAXIS le profil réel constitué des trois couches par un profil équivalent constitué d'une seule couche de caractéristiques équivalentes :

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3 ;$$

$$c' = 0 ;$$

$$\varphi' = 10^\circ$$

La figure 4.13 présente le profil du modèle géométrique équivalent et le maillage non déformé de celui-ci.

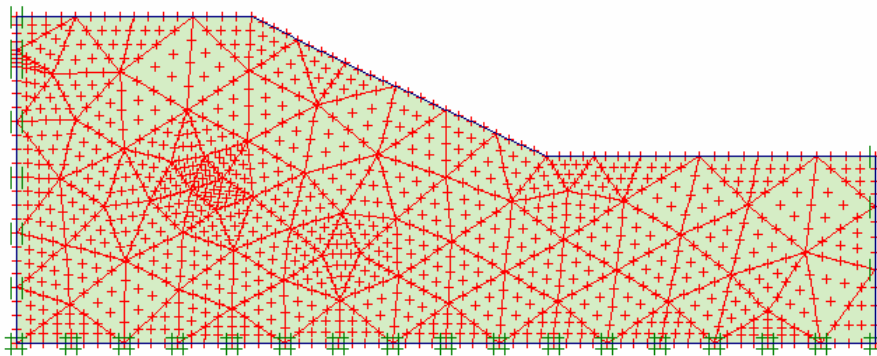


Figure 4.13. Profil du modèle géométrique retenu et maillage non déformé de celui-ci.

Sous l'effet du chargement gravitaire seul, le calcul du facteur de sécurité avec les paramètres résiduels par la méthode "phi-c réduction" ne passe pas : il y a effondrement du talus. Ce calcul confirme les valeurs résiduelles des paramètres de cisaillement déterminées en équilibre limite et laisse penser qu'il s'agit à priori d'un glissement réactivé. Cependant, l'enquête effectuée par le LNHC ne mentionne aucun indice direct ou indirect confirmant cette hypothèse. Au contraire, tout laisse présager qu'il s'agit d'un glissement nouveau. Aussi, doit-on chercher d'autres causes ayant conduit au glissement du talus.

4.5. ANALYSE DES CAUSES PROBABLES DE RUPTURE DU VERSANT

Les paramètres de cisaillement retenus dans les calculs pour le profil équivalent considéré sont caractéristiques de la couche de marne où la ligne de rupture a été localisée, c'est-à-dire les valeurs suivantes :

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3 ;$$

$$c' = 10 \text{ kPa};$$

$$\varphi' = 20^\circ$$

Sous l'effet du chargement gravitaire seul, la valeur du facteur de sécurité calculé par la méthode "phi-c réduction" est de 1.51, ce qui permet de conclure que le talus est stable. Pour justifier la rupture du talus on va donc examiner l'effet d'une chute de résistance des sols ou d'une variation du niveau de la nappe, ainsi que l'effet d'un déchargement en aval du talus ou d'un chargement en amont de celui-ci pour différentes accélérations sismiques entre $a=0$ (sans séisme) et $a=0.08$ (caractéristique sismique du site).

4.5.1. Effet de chute de la résistance des sols

La variation de la cohésion d'une valeur de plus ou moins 25%, fait varier le coefficient de sécurité d'une valeur de 8 à 10% (figure 4.14).

La variation de l'angle de frottement interne d'une valeur de plus ou moins 25%, fait varier le coefficient de sécurité d'une valeur de 15 à 18% (figure 4.15).

Le talus reste stable ou à la limite de stabilité, même pour une valeur limite de l'accélération horizontale du séisme caractéristique de la zone d'étude.

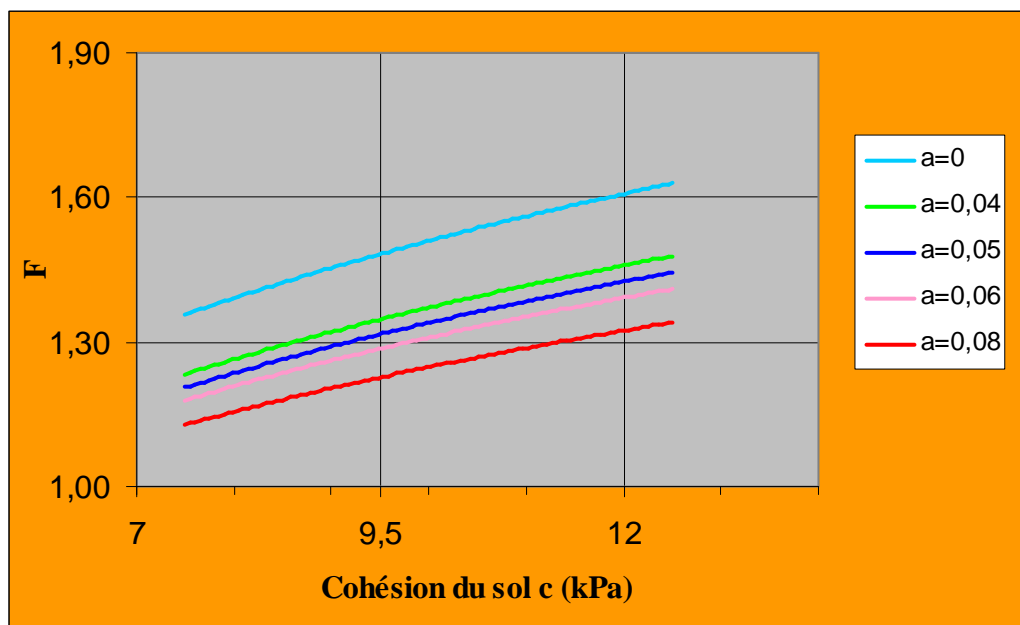


Figure 4.14. Influence de la cohésion sur le coefficient de sécurité.

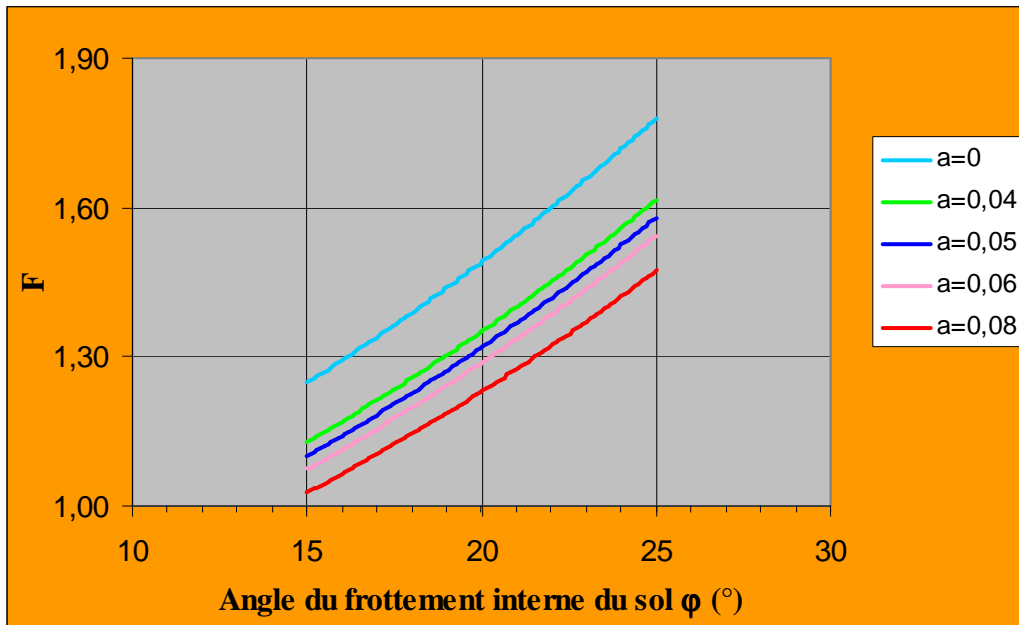


Figure 4.15. Influence de l'angle de frottement interne sur le coefficient de sécurité.

4.5.2. Effet des surpressions interstitielles

A l'état sec et en présence du séisme, le talus est toujours stable. En présence de la nappe et jusqu'au niveau de 14,25m et en présence du séisme le talus est stable ou à la limite de la stabilité (figures 4.16 et 4.17). Si le niveau de la nappe atteint la valeur 16,50m, le talus devient instable et s'effondre sous l'action d'une légère secousse sismique d'accélération horizontale $a_h=0,04g$ (figure 4.17).

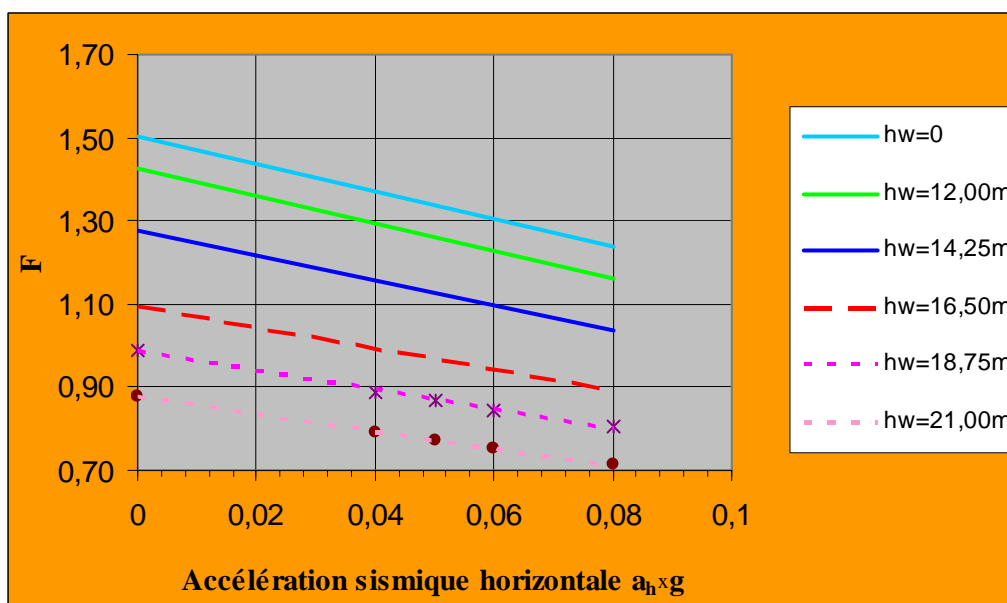


Figure 4.16. Influence de l'accélération sismique horizontale sur le coefficient de sécurité.

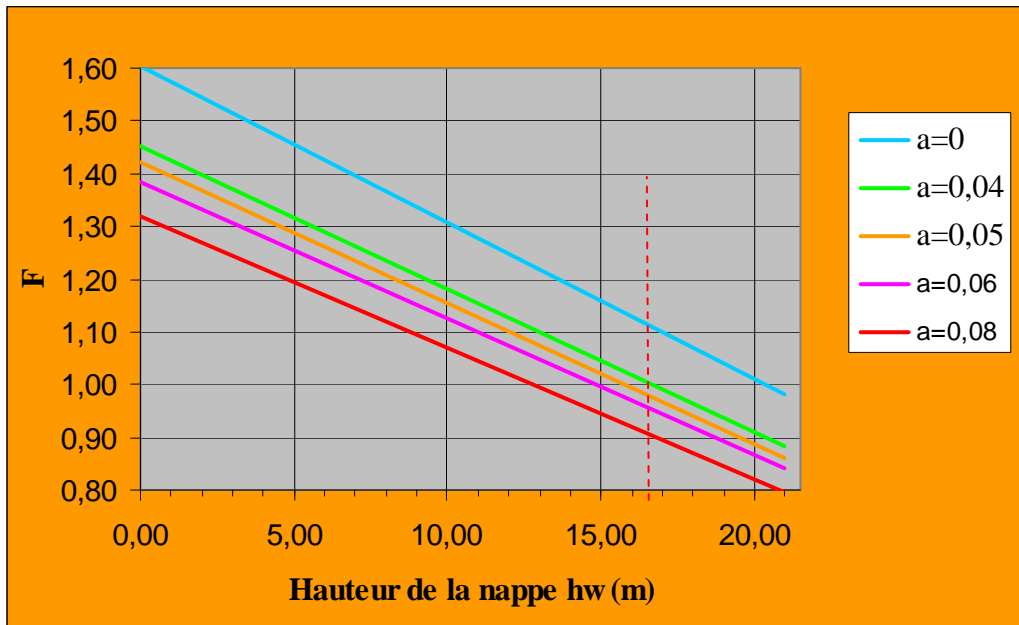


Figure 4.17. Influence des fluctuations de la nappe sur le coefficient de sécurité.

4.5.3. Effet d'un déchargement éventuel en aval du talus

Coté aval le talus d'Aomar est situé à proximité d'une route. Ce qui suppose que le creusement d'un fossé, ou d'une excavation pour élargir la chaussée constituent un déchargement en bas du talus qui aurait provoqué son glissement.

On a modélisé plusieurs cas de déchargement, on citera ici à titre d'exemple le cas du creusement d'un simple fossé trapézoïdal de dimensions $(1+2)*2m$ qui a rendu le talus instable en présence d'une légère secousse sismique d'accélération horizontale $a_h=0,04g$.

La figure 4.18 présente le maillage déformé du talus déchargé en aval, la figure 4.19 les déplacements totaux et la figure 4.20 l'évolution du facteur de sécurité avec un seuil inférieur à 1.

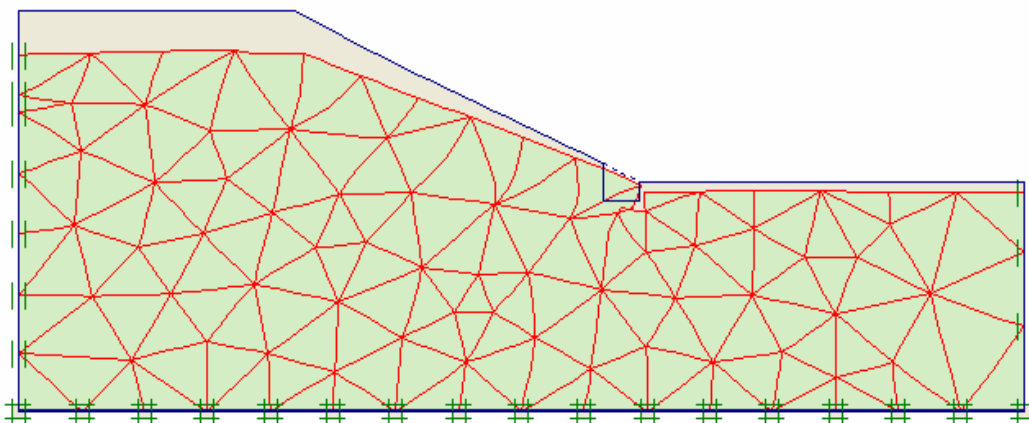


Figure 4.18. Maillage déformé du talus déchargé en aval.

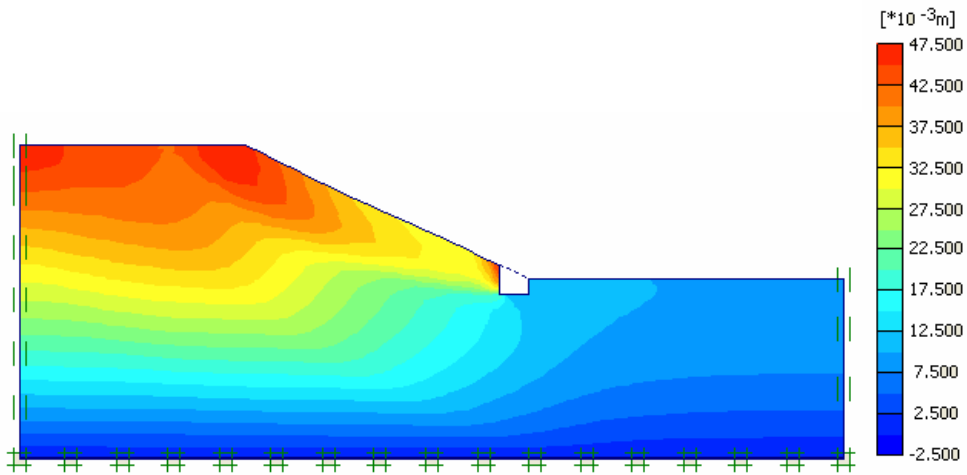


Figure 4.19. Déplacements totaux du talus déchargé en aval.

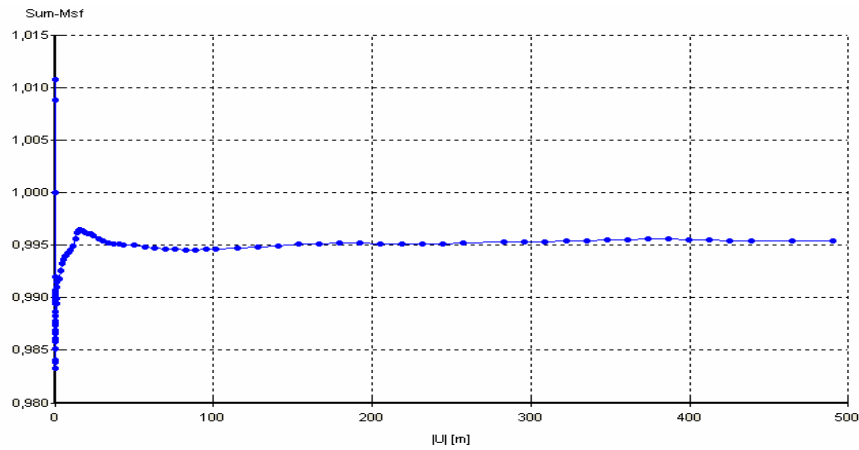


Figure 4.20. Facteur de sécurité en fonction du déplacement du talus.

4.5.4. Effet d'un chargement excessif en amont du talus

Coté amont, le talus d'Aomar est situé à proximité d'un Lycée. Ce qui suppose que le poids de l'ouvrage ou tout simplement le poids du camion citerne qui approvisionne la soute à mazout aurait déclenché ou favorisé le glissement du talus.

On a soumis l'amont du talus à un chargement uniforme (figure 4.21), dont la position et l'intensité sont variables.

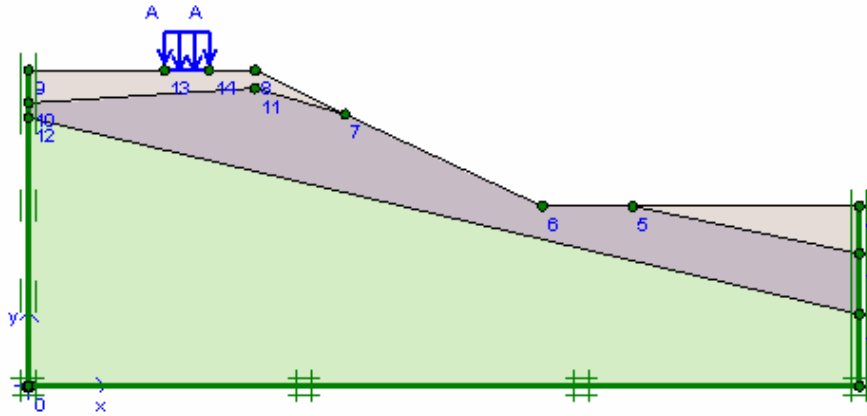


Figure 4.21. Modèle géométrique du talus chargé en amont.

Les surcharges appliquées en tête ont une influence négative sur la sécurité. Mais dans le cas présent on a remarqué que le talus reste stable sous la limite du chargement probable, même en présence d'un séisme d'accélération horizontale $a_h=0,08g$.

On peut donc expliquer ce résultat par la grandeur relative de la surcharge par rapport au poids du massif.

La figure 4.22 présente le maillage déformé sous un chargement en amont du talus, la figure 4.23 les déplacements totaux et la figure 4.24 le facteur de sécurité correspondant.

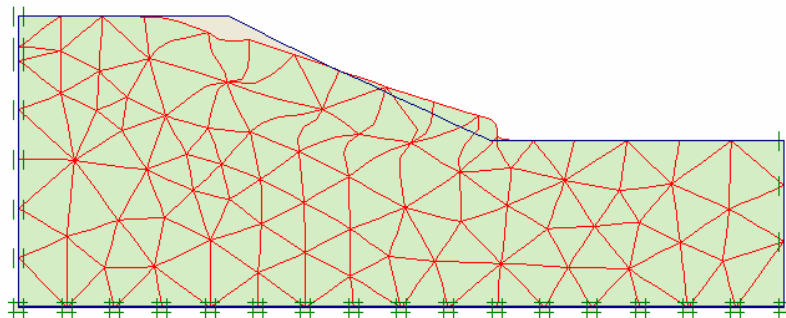


Figure 4.22. Maillage déformé du talus sous chargement en amont.

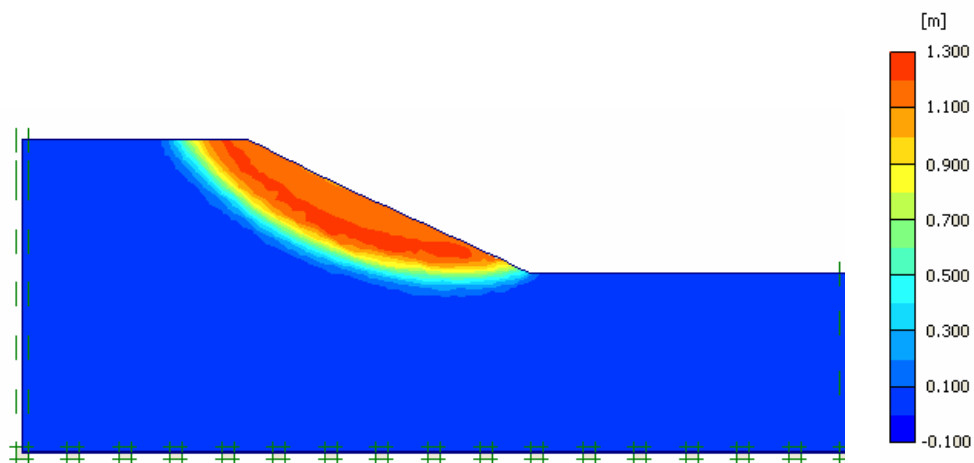


Figure 4.23. Déplacements totaux du talus sous chargement en amont.

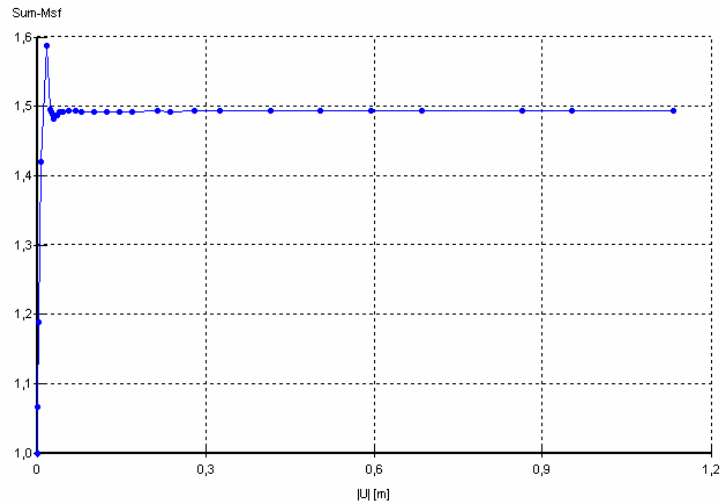


Figure 4.24. Facteur de sécurité en fonction du déplacement du talus.

La déformation du maillage met en évidence l'association de deux types de mouvements : un tassement en tête du versant et une translation d'ensemble.

On n'a pas jugé opportun de vérifier le cas d'un chargement en pied de talus, car celui-ci a un effet stabilisant.

4.6. SYNTHÈSE

Le talus d'Aomar a subi un glissement de terrain malgré qu'il parait stable sous l'effet de son poids propre et sous l'effet des ouvrages voisins.

D'après les résultats des calculs précédents, on a constaté que le talus d'Aomar est instable dans l'un des cas suivants :

- présence d'une nappe d'eau ayant une hauteur comprise entre 14,50m et 16,50m en présence d'une légère secousse sismique ;
- talus totalement saturé sans présence de séisme ;
- fossé trapézoïdal de dimensions (1+2)x2 en présence d'une secousse sismique d'accélération horizontale de 0,04g ;

C'est donc l'action conjuguée de plusieurs facteurs négatifs qui a déclenché la rupture. Il s'agit probablement d'une des deux causes suivantes ou de leur combinaison :

- une augmentation des sollicitations (surcharges, suppression de la butée de pied) associée à une modification des caractéristiques hydrauliques du terrain, en présence d'un séisme non ressenti ou à une autre source de vibration ;
- une modification notable des caractéristiques mécaniques (perte de résistance par remaniement).

CONCLUSIONS GENERALES

Les tremblements de terre (séismes, explosions souterraines ou sous-marines, etc.) comptent parmi les facteurs affectant la stabilité des massifs en pente. Seuls, ou associés à d'autres paramètres (surpressions interstitielles, chargement en amont, déchargement en aval, etc.), ils provoquent des mouvements de masse (notamment dans les sols meubles et les roches argileuses tendres) souvent spectaculaires (déplacement sur une longue distance, escarpements, bourrelets éventuels, etc.) et parfois catastrophiques (destruction des biens et des ouvrages).

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour finalité d'analyser la stabilité au glissement des terrains en pente sous sollicitations sismiques. Après un bref exposé des mécanismes de rupture des pentes sous séisme et du comportement des sols qui les constituent, appuyés de quelques cas pathologiques cités en Algérie et dans le monde, cette étude a permis dans une première étape d'exposer les différentes méthodes de calcul actuellement disponibles (calcul en équilibre limite, calcul en éléments finis) et les approches de calcul possibles (approche pseudo-statique, approche dynamique directe) en conformité avec la réglementation parasismique algérienne en vigueur (RPA 99, version 2003). Elle a permis aussi de mettre en œuvre deux outils numériques performants dédiés à ce type d'études : le programme PETAL-LCPC pour l'analyse de la stabilité des talus en ruptures circulaires et non circulaires par un calcul en équilibre limite avec la méthode des tranches (méthodes de Fellenius, de Bishop et des perturbations) et le code de calcul en éléments finis PLAXIS pour l'analyse en déformations planes des massifs de sols ou des roches tendres par un calcul élasto-plastique avec un critère de type Mohr-Coulomb suivant un procédé de réduction des paramètres de cisaillement (ϕ -c reduction); les deux logiciels utilisant l'approche pseudo-statique.

Dans une seconde étape, la présente étude a permis de comparer sur un modèle géométrique de référence les résultats de calcul du coefficient de sécurité (définissant l'état d'équilibre de la pente par rapport à l'équilibre limite ou ultime) par différentes méthodes, puis d'analyser la sensibilité de ce coefficient aux données des calculs (influence de la géométrie : hauteur et angle du talus ; influence des caractéristiques géotechniques : poids volumique, module d'Young, coefficient de Poisson, cohésion, angle de frottement et angle de dilatance ; influence des fluctuations du niveau de la nappe : variation des surpressions

interstitielles). Comme elle a permis d'analyser sur un cas réel les causes probables de rupture d'un versant situé à proximité de la RN25 dans la gare Aomar (wilaya de Bouira) : effet de chute de la résistance des sols, effet des surpressions interstitielles, effet d'un chargement excessif en amont du talus et effet d'un déchargement éventuel en contre-bas du talus en présence d'une secousse sismique possible.

L'application théorique, comme l'exemple pratique, ont montré que c'est donc l'action conjuguée de plusieurs facteurs négatifs qui est à l'origine du sinistre. 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.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AFPS (2001). Le séisme du 13 janvier 2001 au Salvador. Rapport de mission de l'association Française du Génie Parasismique.

AFPS (2003). Le séisme du 21 mai 2003 en Algérie. Rapport de mission de l'association Française du Génie Parasismique.

AIT-IKENE M. (2001). Etude du glissement du talus de la gare Aomar (wilaya de Bouira), P.F.E. sous la direction de M. KHEMISSA.

BOLT B. (1978). Les tremblements de terre. Editions pour la Science.

BOUHADAD, Y. (2005). Les glissements de terrains et éboulements rocheux d'origine sismique : évaluation de l'aléa et exemples en Algérie. Communication au séminaire sur les risques naturels liés aux glissements de terrains et d'éboulement rocheux, université de Guelma, 15-16 novembre.

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

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

DURVILLE J.L., SEVE G. (1996). Stabilité des pentes : Glissements en terrain meubles. Techniques de l'ingénieur, C254.

HUANG S. L., YAMASKI K. (1993). Slope stability analysis using local minimum factor-of-safety approach. Journal of ASCE, vol.119 (12), 99.1974-1987.

KEEFER D.K. (1984). Landslides caused by earthquakes. Bulletin of the seismological society of America, 95, pp.406-421.

KHEMISSA M., AYADAT T., RAHMOUNI Z. (2002). Méthodologie d'étude et techniques de confortement des versants instables. Rapport de recherche CNEPRU.

KHEMISSA M., AYADAT T., RAHMOUNI Z. (2003). Méthodologie d'étude et techniques de confortement des versants instables. Rapport de recherche CNEPRU.

KHEMISSA M., RAHMOUNI Z. (2003). Analyse de la stabilité et stabilisation par pieux du versant instable de Sidi-Ahmed (Bejaia, Algérie). Actes du 13^{ème} Congrès Régional Africain de la géotechnique, Marrakech, Maroc, Ed.Sahli et al., pp.163-168.

KHEMISSA M., RAHMOUNI Z., MAHAMED A. (2004). Prise en compte de l'action sismique dans les études de stabilité et de renforcement des pentes instables. Rapport de recherche CNEPRU.

KHEMISSA M., RAHMOUNI Z., MAHAMED A. (2005). Prise en compte de l'action sismique dans les études de stabilité et de renforcement des pentes instables. Rapport de recherche CNEPRU.

KHEMISSA M. (2005). Méthodes d'Analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Actes du Séminaire International sur les risques Naturels liés aux Glissements de Terrain et d'éboulement Rocheux, Université de Guelma, 15-16 novembre 2005.

KHEMISSA M. (2006). Méthodes d'Analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Communications aux Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur : "Risques géotechniques et environnementaux liés à l'aménagement". INSA de Lyon, France, 27-29 juin 2006.

MAGNAN J.P., MESTAT Ph (1997). Lois de comportement et modélisation des sols. Techniques de l'ingénieur. C218. 24 pages.

PECKER A. (1984). Dynamique des sols. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

PETAL-LCPC (1984). Programme d'étude de la stabilité des talus par ruptures circulaires et non circulaires. Laboratoire central des ponts et chaussées, France.

PILOT G. (1974). Stabilité des pentes. Techniques de l'ingénieur, C254

PLAXIS (2002). Finite Element Code for soil and rock analyses, Professional version
Balkema/Rotterdam/Brookfield.

RAULIN P., ROUQUES G, TOUBOL A. (1974). Calcul de la stabilité des pentes en
rupture non circulaire. Rapport de recherche LPC n°38, 106 pages.

RPA 1999 (Version 2003). Règlement Parasismique Algérien.

RODRIGUEZ C.E, BOMMER J.J, CHANDLER R.J. (1999). Earthquake induced
landslides. 1980-1997. Soil dynamics earthquake engineering, 18, pp.325-346.

YELLES CHAUCHE A. (1993). Sismicité en Algérie et tectonique des plaques. Algérie
Equipement, n°07.

Sites Internet :

<http://www.afps-seisme.org>

<http://www.plaxis.nl>

www.enpc.fr

www.lcpc.fr

USGS: landslides.usgs.gov.

SNET: www.snet.gov.fr

<http://eost.u-strasbg.fr>

<http://repositorium.sdum.uminho.pt/handle/1822/1544>

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS

ملخص

RESUME

ABSTRACT

Liste des illustrations

Liste des tableaux

Liste des notations

INTRODUCTION GENERALE..... 1

PREMIERE PARTIE : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE PREMIER

GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAINS SOUS SOLlicitATIONS SISMIQUES 3

1.1. CARACTERISATION DU MOUVEMENT SISMIQUE 3

1.1.1. Mécanisme de génération des séismes 3

1.1.2. Failles et modes de rupture..... 5

1.1.3. Nature et mode de propagation des ondes sismiques..... 6

1.1.4. Paramètres caractéristiques du mouvement sismique 8

1.1.5. Facteurs influençant le mouvement sismique 10

1.1.6. Contexte géodynamique du nord de l'Algérie 10

1.2. MECANISMES DE RUPTURE DES PENTES SOUS SEISME 16

1.2.1. Mécanismes de rupture classiques 16

1.2.2. Mécanisme de liquéfaction des sols 19

1.2.3. Autres mécanismes de rupture 20

1.2.4. Facteurs de prédisposition et facteurs déclenchants..... 20

1.3. COMPORTEMENT DES SOLS ET DES MASSIFS DE SOLS EN PENTE 21

1.3.1. Comportement sous sollicitations monotones..... 21

1.3.2. Comportement sous sollicitations cycliques 23

1.3.2.1. Modèles de comportement 24

1.3.2.2. Caractéristiques dynamiques..... 24

1.4. EXEMPLES DE QUELQUES CAS DE GLISSEMENTS DE TERRAIN SOUS SEISME 25

1.4.1. Exemples de glissements de terrains survenus dans le monde..... 26

1.4.1.1. Glissement de Villatina Medellin en Colombie 26

1.4.1.2. Glissements de La Leona et de Las Collinas au Salvador 26

1.4.1.3. Glissement de la Clapière dans les Alpes maritimes en France 27

1.4.1.4. Glissements de ruines sécheliennes en Isère en France 28

1.4.2. Exemples de Glissements de terrains survenus en Algérie 28

DEUXIEME CHAPITRE

METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES PENTES SOUS SEISME.....	30
2.1. CLASSIFICATION DES GLISSEMENTS DE TERRAIN	30
2.1.1. Glissements plans	31
2.1.2. Glissements rotationnels	31
2.2. RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE DES TERRAINS.....	32
2.2.1. Sondages et prélèvements d'échantillons	32
2.2.2. Essais de laboratoire.....	32
2.2.3. Essais in-situ.....	33
2.3. NOTION DE COEFFICIENT DE SECURITE	33
2.4. CALCULS DE STABILITE SANS SEISME	35
2.4.1. Cas des ruptures planes (glissements plans)	35
2.4.2. Cas des ruptures circulaires (glissements circulaires).....	37
2.4.3. Cas des ruptures quelconques (glissements complexes).....	38
2.5. CALCULS DE STABILITE SOUS SEISME	38
2.5.1. Calcul manuel à l'aide d'abaques.....	39
2.5.2. Calcul automatique à l'aide d'ordinateur	41
2.5.2.1. Approche de calcul pseudo-statique.....	41
2.5.2.2. Approche de calcul dynamique direct.....	42
2.5.2.3. Cas de la liquéfaction des sols.....	42
2.6. REGLEMENTATION PARASISMIQUE ALGERIENNE EN VIGUEUR (RPA99 VERSION 2003) .	43
2.6.1. Principes fondamentaux	43
2.6.2. Classification des zones	43
2.6.3. Classification des ouvrages	44
2.6.4. Classification sismique des sites	44
2.6.5. Coefficients sismiques de calcul	45

DEUXIEME PARTIE : SIMULATION NUMERIQUE

TROISIEME CHAPITRE

MODELISATION NUMERIQUE DE LA STABILITE SISMIQUE DES PENTES.....	46
3.1. INTRODUCTION	46
3.2. PRESENTATION DES OUTILS NUMERIQUES UTILISES	46
3.2.1. Le programme PETAL-LCPC	46
3.2.2. Le code PLAXIS	47
3.3. DESCRIPTION DU MODELE GEOMETRIQUE RETENU.....	50
3.4. VALIDATION DE L'APPROCHE DE CALCUL CONSIDEREE.....	51
3.4.1. Calculs avec PETAL-LCPC.....	52
3.4.2. Calculs avec PLAXIS.....	53
3.4.3. Discussion des résultats des calculs obtenus.....	62
3.5. ANALYSE DE SENSIBILITE EFFECTUEE.....	62
3.5.1. Influence de la géométrie	63
3.5.2. Influence des caractéristiques géotechniques.....	64
3.5.3. Influence des fluctuations du niveau de la nappe.....	67
3.6. SYNTHESE	67

QUATRIEME CHAPITRE

ETUDE DU GLISSEMENT D'AOMAR	68
4.1. PRESENTATION GENERALE DU VERSANT	68
4.2. DESCRIPTION DES INSTABILITES OBSERVEES	69
4.3. RECONNAISSANCE DU SITE	72
4.3.1. Contexte géologique et hydrogéologique du massif	72
4.3.2. Caractéristiques géotechniques des sols.....	75
4.3.2.1. Caractéristiques d'identification	75
4.3.2.2. Caractéristiques oedométriques.....	76
4.3.2.3. Caractéristiques chimiques.....	76
4.3.2.4. Caractéristiques de cisaillement et de rupture.....	77
4.3.2.5. Caractéristiques pénétrométriques	77
4.3.3. Caractéristiques sismiques considérées.....	78
4.4. CALCULS DE STABILITE	78
4.4.1. Position du problème.....	78
4.4.2. Localisation de la ligne de rupture	79
4.4.3. Détermination des paramètres de cisaillement résiduels.....	79
4.5. ANALYSE DES CAUSES PROBABLES DE RUPTURE DU VERSANT	80
4.5.1. Effet de chute de la résistance des sols	81
4.5.2. Effet des surpressions interstitielles	82
4.5.3. Effet d'un déchargement éventuel en aval du talus	83
4.5.4. Effet d'un chargement excessif en amont du talus.....	84
4.6. SYNTHESE	86
CONCLUSIONS GENERALES	87
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	89