

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ MOULOU D MAMMERI, TIZI-OUZOU

FACULTÉ DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL

LABORATOIRE DE GEOMATERIAUX ENVIRONNEMENT ET AMENAGEMENT (LGEA)



## THÈSE DE DOCTORAT ES SCIENCE

Filière : GENIE CIVIL

### THÈME

# Modélisation Numérique de Risque de Glissement de Terrain : cas du pôle d'excellence de Tizi-Ouzou

Présentée par

**IDRES Saadia**

#### Composition du jury de la soutenance :

Pr. MEHADDENE Rachid	Professeur, UMMTO	Président
Dr. GHOUILEM Kamel	MCA, UMMTO	Rapporteur
Pr. Ait AIDER Hacene	Professeur, UMMTO	Examineur
Pr. KADRI Mohammed	Professeur, UMBB	Examineur
Dr. KENNOUCHE Salim	MCA, UAMOB	Examineur
Dr. ARIBI Chouaib	MCA, UMBB	Examineur
Dr. MERAKEB Seddik	MCB, UMMTO	Invité

Année universitaire 2024/2025

## Résumé

Dans un projet de construction, le risque géotechnique est l'un des risques majeurs, et qui a un impact sur les coûts, les délais et peut porter sur la pérennité des ouvrages. Les sols présentent toujours un risque pour tout projet de construction, donc une identification de ces risques est prioritaire pour le démarrage de projet. Le glissement de terrain est un phénomène géodynamique le plus répandu et souvent le plus dangereux à travers le monde. Ils provoquent une modification naturelle et continue de reliefs. Il est donc important de pouvoir modéliser et prévoir ces phénomènes. Notre étude se focalise essentiellement sur l'élaboration d'un modèle élément fini permettant à la fois de modéliser le comportement non-linéaire et d'évaluer la stabilité d'un talus en calculant le coefficient de sécurité. Les travaux de caractérisation sont réalisés sur le glissement d'un site à la commune de Tizi-Ouzou. Cette zone s'étend sur une surface globale de 162.2ha environ. Elle est caractérisée par une pente accentuée à fortement accentuée. La vérification de la stabilité de cette zone, tout en tenant compte de la morphologie et le contexte géologique local du site, les calculs ont été effectués avec le code Castem2000 basés sur deux cas d'analyse : un cas statique et un cas dynamique. L'analyse statique est basée sur un modèle de comportement non-linéaire Cam-Clay et un calcul par extension du cercle de Mohr-Coulomb des déviateurs des contraintes, nous a permis d'éviter la variation des paramètres géotechnique du profil contrairement à d'autres études antérieures par la méthode de réduction des paramètres de cisaillement ( $\phi$ -c réduction), un calcul linéaire a été effectué à titre de comparaison. L'analyse dynamique fait objet de l'étude de l'influence du signal sismique sur l'instabilité et les caractéristiques du mouvement du versant sous sollicitations sismiques. Les calculs nous ont permis d'extraire le champ des contraintes, des déplacements et des déformations et aussi rechercher la surface de glissement correspondant à un coefficient de sécurité FOS minimum. Les résultats mettent en évidence les zones du talus subissant des déformations plastiques, indicatrices d'un état de contrainte élevé, ils permettent d'identifier les points faibles montrant que le profil étudié est exposé à un risque de glissement de terrain, en particulier un glissement profond affectant les couches du sol avec un coefficient de sécurité  $FOS < 1$ .

**Mots clés :** Identification- sol-séisme-calcul.

## Abstract

In a construction project, geotechnical risk is one of the major hazards, which has an impact on costs and deadlines, and can affect the durability of structures. Soils always present a risk for any construction project, so identifying these risks is a priority for project start-up. Landslides are the most widespread and often the most dangerous geodynamic phenomenon worldwide. They cause a natural and continuous modification of relief. It is therefore important to be able to model and predict these phenomena. . Our study focuses primarily on the development of a finite element model for modeling non-linear behavior and assessing slope stability by calculating the safety coefficient. The characterization work was carried out on a landslide site in the commune of Tizi-Ouzou. This area covers a total surface area of around 162.2ha. It is characterized by a steep to steep slope. To verify the stability of this zone, taking into account the morphology and local geological context of the site, calculations were carried out with the Castem2000 code based on two analysis cases: a static case and a dynamic case. The static analysis is based on a non-linear Cam-Clay behavior model and a Mohr-Coulomb circle extension calculation of the stress deviators, which enabled us to avoid varying the geotechnical parameters of the profile in contrast to other previous studies using the shear parameter reduction method ( $\phi$ -c reduction), a linear calculation was carried out for comparison. The dynamic analysis investigates the influence of the seismic signal on the instability and movement characteristics of the slope under seismic loading. The calculations enabled us to extract the field of stresses, displacements and deformations, and also to find the sliding surface corresponding to a minimum FOS safety coefficient. The results highlight areas of the slope undergoing plastic deformation, indicative of a high stress state, and identify weak points showing that the profile studied is exposed to a landslide risk, in particular a deep landslide affecting the soil layers with a  $FOS < 1$  safety coefficient.

**Key words:** Identification- ground-earthquake-calculation.

## ***Remerciements***

A l'issue de ces années de thèse, je tiens tout d'abord à remercier *ALLAH* le Tout Puissant de m'avoir donné le courage et la volonté de poursuivre ces travaux de recherche. Je remercie mon directeur de thèse Monsieur Ghouilem Kamel, pour la confiance qu'il m'a accordée en acceptant d'encadrer ce travail doctoral.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers Monsieur Merakeb Seddik pour sa participation active dans ce travail.

Mes remerciements vont également à tous les membres du jury pour leur disponibilité pour avoir accepté de juger ce modeste travail.

Une profonde pensée à ma famille, ma belle famille et à toutes personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de cette thèse dans de bonnes conditions. Enfin, je remercie particulièrement mon mari pour son soutien et sa patience durant les moments de stresses. Un grand merci pour mes trois enfants Damya, Anis et Aghiles.

Je dédie ce travail à la mémoire de mes chers parents qui me manquent toujours.

# ***TABLE DES MATIERES***

**Remerciements**

**Liste des figures.**

**Liste des tableaux**

**Liste des principaux symboles et notations**

<b>Introduction générale</b> .....	(1)
<b>Chapitre I : Aléas et risque géotechniques</b> .....	(4)
<b>I-1- Introduction</b> .....	(5)
<b>I-2- Introduction aux risques géotechniques</b> .....	(5)
<b>I-2- 1- Définition du risque (Défaillance, rupture)</b> .....	(5)
<b>I-2-2 - Classification des risques</b> .....	(6)
<b>I-2-2-1- Classification selon leur nature</b> .....	(7)
<b>I-2- 2-2 - Classification selon leur gravité et leur fréquence</b> .....	(8)
<b>I-2-3- Classification de Cruden et Varnes (1996)</b> .....	(9)
<b>I- 2-4- Autres classifications des mouvements gravitaires</b> .....	(9)
<b>I-3- Reconnaissance géotechnique des terrains</b> .....	(10)
<b>I-3-1- Sondages et prélèvements d'échantillons</b> .....	(10)
<b>I-3-2- Essais de laboratoire</b> .....	(10)
<b>I-3-3- Essais in-situ</b> .....	(11)
<b>I-4- Origines et caractéristiques de la variabilité des sols</b> .....	(11)
<b>I-4-1- Erreurs et incertitudes sur les sols</b> .....	(12)
<b>I-4-4- L'erreur humaine</b> .....	(13)
<b>I-5- Mouvements et instabilités de terrains</b> .....	(14)
<b>I.5.1 Types de mouvement de terrain</b> .....	(17)
<b>a)- Chutes</b> .....	(17)
<b>b)- Basculement</b> .....	(17)
<b>c)- Étalements</b> .....	(17)
<b>d)- Écoulement</b> .....	(17)
<b>e)- Glissement de terrain</b> .....	(17)
<b>I-6- Causes (directes ou indirectes) et facteurs favorisant</b> .....	(19)
<b>I-6-1- Analyses général des facteurs déterminants</b> .....	(19)
<b>I-6-2 Prédispositions (facteurs passifs)</b> .....	(20)
<b>I-7- Les différentes manifestations</b> .....	(22)

<b>I-7-1- Chutes de blocs rocheux et les éboulements</b> .....	(23)
<b>I-7-1-1- Les causes probables des éboulements et chutes des pierres</b> .....	(23)
<b>I-7-1-2 Les différentes manifestations</b> .....	(24)
<b>I-7-2- Affaissements/Effondrements</b> .....	(24)
<b>I-7-2-1- Les causes probables des affaissements/ effondrements</b> .....	(24)
<b>I-7-2-2- Les différentes manifestations</b> .....	(24)
<b>I-7-3- Crues et Inondations</b> .....	(25)
- <b>Les inondations lentes ou crues de plaine</b> .....	(25)
- <b>Les inondations rapides ou crues torrentielles</b> .....	(25)
<b>I-7-4- Coulées boueuses</b> .....	(25)
<b>I-7-4-1- Les causes probables des coulées boueuses</b> .....	(26)
<b>I-7-4-2- Les différentes manifestations</b> .....	(26)
<b>I-7-5- Le retrait-gonflement des sols argileux</b> .....	(26)
<b>I-7-5-1-Les causes probables de retrait-gonflement</b> .....	(27)
<b>I-7-5-2- Manifestations du phénomène</b> .....	(27)
<b>I-8- Risques anthropiques</b> .....	(28)
<b>I-8-1- Terrassements</b> .....	(28)
<b>I-8-2- Les déblais</b> .....	(28)
<b>I-8-3- Les remblais</b> .....	(29)
<b>I-8-4- Tassements</b> .....	(29)
<b>I-9- Méthodologie générale d'analyse du risque</b> .....	(29)
<b>I-9-1- Analyse de risque</b> .....	(30)
<b>I-9-2- Approche déterministe</b> .....	(30)
<b>I-9-3- Approche probabiliste</b> .....	(30)
<b>I-9-4- Méthodes qualitatives et Méthodes quantitatives</b> .....	(31)
<b>I-9-4-1 Méthodes quantitatives</b> .....	(31)
<b>I-9-4-2 Méthodes qualitatives</b> .....	(31)
<b>I-10- Critères de choix d'une méthode d'analyse de risque</b> .....	(33)
<b>I-10-1- Télédétection appliquée au milieu naturel</b> .....	(33)
<b>I-10-1-1- Introduction</b> .....	(33)
<b>I-10-1-2- Le système d'information géographique (SIG)</b> .....	(33)
<b>I-11 Conclusion</b> .....	(33)
<b>Chapitre II : Glissements de terrain et méthodes d'analyse statique</b> .....	(35)
<b>II-1- Introduction</b> .....	(36)
<b>II-2- Caractéristiques des glissements de terrain</b> .....	(36)

<b>II- 3 Notion du coefficient de sécurité</b> .....	(40)
<b>II-4 Les méthodes d'analyse statique de la stabilité d'une pente</b> .....	(41)
<b>II-4-1 Méthodes de calcul à la rupture (rupture Plane ou rotationnelle)</b> .....	(42)
<b>II-5 Choix des méthodes d'analyse d'équilibre limite</b> .....	(50)
<b>II.6 Cas des glissements des terrains observés à travers l'Algérie</b> .....	(50)
<b>II-7 Conclusion</b> .....	(52)
<b>Chapitre III : Glissements de terrain sous sollicitations Sismiques</b> .....	(53)
<b>III-1 Introduction</b> .....	(54)
<b>III- 2 Les risques sismiques</b> .....	(54)
<b>III-3 Les effets du séisme sur les sols</b> .....	(55)
<b>III-4 Types d'effets sismiques</b> .....	(57)
<b>III-5 Relation entre les séismes et mouvements de terrain</b> .....	(63)
<b>III-6 Les caractéristiques de ces mouvements de terrain</b> .....	(64)
<b>III-7 Caractérisation du mouvement sismique</b> .....	(65)
<b>III-8 Mécanisme de génération des séismes</b> .....	(66)
<b>III-8-1- Failles et modes de rupture</b> .....	(68)
<b>III-8-2 Nature et mode de propagation des ondes sismiques</b> .....	(68)
<b>III-8-3 Facteurs influençant le mouvement sismique</b> .....	(70)
<b>III-9 Contexte géodynamique du nord de l'Algérie</b> .....	(70)
<b>III-10 Mécanismes de rupture des pentes sous séisme</b> .....	(75)
<b>III-11 Calculs de stabilité sous séisme</b> .....	(78)
<b>III-11-1 Calcul manuel à l'aide d'abaques</b> .....	(78)
<b>III-11-2 Méthodes reposant sur la modélisation</b> .....	(79)
<b>III-11-2-1 Approche de calcul pseudo-statique</b> .....	(79)
<b>III-11-2-2-Méthode en déplacements de Newmark (1965)</b> .....	(80)
<b>III-11-2-3 Approche de calcul dynamique direct</b> .....	(83)
<b>III-12 Exemples de quelques cas de glissements de terrain sous séisme</b> .....	(83)
<b>III-13 Conclusion</b> .....	(84)
<b>Chapitre IV : Contexte générale de la zone d'étude</b> .....	(85)
<b>IV-1 Introduction</b> .....	(86)
<b>IV-2 Description sommaire de la zone d'étude</b> .....	(86)
<b>IV-2-1 Situation</b> .....	(86)
<b>IV-2-2 Topographie et morphologie</b> .....	(87)
<b>IV-2-3 Hydrologie et Hydrogéologie</b> .....	(87)
<b>IV-2-4 Géologie régionale</b> .....	(88)

<b>IV-3 Reconnaissance géotechnique in situ du sol</b> .....	(89)
<b>IV-3-1 Campagne de reconnaissance géotechnique</b> .....	(89)
<b>IV-3-2 Lithologie du Site</b> .....	(89)
<b>IV-3-3 Sondages géophysiques</b> .....	(90)
A- <b>Principe de l'essai</b> .....	(90)
B- <b>Résultats obtenus</b> .....	(91)
<b>IV-3-4 Données piézométriques</b> .....	(92)
<b>IV-3-5 Données géotechniques issues des essais de pénétration dynamique</b> .....	(92)
<b>IV-4 Caractéristiques déduites des essais du laboratoire</b> .....	(93)
<b>IV-4-1 Analyse des résultats physiques</b> .....	(93)
<b>IV-4-2 Analyse des résultats mécaniques</b> .....	(95)
<b>IV- 4-3 Essais chimiques</b> .....	(96)
<b>IV-5 Résistance à la compression simple</b> .....	(96)
<b>IV-6 Etude de la capacité portante des sols</b> .....	(97)
<b>IV-7 Caractéristiques sismiques</b> .....	(98)
<b>IV- 8 Risque de glissement superficiel</b> .....	(101)
<b>IV-9 Conclusion</b> .....	(101)
<b>Chapitre V : Modélisation et présentation des résultats</b> .....	(103)
<b>V-1 Introduction</b> .....	(104)
<b>V-2 Aperçu sur la méthode des éléments finis (FEM)</b> .....	(104)
<b>V-3 Résumé de la méthode</b> .....	(106)
<b>V-4 Le modèle de rupture de Cam Clay (modèle de Cambridge)</b> .....	(107)
<b>V.5 Comportement des argiles sous sollicitations cycliques</b> .....	(110)
<b>V.6 Présentation du code de calcul Castem</b> .....	(110)
<b>V-6-1 Modèle de calcul</b> .....	(110)
<b>V-6-2 Caractéristiques</b> .....	(110)
<b>V-6-3 Chargement</b> .....	(110)
<b>V-6-4 Méthode incrémentale : Appel de la procédure PASAPAS</b> .....	(111)
<b>V-7 Modélisation</b> .....	(114)
<b>V-8 Résultats et interprétation</b> .....	(116)
A/ <b>Calcul statique</b> .....	(116)
B/ <b>Calcul Dynamique</b> .....	(125)
<b>B-1- Aperçu sur la méthode de Newmark</b> .....	(126)
<b>B-2- Principe</b> .....	(126)
<b>B-3- Démonstration</b> .....	(127)

<b>B-4- Résultats du calcul dynamique</b> .....	(129)
<b>V.9 Conclusion</b> .....	(145)
<b>- CONCLUSION GENERALE</b> .....	(147)
<b>- REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b> .....	(149)

# *Liste des figures*

## **Chapitre I**

- Figure I.1** : Classification de Farmer.....(6)
- Figure I.2** : Définition du risque naturel.....(8)
- Figure I.3**.Classification selon le type de mouvement.....(10)
- Figure I.4** : Types des incertitudes des propriétés du sol.....(12)
- Figure I-5** : Quelques types de mouvements de terrain..... (16)
- Figure I.6** : Illustration des caractéristiques intrinsèques et des facteurs externes.....(18)
- Figure I.7** : Facteurs passifs et actifs pouvant entraîner une instabilité.  
(Sowers, G.B. and Sowers, G.F., 1970).....(22)
- Figure I.8** : Illustration des caractéristiques intrinsèques et des facteurs externes  
(Michel, J., 2011).....(22)
- Figure I.9** : Destruction de deux habitations par l'écroulement de mars 2016  
Tizi N'Berbère (Béjaïa).....(23)
- Figure I.10** : Inondations de bab el oued (Alger) en 2001.....(25)
- Figure I.11**: Les coulées boueuses (Illilten en mai 2012 Tizi-Ouzou).....(26)
- Figure I.12** : Phénomène de retrait-gonflement.....(27)
- Figure I.13** : Méthodologie générale : étape d'une analyse de risque.....(30)

## **Chapitre II**

- Figure II.1**. Éléments morphologiques principaux d'un glissement de terrain d'après,  
(Cruden et Varnes, 1996). .....(36)
- Figure II.2**. Caractéristiques du glissement de terrain d'après International  
Association of Engineering Geology IAEG 1990. ....(37)
- Figure II.3**. Glissement rotationnel. ....(39)
- Figure II.4**: Glissement rotationnel de Tala-Tegana Tizi-Ouzou, 2012. ....(39)
- Figure II.5**.Glissements successifs emboîtés. ....(39)
- Figure II.6** : Glissements en plan. ....(40)
- Figure II.7**: Découpage en tranches d'un talus.....(45)

## **Chapitre III**

- Figure III.1** : Enregistrement du mouvement du sol.....(56)

<b>Figure III.2</b> : Décomposition de l'action. ....	(56)
<b>Figure III.3</b> : Situations donnant lieu à un effet de site topographique qui amplifie les oscillations du sol. ....	(58)
<b>Figure III.4</b> : Implantation à la frontière entre le rocher et des sols mous. ....	(58)
<b>Figure III.5</b> : Phénomène de liquéfaction.....	(59)
<b>Figure III.6a.</b> Glissement de Las Colinas (El Salvador, Amérique Centrale) déclenché par le séisme du 31 janvier 2001, Mw=7.6 (cliché USGS) .....	(60)
<b>Figure III.6b.</b> Le glissement de Tangjiashan sur la rivière de Jian, déclenché par le séisme de Sichuan (12-05-2008, Mw=7.9) a formé un lac artificiel de 240 million m <sup>3</sup> et a mis en danger 1.3 million d'habitants des villes de Beichuan et Mianyang en aval (Cojean et al. 2009).....	(61)
<b>Figure III.7.</b> Déplacement vertical associé à l'émergence d'une faille lors du séisme de Chi-Chi à Taiwan, Mw=7.6, en 1999 (photo de IRSN/AFPS). ....	(61)
<b>Figure III.8a</b> : Ville de Miyako (Japon) frappée par le tsunami provoqué par le séisme du 11 mars 2011 (Mw=9.0) sur la côte Pacifique du Tohoku (Photo du journal électronique The Atlantic).....	(62)
<b>Figure III.8b) Seiche</b> : ballonnement de l'ensemble du volume d'eau d'un réservoir naturel ou artificiel.....	(63)
<b>Figure III.9</b> : Corrélation entre la magnitude d'un séisme et la distance entre l'épicentre du séisme. ....	(64)
<b>Figure III.10</b> Principales plaques tectoniques et leurs liaisons avec les séismes récents (petits points) ainsi que les volcans (gros points).....	(67)
<b>Figure III.11</b> : Plaques lithosphériques.....	(67)
<b>Figure III.12:</b> Mouvement des failles, d'après Pecker (1984).....	(68)
<b>Figure III.13</b> : Phénomènes affectant la propagation des ondes sismiques depuis la source jusqu'au site.....	(70)
<b>Figure III.14</b> : Contexte géodynamique de l'Afrique du nord. ....	(71)
<b>Figure III.15</b> : Géologie de l'Algérie (Ministère de l'énergie et des mines Algérien).....	(71)
<b>Figure III.16</b> : Extrait de l'esquisse tectonique de l'Algérie.....	(72)
<b>Figure III.17</b> : Faille de Thénia et localisation du séisme du 21 mai 2003.....	(72)
<b>Figure III.18</b> : Sismicité au XXème siècle du nord de l'Algérie (AFPS, 2003).....	(73)
<b>Figure III.19</b> Intensités maximales observées au nord de l'Algérie.....	(73)
<b>Figure III.20</b> Cartes d'aléa sismique (AFPS, 2003).....	(73)

<b>Figure III.21.</b> Accélérogramme 3 composantes et spectres de Fourier associés (AFPS, 2003).....	(75)
<b>Figure III.22.</b> Fréquence relative de chaque type de mouvement de versant dans le monde, entre 1811 et 1997.....	(76)
<b>Figure III.23:</b> Abaques de stabilité sous séisme selon la méthode de Huang.....	(79)
<b>Figure III.24</b> Forces pseudo-statiques apportées à un massif en pente.....	(80)
<b>Figure III.25 :</b> Méthode de Newmark. ....	(81)
<b>Figure III.26 :</b> Modifications apportées par Havenith (2002) à la méthode de Newmark pour prendre en compte les effets de site lithologiques.....	(82)
<b>Figure III.27 :</b> Exemples de mouvements de versant sous sollicitations dynamiques depuis 1900 (Keefer ,1984).....	(83)
<b>Chapitre IV</b>	
<b>Figure IV.1 :</b> Vue générale du site.....	(86)
<b>Figure IV.2 :</b> Carte des pentes.....	(87)
<b>Figure IV.3 :</b> Extrait de la carte géologique de Dellys-Tizi Ouzou (1/50000). ....	(88)
<b>Figure IV.4 :</b> Lithologie du Site.....	(89)
<b>Figure IV.5 :</b> Sondages géophysiques.....	(91)
<b>Figure IV.6 :</b> Représentation schématique des profils géophysiques. ....	(91)
<b>Figure IV.7 :</b> la boite de Casagrande.....	(96)
<b>Figure IV.8 :</b> Essai de la compression simple (8 X 16) Cm.....	(97)
<b>Figure IV.9 :</b> Contexte sismo-tectonique de la collision Afrique-Eurasie.....	(99)
<b>Figure IV.10 :</b> Effets sismiques. ....	(99)
<b>Figure IV.11 :</b> Carte de zonage sismique en Algérie (RPA99/version 2003). ....	(100)
<b>Figure IV.12 :</b> Carte de zoning selon la stabilité au glissement.....	(101)
<b>Chapitre V</b>	
<b>Figure V.1 :</b> Etat de contraintes sur le plan de Mohr.....	(106)
<b>Figure V.2 :</b> Structure générale de la procédure PASAPAS.....	(112)
<b>Figure V.3:</b> lithologie du profil modélisé.....	(114)
<b>Figure V.4:</b> Calcul linéaire du Déplacement horizontal UX.....	(116)
<b>Figure V.5:</b> Calcul non- linéaire du Déplacement horizontal UX.....	(117)
<b>Figure V.6 :</b> calcul linéaire du Déplacement vertical UY.....	(117)
<b>Figure V.7 :</b> Calcul non- linéaire du déplacement vertical UY.....	(117)
<b>Figure V.8 :</b> Calcul linéaire des contraintes horizontales SMXX. ....	(118)
<b>Figure V.9:</b> Calcul linéaire des contraintes horizontales SMXX.....	(118)
<b>Figure V.10:</b> Calcul linéaire des contraintes verticales SMYY.....	(119)

<b>Figure V.11</b> : Calcul non- linéaire des contraintes verticales SMYY.....	(119)
<b>Figure V.12</b> : Calcul linéaire des contraintes cisaillement SMXY.....	(120)
<b>Figure V.13</b> : Calcul non- linéaire de contraintes cisaillement SMXY.....	(120)
<b>Figure V.14</b> : Calcul linéaire des déformations horizontales EPXX.....	(120)
<b>Figure V.15</b> : Calcul non-linéaire déformations horizontales EPXX.....	(121)
<b>Figure V.16</b> : Calcul linéaire des déformations verticales EPYY.....	(121)
<b>Figure V.17</b> : Calcul non- linéaire des déformations verticales EPYY.....	(121)
<b>Figure V.18</b> : calcul linéaire des déformations de cisaillement GAXY.....	(122)
<b>Figure V.19</b> : Calcul non- linéaire des déformations de cisaillement GAXY.....	(122)
<b>Figure V.20</b> : Calcul non- linéaire des déformations plastiques horizontales.....	(123)
<b>Figure V.21</b> : Calcul non- linéaire des déformations plastiques verticales.....	(123)
<b>Figure V.22</b> : Calcul linéaire du coefficient de sécurité FOS.....	(123)
<b>Figure V.23</b> : Calcul non- linéaire du coefficient de sécurité FOS.....	(124)
<b>Figure V.24</b> : Variation du coefficient de sécurité en fonction de profondeur (cas statique).....	(124)
<b>Figure V.25</b> : la composante N_S du signal dans le domaine temporel.....	(129)
<b>Figure V.26</b> : la composante N_S du signal dans le domaine fréquentiel.....	(129)
<b>Figure V.27</b> : la composante verticale du signal dans le domaine temporel.....	(130)
<b>Figure V.28</b> : la composante verticale du signal dans le domaine fréquentiel.....	(130)
<b>Figure V.29</b> : Contraintes horizontales dynamiques.....	(130)
<b>Figure V.30</b> : Contraintes verticales dynamiques.....	(131)
<b>Figure V.31</b> : Contraintes de cisaillement dynamiques.....	(131)
<b>Figure V.32</b> : Contraintes totales horizontales (statique et dynamique).....	(131)
<b>Figure V.33</b> Contraintes totales verticales (statique et dynamique).....	(132)
<b>Figure V.34</b> Contraintes totales de cisaillement (statique et dynamique).....	(132)
<b>Figure V.35</b> : Variation du coefficient de sécurité en fonction de profondeur (cas dynamique).....	(132)
<b>Figure V.36</b> : Variation du coefficient de sécurité global sans surcharge en fonction du temps.....	(133)
<b>Figure V.37</b> : Contraintes verticales dynamiques horizontales dynamiques à l'instant $t=12.67s$ .....	(134)
<b>Figure V.38</b> : Contraintes à l'instant $t=12.67$ .....	(134)
<b>Figure V.39</b> : Contraintes de cisaillement dynamiques à l'instant $t=12.67s$ .....	(135)
<b>Figure V.40</b> : Calcul dynamique du déplacement horizontal UX au temps $t=12.67s$ .....	(135).
<b>Figure V.41</b> : Calcul dynamique du déplacement vertical UY au temps $t=12.67s$ .....	(136)

<b>Figure V.42</b> : Déformations horizontales sismiques EPXX au temps $t=12.67s$ .....	(136)
<b>Figure V.43</b> : Déformations verticales sismiques EPYY au temps $t=12.67s$ .....	(137)
<b>Figure V.44</b> : Déformations de cisaillement sismiques GAXY au temps $t=12.67s$ .....	(137)
<b>Figure V.45</b> : Variation du coefficient de sécurité des deux premières couches en fonction du temps.....	(138)
<b>Figure V.46</b> : Variation du coefficient de sécurité dynamique des deux premières couches avec surcharge en fonction du temps.....	(138)
<b>Figure V.47</b> : Comparaison du coefficient dynamique global en fonction du temps.....	(139)
<b>Figure V.48</b> : Variation du coefficient de sécurité global dynamique avec surcharge en fonction de la profondeur au temps $t= 7.125s$ .....	(140)
<b>Figure V.49</b> : Déplacement horizontal dynamique avec surcharge à l'instant $t=7.125$ .....	(141)
<b>Figure V.50</b> : Déplacement vertical dynamique avec surcharge à l'instant $t=7.125$ .....	(141)
<b>Figure V.51</b> : Contraintes horizontales dynamiques avec surcharge à l'instant $t=7.125$ .....	(142)
<b>Figure V.52</b> : Contraintes verticales dynamiques avec surcharge à l'instant $t=7.125$ .....	(142)
<b>Figure V.53</b> : Contraintes de cisaillement dynamiques avec surcharge à l'instant $t=7.125s$ .....	(143)
<b>Figure V.54</b> : comparaison du coefficient de sécurité dynamique en fonction de la profondeur.....	(143)
<b>Figure V.55</b> : Variations des contraintes en fonction du temps.....	(144)
<b>Figure V.56</b> : Variation du déplacement vertical en fonction du temps.....	(145)
<b>Figure V.57</b> : Variation du déplacement horizontal en fonction du temps.....	(145)

# *Liste des tableaux*

## **Chapitre I**

**Tableau I. 1** : Classification des types de risques selon la gravité et la fréquence.....(7)

**Tableau I.2** .Classification des types de mouvement selon les mécanismes de déstabilisation, (Cruden et Varnes, 1996) .....(9)

**Tableau I.3** : Illustration des différents phénomènes gravitaires. (Gruden et Varnes, 1996).....(18)

## **Chapitre II**

**Tableau II-1** : Directives empiriques pour l'évaluation de stabilité de pente.....(41)

## **Chapitre III**

**Tableau III.1** : Echelle MSK (Medvedev, Sponheuer et Harnik, 1964).....(66)

**Tableau III.2** : Valeurs des accélérations maximales enregistrées par le CGS (AFPS, 2003).....(74)

**Tableau III.3** : Caractéristiques générales des mouvements de versants sous sollicitations dynamiques (Keefer, 1984).....(77)

## **Chapitre IV**

**Tableau IV.1** : Indice de liquidité en fonction du potentiel de gonflement.....(94)

**Tableau IV.2** : Indice de plasticité en fonction du degré de plasticité..... (95)

## **Chapitre V**

**Tableau V.I** : caractéristiques Géotechniques du site.....(115)

**Tableau V.II** : paramètres de sol du modèle Cam-Clay introduits dans Castem.....(116)

# *Liste des principaux symboles et notations*

<b>Notation</b>	<b>Définition</b>
$\bar{\tau}$	Résistance au cisaillement disponible
$\tau$	Effort de cisaillement d'équilibre.
$W$	Poids de la tranche
$V_{n-1} ; V_{n+}$	Réactions verticales totales sur les faces latérales
$H_{n-1} ; H_{n+1}$	Réactions horizontales totales sur les faces latérales
$P$	Réactions normale totale sur la surface de glissement
$P'$	Réaction normale effective sur la surface de glissement
$U$	Pression interstitielle au niveau de la surface de glissement.
$X$	Distance de l'axe vertical de la tranche au centre du cercle.
$b$	Largeur de la tranche.
$l$	Longueur de courbe de glissement recoupée par la tranche.
$c'$	Cohésion effective du sol le long de l'arc « ab ».
$\phi'$	Angle de frottement interne effectif du sol le long de m'arc « ab ».
$\ddot{U}(t)$	Accélération
$\dot{U}(t)$	Vitesse
$U(t)$	le déplacement de l'oscillateur simple à l'instant t.
$r_u$	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
$X_G, Y_G$	Coordonnées du centre de gravité de la tranche considérée
$\alpha$	Inclinaison de la tranche i par rapport à la verticale passant par le centre du cercle
$k_h, k_v$	Coefficients d'accélération sismique ;
$c$	Cohésion
$\phi$	Angle de frottement interne
$\sigma$	Contrainte normale
$\sigma_{moy}$	Contrainte moyenne
$\tau_{max}$	Contrainte de cisaillement maximale
FOS	Facteur de sécurité

$\tau_f$	Force de cisaillement totale
$\tau_m$	Contrainte de cisaillement totale
M	Pente critique
KAPA(k)	Pente élastique
LAMDA ( $\lambda$ )	Pente plastique
$C_g$	Indice de gonflement
$C_c$	Coefficient de compressibilité
E	Module de Young
NU	Coefficient de poisson
G	Module de cisaillement
$S_r$	Degré de saturation
$W_n$	Teneur en eau naturelle
$\gamma_h$	Densité humide
$\gamma_d$	Densité sèche
$P_c$	Pression de consolidation
$e_0$	Indice des vides initial
$\gamma$	Densité
Rho	Masse volumique
$U_x$	Déplacement horizontal
$U_y$	Déplacement vertical
SMXX	Contrainte horizontale selon l'axe x-x
SMYY	Contrainte verticale selon l'axe y-y
SMXY	Contrainte de cisaillement sur le plan x-y
EPXX	Déformations horizontales selon l'axe x-x
EPYY	Déformations verticale selon l'axe y-y
GAXY	Déformations de cisaillement sur le plan x-y

# *Introduction générale*

L'identification et la caractérisation des sols sont des étapes fondamentales dans divers domaines scientifiques et techniques, tels que l'agronomie, l'ingénierie civile et l'environnement. Cette analyse complète des sols est essentielle pour prendre des décisions éclairées en matière d'aménagement du territoire, ou encore de prévention des risques naturels.

La phase identification des risques naturels est cruciale dans tout processus de gestion d'un projet. Les projets de construction sont des opérations complexes, impliquant de nombreux acteurs, et pour lesquelles les facteurs de risque sont d'origines multiples. Cependant, les difficultés demeurent nombreuses, aussi bien sur le plan scientifique que sur le plan opérationnel. En effet, le site de construction d'un ouvrage est soumis aux effets de phénomènes naturels ou anthropiques qui modifient plus ou moins l'état du site et éventuellement de l'ouvrage. Dans un projet de construction, le risque géotechnique est l'un des risques majeurs, et qui a un impact sur les coûts, les délais et peut porter sur la pérennité des ouvrages. Les sols présentent toujours un risque pour tout projet de construction, donc une identification de ces risques est prioritaire pour le démarrage de projet. Cette étude a pour but d'une part de décrire les concepts de base relatifs à la notion de risques, et d'autre part, d'identifier de manière détaillée le phénomène de glissement de terrain.

Les mouvements de terrain sont parmi les phénomènes géodynamiques les plus répandus et souvent les plus dangereux à travers le monde. Ils provoquent une modification naturelle et continue de reliefs. Ils se produisent ou se réactivent généralement de façon inopinée. Dans le même contexte, ils sont reconnus comme le deuxième aléa naturel le plus destructif après le séisme (Li et al, 1999 ; U.S. Geological Survey, 2000). Durant le dernier siècle, à cause de changement climatique et avec l'accélération de la cadence de l'urbanisation, la fréquence des ruptures de pentes a fortement augmenté.

Le terme « mouvement de terrain » est utilisé à la fois pour désigner les phénomènes liés à la présence de vides souterrains et ceux liés à l'inclinaison de surface de terrain. Ces derniers peuvent être désignés sous le terme général « mouvements des versants ».

Le phénomène d'instabilité des talus demeure un vrai défi pour les géotechniciens. Les investigations relatives aux glissements de terrains et la prévention des risques qu'ils engendrent, relèvent de la géologie appliquée et de la mécanique des sols. De nombreux

paramètres, naturels et/ou anthropiques conditionnent l'apparition et l'évolution des glissements de terrains. Cependant ce sont les phénomènes météorologiques qui semblent inciter le plus grand nombre d'incidents.

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 finis, méthode des éléments finis) conduisent à une meilleure maîtrise du problème de stabilité sismique des pentes.

L'objectif de cette thèse est de contribuer à mieux connaître le comportement non-linéaire des sols. Les travaux de caractérisation sont réalisés par modélisation numérique sur le glissement du site «Pole d'excellence » à la commune de Tizi-Ouzou, en adoptant le code de calcul par éléments finis Castem2000 de calcul non linéaire pas-à-pas, permettant d'extraire le champ des contraintes, des déplacements et des déformations et aussi rechercher la surface de glissement correspondant à un coefficient de sécurité **FOS** minimum.

On considère deux cas d'analyse : un cas statique et un cas dynamique. L'analyse statique est basée sur un modèle de comportement non-linéaire Cam-Clay et un calcul par extension du cercle de Mohr-Coulomb des déviateurs des contraintes, nous a permis d'éviter la variation des paramètres géotechnique du profil contrairement à d'autres études antérieures par la méthode de réduction des paramètres de cisaillement ( $\phi$ -c réduction). , un calcul linéaire a été effectué a titre de comparaison.

L'analyse dynamique fait objet de l'étude de l'influence du signal sismique sur l'instabilité et les caractéristiques du mouvement du versant sous sollicitations sismiques.

Pour mener à bien ce travail, nous avons réparti ce travail de thèse en cinq chapitres :

Dans **le premier chapitre**, quelques généralités ont été rappelée sur les aléas et risques géotechniques, Ce chapitre a pour but d'une part de décrire les concepts de base relatifs à la notion de risques, et d'autre part, d'identifier de manière générale les événements générateurs de risques géotechniques qu'ils soient provoqués par des phénomènes naturels ou par des activités humaines ainsi que.

Le **deuxième chapitre** constitue les différentes classifications des mouvements de terrain, et les principaux facteurs pour leur déclenchement. Ensuite les caractéristiques des glissements de terrain et les méthodes d'analyse statique de leur stabilité sont présentées. On termine ce chapitre par une brève

présentation de quelques cas d'études de glissements de terrain observés en Algérie et à la région de Tizi-Ouzou.

Le **troisième chapitre** décrit les différentes méthodes d'analyse de glissement des massifs de sol en pente sous séisme. Une synthèse bibliographique et l'analyse de quelques cas pathologiques en relation avec les glissements de terrain survenus dans le monde et en Algérie à la suite des tremblements de terre.

Le **quatrième chapitre** présente toutes les informations recueillies sur le site « Pôle d'excellence » à la ville de Tizi-Ouzou, permettant de modéliser le profil du talus étudié tout en tenant compte de la morphologie et le contexte géologique local du site à partir des données recueillies auprès du laboratoire d'analyses et d'études géotechniques Aiche Géo-Sol, sis à Sétif.

Le **cinquième chapitre** comporte la modélisation numérique de la stabilité du versant en question par éléments finis en utilisant le critère de Mohr-Coulomb. Deux méthodes d'analyse ont été prises en compte. La première analyse est statique basée sur un modèle de comportement non-linéaire Cam-Clay et un calcul par extension du cercle de Mohr-Coulomb des déviateurs des contraintes, nous a permis d'éviter la variation des paramètres géotechnique du profil contrairement à d'autres études antérieures par la méthode de réduction des paramètres de cisaillement ( $\phi$ -c réduction). , un calcul linéaire a été effectué à titre de comparaison. Le deuxième calcul dynamique fait objet de l'étude de l'influence du signal sismique de 21-05 -2003 de Boumerdes sur l'instabilité et les caractéristiques du mouvement du versant sous sollicitations sismiques

# **Chapitre I**

## **Aléas et risques géotechniques**

## I-1- Introduction

Les ouvrages de génie civil, suivant leurs fonctionnalités, leurs localisations, leurs exploitations depuis leurs constructions et durant toute leur vie, peuvent être soumis aux risques multiples pouvant influencer sa fiabilité et peuvent avoir un impact négatif sur son environnement. La géotechnique joue un rôle essentiel dans l'art de construire. Les missions géotechniques suivant la norme AFNOR NF P 94 500 dont l'objectif est de déterminer les propriétés du sol et de leurs incidences sur les ouvrages, définissent les différents types d'études. Le site de construction d'un ouvrage est soumis aux effets de phénomènes naturels.

L'approche classique utilisée actuellement dans le domaine de dimensionnement des ouvrages géotechniques, même si elle permet de minimiser les aléas et/ou la vulnérabilité, n'apporte pas toujours les résultats souhaités parce qu'elle ne tient pas compte, d'une part, le caractère aléatoires des paramètres géotechniques, de la complexité de l'environnement technique, administratif et réglementaire d'une opération publique de construction.

Une approche de gestion des risques est un outil de prise de décisions qui permet de concrétiser ce qui est souvent un processus intuitif. Elle consiste à pouvoir identifier les risques, les quantifier, les évaluer et les contrôler afin de mieux gérer des situations de crise et de prendre les décisions adéquates.

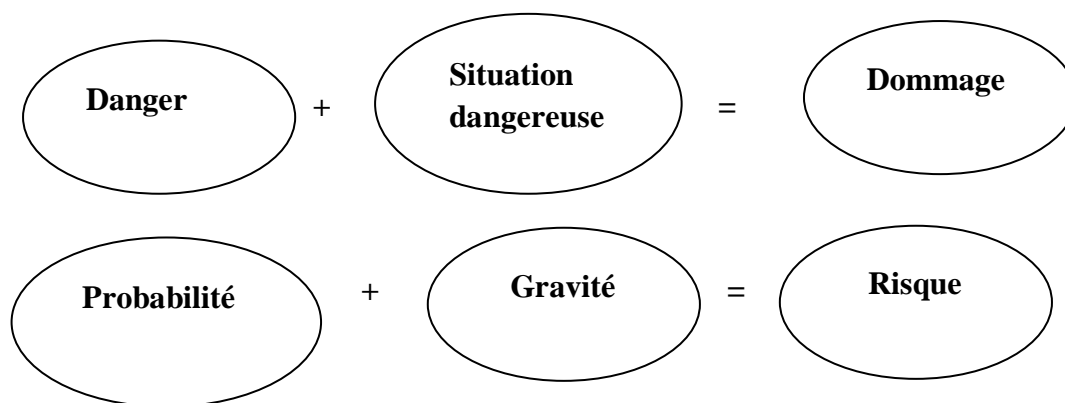
## I-2- Introduction aux risques géotechniques

### I-2- 1- Définition du risque (Défaillance, rupture)

La notion de risque est complexe et fait l'objet de nombreuses définitions. Il peut être défini comme suit :

- Dans le langage courant, le risque est « un danger éventuel plus ou moins prévisible » ou « un danger, inconvénient plus ou moins probable auquel on est exposé » [1].
- La définition scientifique du risque inclut une double dimension : celle des **aléas** et celle des **pertes**, toutes deux probabilisées. En conséquence, un risque se caractérise par deux composantes: le niveau de danger (probabilité d'occurrence d'un événement donné et intensité de l'aléa) ; et la gravité des effets ou des conséquences de l'événement supposé pouvoir se produire sur les enjeux.

Il est très difficile de trouver une définition générale. Cependant, on pourrait dire que le risque est la combinaison de l'aléa (probabilité d'occurrence d'un phénomène) et de la vulnérabilité (conséquences sur les personnes et les biens exposés ou la gravité d'un dommage).



### I-2-2 - Classification des risques

Les ouvrages de génie civil, suivant leur fonctionnalité, leur localisation, depuis leur construction et durant toute leur vie, peuvent être soumis aux deux catégories de risque, classiquement les risques naturels et les risques technologiques. Ils peuvent être uniquement réalisés pour protéger d'autres ouvrages à l'égard de ces risques. Ils peuvent également être générateurs de risque [2].

Les risques peuvent être classés en grandes familles:

- ✓ **Selon leur nature** : naturels et anthropogéniques,
- ✓ **Selon leur intensité (gravité) et leur fréquence** (individuelle ou majeure) :

Tous les risques peuvent être classés en fonction de leur fréquence d'apparition et de leur gravité, ainsi que le montrent les travaux de l'anglais Farmer (1967). Le risque peut être latent (il n'est pas encore manifeste), apparent (il se manifeste) ou disparu (il ne peut plus se manifester) [2].

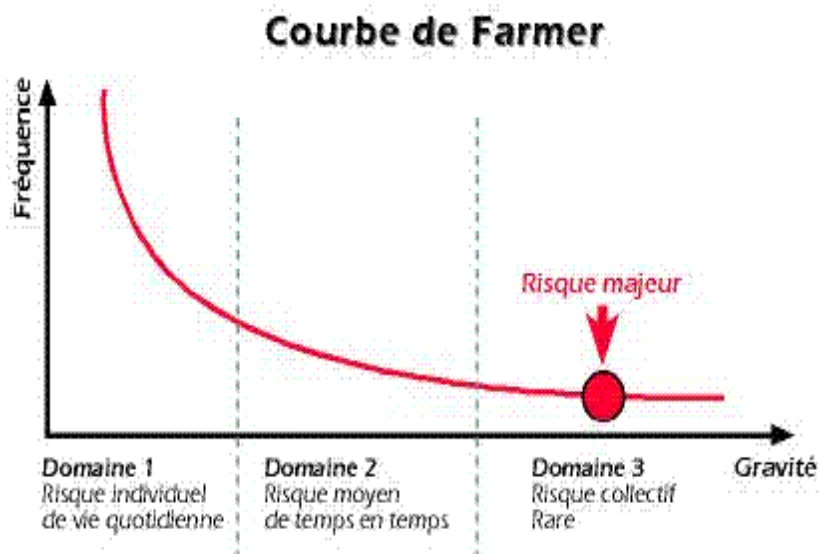


Figure I.1 : Classification de Farmer.

**I-2-2-1- Classification selon leur nature**

- **Risques naturels :** est un événement dommageable, intégrant une certaine probabilité, conséquence d'un aléa naturel susceptible de survenir dans un milieu vulnérable. Selon la nature de l'aléa, les risques naturels sont d'origine : tellurique (volcanisme, séismes), climatique et météorologique (sécheresse, inondations, tempêtes et cyclones, etc.), géologique (mouvements de terrain), etc.
- **Risques anthropogéniques :** est le risque engendré par l'activité humaine. C'est la menace d'un événement indésirable engendré par la défaillance accidentelle d'un système potentiellement dangereux et dont on craint les conséquences graves, immédiates comme différées, pour l'homme et (ou) son environnement [2].

Le tableau I.1 ci-après présente une liste non exhaustive d'exemple de risques naturels et anthropiques.

<b>Fréquence</b>	<b>Très élevée</b>	<b>Moyenne</b>	<b>Faible</b>
<b>Gravité</b>	<b>Faible</b>	<b>modérée</b>	<b>Extrême</b>
<b>Exemples</b>	-Accident de la circulation avec tôles froissées -Chute de pierres sur une route de montagne Apparition de fissure sur un mur -Endommagement des constructions à cause du retrait-gonflement des sols argileux	-Grave accident de la route -Glissement de terrain affectant quelques maisons -Chute de la charge d'une grue	-Catastrophe des transports -Glissement affectant une ville -Effondrement d'un pont, tunnels, barrages, etc. -Inondations Avalanches Feux de forêts/de broussailles

**Tableau I. 1 :** Classification des types de risques selon la gravité et la fréquence.

Les risques naturels plus ou moins violents, sont généralement irrépressibles, toujours dommageables, souvent destructeurs ; les pires peuvent être de véritables désastres écologiques à l'échelle de la Terre.

Quels qu'ils soient, où que ce soit, les risques naturels sont toujours susceptibles d'être dangereux ; ils ne se maîtrisent pas, mais la plupart de leurs effets dommages, accidents, catastrophes, peuvent être, sinon évités, du moins limités par l'étude prospective, les actions de prévention et de protection, et par la gestion de crise, reposant sur des études scientifiques sérieuses du phénomène naturel en cause, du bassin de risque et de la vulnérabilité des aménagements et ouvrages qui y sont construits[4].

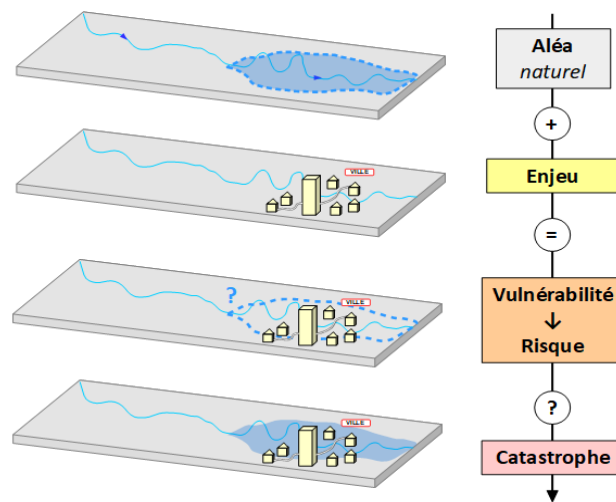


Figure I.2 : Définition du risque naturel.

### I-2- 2-2 - Classification selon leur gravité et leur fréquence

- **Le risque environnemental** : est le risque affectant les écosystèmes naturels relatifs à la beauté ou à la pérennité du milieu naturel du fait de la pollution par exemple [6].
- **Le risque technologique** : est le risque engendré par l'activité humaine. C'est la menace d'un événement indésirable engendré par la défaillance accidentelle d'un système potentiellement dangereux et dont on craint les conséquences graves, immédiates comme différées, pour l'homme et (ou) son environnement.
- **Risques individuel**: sont des accidents plus fréquents affectant peu d'individus. Ce sont les risques de la vie quotidienne: accidents domestiques, accidents de la route...
- **Risques majeurs** : sont des événements imprévus susceptibles de mettre en danger une activité humaine ou avoir un impact socio-économique notable.

De nombreux ouvrages et publication scientifique et techniques font état de nombreuses classifications associées aux mouvements de terrain, qui se sont généralement une tâche très descriptive et difficile de l'établir. [7]. Heim (1932) fût l'un des premiers de réaliser une classification, dans son ouvrage (Mouvements de terrains et vies humaines), il a établi une typologie qui comporte 20 classes, celle-ci est très phénoménologique [8]. Par la suite, de nombreuses classifications des mouvements de terrain ont été reportées et regroupées dans un ouvrage collectif de [9], on peut citer en particulier Colas et Pilot (1976) [10], Varnes (1978) [11] Flageollet (1988) [12], Durville et Seve (1996) [13]. Dikau et al. (1996) [14] ont proposé une classification fondée sur la typologie des glissements de terrain, les mécanismes de rupture et leurs évolutions, qui sont décrits d'une manière très détaillée en six grands classes et sous-classe en fonction de la nature des versants (Fabre, R. et al., 2002) [15], sans oublier les travaux et les ouvrages des Symposiums Internationaux relatifs au glissement de terrain,

qui se déroulent tous les quatre ans (du 1980 à 1992). Récemment, Varnes (1978) [11] et Cruden et Varnes (1996) [16] ont met les bases d'une classification bien reconnue et qui est la plus utilisée actuellement.

**I-2-3- Classification de Cruden et Varnes (1996)**

Cette classification s'appuie sur les types de mouvements, la nature des matériaux, description de mouvement auxquels s'ajoutent des informations sur l'activité et la vitesse des déplacements (Varnes 1984[17], WP/WLI 1990[18], 1991 [19], 1993a [20] et b [21]).

Cruden et Varnes (1996) [16] , ont classifié, les mouvements de terrain en cinq types principaux, qui sont attachés aux cinq mécanismes à savoir : chute, basculement, glissement, étalement et écoulement (tableau I.1), qui sont appliqués plus ou moins à tous les types des matériaux, regroupés en trois classes essentielles, roches indurées, sols grossiers et sols fins.

Selon Cruden et Varnes (1996) [16], la description de mouvement de versant est fondée principalement sur le type de mouvement, matériaux, et finalement l'état, la distribution et le style d'activité. Dans le même contexte, la contribution de l'eau au mouvement de terrain est décrite en termes de sa vélocité.

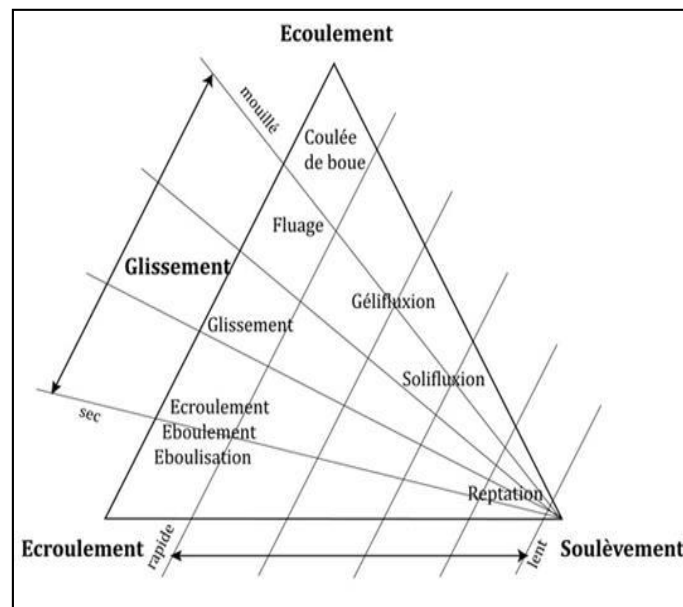
Type de mouvement	Type de matériaux		
	Roche indurées	Roches meubles	
		Sols grossiers	Sols fins
<b>Chutes</b>	Chutes de blocs	Chutes de débris	Chutes de sols fins
<b>Basculements</b>	Avalanche rocheuse	Basculement de sols grossiers	Basculement de sols fin
<b>Glissements</b>	Basculement rocheux	Glissement de débris	Glissement de sols fins
<b>Étalements</b>	Étalement de blocs	Étalement de débris	Coulée d'argile
<b>Écoulement</b>	Fluage Tassement Une avalanche de pierre	Coulés de débris Avalanche de débris	Coulée de boue Coulée de terre

**Tableau I.2.** Classification des types de mouvement selon les mécanismes de déstabilisation. (Cruden et Varnes, 1996).

**I- 2-4- Autres classifications des mouvements gravitaires**

Une autre classification possible des mouvements gravitaires qui dépend selon le mode de mouvement (chute, glissement, écoulement, transposition) (figure I.3), la nature du mouvement (solide, plastique, visqueux), l'humidité, la vitesse, la nature des matériaux

impliqués (bedrock, sol, matériaux non consolidés...) ou encore la combinaison avec d'autres agents (vent, eau, neige...).



**Figure I.3.**Classification selon le type de mouvement (modifié, d'après Zepp, 2002).

**I-3- Reconnaissance géotechnique 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.

**I-3-1- 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.

**I-3-2- 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.

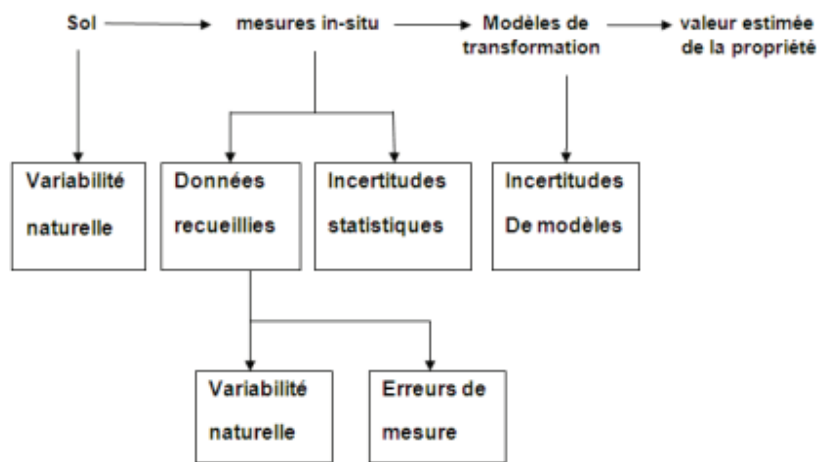
### **I-3-3- Essais in-situ**

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.

### **I-4- Origines et caractéristiques de la variabilité des sols.**

Plusieurs auteurs ont montré que la plupart des problèmes géotechniques sont liés à la variabilité des paramètres de sol et l'incertain en géotechnique. Une chose est certaine : le sol est un matériau hétérogène et anisotrope. Ses propriétés sont variables d'un point à un autre. L'incertitude dans la prévision des réponses mécanique ou hydraulique en géotechniques est un phénomène complexe résultant de plusieurs types de sources [22].

La variabilité dans les propriétés mesurées dans les couches de sol vient de différentes sources. Phoon et Kulhawy (1999) ont quantifié la variabilité inhérente (intrinsèque), les erreurs de mesure et l'incertitude de transformation (corrélation entre propriétés, modèle rhéologique, etc.) en tant que sources primaires d'incertitude géotechnique, comme illustré sur la figure I-4. L'origine de la variabilité spatiale inhérente est le processus de sédimentation géologiques qui a produit et modifie continuellement les couches de sol [22].



**Figure I.4 :** Types des incertitudes des propriétés du sol.

La variabilité intrinsèque des propriétés de sol est la structure de corrélation, autrement dit, ces propriétés ne changent pas aléatoirement dans l'espace, mais montrent de la concordance d'un point à un autre dans l'espace [23].

#### **I-4-1-Erreurs et incertitudes sur les sols.**

##### ✓ **Incertitude sur le modèle.**

Le fonctionnement de chaque élément est, sur le plan mécanique, étudié selon des hypothèses qui permettent l'utilisation de modèles plus ou plus représentatifs, l'erreur de modèle est déterministe, et qu'elle n'introduit qu'un biais systématique dans la prévision, et n'apparaît-elle pas dans la théorie de la fiabilité. Par contre elle est au premier plan dans l'analyse de sécurité.

##### ✓ **Incertitudes sur les actions.**

Les actions sont classées par les Eurocodes en actions permanentes, variables et accidentelles : cette classification souligne avant tout le caractère incertain dans le temps.

Nous ne prendrons pas en compte la variabilité temporelle, soit que nous prenions une action déterministe sous forme d'un seuil (probabilité de ruine sachant que l'action dépasse ce seuil) soit que nous prenions l'incertitude de l'action sur un an (probabilité annuelle) ou sur la durée de vie (probabilité totale). Par contre nous pourrions prendre en compte la variabilité spatiale de l'action tout comme la variabilité spatiale des résistances.

##### ✓ **Incertitudes sur les résistances.**

Les paramètres du sol dont nous cherchons le poids sur la sécurité des ouvrages géotechniques interviennent principalement du côté des résistances. Des études faites [23] ont montré que ces paramètres présentent une variabilité naturelle spatiale forte devant leur variabilité temporelle qui peut souvent se modéliser par une tendance ou évolution déterministe.

**I-4-2-Les erreurs d'observation**

On distingue trois types d'erreurs d'observation [24] :

- **Les erreurs de mesure proprement dites** : Elles sont liées à l'appareil de mesure et à l'opérateur. Avec les progrès de la métrologie, on a considérablement réduit les erreurs d'imprécision et avec l'acquisition automatique, les erreurs d'opérateur. Mais il reste les erreurs de reproductibilité liées au caractère destructif de la plupart des essais de géotechnique et les erreurs d'opérateur liées à la difficulté de certains essais (le triaxial, le pressiomètre : qualité du trou, etc.) [2].
- **Les erreurs de représentativité** : Elles proviennent de la transformation de la mesure physique. On ne mesure guère directement que des longueurs, des masses et des températures et la plupart des appareils sont basés sur des mesures de déplacement. Il faut donc transformer la mesure. On procède alors à un étalonnage de l'appareil et à son tarage [2].
- **Les erreurs de l'instant** : Elles proviennent de la variation de la propriété entre le moment où on la mesure et le moment où le matériau est mis en œuvre. Le cas typique est celui des propriétés du béton. Pour les sols, le remaniement relève de ce type d'erreur en particulier pour tous les essais mécaniques de laboratoire et pour l'essai pressiométrique.

**I-4-3-Les erreurs d'enquête**

- **Les erreurs d'enquête proprement dit**: Ce sont les erreurs liées à une mauvaise conduite des reconnaissances. Les mesures effectuées ne sont pas représentatives du problème, par exemple, ne pas reconnaître un remblai récent au droit de chaque appui qui le sollicite, un remblai ancien en biseau pouvant exister sous certains appuis, ou bien reconnaître à moins de 1,5 à 2 fois sa largeur sous une fondation, ignorant ainsi une couche faible qui peut piloter les tassements.
- **Les erreurs d'échantillonnage**: le plan de sondage et la méthode d'estimation, la taille d'échantillon ainsi que la variabilité de chaque caractéristique sont des facteurs déterminants de l'erreur d'échantillonnage. Les caractéristiques qui sont rares ou qui sont distribuées de façon très différente dans la population auront une erreur d'échantillonnage plus grande que les caractéristiques qu'on observe plus fréquemment ou qui sont plus homogènes dans la population [2].

**I-4-4-L'erreur humaine**

En France, une étude sur les sinistres de construction expertisés par le bureau Veritas (société de services d'évaluation, de conformité et de certification appliqués aux domaines de

la qualité), a montré que 82 % des désordres résultent d'une méconnaissance des sols. Dans la quasi-totalité des cas, les sinistres mettant en cause le terrain proviennent beaucoup plus de l'ignorance du comportement des sols, de l'absence de reconnaissances, d'erreurs de conception, que des incertitudes inhérentes aux paramètres mécaniques eux-mêmes [2]. Trois familles de raisons expliquent la majorité des défaillances : le manque de coordination entre spécialistes de différents champs disciplinaires, le manque de communication entre concepteurs, constructeurs et clients, l'incapacité à résister de façon optimale aux pressions (on peut qualifier de pression l'environnement économique, social, politique... ou de l'ingénieur) [3].

### **I-5- Mouvements et instabilités de terrains**

Les mouvements de terrain sont des phénomènes géologiques qui évoluent dans le temps avec des phases de mouvements lents, des phases catastrophiques ou des périodes de rémission. Ces déséquilibres des massifs, qu'ils soient lents ou brutaux, naturelles ou anthropiques, constituent une menace permanente pour les personnes, les biens et l'environnement. Cependant aux niveaux de menace et de risque ce phénomène n'est pas aussi dangereux que les séismes, mais à cause de sa diversité, ces fréquences et son très grande ampleur, constitue une problématique majeure pour les différents ouvrages de génie civil.

Ces instabilités sont des origines complexes et des caractéristiques très variables, il est souvent indispensable de décrire leurs processus d'une façon simple. En raison de la complexité de ces mouvements, leurs identifications reposent essentiellement sur des observations géologiques et études géomorphologiques de terrain, cela fait qu'une large communauté scientifique (géomorphologues, géologues, géotechniciens, etc.) doit s'impliquer à la qualification et la quantification de ces aléas [25].

Les mouvements de terrain regroupent un ensemble de déplacements, plus ou moins brutaux, du sol ou du sous-sol. Les volumes en jeu sont compris entre quelques dizaines et plusieurs millions de mètres cubes. Ces quantités sont fonction de la nature et de la disposition des couches géologiques. Ces mouvements peuvent être amorcés suite à une forte pluie, un léger tremblement ou dus à des travaux de réalisation, causant le déplacement des grandes quantités de terre, de roches ou de boues envahissent soudainement des agglomérations et menaçant des vies humaines.

Dans leur principe, le mécanisme des mouvements de terrain sont bien connus : ils surviennent lorsque la résistance mobilisable du terrain devient inférieure aux efforts moteurs engendrés par les forces gravitaires et la dissipation des eaux souterraines. Leurs dynamiques

répondent naturellement aux lois de la mécanique. Dans la pratique, malgré les processus sont très complexes du fait des incertitudes, les paramètres intervenant sont :

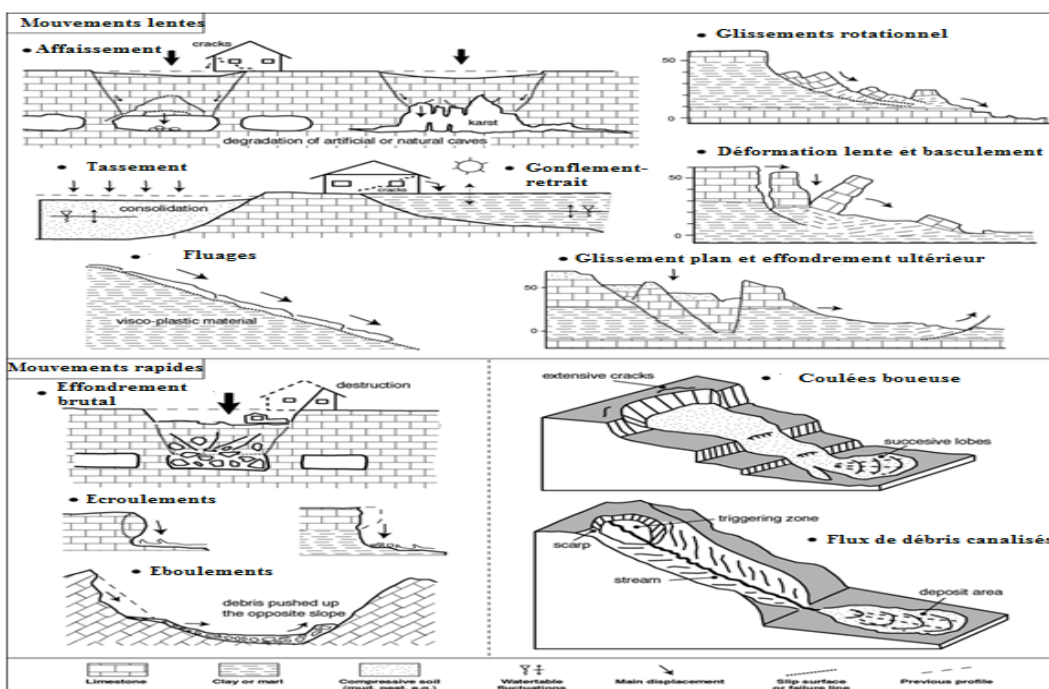
- Les conditions initiales, notamment en profondeur ;
- Les propriétés mécaniques des terrains, en général hétérogénéité, non linéarités, discontinuités, anisotropes ;
- Les conditions hydrauliques : la position de la nappe phréatique, où l'eau est le facteur déclenchant dans la plupart des cas. Les mouvements de terrains représentent en effet, si l'on compte les mouvements de terrains provoqués par les séismes, le premier risque naturel majeur. Les pertes en vies humaines causées par ces mouvements sont importantes. Une compilation effectuée par l'UNESCO et référée par Varnes et al. (1984) fait état de 600 morts/an dans le monde durant la période 1971 à 1975. Au Québec Lebuis et al. (1983)[26] estiment qu'environ 100 victimes ont été imputables à des mouvements de terrains au cours du XIX<sup>ème</sup> siècle. Selon Brabb et Harrod (1989) [27], en Espagne, 117 personnes ont trouvé la mort suite à des mouvements de terrains et 4,75% de la population y est exposée à un risque élevé. En Chine, plus de 100 personnes / an ont trouvé la mort entre 1917 et 1987 suite à l'occurrence de mouvements de terrains [28]. En Russie, Ragozin (1996) [29], donne le chiffre de 630 morts par an dues à des mouvements de terrains (y compris effondrements). Face à ce bilan inquiétant, les gains dans la compréhension des mécanismes déclenchant les mouvements de terrains restent modestes. À l'échelle d'un versant, l'occurrence d'un mouvement de terrain est un problème fondamentalement mécanique qui implique des matériaux d'origines géologiques pouvant aller des roches dures aux sols très mous. D'un point de vue théorique, la résolution d'un tel problème nécessite la connaissance du comportement de ces matériaux, la définition de la géométrie du problème (topographie et stratigraphie), la connaissance des conditions initiales dans la pente et celle des conditions aux limites.

La modélisation du phénomène de rupture dans les massifs de sol, exige l'intégration de concepts à la perte de stabilité du matériau, tels que rupture progressive, localisation des déformations ou propagation des fractures. Le comportement post-rupture fait intervenir de grandes déformations et de grands déplacements. La géométrie des couches est généralement mal connue et dépend de la variabilité inhérente à l'histoire géologique du versant. Les conditions aux limites proviennent des conditions régionales (climatiques, hydrologiques, hydrogéologiques, morpho-dynamiques) la plupart d'entre elles ont des caractères aléatoires et incertaines. Enfin l'état initial du massif est difficile à déterminer car il intègre l'histoire géologique du versant et d'éventuels phénomènes transitoires en relation avec l'évolution actuelle de la région (déficit de pression interstitielle dû à l'érosion de surface, ...).

Souvent, les géotechniciens et les géologues, qui se préoccupent de l'étude d'un mouvement de terrain, sont donc confrontés à un problème complexe qu'elle ne peut être traitée que d'une manière approchée. Par conséquent, il est également approprié de :

- Tenir en compte des données incertaines et partielles, existantes à différentes échelles : données rhéologiques à l'échelle du matériau; données stratigraphiques, topographiques, hydrauliques et indices visuels de surface à l'échelle de versant ; données hydrologiques, hydrogéologiques et géomorphologiques à l'échelle de la région ; données géologiques et climatiques à l'échelle d'un contexte environnemental plus général ;
- Faire preuve de ces expériences pour établir un modèle empirique qui fasse la synthèse de l'ensemble de ces données et en extrait les informations pertinentes au problème posé ;
- Évaluer les limites du modèle et la fiabilité des données ;
- Enfin confronter l'éventualité du mouvement de terrain à son pouvoir destructeur afin de juger les possibilités de réduire le risque.

Les principaux types de mouvements de terrain se caractérisent comme suit : Glissement de terrain ; Éboulements ; Écroulements ; Le fauchage ; Coulées boueuses ; Phénomène d'affaissement et effondrement ; Fluages ; Tassements généralisés. La figure (I-5) illustre quelques types de mouvements.



**Figure I-5 :** Quelques types de mouvements de terrain (Maquaire, O, 1996).

**I.5.1 Types de mouvement de terrain**

a)- **Chutes** : celles-ci concernent principalement des phénomènes de blocs rocheux, commencent avec la désagrégation de matériaux rocheux ou meuble sur une pente raide, le long d'une surface sur laquelle ne se développe que peu de mouvements de cisaillement ensuite principalement en chute libre, qui vont participer à la définition de la trajectoire du bloc et à sa dissipation d'énergie jusqu'à son arrêt ;

b)- **Basculement** : ils s'agissent des incidents lents assez fréquents affectant des bancs rocheux ou des pans de falaise, qui ne possèdent pas suffisamment d'appuis à leurs bases. Ces massifs sont soumis à un moment donné à des forces déstabilisatrices, induites par la gravité (Figure I.2). Ce phénomène peut être très rapide, ou très lente, appelé aussi fauchage, flexion de couches, ces événements sont encore mal modélisés ;

c)- **Étalements** : ils se produisent par l'extension de matériaux cohésive par déformation intense, souvent localisée. Ils affectent des dépôts sédimentaires subhorizontaux contenant des alternances de matériaux plastiques, comme les argiles. Ses vitesses sont extrêmement lentes à rapides ;

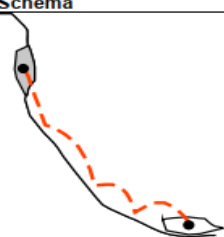
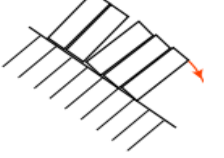
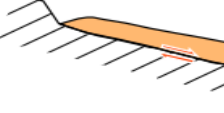
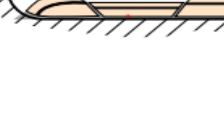
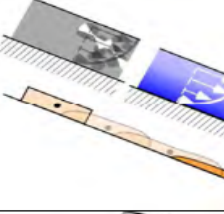

d)- **Écoulement**: en générale, sont des déplacements de masses boueuses avec des vitesses rapides à extrêmement rapides. Il en résulte en mouvement continu d'une zone superficielle de terrain quittant rapidement la zone de cisaillement, où la propagation pouvant être assimilée à celle d'un fluide. Ainsi, les matériaux sont des coulées de débris, ou laves torrentielles et avalanches rocheuses, la répartition des vitesses au sein de la masse en mouvement est semblable à celle d'un écoulement visqueux.

Un mouvement de versant est classé en premier lieu par leurs vitesses, permettant de prévoir les risques liés directement au mouvement affectant des agglomérats afin d'anticiper l'évacuation des personnes.

D'un point de vue de la sécurité, la vitesse de mouvements varie de l'extrêmement lente où le dommage est limité au bâti, à extrêmement rapides qui mis l'état des biens et la vie des personnes en danger. Quand la vitesse typique variant du 3 m/s à 3 m/min, cela signifie la mise en danger des vies humaines car l'évacuation est quasi-impossible ; les mouvements rapides quand la vitesse variée entre 1.8 m/heure à 3 min/min, provoquent la destruction des édifices situés sur la masse en mouvement ou sur sa trajectoire, mais permettent l'évacuation des personnes. Les mouvements extrêmement lents quand la vitesse est inférieure ou égale à 16 mm par an, provoquant un dommage limité aux bâtisses, il suffit de prendre certaines précautions.

e)- **Glissement de terrain** : ce sont des mouvements de masses, glissant de l'amont vers l'aval qui résultent d'une rupture par cisaillement sur des talus ou des versants ayant des

pentés modérées à raides. Les glissements de terrain sont extrêmement courants sous de nombreuses formes, un grand nombre d'entre eux sont latents et peuvent soudainement se réactiver suite à des conditions défavorables. En règle générale, la majorité des glissements sont des processus continus, c'est pour cela, il n'existe pas au sens strict de probabilité d'occurrence. Les phases de glissement actives sont souvent liées aux intempéries météorologiques particulières. Généralement, le temps d'alerte de ces instabilités est relativement long, de sorte que des mesures d'urgence et une évacuation peuvent être mises en œuvre à temps. Un glissement de terrain est un phénomène d'origine sismique, géologique et géophysique où une masse de terre descend sur une pente, autrement dit un plan de glissement, qui peut être plus ou moins continu, et plus ou moins incurvé. L'impact de ces glissements peut être considérable, incluant des pertes en vie humaines, la destruction des infrastructures, des dommages causés aux terres et la perte des ressources naturelles.

Nom	Schéma	Contextes et exemples	Vitesse
Chutes		Chutes de blocs à partir de falaises ou de simples affleurements instables. Chute de berges dans les rivières	Rapides à très rapides
Basculement		Mouvements qui affectent les versants à grande échelle. Basculement de blocs	Lent à extrêmement lent
Glissement		Mouvements qui affectent les versants dont la pente moyenne est le plus souvent inférieure à 35°	Lent à extrêmement lent
Etalement		Affectent des dépôts sédimentaires subhorizontaux contenant des alternances de matériaux plastiques, comme les argiles. Argile sensibles	Extrêmement lent à rapide
Ecoulement laminaire		Comportement des boues, des laves torrentielles, des avalanches de neige lourde, des eaux dans des zones peu montagneuses. Avalanches rocheuses vue macroscopiquement. (Elm, Frank slide)	Rapide à extrêmement rapide
Ecoulement turbulent		Situation réelle de nombreux écoulements tels que : les avalanches de poudreuses, les torrents, les laves torrentielles, etc.	Rapide à extrêmement rapide

**Tableau I.3 :** Illustration des différents phénomènes gravitaires

Gruden et Vernes, (1996).

**I-6- Causes (directes ou indirectes) et facteurs favorisant**

Les causes des glissements de terrain sont généralement liées à des instabilités des pentes. Mais ils ont rarement une cause unique, c'est le plus souvent l'action conjointe de plusieurs facteurs négatifs qui sont [2]:

- Diminution des résistances du sol et sous-sol : le cas le plus fréquent est la diminution de l'angle de frottement interne des argiles sous l'effet de l'eau.
- Des paramètres hydrologiques sont très souvent en cause dans les glissements de terrains.
- Augmentation des charges en amont, comme la construction d'un ouvrage.
- Diminution des appuis en pied de pente, comme un terrassement mal pensé et trop raide, ou à une échelle différente le retrait d'un glacier.
- Plus rarement, un facteur déclenchant anthropique peut intervenir, comme une vibration de machine, une explosion, un séisme induit, la déforestation de pente, etc.
- Séisme en cours.
- Séquelles d'un séisme passé ; des séquelles « structurelles » peuvent rendre le sol et sous-sol plus vulnérable à un glissement de terrain. Ce dernier peut être induit par un nouveau séisme ou simplement par de fortes pluies (en ayant réorganisé les écoulements d'eaux souterraines), même plusieurs décennies après le séisme en cause.
- Augmentation de la chaleur : le sol d'une pente desséchée peut s'effriter, ce qui peut provoquer un « glissement sec », ou ensuite induit par de fortes pluies.
- Hydro-climatologie et Hydrogéologie de la zone. En raison du réchauffement global, les glaciers de montagne fondent anormalement vite, en libérant d'importantes masses d'eau, alors que dans le même temps des pergélisols ou des glaces qui maintenaient la cohérence de certaines pentes ou roches se délitent, provoquant des avalanches de roches.

**I-6-1- Analyses général des facteurs déterminants**

Souvent les glissements de terrains proviennent principalement de deux ensembles de causes qui sont respectivement : les conditions naturelles qui contrôlent la stabilité des versants et les facteurs déclenchant d'origine naturelle ou anthropique [30], [31]. Les phases actives de mouvements sont souvent liées aux intempéries et par conséquent la probabilité d'occurrence liée aux conditions météorologiques particulières où les mouvements différentiels accélérés deviennent très risqués. On rajoute que le passage de l'état stable à l'état instable est lié aux différentes causes, tel que les prédispositions de facteurs passifs que

l'on appelle également les caractéristiques intrinsèques (propriétés du milieu) et les facteurs actifs qui sont appelés les causes préparatoires et déclenchant ou les caractéristiques externes.

### **I-6-2 Prédispositions (facteurs passifs)**

Il fait référence à tout ce qui concerne les caractéristiques du milieu ou les mouvements des pentes se développent, y compris :

- **La géologie** : il convient toutefois de souligner que le facteur principal de prédisposition est la géologie, dont les formations superficielles de faible extension, sont souvent le siège de phénomène d'instabilité éventuelle. Pour bien évaluer le risque liés à ce phénomène, il est fortement recommandé d'interpréter à travers les cartes géologiques qui couvrent la totalité de la zone d'étude en se basant sur la lithologie (composition, texture, granulométrie, caractères), la structure du massif qui constituent des zones de faiblesse (le pendage, la présence de joints, de stratification, de plis, de schistosité) et l'histoire, un versant qui a déjà connu des mouvements gravitaires aura une certaine prédisposition à être de nouveau instable ;
- **La pente** : la pente des versants constitue l'un des facteurs importants de prédisposition, il n'y a pas de règle formelle pour déterminer les pentes les plus sujettes aux glissements de terrain mais en règle générale les terrains ayant une inclinaison important sont favorable au glissement ;
- **L'orientation** : l'exposition au Nord d'un versant joue également un rôle non négligeable pour la cartographie de susceptibilité aux glissements de terrain, donc les pentes dirigées au Nord sont plus sensibles aux glissements de terrain ;
- **La végétation** : la végétation intervient d'une part au niveau des échanges d'eau évapotranspiration et d'autre part, à la cohésion et de renforcement du sol (racines). En revanche, la végétation diminue l'érosion du sol. Néanmoins, lorsque la couverture végétale est très dense, le poids est plus important, ce qui va augmenter les forces motrices ;
- **Le contexte hydrogéologique , hydrographique et climatique** : en effet, l'eau joue un rôle important dans les glissements de terrain, il est liée directement au contexte hydrologique ( la perméabilité du massif, les dissipations d'eau souterraine, le drainage.... ) ainsi le contexte hydrographique (le réseau hydrographique, ruissellement...), qui sont étroitement liés à l'évolution climatique (pluviométrie totale, répartition des précipitations annuelles, possible accumulation de neige, température moyenne...).

**I-6-3 Facteurs préparatoires et déclenchant (causes directes)**

Il s'agit des facteurs qui modifient directement les propriétés du milieu, y compris essentiellement :

- **Le climat (causes hydriques et thermiques) :** en effet, la pluviométrie est certainement le facteur naturel prépondérant pour le déclenchement des phénomènes de mouvements de terrain. Ceci est dû à l'infiltration d'eau dans les fissures, accompagnée d'une gelée, ce qui peut entraîner l'ouverture des fissures. Ainsi, les forces déstabilisantes augmentent, et la résistance au cisaillement diminue. D'autre part, l'alternance de phases de gel/dégel provoque une cryoclastie et la dégradation du pergélisol, provoquant ainsi l'infiltration d'eau. De même, la fonte tardive de « coins » de glace dans les fissures peut conduire à un colmatage de celles-ci favorisant leur mise en pression lors d'épisodes pluvieux, ce qui peut conduire à la chute de blocs ou des éboulements ;
- **La modification du profil topographique :** la modification de profil de la topographie peut provoquer le plus souvent, des instabilités du talus ou des versants, l'action anthropique due à des terrassements destinés à des aménagements divers (construction, voirie, réseaux...) provoque de telles instabilités lors de travaux (déblais, remblais...). Cet élément constitue avec la pluviométrie, un facteur prépondérant ;
- **Causes mécaniques (vibrations) :** en effet, les vibrations issues de séismes ou bien, celles liées aux activités humaines conduisent à l'instabilité des pentes, cela implique une augmentation momentanée du poids de terrain, qui peut être suffisant pour franchir le seuil de stabilité. On rajoute le phénomène de thixotropie dont certains matériaux, sous l'effet des vibrations, peuvent passer de l'état solide à l'état liquide, aussi bien l'érosion en pied de versant ou par surcharge en haut d'une pente peut provoquer un déclenchement par la modification de la géométrie. Selon Thuon, Y. et Leprêtre, F. (2016) [32], l'origine du déclenchement d'une instabilité gravitaire est rarement unique, mais elle est la conséquence d'une combinaison des prédispositions défavorables et des facteurs déclenchant, (Figure I.6) et (Figure I.7).

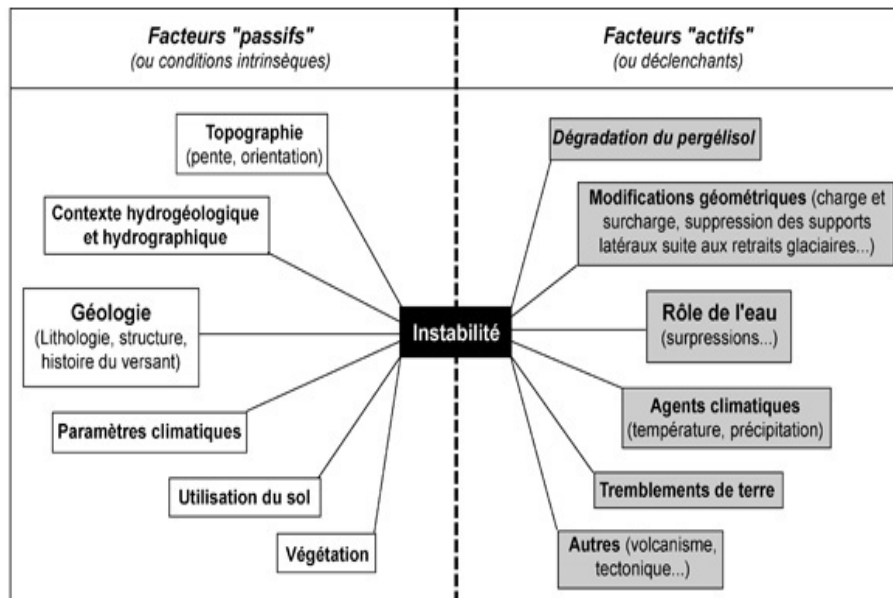


Figure I.7 : Facteurs passifs et actifs pouvant entraîner une instabilité. (Sowers, G.B. and Sowers, G.F., 1970).



Figure I.8 : Illustration des caractéristiques intrinsèques et des facteurs externes

(Michel, J., 2011)

### I-7- Les différentes manifestations

Les glissements de terrain se manifestent généralement par:

- Dans sa partie amont, par des niches d'arrachement ou crevasses, principales et latérales, avec brusque rupture de pente (pente concave) ;
- Dans sa partie aval, par un bourrelet de pied (ou frontal) à pente convexe. La poussée exercée par le bourrelet de pied se marque fréquemment par un tracé anormal des cours d'eau en aval;
- Des fissures en crête de talus perpendiculaires à la direction générale du mouvement. Sur un profil, on observe une dépression vers le haut et un bombement vers le pied ;

- Le déplacement d'une masse de matériau le long d'une surface de rupture ;
- Une surface topographique bosselée (ondulations, dissémination de blocs de forte taille,...):
- Effondrements d'un pan de falaise vertical ;
- Déformation du réseau routier traversant le glissement ;
- Des arbres basculés.

### **I-7-1-Chutes de blocs rocheux et les éboulements**

Ce sont des mouvements rapides, discontinus et brutaux résultant de l'action de la pesanteur et affectant des matériaux rigides et fracturés tels que calcaires, grès, roches cristallines, etc. Ces chutes sont caractérisées par une zone de départ, une zone de propagation et une zone d'épandage. Les blocs décrochés suivent généralement la ligne de plus grande pente. Les distances parcourues sont fonction de la position de la zone de départ dans le versant, de la pente du versant, de la taille, de la forme et du volume des blocs éboulés, de la nature de la couverture superficielle, de la végétation[2].



**Figure I.9 :** Destruction de deux habitations par l'éboulement de mars 2016  
Tizi N'Berbère (Béjaïa).

#### **I-7-1-1- Les causes probables des éboulements et chutes des pierres**

Les principales causes d'éboulement sont :

- La nature des terrains et les conditions hydrogéologiques et géologiques ;
- Fluage des assises sous-jacentes ;
- La croissance de la végétation ou au contraire sa disparition ;
- Les pressions hydrostatiques dues à la pluviométrie et à la fonte des neiges ;
- L'affouillement ou le sapement du pied de la falaise ;
- Écroulement de la falaise qui limite un massif de roche fissuré ;
- Variations de températures (ex: en montagne, les alternances de gel/dégel fragilisent davantage la roche) ;

- Les séismes représentent un facteur aggravant (ex : une secousse sismique peut provoquer la remobilisation de blocs déjà éboulés et stoppés dans les zones à forte pentes de l'aire de réception) ;
- Eau : plusieurs types de circulation d'eau affectent les formations de la falaise :
  - l'érosion en surface par les eaux de pluie ;
  - L'action souterraine des eaux de pluie infiltrées (processus plus ou moins lents de dissolution ou d'érosion interne augmentant les fissurations ; remontées de nappes) ;
  - Erosion par les eaux de ruissellement du talus argileux de la base de la falaise.

### **I-7-1-2 Les différentes manifestations**

Les éboulements se manifestent généralement par:

- Les chutes de pierres ou de blocs ;
- Les éboulements en masse ;
- Eroulements ou éboulement en grande masse.
- Certains éboulements de grande ampleur peuvent mobiliser des volumes de matériaux atteignant plusieurs dizaines de millions de m<sup>3</sup> et semblent obéir à des lois de propagation faisant intervenir des mécanismes complexes.

### **I-7-2- Affaissements/Effondrements**

Ce sont des mouvements verticaux de terrains qui abaissent lentement ou rapidement. Ils résultent soit d'un fléchissement de la surface, sans rupture visible, soit des ruptures brusques de toits de cavités naturelles. La plupart résultent d'un processus naturel.

#### **I-7-2-1- Les causes probables des affaissements/ effondrements**

Les affaissements sont généralement provoqués par [2]:

- Les infiltrations d'eau (eaux usées, eaux pluviales, eaux de drainage) ;
- La consolidation progressive de sédiments subactuels plus ou moins organiques ;
- L'extraction de matériau du sous-sol, eau souterraine, hydrocarbures, minerais ;
- Évolution de cavités souterraines ou des vides naturels par dissolution de roches solubles, calcaires, gypses, etc. ;
- Le dégel ou la sécheresse.

#### **I-7-2-2- Les différentes manifestations**

Les affaissements et les effondrements se manifestent par:

- La dislocation et la chute du toit ou des parements des cavités ;
- Effondrement en bloc de l'ensemble des terrains compris entre le fond et la surface ;
- Les terrains s'éboulent en blocs de tailles et de formes variables qui s'entassent aléatoirement en laissant entre eux des vides résiduels ;

- La formation des cuvettes parfois très vastes ;
- Des dépressions, des avens, des gouffres ou des fontis en surface ;
- Déformation de la surface du sol ;
- Des fissures importantes sur les infrastructures routières.

### **I-7-3- Crues et Inondations**

Les inondations peuvent se manifester sous différentes formes répertoriées en cinq grandes catégories:

- **Les inondations lentes ou crues de plaine :** qui sont des inondations à cinétique lente et concernent majoritairement les grands cours d'eau de la région.
- **Les inondations rapides ou crues torrentielles :** qui sont générées par des épisodes pluvieux intenses se produisant sur des bassins versants où les eaux de ruissellement se concentrent rapidement dans le cours d'eau, elles concernent notamment les affluents des grands cours d'eau ou les fleuves côtiers.
- Le ruissellement ;
- Les submersions marines,
- Les tsunamis.



**Figure I. 10 :** Inondations de bab el oued (Alger) en 2001.

### **I-7-4- Coulées boueuses**

Les coulées boueuses sont des phénomènes très rapides affectant des masses de matériaux remaniés, soumis à de forte concentration en eau, sur de faibles épaisseurs généralement (0-5 m). Ce type de phénomène est caractérisé par un fort remaniement des masses déplacées, une cinématique rapide et une propagation importante.

La coulée de boue est le plus rapide (jusqu'à 90 km/h) et le plus fluide des différents types de mouvements de terrain. Son comportement est intermédiaire entre celui d'un solide et d'un

liquide, et régi par les lois des domaines à la fois de l'hydraulique et de la mécanique des solides, ce qui en fait un phénomène particulier dans la famille des mouvements de terrain.



**Figure I.11:** Les coulées boueuses (Illiltén en mai 2012 Tizi-Ouzou).

#### **I-7-4-1- Les causes probables des coulées boueuses**

Les coulées boueuses ou coulées de boue sont déclenchées souvent sur des versants après de très fortes pluies (pluies torrentielle) ou fonte de neige. L'eau est la cause principale de ce phénomène.

Les coulées apparaissent dans des matériaux meubles lorsque leur teneur en eau augmente de manière importante. La mise en mouvement de ces matériaux a pour origine une perte brutale de cohésion. Ces coulées peuvent se produire à la suite d'un glissement ou d'une perte de la couverture végétale. L'eau peut pénétrer au sein des matériaux par infiltration avant le déclenchement de la coulée ou au moment de la rupture par concentration des eaux de ruissellement [2].

#### **I-7-4-2- Les différentes manifestations**

Le phénomène de coulée boueuse se manifeste presque toujours par:

- Une zone supérieure élargie (rassemblement de matériaux par exemple au pied d'un glissement, zone de départ de la coulée) ;
- un chenal d'écoulement beaucoup plus étroit et de longueur extrêmement variable (zone de transfert) ;
- Un lobe terminal (zone d'accumulation) élargi en une sorte de cône de déjection mais de profil convexe ;
- Solifluxion de matériaux boueux sur les versants.
-

### I-7-5- Le retrait-gonflement des sols argileux

Le retrait-gonflement des argiles est lié aux variations de teneur en eau des terrains argileux : ils gonflent avec l'humidité et se rétractent avec la sécheresse. Ces variations de volume induisent des tassements plus ou moins uniformes et dont l'amplitude varie suivant la configuration et l'ampleur du phénomène. Sous une habitation, le sol est protégé de l'évapotranspiration, et sa teneur en eau varie peu dans l'année. De fortes différences de teneur en eau vont donc apparaître dans le sol au droit des façades.

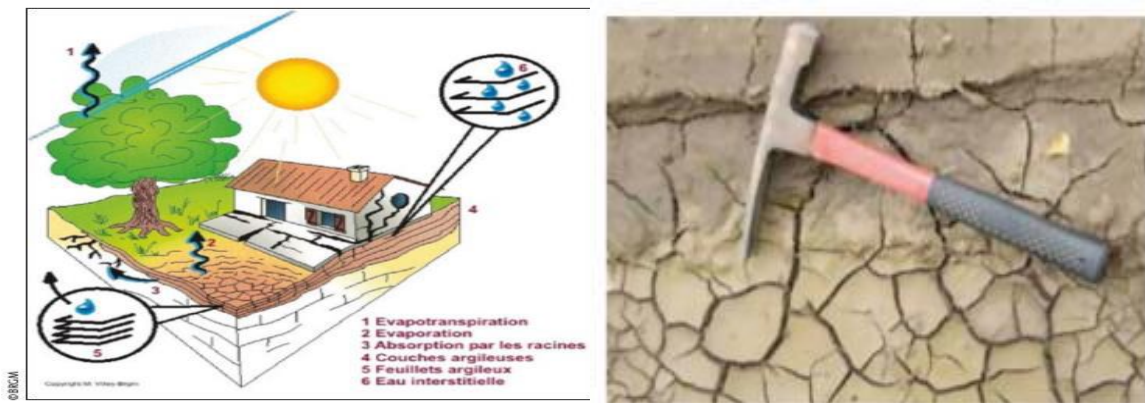


Figure I.12 : Phénomène de retrait-gonflement.

#### I-7-5-1- Les causes probables de retrait-gonflement

Les facteurs qui interviennent dans le retrait-gonflement sont :

- Caractéristiques du sol : nature, hétérogénéité ;
- La topographie de surface : elle constitue un facteur permanent de prédisposition et d'environnement qui peut conditionner la répartition spatiale du phénomène de retrait-gonflement ;
- Variations climatologiques : durée des périodes de pluie et des périodes de sécheresse ;
- Modifications de l'équilibre hydrique créées par imperméabilisation, drainage, concentration de rejet d'eau pluviale ;
- La présence de végétation : phénomène accentué par la présence importante d'arbres à proximité, qui accentuent considérablement l'ampleur du phénomène en augmentant l'épaisseur de sol asséché.

#### I-7-5-2- Manifestations du phénomène

Le phénomène se manifeste par des tassements différentiels provoquant des dommages dans les constructions si les fondations et la structure ne sont pas assez rigides. Ces dommages peuvent prendre plusieurs formes : fissurations en façade, décollements entre éléments jointifs (garages, perrons, terrasses), distorsion des portes et fenêtres, dislocation des dallages et des cloisons et, parfois, rupture de canalisations enterrées.

Les maisons individuelles sont les principales victimes de ce phénomène du fait de leur structure (légère et peu rigide, fondations superficielles).

### **I-8- Risques anthropiques**

Le risque anthropique se caractérise par un accident lié à une activité humaine (exemples : site industriel, canalisations de transport de matières dangereuses...) et pouvant entraîner des conséquences graves pour le personnel, les populations, les biens, l'environnement ou le milieu naturel [2].

#### **Il peut s'agir :**

- Des terrassements en déblais ou remblais qui modifient la topographie initiale et les équilibres de masse (compactage, cohésion, drainage des eaux, etc.) ;
- La création de fossés avec une concentration des écoulements et s'ils sont profonds, modification des pentes naturelles ;
- La création de surcharges en sommet d'un talus ou d'un versant déjà instable, décharge en pied supprimant une butée stabilisatrice ;
- La modification de la pente du versant, les fouilles et affouillements au pied du versant, le déboisement du site, etc ;
- La modification de la répartition des écoulements superficiels et souterrains de l'eau ;
- Le rejet ponctuel d'eau ;
- Arrosage et irrigation: modifie la teneur en eau du sol.

#### **I-8-1- Terrassements**

Les terrassements constituent les mouvements de terre servant de déblais ou de remblais. Ces mouvements créent des modifications des niveaux du sol et modifie ainsi la configuration du sol. Les problèmes rencontrés dans le domaine des terrassements routiers sont liés au caractère empirique des méthodes de dimensionnement en vigueur, au non-respect des études géotechniques préalables et le mode de mise en œuvre [6].

#### **I-8-2- Les déblais**

Les risques dus aux terrassements en déblais sont nombreux. Il s'agit d'éboulement ou de glissement de talus, d'éboulements de parois, déplacements ou fissurations de murs de soutènement dus à une sous-estimation de la poussée hydrostatique ou de la poussée des terres, à une surestimation de la butée en pied ou de la traction des ancrages, la décompression ou le gonflement du sous-sol, les vibrations produites par les compactages.

Les dégradations des talus peuvent être de différentes natures:

- **Nature géologique** : la reconnaissance de la nature géologique du terrain, et les accidents affectant les formations géologiques (failles,...) est primordiales pour le

dimensionnement des pentes de talus et la définition des mesures de confortement convenable ;

- **Nature hydrologique/hydraulique:** les infiltrations des eaux entraînent d'une part, une désorganisation des matériaux et un changement de leurs caractéristiques intrinsèques, d'autre part elles exercent une pression interstitielle dans la formation géologique entraînant une dégradation des caractéristiques géotechniques ;
- **Nature géométrique:** l'inadaptation de la pente avec les caractéristiques géotechniques et l'excavation des butées naturelles ou artificielles en pied.

### **I-8-3-Les remblais**

Les terrassements en remblais sont souvent confrontés à des anomalies de stabilité et des déformations. Les risques dus aux terrassements en remblais sont entre autre les glissements ou tassements excessifs à la suite d'un mauvais choix de matériau ou à la mise en œuvre vicieuse (compactage ou traitement du sol insuffisant), ou bien en raison de la faible résistance ou de la forte compressibilité du sous-sol d'assise, les défauts d'ancrages et de drainage à flanc de coteaux. La surcharge de hauts remblais peut provoquer le soulèvement d'ouvrages mitoyens.

### **I-8-4- Tassements**

L'action des charges de fondation sur le géomatériau d'assise modifie son état initial. Cela peut y produire des déformations subverticales, les tassements, dont la répartition, l'amplitude, et les effets dépendront de la position de l'ouvrage dans le site, de ses dimensions, de sa forme et de sa masse, de la rigidité de sa structure ainsi que des caractéristiques de ses fondations. Si le matériau est relativement homogène et les charges régulièrement réparties et d'intensité modérée, le tassement est uniforme et n'affecte presque pas l'équilibre de l'ouvrage et l'état des contraintes dans sa structure ; mais dans la plupart des cas, en raison de l'hétérogénéité du matériau et/ou des charges, de la dissymétrie géométrique et/ou mécanique de la structure, le tassement diffère selon le point d'appui, ce qui affecte plus ou moins l'équilibre et/ou l'état des contraintes dans le matériau et provoque une certaine distorsion de la structure.

### **I-9- Méthodologie générale d'analyse du risque**

Le risque constitue aujourd'hui un thème central dans nos sociétés [2], car il représente une préoccupation majeure des citoyens et des pouvoirs publics. Le risque nous ne pouvons pas le mesurer directement à l'aide d'un instrument, mais nous pouvons mesurer l'ampleur du phénomène. Il est nécessaire de présenter les différentes méthodes de l'étude de risque [3].

**I-9-1- Analyse de risque**

C'est l'étude minutieuse, précise faite pour dégager les éléments qui constituent un ensemble, pour l'expliquer, l'éclairer: Faire l'analyse de la situation. L'utilisation systématique d'informations pour identifier les facteurs de risque et pour estimer le risque d'utilisation des informations disponibles pour identifier les phénomènes dangereux et estimer les risques [2]. L'analyse d'un risque géotechnique nécessite les étapes suivantes, illustrées ci-après:



**Figure I.13 :** Méthodologie générale : étape d'une analyse de risque.

**I-9-2-Approche déterministe**

L'approche déterministe a généralement été adoptée dans les domaines à haut risque. Elle consiste à recenser les événements pouvant conduire à un scénario d'accident en recherchant le pire cas possible et en affectant une gravité extrême à ses conséquences potentielles. Par conséquent, les sous-systèmes critiques (systèmes de sauvegarde, de protection et de prévention) sont dimensionnés pour éviter toute défaillance dangereuse et organisés rigoureusement selon une stratégie de défense en profondeur.

**I-9-3-Approche probabiliste**

L'approche probabiliste fait intervenir le calcul de probabilités relatives à l'occurrence d'événements faisant partie du processus de matérialisation d'un scénario d'accident donné. Il s'agit d'une approche complémentaire qui permet d'analyser le dispositif de défense en profondeur décidé à l'issue d'une approche purement déterministe.

**I-9-4- Méthodes qualitatives et Méthodes quantitatives****I-9-4-1 Méthodes quantitatives**

Les analyses quantitatives sont supportées par des outils mathématiques ayant pour but d'évaluer la sûreté de fonctionnement et entre autres la sécurité. Cette évaluation peut se faire par des calculs de probabilités (par exemple lors de l'estimation quantitative de la probabilité d'occurrence d'un événement redouté) ou bien par recours aux modèles différentiels probabilistes tels que les Chaines de Markov, les réseaux de pétri, les automates d'états finis, etc. Les analyses quantitatives ont de nombreux avantages car elles permettent:

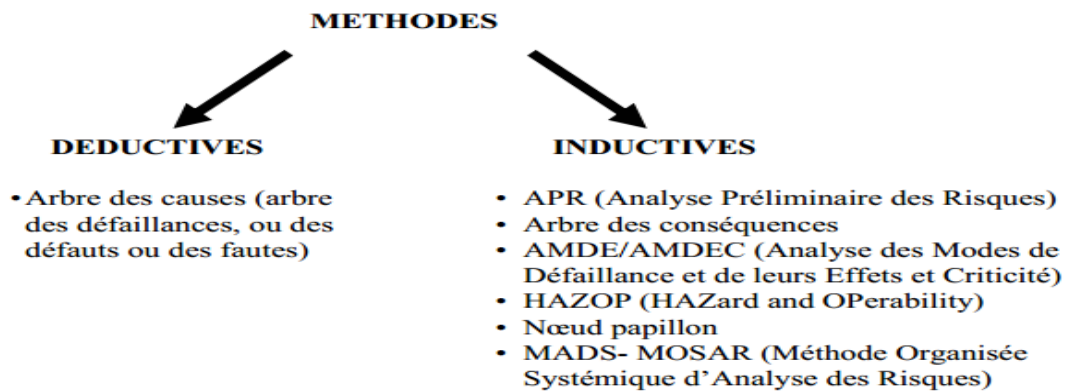
- D'évaluer la probabilité des composantes de la sûreté de fonctionnement.
- De fixer des objectifs de sécurité.
- De juger de l'acceptabilité des risques en intégrant les notions de périodicité des contrôles, la durée des situations dangereuses, la nature d'exposition, etc.
- D'apporter une aide précieuse pour mieux juger du besoin d'améliorer la sécurité.
- De hiérarchiser les risques.
- De comparer et ensuite ordonner les actions à entreprendre en engageant d'abord celles permettant de réduire significativement les risques.
- De chercher de meilleure coordination et concertation en matière de sécurité entre différents opérateurs (sous systèmes interagissant) ou équipes (exploitation, maintenance, etc).

**I-9-4-2 Méthodes qualitatives**

L'application des méthodes d'analyse de risque qualitatives fait systématiquement appel aux raisonnements par induction et par déduction. La plupart des méthodes revêtent un caractère inductif dans une optique de recherche allant des causes aux conséquences éventuelles. En contrepartie, il existe quelques méthodes déductives qui ont pour but de chercher les combinaisons de causes conduisant à des événements redoutés.

L'APR, l'AMDEC, l'Arbre de Défaillances ou l'Arbre d'Evénements restent des méthodes qualitatives même si certaines mènent parfois aux estimations de fréquences d'occurrence avant la classification des risques. Le principe de ces méthodes consiste à partir d'une cause d'anomalie (défaillance, erreur humaine, agression externe, etc.) et à déterminer les scénarios d'évènements qui en résultent et/ou l'ensemble de ses conséquences possibles. La démarche inductive suppose la connaissance des causes et l'investigation des effets qu'elles sont susceptibles de provoquer [3]. Dans la démarche déductive, on se base plutôt sur la connaissance préalable des effets et on cherche justement à remonter causalement jusqu'aux

origines de leur occurrence. Généralement, on part des événements redoutés, et on essaye de trouver leurs causes principales [3].



### **I-10- Critères de choix d'une méthode d'analyse de risque**

Nous avons retenu l'essentiel des critères pesant dans la mise en œuvre d'une méthode plutôt qu'une autre dans l'étude d'un système donné [34]:

- Domaine de l'étude.
- Stade de l'étude (spécification, conception, ..., démantèlement).
- Perception du risque dans ce domaine.
- Culture de la Sûreté de Fonctionnement de l'organisation.
- Caractéristiques du problème à analyser.
- Niveau envisagé de la démonstration de la sécurité.
- Savoir-faire des intervenants.
- Nature des informations disponibles (spécifications du système et de ses interfaces, contraintes, etc.).
- Retour d'expérience et base de données disponibles.
- Moyens humains, logistiques et autres.
- Délais et autres contraintes de management de projet.

Toutefois, l'utilisation séparée d'une seule méthode d'analyse de risque peut ne pas apporter une démonstration définitive de la réalisation des objectifs de sécurité. En effet, il est nécessaire de combiner plusieurs méthodes pour une meilleure complétude et une bonne cohérence en termes de résultats.

**I-10-1- Télédétection appliquée au milieu naturel****I-10-1-1- Introduction**

La télédétection est la discipline scientifique qui regroupe « l'ensemble des connaissances et des techniques utilisées pour déterminer des caractéristiques physiques et biologiques d'objets par des mesures effectuées à distance, sans contact matériel avec ceux-ci » [35]. Cela inclut « l'observation, l'analyse, l'interprétation et la gestion de l'environnement à partir de mesures et d'images obtenues à l'aide de plates-formes aéroportées, spatiales, terrestres ou maritimes » [35]. Par ailleurs, l'écologie est « la discipline scientifique qui s'intéresse à l'étude des relations entre les organismes et leur environnement » [35]. De manière tout à fait générale, la télédétection spatiale permet une observation homogène, exhaustive, répétée et sans interférence entre l'observateur et la cible, du comportement spectral de l'ensemble d'un système écologique, à une échelle spatiale donnée. Parallèlement, les applications de la télédétection se sont multipliées, dans de nombreux domaines de la météorologie et de la climatologie, de l'océanographie, de la cartographie ou de la géographie. Quel que soit le domaine d'applications considérées, une bonne interprétation des documents de télédétection ou une bonne utilisation des données numériques nécessite la compréhension des principes physiques sur lesquels est fondée la technique de télédétection employée [5].

**I-10-1-2-Le système d'information géographique (SIG)**

Le SIG est un outil informatique permettant de définir un environnement de gestion et d'exploitation de données localisées dans l'espace. Il intègre des machines et des réseaux, des logiciels et des bases de données de la télédétection (images, cartes,...) [36].

La gestion de l'information graphique et notamment le dessin assisté par ordinateur (DAO) sous Autocad qui a fourni un standard de format de données graphiques (format DXF) que de nombreux SIG intègrent dans les modules d'importation de données pratiques.

**I-11-Conclusion**

Dans ce chapitre, on a pu expliquer différents phénomènes naturels, dont la majorité des terrains est concernée par le risque de mouvement de terrain, avec des fréquences variables. Leur répartition spatiale est guidée par la topographie et par la géologie mais aussi par les eaux souterraines, qui ont une influence majeure sur le comportement des ouvrages géotechniques. Leur occurrence est très marquée par les variations climatiques mais peut aussi être liée à des secousses sismiques ou encore être induite par les actions anthropiques.

Le risque fait partie intégrante de la gestion de projet. Il est donc essentiel de mettre en place un plan de management des risques, et ce dès les premières étapes du lancement du projet.

Cela permet d'identifier, de prévenir et de limiter ces risques en anticipant leur traitement grâce à la mise en œuvre d'actions préventives et correctrices. C'est une phase essentielle qui nous permettra de minimiser les pertes de temps et d'argent, et nous préparerons à gérer efficacement le risque lorsqu'il surviendra.

Les méthodes qualitatives d'analyse de risques permettent d'identifier les événements dangereux ou les enchaînements d'événements dangereux pouvant conduire à une situation à risques, ainsi que les causes et les conséquences de ces événements. Elles sont qualitatives puisqu'elles conduisent à une estimation des conséquences des événements dangereux et non à un chiffrage de ces conséquences comme c'est le cas pour des méthodes quantitatives.

De nombreuses méthodes qualitatives d'analyse de risques ont été développées ; peuvent se différencier dans un premier temps par leur typologie : Qualitative ou quantitative, lorsqu'une analyse quantitative peut suivre une analyse qualitative ; Inductive, lorsque l'approche part des événements élémentaires pour aboutir à l'événement indésirable, ou déductive, lorsque l'approche part de l'événement indésirable et remonte aux causes d'origine ; Le point de départ de toute analyse de risque est la connaissance de l'organisation fonctionnelle du système étudié. Les méthodes permettant d'obtenir la description du fonctionnement d'un système.

La télédétection est une technique permettant l'observation du rayonnement diffusé ou émis par la surface de la Terre. Ces observations traduisent la nature, l'état, la variation spatiale et temporelle des propriétés des objets présents à la surface terrestre. À titre d'exemple, l'étendue des surfaces en eau, la rugosité, l'humidité des sols et leur changement de nature, sont des informations présentes dans ces observations.

Donc vu l'impact des risques géotechnique sur les projets et l'importance de la réglementation nécessitent une veille attentive pour partager la connaissance, capitaliser l'information, fédérer tous les acteurs de la sécurité, et faciliter les mises à jour.

Dans le cadre de notre étude, on s'intéressera au risque de glissement du terrain sur le sol et sur le cadre du bâti.

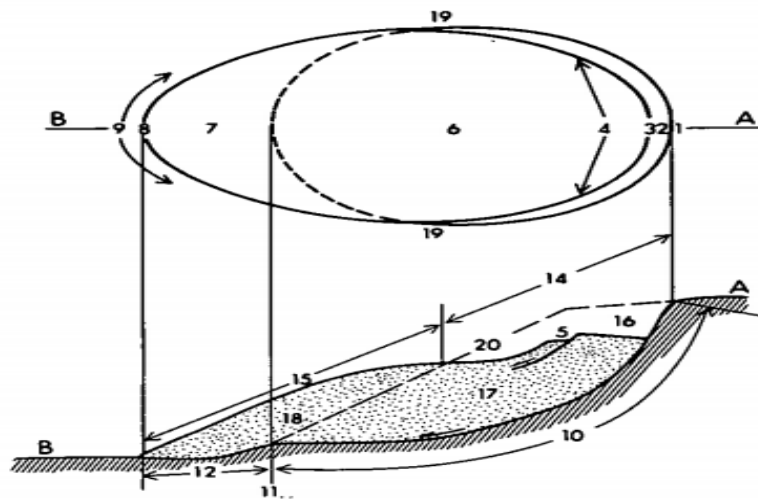
## **Chapitre II**

# **Glissements de terrain et méthodes d'analyse statique**



pendant le déplacement se dilate. Par la suite, en 1990 un autre block typique de glissement de terrain avait été proposé par l'association internationale des ingénieurs géologues pour identifier leurs différentes caractéristiques (Figure II.2). Le diagramme se compose de deux parties, l'une en bas et l'autre en haut, dont les numéros renvoient aux caractéristiques spécifiques indiquées ci-dessous :

- ✓ **Une partie supérieure** : Elle est définie par le plan d'un glissement de terrain typique. Sachant que la ligne pointillée, indique la surface de rupture sur la surface du sol d'origine et l'étendue du matériau déplacé ;
- ✓ **Une partie inférieure** : C'est la partie la plus stable où les hachures indiquent un sol non perturbé.



**Figure II.2.** Caractéristiques du glissement de terrain d'après International Association of Engineering Geology IAEG 1990 (Cruden et Varnes, 1996).

- (1) **Couronne** : zone située audessus de l'escarpement principal, souvent peu affecter par les désordres. Seules quelques fissures ou crevasses témoignent de la mise en traction des terrains dans cette zone ;
- (2) **Escarpement principal** : surface inclinée ou verticale souvent concave, limitant le glissement par son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissement ;
- (3) **Top** : le point le plus élevé du contact entre le matériel déplacé et l'escarpement principal.
- (4) **Tête** : limite en amont du glissement, et plus précisément, partie où le matériel glisse se trouve en contact avec l'escarpement principal.
- (5) **Escarpement secondaire** : cicatrice semblable à l'escarpement principale, mais visible dans la masse remaniée ; ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.

- (6) **Corps** : la partie des matériaux déplacés qui recouvre la surface de rupture.
- (7) **Pied** : correspond à l'intersection en aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.
- (8) **Tip** : le point du toe le plus éloigné du Top.
- (9) **Toe** : zone aval du matériel déplacé.
- (10) **Surface de rupture** : surface séparant la masse glissée des terrains en place.
- (11) **Pied de la surface de rupture** : intersection entre la partie inférieure de la surface de rupture et la surface de terrain initial.
- (12) **Surface de séparation** : surface du terrain original recouvert par le pied du glissement
- (13) **Matériel déplacé** : matériel déplacé de sa position originale par le mouvement de terrain.
- (14) **Zone de déplétion** : zone dans laquelle le matériel déplacé, se localise sous la surface du terrain initial.
- (15) **Zone d'accumulation** : zone où le matériel déplacé se trouve au-dessus de la surface topographique initiale.
- (16) **Surface arrachée** : le volume compris entre l'escarpement principal, la masse arrachée, et la surface topographique initiale.
- (17) **Masse arrachée** : le volume des matériaux recouvrant la surface de rupture et se localisant sous la surface du terrain initial.
- (18) **Accumulation** : le volume des matériaux déplacés recouvrent la surface topographique initiale.
- (19) **Flanc**: limite latérale du glissement prolongeant l'escarpement principal.
- (20) **Surface du terrain initial** : surface topographique initiale ou originale, surface du versant qui existe avant le glissement.

Selon Flageollet (1988) [12], la forme de la surface de rupture permet de définir trois types de glissements, à savoir glissements de type rotationnel, glissements transrotationnels, glissements en plan.

- ✓ **Glissements de type rotationnel** : en général de volume limité, ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux et silteux, dont la surface de glissement est circulaire, plongeant presque verticalement dans la niche d'arrachement ;
- ✓ **Glissement rotationnel simple** est fréquent sa surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre.

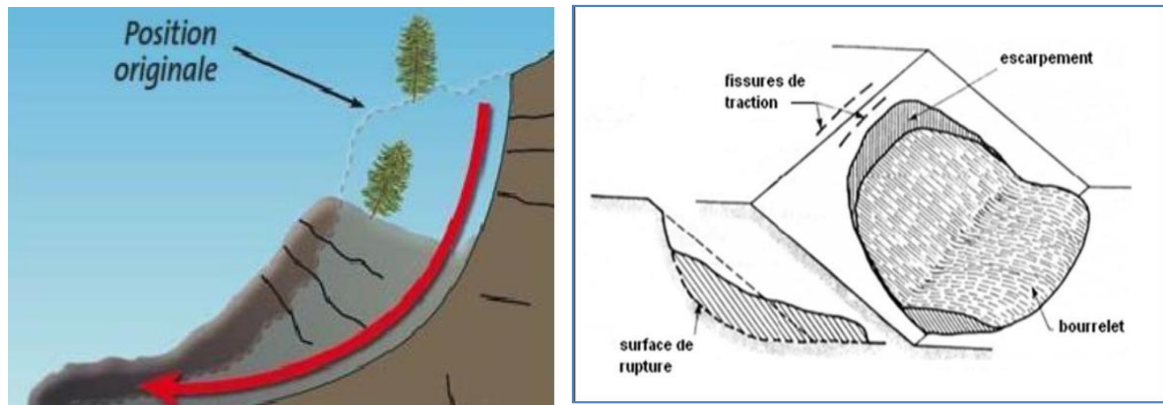


Figure II.3. Glissement rotationnel (dont la ligne de glissement peut être assimilée à un cercle).

Glissements successifs



Figure II.4: Glissement rotationnel de Tala-Tegana Tizi-Ouzou, 2012.

✓ **Glissement rotationnel complexe**

Il s'agit de glissement multiple (emboîtés), les un dans les autres dus à la suppression de la butée provoqué par le glissement précédent, ce qui entraîne ainsi les glissements successifs.

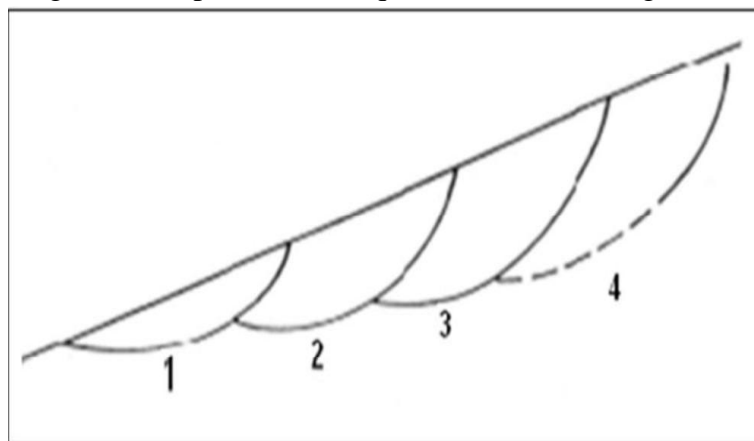


Figure II.5. Glissements successifs emboîtés.

- ✓ **Glissements transrionnels:** le plus souvent, ces ensembles de couches stratifiées affectées par ce type, suivant une zone de faiblesse, à savoir, le pendage stratigraphique, discontinuité stratigraphique, schistosité, plan de fissure ;
- ✓ **Glissements en plan :** en général, ce genre de glissement affecte des formations spécifiques, les plus sujettes à ce genre de glissement. Parmi eux, nous citons les zones de flysch, les schistes Marno-Calcaires ou les Schistes métamorphiques dont la taille de glissements est très variable, la surface allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés. L'épaisseur des masses en mouvement atteint fréquemment plusieurs dizaines de mètres.

En générale, la ligne de rupture suit une couche de mauvaise caractéristiques sur la quelle s'exerce d'ailleurs souvent l'action de l'eau. (Figure II.6).

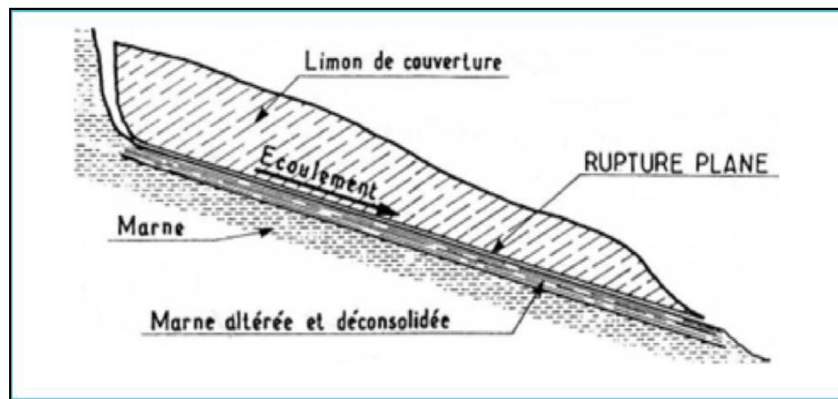


Figure II.6 : Glissements en plan

### II- 3 Notion du coefficient de sécurité

Le facteur de sécurité représente le facteur pour lequel la résistance au cisaillement est en équilibre avec l'effort de cisaillement ( $\tau$ ) (c.-à-d., la pente est dans un état d'équilibre stable limite). Les procédures employées pour exécuter de tels calculs sont connues en tant que procédures d'équilibre limite. Le facteur de sécurité est défini en ce qui concerne la résistance au cisaillement du sol comme :

$$F = \frac{\bar{\tau}}{\tau} \quad (\text{II.1})$$

Où :  $\bar{\tau}$  est la résistance au cisaillement disponible et  $\tau$  est l'effort de cisaillement d'équilibre.

L'effort de cisaillement d'équilibre est l'effort de cisaillement exigé pour maintenir une pente stable et il s'exprime à partir de l'équation (II.2) :

$$\tau = \frac{\bar{\tau}}{F} \quad (\text{II.2})$$

Pour calculer le facteur de sécurité, une surface de glissement est supposée. Une ou plusieurs équations d'équilibre statique sont employées pour calculer les contraintes et le facteur de sécurité pour chaque surface supposée.

La surface de glissement qui correspond à un facteur de sécurité minimal est la surface de glissement critique, et elle est la surface de glissement la plus probable.

Il est communément pratique d'employer les directives empiriques suivantes pour des évaluations de la stabilité de pente (tableau II-1):

FS	Directives pour l'équilibre de limite d'une pente
Inf. à 1.00	Non sécurisé (pente instable)
1.00 – 1.25	Sécurité incertaine (contestable)
1.25 – 1.40	Satisfaisant pour les ouvrages peu importants Incertain pour des barrages où la rupture sera catastrophique
Sup. à 1.40	Satisfaisant pour des barrages

**Tableau II-1** : Directives empiriques pour l'évaluation de stabilité de pente.

#### II-4 Les méthodes d'analyse statique de la stabilité d'une pente

Dans la mesure où l'analyse de la stabilité des pentes a toujours été une préoccupation cruciale dans l'ingénierie géotechnique, de nombreuses méthodes sont proposées pour évaluer quantitativement la stabilité d'une pente à l'aide du facteur de sécurité FOS [36] [37]. Parmi elles, la méthode de l'équilibre limite (LEM) établies par Duncan, 1996 [38], la méthode de réduction de la résistance au cisaillement (SSRM) et la méthode des contraintes de surface de glissement (SSSM), dont une synthèse est donnée par certains chercheurs (Duncan 1996, Durville et Sève 1996, Yu et al. 1998, Abramson et al. 2002, Khemissa et al. 2006, Jibson 2011.....).

L'analyse de stabilité consiste alors à rechercher la surface de rupture la plus défavorable, qui correspond à un coefficient de sécurité minimum. La définition la plus typique du FOS a été proposée par Bishop (1955). Par la suite, elle a été utilisée par d'autres auteurs tels que Janbu (1957), Morgenstern et Price (1965), Spencer (1967) et Sarma (1973).

L'avantage de la LEM est sa simplicité selon Duncan (1996), Chen et al. (2001). Ces méthodes basées sur la théorie de l'équilibre limite ne peuvent pas impliquer le comportement contrainte-déformation du sol et nécessitent des hypothèses sur la forme de la surface de

rupture (circulaire, log-spirale, linéaire par morceaux, etc.) à l'avance [39] . Elle se limite généralement au critère Mohr-Coulomb.

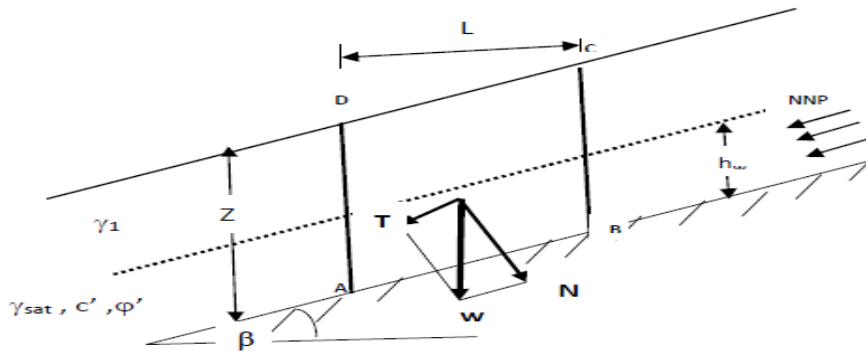
$$\bar{\tau} = c + \sigma \tan \varphi \quad (II.3)$$

Où  $c$ ,  $\varphi$  et  $\sigma$  sont respectivement la cohésion, l'angle de frottement interne et la contrainte normale au point de la surface de glissement.

**II-4-1 Méthodes de calcul à la rupture (rupture Plane ou rotationnelle)**

**- Glissement plan**

Soit une pente indéfinie d'inclinaison  $\beta$  dans un sol ayant pour caractéristique :



- Poids volumique :  $\gamma_1$  au dessus de la nappe et  $\gamma_{sat}$  au dessous de la nappe
- Cohésion  $c'$
- Angle de frottement interne  $\varphi'$
- Par symétrie les réactions sur AD et BC sont égales et opposées.

- Le poids  $W = [\gamma_1(Z - h_w) + \gamma_{sat}h_w] \cdot L$  (II.4)

Ce qui peut s'écrire sous la forme :

$$W = L \cdot \sum_0^Z \gamma \cdot h \quad (II.5)$$

$h$  : étant l'épaisseur d'une couche quelconque et  $\gamma$  sont poids volumique apparent.

- Décomposons  $W$  en des composantes normales  $N$  et tangentielle  $T$  :

$$N = L \cos \beta \sum_0^Z \gamma \cdot h \quad (II.6)$$

$$T = L \sin \beta \sum_0^Z \gamma \cdot h \quad (II.7)$$

- La pression interstitielle sur la facette AB est :

$$u = \frac{\gamma_w h_w L \cos \beta}{\frac{L \cdot 1}{\cos \beta}} \quad (II.8)$$

$$\cos \beta = \frac{S}{S_1}, S_1 = \frac{S}{\cos \beta}, (S=L \cdot 1) \quad (II.9)$$

- $u$  : est perpendiculaire à la surface  $S_1$  :

$$u = \gamma_w \cdot h_w \cdot \cos^2 \beta \quad (II.10)$$

- La résultante  $U = u \cdot AB$ . Orienté sur la normale à AB :

$$U = \gamma_w \cdot h_w \cdot L \cdot \cos \beta \quad (\text{II.11})$$

- On sait que :

$$\sigma' = \sigma - u \quad (\text{II.12})$$

- Finalement la résistance maximale (contrainte de cisaillement) mobilisable en cisaillement le long de AB et d'après l'équation de COULOMB.

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (\text{II.13})$$

$$R = \tau \cdot S_1 \quad (\text{II.14})$$

$$R = c \cdot AB + (\sum N - u) \tan \phi \quad (\text{II.15})$$

$$\text{Soit : } R = c \frac{L}{\cos \beta} + (\sum_0^z \gamma \cdot h - \gamma_w \cdot h_w) L \cdot \cos \beta \tan \phi \quad (\text{II.16})$$

Et le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture le long du plan situé à la profondeur « Z » est donné par la formule suivante :

$$F_s = \frac{R}{T} = \frac{c + (\sum_0^z \gamma \cdot h - \gamma_w \cdot h_w) \cos^2 \beta \cdot \tan \phi}{\sin \beta \cos \beta \sum_0^z \gamma \cdot h} \quad (\text{II.17})$$

- Nous avons étudié le cas général avec poussée d'écoulement. S'il n'y a pas de nappe le poids volumique peut être considéré comme constant.

- Donc on aura :

$$F_s = \frac{c + \gamma \cdot Z \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \phi}{\gamma \cdot Z \cdot \sin \beta \cos \beta} \quad (\text{II.18})$$

-Si le sol est une argile saturé dans un comportement à court terme :

$$\text{et } \phi = \phi_u = 0 \quad (\text{II.19})$$

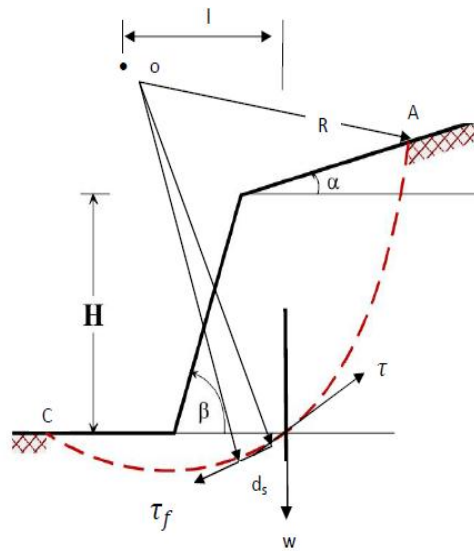
$$F_s = \frac{c_u}{\sin \beta \cos \beta \sum_0^z \gamma \cdot h} \quad (\text{II.20})$$

-Si le sol est pulvérulent :

$$F_s = \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \quad (\text{II.21})$$

- **Glissement rotationnel (circulaire)**

- Nous examinerons le risque de rupture circulaire d'un talus dont l'angle avec l'horizontale est « $\beta$  ».



- La masse de la surface glissante est « w ».

-

- à l'équilibre  $W \cdot L = R \int_C^A \tau \, ds$  (II.22)

-

- selon l'état d'équilibre limite de COULOMB, pour que le sol soit en état d'équilibre il faut que :

$$\tau < \tau_f (\tau_f = c + \sigma \tan \varphi) \quad (II.23)$$

- donc le coefficient de sécurité par définition est :

$$F_S = \frac{R \int_C^A \tau_f \, ds}{R \int_C^A \tau \, ds} \quad (II.24)$$

$$F_S = \frac{\sum_C^A \text{des moments résistants}}{\sum_C^A \text{des moments moteurs}} \quad (II.25)$$

- Le moment moteurs comme celui du poids des terres « w » et des surcharges éventuelles tendant à provoquer le glissement.

- Le moment résistant comme ceux des réactions s'opposant globalement au glissement.

- Méthode des tranches de FELLENIUS

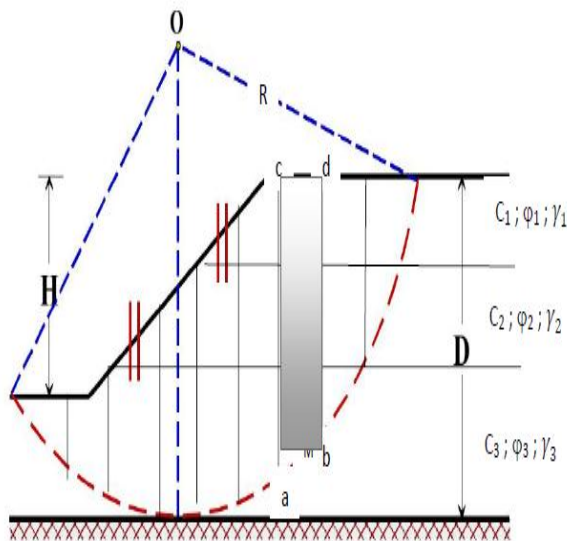
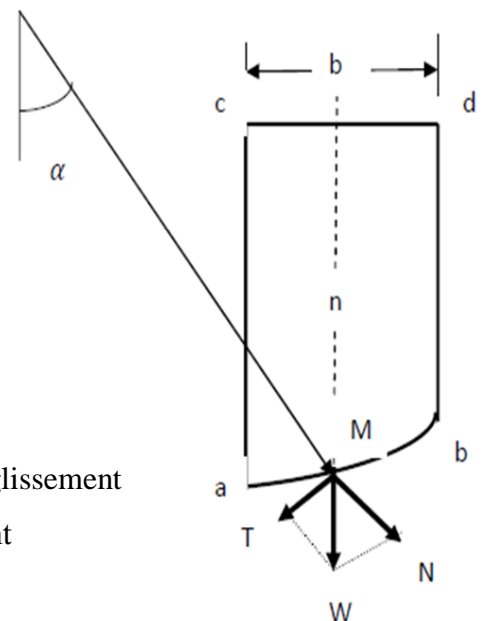


Figure II.7 : Découpage en tranches d'un talus

- Il convient de réaliser le découpage de telle façon que l'intersection du cercle de glissement et d'une limite de couche corresponde à une limite entre deux tranches.
- L'étude de l'équilibre de l'une de ces tranches (on suppose que la surface de la tranche est hors d'eau). « hors d'eau : qui n'est plus exposé aux dégâts causés par l'eau ».
- Pour avoir l'équilibre de la tranche on a 5 inconnus, mais la statique ne nous donne que 3 équations.
- Pour résoudre le problème Fellenius a fait une hypothèse qui simplifie considérablement le problème à savoir que les seules forces qui agissent sur l'arc « ab » étant « W » et « R », à l'exception des forces internes qui s'annulent entre elles.

• Hypothese de Fellenius

- Décomposant le poids « W » en une force normale à l'arc « ab » en « N » et une force tangentielle à l'arc « ab » en « T ».
- Pour une tranche :
- Nous définirons par rapport au centre « o ».
- Le moment moteur comme celui du poids des terres « w » et (des surcharges éventuelles) tendant à provoquer le glissement
- Les moments résistants comme ceux des réactions s'opposant globalement au glissement de la tranche, à savoir moment de  $R_n$  ;  $H_{n-1}$  ;  $H_{n+1}$  ;  $V_{n-1}$  ;  $V_{n+1}$ .
- Le coefficient de sécurité FS est défini comme le rapport :



$$F_S = \frac{\sum_A^B \text{moments résistant maximaux}}{\sum_A^B \text{des moment moteur}} \quad (\text{II.25})$$

- Dans ces conditions, le moment résistant maximal est fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de  $R_n$ .

- D'après la loi de COULOMB, celle-ci s'écrit :

$$(R_n)t = c_i \cdot ab + \widehat{N} \tan \varphi_i \quad (\text{II.26})$$

La somme des moments pour toutes les tranches est

$$M = \sum_1^n R_i \cdot [c_i \cdot ab + \widehat{N} \tan \varphi_i] \quad (\text{II.27})$$

$n$ : nombre total des tranches

$c_i, \varphi_i$ : Caractéristiques mécaniques de la tranche dans la quelle est situé l'arc « ab ».

- D'autre part le moment moteur est du à « T » est égal à « T.R », pour « n » couches  $\sum_1^n R_i \cdot T$  (II.28)

$$\text{Donc :} \quad F_S = \frac{\sum_1^n [c_i \cdot ab + \widehat{N} \tan \varphi_i]}{\sum T} \quad (\text{II.29})$$

### Remarque.

1) le sol est homogène,  $C = C_{te}$ ,  $\varphi = C_{te}$ , la formule (II.29) devient , en appelant « L » la longueur développée de la surface de rupture :

$$F_S = \frac{C \cdot L + \tan \varphi \sum_1^n N}{\sum_1^n T} \quad (\text{II.30})$$

2) avec les notations définies sur la fig. 5.4.2, la formule peut s'écrire sous la forme :

$$F_S = \frac{\sum_1^n [c_i \cdot \frac{b}{\cos \alpha} + W \cdot \cos \alpha \tan \varphi_i]}{\sum_1^n W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{II.31})$$

- Les paramètres géométriques intervenant dans le calcul de FS sont alors :

- La largeur de la tranche « b »,

- L'angle  $\alpha$  que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.

- La hauteur de la tranche pour le calcul de « W ».

Trois possibilités de résolution s'offrent à l'ingénieur.

- Méthodes manuelles.

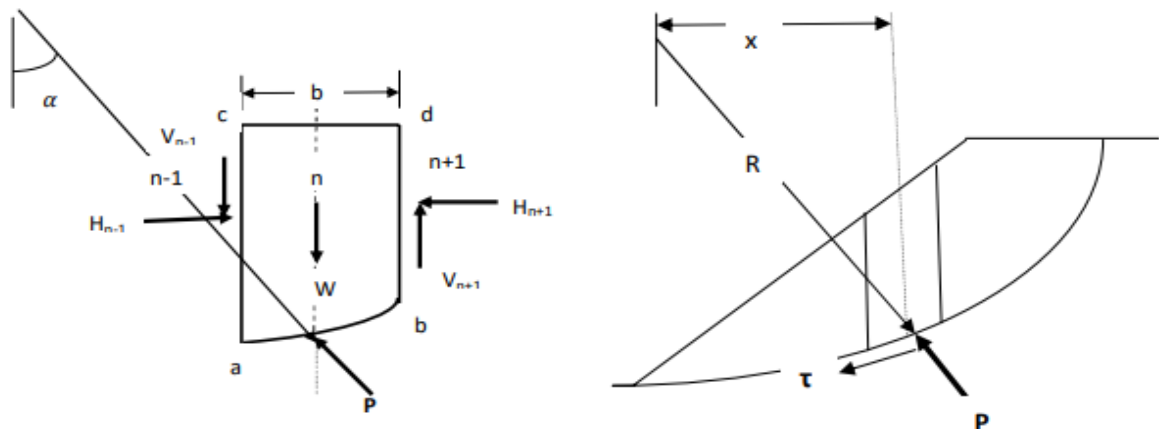
- Calcul sur ordinateur.

- Abaque.

Cercle N°	Coordonnée du centre X= xi ; Y= yi					Rayon R=Ri
N° de la tranche	Poids W	N (W.cos α)	T(W.sin α)	C.L. ou cb/cos α	N.tan φ	Observation
1						Rappel $F_s = \frac{\sum C.L + \sum N.tan \varphi}{\sum T}$
2						
3						
Total			$\sum T$	$\sum C.L$	$\sum N.tan \varphi$	$F_s$

Pour le calcul on adoptera des tableaux du type ci-après

- **Méthode de BISHOP simplifiée (1954).**



- Les composantes  $V_{n-1}$  ;  $V_{n+1}$  et  $H_{n-1}$  ;  $H_{n+1}$  des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur l'arc « ab » donc influencent la réaction  $R_n$ .

W : poids de la tranche.

$V_{n-1}$  ;  $V_{n+1}$  : réactions verticales totales sur les faces latérales

$H_{n-1}$  ;  $H_{n+1}$  : réactions horizontales totales sur les faces latérales

P : réaction normale totale sur la surface de glissement

P' : réaction normale effective sur la surface de glissement

$\tau$ : Résistance au cisaillement réellement mobilisable le long de la surface de glissement.

u: Pression interstitielle au niveau de la surface de glissement.

$F_s$  : Coefficient de sécurité.

$X$  : Distance de l'axe vertical de la tranche au centre du cercle.

$b$  : Largeur de la tranche.

$l$  : Longueur de courbe de glissement recoupée par la tranche.

$c'$  : Cohésion effective du sol le long de l'arc « ab ».

$\phi'$  : Angle de frottement interne effectif du sol le long de m'arc « ab ».

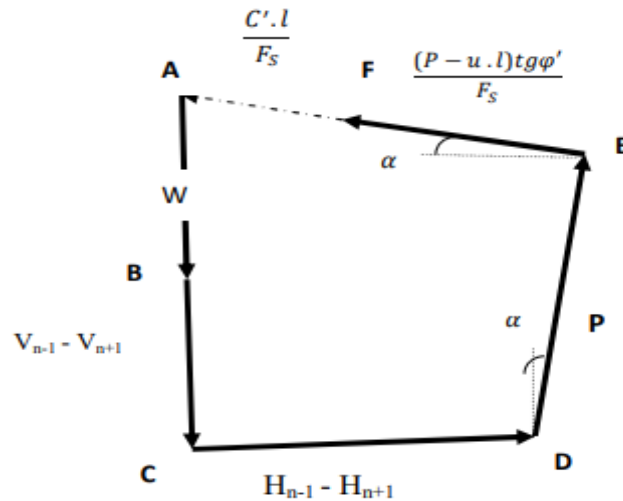
- Prenons le coefficient de sécurité réel du cercle sur les caractéristiques mécaniques.

$$\frac{\hat{c}}{F_s} \text{ et } \frac{\tan \phi'}{F_s} \tag{II.32}$$

- La résistance maximale au cisailent le long de « AB ».

$$\tau = \frac{\hat{c}.l}{F_s} + \frac{(P-u.l) \tan \phi'}{F_s} \tag{II.33}$$

- Puisque la tranche est en équilibre donc le polygone des forces doit être fermé.



- On projetant les forces sur la verticale on peut écrire :

$$(\hat{p} + u..l) \cos \alpha + \left( \frac{\hat{c}.l}{F_s} + \frac{\hat{p}. \tan \phi'}{F_s} \right) \sin \alpha = W + V_{n-1} - V_{n+1} \tag{II.34}$$

- D'autre part, le coefficient de sécurité s'exprime également comme le rapport des moments résultants et des moments moteurs.

$$F_s = \frac{R. \sum_1^n [C.l + (p-u.l) \tan \phi']}{\sum W.x} \tag{II.35}$$

$$X = R. \sin \alpha : F_s = \frac{\sum_1^n [c.l + (p-u.l) \tan \phi']}{\sum_1^n w. \sin \alpha} \tag{II.36}$$

En posant :  $l = b \cos \alpha$  et combinant (II.35) et (II.36), on obtient :

$$F_S = \frac{1}{\sum_1^n W \cdot \sin \alpha} \cdot \sum \frac{[W + (V_{n-1} - V_{n+1}) - u \cdot b] \tan \phi + c \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \tan \frac{\phi}{F_S}} \quad (\text{II.37})$$

- Méthode de BISHOP simplifiée  $(V_{n-1} - V_{n+1}) = 0$  (II.38)

$$F_S = \frac{1}{\sum_1^n T} \cdot \sum \frac{[W - u \cdot b] \tan \phi + c \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \phi}{F_S}} \quad (\text{II.39})$$

- Pour déterminer  $F_S$ , il faut procéder par interpolation successives, car  $F_S$  figure aux deux membres de l'équation, on prend pour première valeur de  $F_{S0}$ , le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenuis.

**- Choix des coefficients de sécurité**

- Il vaut mieux attacher au coefficient de sécurité une valeur probalitique. L'expérience a montré, qu'à condition bien sur qu'il n'y ait pas d'erreur grossière sur les hypothèses de calcul.

- Les talus étaient toujours stable si  $F_S > 1,4$ .

- Le glissement était pratiquement inévitable si  $F_S < 1,0$ .

**- Les diagrammes de conception**

Les diagrammes de stabilité de la pente sont utiles pour l'analyse préliminaire. Les solutions de diagramme fournissent également des moyens rapides pour vérifier les résultats des analyses détaillées. Des ingénieurs sont encouragés à employer ces diagrammes avant d'employer un programme informatique pour déterminer la valeur approximative du FS-STAT pendant qu'il permet le contrôle des solutions générées par ordinateur. L'inconvénient de ces diagrammes de conception est que la plupart d'entre eux sont fait pour un sol idéal et homogène, qui ne se produit pas dans la pratique.

**- Les concepts probabilistes**

Des approches probabilistes consistent à rendre probabiliste les méthodes classiques de calcul à la rupture en introduisant au niveau des paramètres du modèle les lois statistiques les concernant et qui rendent compte de leur variabilité naturelle. Il s'en suit l'obtention, non pas d'un coefficient de sécurité mais d'un histogramme à partir duquel peuvent être définies diverses valeurs de probabilité d'avoir par exemple  $F \leq 1$  ou  $F \leq 1,3$ .

Il existe d'autres méthodes purement probabilistes où le concept probabiliste intervient au niveau des mécanismes de rupture eux-mêmes et qui impliquent une connaissance précise de ceux-ci, ce qui est très rare.

### - Les méthodes de calcul en déformation (éléments finis)

Avec le développement des techniques informatiques et de la théorie de la plasticité des sols, les programmes d'éléments finis FEM ont fait de grands progrès dans le domaine non linéaire. Son prétraitement et son post-traitement sont de plus en plus pratiques et le facteur de sécurité des pentes est un indicateur significatif et fiable de la stabilité d'une pente. Cette méthode ne tient pas compte de la notion du facteur de sécurité et se propose d'évaluer les contraintes et déformations aux nœuds des éléments.

L'utilisation de la méthode des éléments finis pour la résolution des problèmes de géotechnique a débuté en 1966 ; Clough et Woodward (1966).

## II-5 Choix des méthodes d'analyse d'équilibre limite

La géométrie et les emplacements relatifs des différents types de sol et des formes des surfaces de glissement dictent en général la méthode choisie pour déterminer la stabilité d'une pente. Dans beaucoup de cas, particulièrement pour un projet important, plusieurs méthodes devraient être employées pour évaluer la stabilité.

(1). Pour des pentes longues uniformes où la surface de rupture est parallèle à la surface du sol, les équations simples de pente infinie sont assez précises

(2). Pour les surfaces de rupture planaires peu profondes qui ne sont pas parallèles à la surface du sol, l'approche simplifiée de Janbu donnera des résultats fiables.

(3). Pour les surfaces de rupture planaires, une analyse de bloc peut être employée pour déterminer le facteur de sécurité statique et l'emplacement de la surface de rupture critique. Une exactitude plus élevée peut être obtenue au moyen d'une solution d'équilibre limite global.

(4). Pour les surfaces qui peuvent être rapprochées par des arcs des cercles, des études préliminaires sont facilitées en employant des diagrammes de stabilité. Pour une plus grande exactitude, la méthode de Bishop simplifiée peut être employée.

(5). Pour des surfaces de glissement de formes arbitraires, des études préliminaires peuvent être effectuées en utilisant la procédure simplifiée de Janbu et les facteurs de correction. Pour des études plus précises, le procédé généralisé de Janbu, le procédé du Spencer, la méthode de Morgenstern-Price, ou la méthode de Sarma sont valables pour une analyse plus rigoureuse.

## II.6 Cas des glissements des terrains observés à travers l'Algérie

Au cours de ces dernières années, plusieurs régions en Algérie, ont été affectées par des mouvements de terrains d'ampleurs variables et notamment de glissements de terrain. L'abondance de ce phénomène est essentiellement observée dans la partie nord de l'Algérie, où des investissements économiques importants ont été effectués ou ils sont en cours de

réalisation cas de l'autoroute Est-Ouest et les projets d'habitation. La partie nord fait l'objet de plusieurs études géologiques et géotechniques détaillées, (Benaïssa et al., 1989 [39]; Machane et al., 2008 [40]; Djerbal and Melbouci, 2012 [41]; Bougdal et al., 2013 [40] ; Guirous and Dubois, 2014 [41] ; Bourenane et al., 2015 [42]; Laribi et al., 2015 [43]; Hadji et al., 2016 [44]; Meziani, B et al., 2017 [45])

D'après les statistiques de recherches effectuées, l'occurrence des glissements de terrains dépende d'une combinaison de plusieurs facteurs, principalement l'eau qui joue un rôle essentiel en modifiant les propriétés chimiques de la roche et de sol par réhydratation, ce qui rend le terrain moins résistant. En outre, nous citerons d'autres causes notamment la topographie très accidentée, la nature lithologique, finalement, la situation proche d'une faille sismique importante qui accentuent le risque de glissement de terrain.

Nous pourrions citer différents cas de glissements qui ont affecté certaines localités du Nord du pays d'Est en Ouest, parmi lesquels, les régions de Tizi-Ouzou, Alger, Constantine, Mila, Jijel, et Sétif. Comme exemple on va donner, dans ce qui suit, deux cas de glissement de terrain, qui prennent place dans des localités, géographiquement différentes à savoir le domaine externe et celle interne, qui sont déjà publiés, afin d'avoir une idée sur de les mécanismes qui contrôlent les instabilités des talus au Nord Algérie.

#### - **La région de Tizi-Ouzou**

Plusieurs communes appartenant à la région de Tizi-Ouzou ont été touchées par des glissements de terrain, à savoir Tighzirt, Iflissen, Mizrana, Makouda, Freha, Ain El Hamam, Talla Alam, et Pole D'excellence.

Du point de vue géologique, la région de Tizi-Ouzou fait partie du domaine interne et tellien de la chaîne Maghrébines, constitués principalement de « Flyschs du crétacé » : le faciès kabyle, le faciès numidien, le faciès tellien, et le quaternaire. Les endroits affectés par ces glissements sont caractérisés par une pente faible varie entre 10° et 30°, leur réactivation s'accroît en période pluvieuse (Guirous et al. 2014) [41]. On peut citer à titre d'exemple le glissement de Ain El Hammam.

La localité d'Ain El Hammam est située à 50 km au Sud Est de la ville de Tizi-Ouzou, les premiers signes d'instabilité ont débuté en Décembre 1969 ensuite en 2009 et 2012 après de fortes pluies. Le glissement a affecté un versant de nature essentiellement schisteux et micacés surmontés d'une couche épaisse d'argile-limoneuse avec une inclinaison comprise entre 40° et 60° en direction du Sud, étendu sur une superficie moyenne de l'ordre de 23,5 ha. La longueur maximale de la masse du sol en mouvement entre la couronne et le pied est

supérieure à 700 m et sa largeur au niveau de centre-ville, même la surface et la profondeur de la zone instable ont bien évolué (Djeral, L. et Melbouci, B., 2012) [41].

Suite aux fortes pluies enregistrées en mars 2012, un versant de pente moyenne de  $10^\circ$  a été déstabilisé par un glissement de terrain, touchant plusieurs constructions nouvelles, provoquant des coupures de routes et des dommages dans les maisons. Les couches de sols concernées sont constituées principalement en surface par des couvertures de dépôts argileux et des débris de schiste sur un substratum marneux Djeral et Melbouci, 2013 [46].

## **II-7 Conclusion**

Les glissements de terrain se produisent dans de nombreuses régions du monde et peuvent s'étendre sur plusieurs km tels que les coulées boueuses. Ils peuvent avoir des accélérations brutales sous l'action de facteurs de déclenchement divers (augmentation de la pression interstitielle, secousses sismiques,...). Leur comportement reste du fait peu prévisible, ce qui constitue des menaces aux populations et aux infrastructures.

Plusieurs méthodes ont été proposées pour l'étude statique des pentes. La méthode de Fellenius donne des résultats pessimistes par rapport à la méthode détaillée de BISHOP. Les écarts sur  $F_s$  peuvent atteindre 10 %. Toute fois, ceux-ci sont modérés et vont dans le sens de sécurité. La méthode de Fellenius qui a l'avantage de la simplicité peut donc être utilisée dans tous les cas courants. Pour l'étude de la stabilité des barrages en terre il est souhaitable d'utiliser la méthode de BISHOP simplifiée.

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.

## **Chapitre III**

# **Glissements de terrain sous sollicitations Sismiques**

### **III-1- Introduction**

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

### **III- 2- Les risques sismiques**

On appelle tremblement de terre ou séisme toute secousse (vibration de la surface de la Terre) ou série de secousses plus ou moins violentes du sol. Le séisme se traduit essentiellement par une rupture brutale au sein de l'écorce terrestre selon différents types de failles et de mécanismes, et par une émission d'ondes élastiques (longitudinales ou de cisaillement) dont l'énergie mise en jeu est évaluée par la magnitude. Par conséquent, les mouvements de la croûte terrestre génèrent des ruptures ayant pour conséquence la mise en vibration du sol. Les conséquences de ces effets seront prises en compte dans les calculs (choix des spectres par exemple), puisqu'ils entraînent des effets directs (effets de site) sous forme de mouvements forts (à proximité de l'épicentre) ou de mouvements faibles (loin de l'épicentre), et des effets induits sous forme de grandes déformations conduisant à des liquéfactions et des mouvements de terrain (glissements, éboulements, tassements et affaissements...).

Quand l'énergie du séisme est supérieure à la capacité de vibration du terrain, alors celui-ci devient instable et se rompt. D'où la création de nouvelles fractures qui peuvent engendrer des glissements de terrain.

Selon l'origine du séisme, on distingue les séismes d'origine tectonique et ceux d'origine non tectonique.

- Les séismes d'origine tectonique sont directement liés aux mouvements de l'écorce terrestre le long de failles. ω'est les plus importants (95 % des séismes enregistrés), les plus destructeurs et peuvent affecter de grandes superficies.
- Les séismes d'origine non-tectonique peuvent être provoqués par des éruptions volcaniques, l'effondrement de cavités souterraines naturelles ou par de gros glissements de terrain. Ces séismes sont en général de faible intensité et concernent des superficies limitées.

Dans la plupart des régions sismiques du monde, les séismes de magnitude supérieure à 4 sont susceptibles de déclencher des glissements de terrain. Dans le courant du 20<sup>ème</sup> siècle, Keefer (1984) puis Rodriguez et al (1999) ont dénombré entre 100 000 et 1 000 000 de mouvements de versant générés par des séismes : ce sont essentiellement les chutes de blocs, les glissements rotationnels des sols et les glissements de masses des sols fragmentés ou déstructurés.

En Algérie, Durant les dernières années, l'accroissement régulier des secousses dans la région ainsi que l'apparition de phénomènes dynamiques ont conduit à fragiliser les couches superficielles. En outre, La présence de nombreuses failles et discontinuités tectoniques majeures dans la région soulève l'hypothèse de mécanisme de séismes induits, pouvant jouer un rôle important dans le chargement dynamique des couches superficielles.

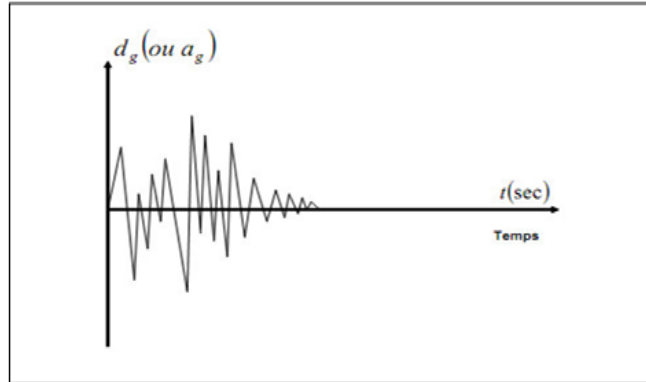
### **III-3- Les effets du séisme sur les sols**

Lorsqu'une onde sismique se propage dans le sous sol, ses effets en surface sont amplifiés ou décroissent en fonction de plusieurs facteurs :

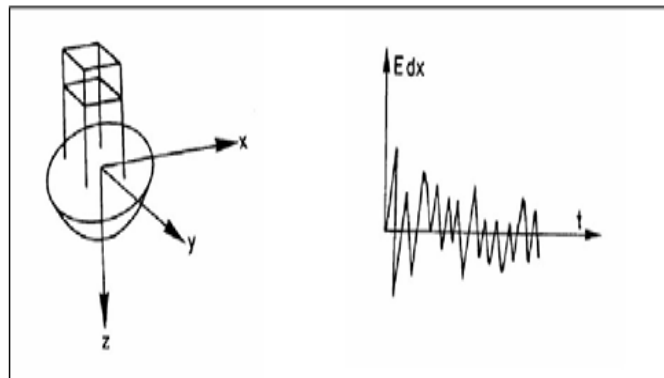
- La distance au lieu de rupture (le foyer du séisme ou épicentre) ;
- Les effets du site dus au comportement souvent non linéaire des ondes dans les couches géologiques superficielles peu consolidées.

Les ondes sismiques générées lors du séisme sont responsables des effets destructeurs. La connaissance des caractéristiques de ces différents types d'ondes et de leurs conditions de propagation permet de prévoir leur action sur un sol. Parmi les principales ondes sismiques, les ondes P (les premières arrivées, les plus rapides) soumettent le sous sol à la compression et des dilatations successives. Les ondes S (les secondes arrivées) font bouger le sous sol suivant un mouvement cisailant. Comme, elles se propagent dans tout le milieu, on les appelle les ondes de volume. D'autres ondes se propagent uniquement à la surface de la terre. De ce fait, elles ont une amplitude plus grande que les ondes de volume et provoquent la majorité des dégâts. Ce sont les ondes de Rayleigh et les ondes de love : on les appelle les ondes de surface. L'action d'un tremblement de terre se traduit par un déplacement du sol, variable dans le temps  $dg(t)$ , qui implique des composantes de translation  $U(t)$  et de rotation  $\theta(t)$

alternées. L'action sismique peut être aussi déterminée à l'aide de l'accélération du sol (ou accélérogramme)  $a_g(t)$  en translation et en rotation. Les composantes de rotation ont généralement des effets négligeables. La composante de translation verticale est plus faible que les composantes horizontales. Le principal effet du tremblement de terre est donc un mouvement horizontal du sol (Garcia 2007). Pour les ingénieurs, les paramètres les plus utiles sont soit les lois de déplacements du sol  $d_g(t)$  et des accélérogrammes  $a_g(t)$  (Figure III. 1), soit des données plus globales, appelées spectres de réponse, établies à partir de ces accélérogrammes.



**Figure III.1** : Enregistrement du mouvement du sol.



**Figure III.2** : Décomposition de l'action.

Lorsqu'on applique à un système un séisme sous forme d'un accélérogramme  $a_g(t)$ , l'équation de mouvement d'oscillations forcées est la suivante (Principe fondamental de la dynamique) :

$$M \ddot{U}(t) + C \dot{U}(t) + K U(t) = -M a_g(t) \tag{III.1}$$

Où  $\ddot{U}(t)$ ,  $\dot{U}(t)$  et  $U(t)$  sont respectivement l'accélération, la vitesse et le déplacement de l'oscillateur simple à l'instant  $t$ . L'oscillateur simple est caractérisé par sa période propre  $T = 2\pi(M/K)^{1/2}$  (sa fréquence d'oscillation  $f = 1/T$  ou sa pulsation  $\omega = 2\pi f$ ) et par son amortissement relatif  $\xi = C/C_0$ , avec  $C_0$  étant l'amortissement critique tel que si  $C > C_0$  l'oscillateur retourne au

repos sans oscillation (amortissement important), si  $C < C_0$  l'oscillateur s'amortit avec des oscillations périodiques sinusoïdales ; Le comportement des oscillateurs est considéré comme élastique linéaire et est déterminé pour un amortissement relatif constant et égal à 5% (art. 3.4 et art. 5.2.3.3 note (a) du RPA. 2003). L'équation (III.1) peut donc être résolue (détermination de  $\ddot{U}(t)$ ,  $\dot{U}(t)$  et  $U(t)$ ) soit analytiquement (intégrale de Duhamel) soit numériquement. D'abord il faut chercher l'amplitude maximale de la réponse de l'oscillateur simple en accélération, en vitesse ou en déplacement. Les résultats sont ensuite reportés dans un graphique en fonction de la période  $T$  ou de la fréquence  $f$  ; Ce calcul est ensuite appliqué à de multiples oscillateurs simples, en faisant varier leurs périodes propres  $T$ . La série de valeurs discrètes  $S(T_i)$  obtenues représente le spectre de réponse d'une variable physique donnée  $S$  correspondant à l'accélérogramme  $ag(t)$ . Lorsque la variable  $S$  est une accélération, on note  $A(T)$ . Si l'oscillateur est infiniment rigide ( $K \rightarrow \infty$ ,  $T=0$ ) : l'oscillateur subit alors l'accélération maximale du sol  $A_{\max}$  sans déformation. Si l'oscillateur est infiniment flexible ( $K=0$ ,  $T \rightarrow \infty$ ), l'oscillateur ne subit aucune accélération mais subit exactement le déplacement maximal du sol  $D_{\max}$  (mouvement d'un corps rigide).

### **III-4 Types d'effets sismiques**

Lors d'un tremblement de terre, trois types d'effets peuvent être observés sur un site :

- a) Amplification des mouvements sismiques communiqués par le substratum rocheux, ce qu'on appelle effets de site.
- b) Déclenchement de grands mouvements de terrain ou d'eau, c'est-à-dire des effets induits.
- c) Jeu de faille en surface.

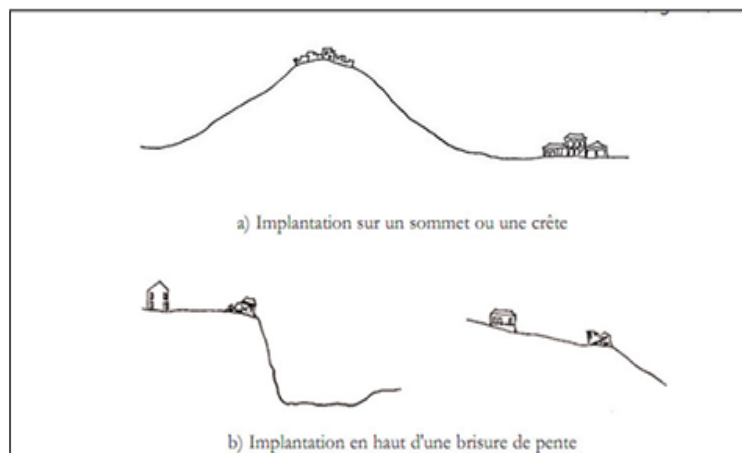
#### **• Effets de site**

A part les effets directs du séisme ainsi que les effets induits, il existe encore les effets de site qui sont considérés comme un type d'effet supplémentaire lié principalement aux conditions géomorphologiques du site. Plus précisément, quand un signal sismique traverse un relief ou un bassin sédimentaire, les ondes sismiques piégées dans le massif de versant ou dans la couche de sédiment conduisant à des réflexions d'onde multiples. Des phénomènes d'interférence entre ces ondes auront lieu alors plusieurs fois. Ce phénomène conduit à des modifications des caractéristiques du signal sismique comme son amplitude, sa durée et son contenu fréquentiel.

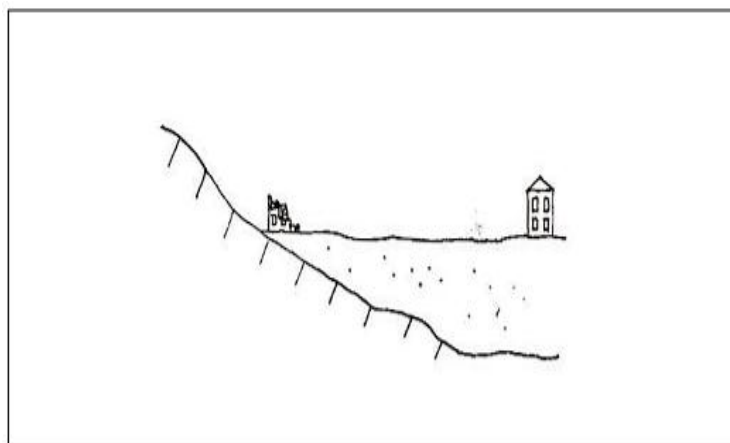
Certaines caractéristiques de site peuvent considérablement amplifier les oscillations du sol. Les bâtiments qui y sont implantés peuvent parfois subir des charges sismiques jusqu'à cinq fois plus élevées que les constructions similaires situées dans une zone moins dangereuse. Les destructions y sont donc fréquentes.

L'amplification se produit essentiellement :

- sur les reliefs et en haut d'une brisure de pente (Figure III.3).
- à la frontière entre des sols rocheux et des sols mous (Figure III.4).



**Figure III.3 :** Situations donnant lieu à un effet de site topographique qui amplifie les oscillations du sol.



**Figure III.4 :** Implantation à la frontière entre le rocher et des sols mous : action sismique plus importante.

**• Effets induits**

Ces effets peuvent provoquer la perte de toute construction, parasismique ou non. Dans la plupart des cas, il est impératif d'en tenir compte dans les études de vulnérabilité. Il s'agit principalement des phénomènes suivants :

**a. Liquéfaction**

La liquéfaction des terrains granulaires (sables, limons) saturés d'eau : Le passage d'une onde sismique provoque dans certaines formations géologiques la perte de résistance d'un matériau sableux saturé en eau liée à une augmentation de la pression interstitielle engendrée par les déformations cycliques. La déconsolidation brutale du matériau se traduit par la

déstructuration du sol, rendant particulièrement instables les constructions reposant sur ces formations (figure III.5). Le phénomène de liquéfaction concerne certaines formations géologiques, définies par :

- leur nature : sables, limons, vases.
  - leur cohésion : formations peu compactes
  - leur degré de saturation en eau : la formation doit être saturée en eau
  - leur granulométrie : granulométrie uniforme, comprise entre 0,05 et 1,5 mm
- La liquéfaction est donc effective lorsque les pressions interstitielles avoisinent la pression de confinement, diminuant ainsi (jusqu'à annuler) les contraintes effectives du matériau.

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

$$\tau_R = (\sigma - u) \tan \varphi \quad (\text{III.2})$$

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

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

$$\tau_R = (\sigma - u) \tan \varphi = 0 \quad (\text{III.3})$$

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

- Une énergie de vibration importante (forte tremblement de terre), nécessaire pour élever significativement la pression interstitielle  $u$ .
- un sable fin à moyen, de densité peu élevée, à grains arrondis (faible cohésion) et saturé en eau. Cette dernière circonstance se rencontre le plus souvent lorsque des loupes ou couches de sable sont comprises entre des couches d'argile imperméable. La sensibilité d'un sol au phénomène de liquéfaction est déterminable par des essais de laboratoire.



**Figure III.5** : Phénomène de liquéfaction.

**b- Mouvement des versants**

Si les ondes sismiques se propagent à travers une région montagneuse, d'une part elles dégradent les qualités mécaniques des matériaux, et d'autre part elles peuvent être amplifiées en termes de durée et d'amplitude sous l'action des effets de site topographiques. La combinaison de ces effets menace alors la stabilité des versants. Une fois que l'instabilité survient, surtout quand elle touche une zone urbanisée, les dégâts peuvent être encore plus dévastateurs que les effets directs du séisme. De tels mouvements gravitaires peuvent entraîner une destruction totale d'une ville, voire d'une région urbanisée (Figure III.6a). Parfois, la masse glissée forme un barrage naturel sur une rivière (Figure III.6b), qui est alors à l'origine d'inondation en amont. Généralement, si l'on ne procède pas à la vidange de la retenue par creusement d'un chenal au sein du barrage, pompages dans la retenue ou creusement d'une galerie dans l'un des versants, le barrage viendra à se rompre, créant une crue dévastatrice pour l'aval sur des dizaines de kilomètres. L'évaluation de la stabilité des pentes sous la sollicitation dynamique est très importante. En général, il y a 4 méthodes de calcul : la méthode pseudo-statique, la méthode de déplacement, la méthode de contrainte-déformation et la méthode statistique et semi empirique. Il est important de noter que l'évaluation de la stabilité des pentes doit être réalisée avec la prise en compte des effets de site. En effet, dans la région montagneuse, le signal sismique peut être fortement modifié sous l'action des conditions géomorphologiques spécifiques du site. L'omission de ces effets peut conduire à des sous-estimations considérables.



**Figure III.6a.** Glissement de Las Colinas (El Salvador, Amérique Centrale) déclenché par le séisme du 31 janvier 2001,  $M_w=7.6$  (cliché USGS)



**Figure III.6b.** Le glissement de Tangjiashan sur la rivière de Jian, déclenché par le séisme de Sichuan (12-05-2008,  $M_w=7.9$ ) a formé un lac artificiel de 240 million  $m^3$  et a mis en danger 1.3 million d'habitants des villes de Beichuan et Mianyang en aval (Cojean et al. 2009).

### C) - Jeu de faille en surface

La rupture de faille apparue en surface se traduit par des rejets verticaux et des décrochements horizontaux pouvant endommager les constructions.

#### d)- Émergence de la faille à la surface terrestre

Il existe une relation entre l'énergie dissipée au foyer et la taille de la surface entrée en rupture. Si cette rupture atteint la surface terrestre, elle peut engendrer des déplacements majeurs. Ces déplacements verticaux ou horizontaux de la surface terrestre peuvent aggraver les dommages aux structures présentes en surface, voire modifier fortement le paysage. L'émergence en surface de la faille peut généralement se produire pour les séismes de magnitude supérieure à 6. Particulièrement pour les grands séismes liés à une faille normale ou inverse, les modifications de paysage peuvent être très importantes comme le cas du séisme à Taiwan en 1999 (Figure III.7).



**Figure III.7.** Déplacement vertical associé à l'émergence d'une faille lors du séisme de Chi-Chi à Taiwan,  $M_w=7.6$ , en 1999 (photo de IRSN/AFPS).

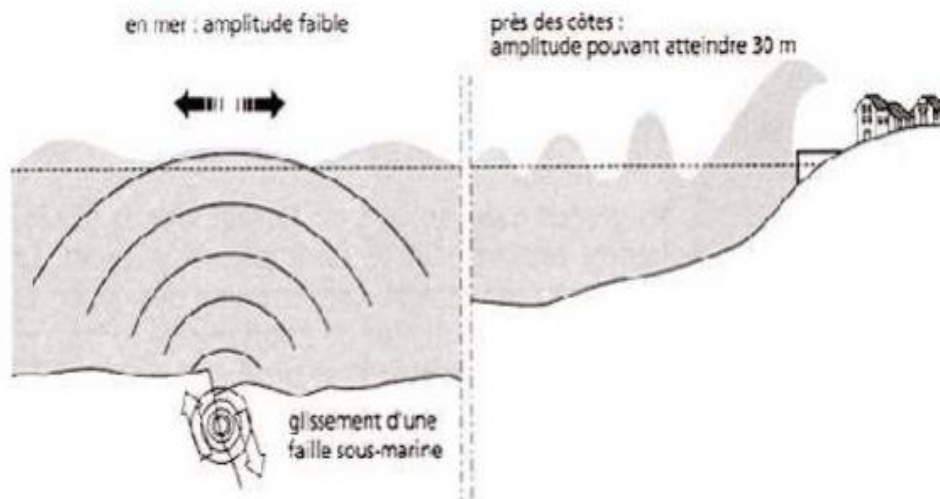
**e)- Tsunami et seiche**

Dans le cas de grands séismes sous-marins, l'émergence d'une faille peut modifier de façon importante la topographie du fond marin. Il peut en résulter un déplacement brutal d'un grand volume d'eau qui engendre une onde dans l'océan. En domaine de grands fonds, cette onde a une amplitude faible, une grande longueur d'onde et une vitesse très grande, mais en approchant des terres, l'onde rencontre des fonds de plus en plus superficiels et l'amplitude de la vague augmente : le tsunami finit par inonder la côte. Il peut provoquer d'énormes dégâts sur les côtes où il se manifeste par une baisse du niveau de l'eau et un recul de la mer dans un premier temps, puis une élévation rapide du niveau des eaux pouvant atteindre 60 m, provoquant un courant puissant capable de pénétrer profondément à l'intérieur des terres lorsque le relief est assez plat. À titre d'exemple, le tsunami déclenché par le séisme de magnitude 9.0, le 11 mars 2011 sur la côte Pacifique du Tohoku (Japon) (figure III.8a), est un des tsunamis les plus dévastateurs du monde. Le séisme de magnitude 9.0 par lui-même n'est responsable que de peu de victimes et dégâts grâce à la qualité des constructions parasismiques japonaises. Mais l'ampleur de cette catastrophe résulte essentiellement du tsunami qui s'ensuivit et qui est responsable de plus de 90 % des 18 079 morts et disparus, des blessés et des destructions de structures, ainsi que de l'accident nucléaire de Fukushima à l'origine de dégâts pérennes pour la santé des habitants et pour l'environnement.

- on appelle seiche le ballonnement de l'ensemble de l'eau dans un bassin ou réservoir, naturel ou artificiel (fig. III.8b). Les seiches peuvent également endommager les constructions situées au bord du plan d'eau.



**Figure III.8a** : Ville de Miyako (Japon) frappée par le tsunami provoqué par le séisme du 11 mars 2011 (Mw=9.0) sur la côte Pacifique du Tohoku (Photo du journal électronique The Atlantic).



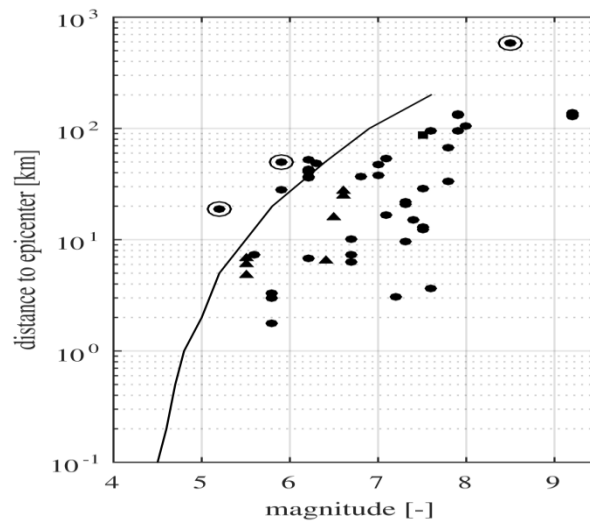
**Figure III.8b) Seiche** : ballonnement de l'ensemble du volume d'eau d'un réservoir naturel ou artificiel

### III-5 Relation entre les séismes et mouvements de terrain

Une question est posée : Tous les séismes peuvent-ils déclencher des mouvements de terrain? Pour répondre à cette question, Keefer a recensé et analysé tous les mouvements de terrain déclenchés par des séismes à travers le monde entre 1811 et 1980. Il a ainsi pu définir des corrélations entre les caractéristiques des séismes qui génèrent des mouvements de terrain et celles des mouvements de terrain induits :

**1ère observation** : la plupart des instabilités sont déclenchées par des séismes de magnitude modérée à élevée, typiquement supérieure à 5 (Figure III.9). Cette notion de « magnitude minimale » ou seuil de magnitude est toutefois à considérer avec prudence car elle ne tient pas compte de l'état de stabilité du versant avant le séisme. Cet état, souvent mal connu, résulte de toute l'histoire des « chargements » (séismes, fortes précipitations) subis par le versant au cours des jours voir des années qui ont précédé le séisme. Dans un versant en limite de stabilité, un séisme, même de magnitude modérée, peut suffire à déclencher une instabilité

**2ème observation**: la plupart de ces mouvements de terrain ne se produisent pas au-delà d'une certaine distance à la source du séisme qui dépend de la magnitude du séisme considéré. Plus la magnitude d'un séisme est forte, plus il est capable de déclencher des mouvements de terrain à grande distance de l'épicentre (Figure III.9).



**Figure III.9 :** Corrélation entre la magnitude d'un séisme et la distance entre l'épicentre du séisme.

Plus la magnitude du séisme est forte, plus il est capable de déclencher des mouvements de terrain à grande distance de l'épicentre. La courbe noire est « la courbe enveloppe » qui englobe tous les mouvements de terrain déclenchés par des séismes.

### III-6 Les caractéristiques de ces mouvements de terrain

Les séismes déclenchent généralement des mouvements de terrain superficiels. Toutefois, le volume des instabilités peut parfois atteindre plusieurs millions de  $m^3$  comme ce fut le cas lors du séisme du 31 Mai 1970 au Pérou : l'avalanche rocheuse du Nevado Huascarán, d'un volume estimé à 50 million de mètres cubes de roches, de glace et de neige, a parcouru une distance exceptionnelle de plus de 16,5 km, à une vitesse estimée à 210-280 km/h. Cette avalanche rocheuse a fait 20 000 victimes dans les villages de Ranrahirca et de Yungay situés dans la vallée. L'intensité des mouvements de terrain déclenchés par les séismes peut être caractérisée par :

- Le volume de matériaux déplacés par le mouvement ;
- la mobilité de ces matériaux lors du mouvement ;
- l'aire recouverte par les matériaux après l'arrêt du mouvement.

Les travaux de Keefer (1984) [47] ont montré que cette « intensité » dépend de la magnitude du séisme considéré : plus la magnitude du séisme est forte, plus l'intensité des mouvements de terrain qu'il déclenche peut être grande. Certains séismes peuvent même réactiver d'anciens mouvements de terrain comme ce fut le cas lors du séisme du 12 Janvier 2010 en Haïti : ce séisme a déclenché environ 4500 mouvements de terrain jusqu'à une distance de 46 km de l'épicentre. Sur les 1273 mouvements de terrain recensés comme actifs avant le séisme de 2010, 572 ont été réactivés par le séisme de 2010

### **III-7 Caractérisation 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. 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 III.1).

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

**Tableau III.1 :** Echelle MSK (Medvedev, Sponheuer et Harnik, 1964)

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

Les grandeurs maximales : accélération  $a_{\max}$ , vitesse  $V$  et déplacement  $d$  déduits d'un accélérogramme sont pris en compte pour caractériser la violence d'un séisme, mais ne sont pas à elles seules caractéristiques de celui-ci.

### III-8 Mécanisme de génération des séismes

Les séismes, dans leur quasi-totalité, sont dus aux mouvements des plaques tectoniques terrestres (figure III.10). On distingue généralement trois types de mouvements (Yelles Chaouche, 1993) [48]:

- 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.

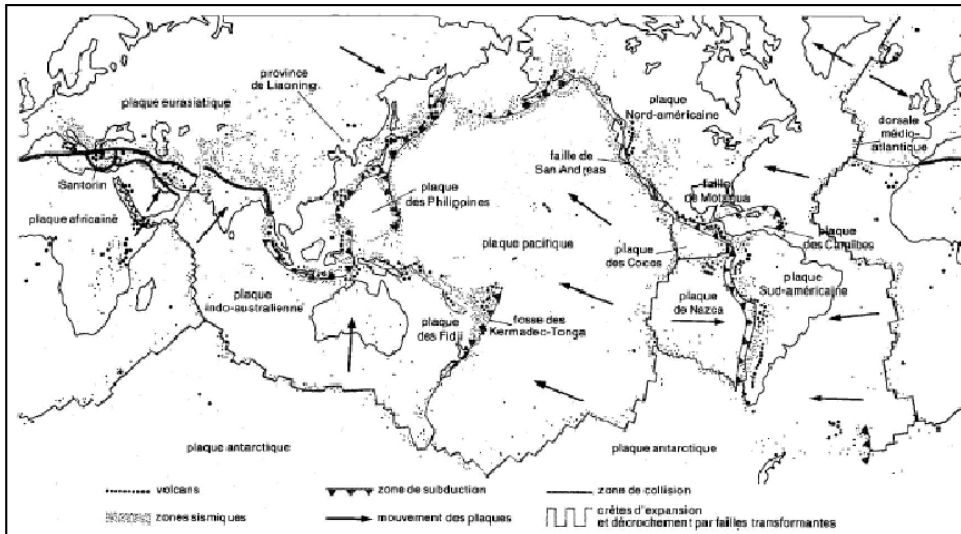


Figure III.10 Principales plaques tectoniques et leurs liaisons avec les séismes récents (petits points) ainsi que les volcans (gros points).

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 III.11). 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).

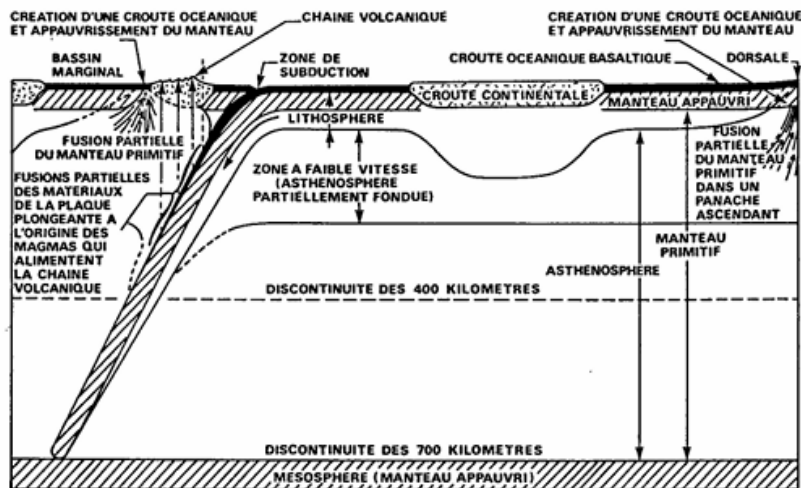


Figure III.11 : Plaques lithosphériques.

### III-8-1- 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 III.8). 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) [49] :

- 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 coulissage 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.

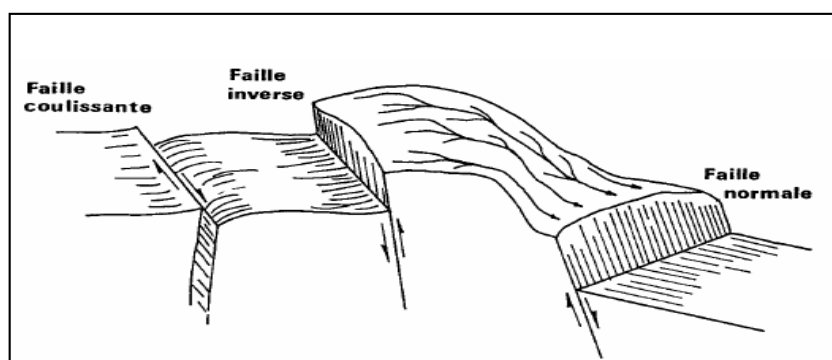


Figure III.12: Mouvement des failles, d'après Pecker (1984).

### III-8-2 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 :

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} \quad (\text{III.2})$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (\text{III.3})$$

Où

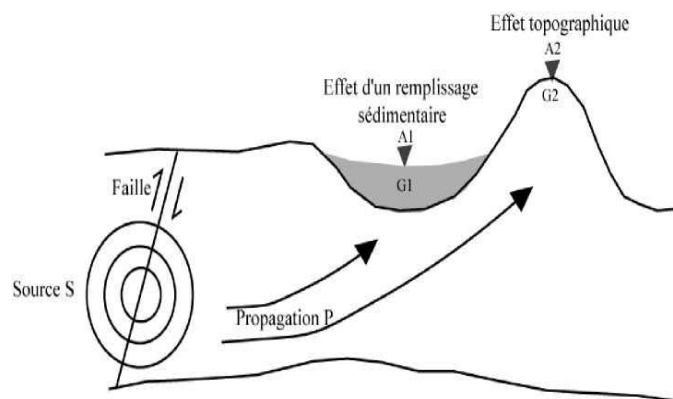
$\lambda = \frac{vE}{(1+v)(1-2v)}$  désigne la constante de Lamé,  $G$  le module de coulomb,  $E$  le module d'Young,  $v$  le coefficient de Poisson et  $\rho$  la densité du massif.

### III-8-3- 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.

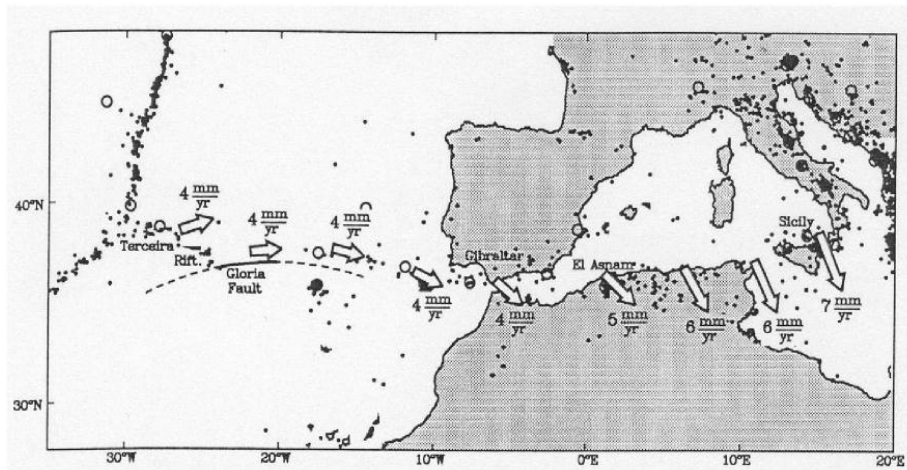
La figure III.13 montre de façon schématisée ces trois types de phénomènes susceptibles d'affecter un signal sismique.



**Figure III.13 :** Phénomènes affectant la propagation des ondes sismiques depuis la source jusqu'au site.

### III-9 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 (AFPS, 2003 [55]), la vitesse de raccourcissement entre les deux plaques est estimée entre 5 et 6 mm/an dans la région d'Alger (Figure III.14).

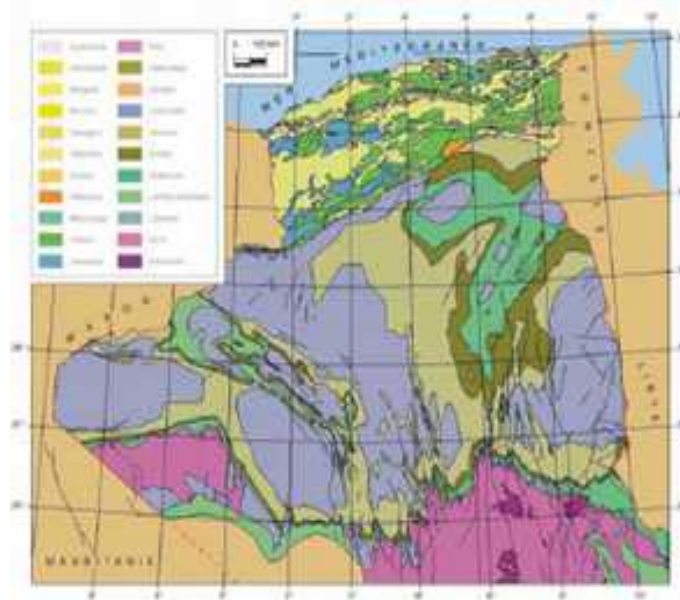


**Figure III.14 :** Contexte géodynamique de l'Afrique du nord (Argus et. Al., 1991, in east.u-strasbg.fr)

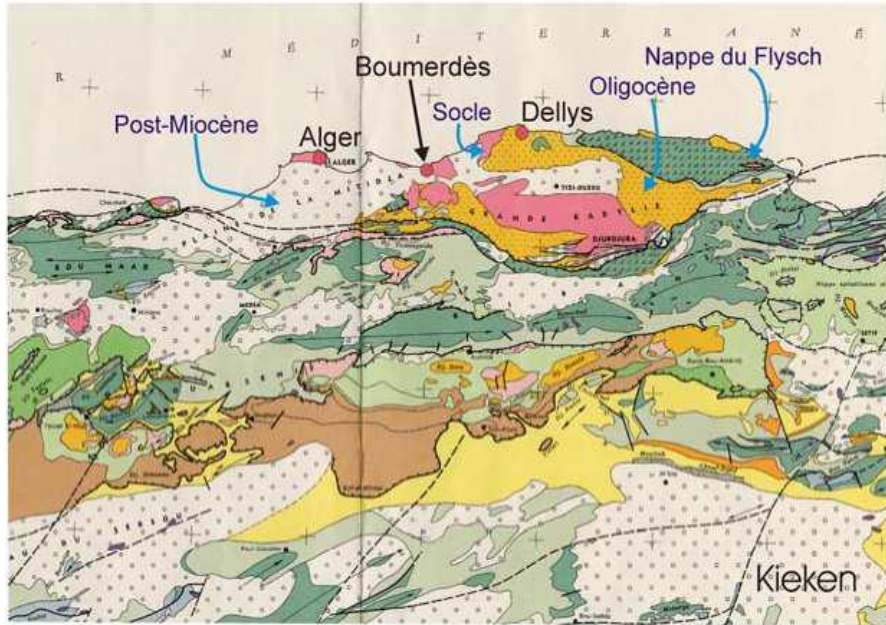
L'affrontement entre les deux plaques a donné naissance notamment à la chaîne de l'Atlas Tellien. Ce massif forme une zone complexe constituée de nappes mises en place au Miocène inférieur (Figure III.15).

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 III.16 présente un extrait de l'esquisse tectonique du nord de l'Algérie.

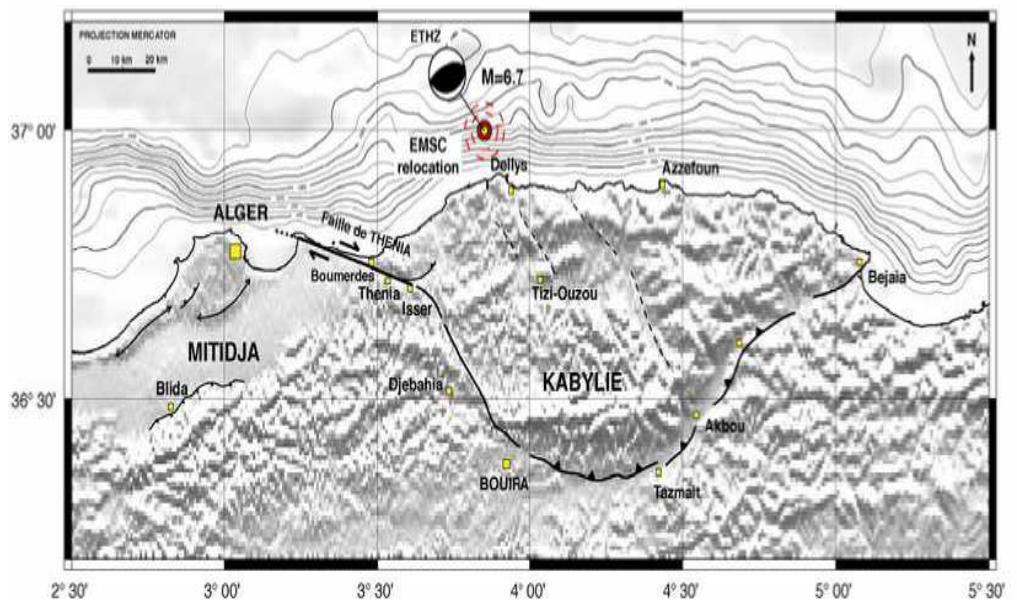


**Figure III.15** Géologie de l'Algérie (Ministère de l'énergie et des mines Algérien : [www.mem-algeria.org](http://www.mem-algeria.org))



**Figure III.16 :** 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 III.17) 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 III.17 :** Faille de Thénia et localisation du séisme du 21 mai 2003 (M. Meghraoui, d'après Boudiaf, <http://eost.u-strasbg.fr>)

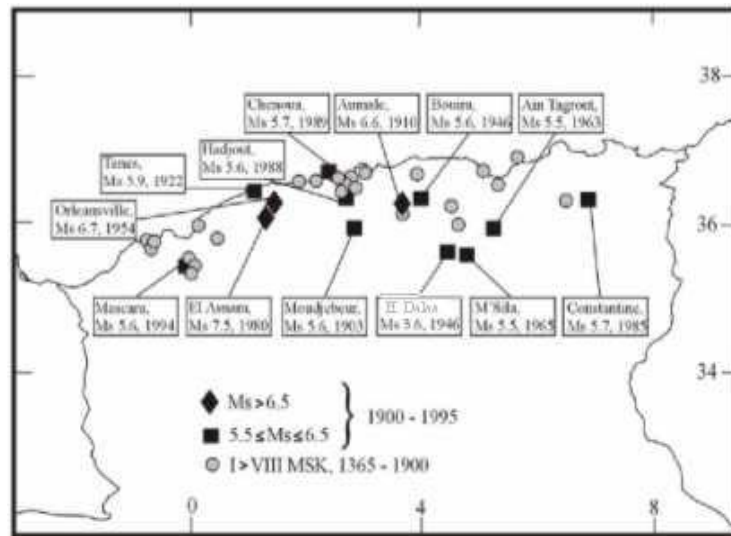


Figure III.18 : Sismicité au XXème siècle du nord de l’Algérie (AFPS, 2003).

La figure III.18 rassemble les principaux séismes survenus en Algérie et les magnitudes correspondantes.

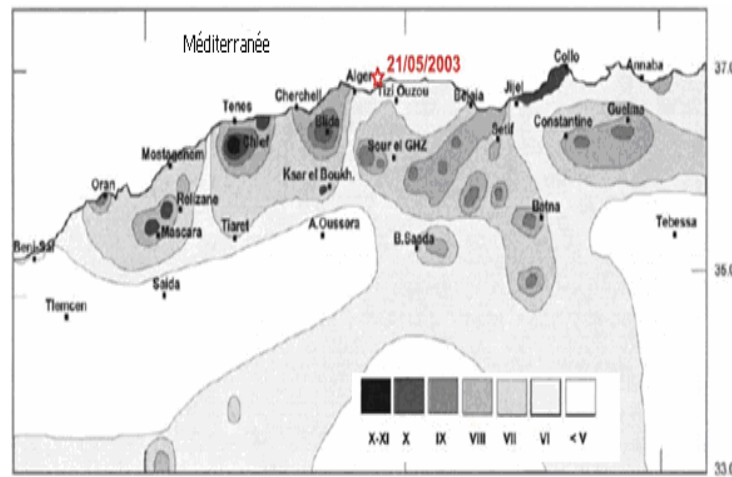


Figure III.19 Intensités maximales observées au nord de l’Algérie (Bezzeghoud et al. 1996)

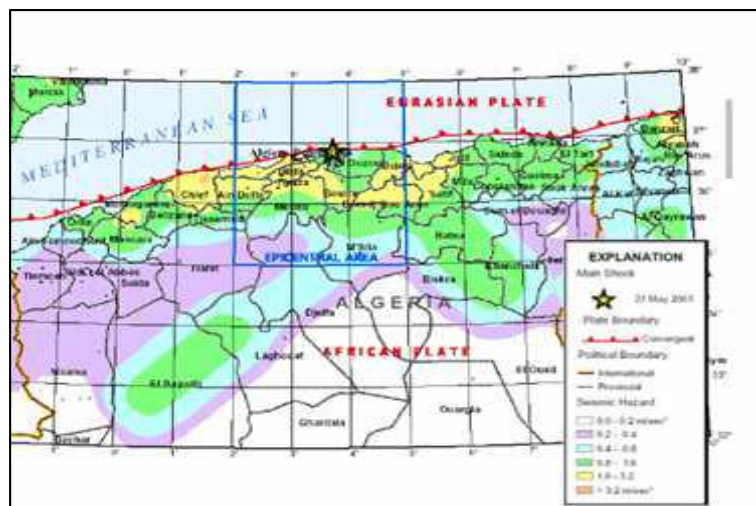


Figure III.20 Cartes d'aléa sismique (AFPS, 2003).

La figure III.20 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).

Le tableau III.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).

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	

**Tableau III.2 :** Valeurs des accélérations maximales enregistrées par le CGS (AFPS, 2003).

La figure III.21 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  $g=10m/s^2$  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)

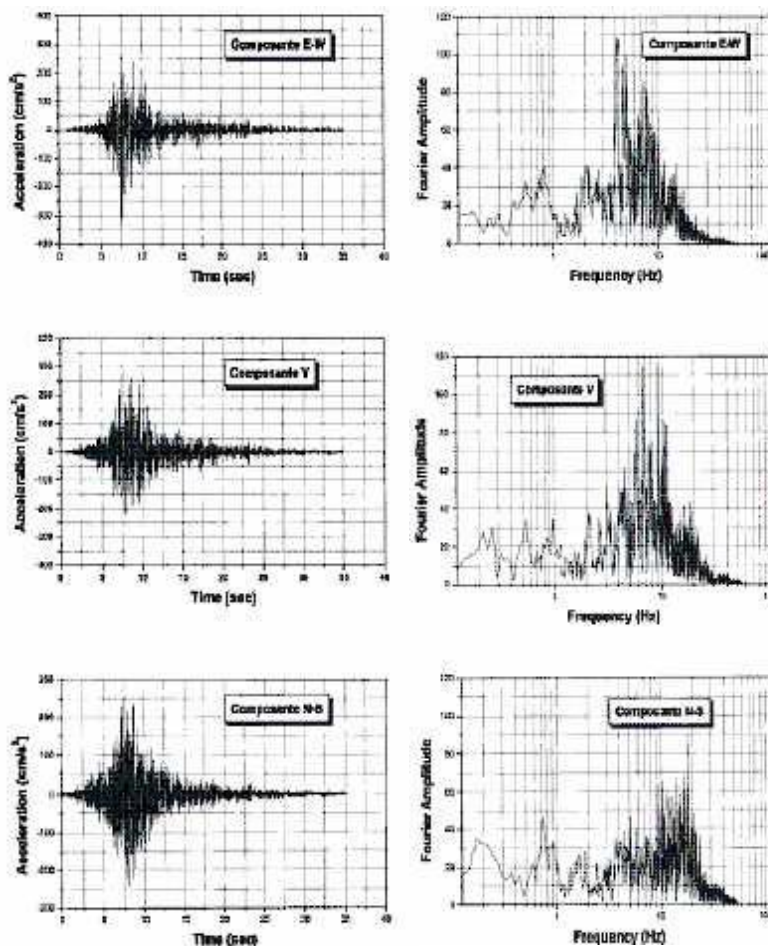


Figure III.21. Accélérogramme 3 composantes et spectres de Fourier associés (AFPS, 2003).

### III-10 Mécanismes de rupture des pentes sous séisme

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.

- Mécanismes de rupture classiques

En 1999, Rodriguez et al [50] ont complété cette étude en y ajoutant les mouvements de versant déclenchés par des séismes entre les années 1980 et 1997. Il en résulte une base de données mondiale regroupant les caractéristiques des mouvements de versant associés à 76 tremblements de terre (figure III.22). 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 III.22).

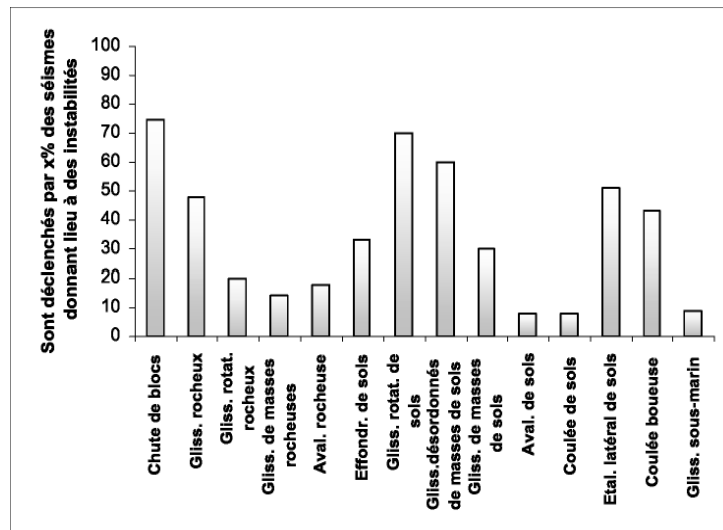


Figure III.22. Fréquence relative de chaque type de mouvement de versant dans le monde, entre 1811 et 1997 (Keifer, 1984a ; Rodriguez et al. 1999).

Type de mouvement de versant	Localisation de la surface de rupture	Pente minimale (°)	Vitesse	Volume (m3)	Déplacement	Déclenchés par x% des séismes donnant lieu à des instabilités
<b>Chutes de blocs</b> ( <i>rock falls</i> )	Superficielle	40	Très rapide	< 10 <sup>4</sup>	< 800 m	> 50 %
<b>Glissements de masses de sols déstructurées ou fragmentées</b> ( <i>disrupted soil slides</i> )	Superficielle	15	Modérée à rapide	< 10 <sup>4</sup>	< quelques centaines de mètres	
<b>Glissements rotationnels de sols</b> ( <i>soil slumps</i> )	Profonde	7	Lente à rapide	100 - 10 <sup>5</sup>	< 10 m	
<b>Glissements rocheux</b> ( <i>rock slides</i> )	Superficielle	35	Rapide à très rapide	< 10 <sup>4</sup>	< quelques centaines de mètres	40 – 50 %
<b>Étalement latéral de sols</b> ( <i>soil lateral spreads</i> )	Variable	0,3	Très rapide	100 - 10 <sup>5</sup>	< 10 m	
<b>Coulées boueuses</b> ( <i>rapid soil flows</i> )	Superficielle	2,3	Très rapide à extrêmement rapide	Jusqu'à plusieurs millions	De quelques mètres à plusieurs kilomètres	
<b>Effondrements de sols</b> ( <i>soil falls</i> )	Superficielle	40	Très rapide	< 10 <sup>3</sup>	Accumulation au pied des pentes	30 – 40 %
<b>Glissements de masses de sols</b> ( <i>soil block slides</i> )	Profonde	5	Lente à rapide	100 - 10 <sup>5</sup>	< 100 m	
<b>Avalanches rocheuses</b> ( <i>rock avalanches</i> )	Profonde		Très rapide			10 – 20 %
<b>Glissements rotationnels</b> ( <i>rock slumps</i> )	Profonde		Lente à rapide			
<b>Glissement de masses rocheuses</b> ( <i>rock block slides</i> )	Profonde		Lente à rapide			
<b>Avalanches de sols</b> ( <i>soil avalanches</i> )	Superficielle		Très rapide à extrêmement rapide			< 10 %
<b>Coulées de sols</b> ( <i>slow earth flows</i> )	Superficielle		Très lente à modérée			
<b>Glissements sous marins</b> ( <i>subaqueous landslides</i> )	Variable		Généralement rapide à extrêmement rapide			

Tableau III.3 : Caractéristiques générales des mouvements de versants sous sollicitations dynamiques (Keefer, 1984).

### III-11 Calculs de stabilité sous séisme

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.

#### III-11-1 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 :

$$F = \frac{\frac{\hat{c} + (1-r_u) \tan \hat{\phi}}{\gamma H + \frac{N_f}{N_s}}}{\frac{1 + C_s}{N_s + N_e}} \quad (\text{III.4})$$

Avec :

$\hat{c}$  et  $\hat{\phi}$  : Paramètres de cisaillement du sol,

$\gamma$ : Poids volumique du sol,

H: Hauteur du talus,

$r_u = \frac{u}{\hat{\sigma}_v}$ : Coefficient de pression interstitielle,

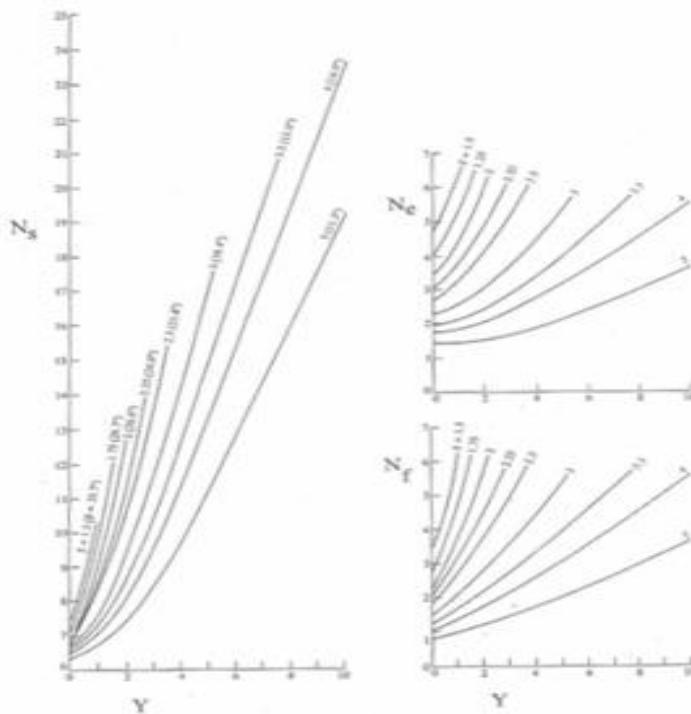
$C_s$ : Coefficient d'accélération sismique,

$N_f$  : 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 III.23



**Figure III.23 :** Abaqués de stabilité sous séisme selon la méthode de Huang (Huang et Yamasaki, 1993).

### III-11-2 Méthodes reposant sur la modélisation

Trois types de méthodes permettent d'évaluer la stabilité des versants sous sollicitations dynamiques. Il s'agit :

- de la méthode pseudo-statique connue sous le nom de méthode de Terzaghi (1960)
- de la méthode en déplacements connue sous le nom de méthode de Newmark (1965)
- des méthodes de calcul en déformations, par différences finies, par éléments finis, par éléments frontières, par éléments distincts ...

#### III-11-2-1 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 III.24).



a/ Forces statiques

b/ Sollicitations pseudo-statiques

**Figure III.24** 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 :

$$F = \frac{\sum \frac{c_b + (W - ub) \tan \phi}{1 + \tan \alpha \tan \phi} \cos \alpha}{\sum W \left[ \sin \alpha + K_h \left( \cos \alpha - \frac{Y_G - Y}{R} \right) + K_v \right]} \quad (III.5)$$

Soit après identification :

$$F = \frac{\sum \frac{c_b + (\gamma h - ub) \tan \phi}{1 + \tan \alpha \tan \phi} \cos \alpha}{\sum \gamma h \left[ \sin \alpha + K_h \left( \cos \alpha - \frac{Y_G - Y}{R} \right) + K_v \right]} \quad (III.6)$$

$X_G, Y_G$  : Coordonnées du centre de gravité de la tranche considérée ;

$\alpha$  : Inclinaison de la tranche  $i$  par rapport à la verticale passant par le centre du cercle ;

$c, \phi$  : Paramètres de cisaillement du sol au niveau de la tranche ;

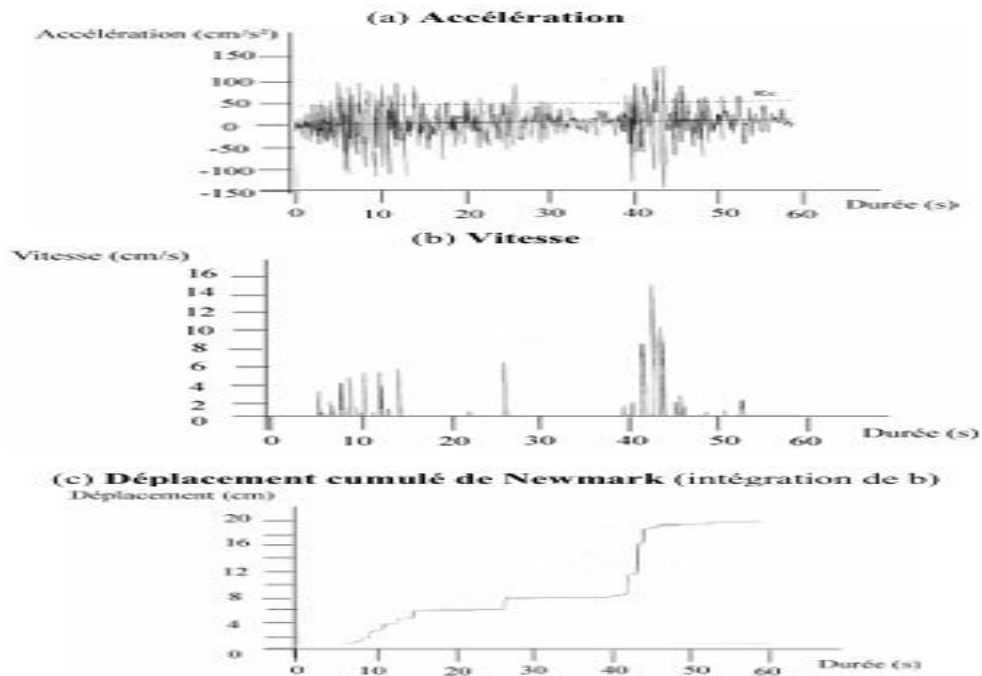
$u$  : Pression interstitielle dans la tranche ;

$k_h, k_v$  : Coefficients d'accélération sismique ;

$R$  : Rayon du cercle de glissement.

### III-11-2-2-Méthode en déplacements de Newmark (1965)

Cette méthode consiste à calculer le déplacement induit de la masse potentiellement instable supposée rigide lorsque l'accélération dépasse une valeur critique  $K_c$  correspondant à l'équilibre limite ( $F_{dyn} = 1$ ). Le déplacement cumulé est obtenu par double intégration de l'accélération chaque fois que celle-ci présente une valeur supérieure à l'accélération critique  $K_c$ . La figure III.25 présente une illustration de cette méthode.



**Figure III.25 :** Méthode de Newmark. Chaque fois que l'accélération est supérieure à  $K_c$ , on l'intègre par rapport au temps pour obtenir la vitesse (b), puis le déplacement cumulé de Newmark (c).

Le déplacement ainsi calculé (ici 20 cm) est comparé à un déplacement critique, déplacement limite au-delà duquel des ruptures irréversibles se produisent dans le versant. La valeur de ce déplacement critique est liée au comportement rhéologique des sols/roches. Les sols/roches présentant un comportement fragile ont une valeur de déplacement critique plus faible que les sols/roches plus ductiles capables donc de supporter de plus grandes déformations avant rupture.

#### - Limites de la méthode en déplacements de Newmark

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

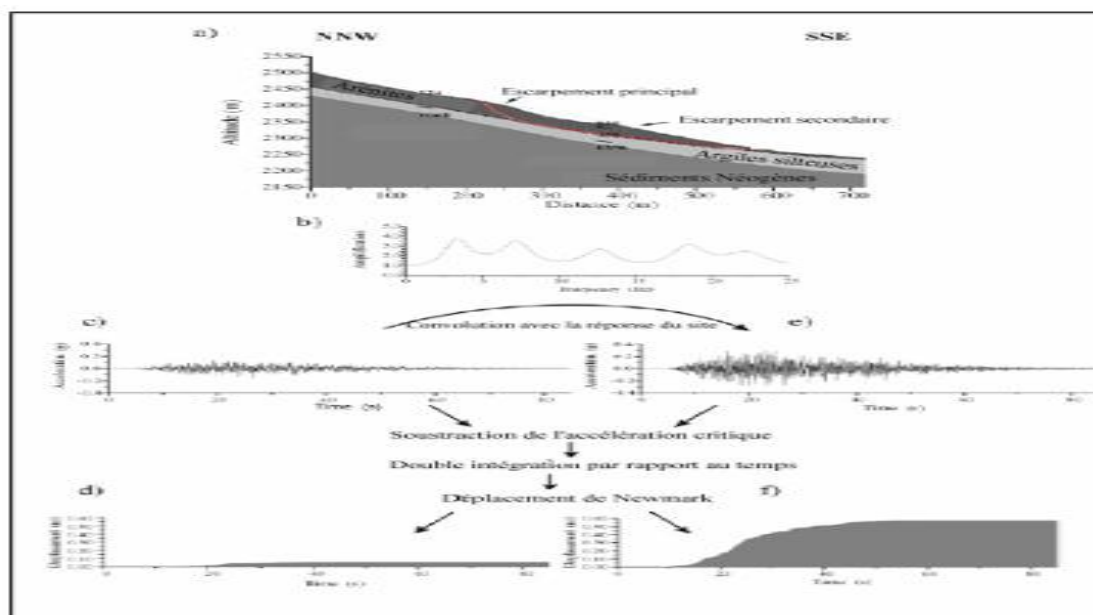
- la masse qui glisse est considérée comme un bloc rigide et homogène. Ainsi, les forces d'inertie générées lors du séisme sont, à tout instant, identiques pour l'ensemble du talus, ce qui va à l'encontre du phénomène d'effet de site. Bien que cette méthode ne soit théoriquement applicable qu'aux glissements présentant une structure de bloc rigide, elle peut donner des résultats intéressants dans le cas où cette condition n'est pas remplie (Jibson et al, 1998) [51].

- la résistance au cisaillement du matériau est supposée constante en statique et en dynamique. Or, il est à rappeler que de nombreux sols sont susceptibles de subir une forte diminution de leurs paramètres de résistance au cisaillement sous l'effet d'un séisme. Cette diminution n'est donc pas prise en compte par la méthode en déplacements de Newmark. Pour palier certaines de ces limites, Vanbrabant (1998) [52] propose d'intégrer, dans une méthode de type Newmark, la variabilité des accélérations sismiques au sein du versant. Dans cette méthode

facile à mettre en œuvre, l'évaluation des accélérations en tout point du versant ne tient compte que des phénomènes de réflexion d'ondes sur la topographie. Le fait de négliger les ondes diffractées et les ondes de surface ne permet pas d'appréhender de façon complète l'amplitude des mouvements sismiques au sein du versant. Plus récemment, Havenith (2002) [53], [54] propose d'inclure les effets de site lithologiques dans l'évaluation des déplacements de Newmark. Cette méthode, présentée dans la figure III.26, repose sur les six étapes suivantes :

- étape 1 : définition des paramètres mécaniques des différentes couches du site d'étude considéré (a). Il s'agit notamment de définir l'épaisseur des différentes couches, leur densité et les vitesses de propagation des ondes SV.
- étape 2 : sur la base de ces données, modélisation de la fonction de transfert 1D de la colonne de sol représentative de la zone de glissement potentiel (b) ;
- étape 3 : convolution d'un sismogramme enregistré en un site rocheux par la fonction de transfert 1D de la colonne de sol (c) ;
- étape 4 : calcul de l'accélération critique du versant ;
- étape 5 : soustraction de l'accélération critique de l'accélérogramme résultant de l'étape 3 ;
- étape 6 : double intégration par rapport au temps de cet accélérogramme. On obtient un déplacement de Newmark qui intègre les effets de site (f).

L'étude menée par Havenith (2002) [53], [54] a démontré l'apport d'une telle méthode. Alors que les déplacements obtenus par la méthode classique de Newmark sont de l'ordre de 0,06 m (d), la méthode proposée permet d'obtenir des déplacements dix fois supérieurs (f), plus en accord avec les observations de terrain.



**Figure III.26** : Modifications apportées par Havenith (2002) à la méthode de Newmark pour prendre en compte les effets de site lithologiques.

a) configurations topographiques et lithologiques du site d'étude ; b) fonction de transfert 1D de la colonne de sol représentative de la zone de glissement potentiel ; c) accélérogramme au rocher ; d) déplacement de Newmark calculé sans prendre en compte les effets de site lithologiques ; e) accélérogramme au rocher convolué par la fonction de transfert 1D et f) déplacement de Newmark calculé en prenant en compte les effets de site lithologiques.

### III-11-2-3 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.

### III-12 Exemples de quelques cas de glissements de terrain sous séisme

#### - Dans le monde

Les glissements de terrain affectent toutes les régions sismiques du monde (Figure III.27). 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.

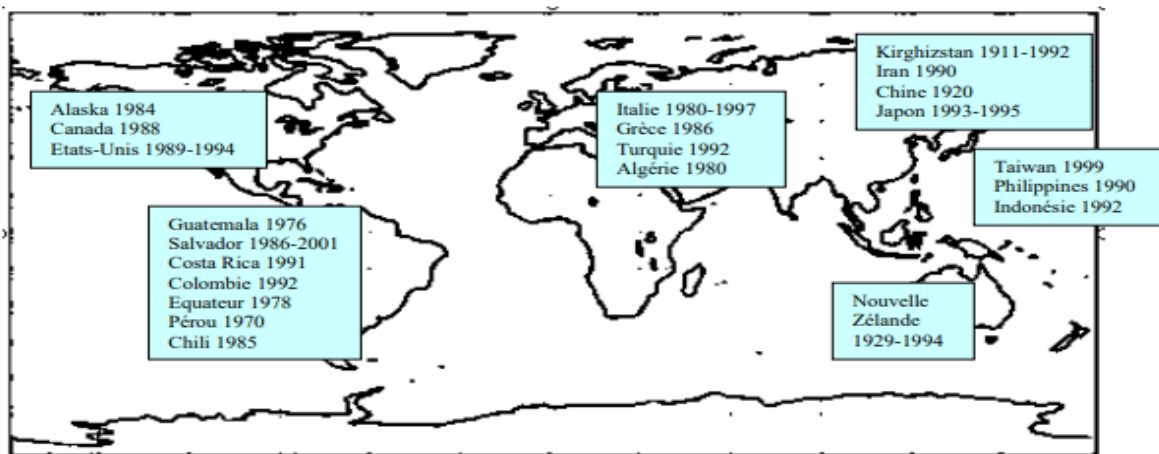


Figure III.27 : Exemples de mouvements de versant sous sollicitations dynamiques depuis 1900 (Keefer, 1984).

**- Distribution spatiale à l'échelle régionale (Algérie)**

Les séismes sont des phénomènes fréquents en Algérie (plusieurs centaines par an) engendrent des glissements de terrain, des failles, des éboulements rocheux et des destructions de construction. Ils constituent donc un risque important pour l'urbanisme et les infrastructures (transport, barrage, sites industriels...). Même si la plupart de ces secousses sismiques ne sont pas ressentis par l'homme, une dizaine ont cependant causé des dommages en Kabylie au cours des 20 dernières années, comme par exemple celui de Bouira (de magnitude 4) le 17 février, ou celui 2006 d'Alger (de magnitude 5,6) le 4 septembre 1996. 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) et Mila en 2020.

**III-13 Conclusion**

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.

Les effets induits par les séismes ne se limitent pas uniquement aux glissements, nous pouvons aussi les effets induits comme les tsunamis ; les éboulements rocheux, les écroulements ...etc.

## **Chapitre IV**

### **Contexte générale de la zone d'étude**

## IV-1 Introduction

Le présent chapitre fait l'objet d'une synthèse des informations qualitatives et quantitatives recueillies du site pole d'excellence sur une superficie de 309.68Ha à Tizi-Ouzou. Des essais géotechniques in situ et en laboratoire ont été effectués au sein du Laboratoire d'Etudes Géotechniques de Sols et de Fondations Aiche Géo-Sol sis à SETIF. Sur le terrain, une campagne de reconnaissance ont été effectuées au moyen de sondages géophysiques et carottés et d'essais en place au pénétromètre dynamique. En laboratoire, les essais ont conduit à la détermination des propriétés physiques mécaniques et même chimiques.

## IV-2 Description sommaire de la zone d'étude

### IV-2-1 Situation

Le terrain d'étude est situé au Nord Ouest de la commune de Tizi-Ouzou, il couvre une surface de 309.68 Ha, il est limité par :

- Au nord par un terrain vague et la RN12.
- A l'Est par le futur complexe sportif de la JSK, station Météo et quelques constructions.
- Au Sud par un terrain vague et la RN12.

A l'Ouest par un terrain vague et constructions en cours de réalisations.



Figure IV.1 : Vue générale du site

### IV-2-2 Topographie et morphologie

Notre zone d'étude se présente dans sa majorité sous forme d'un versant de déclivités variables, soit majoritairement moyenne à forte, à l'exception de quelques parcelles observées aux extrémités Nord, Est et Ouest, où la pente est révélée faible, soit 5 à 10%.

Généralement nous avons pu diviser la zone d'étude en quatre classes de déclivités différentes, à savoir :

- **Zone A :** pente faible (5 - 10 %) environ 42 Ha (14%);
- **Zone B :** pente moyenne (10 - 20%) environ 112 (36%);
- **Zone C :** pente moyenne à forte (20 - 30%) environ 131 Ha (38 %);
- **Zone D :** pente forte (>30) environ 24 Ha (12%).

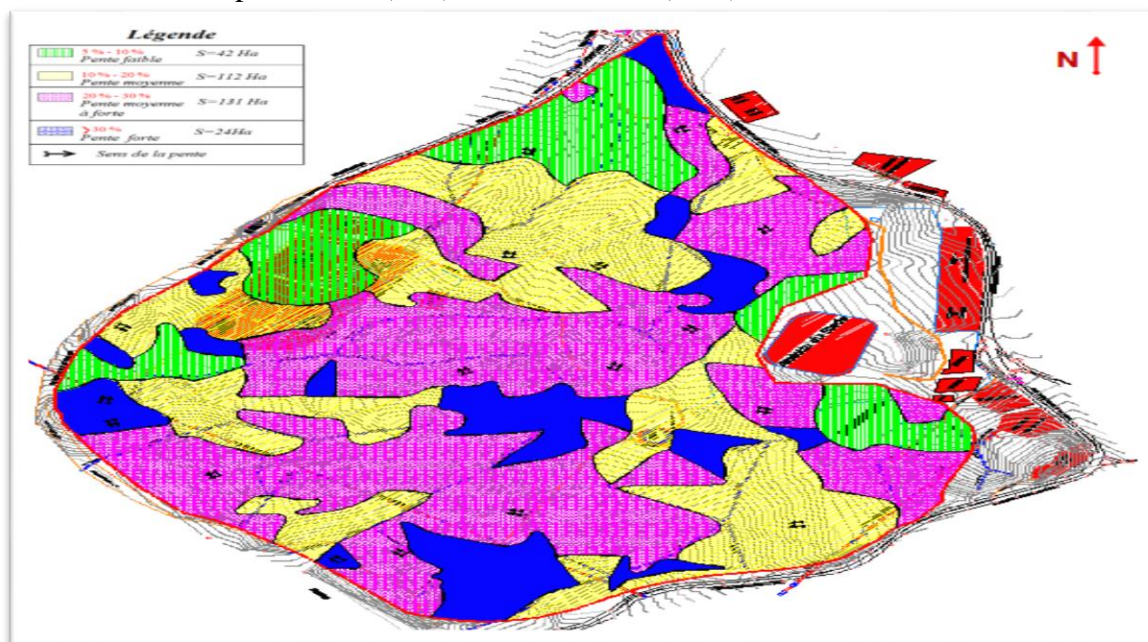


Figure IV.2 : Carte des pentes

### IV-2-3 Hydrologie et Hydrogéologie

Dans notre site d'étude, le réseau hydrographique est moyennement dense, où on a enregistré des chenaux de ruissèlement sur l'ensemble du terrain ces derniers se localisent beaucoup plus au coté Sud et Sud Est provenant directement de la montagne. Concernant d'Hydrogéologie, La détermination des différents aquifères de la région de Tizi-Ouzou, a été faite sur l'analyse litho-stratigraphique et structurale des formations géologiques ainsi que sur la base des données fournis par le service de l'hydraulique de la wilaya concernant l'ensemble des caractéristiques des forages et puits existants dans la région. D'après les connaissances stratigraphiques dont nous disposons sur les différentes formations et leurs caractéristiques hydrogéologiques (perméabilité, porosité), il est possible de constater que, les formations très peu perméables représentées par le miocène marneux et les flyschs qui ne présentent pratiquement aucun intérêt hydrogéologique au point de vue emmagasinement de ressources

(cas de notre zone d'étude), mais les marnes de miocène jouent le rôle substratum imperméable pour la nappe alluviale. En effet, aucune source ou résurgence d'eau n'ont été observées, contrairement pour la nappe souterraine, dont d'après les données hydrogéologique fournées par le service hydraulique de la wilaya, la nappe souterraine se trouve dans la vallée de sébaou, elle fait partie de la nappe phréatique du quaternaire. Elle est constituée par des alluvions anciennes et récentes qui ont comblé le bassin subsidient de Sébaou.

**IV-2-4 Géologie régionale**

Au droit de terrain de POS et en référence à la carte géologique du secteur (Dellys-Tizi-Ouzou (feuille N°=8/23), le substratum est constitué par des formations marneuse à boullés jaunes du miocène. Il est surmonté par des altérations de même origine, par des alluvions d'argile marneuse sur une épaisseur variables et localement par des éboulis.



**Figure IV.3 :** Extrait de la carte géologique de Dellys-Tizi Ouzou (1/50000)

- $m_{II-2}^M$  : Marnes.
- $m_{II-1}^G$  : Grès.
- E : Eboulis (la lettre en indice indique la formation nourricière).
- F : Alluvions d'âge indéterminé.
- $F_x$  : Alluvion anciennes.
- $F_y$  : All/récente.

### IV-3 Reconnaissance géotechnique in situ du sol

#### IV-3-1 Campagne de reconnaissance géotechnique

La campagne d'investigation consiste en la réalisation de 75 sondages carottés de 10 à 15m de profondeur ont été réalisés dans le but de :

- Reconnaître la nature et l'épaisseur de différentes formations rencontrées Prélever des échantillons de sol soit intacts pour les essais au laboratoire ;
- Etablir une coupe litho-stratigraphique pour chaque sondage et tracer des coupes géologiques schématiques à travers de ces sondages.

30 piézomètres ont été implantés aux différents endroits de terrain .Ces opérations ont été confiées à une équipe de sondeurs et techniciens placée sous le contrôle d'un ingénieur géotechnicien permettant un bon suivi du chantier et une meilleure interprétation des résultats. 125 essais de pénétration dynamique, ils ont été poussés jusqu'au refus qui permet d'apprécier qualitativement la résistance dynamique de pointe des différentes couches traversés et de localiser aussi les horizons de faible portance.

07 sondages électriques sont menés jusqu'à 20m de profondeur pour apprécier les variations latérales et en profondeur de la résistivité apparente du sous-sol ; et éventuellement détecté les anomalies sous-sol de couverture (des cavités sous terrains ; les nappes hydrostatiques).

#### IV-3-2 Lithologie du Site

Les sondages carottés réalisés sur l'ensemble de terrain présentent la succession lithologique suivante. De haut en bas, le site d'étude est constitué par une couche superficielle de limon argileux d'âge quaternaire, ayant une épaisseur ne dépassant pas le seuil de 1.2m, succédée par une couche d'argile marneuse sur une épaisseur moyenne de 4m environ, l'ensemble repose sur un substratum marneux altéré à compact en profondeur.



Argile marneuse

Marne friable

Marne compacte

**Figure IV.4 :** Lithologie du Site.

### IV-3-3 Sondages géophysiques

#### A- Principe de l'essai

Les prospections électriques étudient la répartition du potentiel électrique dans le sol. Certaines d'entre elles, comme celles utilisées ici, sont basées sur la mesure de la résistivité électrique des terrains. Elles permettent de fournir des résultats 'quantitatifs', en déterminant une coupe uni- ou bidimensionnelle (sondage électrique ou panneau électrique) ou 'qualitatifs', en visualisant les variations de résistivité suivant un axe de progression donné (traîné électrique).

Le principe de la méthode est le suivant : on injecte un courant d'intensité connue **I** au moyen de deux électrodes **A** et **B**. Entre deux autres électrodes **M** et **N**, on mesure la différence de potentiel  $\Delta V$  On a :

$$\Delta V = \frac{\rho I}{2\pi} * \left( \frac{1}{AM} - \frac{1}{BM} - \frac{1}{AN} + \frac{1}{BN} \right) \quad (IV.1)$$

Où :

AM = distance entre électrodes A et M

AN = distance entre électrodes A et N

BM = distance entre électrodes B et M

BN = distance entre électrodes B et N

Si le terrain est homogène, la résistivité mesurée  $\rho$  est celle du terrain. S'il est hétérogène, il s'agira d'une résistivité apparente, dépendante des diverses couches de terrain et de la disposition des électrodes. Les roches présentent des gammes de résistivité qui leur sont propres et qui peuvent varier dans un large domaine en fonction de différents paramètres. Cependant, la résistivité d'un sol est fonction, essentiellement, de sa teneur en eau et de sa minéralisation ainsi que de la présence d'argiles ou de l'existence de vides ou cavités. Le principe de sondage électrique vertical consiste à établir une coupe du terrain en distinguant différentes zones d'après la valeur de leur résistivité. L'interprétation des valeurs de résistivité permet d'approcher électrique, on dispose une série d'électrodes suivant l'axe que l'on souhaite étudier. La résistivité est ensuite mesurée entre couples d'électrodes, pris et de connaître la nature lithologique des terrains situés sous la ligne de coupe. Pour réaliser un panneau deux par deux.

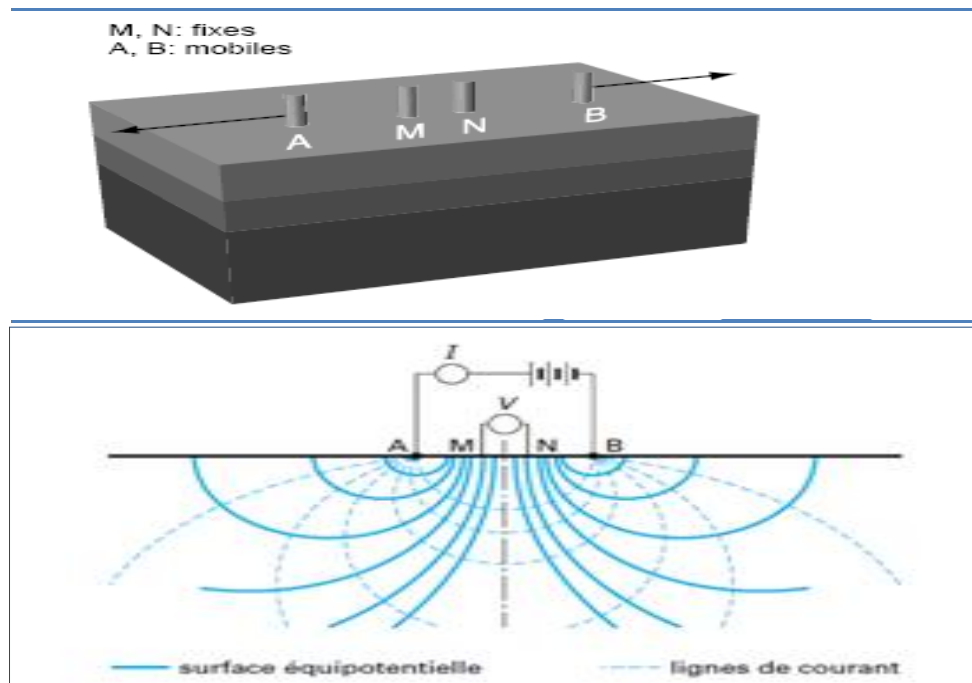


Figure IV.5 : Sondages géophysiques.

Les essais géophysiques ont été réalisés au niveau des endroits inaccessibles, c'est-à-dire les parcelles qui présentent des pentes fortes et ne facilitant pas de créer des pistes.

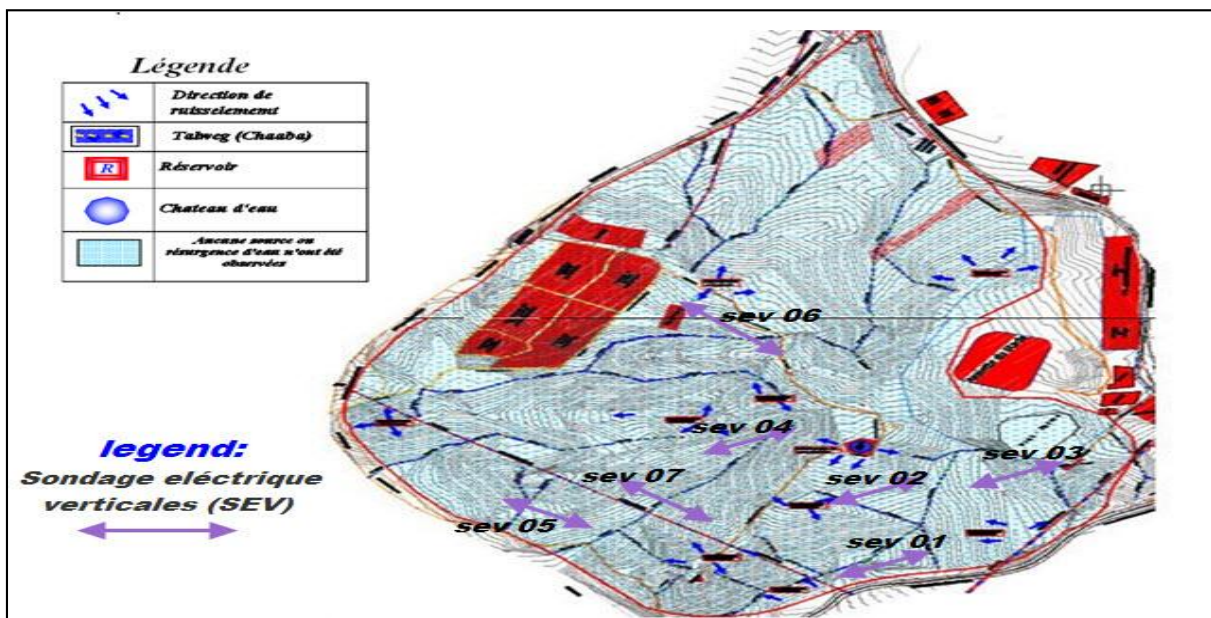


Figure IV.6 : Représentation schématique des profils géophysiques

**B- Résultats obtenus**

L'examen des coupes géophysiques effectuées sur l'ensemble du terrain, nous a permis de constater la disposition suivante :

-Pour sondages électriques verticaux (SEV 1-2-4-5-6-7), les formations sont révélées relativement résistantes en présentant des résistivités allant de (4-8  $\Omega$ m) environ pour la couche d'argile marneuse, et (> 9  $\Omega$ m) environ pour la couche de la marne altérée.

**Nb:** le (SEV 3) les valeurs de résistance entre (1 à 4  $\Omega$ m), la formation constituant des argiles marneuse.

-Cette formation marneuse prend structure une inclinée vers le Nord Ouest, elle n'a présenté aucun accidents transversaux où verticaux.

#### **IV-3-4 Données piézométriques**

Pour permettre le suivi du niveau piézométrique dans ces sondages, 30 entre eux ont été équipés en piézomètres au moyen de tubes 40/50mm crépines sur toute la hauteur des sondages. Les mesures piézométriques effectuées durant la saison du printemps n'ont révélé aucune présence d'eau sous terrain (substratum imperméable), à l'exception de quelques stagnations d'eau entre couches d'origine pelliculaires temporaires, où l'aspect lithologiques de la formation de base (Marne feuilletée stratifiée) facilite l'infiltration des eaux superficielles par les précipitations efficaces à travers les joints de stratification, et favorise la création des plans d'eau au niveau des couches feuilletés, en effet des stagnations d'eau d'origine pelliculaires temporaires ( il s'agit pas d'une nappe phréatique)peuvent surgir l'hors de l'aménagement du site et de l'ouverture des feuilles. Cette stagnation d'eau souterraine contenue dans les espaces interstitiels dans les fissures et les fractures que le substratum constitue.

#### **IV-3-5 Données géotechniques issues des essais de pénétration dynamique**

L'essai de pénétration dynamique des sols a pour but la mesure de la résistance des couches traversées au battage d'une pointe, en éliminant le frottement latéral. L'essai consiste à enfoncer dans le sol un train de tiges muni d'une pointe conique, par l'intermédiaire de coups donnés par un mouton de masse déterminée tombant d'une hauteur déterminée. Au cours de l'essai, à chaque palier de 20 cm, le nombre de coups N nécessaires pour enfoncer le train de tiges sur la longueur du palier est enregistré. Cet essai est dans la pratique d'une grande importance car il permet de se faire rapidement une idée précise de la résistance des sols dans leur état naturel. Le pénétromètre dynamique permet de façon très simple de déterminer la résistance de rupture dynamique des sols dans les différentes couches traversées. Le pénétromètre étant disposé bien verticalement, on laisse tomber le mouton d'une hauteur constante, en comptant pour chaque tranche d'enfoncement (**20cm**) le nombre de chutes nécessaires. En introduisant ces données dans la formule dite « des Hollandais » on peut ainsi déterminer, tranche par tranche :

- La portance du sol (en  $\text{kg/cm}^2$ ) ;
- l'homogénéité du sol ;

$$R_P = \frac{M}{e(M+M)} \frac{MgH}{A} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

A : Section droite de la pointe.

e : pénétration moyenne par coup.

g : accélération de la pesanteur.

H : Hauteur de chute.

M : masses du mouton (masse frappante).

M' : somme des masses du terrain des tiges de l'enclume et de la tige-guide masse frappée.

125 exécutés, dont, L'examen des graphes a fait ressortir les constatations suivantes :

Globalement la résistance dynamique affichée est en tout point du site moyenne à très forte, dont les valeurs de la résistance minimale enregistrées sont variables entre 60 et 100bars, à l'exception des essais pénétrométriques (P10, P11) (sans refus et 40bars de résistance) et P15 (8.0m refus et 30bars de résistance), où la résistance dynamique est révélée faible, et qui s'explique par la saturation des sols marneux dûs principalement à la présence des stagnations d'eau souterraines d'origine pelliculaires temporaires.

La cote de refus est de l'ordre (1.0m à 8.2m), avec des résistances maximales supérieures à 500 bars, sauf le P10 (230bars) et P11 (130bars).

#### **IV-4 Caractéristiques déduites des essais du laboratoire**

Après la réception des échantillons en laboratoire, des essais et des analyses ont été effectués afin de déterminer des caractéristiques physico mécaniques ainsi que chimiques.

##### **IV-4-1 Analyse des résultats physiques**

###### **❖ Teneur en eau naturelle (Wn): (NF P94-050)**

Les mesures de teneur en eau et de degré de saturation ont été effectuées sur les échantillons de sols d'argile marneuse, marne friable et de marne compacte, dont les valeurs globales obtenues sont variables d'une formation à l'autre, à savoir :

- **Wn** = 19 à 25.5%, **Sr** = 70 à 88 %.....Pour l'Argile marneuse.
- **Wn** = 15 à 18%, **Sr** = 80 à 92 %.....Pour la marne friable.
- **Wn** = 2 à 6%.....Pour la marne compacte.

###### **❖ Densité humide et sèche ( $\gamma_h$ ) et ( $\gamma_d$ ) (Selon XP P94-053):**

Les valeurs de la densité sèches et humides résultantes, ont indiqué qu'il s'agit d'un sol semi dense pour l'argile marneuse et la marne friable, devenant dense pour la marne compacte en profondeur.

Les valeurs de ( $\gamma_d$ ) et de( $\gamma_h$ ) sont révélées comme suit:

Marne compacte :

❖  $2.08 < \gamma_h < 2.4t/m^3$ .

$$\diamond 2.0 < \gamma_d < 2.25 \text{ t/m}^3$$

Marne friable :

$$\diamond 1.9 < \gamma_h < 2.01 \text{ t/m}^3.$$

$$\diamond 1.58 < \gamma_d < 1.65 \text{ t/m}^3$$

Argile marneuse :

$$\diamond 1.88 < \gamma_h < 2.02 \text{ t/m}^3.$$

$$\diamond 1.53 < \gamma_d < 1.62 \text{ t/m}^3.$$

**❖ Granulométrie (Selon NFP 94-057 & NFP 94-057):**

La granulométrie permet de connaître dans une certaine mesure les conditions dynamiques du dépôt et le milieu dans lequel la sédimentation s'est produite, ainsi que le mode de transport, en effet il a été distingué ce qui suit:

Les essais de granulométrie effectués à différentes profondeurs sur les sols d'argiles marneuses et de marnes friables, ont révélé qu'il s'agit d'un sol meuble de texture fine, dont le pourcentage en passants à  $80\mu$  est assez considérable, soit supérieure 80%, en effet, les deux natures du sol sont sensibles à toute variation hydrique.

**❖ Plasticité (Wl) et (Ip):**

**A / Limite de liquidité :**

Dakshanamurthy et Raman (1973), cité par chen (1988), se sont aussi inspirés du diagramme de plasticité proposé par Casagrande pour fournir une classification du niveau de gonflement, le diagramme qui comprend la ligne a de séparation des sol gonflants, est divisé en 6 zones le long de l'axe des abscisse comme indiqué dans le tableau ci dessous qui montre que l'argile marneuse et la marne friable qui ont les caractéristiques de  $Wl = 38$  à  $53\%$  ont un potentiel de gonflement moyen .

Limite de liquidité (%)	Potentiel de gonflement
0-20	Non gonflant
20-35	faible
35-50	moyenne
50-70	élevé
70-90	Très élevé
>90	Critique

**Tableau IV.1 :** Indice de liquidité en fonction du potentiel de gonflement.

**B/Indice de plasticité**

Les résultats obtenus de l'indice de plasticité pour les argiles marneuse ainsi la marne friable ont donné des valeurs comprises entre 19 et 29 % donc d'après l'abaque de Casagrande il s'agit d'un sol peu plastique à plastique.

<b>Ip (%)</b>	<b>Degré de plasticité du sol</b>
0-5	Non plastique
5– 15	Peu plastique
15– 40	Plastique
> 40	Très plastique

**Tableau IV.2 :** Indice de plasticité en fonction du degré de plasticité.

**IV-4-2 Analyse des résultats mécaniques**

Les paramètres mécaniques permettent d'accéder, directement à la capacité portante des sols, compatibles avec une déformation (tassement) acceptables.

Nous avons utilisé pour déterminer ces paramètres la boîte de Casagrande pour l'essai de cisaillement, et le bâti Oedométrique de Terzaghi pour l'essai de compressibilité.

**A/ Cisaillement (Selon NF P94-071-1):**

Par caractéristiques mécaniques de cisaillement, nous entendons la cohésion et l'angle de frottement interne qu'on déduit de l'essai de cisaillement. C'est ainsi que nous avons réalisé des essais de nature UU, ils ont été effectués à l'aide de la machine de cisaillement rectiligne à une vitesse de 1.2 mm/min. Les composantes normales des contraintes totale ( $\sigma$ ) et effective ( $\sigma'$ ) et la pression interstitielle ( $u$ ) de l'eau sont liées par la relation :

$$\sigma = \sigma' + u \quad (IV.3)$$

Les valeurs de la cohésion pour l'argile marneuse et la marne friable sont comprises entre 0.32 et 0.45 bars, les valeurs de l'angle de frottement varient entre 7.4 et 12.9°.

**B/Compressibilité à l'oedomètre (Selon XP P94-090-1) :**

Cet essai consiste à placer un échantillon de sol dans une boîte cylindrique rigide de section circulaire entre deux pierres poreuses assurant son drainage. Un piston permet d'appliquer sur l'échantillon une contrainte verticale uniforme constante pendant un temps déterminé. On peut établir des courbes de compressibilité (indice des vides en fonction de la contrainte) et de consolidation (variation relative de tassement en fonction du logarithme du temps) pour obtenir:

- La pression de consolidation → Pc (bars).
- Le coefficient de compressibilité → Cc (%).
- Le gonflement → Cg (%).

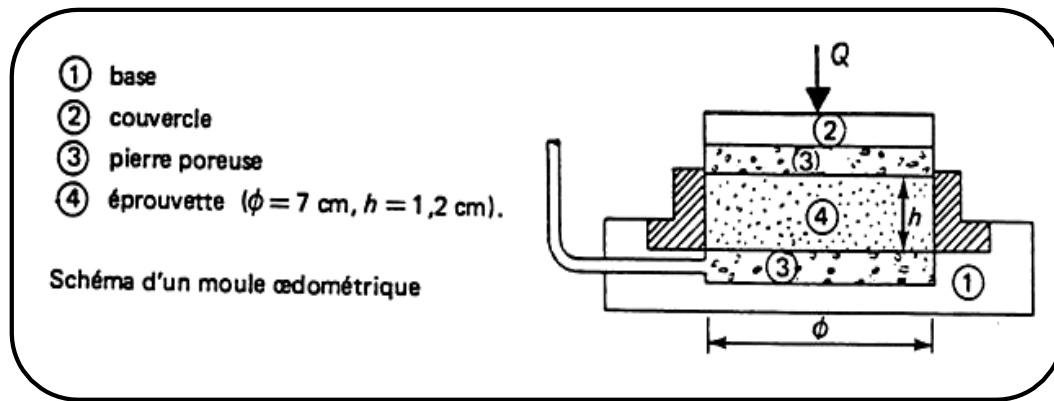


Figure IV.7 : la boîte de Casagrande.

L'interprétation des courbes Oedométriques a révélé que les valeurs de la pression de consolidation ( $P_c$ ) pour les argiles marneuses sont comprises entre 1.74 et 1.95 bars et les valeurs du coefficient de compressibilité ( $C_c$ ) sont comprises entre 19.6 et 22.3% dénotant un sol sur consolidé et moyennement compressible, s'agissant l'indice de gonflement ( $C_g$ ), l'ensemble des résultats varie entre 2.5 et 2.8% ce qui fait que le sol est non gonflant tant que les valeurs sont inférieures au seuil de 4%.

Concernant la marne friable, les valeurs résultantes de trois paramètres de ( $p_c$  -  $cc$  et  $cg$ ) déduites de l'essai de compressibilité présentent un sol sur consolidé, relativement compressible, et non gonflant, à savoir :

$$\sigma_c = 1.98 \text{ à } 2.26 \text{ bars.}$$

$$C_c = 20.6 \text{ à } 24.3 \text{ \%}.$$

$$C_g = 2.5 \text{ à } 3.3 \text{ \%}.$$

#### IV- 4-3 Essais chimiques

Les résultats des analyses chimiques n'indiquent pas la présence des sulfates, classant le sol selon la norme NF P18-011 de la classification des environnements à l'environnement non agressifs «  $A_0$  ». S'agissant le pourcentage en carbonates ( $CaCO_3$ ), les valeurs résultantes paraient variables d'une formation à l'autre, soit entre 25 et 30% pour l'argile marneuse et 30 à 38 pour la marne friable.

#### IV-5 Résistance à la compression simple

En raison de l'état compact de substratum schisteux, il n'a pu être effectué que l'essai de la résistance à la compression simple, cet essai qui substitue l'essai de cisaillement à la boîte pour déterminer les deux paramètres intrinsèques de sol, soient la cohésion non drainée et l'angle de frottement interne. Il consiste à charger l'éprouvette (échantillon rocheux) progressivement jusqu'à la rupture par compression simple à charges ou à déplacements contrôlés, en suite on note la force appliquée à la rupture.

Les valeurs résultantes de  $R_C$  des échantillons de la marne compacte sont de l'ordre de 160 à 230bars.



Figure IV.8 : Essai de la compression simple (8 X 16) Cm

#### IV-6 Etude de la capacité portante des sols

##### A /La méthode pénétrométrique:

Cette technique repose sur la formule des hollandais, elle permet d'évaluer la force nécessaire à exercer pour la pénétration, et de distinguer les niveaux compacts des niveaux plus mous, ce qui permet de calculer la capacité portante du sol tout en prenant la valeur minimale de la résistance dynamique et on l'introduisant dans la formule ci après, pour obtenir le taux de travail correspondant.

$$Q_{adm} = R_{pmin}/\alpha \quad (IV.4)$$

$Q_{adm}$ : Contrainte admissible

$R_{pmin}$  : Résistance de pointe minimale

$\alpha$  : Coefficient variant de 20 à 30.

##### B/Méthode de Terzaghi :

Sur la base des caractéristiques géotechniques effectuée au niveau de laboratoire, nous évaluons la contrainte admissible. Ainsi, Nous proposons comme type de fondation les semelles superficielles, aux dimensions supposées connues, et sur la base des caractéristiques physiques et mécaniques de la couche considérée nous allons calculer la contrainte admissible du sol la relation de Terzaghi suivante:

$$Q_{adm} = \gamma * D + \left( 0.4 * \gamma * B * N_{\gamma} + \gamma * D * (N_q - 1) + (1.3 * C * N_c) \right) / F_s \quad (IV.5)$$

Avec :

$N_\gamma, N_q, N_c$ : Facteurs de portance

- D : Profondeur d'ancrage
- $\gamma$  : Densité du sol.
- B : Largeur de la fondation.
- C : Cohésion du sol support.
- $F_S$  : Facteur de sécurité.

En substituant les valeurs à la relation suivante, le calcul a abouti aux résultats ci- après :

- L'examen de l'ensemble des valeurs chiffrées de la capacité portante évaluée par les deux méthodes ont fait dégager les remarques suivantes:

- La capacité portante du sol est en tout point est variables et oscille entre 1.75 et 2.02 bars, il y a lieu de qualifier de moyenne à bonne portance, les valeurs de la portance les plus élevées et qui tourne autour de la valeur de 3bars sont celles déterminées par la méthode pénétrométrique, notant que la méthode de Terzaghi est plus fiable pour ce type de sol.

#### **IV-7 Caractéristiques sismiques**

L'Algérie se situe sur une frontière active de plaques au niveau de la convergence de l'Afrique et de l'Eurasie. Ces plaques se rapprochent à une vitesse de l'ordre de 6 millimètres par an, ce qui génère une accumulation importante de contraintes.

Lorsque ces contraintes deviennent trop fortes, certaines failles peuvent être mises en mouvement. Le déplacement rapide des bords de la faille génère alors des ondes sismiques qui se propagent jusqu'à la surface.

Les principales failles actives sont localisées au niveau de la chaîne de montagne nord-africaine (Atlas). Le mouvement relatif des bords de la faille tel qu'il a été enregistré par les sismomètres montre un raccourcissement cohérent avec le mouvement global des plaques. Compte tenu des premières informations sismologiques, la prolongation orientale de la faille majeure connue localement (faille de Thenia) pourrait avoir été activée lors de ce séisme.

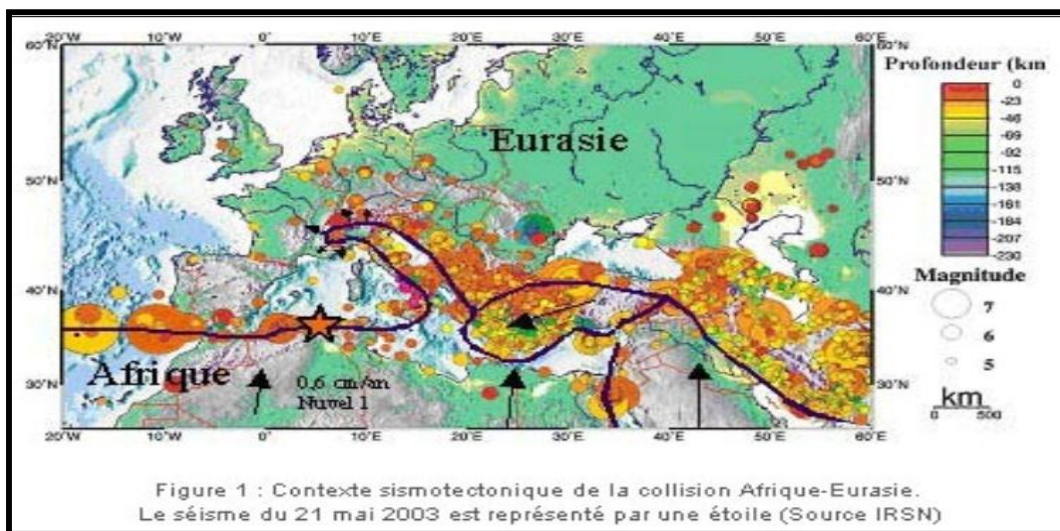


Figure IV.9 : Contexte sismo-tectonique de la collision Afrique-Eurasie

Le séisme du 21 mai 2003 est représenté par une étoile (Source IRSN)

Si la Méditerranée apparaît, aujourd'hui, comme l'une des zones de sismicité élevée, c'est autant du à l'existence des plissements Alpains qu'à celles d'effondrements particulièrement actifs. D'après les manifestations sismiques ressenties et les publications du ministère des Travaux Publics, l'Atlas tellien constitue en Algérie l'un des éléments géologiques proches du plissement Alpin.

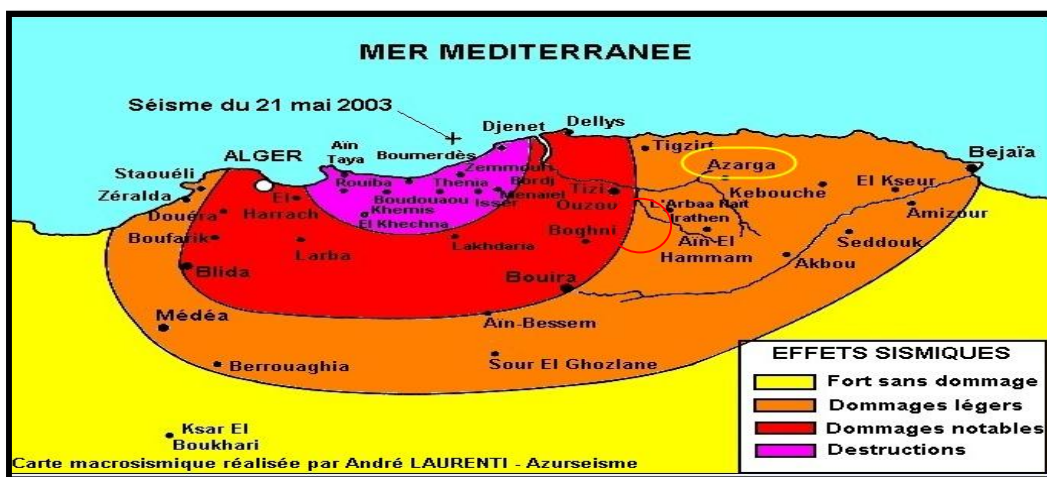


Figure IV.10 : Effets sismiques.

La wilaya de Tizi-Ouzou, comporte deux groupes A et B classés respectivement en zones IIa et IIb, dont la région de Tizi-Ouzou fait partie de la zone IIa (sismicité moyenne). Il est donc indispensable d'appliquer la réglementation en vigueur qui prescrit les règles générales applicables à la construction parasismique ainsi que les procédés constructifs à la consolidation tendant à résister aux effets dus aux séismes.

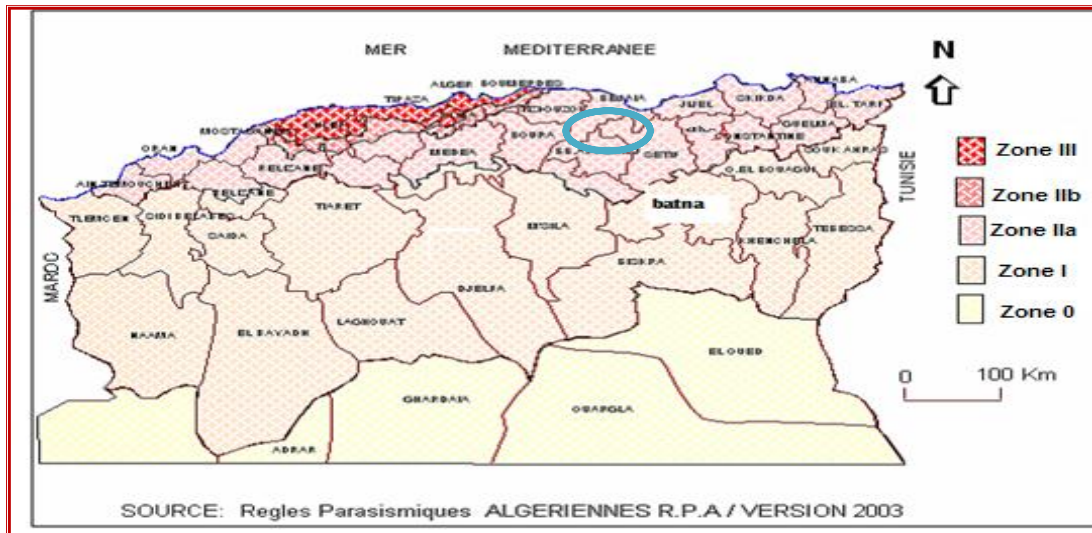


Figure IV.11 : Carte de zonage sismique en Algérie (RPA99/version 2003).

### - Classification du site

Les sites sont classés ; selon le règlement parasismiques algérienne RPA99/version 2003 ; en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

#### ➤ Catégorie S1 (site rocheux) :

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement  $V_s$  supérieur à 800m/s.

#### ➤ Catégorie S2 (site ferme) :

Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile sur consolidée sur 10 à 20m d'épaisseur avec  $V_s$  400m/s à partir de 10m de profondeur.

#### ➤ Catégorie S3 (site meuble) :

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec  $V_s$  200m/s à partir de 10m de profondeur.

#### ➤ Catégorie S4 (site très meuble) :

Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec  $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec  $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

Nous avons procédé à la classification du site en se basant sur l'aspect lithologique du sol extrait lors de la réalisation des sondages carotté, sur l'état de compacité des échantillons ainsi que les essais de laboratoire notamment la densité, associée avec les caractéristiques géotechniques soit la consolidation et les caractéristiques intrinsèques ( $C_u$  et  $\phi_u$ ).

A cet effet, nous avons jugé possible de classer les sols constituant l'étude comme suit :

- Site rocheux (Marne compacte) classé dans la catégorie S1;
- Site meuble (Argile marneuse et marne altérée) classé dans la catégorie S3.

### IV-8 Risque de glissement superficiel

Du point de vue aménagement, le terrain peut être scindé en deux zones A et B, à savoir :

#### Zone A :

Sur le plan topographique, cette zone se présente dans sa majorité sous forme d'un versant de déclivité faible à moyenne (147.7ha), allant de 0 à 20%, en effet, les travaux de l'aménagement sont métrisables et moins volumineux, ce qui ne posent aucun risque de mouvement de terrain ou de rupture de talus même dans les formations meubles telles que les argiles marneuses et les marnes friables, sachant que le substratum marneux est proche de la surface, soit à une distance de 3 à 5m environ.

#### Zone B :

Cette zone s'étend quasi-totalement sur la parité centrale du POS sur une surface globale de (162.2ha) environ, elle est caractérisée par une pente accentuée à fortement accentuée, soit >20%, nécessitant des terrassements volumineux, ce qui pourrait nuire à l'équilibre potentiel du site, où des glissements de terrain pouvant surgir ultérieurement, surtout au cours des travaux de terrassement et après chargement (construction).

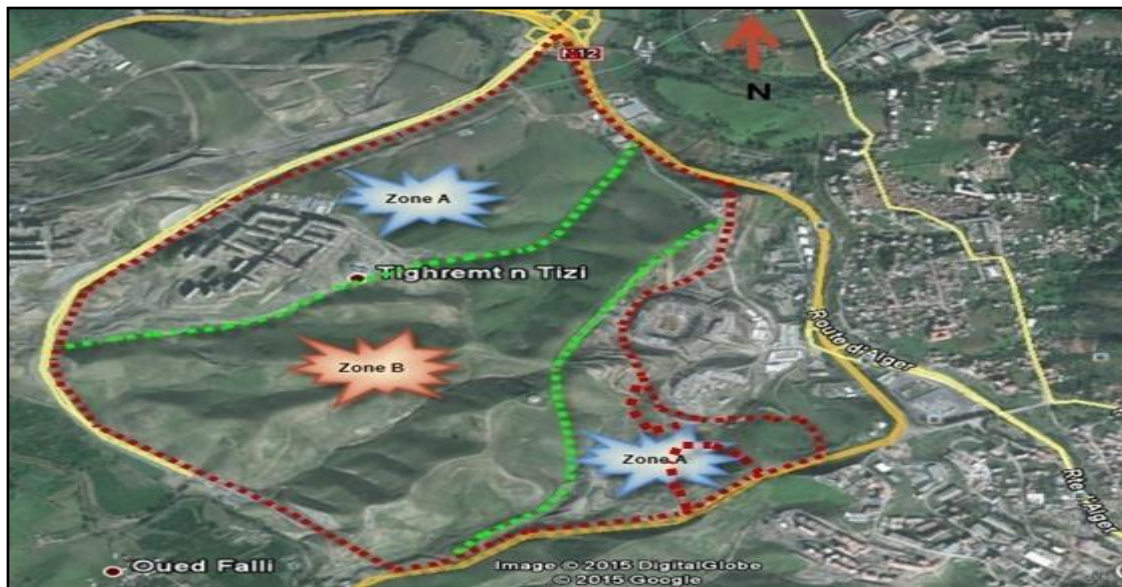


Figure IV.12 : Carte de zoning selon la stabilité au glissement.

### IV-9 Conclusion

Ce chapitre fait objet d'identification et caractérisation du terrain de la zone d'étude situé à la wilaya de Tizi-Ouzou. Des essais au laboratoire et in situ, nous ont permis de tirer les remarques suivantes :

- Du point de vue hydrogéologique, aucune source ou résurgence d'eau n'ont été observées sur tout le périmètre, contrairement pour la nappe souterraine, dont d'après les données hydrogéologiques fournies par le service hydraulique de la wilaya, la

nappe souterraine se trouve dans la vallée de sébaou, elle fait partie de la nappe phréatique du quaternaire, Elle est constituée par des alluvions anciennes et récentes qui ont comblé le bassin subsidient de Sébaou.

- S'agissant la sismicité de la région, la commune de Tizi Ouzou fait partie de la zone (IIa) selon le RPA 2003, dont l'intensité est considérée moyenne.
- Sur le plan lithologique, le terrain du POS est homogène dans sa quasi-totalité, il est constitué par une couche superficielle de limon argileux d'âge quaternaire, ayant une épaisseur ne dépassant pas le seuil de 1.2m, succédée par une couche d'argile marneuse sur une épaisseur moyenne de 4m environ, l'ensemble repose sur un substratum marneux altéré surface et compact en profondeur.
- Pour la classification de site, et en référence au règlement parasismique algérien RPA 2003 ; les sols de fondation de nature argilo-marneuse sont à classer dans la catégorie **S3** (site meuble).

Cette étude géotechnique indique que nous sommes en présence d'un terrain à risques d'instabilité.

# **Chapitre V**

## **Modélisation et présentation des résultats**

## V-1 Introduction

Aujourd'hui, en raison de l'avancement des ordinateurs puissants, les calculs de stabilité sont également possibles et sont devenus plutôt simples par le développement des codes des éléments finis (EF). De tels codes sont largement appliqués dans les domaines géotechniques et inclus dans les évaluations de la stabilité des pentes.

L'objectif de ce chapitre est de définir et de comprendre les mécanismes de la rupture du versant en adoptant un modèle non linéaire de Cam Clay par la méthode des éléments finis avec les paramètres du modèle correspondant ; à partir des données recueillies auprès du laboratoire d'analyses et d'études géotechniques Aiche Géo-Sol, sis à Sétif.

## V-2 Aperçu sur la méthode des éléments finis (FEM)

La méthode des éléments finis permet de discrétiser le profil vertical du talus en éléments caractérisés par un comportement élastoplastique, et à propriétés physiques variables dans l'espace. Elle permet l'analyse de la stabilité des versants en utilisant la méthode Phi/c réduction (SSRM) [55], [56]. Un coefficient dit « coefficient de sécurité F » est utilisé pour la détermination de l'état de stabilité du terrain. Le versant peut être considéré dans un état stable, si le coefficient de sécurité est supérieur à 1 (MASEKANYA J. P., 2008). Ce coefficient est déterminé par la réduction des caractéristiques de résistance au cisaillement (C et  $\varphi$ ) jusqu'à non convergence du calcul [57],[58] , autrement dit jusqu'à la rupture du versant.

Un processus de réduction de la résistance doit comme décrit dans Sloan (2013). Ce processus implique plusieurs analyses de limites supérieures et inférieures, chacune avec différents paramètres de résistance. [59], [60], [61], [62]

À partir de l'équation de Mohr-Coulomb et de la définition du coefficient de sécurité, les formules deviennent:

$$\frac{\tau}{F_s} = \frac{c}{F_s} + \sigma \frac{\tan \varphi}{F_s} = C_{\text{crit}} + \sigma \tan \varphi_{\text{crit}} \quad (\text{V.3})$$

Dans ce cas :

$$C_{\text{crit}} = \frac{c}{F_s} \text{ et } \varphi_{\text{crit}} = \arctan\left(\frac{\tan \varphi}{F_s}\right) \quad (\text{V.4})$$

Selon la théorie de la stabilité des pentes basée sur la réduction de la résistance et l'analyse par éléments finis ,le facteur de réduction de la résistance serait le facteur de sécurité de la pente, lorsque la condition de convergence n'est pas satisfaite [63], [64], [65], [66]

Plusieurs auteurs ont réalisés des travaux dans le domaine des éléments finis, dont on peut citer les travaux de référence de Djilali Amar Bouzid en 2019[67], Kai Su et al en 201, SU K.

et al. (2001), ZIENKIEWICZ et al. (2000), l'application de VENGEON et al. (1999), les travaux de, DHATT et al. (1981)...

Plusieurs chercheurs ont utilisé la méthode Phi/C réduction pour l'analyse de la stabilité des pentes ; on peut citer les travaux de : SAN, MATSUI et KATSURAYA (1990) ; SAN et MASUI (1991) ; UGAI (1990) ; MASEKANYA (2008), etc.

La méthode MEF présente de nombreux avantages [68], [69], [70]

-Elle satisfait non seulement à la condition d'équilibre de la contrainte, mais implique également la relation contrainte-déformation.

-La surface de rupture critique est trouvée automatiquement, il n'est donc pas nécessaire de faire des suppositions à l'avance sur la forme ou la localisation de la surface de rupture.

-Il peut s'agir d'un modèle élastique-plastique non linéaire, tel que le modèle de Mohr Coulomb, de Von Mises de cam-clay et de Drucker-Prager, etc.

- Elle peut surveiller la défaillance progressive jusqu'à la rupture globale par cisaillement.

La méthode FEM se contente de calculer le champ de contrainte, le champ de déplacement et la zone plastique. Plusieurs recherches scientifiques décrivant les capacités de la méthode des éléments finis, où les auteurs ont comparé les résultats des travaux avec ceux de diverses méthodes d'équilibre limite, et ils ont suggéré que la méthode des éléments finis était d'une plus grande utilité pratique, parmi eux, on peut citer Bo He et Hongcai Zhang en 2012. Yu et al. (1998) ont comparé les résultats de l'équilibre limite avec des solutions rigoureuses de limites supérieures et inférieures pour la stabilité.

Zaki (1999) a suggéré que les éléments finis offrent de réels avantages par rapport aux méthodes d'équilibre limite. Lane et Griffiths (2000) ont présenté une évaluation de la stabilité des pentes en utilisant la méthode des éléments finis pour produire des diagrammes de fonctionnement pour des circonstances qui devraient s'appliquer aux structures réelles. Kim et al (2002) ont analysé plusieurs pentes avec des profils de sol inhomogènes et une géométrie irrégulière en utilisant à la fois la méthode de l'équilibre limite et l'analyse par éléments finis, les deux méthodes ont donné un facteur de sécurité et un emplacement de la surface de glissement critique similaires. L'étude de mine présente [65] une première approche pour analyser la stabilité des pentes des mines à ciel ouvert en présence d'une couche faible, des simulations numériques à l'aide d'éléments finis ont permis de contrôler la stabilité des pentes. Le choix de la méthode adapté au cas étudié dépend de plusieurs paramètres : les moyens disponibles, le comportement global de la pente et aussi de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondant au modèle (FAURE R.M., 2000).

Les résultats des travaux de B. LAFIFI en 2009, ont montré que la variation des paramètres géotechniques de plasticité suivant des fourchettes de valeurs réalistes influe de manière significative sur la stabilité du talus.

**V-3 Résumé de la méthode**

Sur le plan de Mohr ( $\sigma, \tau$ ), on représente l'état de contraintes en un point par le cercle de Mohr (figure1), issu du calcul non linéaire du modèle de Cam-Clay. Ce cercle, nous l'étendons jusqu'à la droite de Mohr-Coulomb pour obtenir un état de contrainte limite (à la rupture).

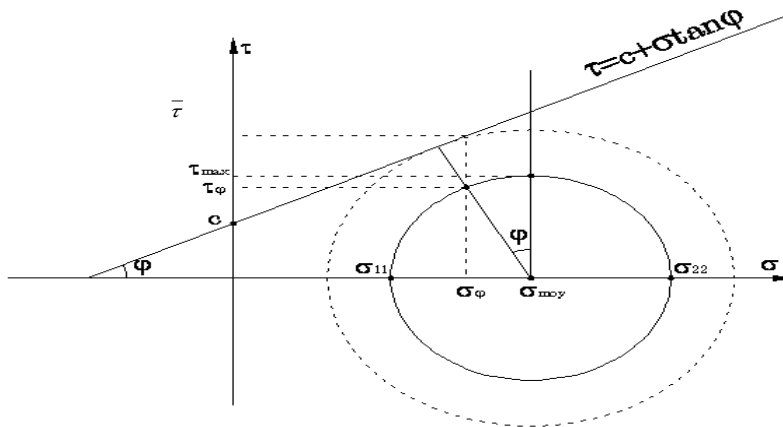


Figure V.1 : Etat de contraintes sur le plan de Mohr.

Sur une facette dont la normale fait un angle  $(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})$  par rapport à la direction principale de la plus grande contrainte principale  $\sigma_{22}$ , nous définissons les contraintes  $(\sigma_\phi, \tau_\phi)$ . Nous définissons également la contrainte de cisaillement limite  $\bar{\tau}$  telle que:

$$\bar{\tau} = c + \sigma_\phi \tan \phi \tag{V.5}$$

Le coefficient de sécurité FOS est défini comme étant le rapport entre la résistance de cisaillement  $\bar{\tau}$  et la contrainte de cisaillement  $\tau_\phi$  :

$$FOS = \frac{\tau_f}{\tau_m} = \frac{\bar{\tau}}{\tau_\phi} \tag{V.6}$$

On définit la contrainte moyenne  $\sigma_{moy}$  par :

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_{11} + \sigma_{22}}{2} \tag{V.7}$$

La contrainte de cisaillement maximale est notée  $\tau_{max}$  égale à :

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_{22} - \sigma_{11}}{2} \tag{V.8}$$

On trace la droite perpendiculaire par rapport à la droite de Mohr- Coulomb, on déduit:

$$\tau_{\varphi} = \tau_{\max} \cos \varphi \quad (\text{V. 9})$$

$$\sigma_{\varphi} = \sigma_{\text{moy}} - \tau_{\max} \sin \varphi \quad (\text{V.10})$$

La cartographie du coefficient de sécurité du profil, le calcul des champs de contraintes et de déformations sont réalisés avec le code Castem2000, selon la méthode d'expansion du déviateur des contraintes en utilisant le critère de Mohr-Coulomb, et en s'inspirant des travaux réalisés par Djilali Amar Bouzid en 2019 [76], la nouvelle procédure d'éléments finis est basée sur le principe que la rupture de tout corps déformable est causée par les changements de contraintes plutôt que par la réduction ou l'augmentation des propriétés du cisaillement du sol, partant de l'expansion du cercle de Mohr de la contrainte principale jusqu'à ce que l'échec (la rupture) se produise. Un calcul linéaire en adoptant le critère de Mohr coulomb a été exécuté à titre de comparaison.

#### **V-4 Le modèle de rupture de Cam Clay (modèle de Cambridge)**

Le modèle de Cam-Clay a été développé par une équipe de chercheurs de l'université de Cambridge. Après avoir posé en 1958 les concepts fondamentaux d'état limitent et d'état critique, ces chercheurs ont longuement travaillé à développer un modèle de comportement sur des argiles remaniées isotropes et afin de rendre le modèle quantitativement utilisable, ils ont introduit deux hypothèses importantes qui ont permis de définir la surface d'état limite ainsi que les déformations développées le long d'un cheminement d'état quelconque :

- La première hypothèse voulant que le sol soit un matériau plastique développant un écrouissage isotrope,
- La deuxième concernant l'équation de l'énergie dissipée.

Historiquement le nom "Cam Clay" a été attribué par Roscoe, Scholte et Thurairajah (1963) à un modèle de comportement, qui sur la base de notions théoriques telles que la surface d'état limite (SEL) et de "l'indice des vides critiques", généralise le comportement de l'argile saturée et humide observé dans les différents essais de laboratoire. Ces auteurs ont analysé l'évolution de la déformation en termes de transfert d'énergie. Ils supposent d'abord que la loi d'écoulement est applicable à l'argile humide, que l'argile humide se comporte comme un milieu isotrope, élastique et non linéaire à l'intérieur de la surface d'état limite (SEL) et qu'il y a des déformations volumétriques réversibles et irréversibles tandis que les déformations de cisaillement sont irréversibles. Ils émettent ensuite une autre hypothèse à savoir la dissipation de l'énergie se fait par frottement interne avec un certain coefficient de frottement constant ou pente critique  $M$ , peut être calculé dans l'espace  $q$ - $p$ ' à partir de l'angle

de frottement  $\varphi$  (mesuré lors d'un essai de compression triaxiale) du critère de Mohr-Coulomb comme suit:

$$M = \frac{6 \sin \varphi}{(3 - \sin \varphi)} \quad (V.11)$$

ou bien :

$$M = \frac{p}{q} \quad (V.12)$$

$p$  et  $q$  sont donnés respectivement par les relations :

$$p = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3} = \frac{I_1}{3} \quad (V.13)$$

La contrainte moyenne  $p$  peut être donné en terme de contraintes effectives et on notera  $p'$ .

$$q = \sqrt{\frac{[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}{2}} \quad (V.14)$$

$$q = \sqrt{3I'_2} \quad (V.15)$$

$I'_2$  est le deuxième invariant déviatorique et peut aussi s'écrire sous la forme :

$$I'_2 = \frac{I_1^2}{3} - I_2 \quad (V.16)$$

A la différence des autres modèles, ils introduisent donc un autre espace de représentation qui est l'espace ( $p'$ ,  $q$ ,  $e$ ),  $e$  représentant l'indice des vides. La fonction de charge pour ce critère est donnée dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ) par la relation :

$$F = \frac{q}{M_p} + \ln\left(\frac{2.7183p'}{p'_c}\right) - 1 \quad (V.17)$$

$p'_c$  est la contrainte de pré consolidation.

Borland (1965) a apporté au modèle de "Cam-Clay" une modification importante tout en conservant les hypothèses fondamentales de la méthode. On parle ainsi du modèle de "Cam-Clay modifié" dont la fonction de charge s'écrit sur la forme :

$$F = q^2 - M^2 p' p'_c + M^2 p'^2 \quad (V.18)$$

Cam-clay :

$$F = \frac{q}{M_p} + \ln\left(\frac{2.7183p'}{p'_c}\right) - 1 = 0 \quad (V.19)$$

Cam-Clay modifies:

$$F = q^2 p'^{p'_c} + M^2 p'^2 = 0 \quad (\text{V.20})$$

La pente élastique KAPA(k) et la pente plastique LAMDA ( $\lambda$ ) dans le diagramme e-log(p) sont définies par les relations suivantes :

$$K = \frac{C_s}{\ln 10} \quad (\text{V.21})$$

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} \quad (\text{V.22})$$

D'après le diagramme oedométrique des modèles de Cam-Clay

$$\text{LAMDA} = \frac{C_c}{2.303} \quad (\text{V.23})$$

$$\text{KAPA} = \frac{C_g}{2.303} \quad (\text{V.24})$$

$C_g$  : indice de gonflement

$C_c$  : coefficient de compressibilité

Le module de cisaillement est défini par la relation suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\text{NU})} \quad (\text{V.25})$$

E: module de Young (N/m<sup>2</sup>)

NU : coefficient de poisson (sans unité)

La réponse mécanique d'un massif de sol dépend essentiellement des lois de comportement qui lui ont été affectées. Il est donc très important de choisir le modèle rhéologique qui pourra reproduire avec une fidélité optimale la réponse du massif face aux sollicitations qui lui sont imposées et en fonction des grandeurs recherchées.

Les modèles de Cambridge sont fondés sur une théorie simple et n'utilisent que quelques paramètres courant de mécanique des sols faciles à déterminer.

Le comportement d'un massif de sol, d'après ces modèles, peut être assimilé avec assez de succès à celui d'un matériau élastoplastique dont les relations fondamentales contraintes déformations ainsi que l'équation de la surface d'état limite sont bien définies.

## V.5 Limite du modèle de Cam-Clay - Sollicitations cycliques

La modélisation du comportement des sols sous chargements cycliques est un autre point faible des modèles de type Cam-Clay [71]. Les modèles basés sur le concept d'état critique estiment convenablement les chargements monotones appliqués aux sols, mais ils sont incapables de modéliser correctement le comportement des sols sous chargement cyclique. Lors des phases de déchargement et d'éventuelles phases de rechargement, le comportement cyclique est uniquement modélisé par un comportement élastique, alors que les résultats font apparaître des déformations irréversibles au cours des cycles successifs.

## V.6 Présentation du code de calcul Castem

La modélisation de la stabilité du talus en question a été réalisée sur le code Castem 2000 (version 2022). Castem2000 [72] est un logiciel de calcul de structures par la méthode des éléments finis et plus généralement de résolution d'équations aux dérivées partielles par la méthode des éléments finis, il a été développé au Département de Mécanique et Technologie (DMT) du Commissariat à l'Energie Atomique (CEA). La principale particularité de ce code est d'être extrêmement adaptable aux multiples applications propres à chaque utilisateur. Nous donnerons ici les différentes étapes d'exécution du programme en essayant d'expliquer le rôle de certaines options du langage afin d'en faciliter la compréhension.

### V-6-1 Modèle de calcul

Le modèle de calcul pour le profil, MODE1, est celui de Cam-Clay défini comme suit:

```
MODE1= MODE SURF1 MECANIQUE ELASTIQUE ISOTROPE PLASTIQUE
CAM_CLAY;
```

### V-6-2 Caractéristiques

Le modèle du comportement non-linéaire de Cam-Clay nécessite d'abord l'entrée des valeurs des paramètres élastiques tels le module d'Young (YOUN) et le coefficient de Poisson (NU), ainsi les paramètres de l'identification des couches du sol que constitue le profil, telles l'indice des vides initial ( $e_0$ ), pression de reconsolidation ( $p_0$ ), la cohésion ( $c$ ), coefficient de frottement ou pente critique ( $M$ ), pente élastique ( $KAPPA$ ), pente plastique ( $LAMD$ ), module de cisaillement ( $G1$ ), masse volumique ( $RHO$ ). Un objet MATERIAU comportant les valeurs des paramètres du comportement non-linéaire de Cam-Clay et les paramètres du sol est défini par la directive MATE1 de CASTEM par la ligne de commande suivante :

```
MATE1 = MATE MODE1 YOUN NU E0 P0 COHE C M LAMD KAPA G1 RHO ;
```

### V-6-3 Chargement

Le chargement du poids propre des différentes couches qui constituent le massif défini:

```
MAS1 = MASS MODE1 MATE1;
```

```
GG1 = MANUCHPO SURF1 1 UY -9.81 NATURE DIFFUS ;
```

FO1 = MAS1 \* GG1 ;

Une surcharge due à l'urbanisation considérée uniformément répartie de 80 KN/m<sup>2</sup> est appliqué sur la surface du profil comme suit :

Q1 = FSUR 'MASS' MODE1 (0.0 -8.00e4) DRA2;

La définition du programme de chargement nécessite d'abord la création d'un objet blocage type RIGIDITE (conditions aux limites)

RIG1 = BLOQ LD1 UX UY ;

RIG2 = BLOQ (DRG ET DRD) UX ;

Par la suite, nous devons créer une liste de valeur pour la méthode incrémentale et créer un objet 'CHARGEMENT' comme suit :

t0 = 0 ; tn = 50 ; delta\_n1 = 1 ;

N1 = enti ((tn - t0) / delta\_n1) ;

TempCalc = PROG t0 PAS delta\_n1 tn ;

PP1 = PROG (N1+1) \* 1.0 ;

lambda = -0.1 ;

pp2 = pp1 - (EXP (lambda \* TempCalc)) ;

MEVOL0 = EVOLMANU'TEMPS' TempCalc 'COEFF' pp2 ;

charg0 = CHARMECA FTOT MEVOL0 ;

dess mevol0;

#### **V-6-4 Méthode incrémentale : Appel de la procédure PAS A PAS**

La méthode incrémentale appliquée impose d'augmenter le chargement cinématique par palier successif constant jusqu'à la rupture numérique de la procédure **PAS A PAS** de CASTEM. La procédure **PAS A PAS** de CASTEM exige l'entrée d'une table de données (qui servira aussi comme table de sortie) comportant le modèle de comportement, les valeurs des paramètres du modèle choisi, les conditions aux limites, le programme de chargement et une série de pseudo-temps de calcul.



Pour l'appel de la procédure incrémental, il faut d'abord remplir la table des données

TAB1 déjà déclarée :

TAB1 = TABLE ;

TAB1 . MODELE = MODTOT ;

TAB1 . CARACTERISTIQUES = MATTOT ;

TAB1 . BLOCAGES\_MECAIQUES = RIG1 ET RIG2 ;

TAB1 . CHARGEMENT = charg0 ;

TAB1 . TEMPS\_CALCULES = TempCalc ;

TAB1 . TEMPS\_SAUVES = TempCalc ;

TAB1 . PRECISION = 1.0E-03 ;

L'appel de la procédure de calcul se fait par la ligne de commande suivante :

PASAPAS TAB1 ;

A la fin de la procédure de calcul, la table TAB1 est sauvegardée dans un fichier Profil afin d'exploiter les résultats par un autre fichier CASTEM.

Les résultats du calcul incrémental sont présents dans la table pour chaque incrément :

TAB1. DEPLACEMENTS: champs de déplacement

TAB1. Contraintes : champs de contrainte.

Le tenseur de déformation est déduit par la dérivation du champ de déplacement.

epstot = EPSI:champs de déformations totale.

epelas = elas : champs de déformations élastiques.

epplas = epstot - epelas: champs de déformations plastiques.

La sauvegarde de la table dans le fichier 'Profil' se fait par les lignes de commande suivantes :

OPTIsauv profil11 ;

sauv TAB1 LISTC LISTPHI ;

Il est mis fin à l'exécution du programme par la commande :

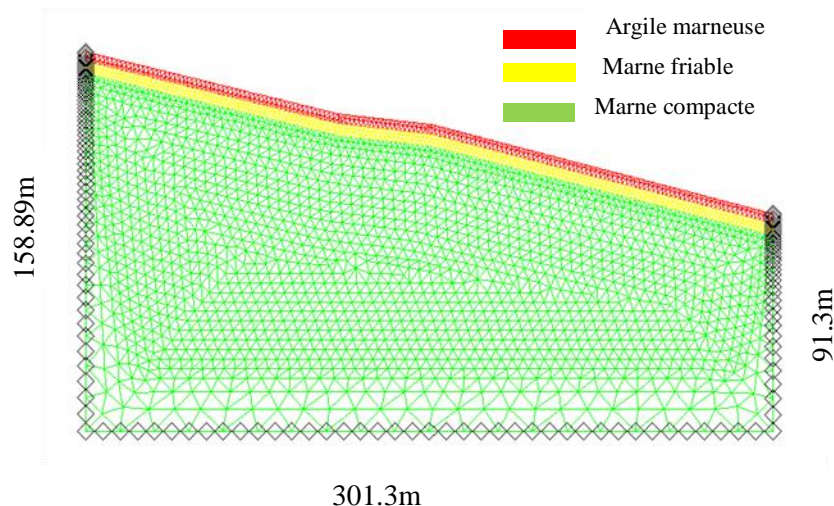
FIN;

## V-7 Modélisation

Notre cas d'étude est basé sur la modélisation d'un talus situé à la ville de Tizi-Ouzou. Le terrain est composé d'une couche superficielle de limon argileux de 1.2m d'épaisseur (qui ne figure pas sur le profil; mais sa surcharge sera prise en compte, reposant sur une couche d'argile marneuse de 4m d'épaisseur (couche1) qui, elle aussi, repose sur une couche de marne friable de 5m d'épaisseur (couche2). L'ensemble repose sur un substratum marneux. En sachant l'épaisseur considérée du massif varie entre 91.30m et 158.89m et de longueur de 301.3m. Nous avons élaboré des programmes en langage gubiane que nous avons codé par la nouvelle approche d'augmentation des déviateurs des contraintes. Deux cas de calcul ont été effectués, le premier cas statique, et le deuxième cas dynamique. Comme première étape de la modélisation, on crée dans Castem un modèle 2D.

Le maillage retenu est composé de 10528 nœuds et de 5153 éléments triangulaires à 6 nœuds. Les conditions aux limites sont définies comme suit :

- les lignes géométriques verticale pour lesquelles l'abscisse (x) est égale à la plus petite (droite) ou à la plus grande des abscisses (x) (gauche) du modèle sont bloquées horizontalement ( $U_x = 0$ ),
- les lignes géométriques, pour lesquelles la cote (y) est égale à la plus petite ordonnée (y) du modèle (à la base), sont entièrement bloquées suivant les deux directions ( $U_x = U_y = 0$ ).



**Figure V.3:** lithologie du profil modélisé.

Le tableau V.1 donne les intervalles de variation des caractéristiques géotechniques et les valeurs moyennes des caractéristiques intrinsèques des sols intéressant l'objet de cette étude.

En ce qui concerne les conditions de chargement. Dans un premier temps, nous avons considéré un premier cas comme force de chargement le poids propre des différentes couches qui constituent le massif, et un deuxième cas la prise en compte de la surcharge due à l'urbanisation considérée uniformément répartie de 80 KN/m<sup>2</sup>.

Le modèle numérique doit inclure les propriétés des matériaux définies dans le tableau V.2, les conditions aux limites, la géométrie du site et les paramètres numériques nécessaires pour résoudre les équations de comportement des matériaux du terrain.

Puis, on passe à la résolution par la méthode de pas à pas permettant de dresser les cartographies des contraintes et des déformations.

Couches	Argile marneuse	Marne friable	Marne compacte
Teneur en eau naturelle (Wn%)	19 à 25.5	15 à 18	2 à 6
Degré de saturation (Sr %)	70 à 88	80 à 92	
Densité humide $\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	1.88 à 2.02	1.9 à 2.01	2.08 à 2.4
Densité sèche $\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	1.53 à 1.62	1.58 à 1.65	2.0 à 2.25
pression de consolidation Pc (bars)	1.7 à 1.95	1.9 à 2.2	
Coefficient de compressibilité Cc (%)	19 à 22	20 à 24	
Indice de gonflement Cg (%)	<3	<4	
Densité (KN/m <sup>3</sup> )	19	19.5	22
Cohésion C (Kpa)	35	43	100
Angle de frottement $\phi$ (°)	11	8	0
Epaisseur (m)	4	5	82.3

Tableau V.I : caractéristiques Géotechniques du site

Couches	couche supérieure	couche moyenne	couche inférieure
	argile marneuse	marne friable	marne compacte
Module d'Young(N/m <sup>2</sup> )	3.00E+06	6.00E+06	2.00E+08
Coefficient de poisson	0.35	0.3	0.3
indice des vide initial (e <sub>0</sub> )	0.7981	0,70358	0.637
Angle de frottement(°)	11	8	0
coefficient de fortement M	0.4075	0.2918	0
cohésion (pa)	3.50E+04	4.30E+04	1.00E+05
pression de reconsolidation p <sub>0</sub> (N/m <sup>2</sup> )	1845	2120	5000
pente élastique dans le diagramme e-log(p) :kapa	1,1697	1,194	0.013
pente plastique dans le diagramme e-log(p) : lamd	9,00738	9,8046	0.4342
module de cisaillement G1(N/m <sup>2</sup> )	1.11E+06	2.31E+06	7.69E+07
masse volumique Rho(Kg/m <sup>3</sup> )	1900	1950	2200

Tableau V.II : paramètres de sol du modèle Cam-Clay introduits dans Castem.

### V-8 Résultats et interprétation

#### A/ Calcul statique

##### - Déplacement horizontal

Les cartographies ci-après présentent les déplacements horizontaux et verticaux que le talus à subit sous son propre poids et sous la surcharge d'urbanisation.

##### - Calcul linéaire

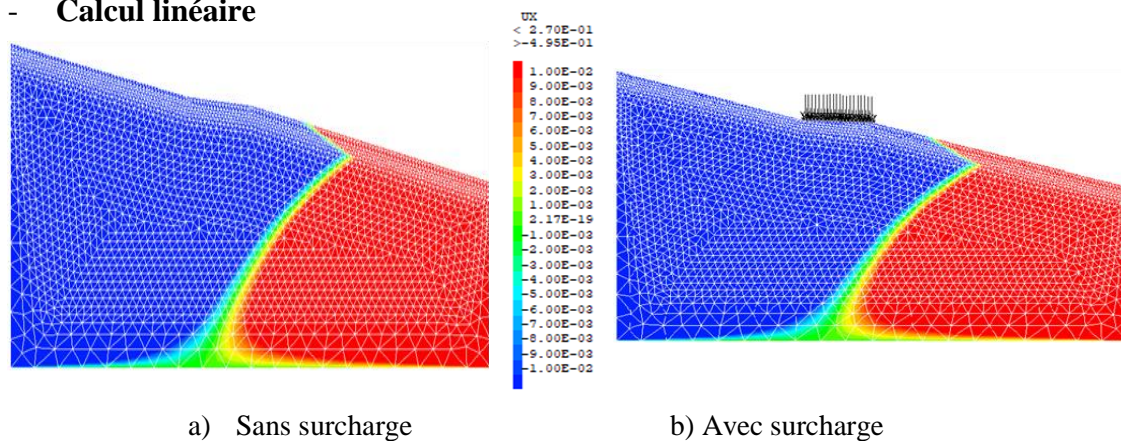
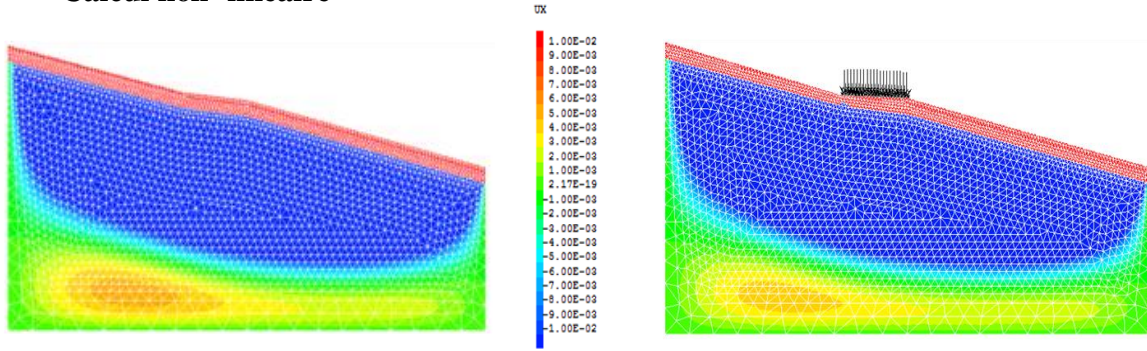


Figure V.4: Calcul linéaire du Déplacement horizontal UX

- Calcul non- linéaire



a) Sans surcharge

b) avec surcharge

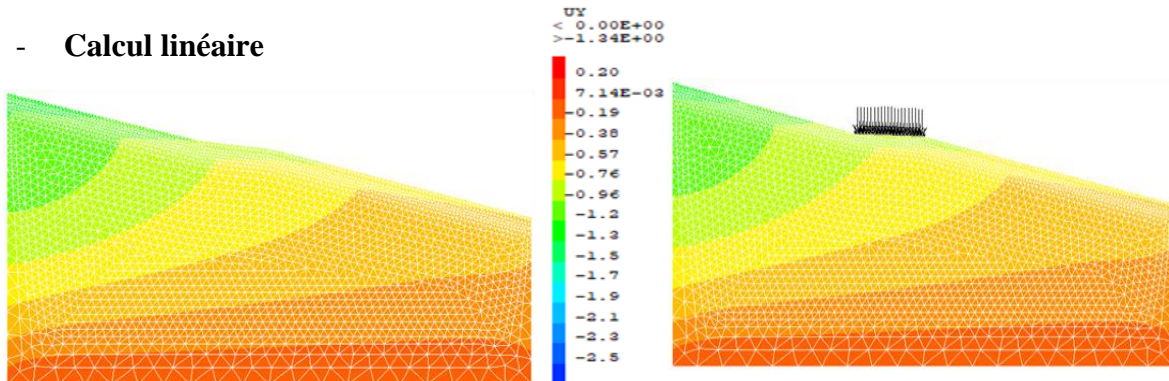
Figure V.5: Calcul non- linéaire du Déplacement horizontal UX

Les cartographies montrent des déplacements horizontaux globalement faibles à modérés sur la plus grande partie du talus. La zone des déplacements élevés (supérieurs à 1 cm) se trouve dans les premières couches. En profondeur, On observe une large zone bleue, qui correspond à des déplacements négligeables malgré la surcharge.

Les résultats indiquent que le calcul non linéaire prédit des niveaux de déplacements horizontaux maximaux beaucoup plus élevés et sur des zones plus étendues que la modélisation linéaire.

- Déplacement vertical

- Calcul linéaire

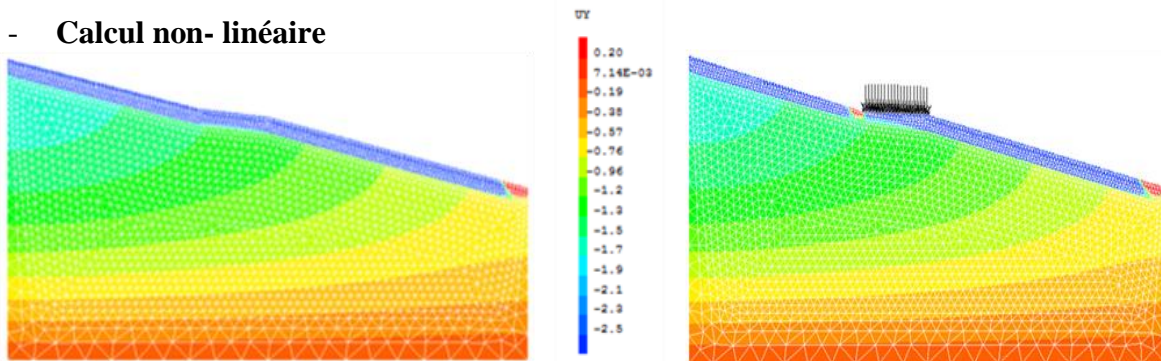


a) Sans surcharge

b) Avec surcharge

Figure V.6 : calcul linéaire du Déplacement vertical UY

- Calcul non- linéaire



a) sans surcharge

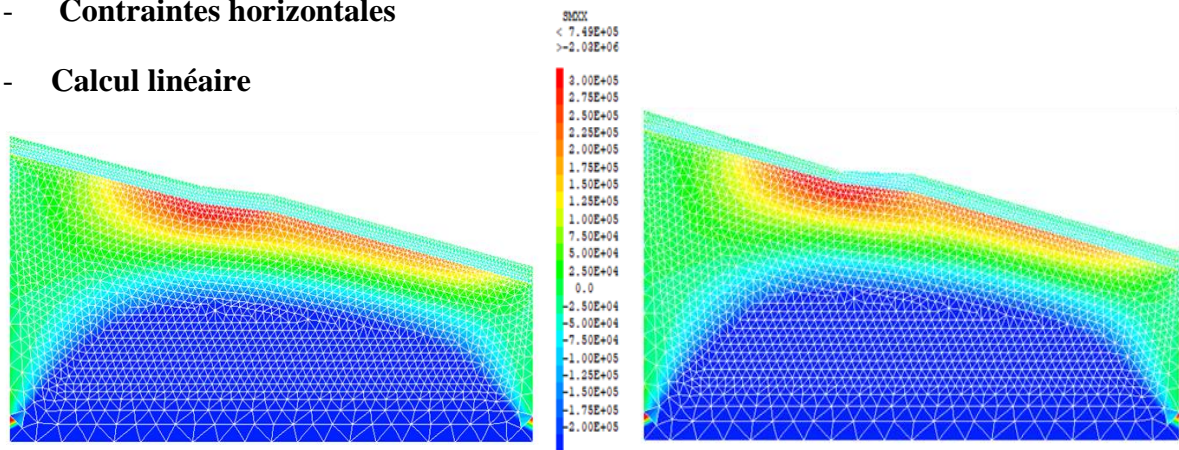
b) avec surcharge

Figure V.7 : Calcul non- linéaire du déplacement vertical UY

Les cartographies montrent bien les isovaleurs des déplacements verticaux. En profondeur les déplacements diminuent progressivement, On remarque l'apparition de la zone rouge au coté droit du sommet du talus (figure V.7 a et figure V.7 b), elle correspond aux déplacements verticaux positifs atteignent environ 20cm. Ceci est traduit par les conditions aux limites imposés. En comparant les résultats des deux calculs on remarque que, la modélisation non linéaire révèle des amplitudes maximales de déplacements verticaux beaucoup plus élevées et sur des zones plus larges très localisés, ainsi que des zones très restreintes de déplacements quasi-nuls, que le calcul linéaire ne parvient pas à représenter aussi fidèlement.

- **Contraintes horizontales**

- **Calcul linéaire**

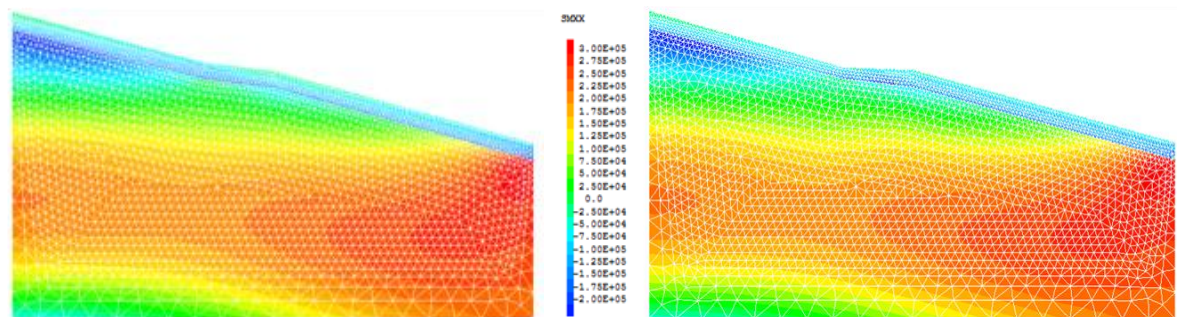


a) Sans surcharge

b) Avec surcharge

**Figure V.8 :** Calcul linéaire des contraintes horizontales SMXX

- **Calcul non-linéaire**



a) sans surcharge

b) avec surcharge

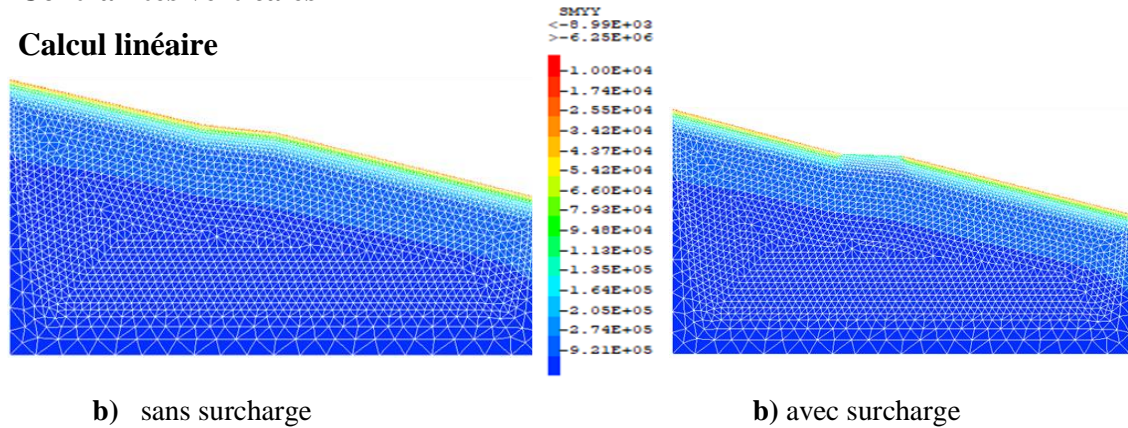
**Figure V.9:** Calcul linéaire des contraintes horizontales SMXX

Il s'agit des contraintes horizontales (figure 9a et figure 9b). Elles montrent que les contraintes maximales supérieures à 300 kPa (3 bars), en rouge foncé, se situent dans la moitié inférieure du talus. Cette zone est soumise à de fortes contraintes de traction. En remontant vers le haut du talus, les contraintes diminuent progressivement. Le haut du talus

subit des contraintes de compression de l'ordre de 20 à 200 kPa (0.2 à 2 bars). Ces fortes contraintes horizontales peuvent entraîner des déformations plastiques et du fluage, diminuant la stabilité.

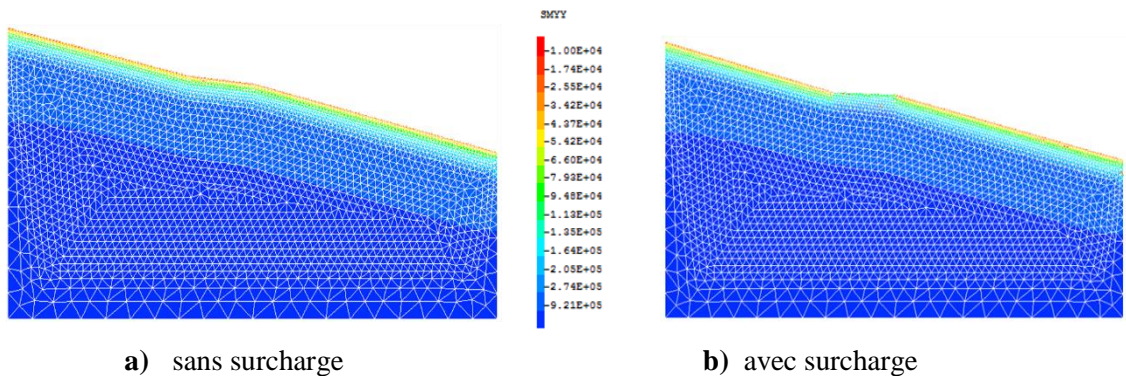
En comparant les résultats des deux calculs, on remarque que, l'approche linéaire a tendance à surestimer l'ampleur des zones où les contraintes horizontales sont négligeables par rapport au calcul non linéaire plus précis.

- **Contraintes verticales**
- **Calcul linéaire**



**Figure V.10:** Calcul linéaire des contraintes verticales SMYY

- **calcul non- linéaire**



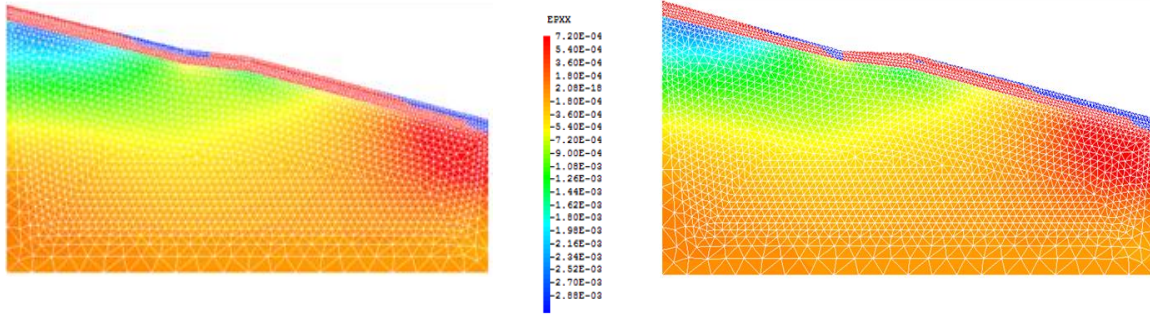
**Figure V.11 :** Calcul non- linéaire des contraintes verticales SMYY

D'après la cartographie de la contrainte verticale, on remarque que les contraintes verticales sont négligeables en surface. Cette zone supporte le poids des terres sus-jacentes (figures V.10a et V.11 a). Cette contraintes augmentent avec la profondeur. La figure 8b montre des contraintes différenciées dans la zone de la surcharge. Ces fortes contraintes verticales en profondeur peuvent entraîner du tassement et de la plasticité.

Les résultats des cartographies suggèrent que l'approche linéaire surestime grandement l'étendue des zones où les contraintes verticales sont négligeables par rapport à la modélisation non linéaire.



- Calcul non- linéaire



a) sans surcharge

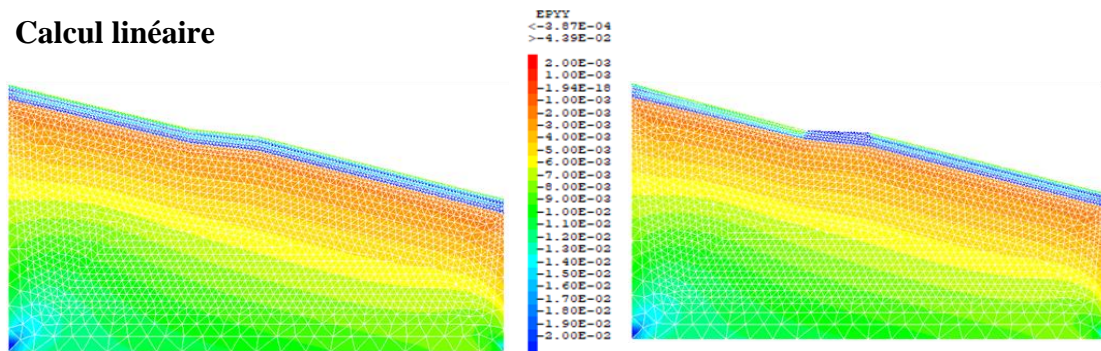
b) avec surcharge

Figure V.15 : Calcul non-linéaire déformations horizontales EPXX

Les cartographies montrent des déformations maximales horizontales des couches supérieures et des discontinuités à l'interface des couches 2 et 3. Ceci est dû aux caractéristiques mécaniques et rhéologiques plus faibles pour les couches supérieures. Ces variations dans les caractéristiques géotechniques peuvent influencer significativement le comportement global du sol. Ces cartographies permettent de visualiser la répartition des déformations horizontales dans le talus sous l'effet de son poids propre, et sous la surcharge due à l'urbanisation, mettant en évidence les zones les plus sollicitées. Elles peuvent aider à détecter des points de faiblesse structurelle. On constate que les déformations sont maximales au pied du talus et en surface. On remarque aussi, que l'approche linéaire surestime grandement plus précis. L'étendue des zones où les déformations horizontales sont négligeables par rapport au calcul non linéaire.

- Déformations verticales

- Calcul linéaire

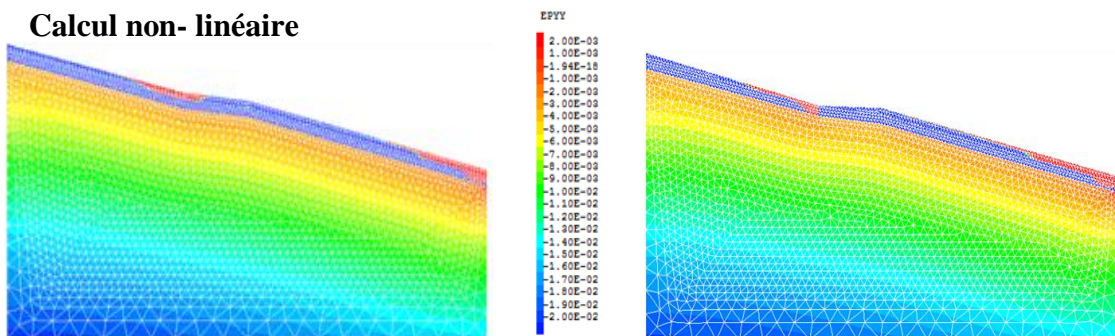


a) Sans surcharge

b) Avec surcharge

Figure V.16 : Calcul linéaire des déformations verticales EPYY

- Calcul non- linéaire



a) Sans surcharge

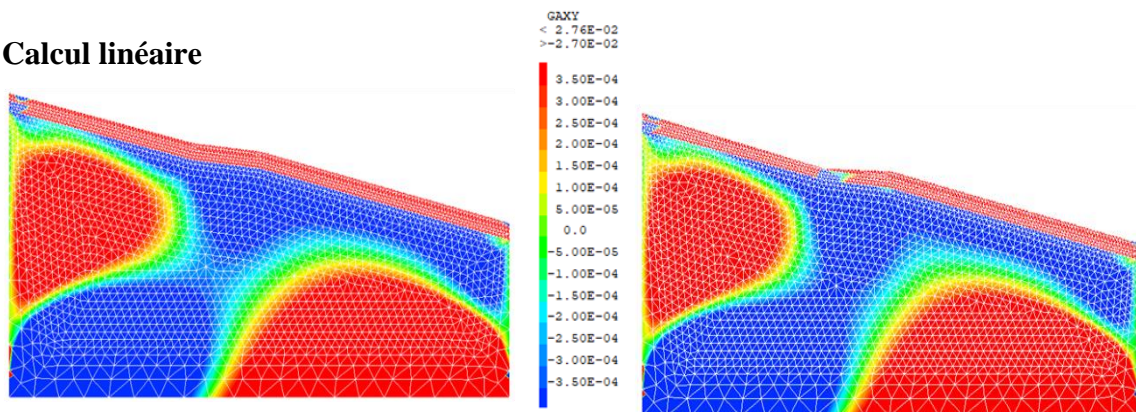
b) Avec surcharge

Figure V.17 : Calcul non- linéaire des déformations verticales EPYY

La cartographie des déformations totales verticales montre une déformation importante sur les couches 1 et 2 malgré des contraintes faibles. Ceci peut être expliqué par des caractéristiques mécaniques plus faibles pour les couches 1 et 2 par rapport à la couche 3.

- **Déformations de cisaillement**

- **Calcul linéaire**

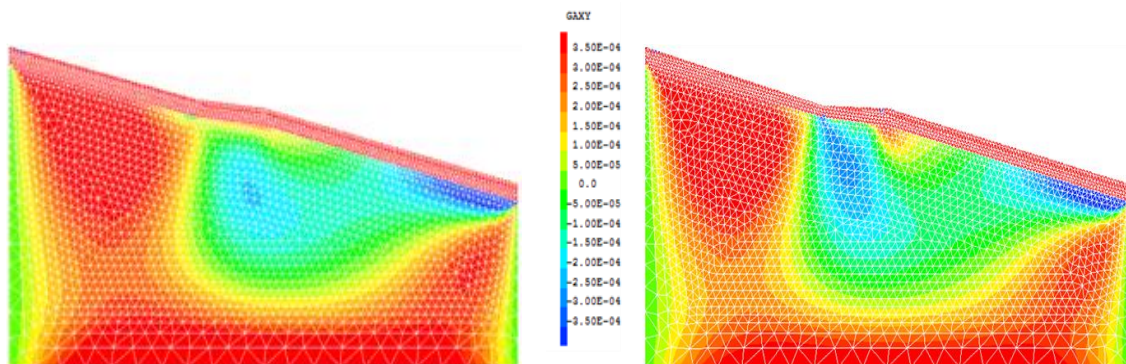


a) Sans surcharge

b) Avec surcharge

**Figure V.18** : calcul linéaire des déformations de cisaillement GAXY

- **Calcul non- linéaire**



a) Sans surcharge

b) Avec surcharge

**Figure V.19** : Calcul non- linéaire des déformations de cisaillement GAXY

En analysant la cartographie des déformations totales de cisaillement, les figures V.18, V.19 mettent en évidence des discontinuités nettes à l'interface des couches 2 et 3. Ceci peut être expliqué par des caractéristiques mécaniques plus faibles pour les couches 1 et 2 par rapport à la couche 3. Les modèles non linéaires peuvent mieux s'ajuster aux données complexes présentant des relations non linéaires.

- Déformations plastiques horizontales

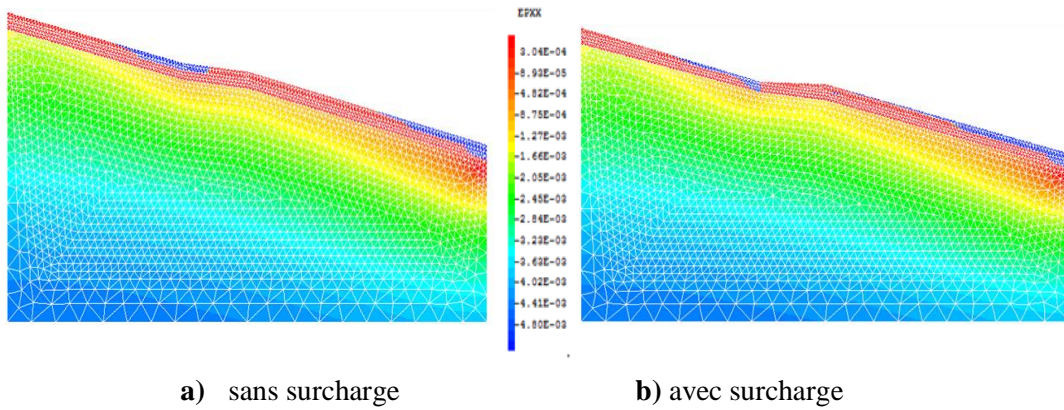


Figure V.20 : Calcul non- linéaire des déformations plastiques horizontales

La cartographie de déformations plastiques horizontales montre les valeurs maximales sur les deux premières couches et des discontinuités à l'interface des couches 2 et 3.

- Déformations plastiques verticales

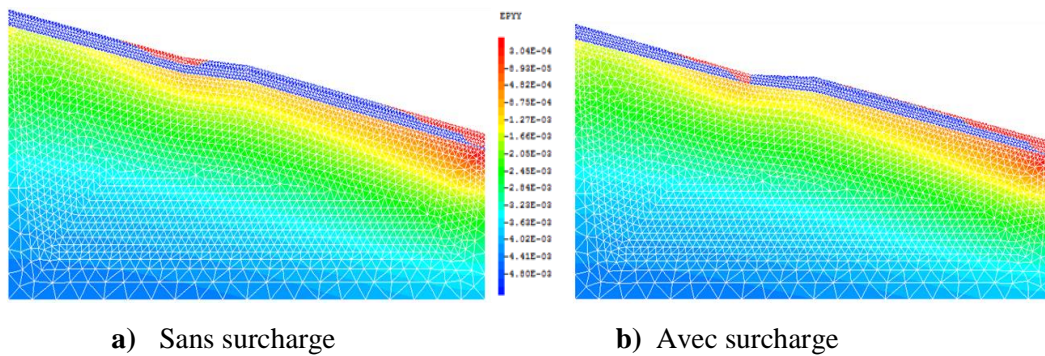


Figure V.21 : Calcul non- linéaire des déformations plastiques verticales

Ces cartographies mettent en évidence les zones du talus subissant des déformations plastiques, indicatrices d'un état de contrainte élevé. Elles permettent d'identifier les points faibles où des mesures de confortement pourraient être nécessaires.

- Coefficient de sécurité FOS

- Calcul linéaire

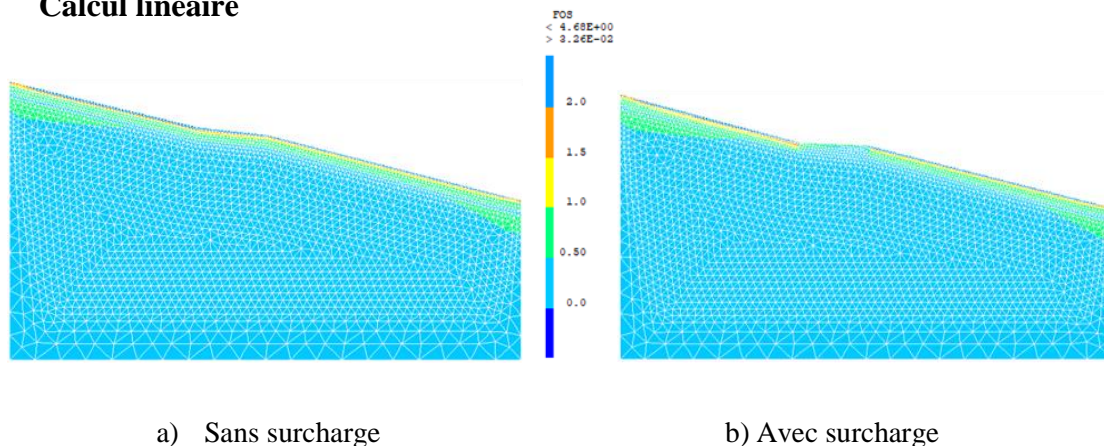
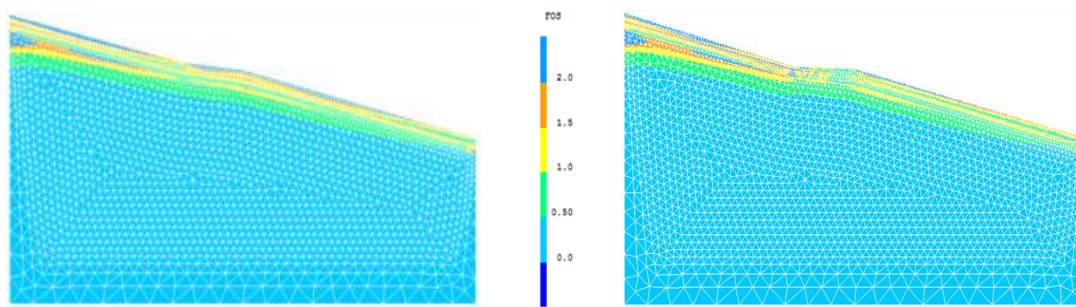


Figure V.22 : Calcul linéaire du coefficient de sécurité FOS

## - Calcul non- linéaire



b) Sans surcharge

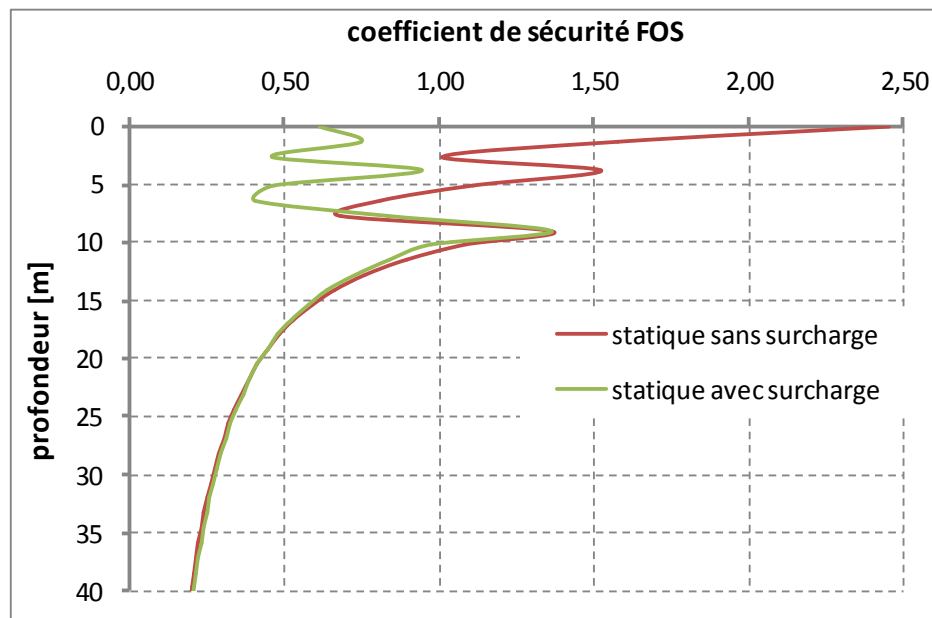
b) Avec surcharge

**Figure V.23** : Calcul non- linéaire du coefficient de sécurité FOS

Les cartographies permettent de visualiser la surface de glissement critique et d'évaluer quantitativement la stabilité globale via le facteur de sécurité.

Les résultats obtenus, ont donné la valeur moyenne de FOS du talus sans surcharge sur les deux premières couches de 1,21 et avec surcharge de valeur moyenne de 1,19.

Le calcul du coefficient global du FOS pour l'ensemble du profil (figure V.23 a) est de 0,297 sans surcharge, et de 0,28 pour le talus avec surcharge d'urbanisation (figure V.23 b), ce qui est très inférieur à 1, ce qui montre que le profil est exposé au risque de glissement.

**Figure V.24** : Variation du coefficient de sécurité en fonction de profondeur (cas statique)

1. Pour le cas statique sans surcharge (courbe rouge) :

- La première couche (Entre 0 et 4m) : Le coefficient oscille entre les valeurs de 1.0 et 1.5
- La deuxième couche (Entre 4 et 9m) : On observe une diminution du coefficient jusqu'à la valeur minimale de 0.68 environ.
- La troisième couche ( $\geq 9m$ ) : Le coefficient diminue progressivement jusqu'à atteindre des valeurs inférieures à 0.5.

2. Pour le cas statique avec surcharge (courbe verte) :

- Les deux premières couches : On observe des oscillations du coefficient entre 0.4 et 1.36
- La troisième couche ( $\geq 9\text{m}$ ): La courbe suit pratiquement la même tendance que le cas statique sans surcharge.

On constate aussi que :

- Les coefficients de sécurité sont plus stables en profondeur (au-delà de 15m)
- La zone critique se situe principalement dans les premiers 10 mètres où les variations sont plus importantes.
- L'ajout de la surcharge a un impact significatif principalement dans les couches superficielles (0-10m).
- Au-delà de 15m de profondeur, l'effet de la surcharge devient négligeable car les deux courbes se confondent.

D'après les résultats trouvés, on suggère :

- Une attention particulière doit être portée aux premiers 10 mètres où les variations sont plus importantes
- Des mesures de renforcement pourraient être nécessaires dans les zones où le coefficient est inférieur à 1.0 pour assurer la stabilité
- La présence de surcharge doit être particulièrement prise en compte dans la conception des ouvrages peu profonds

## B/ Calcul dynamique

Pour effectuer un calcul dynamique, en gardant le même profil et les mêmes conditions initiales, on doit activer les bandes absorbantes (pour absorber l'effet des vibrations de la charge dynamique) décrites par Lysmer et Kuhlmeyer, (1969). La méthode de Newmark a été, ainsi, appliquée pour la résolution de l'équation dynamique :

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = F \dots \dots \dots (V.26)$$

K : La matrice de rigidité ;

M: La matrice de masse ;

C : La matrice d'amortissement et  $C = \alpha_R M + \beta_R K$

$\alpha_R, \beta_R$ : Coefficients de Rayleigh

F : Le vecteur de charge

$\ddot{U}$  : Accélération,  $\dot{U}$ : Vitesse , U: Déplacement.

Dans l'analyse élastique, la matrice d'amortissement (C) est formulée en fonction des matrices de masse et de rigidité (Rayleigh Damping) (Hughes 1987). L'amortissement physique de l'analyse élastique est simulé à l'aide de l'amortissement de Rayleigh. Dans cette étude, on utilise le système implicite d'intégration de Newmark. Avec cette méthode, le déplacement et la vitesse à l'instant  $(t + \Delta t)$  sont exprimés, respectivement, par les équations (V.27) et (V.28) comme suit :

$$U^{t+\Delta t} = U^t + \left( U^{\Delta t} + \left( \frac{1}{2} - \alpha \right) \ddot{U}^t + \alpha \ddot{U}^{t+\Delta t} \right) \Delta t^2 \quad (\text{V.27})$$

$$\dot{U}^{t+\Delta t} = \dot{U}^t + \left( (1 - \beta) \dot{U}^t + \beta \dot{U}^{t+\Delta t} \right) \Delta t \quad (\text{V.28})$$

Où  $\Delta t$  est le pas du temps. Les coefficients  $\alpha$  et  $\beta$  déterminent la précision de l'intégration du temps numérique et pour obtenir une solution stable, les conditions suivantes doivent être satisfaites (V.29) :

$$\alpha \geq 0.25(0.5 + \beta)^2 \text{ et } \beta \geq 0.5 \quad (\text{V.29})$$

### B-1- Aperçu sur la méthode de Newmark

La méthode de Newmark est une méthode d'intégration numérique pour la résolution numérique d'équations différentielles du second ordre. Créée par Nathan Newmark pour la résolution de problèmes de dynamique structurelle, elle convient, non seulement pour des systèmes différentiels linéaires, mais aussi pour des systèmes fortement non linéaires avec une matrice de masse et une force appliquée qui peuvent dépendre à la fois de la position et du temps. Dans ce second cas, le calcul nécessite à chaque pas une boucle d'itération.

### B-2-Principe

On considère la forme générale de l'équation de la dynamique:

$$M \cdot \ddot{x}(t) + C \dot{x}(t) + K \cdot x(t) = f(t) \quad (\text{V.30})$$

Dans laquelle M est la matrice de masse, K la matrice de rigidité, et C un éventuel opérateur d'amortissement.

Ces opérateurs peuvent venir de la discrétisation (éléments finis, différences finies...) d'un problème de dynamique des structures, par exemple.

Le principe de cette méthode consiste à déterminer par un développement limité la position et la vitesse à l'instant  $t$  à partir des mêmes grandeurs à l'instant  $(t - \Delta t)$ .

Ce développement contient un terme d'erreur du troisième ordre proportionnel à la dérivée de l'accélération.

Diverses hypothèses permettent de remplacer cette dérivée troisième par l'accélération au temps précédent en introduisant deux paramètres  $\gamma$  et  $\beta$ . On peut écrire le schéma correctif suivant :

$$x_t = x_{t-\Delta t} + \Delta t \dot{x}_{t-\Delta t} + \frac{\Delta t^2}{2} [(1 - 2\beta)\ddot{x}_{t-\Delta t} + 2\beta\ddot{x}_t] \quad (\text{V.31})$$

$$\dot{x}_t = \dot{x}_{t-\Delta t} + \Delta t [(1 - \gamma)\ddot{x}_{t-\Delta t} + \gamma\ddot{x}_t] \quad (\text{V.32})$$

### B-3-Démonstration du schéma d'intégration de Newmark

On considère les développements limités suivants :

$$x_t = x_{t-\Delta t} + \Delta t \dot{x}_{t-\Delta t} + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{x}_{t-\Delta t} + \frac{\Delta t^3}{6} x_{t-\Delta t}^{(3)} + o(\Delta t^3) \quad (\text{V.33})$$

$$\dot{x}_t = \dot{x}_{t-\Delta t} + \Delta t \ddot{x}_{t-\Delta t} + \frac{\Delta t^2}{2} x_{t-\Delta t}^{(3)} + o(\Delta t^2) \quad (\text{V.35})$$

$$\ddot{x}_t = \ddot{x}_{t-\Delta t} + \Delta t x_{t-\Delta t}^{(3)} + o(\Delta t) \quad (\text{V.36})$$

La méthode de Newmark repose sur les approximations suivantes :

$$\frac{\Delta t^3}{6} x_{t-\Delta t}^{(3)} + o(\Delta t^3) \approx \beta \Delta t^3 x_{t-\Delta t}^{(3)} \quad (\text{V.37})$$

$$\frac{\Delta t^2}{2} x_{t-\Delta t}^{(3)} + o(\Delta t^2) \approx \gamma \Delta t^2 x_{t-\Delta t}^{(3)} \quad (\text{V.38})$$

En considérant une accélération linéaire entre deux pas de temps, on obtient :

$$\ddot{x}_t = \ddot{x}_{t-\Delta t} + \Delta t x_{t-\Delta t}^{(3)} \quad (\text{V.39})$$

On en déduit alors les expressions suivantes:

$$x_t = x_{t-\Delta t} + \Delta t \dot{x}_{t-\Delta t} + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{x}_{t-\Delta t} + \beta \Delta t^3 x_{t-\Delta t}^{(3)} \quad (\text{V.40})$$

$$\dot{x}_t = \dot{x}_{t-\Delta t} + \Delta t \ddot{x}_{t-\Delta t} + \gamma \Delta t^2 x_{t-\Delta t}^{(3)} \quad (\text{V.41})$$

$$\ddot{x}_t = \ddot{x}_{t-\Delta t} + \Delta t x_{t-\Delta t}^{(3)} \quad (\text{V.42})$$

En remplaçant l'expression de  $x_{t-\Delta t}^{(3)}$  dans celles de  $x_t$  et  $\dot{x}_t$ , on obtient:

$$x_t = x_{t-\Delta t} + \Delta t \dot{x}_{t-\Delta t} + \frac{\Delta t^2}{2} [(1 - 2\beta)\ddot{x}_{t-\Delta t} + 2\beta\ddot{x}_t] \quad (\text{V.43})$$

$$\dot{x}_t = \dot{x}_{t-\Delta t} + \Delta t[(1 - 2\beta)\ddot{x}_{t-\Delta t} + \gamma\dot{x}_t] \tag{V.44}$$

À chaque pas de temps, il est nécessaire de déterminer toutes les grandeurs  $x_t$ ,  $\dot{x}_t$ ,  $\ddot{x}_t$ . Cependant, le schéma d'intégration ne permet de retrouver que deux de ces grandeurs à chaque pas de temps. Pour déterminer la troisième, on utilise la contrainte imposée par l'équation différentielle :

$$M\ddot{x}_t + C\dot{x}_t + Kx_t = f(t) \tag{V.45}$$

De manière générale, pour garantir une meilleure précision sur  $x_t$ , on utilise l'équation différentielle. Puisque les équations du schéma numérique permettent d'exprimer  $\dot{x}_t$  et  $\ddot{x}_t$  en fonction de  $x_{t-\Delta t}$ ,  $\dot{x}_{t-\Delta t}$  et  $\ddot{x}_{t-\Delta t}$ , on peut ainsi calculer  $x_t$  à partir de ces mêmes grandeurs:

$$\left[ \frac{1}{\beta\Delta t^2}M + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}C + K \right] x_t = f(t) \tag{V.46}$$

$$+ M \left[ \left( \frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{x}_{t-\Delta t} + \frac{1}{\beta\Delta t} \dot{x}_{t-\Delta t} + \frac{1}{\beta\Delta t^2} x_{t-\Delta t} \right]$$

$$+ C \left[ \left( \frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \Delta t \ddot{x}_{t-\Delta t} + \left( \frac{\gamma}{\beta} - 1 \right) \dot{x}_{t-\Delta t} + \frac{\gamma}{\beta\Delta t} x_{t-\Delta t} \right]$$

On en déduit alors  $\dot{x}_t$  et  $\ddot{x}_t$

$$\dot{x}_t = \frac{\gamma}{\beta} \left( \frac{x_t - x_{t-\Delta t}}{\Delta t} \right) + \left( 1 - \frac{\gamma}{\beta} \right) \dot{x}_{t-\Delta t} + \left( 1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \Delta t \ddot{x}_{t-\Delta t} \tag{V.47}$$

$$\ddot{x}_t = \frac{1}{\beta\Delta t^2} \left[ x_t - x_{t-\Delta t} - \Delta t \dot{x}_{t-\Delta t} + \left( \beta - \frac{1}{2} \right) \Delta t^2 \ddot{x}_{t-\Delta t} \right] \tag{V.48}$$

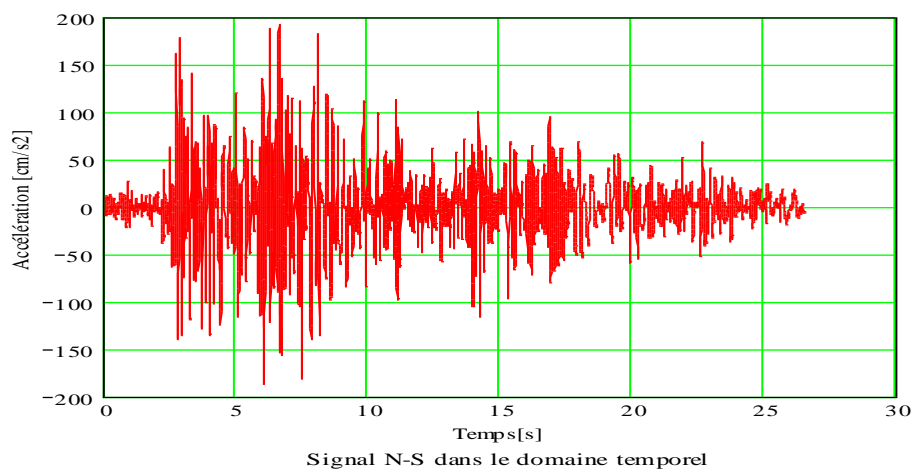
Des deux paramètres  $\gamma$  et  $\beta$  dépendent les propriétés de l'algorithme, en particulier la stabilité et son caractère implicite ou explicite.

Domaine	Stabilité
$\gamma \leq 1/2$	instable
$1/2 \leq \gamma$ et $2\beta \leq \gamma$	Conditionnellement stable
$1/2 \leq \gamma \leq 2\beta$	Inconditionnellement stable

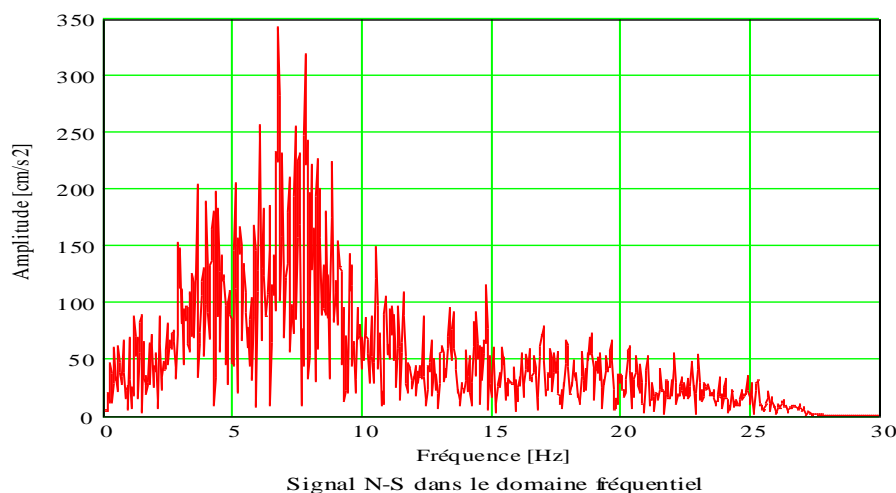
On rappelle qu'une méthode est dite explicite quand les déplacements au pas de temps  $t$  dépendent explicitement des variables au pas de temps  $t - \Delta t$  (c'est le cas lorsque  $\beta = 0$ ). Les méthodes implicites font dépendre le déplacement au pas de temps  $t$  des vitesses à ce même pas de temps.

### B-4-Résultats du calcul dynamique

Le versant en question est sujet à des excitations sismiques qui peuvent modifier la stabilité précaire du site et peuvent le rendre vulnérable. Cette zone a été touchée par un des séismes les plus meurtriers d'Algérie : séisme de Boumerdes avec un bilan de 2278 morts, 10 147 blessés et plus de 15000 sans-abris. Ce séisme a secoué la région de Boumerdes (50 km à l'Est d'Alger) le 21 mai 2003, de magnitude ( $M_w = 6.8$ ). Les dégâts et les dommages ont été ressentis dans les wilayas de Boumerdes, Alger, Tizi-Ouzou et Bouira. Dans notre cas d'étude, on a choisi le signal enregistré par la station de Tizi-Ouzou dont les composantes du signal sismique émis sont représentées en domaine temporel et en domaine fréquentiel sur les figures (V.25), (V.26), (V.27), (V.28). Elles montrent que la fréquence fondamentale est de 6.75 Hz pour composante N-S du signal, et de 6.2Hz pour la composante verticale.



**Figure V.25** : la composante N-S du signal dans le domaine temporel



**Figure V.26** : la composante N-S du signal dans le domaine fréquentiel

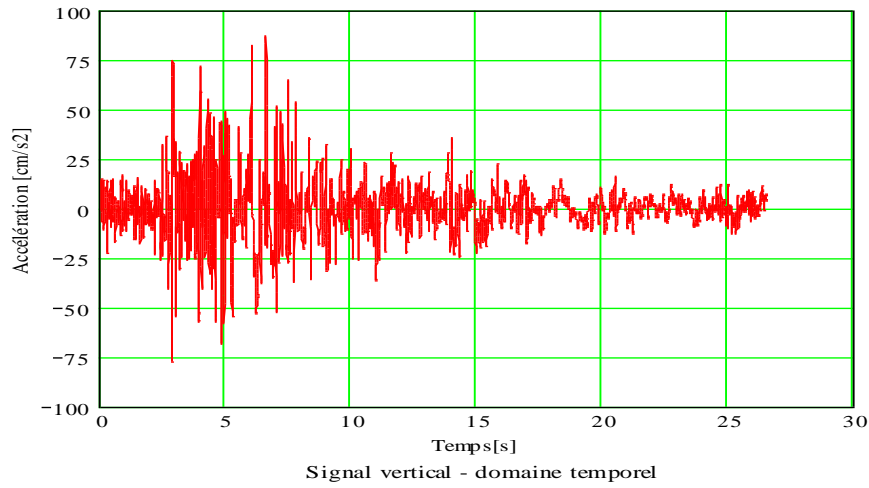


Figure V.27 : la composante verticale du signal dans le domaine temporel

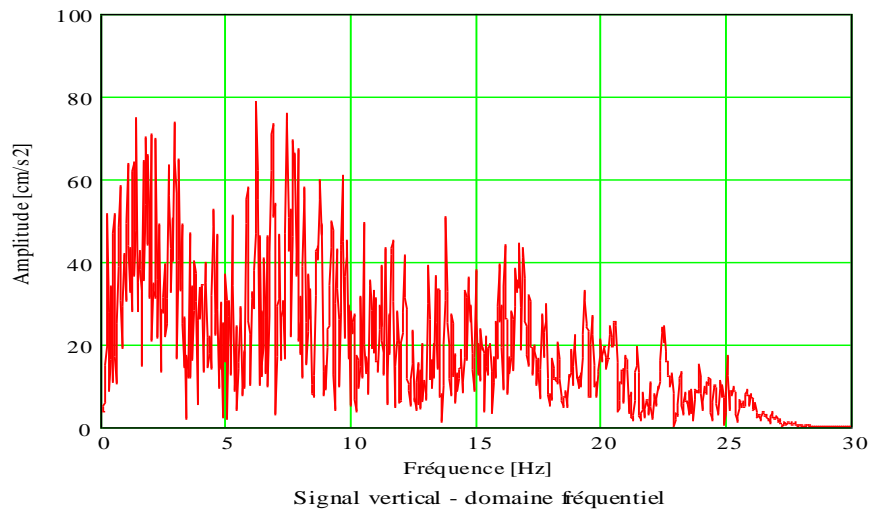


Figure V.28 : composante verticale du signal dans le domaine fréquentiel

Les cartographies ci-dessous représentent l'état de contraintes à l'instant  $t=13.875s$  où le coefficient de sécurité global du profil est de valeur égale à 0.27

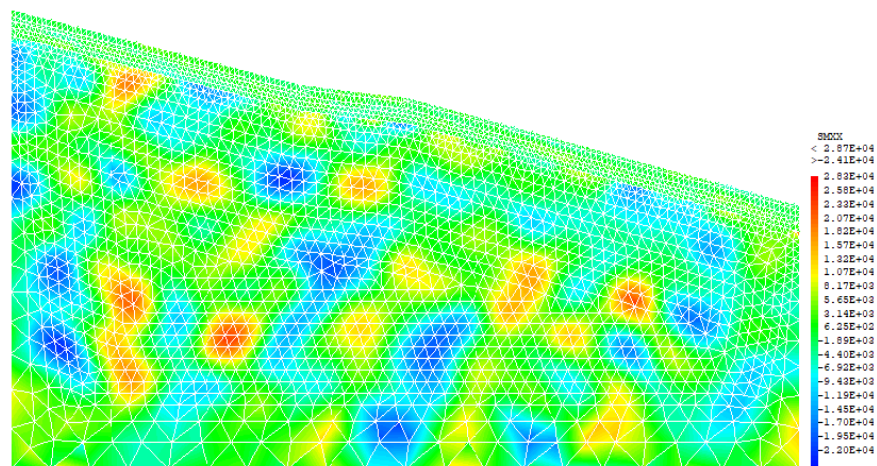


Figure V.29 : Contraintes horizontales dynamiques à l'instant  $t=13.875s$

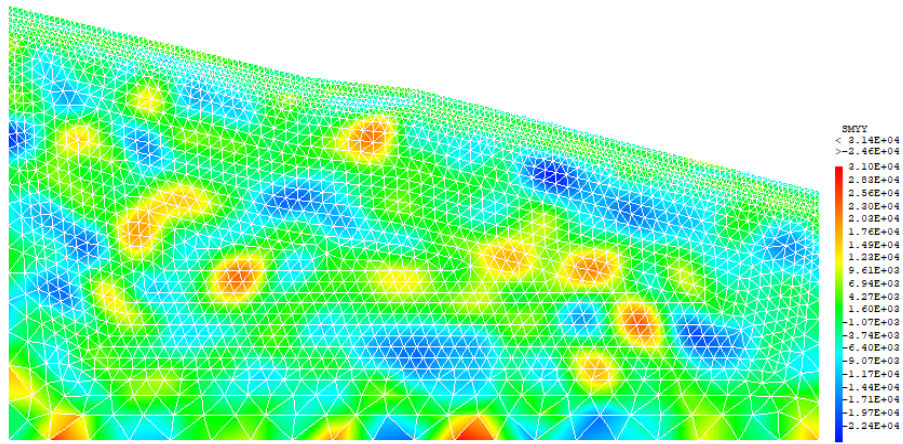


Figure V.30 : Contraintes verticales dynamiques à l’instant t=13.875s

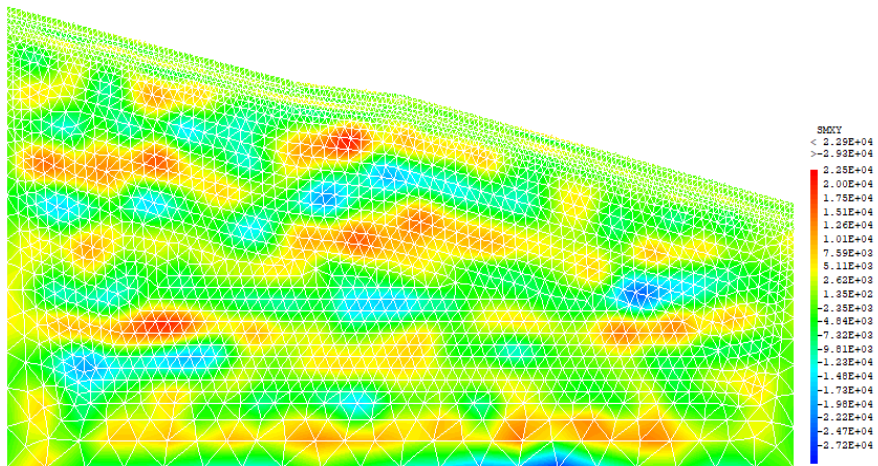


Figure V.31 : Contraintes de cisaillement dynamiques à l’instant t=13.875s

D'après les cartographies des contraintes dynamiques (sans les contraintes statiques), nous observons l'état de l'onde sismique qui distribue les contraintes de compression (bleu) et de traction (rouge) sur tout le profil.

Cette distribution des contraintes horizontales dynamiques suggère un comportement complexe de la structure qui nécessite une approche de dimensionnement tenant compte de ces variations spatiales importantes.

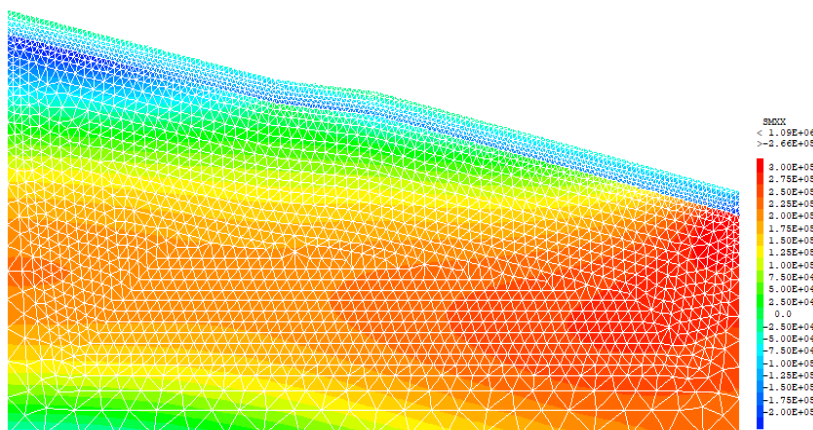


Figure V.32 : Contraintes totales horizontales (statique et dynamique)

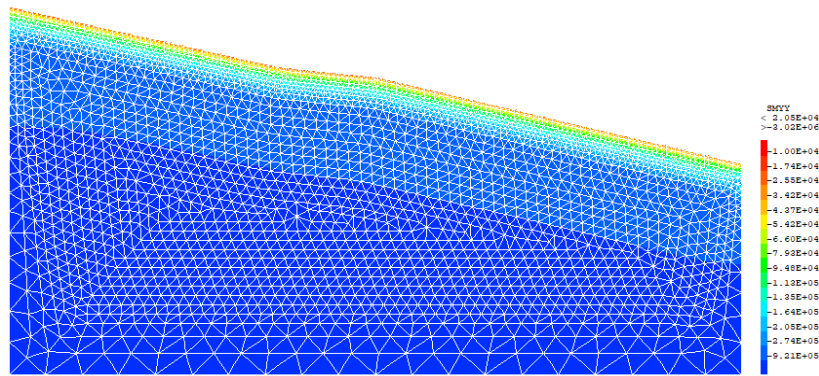


Figure V.33 Contraintes totales verticales (statique et dynamique)

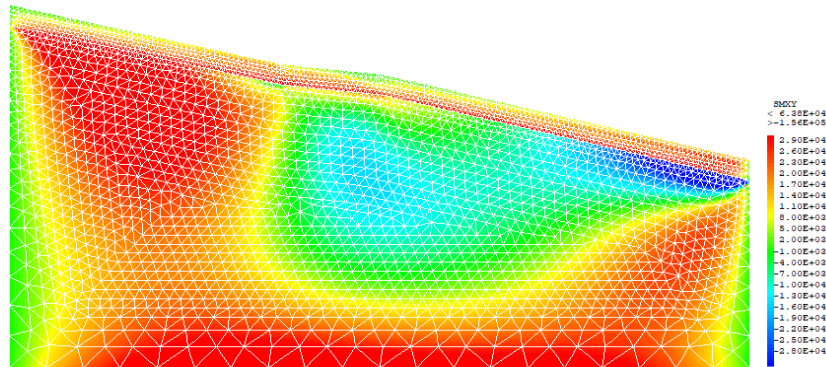


Figure V.34 Contraintes totales de cisaillement (statique et dynamique)

Il n'est pas utile de représenter les contraintes totales pour voir les contraintes dynamiques vu que celles-ci sont noyées dans le champ des contraintes statiques.

Les cartographies des contraintes montrent l'apparition des zones de contraintes dynamiques positives et négatives inhérentes au passage de l'onde sismique. Des zones de faibles contraintes verticales coexistent avec des zones de fortes contraintes horizontales, ce qui rend le talus instables au sens du critère de Mohr-Coulomb.

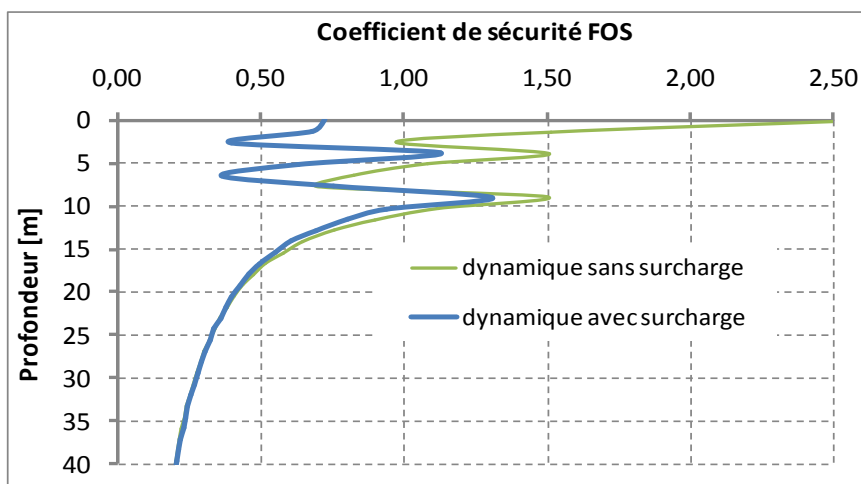


Figure V.35 : Variation du coefficient de sécurité en fonction de profondeur (cas dynamique) à l'instant  $t=13.875s$

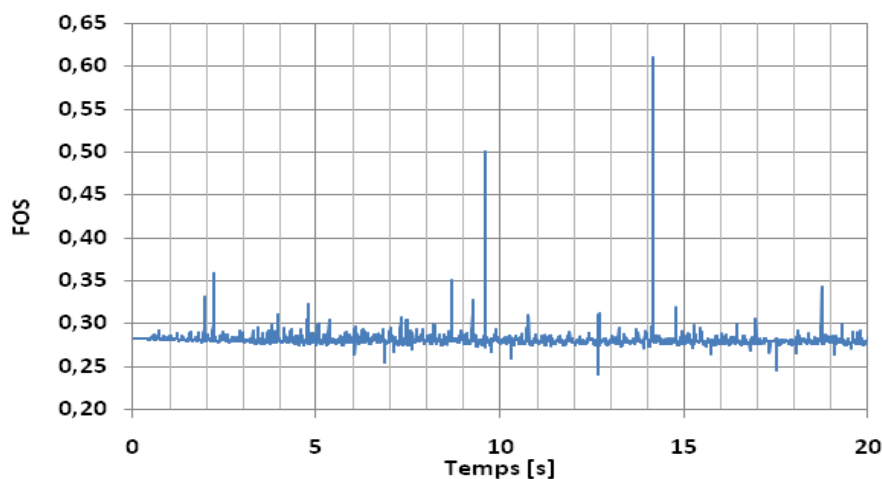
1. Pour le cas dynamique sans surcharge (courbe verte) :
  - La première couche (de 0 à 4m) : Le coefficient oscille autour de 1.0 et 2.5,
  - La deuxième couche (entre 4m et 9m) : le coefficient chute jusqu'à environ 0.70,
  - La troisième couche ( $\geq 9m$ ) : Le coefficient diminue progressivement jusqu'à des valeurs inférieures à 0.5,
2. Pour le cas dynamique avec surcharge (courbe bleue) :
  - La première couche (de 0 à 4m) : On observe variation du coefficient de sécurité entre 0.5 et 1,
  - La deuxième couche (entre 4m et 9m) : Une diminution progressive du coefficient à une valeur de 0.36,
  - La troisième couche ( $\geq 9m$ ) : Le coefficient diminue progressivement jusqu'à des valeurs inférieures à 0.5,

L'effet de la surcharge est plus marqué dans les deux premières couches.

- Au-delà de 15m, l'influence de la surcharge devient négligeable
- Les deux configurations convergent vers les mêmes valeurs en profondeur
- L'effet dynamique combiné à la surcharge crée des conditions plus défavorables dans les couches superficielles.

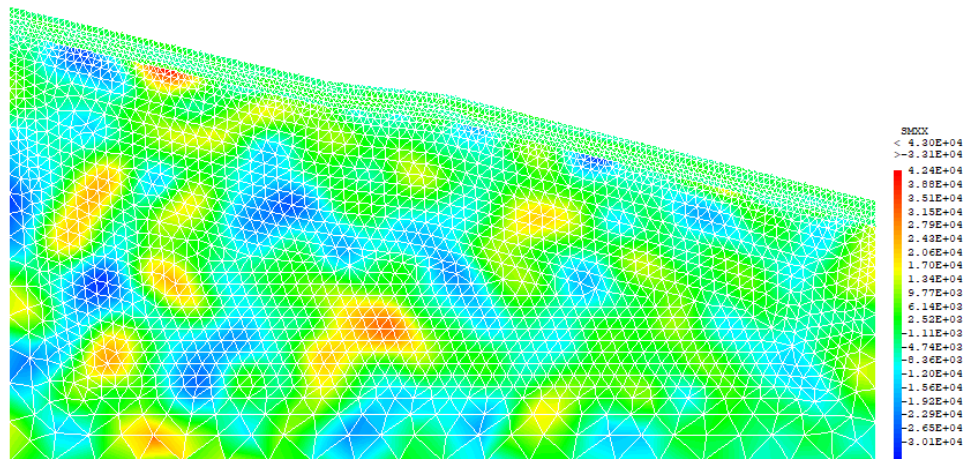
Le graphique ci-dessous (**Figure V.36**) montre la variation du coefficient de sécurité global (FOS - Factor of Safety) en fonction du temps sur une période de 20 secondes.

Il est important de noter que les valeurs du FOS sont toutes inférieures à 1,0, ce qui est préoccupant d'un point de vue stabilité, car un coefficient de sécurité inférieur à 1 indique généralement que la structure est théoriquement défailante ou instable. Les pics observés correspondent probablement à des moments critiques où la structure est particulièrement vulnérable, notamment à  $t \approx 14s$  où le FOS atteint sa valeur maximale de 0,61. En revanche, le coefficient FOS atteint une valeur minimale de 0.24 à l'instant  $t=12.67s$ .



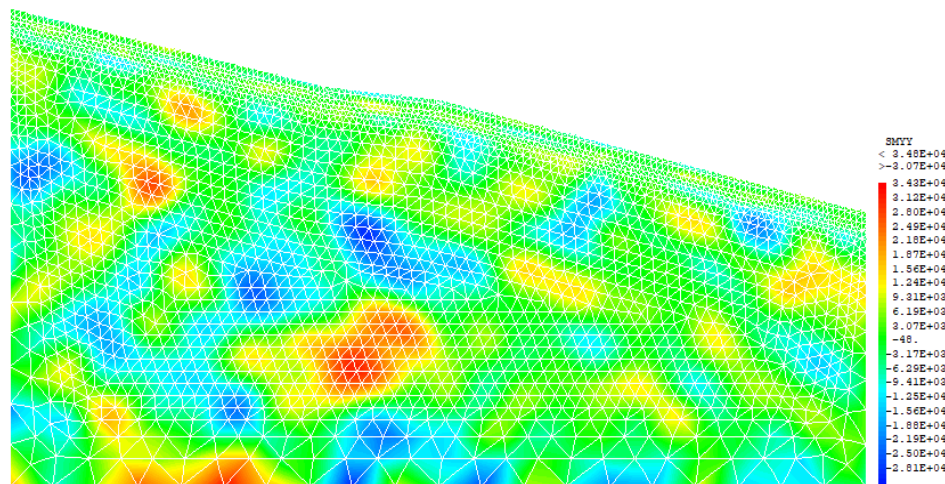
**Figure V.36** : Variation du coefficient de sécurité global sans surcharge en fonction du temps.

On s'intéressera dans ce qui suit à présenter les résultats du calcul effectués à cet instant  $t=12.67s$  où le coefficient de sécurité global est minimum de valeur égale à 0.24.



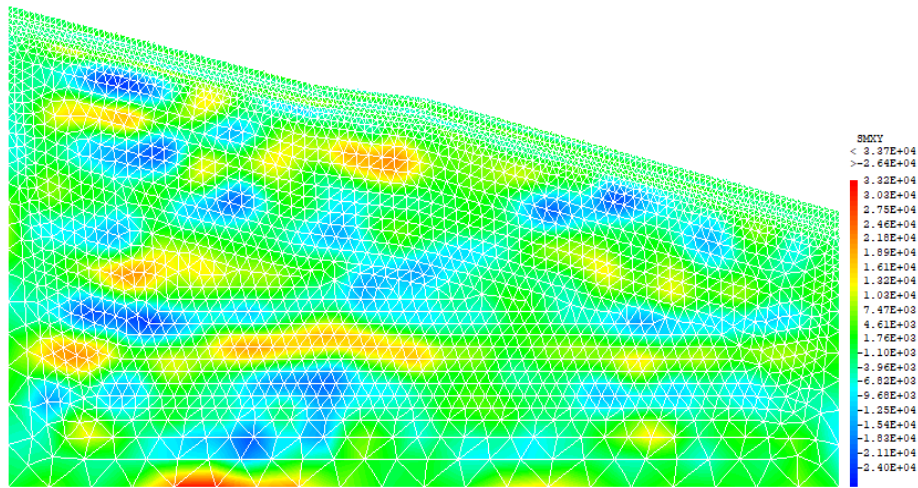
**Figure V.37 :** Contraintes horizontales dynamiques à l'instant  $t=12.67s$

La cartographie présente une distribution hétérogène des contraintes horizontales, avec des zones localisées de traction (positives) et de compression (négatives) dispersées à travers le talus. Ces zones pourraient être susceptibles de développer des fissures ou des déformations permanentes si les contraintes dépassent les limites élastiques du matériau. Cette distribution non uniforme suggère une réponse dynamique complexe, typique d'une structure soumise à une excitation sismique. L'amplitude des contraintes (de l'ordre de 30-40 kPa) est modérée, mais pourrait être significative selon le type de matériau constituant le profil.



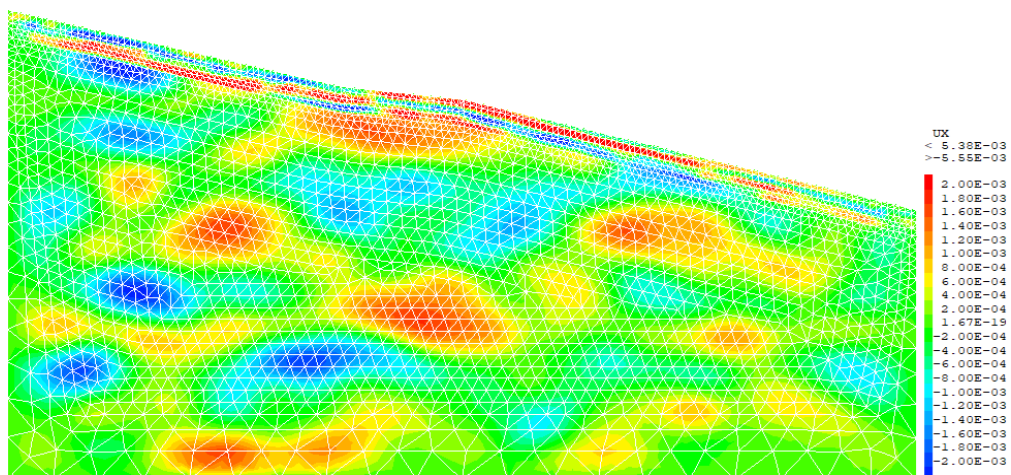
**Figure V.38 :** Contraintes verticales dynamiques à l'instant  $t=12.67s$

Cette cartographie est essentielle pour identifier les zones critiques où les contraintes verticales sont maximales à cet instant précis, permettant ainsi d'évaluer la sécurité du talus face aux sollicitations dynamiques. L'amplitude des contraintes (de l'ordre de 30-34 kPa) est modérée mais pourrait être significative selon le matériau constituant le profil et sa résistance.



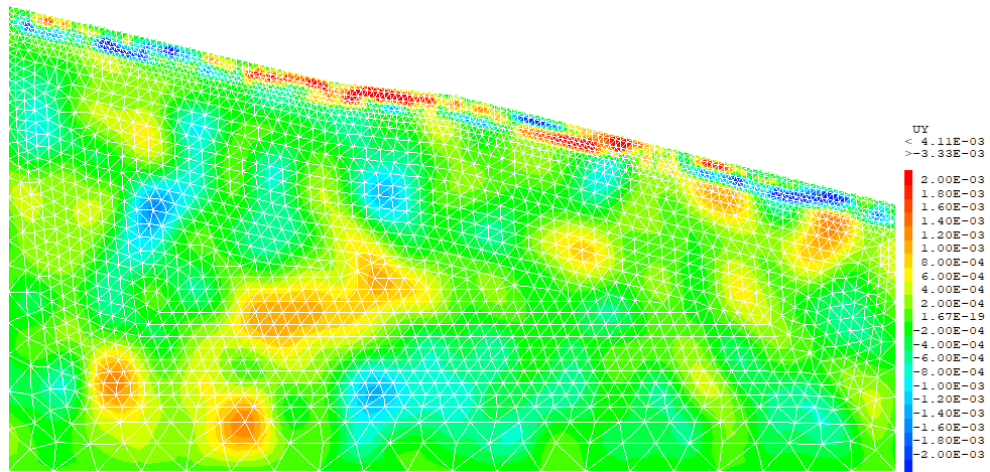
**Figure V.39** : Contraintes de cisaillement dynamiques à l'instant  $t=12.67s$

D'après cette cartographie, on remarque des zones de contraintes de cisaillement maximales, atteignant environ  $3.37 \times 10^4 \text{ N/m}^2$ , et les contraintes minimales ou négatives, descendant jusqu'à environ  $-2.64 \times 10^4 \text{ N/m}^2$ . Cette distribution hétérogène des contraintes de cisaillement suggère que la structure est soumise à des forces dynamiques complexes.



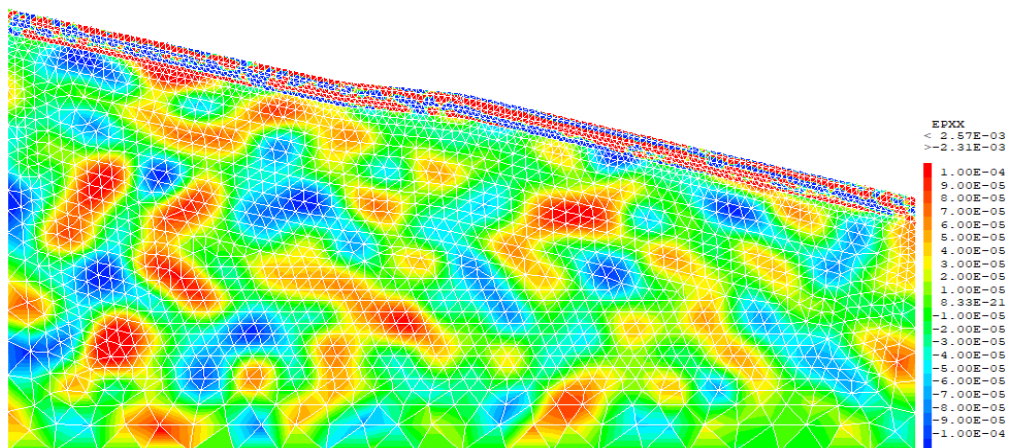
**Figure V.40** : Calcul dynamique du déplacement horizontal UX au temps  $t=12.67s$

Cette cartographie est caractéristique d'une analyse dynamique transitoire, comme on pourrait l'observer lors d'une sollicitation sismique, où les déplacements horizontaux varient considérablement à travers le talus à un instant donné, révélant comment l'onde se propage et interagit avec la géométrie du profil. La partie supérieure de la structure semble présenter des déplacements plus importants que la partie inférieure, ce qui pourrait indiquer un effet d'amplification en surface.



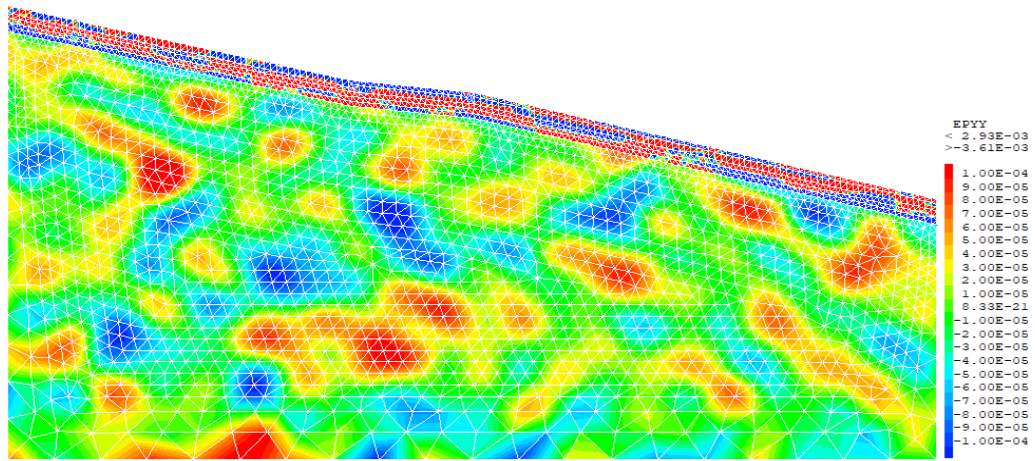
**Figure V.41** : Calcul dynamique du déplacement vertical UY au temps  $t=12.67s$

La cartographie montre une structure maillée avec une distribution des déplacements verticaux UY, on remarque que, le talus présente une distribution de déplacements faibles dans la majeure partie de sa surface, indiquant que de nombreuses zones restent relativement stables à cet instant. L'amplitude des déplacements (de l'ordre de quelques millimètres) est relativement faible, ce qui est conforme aux analyses dynamiques.



**Figure V.42** : Déformations horizontales sismiques EPXX au temps  $t=12.67s$

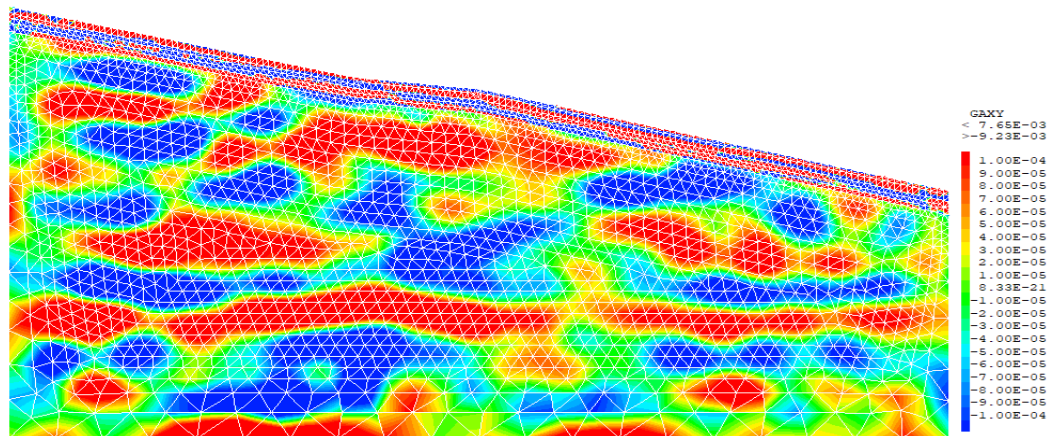
On observe une distribution complexe et non uniforme des déformations horizontales avec plusieurs zones de traction (positives) et de compression (négatives). Cette distribution forme des motifs sinueux à travers le talus, suggérant une propagation d'ondes ou un mode de déformation oscillatoire. L'amplitude des déformations (de l'ordre de  $10^{-3}$ ) est significative et pourrait indiquer, selon le matériau utilisé, des zones où les contraintes approchent potentiellement les limites élastiques.



**Figure V.43** : Déformations verticales sismiques EPYY au temps t=12.67s

Cette cartographie montre une analyse dynamique du talus sous sollicitation sismique, où les déformations verticales alternent dans l'espace et évoluent dans le temps.

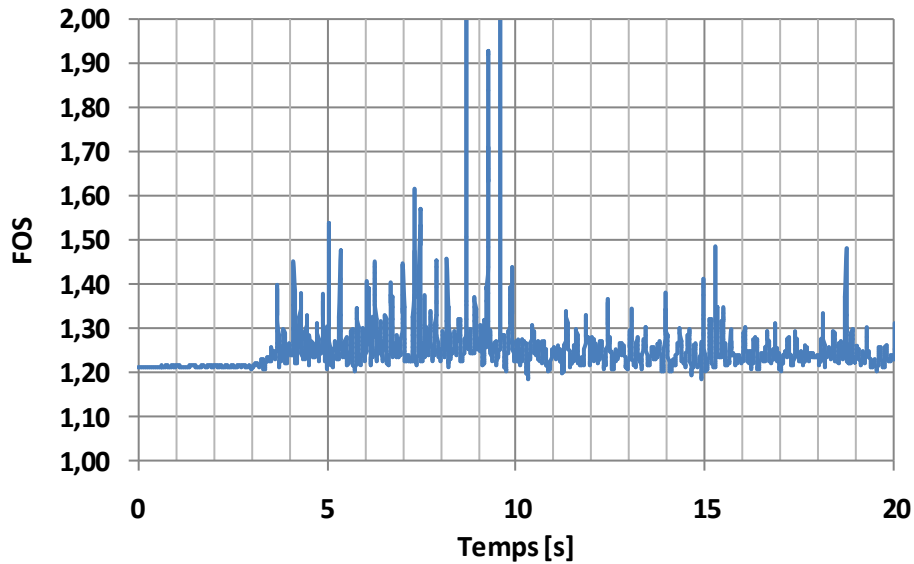
On observe une distribution hétérogène des déformations. Le talus présente une onde de compression et de traction verticale. L'amplitude des déformations de l'ordre de ( $10^{-3}$ ) est significative et pourrait indiquer des zones critiques où le matériau est soumis à des contraintes importantes, dépassant ses limites élastiques selon le matériau concerné.



**Figure V.44** : Déformations de cisaillement sismiques GAXY au temps t=12.67s.

On observe une alternance significative de zones rouges et bleues, indiquant une distribution non uniforme des contraintes de cisaillement dans la structure. Cette alternance suggère que la structure subit des déformations cycliques ou ondulatoires.

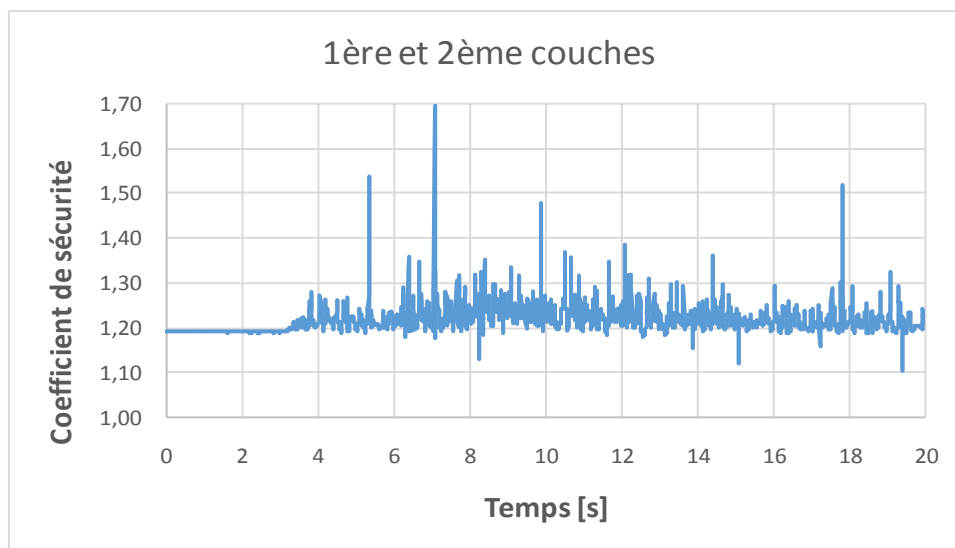
Les zones critiques se situent aux endroits où les déformations de cisaillement atteignent leurs valeurs extrêmes, ce qui pourrait indiquer des points de concentration de contraintes. L'ordre de grandeur des déformations ( $10^{-3}$ ) indique qu'il s'agit probablement de déformations relativement faibles, ce qui est courant dans les analyses dynamiques.



**Figure V.45 :** Variation du coefficient de sécurité des deux premières couches en fonction du temps.

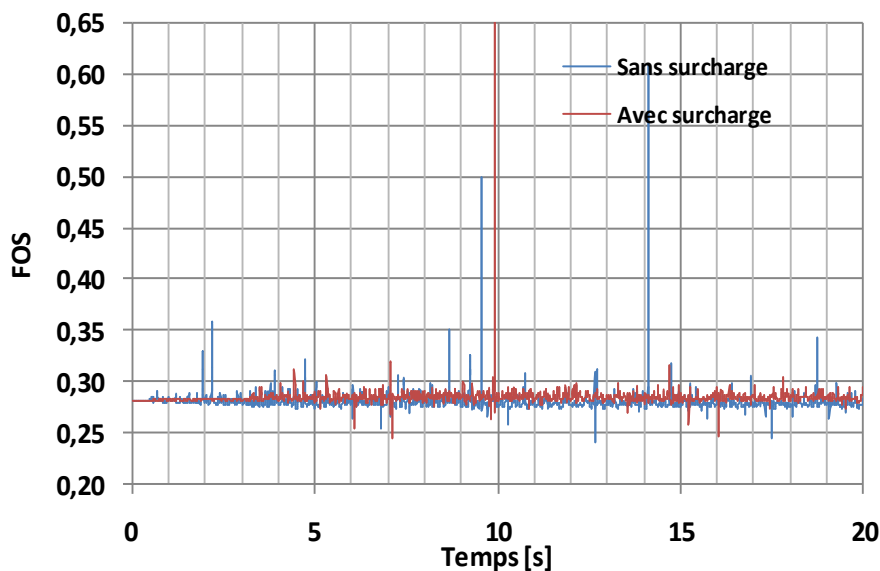
Ce graphique montre la variation du coefficient de sécurité (FOS - Factor of Safety) des deux premières couches d'une structure en fonction du temps, sur une période de 20 secondes. Contrairement au graphique précédent (**Figure V.36**), les valeurs du FOS sont ici toutes supérieures à 1,0, ce qui est favorable d'un point de vue stabilité. Un coefficient de sécurité supérieur à 1 indique que les deux premières couches maintiennent une marge de sécurité tout au long de la période analysée. Les pics observés, particulièrement autour de  $t \approx 9-10s$ , suggèrent des moments où les couches sont momentanément plus résistantes aux contraintes appliquées, probablement en raison soit de l'augmentation des contraintes verticales, ou diminution des contraintes horizontales.

**- Résultats dynamique du talus avec surcharge :**



**Figure V.46 :** Variation du coefficient de sécurité dynamique des deux premières couches avec surcharge en fonction du temps

Ce graphique présente l'évolution du coefficient de sécurité dynamique des deux premières couches du sol avec surcharge, en fonction du temps sur une période de 0 à 20 secondes. Contrairement au coefficient de sécurité global précédemment analysé, les valeurs pour ces deux premières couches sont généralement supérieures à 1,0, oscillant autour d'une valeur moyenne d'environ 1,20-1,25, ce qui indique une stabilité relative de ces couches. Ces résultats indiquent que les deux premières couches du sol présentent des caractéristiques mécaniques favorables qui leur permettent de conserver leur stabilité sous les conditions de chargement sismique avec surcharge.



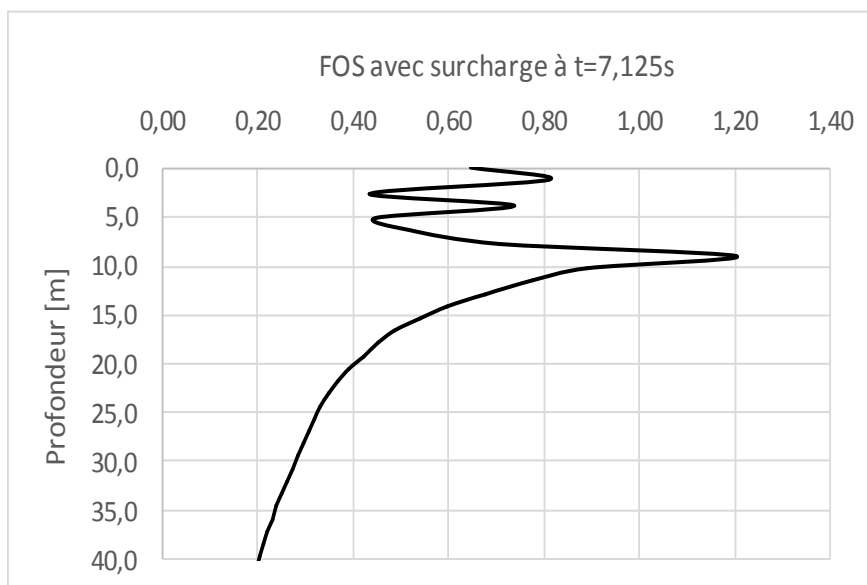
**Figure V.47 :** Comparaison du coefficient dynamique global en fonction du temps.

Le graphique présente une comparaison de l'évolution du coefficient de sécurité (FOS) dynamique en fonction du temps entre deux situations : sans surcharge et avec surcharge. On observe :

- Les deux courbes oscillent généralement autour d'une valeur moyenne similaire d'environ 0,28-0,29, ce qui est significativement inférieur à 1,0.
- Les deux configurations présentent des pics prononcés à certains moments :
  - Sans surcharge : pics majeurs à environ 3 secondes, 10 secondes, 15 secondes et 19 secondes, atteignant jusqu'à 0,60-0,65
  - Avec surcharge : pics notables à environ 3 secondes, 10-11 secondes et d'autres moments, mais généralement moins prononcés
- Les amplitudes maximales sont généralement plus élevées pour la configuration sans surcharge.

- La configuration avec surcharge semble présenter des oscillations légèrement plus fréquentes mais de moindre amplitude.
- À certains moments (notamment vers 10-11 secondes), les deux configurations montrent des pics significatifs.
- Le comportement global au fil du temps montre des tendances similaires
  - L'ajout d'une surcharge ne modifie pas fondamentalement le niveau de stabilité global du système, qui reste critique dans les deux cas
  - La surcharge semble avoir parfois un effet stabilisant certainement dû à la compression du sol provenant de cette surcharge.

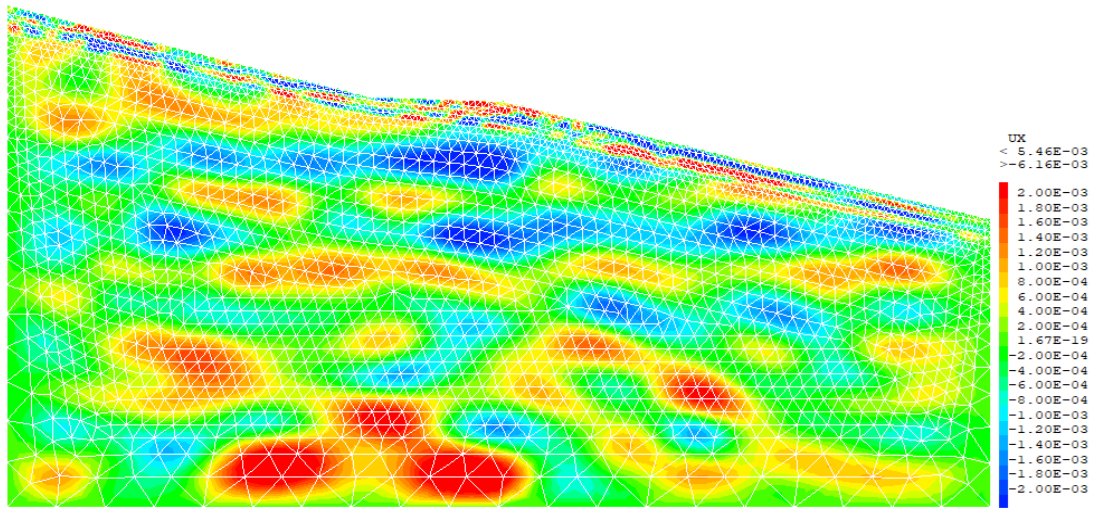
On remarque que le coefficient de sécurité (FOS) à une valeur minimale proche de 0,24 à l'instant  $t=7.125s$ . Dans ce qui suit les résultats sont présentés à cet instant précis.



**Figure V.48 :** Variation du coefficient de sécurité global dynamique avec surcharge en fonction de la profondeur au temps  $t=7.125s$ .

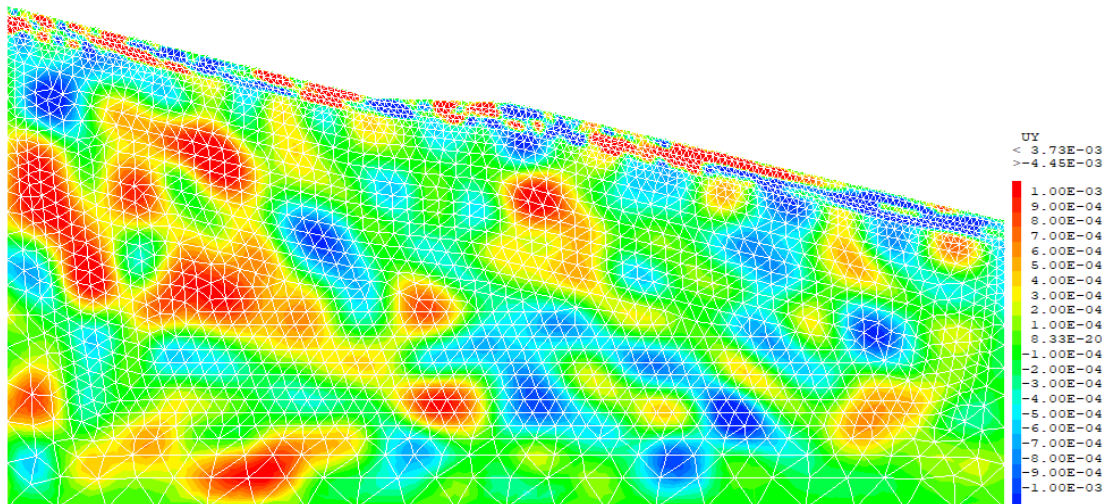
Ce graphique représente la variation du facteur de sécurité (FOS - Factor of Safety) en fonction de la profondeur, on observe :

- Près de la surface (entre 0 et 5 mètres), le facteur de sécurité présente des oscillations significatives, avec des valeurs qui varient approximativement entre 0,40 et 0,70, indiquant une instabilité potentielle dans cette zone
- À environ 10 mètres de profondeur, on observe un pic du facteur de sécurité atteignant presque 1,20, indiquant une zone plus stable
- De 10 à 40 mètres, le facteur de sécurité diminue progressivement avec la profondeur, passant d'environ 1,20 à 0,20.



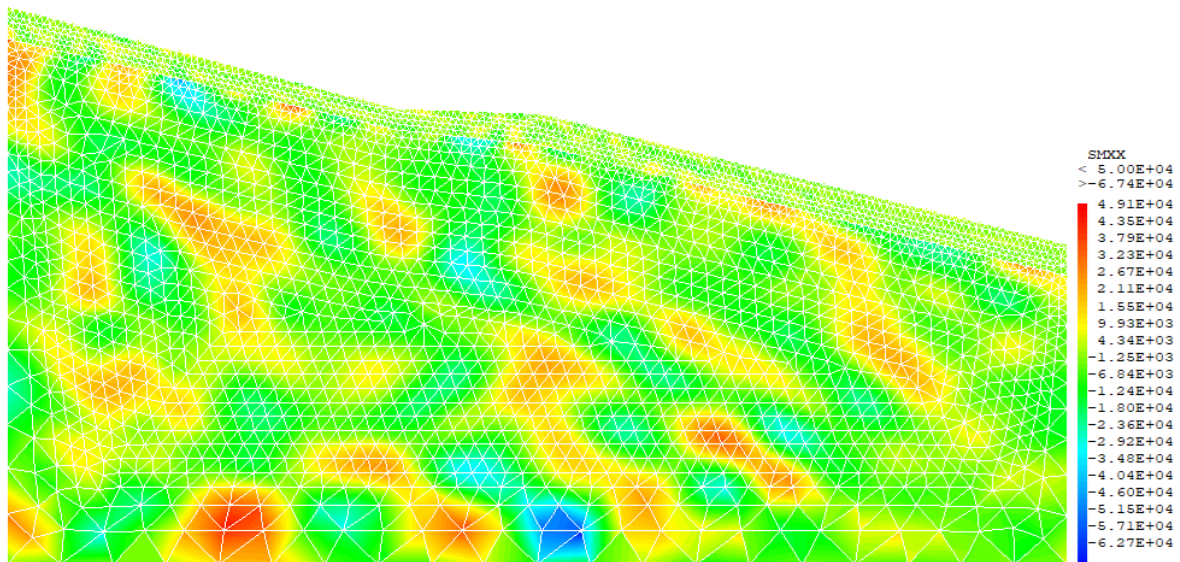
**Figure V.49** : Déplacement horizontal dynamique avec surcharge à l'instant  $t=7.125$

La cartographie suggère une propagation d'ondes sismique à travers la structure du sol combinées à la surcharge. L'analyse montre comment les déplacements horizontaux varient spatialement à ce moment précis. On remarque une distribution ondulatoire des déplacements positifs élevés en profondeur.



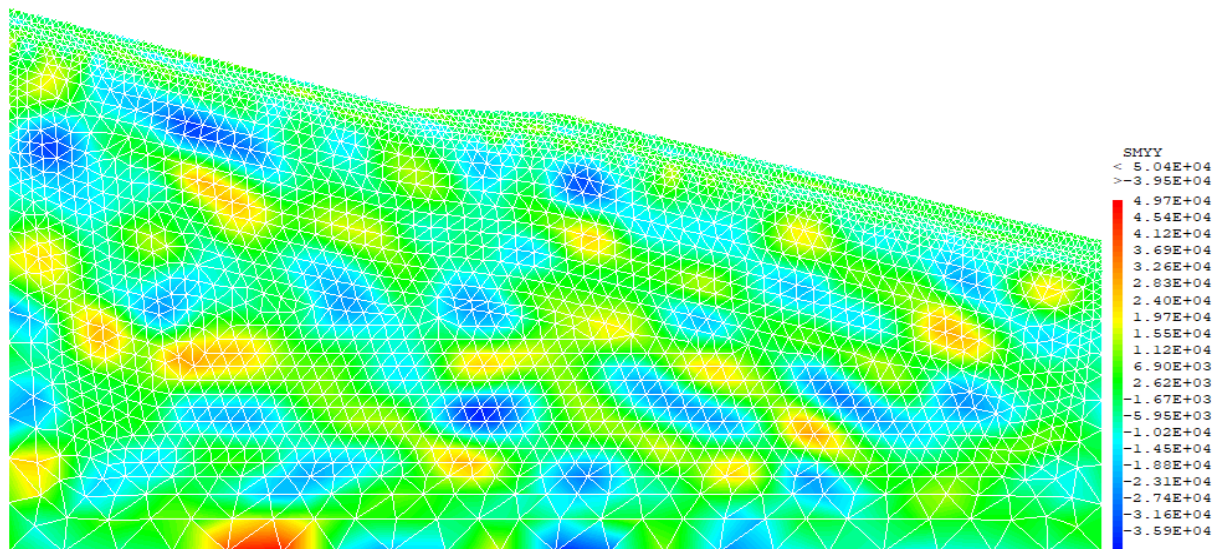
**Figure V.50** : Déplacement vertical dynamique avec surcharge à l'instant  $t=7.125$

D'après la cartographie des déplacements verticaux, on remarque, des zones de soulèvement dispersées dans le profil, indiquant un déplacement vertical positif. Des zones d'affaissement montrant un déplacement vertical négatif. La présence de la surcharge modifie la réponse sismique du talus en influençant la distribution des contraintes et, par conséquent, des déplacements.



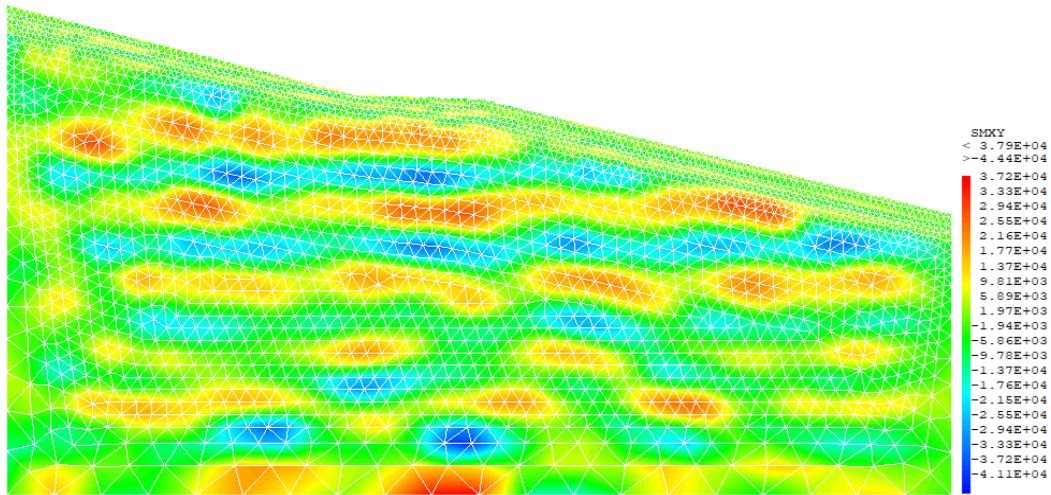
**Figure V.51** : Contraintes horizontales dynamiques avec surcharge à l'instant  $t=7.125$

La cartographie des contraintes horizontales présente des zones localisées de traction et de compression dispersées à travers le talus. Par ailleurs, l'effet de la surcharge est visible à proximité du bâtiment.



**Figure V.52** : Contraintes verticales dynamiques avec surcharge à l'instant  $t=7.125$

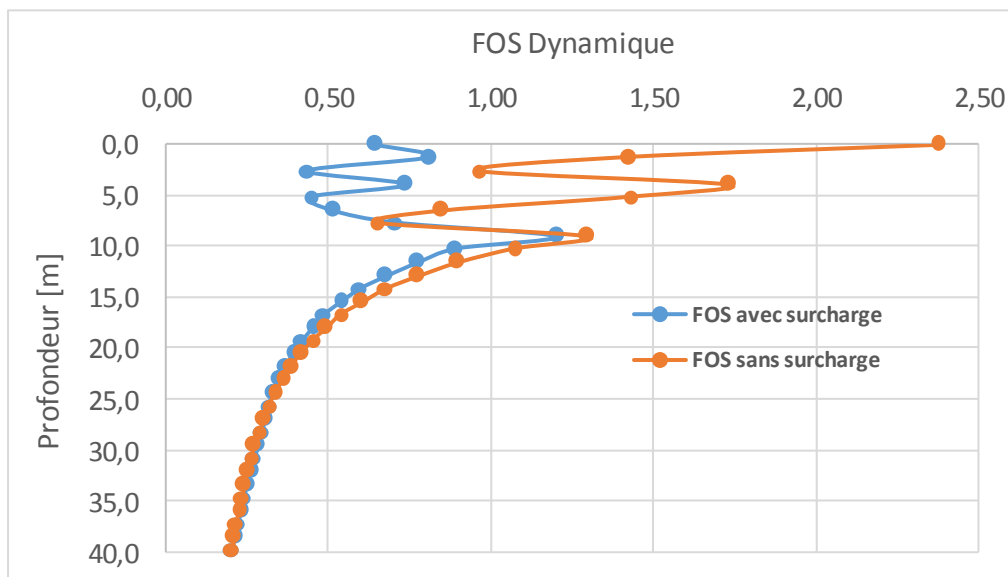
La cartographie montre une distribution des contraintes verticales. On observe des zones localisées de contraintes positives (traction) et négatives (compression) réparties de manière ondulatoire. Cette distribution plus hétérogène suggère que les forces verticales produisent des effets complexes à travers le talus, probablement influencés par la géométrie, les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Les concentrations de contraintes élevées (positives et négatives) sont visibles à différentes profondeurs.



**Figure V.53** : Contraintes de cisaillement dynamiquement avec surcharge à l’instant  $t=7.125s$

La cartographie présente une distribution ondulatoire de contraintes de cisaillement dans les différentes couches de sol et aux interfaces entre les couches en tenant compte de la masse d’inertie du bâtiment. Le contraste des contraintes est plus visible principalement dans les couches inférieures du massif indiquant que ces zones subissent les plus fortes sollicitations sismiques.

- Il n’est pas nécessaire de représenter la cartographie des déformations puisqu’il existe une linéarité en contraintes et déformations (loi de Hooke).



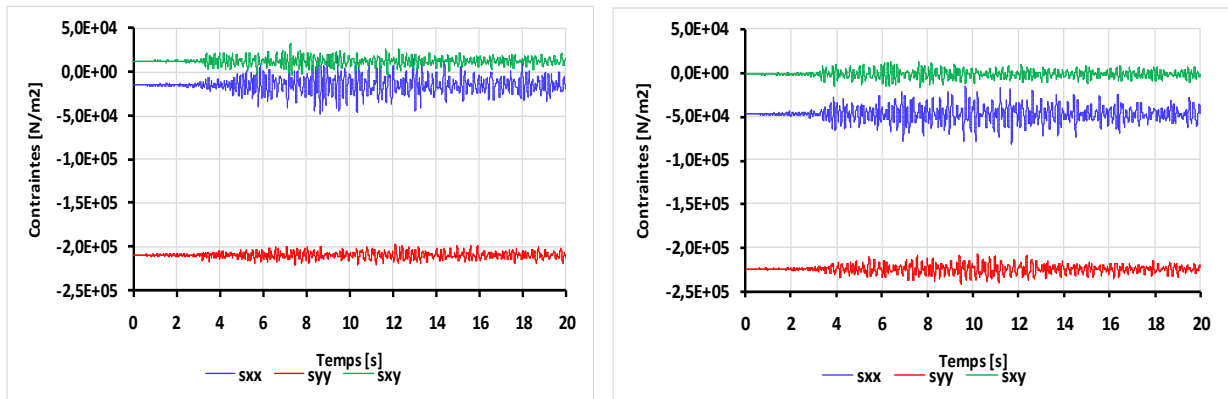
**Figure V.54** : comparaison du coefficient de sécurité dynamique en fonction de la profondeur.

Ce graphique présente une analyse comparative qui met en évidence l’impact considérable de la surcharge sur la stabilité des couches superficielles, tandis que les problèmes de stabilité des couches profondes semblent être inhérents à la structure du sol, indépendamment de la charge appliquée en

surface. Dans les couches superficielles (0-10 mètres), sans surcharge, les couches supérieures présentent une marge de sécurité confortable ( $FOS > 1,5$ ). Contrairement, avec surcharge, presque toutes les profondeurs présentent un  $FOS < 1,0$ , indiquant une instabilité. L'influence de la surcharge s'atténue considérablement avec la profondeur, on remarque que les couches profondes ( $> 20$  mètres) présentent un risque d'instabilité élevé dans les deux conditions.

### - Présentation des résultats dans le domaine temporel :

Les courbes sont celles d'un point sous la surcharge à l'interface entre la 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> couche. Le choix de ce point correspond à la zone limite où  $FOS$  est très proche de l'unité.

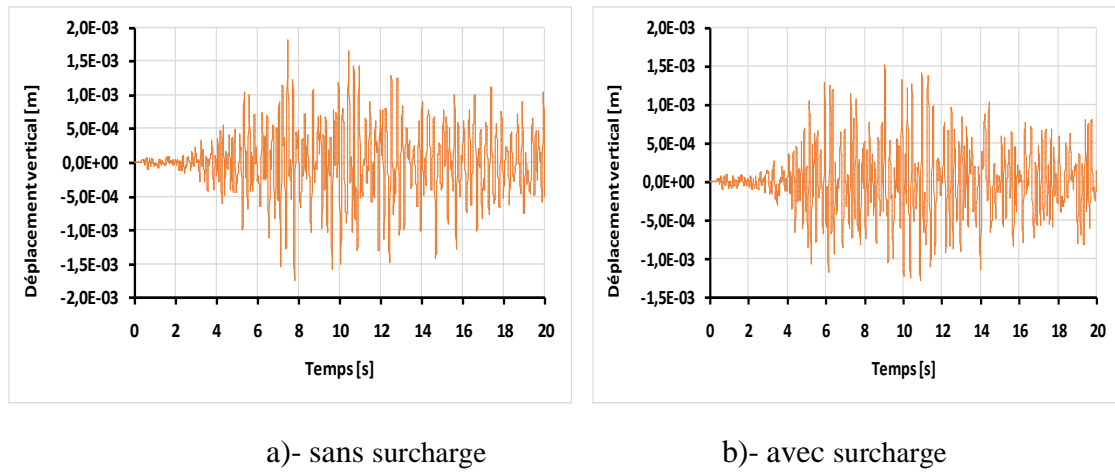


a) sans surcharge

b)- avec surcharge

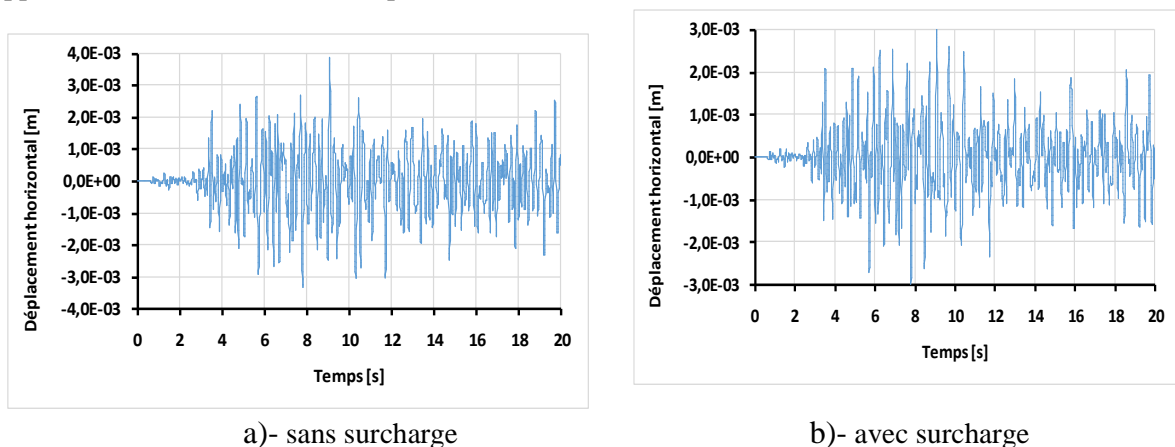
**Figure V.55:** Variations des contraintes en fonction du temps

Ce graphique montre la variation des contraintes en fonction du temps avec et sans surcharge. On remarque que la surcharge a induit une contrainte de compression horizontale dans la direction X (figure V.55.b), contrairement au cas sans surcharge où elle oscillait autour de zéro (figure V.55.a). La contrainte de compression verticale dans la direction Y a légèrement augmenté en intensité comparée au cas sans surcharge, indiquant que la surcharge accentue la compression dans cette direction. La contrainte de cisaillement  $S_{xy}$  reste relativement faible malgré la surcharge, suggérant que cette dernière affecte principalement les contraintes normales. Ce comportement indique que la structure répond à la surcharge par une redistribution des contraintes, principalement en augmentant la compression dans les deux directions principales.



**Figure V.56:** Variation du déplacement vertical en fonction du temps

Comparant les deux résultats obtenus, on remarque que l'amplitude maximale des oscillations est légèrement réduite (1,5 mm contre 1,8 mm sans surcharge). Cette réduction d'amplitude sous surcharge pourrait s'expliquer par une augmentation des contraintes verticales induite par la charge supplémentaire, limitant ainsi la capacité de la structure à osciller verticalement.



**Figure V.57:** Variation du déplacement horizontal en fonction du temps

Comparant les deux résultats obtenus, on remarque que l'amplitude maximale des déplacements horizontaux est légèrement réduite (3,0 mm contre 3,9 mm sans surcharge). Cette réduction d'amplitude sous surcharge, similaire à celle observée pour le déplacement vertical.

## V.9 Conclusion

Les études entreprises dans le cadre de ce mémoire ont consisté à simuler le comportement d'un talus situé à la ville de TIZI-OUZOU, à l'aide du logiciel Castem en s'appuyant sur les résultats des études antérieures pour le choix des valeurs des paramètres d'entrée.

Les résultats obtenus nous permettent de visualiser la surface à l'intérieur de laquelle le sol pourrait céder et provoquer un glissement de terrain. Cette surface est déterminée en analysant les contraintes et les déformations agissant sur le sol, ainsi déterminer une valeur

globale du coefficient de sécurité. En examinant la cartographie des valeurs du facteur de sécurité, on peut identifier les zones à risque potentiellement instables.

Le choix du modèle de comportement non-linéaire de Cam-Clay est basé sur la prise en compte de la géométrie complexe des pentes, y compris les variations de la cohésion, de l'angle de frottement interne, et d'autres paramètres géotechniques.

Les résultats obtenus montrent que le massif soumis à l'action de leur propre poids sont l'objet de déformations plastiques considérables selon les conditions aux limites considérées.

Les études antérieures réalisées sur le même site par la méthode analytique de Bishop ont donné un coefficient de sécurité de 0,6. Ces études ont permis d'affirmer qu'au regard des résultats géotechniques, le massif est instable.

# *Conclusion générale*

Dans le domaine géotechnique, l'étude de stabilité repose essentiellement sur une compréhension approfondie des caractéristiques du sol. L'identification et la caractérisation des sols sont donc des étapes cruciales pour évaluer leur comportement face aux contraintes naturelles et anthropiques. Ces analyses permettent de déterminer les propriétés géotechniques des sols, telles que la cohésion, l'angle de frottement interne, la perméabilité et la densité, qui influencent directement la stabilité du terrain.

Un glissement de terrain se produit lorsque la résistance aux cisaillements du sol mobilisé devient inférieure aux efforts moteurs, leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique. L'étude d'un talus comporte, en outre de la reconnaissance du site (géologie, topographie, et les charges statiques ou dynamiques), l'évaluation des propriétés mécaniques et hydrauliques du terrain. Cette stabilité est quantifiée par un rapport des forces résistantes aux forces motrices appelé coefficient de sécurité FOS.

En mécanique des sols, les incertitudes et la variabilité des propriétés géotechniques ont attirées de plus en plus l'attention des chercheurs et ingénieurs. Une modélisation numérique aux éléments finis avec un calcul non-linéaire du versant a été réalisée à l'aide du code Castem2000 avec la prise en compte de l'effet de la charge d'urbanisation et de l'activité sismique sur la stabilité du site.

Des essais géotechniques in situ et en laboratoire effectués au sein du Laboratoire d'Etudes Géotechniques de Sols et de Fondations Aiche Géo-Sol sis à SETIF nous ont servi de base de données et ont révélé que les paramètres varient en fonction de la profondeur du versant. Vu l'ampleur du glissement et les grandes variations des caractéristiques mécaniques, il est assez difficile de cerner le mécanisme du déclenchement de ce dernier et son évolution dans le temps.

La méthode d'augmentation du déviateur des contraintes est considérée comme rigoureuse pour plusieurs raisons. Tout d'abord, elle préserve la définition du facteur de sécurité (FOS) comme le rapport entre la résistance au cisaillement du sol et la contrainte de cisaillement mobilisée. En maintenant cette relation, elle assure une évaluation précise de la capacité du sol à supporter les charges appliquées. De plus, cette méthode permet le développement progressif de la contrainte de cisaillement résultant de l'augmentation de la contrainte principale sur le même plan où la résistance au cisaillement se produit. Cela signifie qu'elle

prend en compte l'évolution des contraintes dans le sol au fur et à mesure que la charge augmente, offrant ainsi une vision dynamique de la réponse du sol aux contraintes appliquées. La méthode d'augmentation du déviateur des contraintes offre une approche complète et précise pour évaluer la stabilité des sols et garantir des conceptions sûres et durables dans divers contextes d'ingénierie géotechnique.

Cette étude met en évidence la nécessité d'une modélisation non linéaire rigoureuse pour prédire avec précision les dommages, les résultats des calculs non- linéaires semblent mieux correspondre aux tendances réelles des données, en particulier les contraintes ainsi que les déformations qui peuvent s'avérer critiques pour la tenue mécanique des massifs.

### **Perspectives**

Plusieurs recommandations peuvent être émises afin de permettre de mieux délimiter les zones instables et les positions des plans de rupture :

- Des mesures appropriées sont conseillées pour renforcer la stabilité du sol, comme l'installation des structures de soutènement, la modification des pentes, ou le drainage des eaux souterraines pour réduire les forces mobilisatrices.
- L'établissement de la cartographie des facteurs de sécurité pourra aider à orienter les actions d'ingénierie pour assurer la sécurité des infrastructures et des populations.
- Il est important de compléter l'étude dynamique avec un modèle non-linéaire qui tiens compte du comportement cyclique.

# *Bibliographie*

- [1]. **Formation à la gestion des risques OFFP.** Glossaire des risques. Office fédéral de la protection de la population OFPP et le bureau d'ingénieurs-conseils Ernst Basler + Partenaires SA.
- [2]. **Benachenhou .K, (2019).** Approche systémique du management des risques dans l'ingénierie géotechnique. Pour une interopérabilité des acteurs dans l'environnement algérien. Thèse de doctorat, Université aboubekr belkaid Tlemcen.
- [3]. **Mazouni M. H. (2008),** « Pour une meilleure approche du management des risques : De la modélisation ontologique du processus accidentel au système interactif d'aide à la décision », Thèse de doctorat en Automatique, Institut National Polytechnique de Lorraine, (France).
- [4]. **Diouf M. O., Gueye M. K. (2005).** « étude de comportement et de dégradation des chaussées en béton bitumineux : cas des dentelles de rive », Mémoire d'Ingénieur en Génie Civil, Université de Dakar, (SENEGAL).
- [5]. **Cécile LIEVAL, UL, France. (2013)** «Nouveaux risques », controverse environnementale et démocratie participative: l'exemple de l'opposition grenobloise aux nanotechnologies.
- [6]. **INERIS, (2009).** « Analyse du Retrait-Gonflement et de ses Incidences sur les Constructions », (France).
- [7]. **Heim, A. (1932).** Bergsturz und Menschenleben. Beiblatt zur Vierteljahrsschrift der Naturforschenden Gesellschaft in Zurich, Vol. 77, pp. 1-217. Translated by N. Skermer under the title Landslides and Human Lives, Bi Tech Publishers, Vancouver, British Columbia, 1989, 195 pp.
- [8]. **Michel, J.1 UEE-(2011)** Mouvements de terrain : de l'analyse à la gestion Université Européenne d'Eté sur les Risques Naturels 2011.
- [9]. **Dikau, R., Brunsten, D., Schrott, L. and Ibsen, M. (eds.) (1996a).** Landslide recognition:identification, movement and causes. Wiley,251p.
- [10]. **Colas, G.; Pilot, and G. (1976).**Description et classification des glissements de terrain. Bull Liaison Lab Ponts Chaussées spécial II (numéro spécial II : Stabilité des talus – Versants naturels): 21–30.
- [11]. **Varnes, D. J. (1978).** Slope movement types and processes. Dans: Landslides: analysis and control, Schuster R.L. & Krizek R.J. (eds.), Transportation Research Board, commission on sociotechnical systems, national research council & national academy of sciences, Washington, D.C., Etats-Unis, special report 176, pp. 11 33.

- [12]. **Flageollet, J. C. (1988)**. Les mouvements de terrain et leur prévention, Paris : Masson, 224p.
- [13]. **Durville, J.L., et Seve, G. (1996)**. Stabilité des pentes, glissement en terrain meuble. Techniques de l'ingénieur, C 1, 1996, p. 1-17.
- [14]. **Dikau, R., Brunsden, D., Schrott, L. and Ibsen, M. (eds.) (1996a)**. Landslide recognition: identification, movement and causes. Wiley, 251p.
- [15]. **Fabre, R., Lebourg, Th., Clément, B. (2002)**. Typologie et modèles de glissements de terrain : exemples de sites des Pyrénées occidentales et centrales REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE N° 99 2e trimestre 2002.
- [16]. **Cruden, D.M., and Varnes, D.J., (1996)**. Landslide Types and Processes, Transportation Research Board, U.S. National Academy of Sciences, Special Report, 247: 36-75.
- [17]. **Varnes, D. J. and the IAEG (1984)** commission on landslides and other mass movements on slopes.. Landslides hazard zonation: a review of principles and practice. UNESCO, Paris, France.
- [18]. **WP/WLI. (1990)**. A Suggested Method for reporting a Landslide. Bulletin of the IAEG, n°41, pp. 5-12.
- [19]. **WP/WLI.(1991)**.ASuggestedMethodfor a Landslide Summary. Bulletin of the IAEG, n°43, pp.101-110.
- [20]. **WP/WLI. (1993a)**. A Suggested Method for Describing the Activity of a Landslide. Bulletin of the IAEG, n°47, pp.53-57.
- [21]. **WP/WLI. (1993b)**. Multilingual Landslide Glossary. Bitech Publishers, Richmond, British Columbia, Canada, 59p.
- [22]. **Zerhouni M. I., (2011)**. « Pour une bonne réalisation des Ouvrages géotechniques », Salon de la Géotechnique du Forage et des Fondations, (France). [23]. **Mezhoud L., « La vulnérabilité aux glissements de terrain et les enjeux dans la partie Ouest et Sud Ouest de la ville de Constantine », Mémoire de magister en Sciences de la terre, Université de Constantine, (Algérie). (2007)**.
- [24]. **Ferber V., « sensibilité des sols fins compactés à l'humidification apport d'un modèle de microstructure », Thèse de doctorat en Génie Civil, Université de Nantes, (France).(2005)**.
- [25]. **Fabre, R., Lebourg, Th., Clément, B. (2002)**. Typologie et modèles de glissements de terrain : exemples de sites des Pyrénées occidentales et centrales REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE N° 99 2e trimestre 2002.

- [26]. **Lebuis, J.R. Robert, J.M., Rissman, P. (1983)** Regional mapping of landslide hazard in Quebec. Proceedings of the International Symposium on Slopes on Soft Clays, Linkoping, Swedish Geotechnical Institute. Report 17:205–262.
- [27]. **Brabb, E.E. and Harrod, B.L. (1989)** Landslides: extent and economic significance. Balkema, Rotterdam, Pays-Bas, 385 p.
- [28]. **Li, T. (1989)** Landslides: extent and economic significance in China. Dans : “Comptes rendus de la XXVIII conférence internationale de géologie : symposium on landslides, Washington, États-Unis, pp. 271-287.
- [29]. **Ragozin, A. L. (1996)** Modern problems and quantitative methods of landslide risk assessment. Dans : “Comptes rendus du VII symposium international sur les mouvements de terrains”, 17-21 juin 1996, Trondheim, Norvège, Senneset, K. (ed.), Balkema, Rotterdam, Pays-Bas, vol. 1, pp. 339-344
- [30]. **Dai, F.C., Lee, C.F., and Ngai, Y.Y (2002)**. Landslide risk assessment and management: an overview *Engineering Geology* 64 65 – 87 DOI: 10.1016/S0013-7952(01)00093-X
- [31]. **Crozier, M.J. and Glade, T., (2005)**. Landslide hazard and risk: issues, concepts, and approach. In: Glade T, Anderson M, Crozier MJ (eds) *Landslide hazard and risk*. Wiley, New York, pp 1-40.
- [32]. **Thuon, Y., Leprêtre, F. (2016)**. Cartographie de l'aléa glissement de terrain et chute de bloc rocheux Versants des communes de Fontaine et Bar-Sur Aube (10) Rapport final BRGM/RP-65268-FR Janvier 2016 Étude réalisée dans le cadre des projets de Service public du BRGM.
- [33] **Nassim, H., Laurent, D., Rachid, B., & Fahem, D. (2018)**. Instabilités gravitaires dans la région de Béjaïa (Algérie): Inventaire et appréciation de l'importance relative des différents paramètres conduisant au déclenchement, au maintien ou à l'activation des instabilités. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 77, 631-645.
- [34]. **Verdel T(1999)**, « Méthodologie d'évaluation globale des risque : Application potentielles au génie civil », Ecole des Mines de Nancy, (France).
- [35]. **Aroua .N, Ewa .B, (2013)**. Ecole Polytechnique d'Architecture et d'Urbanisme d'Alger, Algérie. Le risque intrinsèque à la gestion locale des risques liés à l'eau en Algérie.
- [36] Introduction à la gestion des catastrophes, Copyright Le présent Manuel est disponible (en anglais) au Creative Commons Licence ; Université Virtuel des petits états du Commonwealth (VUSSC) Gestion des catastrophes Version 1.0.

- [37] **A. Seddiki and M. Khemissa,(2021)** "Seismic stability analysis of a pre-cracked natural slope: a case study of Aomar slope in Algeria," *Geomechanics and Geoengineering*, vol. 16, pp. 52-66
- [39] **H. Zhang, X. Luo, J. Bi, and Z. Guo, (2019)** ."Modified slip surface stress method for potential slip mass stability analysis," *KSCE Journal of Civil Engineering*, vol. 23, pp. 83-89,
- [38] **Duncan, J.M. (1996)**. State of the Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122, 577-596. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1996\)122:7\(577\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:7(577)).
- [40] **Z. S. Z. Yingren,(1999)**. "Slope Safety Factor Analysis Using ANSYS," *Logistical Engineering University*. Chong Qing, China.
- [41] **L. Guirous, (2017)**. "Caractérisation et modélisation du glissement de terrain de Tizirt sous l'effet du signal sismique de Boumerdes," *Universite Mouloud Mammeri*,.
- [40] **Benaissa, A. Cordary, D, Giraud, A. (1989)**.Les mouvements de terrains dans la zone urbaine de Constantine (Algérie). *Bull AIGI 740 :85–90*
- [43] **Machane, D., Bouhadad, Y., Cheikh Lounis, G., Chatelain, J.L., Oubaiche, E.H., Abbas, K., Guillier, B., Bensalem, R. (2008)**. Examples of geomorphologic and geological hazards in Algeria. *Nat Hazards 45:295–308*
- [44] **Djrbal, L. et Melbouci, B. (2012)**. Le glissement de terrain d'Ain El Hammam (Algérie) : causes et évolution – *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, Vol. 71, pp. 587-597.
- [45]. **Bougdal, R., Larriere, A., Pincent ,B., Panet, M.; Bentabet A. (2013)**. Les glissements de terrain du quartier Belouizdad, Constantine, Algérie. *Bull Eng Geol Environ 72 :189–202*.
- [41] **Guirous, L., Dubois, L. and Melbouci, B. (2014)**. Contribution à l'étude du mouvement de terrain de la ville de Tizirt (Algérie). *Bull Eng Geol Environ 73, 971–986* <https://doi.org/10.1007/s10064-014-0624-6>.
- [42] **Bourenane, H., Bouhadad,Y., Guettouche, M.S.; Braham, M. (2015)**. GIS-based landslide susceptibility zonation using bivariate statistical and expert approaches in the city of Constantine (Northeast Algeria). *Bull Eng Geol Environ 74(2):337–355*. doi:10.1007/s10064-014-0616-6.
- [43] **Laribi, A., Walstra, J., Ougrine, M., Seridi, A., Dechemi, N. (2015)**. Use of digital photogrammetry for the study of unstable slopes in urban areas: case study of the El Biar landslide, Algiers. *Eng Geol 187:73–83*.
- [44] **Hadji, R., Rais, K., Gadri L., Chouabi; A., Hamed Y. (2016)**. Slope failure characteristics and slope movement susceptibility assessment using GIS in a medium scale: a

case study from Ouled Driss and Machroha municipalities, Northeast Algeria. Arab J Sci Eng. doi:10.1007/s13369-016-2046-1

[45] **Meziani, B., Machane, D., Bendaoud, A. et al. (2017)** Geotechnical and geophysical characterization of the Bouira-Algiers Highway (Ain Turck, Algeria) landslide. Arab J Geosci 10, 117 (2017). <https://doi.org/10.1007/s12517-017-2926-z>.

[46] **Djrbal L. et Melbouci B. (2013)**. Contribution to the mapping of the landslide of Ain El Hammam (Algeria). Advanced Materials Research, Vol. 601, pp. 332-336.

[47] **Keefer D.K. (1984)**. Landslides caused by earthquakes. Bulletin of the seismological society of America, **95**, p. 406-421.

[48] **YELLES CHAOUCHE A. (1993)**. Sismicité en Algérie et tectonique des plaques. Algérie Equipement, n°07

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

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

[51] **Jibson R.W., Harp E.L. et Michael J.A. (1998)**. A method for producing digital probabilistic seismic landslide hazard maps : an example from Los Angeles, California area. United States Geological Survey, Open-file report 98-113.

[52] **Vanbrabant F. (1998)**. Prise en compte des effets de site topographiques dans l'étude de la stabilité des pentes soumises à des sollicitations dynamiques. Thèse de doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris.

[53] **Havenith H.B. (2002)**. Landslides triggered by earthquakes: experimental studies in the Tien Shan mountains (Central Asia) and dynamic modelling. Thèse de doctorat de l'Université de Liège, Belgique.

[54] **Havenith H.B., Jongmans D., Faccioli E., Abdrakhmatov K. et Bard P.Y. (2002)**. Site effects analysis around the seismically induced Ananevo rockslide, Kyrgyzstan. Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 92, 8, p. 3190-3209.

[55] **X. Liu and M. Su, (2023)**. "Double Strength Reduction Method for Slope Stability Analysis Based on Water Content Variation: A Study and Engineering Application," Water, vol. 15, p. 1194.

[56] **K. Boulfoul, (2021)**. "Etude de la stabilisation par pieux des glissements de terrain," Université de Batna 2.

[57] **Y. He, X.-Y. Wang, R. Yuan, K.-W. Liu, and P.-Z. Zhuang, (2019)** "On the computational precision of finite element algorithms in slope stability problems," Mathematical Problems in Engineering, vol. 2019, pp. 1-15.

- [58] **Y. He, Z. Li, W. Wang, R. Yuan, X. Zhao, and N. Nikitas, (2022).** "Slope stability analysis considering the strength anisotropy of  $c$ - $\phi$  soil," *Scientific Reports*, vol. 12, p. 18372.
- [59] **F. Tschuchnigg, H. Schweiger, S. W. Sloan, A. V. Lyamin, and I. Raissakis, , 2015.**"Comparison of finite-element limit analysis and strength reduction techniques," *Géotechnique*, vol. 65, pp. 249-257.
- [60] **B. He and H. Zhang, (2012).** "Stability analysis of slope based on finite element method," *International Journal of Engineering and Manufacturing*, vol. 3, pp. 70-74.
- [61] **K. Su, Y. Li, and D. Cheng,(2016).** "Slope stability analysis under combined failure criteria," *The Open Civil Engineering Journal*, vol. 10.
- [62] **J. A. Onyango and C. Zhang, (2019) .**"Numerical Analysis of Slope Stability by Strength Reduction in Finite Elements Using ANSYS a Case Study of Qinglong-Xingyi Expressway Contract Section T1 (K11+ 790~ K11+ 875)," *Environmental & Earth Sciences Research Journal*, vol. 6.
- [63] **A. Mouyeaux, P. Bressolette, C. Carvajal, L. Peyras, C. Bacconnet, and P. Breul, (2015).**"Développement d'un modèle éléments finis du mécanisme de glissement des barrages en remblai avec le code© Cast3M," in *Rencontres Universitaires de Génie Civil*.
- [64] **N. A. Hammouri, A. I. H. Malkawi, and M. M. Yamin, (2008).** "Stability analysis of slopes using the finite element method and limiting equilibrium approach," *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, vol. 67, pp. 471-478.
- [65] **F. A. Díaz-Durán, (2023).** "Slope Stability in Open Pits with Thin Weak Layers," in *Rocscience International Conference (RIC 2023)* , pp. 522-533.
- [66] **B. LAFIFI, (2009).** "Modélisation numérique des glissements de terrain par la méthode des éléments finis en prenant en compte d'un critère d'instabilité matérielle".
- [67] **D. A. Bouzid, (2022).** "Finite element analysis of slope stability by expanding the mobilized principal stress Mohr's circles–Development, encoding and validation," *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, vol. 14, pp. 1165-1179.
- [68]**Gishig V., Preisig G. & Eberhardt E. (2016).** Numerical Investigation of Seismically Induced Rock Mass Fatigue as a Mechanism Contributing to the Progressive Failure of Deep-Seated Landslides. *Rock Mechanics and Rock Engineering*. **49**: 2457.  
<<https://doi.org/10.1007/s00603-015-0821-z>>.
- [69]**Dome J G., Bourdeau C., Lenti L., Martino S. & Pluta K. (2017).**Mean landslide geometries inferred from a global database of earthquake- and non-earthquake-triggered landslides.*Italian Journal of Engineering Geology and Environment*, **2**.  
<https://doi.org/10.4408/IJEGE.2017-02.O-05>.

**[70] Lliboutry L. A. (1975).** La catastrophe de Yungay (Pérou). Snow and Ice-Symposium-Neiges et Glaces. (Proceedings of the Moscow Symposium, August 1971; Actes du Colloque de Moscou, août 1971): IAHS-AISH Publ. No. 104.

**[71] Alexandre FOUCAULT (2010) :** Modélisation du comportement cyclique des ouvrages en terre intégrant des techniques de régularisation ; thèse doctorat en mécanique, École centrale Paris.

**[72] E. Le Fichoux, 1998.** "Présentation et utilisation de CASTEM 2000," ENSTA LME, 102 p