

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

**Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU**

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil

Laboratoire de recherche en Géomatériaux, Environnement et  
Aménagement  
(L.G.E.A)



## **THESE DE DOCTORAT**

Spécialité : Génie Civil

### **Thème**

---

# **Évaluation des tassements d'un sol sous une digue en enrochements sous séisme**

---

Présentée par :

**MEZIANI Faroudja**

Devant le jury composé de :

Mr MELBOUCI Bachir  
Mr GABI Smail  
Mr BAHAR Ramdane

Professeur à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
Professeur à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
Professeur à l'Université des Sciences et de la Technologie  
Houari-Boumediène

Président  
Rapporteur  
Examineur

Mr KADRI Mohamed  
Mr TAHAKOURT Abdelkader  
Mr Djemai Mohammed

Professeur à l'Université M'Hamed Bougara de Boumerdès  
Professeur à l'Université Abderrahmane Mira de Bejaia  
Professeur à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Examineur  
Examineur  
Examineur

## **Résumé**

Sous l'effet du séisme, la perte de rigidité d'un sol entraîne la perte de sa capacité portante ce qui, par la suite fait perdre les appuis de base des structures qui s'inclinent et se tassent par conséquent.

L'apparition du phénomène de tassement des sols lors de séismes, constitue un domaine de préoccupation important en géotechnique et en génie parasismique, car l'évaluation du risque de tassement dans un site donné et ses conséquences éventuelles sur les structures constituent un enjeu économique et social majeur.

Le tassement rend compte d'une certaine manière des effets irréversibles d'un séisme sur les milieux granulaires, il est analogue à un endommagement. Différentes représentations du signal sismique ont été développées par les chercheurs et les ingénieurs, dans le but d'appréhender la nocivité d'un séisme en calculant des indicateurs de nocivité associés à ces représentations.

L'objectif de notre étude est, l'évaluation des tassements d'un sol sous une digue en enrochements en tenant compte de la nocivité du signal sismique. Les tassements sont évalués en utilisant le logiciel Plaxis où les données sismiques (base accélérométrique artificielle) sont issues de la méthode de Sabetta et Pugliese. Une étude de corrélation entre les tassements et les indicateurs de nocivité a été menée sur la même base de données à travers le logiciel de programmation Matlab.

L'étude réalisée a principalement abouti à l'élaboration d'un modèle d'estimation du tassement, fondé sur les indicateurs de nocivité qui permet d'appréhender de manière réaliste le comportement du sol étudié sous l'action sismique.

Les corrélations obtenues avec les différents critères nous permettent de conclure, qu'ils peuvent être de bons indicateurs d'endommagement du modèle de sol étudié sous la digue en enrochements.

## **Mots clés**

Tassements, digues en enrochements, séisme, indicateurs de nocivité, Plaxis, Matlab.

## **Abstract**

Under the effect of the earthquake, the loss of rigidity of a soil leads to the loss of its bearing capacity, which in turn causes the loss of the basic supports of the structures, which tilt and settle as a result.

The occurrence of soil compaction during earthquakes is an important area of concern in geotechnics and earthquake engineering, as the assessment of the risk of compaction in a given site and its possible consequences on structures is a major economic and social issue.

In a way, settlement reflects the irreversible effects of an earthquake on granular media, it is analogous to damage. Different representations of the seismic signal have been developed by researchers and engineers, in order to understand the harmfulness of an earthquake by calculating indicators of harmfulness associated with these representations. The objective of our study is to evaluate the settlement of a soil under a rockfill dam by taking into account the harmfulness of the seismic signal. The settlements are evaluated using the Plaxis software where the seismic data (artificial accelerometric base) are derived from the method of Sabetta and Pugliese. A study of correlation between settlements and indicators of harmfulness was conducted on the same database using the Matlab programming software.

The study mainly led to the development of a model for estimating the settlement, based on the indicators of harmfulness that allows a realistic understanding of the behavior of the soil studied under seismic action.

The correlations obtained with the different criteria allow us to conclude that they can be good indicators of damage to the soil model studied under the rockfill dike.

## **Key words**

Settlements, rock fill dikes, earthquakes, indicators of harmfulness, Plaxis, Matlab.

## **Remerciements**

---

En terme de rédaction de cette thèse, nous remercions à tout instant notre Dieu qui a toujours éclairé notre vie par le savoir, et nous a guidés dans le bon chemin.

Je tiens à remercier en premier lieu mon directeur de thèse, Monsieur GABI Smail, Professeur à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, pour ses précieux conseils, sa confiance et pour l'opportunité qu'il m'a offertes de m'initier au monde de la recherche.

Je tiens à exprimer mes chaleureux remerciements à Monsieur MELBOUCI Bachir, Professeur à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou pour avoir accepté de présider le jury de cette soutenance.

J'adresse par ailleurs mes sincères remerciements à : Monsieur BAHAR Ramdane, Professeur à l'Université des Sciences et de la Technologie Houari-Boumediène d'Alger, Monsieur DJEMAI Mohammed, Professeur à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Monsieur KADRI Mohamed, Professeur à l'Université M'Hamed Bouguerra de Boumerdès et Monsieur TAHAKOURT Abdelkader, Professeur à l'Université Abderrahmane Mira de Bejaia, qui m'ont honorée d'avoir accepté de participer à l'évaluation de ce travail.

J'aimerai également remercier vivement tous ceux qui ont su me conseiller ou m'apporter leur support technique et scientifique lors des différentes étapes de cette recherche, particulièrement, Monsieur KAHIL Amar Maître de conférences classe A à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Une pensée reconnaissante va enfin à ma grande famille en particulier ma chère mère, qui a su me soutenir et m'encourager durant cette période, sans oublier mes deux enfants, Wissam et Aymane qui ont fait preuve de patience pendant la durée de finalisation de cette thèse.

.....à vous tous merci.

# Sommaire

---

---

## Sommaire

---

	page
Introduction générale	-2-
<b>Partie A: Synthèse bibliographique</b>	
<b>Chapitre I Tassement des sols</b>	
I.1. Introduction	- 3 -
I.2. Les tassements : Règles générales	- 3 -
I.2.1. Tassement des sols grenus	- 3 -
I.2.2. Tassement des sols saturés - Phénomène de consolidation	- 4 -
A. La consolidation : Analogie mécanique	- 4 -
B. Consolidation primaire et consolidation secondaire	- 5 -
I.3. Les principales méthodes de calcul des tassements	- 7 -
I.4. Théorie de la consolidation de TERZAGHI	- 8 -
I.5. Conclusion	- 11 -
<b>Chapitre II: Comportement des sols</b>	
II.1. Introduction	- 12 -
II.2. Comportement des sols	- 12 -
II.2.1. Comportement des sables sous sollicitation monotone	- 15 -
II.2.1.1. Comportement drainé	- 16 -
A. Mécanismes de déformation	- 18 -
B. Influence de l'état initiale	- 18 -
C. État critique	- 23 -
D. État caractéristique	- 24 -
E. Anisotropie induite	- 25 -
II.2.1.2. Comportement non drainé	- 25 -
A. Relation de Therzaghi	- 27 -
B. Les comportements types	- 27 -
C. Le choix du comportement	- 29 -
D. État stationnaire et état critique	- 30 -
E. Liquéfaction statique	- 30 -
F. Cas des sols fins	- 31 -
II.2.2. Comportement des sables sous sollicitation cyclique	- 31 -
II.2.2.1. Comportement en condition drainée	- 33 -
A. Non linéarité, hystérésis et amortissement	- 35 -
B. Évolution des déformations volumiques	- 36 -
II.2.2.2. Comportement en condition non drainée	- 37 -
II.2.3. Processus de densification : éléments expérimentaux	- 39 -
II.2.3.1. Influence des composantes du mouvement sismique	- 39 -
II.2.3.2. Influence du type de sollicitation	- 39 -
II.2.3.3. Essais de cisaillement sur des sables	- 40 -
II.3. Modèles de comportement	- 41 -
II.3.1. Modèle élastique linéaire isotrope (Loi de Hooke)	- 41 -
II.3.2. Modèle élastoplastique	- 42 -
- Rappels d'élastoplasticité	- 43 -
II.3.3. Modèles viscoélastiques linéaires équivalents	- 49 -
II.4. Conclusion	- 53 -

---

## Sommaire

---

### Chapitre III :Généralités sur les digues en enrochements

III.1. Introduction	- 54 -
III.2. Définition	- 54 -
III.3. Les fonctions des différents éléments d'une digue à talus	- 55 -
III.4. Différents types d'une digue à talus	- 56 -
III.4.1. Digue à talus conventionnelle	- 57 -
III.4.2. Digue à talus conventionnelle avec mur de couronnement	- 57 -
III.4.3. Digue à berme	- 58 -
III.4.4. Digue à crête abaissée	- 58 -
III.4.5. Digue en caisson ou digue mixte verticalement	- 58 -
III.4.6. Digue mixte horizontalement	- 59 -
III.5. Critères techniques relatifs aux choix du type de digue	- 59 -
III.6. Critères relatifs à la conception d'une digue à talus	- 60 -
III.7. Méthodes de construction d'une digue à talus	- 60 -
III.7.1. Construction des digues par voie terrestre	- 61 -
III.7.2. Construction des digues par voie maritime	- 62 -
III.7.3. Combinaison de construction par voie terrestre et par voie maritime	- 63 -
III.7.4. Pose des blocs d'enrochement artificiel	- 63 -
III.8. Contraintes de mise en œuvre	- 65 -
III.9. Conclusion	- 65 -

### Chapitre IV :Pathologies des digues en enrochements et techniques de traitement

IV.1. Introduction	- 66 -
IV.2. Modes de rupture des digues	- 66 -
IV.3. Phénomènes de dégradation des digues	- 68 -
IV.3.1. L'usure des blocs	- 68 -
IV.3.2. Les fissures	- 68 -
IV.3.3. Les mouvements de blocs	- 69 -
IV.3.4. Les glissements	- 69 -
IV.3.5. Les cavités	- 70 -
IV.3.6. Les tassements	- 71 -
IV.3.7. Les dégâts sur les carapaces	- 72 -
IV.3.8. Les défaillances des butées de pied ou des risbermes	- 72 -
IV.3.9. Les brèches dans le couronnement	- 72 -
IV.4. Causes et manifestations des désordres	- 73 -
IV.5. Types de matériaux en cause	- 74 -
IV.5.1. Les maçonneries	- 74 -
IV.5.2. Le béton	- 75 -
IV.5.3. Les enrochements	- 76 -
IV.6. Mise en œuvre des techniques d'entretien	- 76 -
IV.6.1. Le rechargement de la carapace	- 76 -
IV.6.2. Le comblement de cavités	- 78 -
IV.6.3. La lutte contre l'érosion	- 79 -
IV.6.4. La réfection des joints de maçonnerie	- 80 -

---

## Sommaire

---

IV.6.5. Les réparations du couronnement	- 81 -
IV.6.6. Les actions sur le profil de la digue	- 83 -
IV.6.7. Les renforcements de carapace	- 83 -
IV.6.8. Les modifications du couronnement	- 84 -
IV.7. Mécanismes de rupture des digues sous séisme	- 84 -
IV.8. Conclusion	- 85 -

### **Partie B: Modélisation numérique et résultats**

#### **Chapitre V: Mouvement sismique et indicateurs de nocivité**

V.1. Introduction	- 86 -
V.2. Mouvement sismique	- 86 -
V.2.1. Caractérisation des séismes	- 87 -
V.2.2. Modèles de prédiction du mouvement sismique	- 88 -
V.2.3. Loi d'atténuation	- 89 -
V.3. Indicateurs de nocivité	- 93 -
V.3.1. Le couple magnitude distance	- 94 -
V.3.2. L'intensité macrosismique	- 95 -
V.3.3. Accélération maximale (PGA)	- 96 -
V.3.4. L'intensité Arias (IA)	- 97 -
V.3.5. Durée de la phase forte	- 97 -
V.3.6. Intensité spectrale (IH)	- 99 -
V.3.7. Valeur absolue cumulée de la vitesse (CAV)	- 100 -
V.3.8. Pouvoir destructeur (Pod)	- 101 -
V.4. Risque sismique en Algérie	- 102 -
- Aperçu sur le séisme de Boumerdes 2003	- 103 -
V.5. Base de données accélérométrique utilisée	- 104 -
V.5.1. Loi d'atténuation selon SABETTA et PUGLIESE	- 104 -
V.5.2. Création d'une base de données de signaux synthétiques	- 105 -
V.5.3. Le code de calcul	- 105 -
V.5.4. Procédure Matlab de la génération des séismes artificiels	- 106 -
V.6. Conclusion	- 109 -

#### **Chapitre VI: Modélisation numérique et résultats**

VI.1. Introduction	- 110 -
VI.2. Présentation du logiciel Plaxis	- 110 -
VI.3. Caractéristiques de la digue au-dessus du sol étudié	- 111 -
VI.4. Simulation du comportement du sol sous la digue en enrochements	- 112 -
VI.4.1. Le maillage	- 112 -
VI.4.2. Définition des conditions aux limites et initiales	- 113 -
VI.4.3. Chargement sismique pour les simulations	- 114 -
VI.5. Présentation des résultats	- 114 -
VI.5.1. Présentation des résultats (Cas du séisme de Boumerdes)	- 114 -
VI.5.1.1. Evolution des tassements en fonction du temps	- 114 -
VI.5.1.2. Allures de la variation des tassements sous la digue	- 117 -
VI.5.2. Présentation des résultats sur la base de données de séismes artificiels	- 128 -
VI.5.2.1. Variation des tassements en fonction de la magnitude	- 128 -

---

## Sommaire

---

VI.5.2.2. Variation des tassements en fonction des indicateurs de nocivité	- 137 -
VI.5.2.3. Fonction d'estimation du tassement en fonction des indicateurs de nocivité	- 144 -
VI.5.2.4. Coefficients de détermination et de corrélation	- 144 -
VI.5.2.5. Ajustement du nuage de points par la fonction d'approximation	- 145 -
VI.5.2.6. Analyse des résultats	- 151 -
VI.6. Conclusion	- 151 -
<b>Conclusion générale</b>	-153-
<b>Annexe A : Évaluation des tassements en fonction des indicateurs de nocivité</b> (Alluvions peu profonds)	-156-
<b>Annexe B : Évaluation des tassements en fonction des indicateurs de nocivité</b> (Alluvions profonds)	-169-
<b>Références bibliographiques</b>	-182-

## Liste des figures

---

## *Liste des figures*

---

	page
<b>Chapitre I Tassement des sols</b>	
Figure I.1. Tassement d'un sol grenu	- 4 -
Figure I.2. Modèle rhéologique de la consolidation	- 4 -
Figure I.3. Contraintes et déformations dans le temps en un point donné.	- 5 -
Figure I.4. Tassement d'un sol fin	- 6 -
Figure I.5. Couche drainée sur les deux faces ( $\alpha=4$ )	- 9 -
Figure I.6. Couche drainée d'un seul côté ( $\alpha=1$ )	- 9 -
Figure I.7. Variation de l'excès de pression interstitielle avec le temps et la profondeur au cours de la consolidation	- 10 -
Figure I.8. Consolidation unidimensionnelle. Degré de consolidation en fonction du facteur temps, d'après TERZAGHI	- 11 -
 <b>Chapitre II: Comportement des sols</b>	
Figure II.1. Comportement des géomatériaux en fonction du niveau de déformation (TATSUOKA F. & SHIBUYA S., 1991)	- 13 -
Figure II.2. Domaines d'utilisation des matériels d'essais pour la détermination des modules de déformation et de leur application (REIFFSTECK P., 2002)	- 15 -
Figure II.3. Comportements typiques observés lors du cisaillement drainé des sables à l'appareil triaxial.	- 17 -
Figure II.4. Courbe contrainte-déformation normalisée en contraintes (Luong M.P, 1980)	- 19 -
Figure II.5. Comportement mécanique d'un sable dense et lâche : (a) essai drainé, (b) essai non-drainé (Luong, 1980)	- 20 -
Figure II.6. Structure granulaire d'un sol : (a) Sol dense, (b) Sol lâche	- 22 -
Figure II.7. Représentation de l'état critique	- 23 -
Figure II.8. État caractéristique (LUONG M.P.,1978)	- 24 -
Figure II.9. Comportements typiques observés lors du cisaillement non drainé d'un sable à l'appareil triaxial.	- 26 -
Figure II.10. Comportements possible pour un sol sous condition non drainée	- 28 -
Figure II.11. Comportement non drainé en fonction de l'état initial	- 30 -
Figure II.12. Observations lors de la réalisation d'essais cycliques (LEMAITRE J. et CHABOCHE J.L., 1985)	- 32 -
Figure II.13. Zones des différents comportements cycliques drainés du sable (LOUNG M.P., 1980)	- 34 -
Figure II.14. Réponse d'un essai cyclique drainé sur un sable lâche (TATSUOKA F. et ISHIHARA K., 1974).	- 35 -
Figure II.15. Évolution du module de cisaillement et formation de boucles d'hystérésis (PECKER A., 1984)	- 35 -
Figure II.16. Évolution de la déformation volumique au cours de la sollicitation	- 36 -
Figure II.17. Zones des différents comportements cycliques non drainés du sable (LOUNG M.P., 1980)	- 37 -
Figure II.18. Mobilité cyclique d'un sable dense (CANOU J. et al., 2002)	- 38 -
Figure II.19. Effet de la contrainte verticale d'après YOUNG T.L. (1972).	- 40 -
Figure II.20. Comportement élastoplastique avec écrouissage	- 42 -
Figure II.21. Surface de charge	- 44 -

---

## *Liste des figures*

---

Figure II.22.	Modèle d'écrouissage : (a) isotrope (b) cinématique	- 45 -
Figure II.23.	Représentations du critère de Mohr-Coulomb.	- 46 -
Figure II.24.	Représentations du critère de Tresca (LEE Y.L., 1994)	- 47 -
Figure II.25.	Représentations du critère de Von Mises (LEE Y.L., 1994)	- 48 -
Figure II.26.	Représentations du critère de Drucker-Prager (LEE Y.L., 1994)	- 49 -
Figure II.27.	Variation des paramètres cycliques G et D avec la distorsion $\gamma$	- 52 -

### **Chapitre III :Généralités sur les digues en enrochements**

Figure III.1.	Coupe-type d'une digue à talus.	- 55 -
Figure III.2.	Coupes-types de différents types de digues.	- 57 -
Figure III.3.	Digue à talus en enrochements naturels.	- 60 -
Figure III.4.	Construction d'une digue à talus composée d'une carapace en blocs artificiels.	- 61 -
Figure III.5.	Utilisation d'un crochet à ouverture rapide.	- 63 -
Figure III.6.	Pose des éléments de carapace.	- 64 -

### **Chapitre IV :Pathologies des digues en enrochements et techniques de traitement**

Figure IV.1.	Modes de rupture caractéristiques des ouvrages en enrochement.	- 67 -
Figure IV.2.	Fissuration du couronnement.	- 69 -
Figure IV.3.	Glissement de carapace.	- 70 -
Figure IV.4.	Entrée d'une cavité située sous le niveau de l'eau.	- 70 -
Figure IV.5.	Cavité située à l'extrémité du musoir.	- 71 -
Figure IV.6.	Brèche dans le couronnement de l'ouvrage.	- 73 -
Figure IV.7.	Dégarnissage du parapet.	- 74 -
Figure IV.8.	Fissures avec calcite et traces de rouille sur mur en béton.	- 75 -
Figure IV.9.	Mise en place d'enrochements sous la surveillance d'un plongeur.	- 77 -
Figure IV.10.	Joints de maçonnerie érodés.	- 80 -
Figure IV.11.	Réparation du couronnement de l'ouvrage.	- 82 -

### **Chapitre V: Mouvement sismique et indicateurs de nocivité**

Figure V.1.	Décomposition du mouvement sismique en trois contributions.	- 89 -
Figure V.2.	Accélération maximale du sol en fonction de l'intensité (AMBRASEYS ,1974).	- 96 -
Figure V.3.	Durée de seuil.	- 98 -
Figure V.4.	Durée uniforme.	- 98 -
Figure V.5.	Principe de la mesure de la durée de phase forte.	- 99 -
Figure V.6.	Cumul absolu de la vitesse dans sa version originale	- 100 -
Figure V.7.	Illustration du calcul de CAV standard	- 101 -
Figure V.8.	Schéma du sismographe du séisme de Boumerdes 2003.	- 103 -
Figure V.9.	Procédure utilisée par la méthode de Sabetta & Pousse	- 106 -
Figure V.10.	Les paramètres d'entrée de la procédure Matlab.	- 107 -
Figure V.11.	Organigramme de la procédure Matlab.	- 108 -

---

## *Liste des figures*

---

### **Chapitre VI: Modélisation numérique et résultats**

Figure VI.1.	Coupe transversale de la digue en enrochements	- 111 -
Figure VI.2.	Maillage avec des éléments triangulaires.	- 113 -
Figure VI.3.	Conditions aux limites	- 113 -
Figure VI.4.	Évolution des tassements en fonction du temps, point A.	- 114 -
Figure VI.5.	Évolution des tassements en fonction du temps , point B.	- 115 -
Figure VI.6.	Évolution des tassements en fonction du temps , point C.	- 115 -
Figure VI.7.	Évolution des tassements en fonction du temps, point D.	- 115 -
Figure VI.8.	Évolution des tassements en fonction du temps , point E.	- 116 -
Figure VI.9.	Évolution des tassements en fonction du temps , point F.	- 116 -
Figure VI.10.	Tassements finaux dans les différents points.	- 117 -
Figure VI.11.	Allures de variation des tassements.	- 117 -
Figure VI.12.	Variation des tassements en fonction du CAV, point A.	- 118 -
Figure VI.13.	Variation des tassements en fonction du CAV, point B.	- 118 -
Figure VI.14.	Variation des tassements en fonction du CAV, point C .	- 119 -
Figure VI.15.	Variation des tassements en fonction du CAV, point D.	- 119 -
Figure VI.16.	Variation des tassements en fonction du CAV, point E.	- 119 -
Figure VI.17.	Variation des tassements en fonction du CAV, point F.	- 120 -
Figure VI.18.	Variation des tassements en fonction de IA, point A .	- 120 -
Figure VI.19.	Variation des tassements en fonction de IA, point B.	- 120 -
Figure VI.20.	Variation des tassements en fonction de IA, point C.	- 121 -
Figure VI.21.	Variation des tassements en fonction de IA, point D.	- 121 -
Figure VI.22.	Variation des tassements en fonction de IA, point E.	- 121 -
Figure VI.23.	Variation des tassements en fonction de IA, point F.	- 122 -
Figure VI.24.	Ajustement du nuage de points (CAV-Uyi), point A.	- 123 -
Figure VI.25.	Ajustement du nuage de points (CAV-Uyi), point B.	- 124 -
Figure VI.26.	Ajustement du nuage de points (CAV-Uyi), point C.	- 124 -
Figure VI.27.	Ajustement du nuage de points (CAV-Uyi), point D.	- 124 -
Figure VI.28.	Ajustement du nuage de points (CAV-Uyi), point E.	- 125 -
Figure VI.29.	Ajustement du nuage de points (CAV-Uyi), point F.	- 125 -
Figure VI.30.	Ajustement du nuage de points (IA-Uyi), point A.	- 125 -
Figure VI.31.	Ajustement du nuage de points (IA-Uyi), point B.	- 126 -
Figure VI.32.	Ajustement du nuage de points (IA-Uyi), point C.	- 126 -
Figure VI.33.	Ajustement du nuage de points (IA-Uyi), point D.	- 126 -
Figure VI.34.	Ajustement du nuage de points (IA-Uyi), point E.	- 127 -
Figure VI.35.	Ajustement du nuage de points (IA-Uyi), point F.	- 127 -
Figure VI.36.	Variation des tassements (Sol compact, point A)	- 128 -
Figure VI.37.	Variation des tassements (Sol compact, point B)	- 129 -
Figure VI.38.	Variation des tassements (Sol compact, point C)	- 129 -
Figure VI.39.	Variation des tassements (Sol compact, point D)	- 130 -
Figure VI.40.	Variation des tassements (Sol compact, point E)	- 130 -
Figure VI.41.	Variation des tassements (Sol compact, point F)	- 131 -

---

## *Liste des figures*

---

Figure VI.42.	Variation des tassements (Alluvions peu profonds, point A)	- 131 -
Figure VI.43.	Variation des tassements (Alluvions peu profonds, point B)	- 132 -
Figure VI.44.	Variation des tassements (Alluvions peu profonds, point C)	- 132 -
Figure VI.45.	Variation des tassements (Alluvions peu profonds, point D)	- 133 -
Figure VI.46.	Variation des tassements (Alluvions peu profonds, point E)	- 133 -
Figure VI.47.	Variation des tassements (Alluvions peu profonds, point F)	- 134 -
Figure VI.48.	Variation des tassements (Alluvions profonds, point A)	- 134 -
Figure VI.49.	Variation des tassements (Alluvions profonds, point B)	- 135 -
Figure VI.50.	Variation des tassements (Alluvions profonds, point C)	- 135 -
Figure VI.51.	Variation des tassements (Alluvions profonds, point D)	- 136 -
Figure VI.52.	Variation des tassements (Alluvions profonds, point E)	- 136 -
Figure VI.53.	Variation des tassements (Alluvions profonds, point F)	- 137 -
Figure VI.54.	Variation des tassements en fonction du CAV (Sol compact, point A)	- 138 -
Figure VI.55.	Variation des tassements en fonction du CAV (Sol compact, point B)	- 138 -
Figure VI.56.	Variation des tassements en fonction du CAV (Sol compact, point C)	- 138 -
Figure VI.57.	Variation des tassements en fonction du CAV (Sol compact, point D)	- 139 -
Figure VI.58.	Variation des tassements en fonction du CAV (Sol compact, point E)	- 139 -
Figure VI.59.	Variation des tassements en fonction du CAV (Sol compact, point F)	- 139 -
Figure VI.60.	Variation des tassements en fonction de IA (Sol compact, point A).	- 140 -
Figure VI.61.	Variation des tassements en fonction de IA (Sol compact, point B).	- 140 -
Figure VI.62.	Variation des tassements en fonction de IA (Sol compact, point C)	- 140 -
Figure VI.63.	Variation des tassements en fonction de IA (Sol compact, point D).	- 141 -
Figure VI.64.	Variation des tassements en fonction de IA (Sol compact, point E).	- 141 -
Figure VI.65.	Variation des tassements en fonction de IA (Sol compact, point F).	- 141 -
Figure VI.66.	Variation des tassements en fonction du Pod (Sol compact, point A)	- 142 -
Figure VI.67.	Variation des tassements en fonction du Pod (Sol compact, point B)	- 142 -
Figure VI.68.	Variation des tassements en fonction du Pod (Sol compact, point C)	- 142 -
Figure VI.69.	Variation des tassements en fonction du Pod (Sol compact, point D)	- 143 -
Figure VI.70.	Variation des tassements en fonction du Pod (Sol compact, point E)	- 143 -
Figure VI.71.	Variation des tassements en fonction du Pod (Sol compact, point F)	- 143 -
Figure VI.72.	Ajustement du nuage de points Uyi – CAV (Sol compact, point A)	- 145 -
Figure VI.73.	Ajustement du nuage de points Uyi - CAV (Sol compact, point B)	- 145 -
Figure VI.74.	Ajustement du nuage de points Uyi - CAV (Sol compact, point C)	- 146 -
Figure VI.75.	Ajustement du nuage de points Uyi - CAV (Sol compact, point D)	- 146 -
Figure VI.76.	Ajustement du nuage de points Uyi - CAV (Sol compact, point E)	- 146 -
Figure VI.77.	Ajustement du nuage de points Uyi - CAV (Sol compact, point F)	- 147 -
Figure VI.78.	Ajustement du nuage de points Uyi - IA (Sol compact, point A).	- 147 -
Figure VI.79.	Ajustement du nuage de points Uyi - IA (Sol compact, point B).	- 147 -
Figure VI.80.	Ajustement du nuage de points Uyi - IA (Sol compact, point C).	- 148 -
Figure VI.81.	Ajustement du nuage de points Uyi - IA (Sol compact, point D).	- 148 -
Figure VI.82.	Ajustement du nuage de points Uyi - IA (Sol compact, point E).	- 148 -
Figure VI.83.	Ajustement du nuage de points Uyi - IA (Sol compact, point F).	- 149 -

---

*Liste des figures*

---

Figure VI.84.	Ajustement du nuage de points Uyi - Pod (Sol compact, point A)	- 149 -
Figure VI.85.	Ajustement du nuage de points Uyi - Pod (Sol compact, point B)	- 149 -
Figure VI.86.	Ajustement du nuage de points Uyi - Pod (Sol compact, point C)	- 150 -
Figure VI.87.	Ajustement du nuage de points Uyi - Pod (Sol compact, point D)	- 150 -
Figure VI.88.	Ajustement du nuage de points Uyi - Pod (Sol compact, point E)	- 150 -
Figure VI.89.	Ajustement du nuage de points Uyi - Pod (Sol compact, point F)	- 151 -

## Liste des tableaux

---

*Liste des tableaux*

---

	page
<b>Chapitre I :Tassement des sols</b>	
Tableau I.1. Les principales méthodes de calcul des tassements	-7-
<b>Chapitre III : Généralités sur les digues en enrochements</b>	
Tableau III.1. Les fonctions des différents éléments d'un ouvrage en enrochement	-56-
<b>Chapitre IV : Pathologies des digues en enrochements et techniques de traitement</b>	
Tableau IV.1. Type de sols employés dans la loi d'atténuation de SABETTA et PUGLIESE (1996)	-105-
<b>Chapitre VI: Modélisation numérique et résultats</b>	
Tableau VI.1. Disciplines de base de la méthode des éléments finis.	-110-
Tableau VI.1. Densité spécifique et masse des éléments de la digue	-112-
Tableau VI.1. Paramètres géotechniques du sol sous la digue	-112-
Tableau VI.1. Paramètres de corrélation entre les tassements ( $U_{yi}$ ) et le CAV	-122-
Tableau VI.1. Paramètres de corrélation entre les tassements ( $U_{yi}$ ) et le $I_A$	-123-
Tableau VI.1. Coefficients de détermination a, b et R de la fonction d'approximation (Sol compact, $V_s \geq 750$ m/s)	-146-

# Introduction générale

---

---

## Introduction générale

---

La performance des sols de fondations et des ouvrages en terre comme les barrages ou les digues durant les séismes est fortement influencée par le comportement des sols qui les constituent. L'une des problématiques rencontrées dans ce domaine est le phénomène de tassement des sols.

L'activité sismique donne lieu à la surface de la terre à des observations de dommages (dommages aux structures allant jusqu'à l'effondrement, glissements de terrain, liquéfactions de sol, dommages aux réseaux) et à des enregistrements de mouvements sismiques. Mettre en relation des mouvements enregistrés et des dommages observés peut s'envisager par une modélisation, éventuellement sophistiquée.

Pour les concepteurs, la situation est différente car nul ne peut prédire exactement le mouvement susceptible de se produire en un lieu donné. Dans le meilleur des cas, les études sismologiques, après évaluation des magnitudes et distances épacentrales crédibles pour un site donné, permettent de sélectionner un ensemble ou un type de mouvements réalistes. Dans ces circonstances, l'estimation a priori des dommages susceptibles d'être provoqués par un mouvement sismique donné présente un grand intérêt ; on peut avoir recours pour cela à des indicateurs de nocivité.

Dans le domaine du génie civil, les digues ont toujours été considérées comme des ouvrages d'art spécifiques. Les raisons se trouvant, d'une part dans le caractère unique de chaque digue et dans la complexité des comportements et des mécanismes mis en jeu d'autre part. Ces ouvrages présentent des enjeux importants, sur le plan de la sécurité publique, car leur rupture aurait des conséquences catastrophiques, mais aussi sur le plan de l'économie des installations, en raison de l'importance des coûts des travaux de maintien en état.

Dans le cas des digues en enrochements, les ruptures sont généralement dues soit à l'action de la houle soit à des facteurs géotechniques (comme un grand glissement, une rupture des fondations ou une érosion interne) qui sont influencés par le poids propre, les actions hydrauliques et les actions sismiques.

L'objectif principal de notre étude est, l'évaluation des tassements d'un sol sous une digue en enrochements sous séisme, en utilisant le code de calcul en éléments finis Plaxis.

---

## Introduction générale

---

Pour ce faire, on a réparti notre travail en cinq chapitres suivants :

Le premier chapitre, présente des généralités sur les digues en enrochements, les différents éléments constituant la digue, les matériaux et les méthodes utilisées dans la construction des digues en enrochements, les contraintes de mise en œuvre, etc.

Le deuxième chapitre présente les différentes pathologies et modes de rupture des digues en enrochements ainsi que, les techniques d'entretien et de réparation.

Le troisième chapitre est une étude bibliographique sur le comportement des sols spécialement, le comportement des sables sous sollicitation monotone et cyclique ainsi que les grandes familles de modèles de comportement disponibles dans la littérature.

Le quatrième chapitre est consacré au mouvement sismique et les indicateurs de nocivité. Les modèles de prédiction du mouvement sismiques, définition des différents indicateurs de nocivité, etc.

Le cinquième chapitre est un chapitre récapitulatif, contenant les résultats obtenus selon les différentes simulations numériques, en utilisant le code de calcul Plaxis avec la procédure Matlab.

Enfin, on termine cette étude par une conclusion générale, où on a synthétisé l'ensemble des résultats obtenus.

**Partie A**  
**Synthèse bibliographique**

# Chapitre I

## Tassement des sols

---

### Sommaire du chapitre I

---

I.1. Introduction.....	- 3 -
I.2. Les tassements : Règles générales .....	- 3 -
I.2.1. Tassement des sols grenus .....	- 3 -
I.2.2. Tassement des sols saturés - Phénomène de consolidation .....	- 4 -
A. La consolidation : Analogie mécanique .....	- 4 -
B. Consolidation primaire et consolidation secondaire.....	- 5 -
I.3. Les principales méthodes de calcul des tassements.....	- 7 -
I.4. Théorie de la consolidation de TERZAGHI .....	- 8 -
I.5. Conclusion .....	- 11 -

## I.1. Introduction

Le sol est un milieu poreux constitué d'un squelette solide dont les vides sont remplis par l'air et/ou l'eau. Ce milieu se déforme sous l'action des contraintes dues aux efforts extérieurs provenant de l'ouvrage.

Sous l'action des charges appliquées, il se développe dans les sols des contraintes qui entraînent des déformations. Les déplacements verticaux vers le bas sont appelés tassements **(TCHOUANI NANA J.M., 1999)**

L'étude des tassements a pour but de chiffrer approximativement les déformations verticales auxquelles on peut s'attendre pendant et après la construction et de prévoir approximativement l'évolution des tassements dans le temps.

Si les tassements uniformes peuvent être gênants lorsqu'ils sont trop importants, les tassements différentiels sont redoutables car ils peuvent créer des désordres graves : basculement, voire renversement des constructions, augmentation importante des efforts dans les structures hyperstatiques.

Dans ce chapitre sont présentés, les principes généraux pour la détermination des tassements, ainsi que la consolidation des sols (HEAD, 1992).

## I.2. Les tassements : Règles générales

### I.2.1. Tassement des sols grenus

La compressibilité des sols grenus n'est due qu'à la compression du squelette solide. Les tassements dans ces sols sont quasi instantanés, ils ont lieu immédiatement au moment de l'apparition des charges. Les tassements sont les mêmes que le sol soit sec, humide ou saturé. Les déformations dans les sols grenus sont dues à deux causes :

- d'une part, un ré-enchevêtrement des grains qui provoque une diminution de l'indice des vides (cas des contraintes usuellement rencontrées en géotechnique) ;
- d'autre part, une déformation des grains eux-mêmes sous l'action des forces qui s'exercent à leurs points de contact (cas de sollicitations extrêmes très rarement rencontrées en pratique).

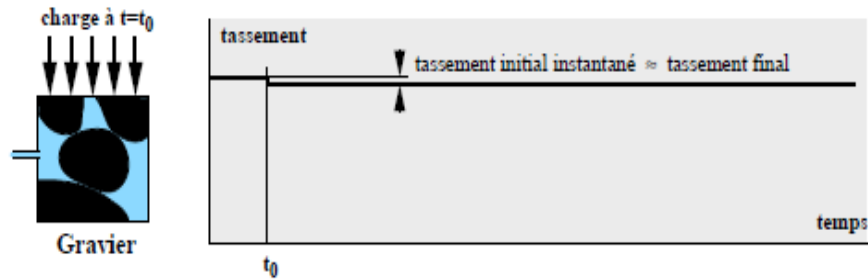


Figure I.1. Tassement d'un sol grenu

**I.2.2. Tassement des sols saturés - Phénomène de consolidation**

**A. La consolidation : Analogie mécanique**

En milieu sec (sable sec, roches, ...) la déformation est quasi instantanée. Par contre, dans un milieu parfaitement saturé (sol fin ou sol grenu), au début c'est l'eau qui prend tout l'effort.

Celle-ci se met alors en mouvement conformément à la loi de Darcy ( $V = k.i$ ) et s'écoule à une vitesse qui est fonction de la perméabilité du milieu. Progressivement, les grains solides se substituent à l'eau pour la transmission des charges.

Au bout d'un certain temps, toutes les charges se transmettent directement de grain à grain, l'eau interstitielle ayant repris, en chaque point, la pression initiale telle qu'elle existait avant la mise en charge du milieu. On dit alors que le milieu est consolidé sous l'action des forces extérieures considérées. La figure I.2, rend bien compte du phénomène de consolidation (TCHOUANI NANA J.M., 1999)

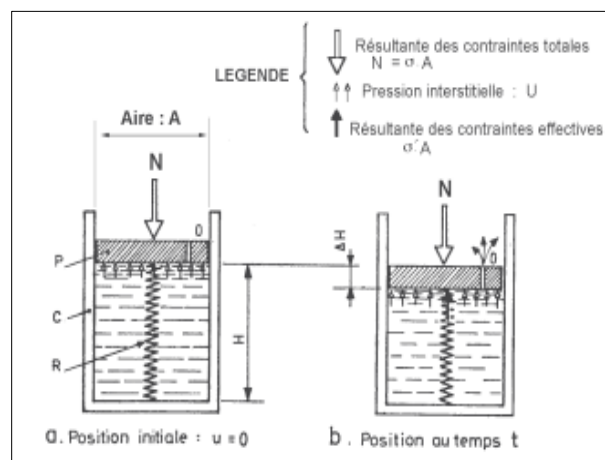


Figure I.2. Modèle rhéologique de la consolidation

Considérons un cylindre rempli d'eau sous un piston muni d'un petit orifice (O) et reposant sur un ressort (R) prenant appui sur le fond du cylindre.

Exerçons maintenant une force (N) sur le piston. Cette charge est tout d'abord prise en compte par l'eau du cylindre. Cette dernière s'évacue lentement par l'ouverture (O). Le ressort est comprimé progressivement et il arrive un moment où ce ressort équilibre la force (F) : l'eau est à nouveau à la pression atmosphérique et son évacuation par l'orifice (O) s'arrête. Le système prend ainsi son équilibre final.

On voit l'analogie de cet appareil avec un sol saturé soumis à des charges : le ressort représente les grains solides qui, peu à peu, prennent en compte les charges extérieures à la place de l'eau ambiante (TCHOUANI NANA J.M., 1999).

Cette dernière s'évacue plus ou moins lentement par les interstices entre les grains représentés schématiquement par l'orifice (O). L'équilibre final, en milieu saturé, se produit au bout d'un temps qui peut varier pratiquement de quelques minutes, dans les milieux sablo-graveleux très perméables, à plusieurs années ou dizaines d'années, dans les argiles très peu perméable(HEAD, 1992).

Les sols fins sont donc très sensibles au phénomène de consolidation.

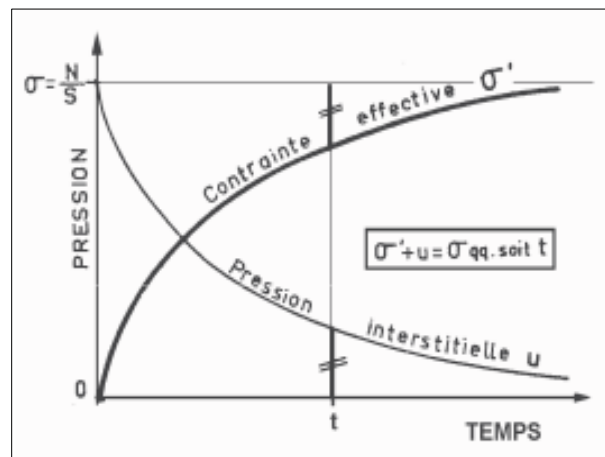


Figure I.3. Contraintes et déformations dans le temps en un point donné.

## B. Consolidation primaire et consolidation secondaire

L'abaissement du piston à la fin de la consolidation primaire correspond au tassement final du sol ou tassement primaire. Au-delà de cette phase, toute la charge est encaissée par le ressort c'est à dire, le squelette solide.

La pression interstitielle dans le massif est égale à la pression hydrostatique. La pression  $u$  induite par le chargement est nulle.

L'expérience montre que le sol continue à tasser une fois la consolidation primaire achevée. Cette nouvelle phase de tassement s'appelle consolidation secondaire. Elle est due à des modifications dans l'arrangement des grains du squelette solide (tassement des sols grenus).

Les tassements dus à la consolidation secondaire sont faibles dans la plupart des cas (sols fins en particulier), et son effet peut être négligé par rapport aux tassements de la consolidation primaire.

Le degré de consolidation

Par définition, le degré de consolidation noté  $U$  est donné par la relation :

$$U = \frac{S_t}{S_\infty} \cdot 100 \text{ (\%)} \tag{I.1}$$

avec :

$S_t$  : le tassement obtenu au bout d'un temps ( $t$ )

$S_\infty$  : le tassement primaire final

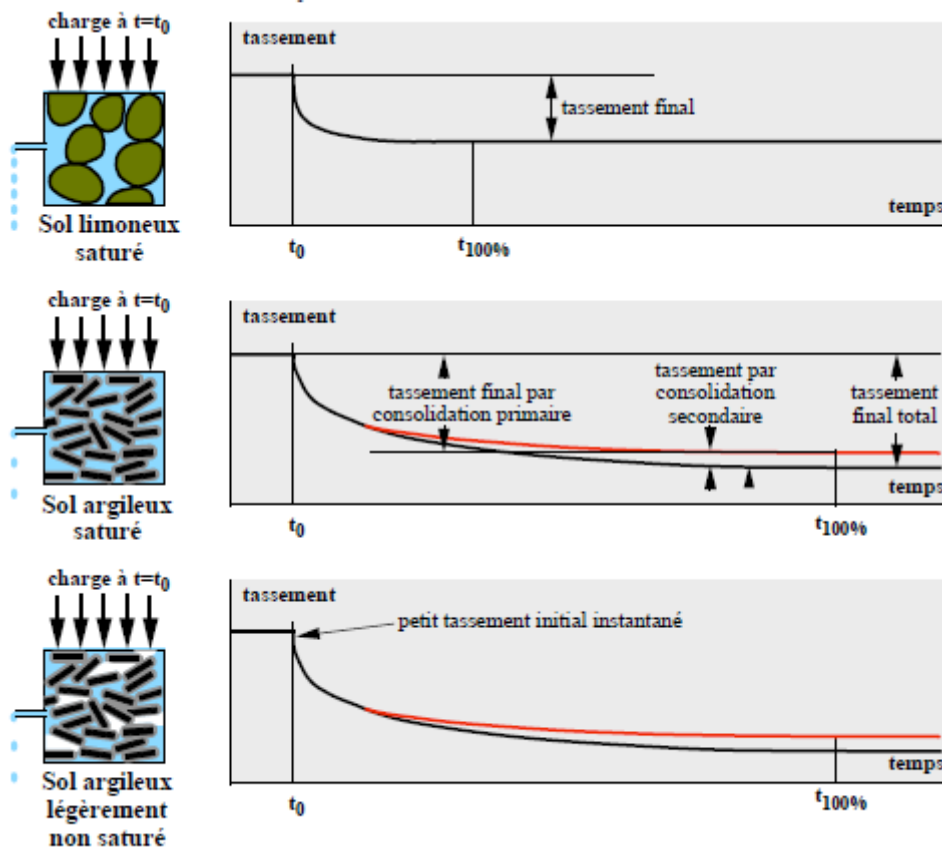
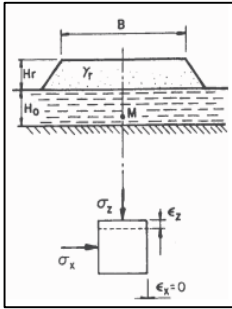
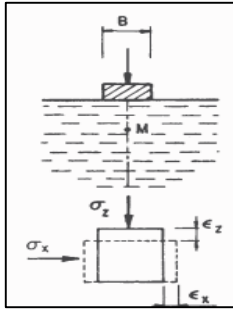


Figure I.4. Tassement d'un sol fin

**I.3. Les principales méthodes de calcul des tassements**

Le calcul même des tassements est obtenu par différentes méthodes selon le binôme (type d’ouvrage/nature du sol). On distingue deux principales méthodes données dans le tableau I.1:

Tableau I.1. Les principales méthodes de calcul des tassements

Méthode Oedométrique	Méthode Pressiométriques
<p>Ouvrages concernés :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Les remblais de grandes dimensions</li> <li>- Les radiers</li> </ul> 	<p>Ouvrages concernés :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fondation ponctuelle ou linéaire</li> </ul> 
<p>Sol concerné :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Les sols meubles (Argile) &amp; rigides (Sable)</li> </ul>	<p>Sol concerné :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Les sols meubles (Argile) &amp; rigides (Sable)</li> </ul>
<p><u>Critère</u> : (paramètre déterminant)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Concerne des déformations à volume non constant, c’est-à-dire sans déformation latérale (négligée)</li> </ul>	<p><u>Critère</u> : (paramètre déterminant)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Concerne des déformations à volume constant, c’est-à-dire avec déformations Latérales</li> </ul>
<p>Nature de l’essai :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Essai en laboratoire à l’oedomètre de TERZAGUI</li> </ul>	<p>Nature de l’essai :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Essai in situ au pressiomètre MENARD</li> </ul>
<p>Type de calculs :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Calcul selon la méthode oedométrique</li> </ul>	<p>Type de calculs :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Calculs selon la formule de MENARD</li> </ul>
<p>Paramètres mécaniques utilisés (loi de comportement)</p> <p>Module oedométrique <math>E'</math> (parfois noté <math>E_0</math>)</p>	<p>Paramètres mécaniques utilisés (loi de comportement)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Coefficient de poisson <math>\nu</math></li> <li>- Coefficient de structure du sol <math>\alpha</math></li> <li>- Module de déformation au tassement <math>E_d</math></li> <li>- Module de déformation à la consolidation <math>E_c</math></li> </ul>

#### I.4. Théorie de la consolidation de TERZAGHI

La théorie de TERZAGHI permet, moyennant certaines hypothèses, d'évaluer le temps de consolidation. Elle se rapporte à une couche homogène de sol compressible saturé, s'étendant à l'infini dans le sens horizontal et chargée uniformément et instantanément sur toute sa surface (HEAD, 1992).

Elle est basée sur un certain nombre d'hypothèses, dont les principales sont les suivantes :

- 1- la couche compressible est homogène isotrope et saturée ;
- 2- l'écoulement est unidirectionnel ;
- 3- la loi de Darcy est applicable ;
- 4- le coefficient de perméabilité  $k$  est constant dans la couche compressible ;
- 5- le milieu est infini dans le sens horizontal ;
- 6- La surcharge provoquant la consolidation est uniforme et appliquée instantanément.

L'étude théorique concernant l'évolution du tassement en fonction du temps fait intervenir un paramètre sans dimension qu'on désigne par facteur temps ( $T_v$ ). Il est défini par la relation :

$$T_v = \alpha \cdot \frac{K \cdot E'}{\gamma_w \cdot h^2} \cdot t \quad (I.2)$$

ou encore :

$$T_v = \alpha \cdot \frac{C_v}{h^2} \cdot t \quad (I.3)$$

avec :

$\alpha$  : coefficient lié au type de drainage du sol

$K$  : coefficient de perméabilité du sol

$E'$  : coefficient d'élasticité oedométrique

$h$  : épaisseur de l'échantillon

$\gamma_w$  : poids spécifique de l'eau

$t$  : temps réel

$C_v$  : coefficient de consolidation.

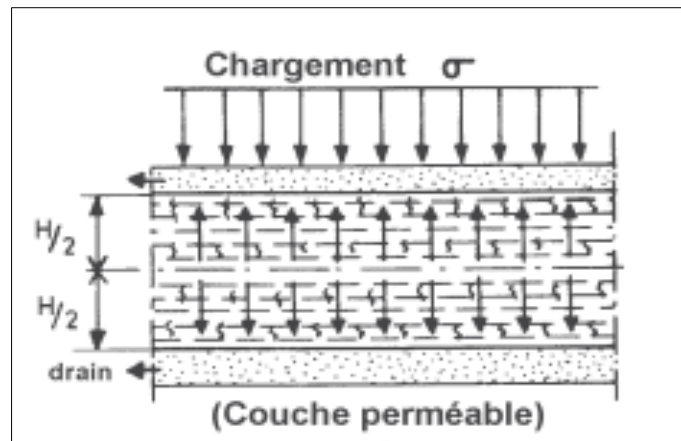


Figure I.5. Couche drainée sur les deux faces ( $\alpha=4$ )

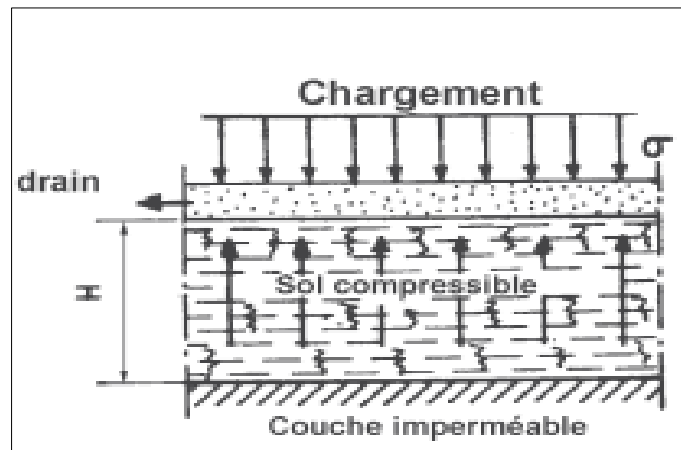


Figure I.6. Couche drainée d'un seul côté ( $\alpha=1$ )

La pression interstitielle varie avec le temps  $t$  et la profondeur  $z$  suivant l'équation différentielle suivante, due à TERZAGHI :

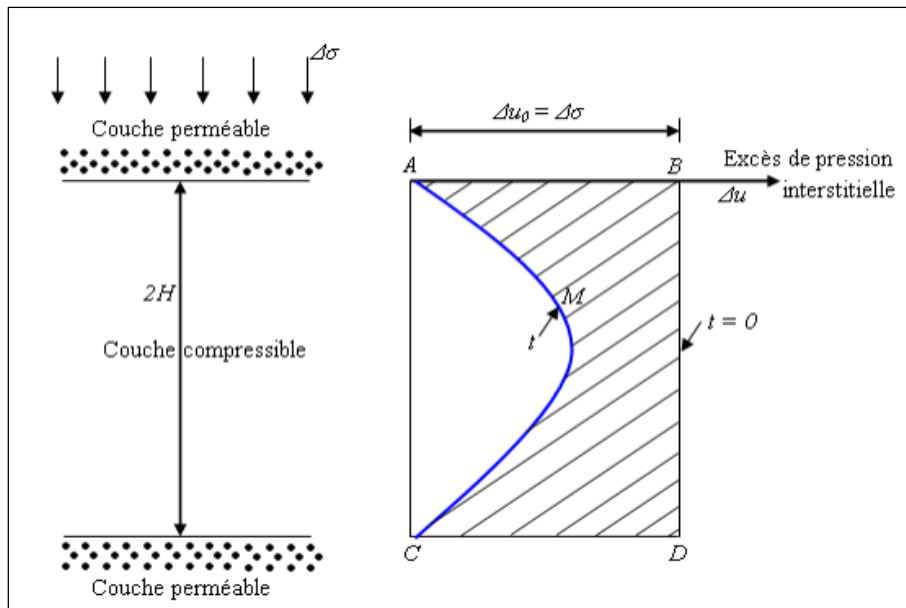
$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \tag{I.4}$$

$u$  : représente ici l'excès de pression interstitielle  $\Delta u$  ;

$C_v$  : est le coefficient de consolidation verticale.

La résolution de cette équation différentielle, conduite à la solution  $U = f(T_v)$  ; dans laquelle  $U$  est le degré de consolidation défini à l'instant  $t$  par le rapport :

$$U = \frac{\text{aire ABDCMA}}{\text{aire ABDC}} \tag{I.5}$$



**Figure I.7.** Variation de l'excès de pression interstitielle avec le temps et la profondeur au cours de la consolidation

La linéarité des déformations par rapport aux contraintes permet de donner de  $u$ , une seconde définition équivalente à la première :

$$U(t) = \frac{S_t}{S} \quad (\text{I.6})$$

avec :

- $S_t$  : le tassement à l'instant  $t$
- $S$  : le tassement final

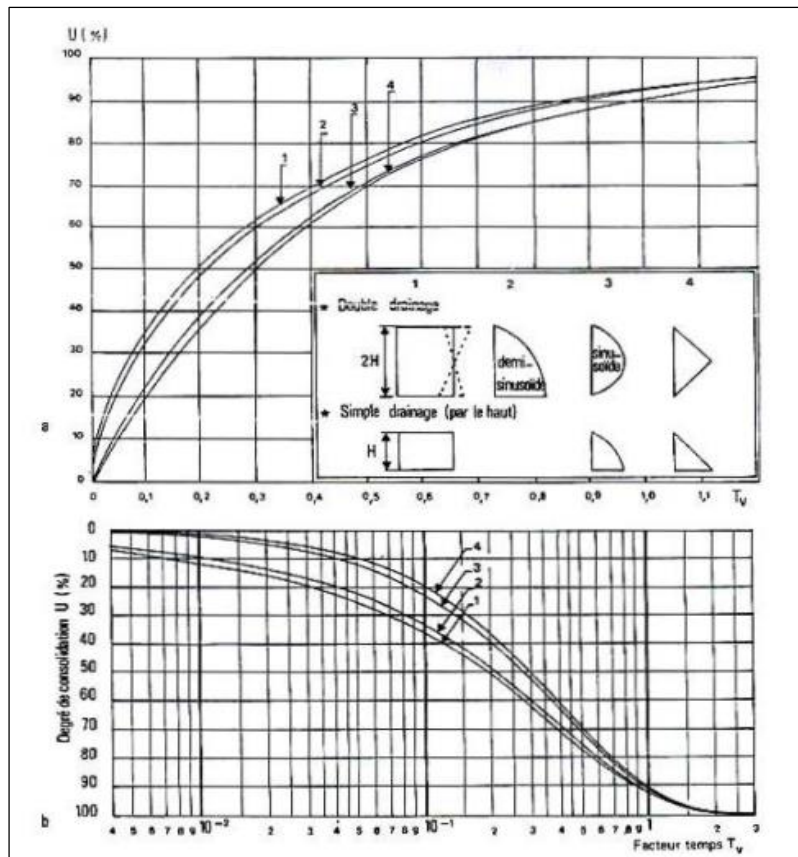
Le degré de consolidation  $U(t)$  est donc indicateur de l'amplitude des tassements qui sont produits au temps considéré (TCHOUANI NANA J.M., 1999).

En pratique, nous nous intéressons toutefois aux vitesses de tassement qui se produisent du degré de consolidation  $U(t)$  précédemment. L'abaque  $U = f(T_v)$ , qui donne le degré de consolidation  $U$  en fonction du facteur temps est le principal outil du projeteur pour le calcul des vitesses de tassement. Ces abaques sont utilisés de la façon suivante :

- ✓ calcul du facteur temps  $T_v$ ;

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2} \quad (\text{I.7})$$

- ✓ lecture de  $U$  correspondante sur l'abaque suivante.



**Figure I.8.** Consolidation unidimensionnelle. Degré de consolidation en fonction du facteur temps, d'après TERZAGHI

### I.5. Conclusion

Une branche importante de la géotechnique est constituée par l'étude des fondations des structures, et notamment la détermination de leurs tassements. Cette connaissance (des tassements) doit être la plus complète possible pour la bonne prévision du comportement ultérieur de l'ouvrage.

Les tassements peuvent apparaître juste au début de la construction et se stabiliser par la suite : il s'agit alors de tassement instantané et de tassement de consolidation. La consolidation est un phénomène élastoplastique, différé dans le temps, dont la durée dépend de la perméabilité du matériau. Elle prend fin lorsque la pression interstitielle retrouve sa valeur initiale. Dans certains cas, le tassement ne se stabilise pas et continue au-delà de la fin supposée de la consolidation primaire : il s'agit alors du tassement à long terme : ce phénomène est appelé consolidation secondaire ou fluage. Ces tassements secondaires peuvent avoir des conséquences graves sur l'ouvrage plusieurs décennies après la fin de sa construction. Le comportement du sol mérite donc d'être étudié avec précision pour pallier à ces éventuels problèmes.

# Chapitre II

## Comportement des sols

---

II.1. Introduction .....	- 12 -
II.2. Comportement des sols.....	- 13 -
II.2.1. Comportement des sables sous sollicitation monotone .....	- 15 -
II.2.1.1. Comportement drainé.....	- 16 -
A. Mécanismes de déformation .....	- 18 -
B. Influence de l'état initiale.....	- 18 -
C. État critique .....	- 23 -
D. État caractéristique.....	- 24 -
E. Anisotropie induite .....	- 25 -
II.2.1.2. Comportement non drainé.....	- 25 -
A. Relation de Terzaghi .....	- 28 -
B. Les comportements types .....	- 28 -
C. Le choix du comportement.....	- 30 -
D. État stationnaire et état critique.....	- 31 -
E. Liquéfaction statique .....	- 31 -
F. Cas des sols fins.....	- 31 -
II.2.2. Comportement des sables sous sollicitation cyclique.....	- 32 -
II.2.2.1. Comportement en condition drainée .....	- 34 -
A. Non linéarité, hystérésis et amortissement.....	- 36 -
B. Évolution des déformations volumiques .....	- 37 -
II.2.2.2. Comportement en condition non drainée .....	- 38 -
II.2.3. Processus de densification : éléments expérimentaux .....	- 40 -
II.2.3.1. Influence des composantes du mouvement sismique .....	- 40 -
II.2.3.2. Influence du type de sollicitation .....	- 40 -
II.2.3.3. Essais de cisaillement sur des sables.....	- 41 -
II.3. Modèles de comportement.....	- 42 -
II.3.1. Modèle élastique linéaire isotrope (Loi de Hooke) .....	- 42 -
II.3.2. Modèle élastoplastique .....	- 43 -
- Rappels d'élastoplasticité .....	- 44 -
II.3.3. Modèles viscoélastiques linéaires équivalents.....	- 51 -
II.4. Conclusion .....	- 55 -

### **II.1. Introduction**

Les sols représentent les assemblages discrets de particules solides dispersées dans le vide ou dans un fluide interstitiel. Leur comportement global dépend des interactions, des arrangements, de l'historique, et des caractéristiques mécaniques des constituants.

Le sol est un assemblage de grains et de particules beaucoup plus complexe que l'assemblage régulier des billes élastiques linéaires utilisé dans la théorie de Hertz. Les assemblages granulaires sont des arrangements aléatoires de grains frottants et il existe un désordre géométrique dans ces milieux (JAEGER H. et al., 1996) et (MUETH D.M et al., 1998).

Lors d'un chargement, ce dernier induit une répartition désordonnée des efforts intérieurs. Cependant, l'étude mécanique d'un tel assemblage nous apporte des renseignements tout à fait fondamentaux pour approcher le comportement du sol.

Notons en outre que le contact direct entre les particules joue un rôle important lorsque le milieu se met en mouvement ; la dissipation d'énergie et le transfert de quantité de mouvement dépendent des contacts particule-particule et particule-paroi. Le fluide interstitiel influe également sur le comportement du sol ; en effet, le fluide joue le rôle d'un lubrifiant au niveau des interfaces de contact et le rôle d'un amortisseur autour des particules en mouvement (OVARLEZ G., 2002).

Des études considérables ont été faites en dynamiques des sols au cours de ces dernières années aussi bien en investigation de laboratoire qu'en expérimentation sur le site. Ils ont permis une meilleure connaissance du comportement des sols soumis aux sollicitations cycliques, vibratoires, transitoires et dynamiques. Déterminer la réponse des sols à des sollicitations dynamiques requiert des connaissances approfondies des propriétés dynamiques, et des comportements rhéologiques

L'étude du comportement des sols sous différents chargements constitue l'objet de ce chapitre, apparaît donc comme une étape essentielle de notre recherche.

## **II.2. Comportement des sols**

La diversité des matériaux qui composent le sol (roches, graviers, sables, argiles) et la complexité des sollicitations auxquelles ils sont ou seront soumis rend leur comportement particulièrement difficile à prévoir. Déterminer leur réponse à des sollicitations diverses requiert une connaissance approfondie de leur loi constitutive afin de mettre en place des modèles rhéologiques élaborés et pertinents.

La mise en œuvre de moyens expérimentaux performants constitue un atout majeur dans la compréhension des différents mécanismes qui entrent en jeu (DUTTINE A., 2005). C'est dans ce contexte que se sont développés les essais de laboratoire depuis les dernières décennies, permettant de reproduire plus exactement les sollicitations naturelles et de fournir des mesures toujours plus précises et fiables du comportement des sols.

Les sols présentent un comportement fortement non linéaire et irréversible face aux déformations qu'ils subissent. La mécanique des sols s'attache à décrire et à prédire ce comportement, pour une grande variété de matériaux et dans une large gamme de déformations. Il s'avère possible d'exhiber un comportement qualitativement similaire des différents types de géomatériaux (tels que les argiles, sables, graviers, roches tendres ou roches dures) en fonction du niveau de déformation. Comme l'illustre TATSUOKA F., SHIBUYA S., 1991, ces matériaux témoignent successivement de comportements élastiques linéaires et élasto-plastiques (Figure II.1). D'un point de vue quantitatif, ces matériaux présentent des différences, particulièrement en ce qui concerne les seuils de déformation entre ces différents types de comportements.

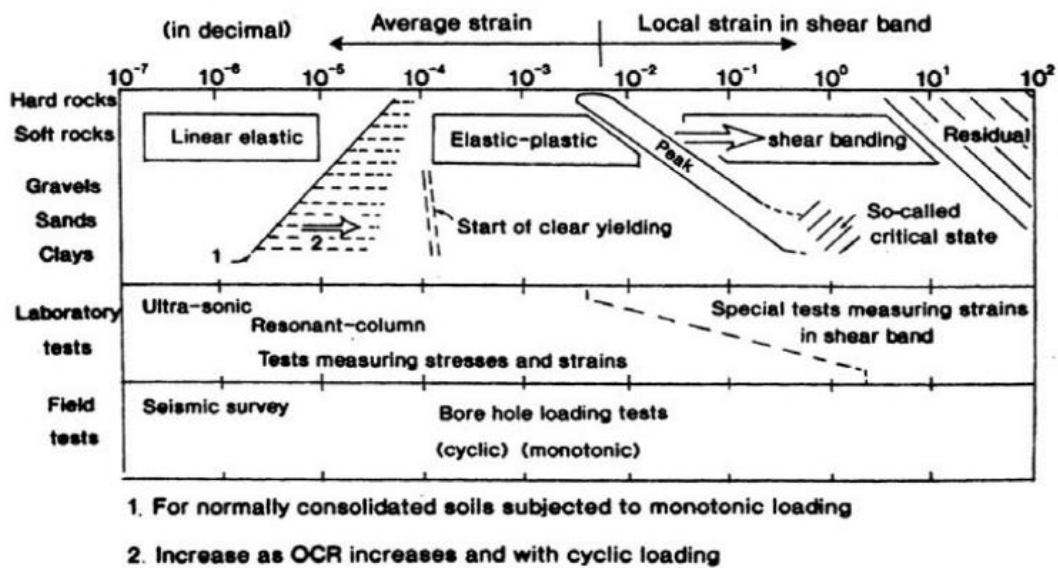


Figure II.1. Comportement des géomatériaux en fonction du niveau de déformation  
(TATSUOKA F. & SHIBUYA S., 1991)

Les niveaux de déformations illustrés sur la figure II.1 doivent être mis en rapport avec ceux qui apparaissent lors de la réalisation des ouvrages ou au cours de la vie de ces derniers (Figure II.2). Les propriétés mécaniques de déformabilité et de résistance des géomatériaux sont alors accessibles à travers un certain nombre de techniques d'essais en laboratoire et d'essais in situ, chaque essai possédant un champ d'application lié aux déformations qu'il génère.

Sur la figure II.2, les flèches pleines correspondent au niveau habituellement considéré des déformations mises en jeu lors de la réalisation de différents ouvrages. Toutefois, de nombreux chercheurs (entre autres, BURLAND J.B., 1989, JARDINE R.J., 1994, TATSUOKA F., et al., 1995, 2001, KOSEKI J., et al., 2001) rapportent nombre de cas, tirés de leur expérience pratique où des déformations plus faibles sont impliquées (flèches en pointillés). Pour exemple, BURLAND J.B., 1989, donne le cas du creusement d'un tunnel à Londres, lors duquel les déformations en surface ne dépassent pas  $5 \cdot 10^{-4}$  m/m et restent inférieures à  $10^{-3}$  m/m à proximité du tunnel, ou encore l'exemple de chargements en surface lors de la construction d'un accélérateur nucléaire pour lesquels la déformation reste inférieure à  $10^{-4}$  m/m. TATSUOKA F., et al. (1995) reporte des niveaux de déformation maximum atteints à proximité de murs de soutènement ou de fondations

superficielles de l'ordre de  $10^{-4}$  m/m. KOSEKI J., et al. (2001) répertorient 18 cas d'ouvrages construits au Japon (tel que le pont d'Akashi Kaikyo, le Rainbow Bridge à Tokyo, la centrale nucléaire de Kashiwazaki ou encore plus généralement le cas de nombreux gratte-ciels) pour lesquels des essais de laboratoire ont été utilisés. Des appareils triaxiaux de précision ont permis de déterminer la rigidité des sols pour des déformations de quelques  $10^{-5}$  m/m et les divers exemples présentés ont montré l'importance d'une bonne connaissance des sols à ces niveaux de déformation.

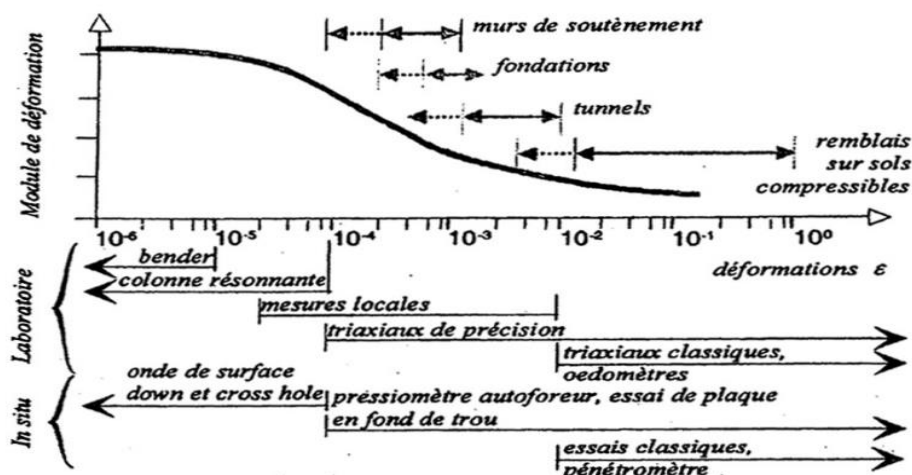


Figure II.2. Domaines d'utilisation des matériels d'essais pour la détermination des modules de déformation et de leur application (REIFFSTECK P., 2002)

De nombreuses études expérimentales ont été menées pour analyser et comprendre les phénomènes fondamentaux qui gouvernent le comportement des sols. Cette partie passe en revue les principaux traits de comportement des sables saturés.

### II.2.1. Comportement des sables sous sollicitation monotone

La connaissance du comportement d'un sol soumis à des efforts constitue un enjeu important puisqu'elle permet d'estimer les déformations résultant des contraintes appliquées et de prévoir en particulier la rupture du massif. L'étude du comportement mécanique d'un sol, ou encore son comportement en contrainte – déformation permet de déterminer sa charge portante sous des sollicitations induites par une structure ou un ouvrage.

Le comportement des sables sous chargement monotone, par exemple (remblais à construction rapide, sollicitations sismiques de faible amplitude comme celles engendrées lors des essais géophysiques, etc.) est considéré comme le comportement enveloppe du matériau en équilibre quasi-statique.

Le comportement mécanique d'un sable sous chargement monotone présente des phénomènes et propriétés très variées. Cela est principalement dû aux nombreux facteurs qui interviennent lorsqu'un sol se déforme sous l'action d'efforts extérieurs. Du point de vue microscopique, la forme et la taille des grains de sable (caractérisés en particulier par leur angularité) ont une influence non négligeable sur le comportement, et la courbe granulométrique du sable donne par ailleurs des informations importantes.

Sous chargement monotone le comportement du sol est donc caractérisé par un domaine d'élasticité (les déformations restent variables au cours de chargement) et au-delà duquel apparaissent des déformations plastiques. Pour certains chemins de contrainte le sol peut atteindre un état de rupture.

On peut distinguer deux types de comportement fondamentaux des sables pour déterminer les réponses mécaniques observées. Il s'agit de comportement drainé et de comportement non drainé.

### **II.2.1.1. Comportement drainé**

Un milieu granulaire se caractérise par un ensemble de particules de forme plus ou moins ronde, de différentes granulométries. Lorsqu'il subit une sollicitation externe, il se déforme pour assurer de nouveau son équilibre interne. Sans présence d'eau, la déformation du squelette granulaire résulte uniquement des interactions entre grains, on dit alors que la sollicitation s'effectue en condition drainée.

Le comportement drainé parfait correspond à la réponse du matériau observable lorsque l'eau interstitielle peut s'écouler librement entre les grains au cours du chargement, sans développer de surpressions interstitielles. Il est donc caractérisé par une surpression interstitielle nulle ( $\Delta u=0$ ) au cours de la sollicitation et des variations de volume  $\Delta V$  généralement non nulles du matériau ( $\Delta V \neq 0$ ).

La figure II.3 montre les résultats schématiques typiques d'essais triaxiaux obtenus sur des échantillons de sables lâche et dense en conditions drainée.

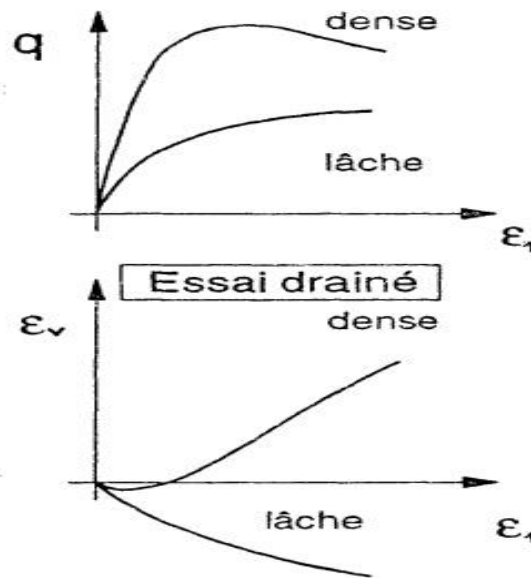


Figure II.3. Comportements typiques observés lors du cisaillement drainé des sables à l'appareil triaxial.

En termes de déformations volumiques (évolution des surpressions interstitielles au cours de cisaillement), l'échantillon du sable verra initialement son volume diminuer lorsque la valeur du déviateur ( $q = \sigma_1 - \sigma_3$ ) augmente, c'est la phase de contractance. Cette dernière est le résultat de l'enchevêtrement des grains de sable. Pour un sable lâche la vitesse de déformation volumique tend lentement vers zéro et uniquement contractant à taux toujours positifs, par contre pour un sable moyennement dense et dense la vitesse de déformation volumique s'annule rapidement et change de signe, alors le matériau devient très rapidement dilatant à taux négatifs, après une phase initiale de contractance à taux positifs. Cette phase de dilatance est due essentiellement au désenchevêtrement des grains de sable.

Le passage de la phase de contractance à la phase de dilatance correspond à un état particulier important, qui définit, dans le plan des contraintes, un seuil de transition linéaire, appelé seuil ou état caractéristiques (LUONG M.P, 1980) où le matériau soit contractant ou dilatant. Dans les trois cas (lâche, moyennement dense et dense), on

observe finalement une stabilisation progressive du volume vers les grandes déformations, correspondant, dans ce plan aussi, à l'approche de l'état critique.

La condition de drainage du sol assure la constance des pressions interstitielles et écarte ainsi tout risque de liquéfaction. Cependant, l'essai drainé reste intéressant car il permet d'appréhender le comportement du squelette granulaire en éliminant l'influence du fluide interstitiel. Malgré les conditions fixées de l'essai, le comportement du sol est encore fortement dépendant de plusieurs paramètres.

### **A. Mécanismes de déformation**

Les mécanismes de déformation mis en jeu dans un essai dépendent directement de la valeur même de la sollicitation. En effet, le sol étant constitué d'un squelette granulaire, les déformations d'un échantillon peuvent provenir à la fois d'une déformation des grains et de leur réarrangement.

- ✓ Pour des déformations restant inférieures à  $10^{-5}$ , aucun réarrangement irréversible ne se produit. Le comportement peut être considéré comme élastique quasiment linéaire.
- ✓ Pour des déformations plus importantes, il y a réarrangement des grains (rotations, glissements) selon le chargement. Si le chargement n'est pas purement isotrope et comprend une partie déviatoire, le réarrangement risque d'induire une anisotropie dans le matériau.
- ✓ A très fortes contraintes, la sollicitation est susceptible de conduire à la rupture des grains, et donc modifier profondément les caractéristiques du matériau.

### **B. Influence de l'état initiale**

La structure d'un matériau granulaire peut être définie en partie par les différentes caractéristiques des grains : granulométrie, forme, angularité, propriétés mécaniques intrinsèques. Pour un même sable, d'autres propriétés permettent cependant de caractériser l'état initial.

➤ *Le caractère contractant ou dilatant*

Les concepts de contractance ou dilatance sont associés aux déformations volumiques irréversibles du sol. La contractance correspond à la diminution du volume du sol soumis au cisaillement. C'est le résultat de la densification de la structure granulaire du sol par diminution des vides entre les grains. Inversement, la dilatance correspond à une augmentation de volume du sol soumis au cisaillement.

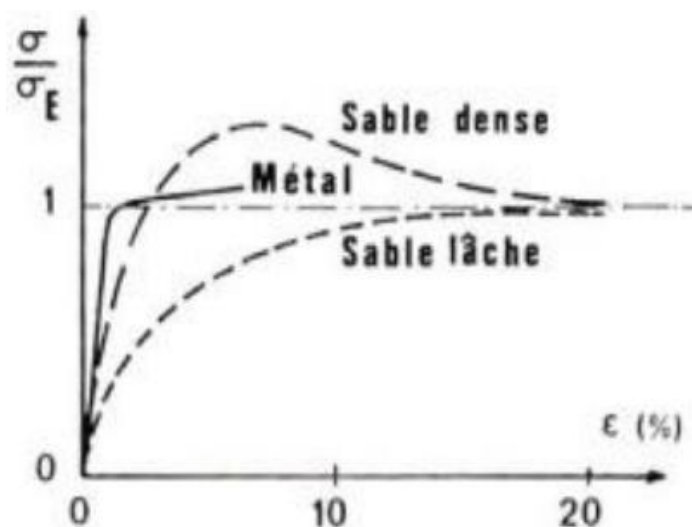


Figure II.4. Courbe contrainte-déformation normalisée en contraintes (Luong M.P, 1980)

On différencie notamment le comportement des sables «lâches» ou «essentiellement contractants» du comportement des sables «denses» ou «dilatants». Un sable a, en très petites déformations, qu'il soit contractant ou dilatant, un comportement que l'on peut qualifier d'élastique, quasiment linéaire.

Pour des déformations plus grandes, la relation contraintes – déformations n'évolue plus de façon linéaire. Le comportement du sable essentiellement contractant se différencie alors de celui du sable dilatant : le sable contractant subit un réarrangement de ses grains qui va dans le sens d'une densification pour accepter les déformations imposées, tandis qu'un sable plus dilatant, après une phase plus ou moins longue de contractance, devra ensuite connaître une augmentation de volume (rupture de certains contacts granulaires) pour accepter de plus grandes déformations.

La résistance du sable dense passe alors par un pic, puis par une phase de radoucissement (chute de la résistance), qui correspond à un ralentissement de la dilatance lié à de micro-effondrements du squelette granulaire. Pour des déformations très importantes, on tend dans les deux cas vers un état dans lequel le taux de création / destruction de chaînes de forces est nul, qui correspond au palier d'écoulement libre présenté sur la figure II.5. Le caractère contractant ou dilatant d'un sable peut être lié à son état de densité, par rapport au confinement exercé.

Les phénomènes de contractance ou dilatance d'un matériau sont exprimés alors dans les conditions drainées (Figure II.5a). Dans les cas des essais non-drainés, les comportements contractant et dilatant se traduisent par l'évolution des surpressions interstitielles. Les surpressions interstitielles positives et négatives correspondent aux caractères contractants et dilatants respectivement (Figure II.5b).

Le caractère contractant ou dilatant du comportement volumique d'un sol est directement lié à l'état de densité initiale du matériau ainsi qu'à la valeur de la contrainte de consolidation. Les deux phénomènes peuvent être observés simultanément sur un même matériau s'il est moyennement lâche ou moyennement dense.

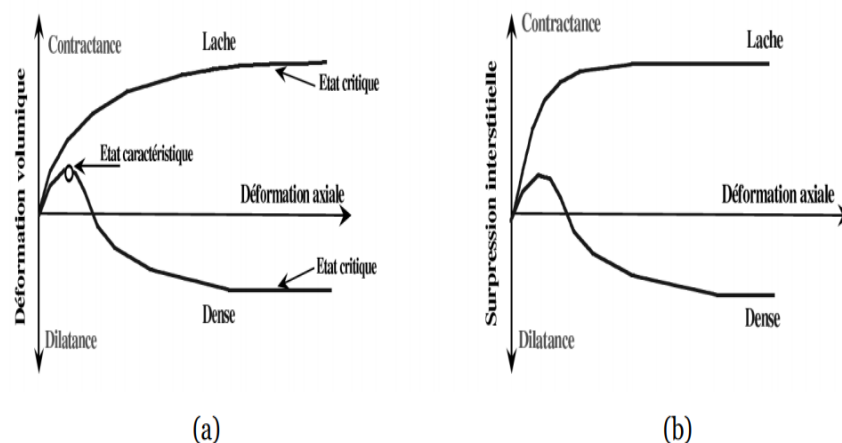


Figure II.5. Comportement mécanique d'un sable dense et lâche : (a) essai drainé, (b) essai non-drainé (Luong, 1980)

Ces variations de volume, contractantes ou dilatantes, s'ajoutent aux variations de volume réversibles (élastiques), induits par la sollicitation, et l'on adopte généralement,

dans le cadre de l'élastoplasticité, la décomposition de la déformation volumique totale en la somme d'une composante élastique et d'une composante plastique:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{ve} + \varepsilon_{vp} \quad (\text{II.1})$$

Dans le cas non drainé parfait ( $\varepsilon_v=0$ ), les comportements contractant et dilatant se traduisent par un taux de développement des surpressions interstitielles d'origine positif et négatif respectivement, pouvant conduire à des surpressions positives très élevées dans le cas contractant et fortement négatives dans le cas dilatant.

➤ *La densité relative initiale*

Pour un sol donné, la mise en place et l'histoire de ce dernier permet au matériau de laisser plus ou moins d'espaces inter granulaires. En effet, un sol pourra voir ses grains fortement enchevêtrés les uns dans les autres offrant généralement des caractéristiques mécaniques de bonne qualité (il est alors appelé sable dense) ou au contraire, des grains n'offrant que peu de contacts les uns avec les autres et assurant une forte porosité (sable lâche). L'état du sol est alors caractérisé numériquement par un indice que l'on nomme indice de densité et défini par :

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (\text{II.2})$$

Où :

$e$  : Indice des vides défini comme étant le rapport entre volume de vide dans le sol et celui du matériau solide :  $e = V_v / V_s$

$e_{\max}$  : Valeur maximale de l'indice des vides atteignable pour le sol donné

$e_{\min}$  : Valeur minimale de l'indice des vides atteignable pour le sol donné

Le caractère contractant ou dilatant du comportement volumique d'un sable est directement lié à l'état initial du matériau, exprimé principalement en terme d'indice des vides  $e$  (à relier à l'indice de densité  $I_D$ ) et d'état de contrainte initial appliqué (état de consolidation).

L'état initial est donc caractérisé de la manière suivante:

Si :  $I_D = 0.9$ , le sable est très dense

Si :  $I_D = 0.7$ , le sable est moyennement dense

Si :  $I_D = 0.4$ , le sable est lâche

Si :  $I_D < 0.1$ , le sable est très lâche

Les caractéristiques mécaniques d'un sol pulvérulent dépendant de cette densité, le comportement d'un sol dense diffèrera généralement de celui d'un sol lâche. Les figures II.6a et II.6b montrent les différences structurales entre un sol lâche et un sol dense. Pour un sol lâche, une action isotrope ou déviatoire en contrainte va permettre au squelette de se réarranger pour combler les vides inter-granulaires. Son comportement sera donc essentiellement contractant. Dans le cas d'un sol dense, il est nécessaire de dissocier l'effet d'une action isotrope (qui se traduit par un caractère contractant) de celui d'une action déviatoire qui se caractérise par une contraction suivie par une dilatation (ou caractère dilatant) dû au réarrangement requis aux grains pour pouvoir se mouvoir les uns par rapport aux autres. Pour un sol dense, le moment où la variation volumique s'annule (lorsque le sol passe de la contractance à la dilatance) est appelé état caractéristique. Plus le sol est dense moins la phase contractante est étendue.

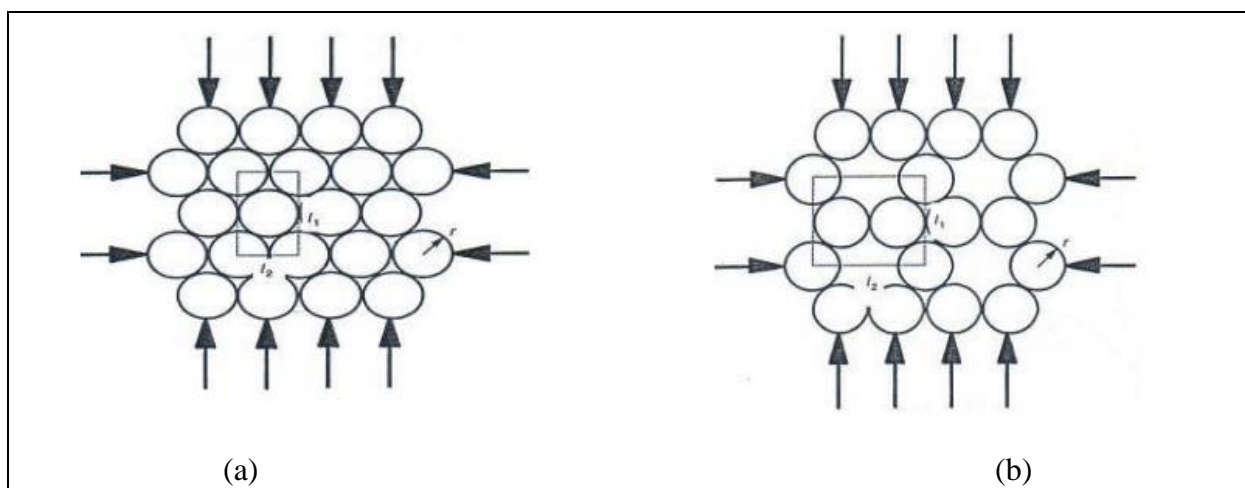


Figure II.6. Structure granulaire d'un sol : (a) Sol dense, (b) Sol lâche

➤ *Contrainte effective moyenne isotrope*

La valeur de la contrainte de confinement a une forte influence sur le comportement du sable soumis à une sollicitation déviatoire (et en particulier pour un essai de cisaillement). Pour des sables de même densité relative initiale, un confinement plus fort amène de meilleures propriétés de résistance. En effet, plus la contrainte de confinement est grande, plus le frottement à vaincre pour les mettre en mouvement est important. Les effets de la densité relative initiale et de la contrainte de confinement sont couplés : un sable lâche sous faible confinement a un comportement qui ressemble à celui d'un sable plus dense sous fort confinement. L'état limite, pour lequel l'évolution des déformations se fait à contraintes et volume constant, sera appelé état critique.

### C. État critique

CASAGRANDE A. (1936) fut le premier à introduire la notion d'indice des vides critique. Il correspond à l'état où le sol se déforme d'une façon continue sous une contrainte de cisaillement constante en condition drainée. Cette approche n'était appliquée qu'aux sables, c'est pourquoi la vitesse de déformation n'intervenait pas. CASAGRANDE A. (1936) ne prenait pas encore en considération l'existence d'une structure d'écoulement. ROSCOE K.H et al., (1958) définissaient l'état critique, pour les argiles en condition drainée, comme étant l'état où le sol continue à se déformer sous une contrainte de cisaillement et un indice des vides constants. Dans le plan  $(e, \ln(p'))$ , l'ensemble des points d'état critique est une ligne unique parallèle à la ligne de consolidation isotrope : c'est la ligne d'état critique. La figure II.7 représente cette ligne (notée C.S.L.) dans différents plans de l'essai triaxial. Selon SCHOFIELD A.N et WROTH C.P (1968), l'état critique est un état dans lequel le sol s'écoule comme un fluide visqueux s'il est continuellement cisailé. Dans le plan contrainte-déformation, l'état critique ainsi défini correspond à un point situé entre le pic et la valeur résiduelle de la contrainte de cisaillement. Cette définition exclut toute idée de structure spécifique. De même, la réorientation ou la dégradation des grains est ignorée.

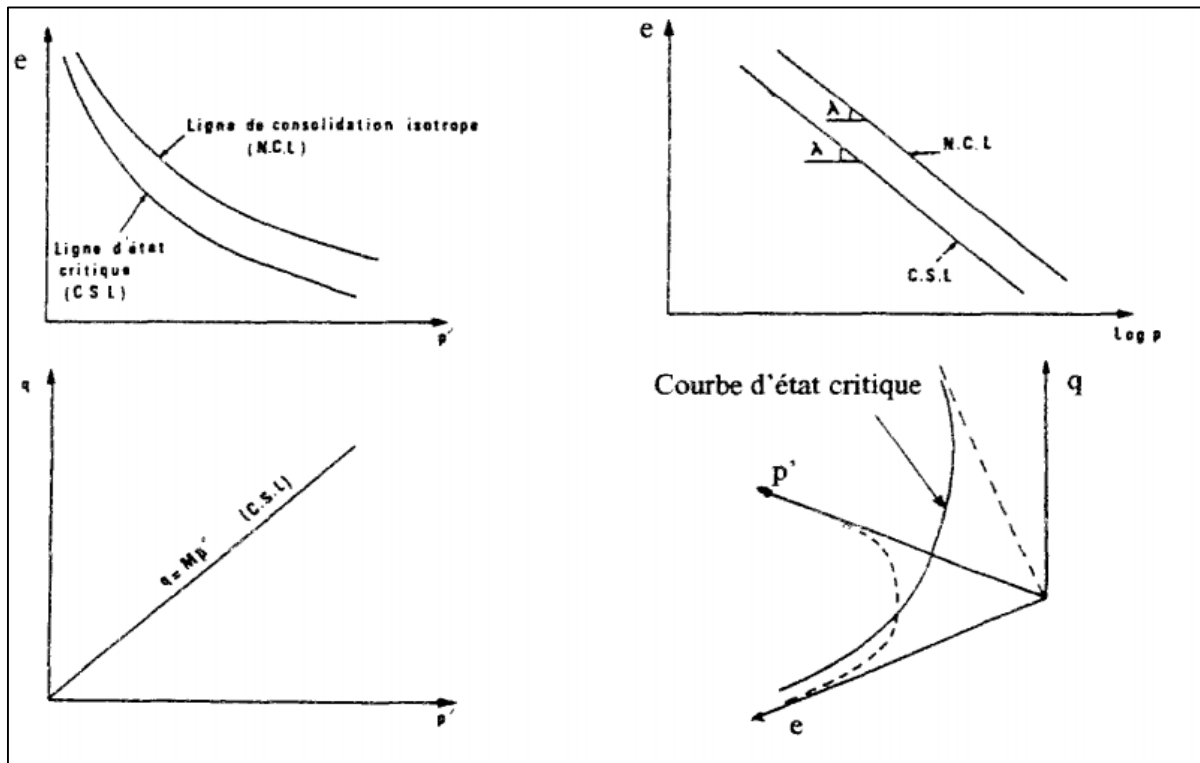


Figure II.7. Représentation de l'état critique

**D. État caractéristique**

Ainsi défini par LUONG M.P (1978), HABIB P. et LUONG M.P. (1978) et SIDANER J.F. (1981), il correspond à l'état du matériau à son passage d'un comportement contractant à un comportement dilatant lors d'un chargement de cisaillement en condition drainée ou non drainée. Dans le plan des contraintes ( $q, p'$ ), cet état est défini par une droite passant par l'origine et de pente  $\eta_c = (q/p)_c$ . Elle sépare l'espace des contraintes admissibles en un domaine sub-caractéristique contractant et un domaine sur-caractéristique dilatant comme le montre la figure II.8a. Elle a été aussi qualifiée de ligne de transformation de phase par ISHIHARA K. et al. (1975).

Dans un essai triaxial en condition drainée, ce passage se traduit par un taux de déformation volumique nul (Figure II.8b). En condition non drainée, cela se manifeste par une annulation ponctuelle du taux de génération de surpression interstitielle. Le chemin de contraintes effectives remonte alors le long de la droite d'état caractéristique (Figure II.8c). Selon LUONG M.P (1980), la longueur parcourue sur cette ligne détermine la perte de mémoire de l'histoire antérieure lors de la décharge.

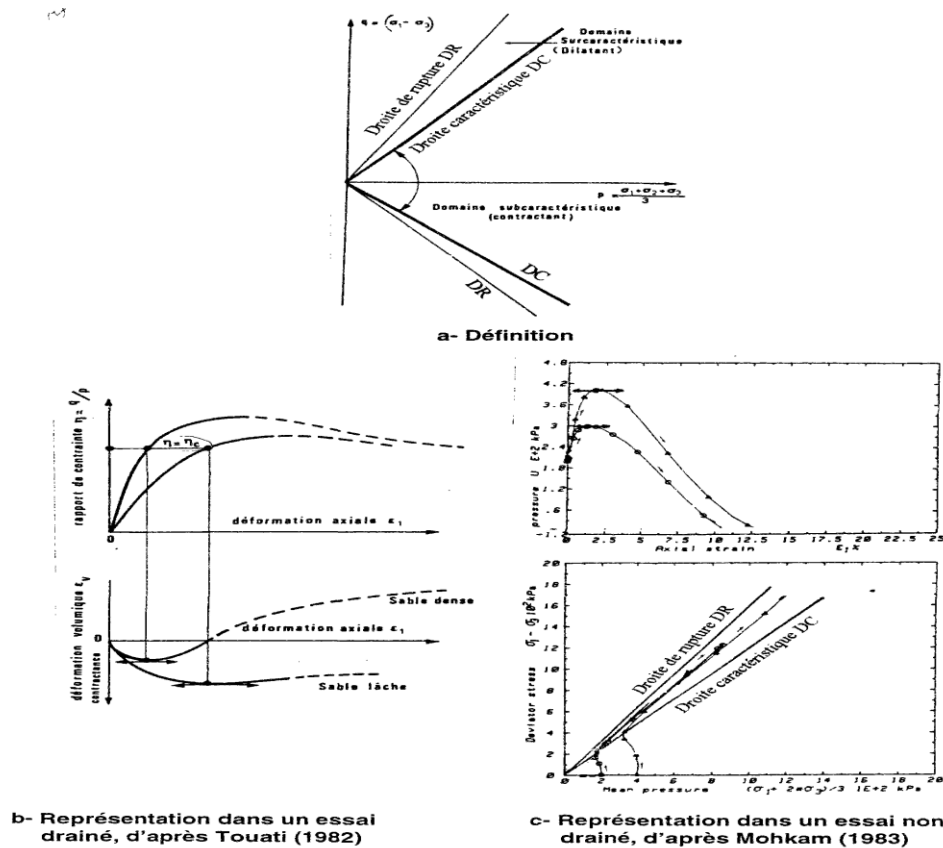


Figure II.8. État caractéristique (LUONG M.P.,1978)

**E. Anisotropie induite**

Au-delà d'une déformation purement élastique, le réarrangement entre les grains peut induire une augmentation de la résistance suivant certaines directions mais aussi la réduire suivant d'autres.

En effet, les caractéristiques mécaniques du sol sont fortement liées à son état interne lui-même résultat des sollicitations passées. De ce fait, il est souvent nécessaire de prendre en compte l'histoire du matériau pour déterminer au mieux son comportement à venir suivant les différentes directions de sollicitation.

**II.2.1.2. Comportement non drainé**

En présence d'eau, si la vitesse de déformation du squelette est suffisamment lente, l'eau peut s'écouler entre les grains, la pression de l'eau interstitielle n'évolue pas au cours de la sollicitation. La déformation du squelette est donc uniquement gérée par les interactions entre particules (condition drainée). Si l'écoulement est bloqué par des

conditions aux limites imperméables, ou si une vitesse de sollicitation excessive ne permet pas un écoulement suffisant, une évolution de la pression de l'eau interstitielle apparaît.

Elle trouve son origine dans une reprise partielle de la sollicitation par le fluide. On dit alors que la sollicitation se fait en condition non drainée (partielle ou totale), les déformations résulteront des interactions entre les particules, mais aussi entre ces dernières et le fluide. Ainsi des sols drainants sous sollicitation quasi-statique (sollicitation usuelle en génie civil) peuvent-ils devenir non drainants sous mouvement sismique (sollicitation rapide).

La condition de non drainage du sol n'a de signification que pour un sol saturé. En effet, dans ce cas, le matériau est constitué uniquement de grains solides et d'eau, chacun considéré comme incompressible. Ainsi, dans la pratique, un essai non drainé sera principalement caractérisé pour une variation de volume nulle. Il est possible d'appréhender les résultats de cet essai à partir d'une analyse qualitative de l'essai drainé. En effet, sous chargement déviatoire faible, le squelette va avoir tendance à se ré-arranger pour diminuer l'espace inter- granulaire. Cependant, dans le cas de l'essai non drainé, le fluide interstitiel ne pouvant pas accuser une variation de volume devrait être chassé par le squelette mais il sera retenu au sein du matériau par la condition de non drainage. L'eau du sol aura alors comme seule solution de monter en pression.

Dans le cas où le squelette présenterait un caractère dilatant, le processus inverse se déclencherait et conduirait à une chute de la pression interstitielle pouvant mener jusqu'à la cavitation dans les cas extrêmes.

Le comportement non drainé parfait est donc caractérisé par une non-variation de volume du sol ( $\Delta V=0$ ) et le développement de surpressions interstitielles non nulles ( $\Delta u \neq 0$ ). Il correspond, en fait, au comportement du matériau à volume constant pour lequel la cinématique de non variation de volume est assurée par l'eau interstitielle. La même réponse pourra être observée sur un sable sec à condition que la non-variation de volume du matériau soit assurée (LANIER J. et al., 1991).

La figure II.9 présente les courbes typiques obtenues de comportement d'un sable à partir d'un état initial lâche et dense (pour un même niveau de consolidation isotrope appliqué).

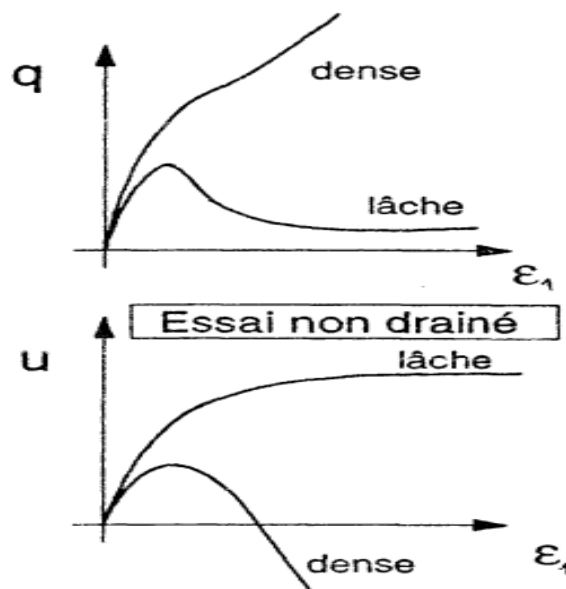


Figure II.9. Comportements typiques observés lors du cisaillement non drainé d'un sable à l'appareil triaxial.

Au cours de chargement, la phase de contractance et celle de la dilatance peuvent être observées sur les variations de la pression interstitielle. La phase de contractance va se manifester par une augmentation de la pression interstitielle induite par une tendance à la densification du volume solide. Quant à la phase de dilatance, elle va se manifester par une diminution de la pression interstitielle engendrée par une tendance à l'augmentation du volume solide.

Dans la condition de volume constant, on constate que le non drainage entraîne des réponses totalement différentes de celles de drainage, avec un comportement très stable, continûment durcissant, pour le sable dense. Pour le sable lâche, par contre, on observe un comportement apparemment très instable, avec un pic très marqué de résistance au cisaillement, de très faible niveau, suivi d'une chute très rapide de résistance jusqu'à obtention d'une résistance ultime extrêmement faible et pratiquement constante.

### A. Relation de Therzaghi

Pour l'interprétation des résultats d'essais non drainés, il est nécessaire d'introduire l'hypothèse de Therzaghi. Celle-ci consiste à dire qu'une contrainte appliquée à un sol saturé est reprise à la fois par le squelette granulaire et par le fluide interstitiel. Il en sort donc la relation :

$$\sigma = \sigma' + UI \quad (\text{II.3})$$

Où :

$\sigma$  : Le tenseur des contraintes totales appliqué à l'échantillon de sol saturé

$\sigma'$  : Le tenseur des contraintes effectives (contraintes reprises par le squelette granulaire)

U : La pression interstitielle (contrainte reprise par l'eau)

I : Le tenseur de Kronecker ou matrice identité

Il est alors important de remarquer que l'eau n'est capable de reprendre que des contraintes purement isotropes.

### B. Les comportements types

La réaction d'un sol sous condition non drainée peut être associée à deux types de comportement principaux. La figure II.10 donne un premier aperçu des chemins de réponse escomptés :

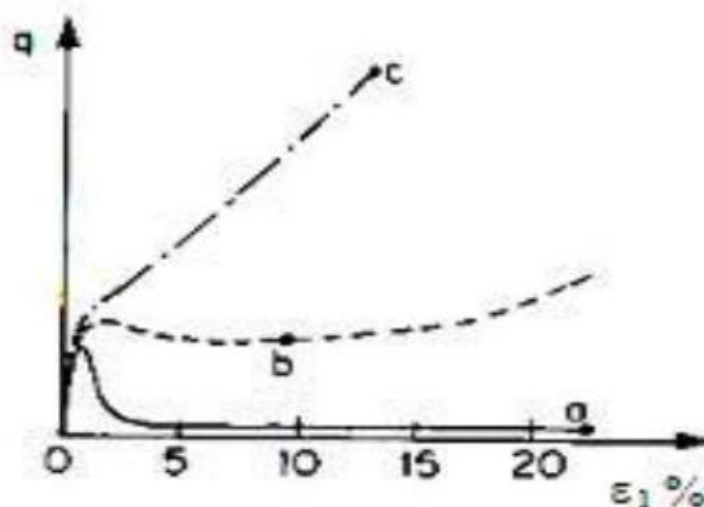


Figure II.10. Comportements possible pour un sol sous condition non drainée

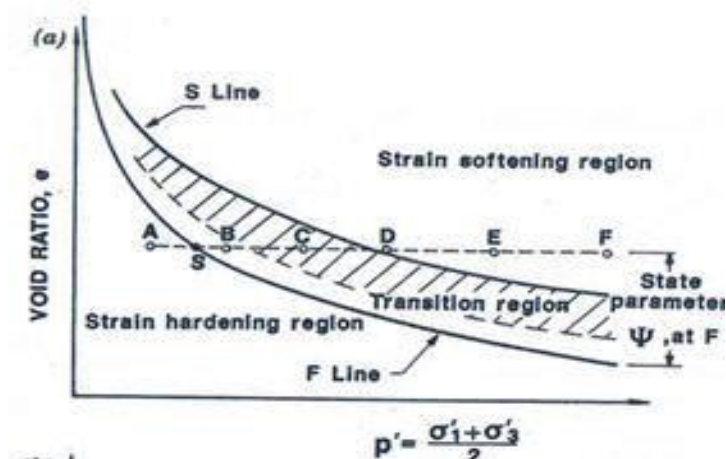
Dans le premier cas (a sur la figure II.10), le comportement du sol est à rapprocher de celui d'un sol lâche et/ou sous confinement important en drainé. Sous sollicitation déviatoire, le squelette granulaire est alors contractant et le sol accuse une augmentation de la pression interstitielle qui se fait au détriment de la contrainte effective isotrope moyenne. La contrainte déviatoire, quant à elle augmente au fur et à mesure du chargement et marque un pic avant de diminuer à cause d'une contrainte effective moyenne isotrope qui devient insuffisante pour soutenir la structure sous un tel chargement. Un pic de contrainte peut alors être observé pour des déformations de l'ordre de 2 à 5 %. Passé ce pic, la contrainte déviatoire chute donc au même titre que la contrainte effective moyenne isotrope vers une valeur résiduelle. Cette valeur résiduelle semble liée directement à l'indice des vides du sol indépendamment de son confinement initial (dans la mesure où ce dernier reste assez important pour que le sol présente ce type de comportement). L'essai se réalisant à volume constant, le chemin suivi par le sol dans ce repère s'apparente donc à un segment horizontal allant de l'état initial à son intersection avec cette ligne appelée état stationnaire (steady state). Il est important de noter que ce comportement conduit à un ramollissement du sol et entraîne des déformations infinies lors d'un chargement trop important piloté en contraintes.

Dans le deuxième cas (c sur la figure II.10), plus proche de celui d'un sable dense et/ou sous confinement peu important en non drainé, le caractère dilatant l'emporte sur la phase de contractance avant que le pic ne soit décelable. La pression interstitielle chute alors et le fluide inter granulaire, en dépression, joue le rôle d'une 'ventouse' sur les différents composants du squelette et assure ainsi le durcissement du sol. La contrainte déviatoire peut alors augmenter en même temps que la contrainte effective moyenne isotrope. Dans le repère  $(q, p')$ , le confinement varie alors peu jusqu'à ce que le chemin n'atteigne l'état stationnaire. À partir de là, le chemin en contrainte suit cet état caractérisé par une droite dans ce repère et l'augmentation de la contrainte déviatoire encaissable n'est limitée que par l'arrêt du comportement dilatant du sol ou le phénomène de cavitation du fluide interstitiel qui fixe une valeur limite au confinement.

Un troisième comportement (b sur la figure II.10), qui peut être qualifié d'intermédiaire, est mis en évidence de manière régulière par certains auteurs. Dans ce cas de figure, le squelette granulaire commence alors à contracter de manière non négligeable jusqu'à présenter un pic en contrainte déviatoire. Ensuite la dilatation reprend le dessus et un durcissement du sol est observé. L'atteinte de l'état caractéristique correspondant au passage de la phase de contractance à la phase de dilatance est alors caractérisée par un coude dans le repère  $(q, p')$ . Ce coude correspond à un état temporaire de minimum de résistance du sol que BEEN K. (1991) nomme l'état quasi-stationnaire.

### C. Le choix du comportement

Pour ALARCON-GUZMAN A. et al., (1988) la nature du comportement d'un sol saturé non drainé sous sollicitation monotone est définie à partir de son état initial. En effet, il est possible de délimiter dans le diagramme d'état les zones où le sol se ramollira, se durcira ou adoptera un comportement intermédiaire. La figure II.11, montre ces trois zones ainsi que la ligne d'état stationnaire (ligne 'F') et la ligne 'S' séparant les sols qui s'écouleront à contrainte limitée de ceux qui pourront présenter une résistance au cisaillement et s'écouleront à déformation limitée.



Essais A et B : durcissement - Essai C : intermédiaire - Essais D, E et F : ramollissement.

Figure II.11. Comportement non drainé en fonction de l'état initial

### D. État stationnaire et état critique

Il est ici nécessaire de rappeler la définition originelle de ces états.

- ✓ État stationnaire : état de déformation continue à volume constant, contrainte normale constante, contrainte tangentielle constante et vitesse constante.
- ✓ État critique : état dans lequel le sol continue à se déformer à contrainte constante et à indice des vides constant.

Ainsi, la différence primordiale entre les deux états semble résider dans la condition de vitesse de déformation constante dans l'état stationnaire qui n'est pas requise dans l'état critique. Pourtant, comme le souligne BEEN K. et al., il est difficilement envisageable de penser que cette condition ait été vérifiée pour toutes les expérimentations menées sur des sols granulaires. La différence entre ces deux états se fait donc plutôt à partir de la condition de drainage du sol.

### E. Liquéfaction statique

Le phénomène de perte de résistance au cisaillement suite à une génération importante de pression interstitielle, ou liquéfaction, est appelé liquéfaction statique lorsqu'il est produit par une sollicitation monotone.

Différentes définitions de la liquéfaction existent :

- ✓ état caractérisé par un écoulement permanent après perte de résistance ;
- ✓ perte totale de résistance causée par une génération de pressions interstitielles qui annulent la contrainte effective initiale : taux de liquéfaction  $u/\sigma'_0 = 100\%$  ;
- ✓ état qui génère une double amplitude cyclique de déformation de cisaillement supérieure à 5% (liquéfaction cyclique).

La liquéfaction statique ne peut se produire que sur des sables relativement lâches dont le comportement est contractant, condition nécessaire pour avoir génération de pression interstitielle. La densité relative d'un sable, et sa contrainte de confinement, sont donc des facteurs importants.

### F. Cas des sols fins

Pour un sol fin, il est possible de constater les mêmes phénomènes de densification en drainé qui conduisent à la génération des surpressions interstitielles en non drainé. Il faut alors faire l'analogie entre le degré de sur-consolidation des argiles et la densité du sable dans la détermination des caractères contractants et dilatants. Cependant, il semble d'un point de vue général que les phénomènes de liquéfaction se développent moins rapidement dans les sols fins que dans les sables.

### **II.2.2. Comportement des sables sous sollicitation cyclique**

Sous une sollicitation à amplitude de contrainte contrôlée, on distingue trois types de phénomènes, schématisés sur la figure II.12, à savoir :

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

À déformation contrôlée, on parle de durcissement cyclique si, au cours des cycles, le diagramme contrainte-déformation présente un intervalle de variation de contraintes qui croît et se stabilise. S'il décroît et se stabilise, il s'agit d'un adoucissement cyclique. Un chargement cyclique est alterné si le déviateur de contraintes peut, au cours des cycles, prendre des valeurs plus petites que celle des conditions initiales avant cisaillement. Il est non alterné si le déviateur de contraintes reste toujours supérieur.

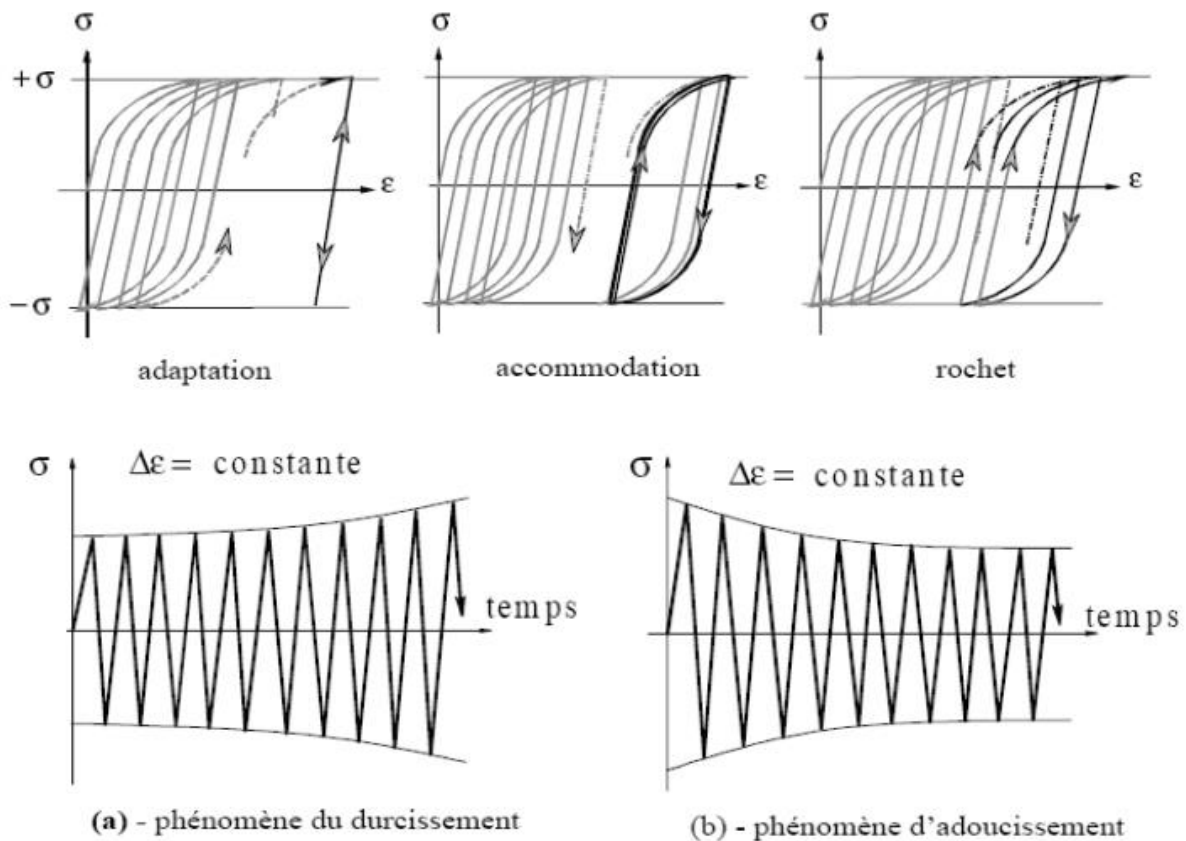


Figure II.12. Observations lors de la réalisation d'essais cycliques

(LEMAITRE J. et CHABOCHE J.L., 1985)

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

Le passage de l'onde de cisaillement se traduit par l'application sur les faces horizontales de l'élément de sol, et donc sur les faces verticales pour maintenir les conditions d'équilibre d'une contrainte de cisaillement  $\tau(t)$ .

Sous l'effet de cette contrainte l'échantillon subit une déformation de cisaillement simple qui pour un matériau à comportement élastique se traduirait par une variation de volume nulle ; la déformation de cisaillement appelé distorsion est défini par :

$$\gamma = \frac{\Delta u}{\Delta h} \tag{II.4}$$

Pour un cycle fermé le comportement du sol est caractérisé par une boucle appelé “*boucle d’hystérésis*” dont la surface et l’inclinaison dépendent de l’amplitude de la déformation, au cours du cycle plus cette dernière est grande plus l’aire de la boucle est importante et plus celle-ci est inclinée sur l’horizontale (PECKER A., 1984).

Les extrémités de la boucle correspondent à des cycles d’amplitudes différentes sont situées sur la courbe du premier chargement passant par l’origine, il est commode et classique de définir cette boucle à l’aide de deux paramètres :

- ✓ le module sécant “ $G_s$ ” : qui est la pente de la droite joignant les extrémités de la boucle ;
- ✓ le coefficient d’amortissement “ $D$ ” qui est la mesure de l’aire de la boucle, il caractérise l’énergie dissipée par le matériau lors d’un cycle.

### II.2.2.1. Comportement en condition drainée

Sous un chargement cyclique drainé, les matériaux granulaires comme les sables se densifient au cours des cycles successifs. Ce mécanisme de densification, résultant des glissements et roulements entre grains, est contrôlé à la fois par les propriétés de contractance et dilatance des matériaux et par les caractéristiques de la sollicitation.

Le concept régissant le comportement des sables sous des chargements cycliques est l’état caractéristique. Cet état introduit par LUONG M.P. (1980) définit l’état du matériau à son passage d’un comportement contractant à un comportement dilatant.

Dans un plan ( $p, q$ ) pour les chemins des contraintes, ( $p$  étant la contrainte moyenne totale et  $q$  le déviateur des contraintes), l’état caractéristique se représente par une droite LC de pente indépendante de l’indice de vides initial (Luong, M. P., 1980) et insensible à la granulométrie (HABIB P., et LUONG M.P. (1978)).

En effet, Luong (1980) a montré que la position de la valeur moyenne du déviateur de contraintes par rapport à la droite caractéristique, dans l’espace des contraintes ( $q, p'$ ), gouverne les variations de volume. La figure II.13 représente, dans le plan ( $q, p'$ ), les zones des différents types de comportement que l’on peut observer à partir d’un essai drainé cyclique quel que soit le chemin de contraintes suivi.

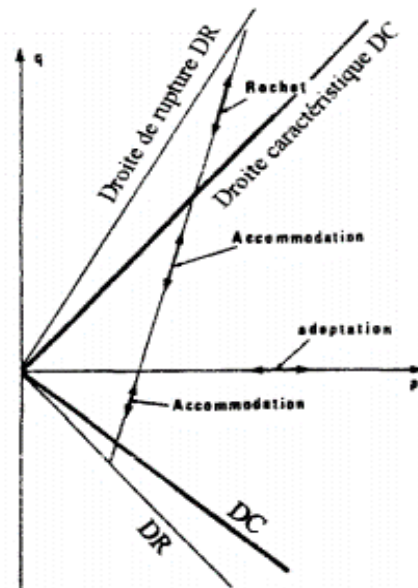


Figure II.13. Zones des différents comportements cycliques drainés du sable

(LOUNG M.P., 1980)

La figure II.13 représente dans le plan  $(p, q)$ , les domaines des différents types de comportement que l'on peut observer à partir d'un essai cyclique drainé quel que soit le chemin de contraintes suivi. On distingue alors deux domaines :

- ✓ un domaine subcaractéristique (sous la droite LC) : le comportement du sable est contractant ;
- ✓ un domaine surcaractéristique (entre les droites LC et LR, LR étant la ligne délimitant l'état de rupture) : le comportement du sable est dilatant.

Tant que le chemin de contraintes du chargement reste dans le domaine subcaractéristique (sous la droite LC), le sable présente un comportement contractant (CANOU J. et al., 2002). On assiste à une densification continue avec stabilisation du trajet contrainte-déformation sur une boucle d'hystérésis (par accommodation) ou bien un comportement parfaitement élastique (par adaptation) lorsque le nombre  $N$  de cycles augmente. Si le seuil caractéristique est dépassé en charge, la déformation irréversible continue à croître. Dans le cas où le chargement est entièrement dans le domaine surcaractéristique, on n'a pas de stabilisation et les grandes déformations conduisent à la rupture (le rochet).

La figure II.14 représente un exemple de réponse d'un essai triaxial cyclique drainé, à amplitude de rapport de contraintes  $q/p'$  conduisant à une stabilisation. La figure II.14 (a) montre que la variation de volume est maximale durant le premier cycle et diminue après pour atteindre un état stable. La boucle d'hystérésis du premier cycle (Figure II.14 (b)) est la plus importante ; après 9 cycles de chargement, les boucles sont trop petites indiquant un comportement élastique (TATSUOKA F. et ISHIHARA K., 1974).

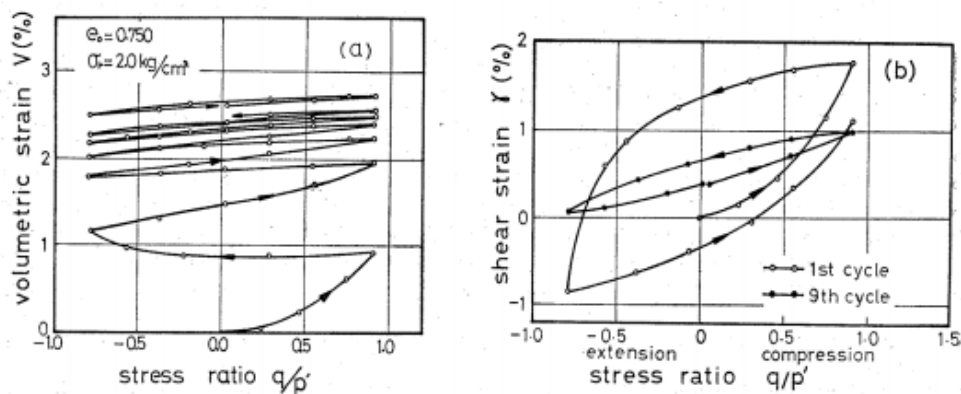


Figure II.14. Réponse d'un essai cyclique drainé sur un sable lâche (TATSUOKA F. et ISHIHARA K., 1974).

**A. Non linéarité, hystérésis et amortissement**

Si lors d'un chargement monotone, le sol est difficilement assimilable à un matériau ayant un comportement élastique linéaire, ceci est d'autant mis en évidence au cours de son déchargement. En effet, dans le repère  $(\tau, \gamma)$ , pour une déformation supérieure à  $10^{-5}$  les courbes de charge et de décharge sont dissociées et forment des boucles d'hystérésis.

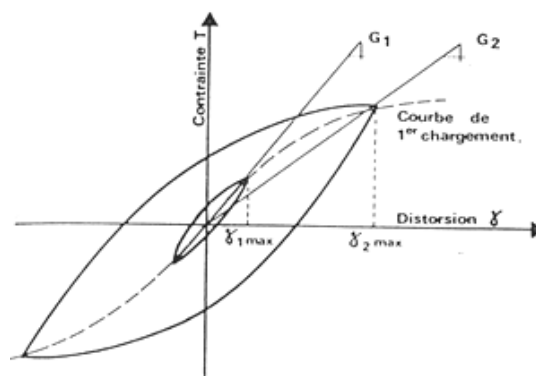


Figure II.15. Évolution du module de cisaillement et formation de boucles d'hystérésis (PECKER A., 1984)

Les boucles d'hystérésis créent ainsi un amortissement énergétique qui est calculé en fonction de la surface délimitée par les courbes  $(\tau, \gamma)$ . Il est intuitif que l'amortissement augmente avec l'amplitude de la sollicitation et de la réponse, cependant, les constatations expérimentales s'accordent à dire que l'amortissement sur un demi-cycle n'est jamais inférieur à 4% de l'énergie mécanique mobilisée au cours de ce demi-cycle et ce même en delà d'une déformation déviatoire de  $10^{-5}$  où le comportement du sol peut quasiment être considéré comme élastique linéaire.

### B. Évolution des déformations volumiques

Sous sollicitation cyclique, le sol subit un réarrangement granulaire. Ainsi, comme pour un chargement monotone, il présente un caractère contractant et/ou de dilatant, en fonction de sa densité relative initiale, de son confinement ou encore de sa position par rapport à l'état caractéristique. Ainsi le comportement d'un sable pourra être résumé par une première phase de densification plus ou moins longue suivie, éventuellement, d'une phase de dilatance. Sur la figure II.16 relatant les résultats d'un essai triaxial alterné, il est à constater que l'état caractéristique n'est pas à la même ordonnée en extension et en compression. Cependant, la condition de drainage assure une pression interstitielle constante et, par là même, contrainte effective moyenne isotrope constante au sol et donc l'état caractéristique peut être représenté par deux droites horizontales. Pour une sollicitation en cisaillement simple, le même genre de comportement est à constater.

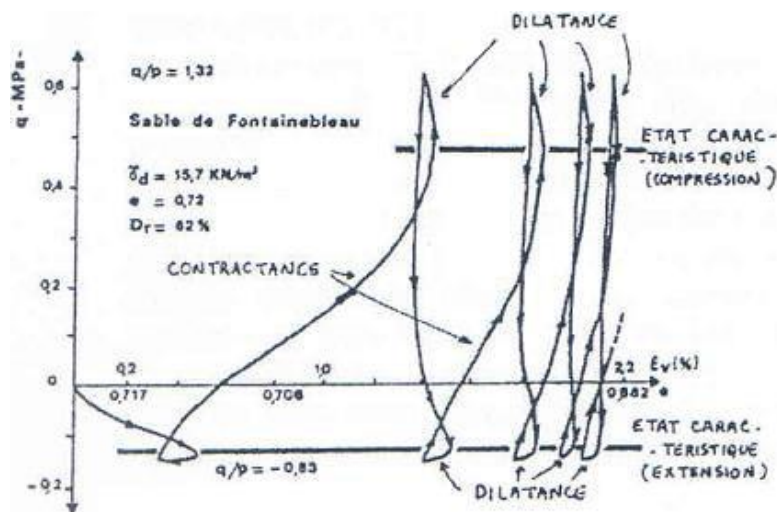


Figure II.16. Évolution de la déformation volumique au cours de la sollicitation

### II.2.2.2. Comportement en condition non drainée

Les variations de volume d'un sable se traduisent en condition non drainée par une accumulation de pression interstitielle. La figure II.17 montre les types de comportement observés suivant les différentes zones du plan ( $p'$ ,  $q$ ) en condition non drainée. Selon LUONG M.P., (1980), la liquéfaction vraie (au sens d'annulation des contraintes effectives) ne peut avoir lieu que lors des cisaillements non drainés alternés de part et d'autre du déviateur nul. Ce phénomène est donc caractérisé par une perte importante et brutale de la résistance au cisaillement d'un massif de sol sous chargement monotone ou cyclique, quasi-statique ou dynamique (CASAGRANDE A., (1976), CASTRO G. et POULOS S., (1977), SLADEN J.A. et al., 1985).

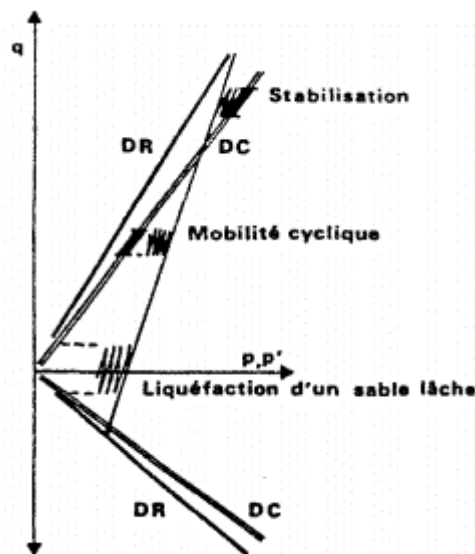


Figure II.17. Zones des différents comportements cycliques non drainés du sable  
(LOUNG M.P., 1980)

On distingue essentiellement deux types de comportement non drainé sous chargement cyclique : la mobilité cyclique correspondant au cas des sables denses et la liquéfaction vraie correspondant aux sables lâches. L'apparition de l'un ou de l'autre mécanisme dépend principalement de la densité relative du sable et de la contrainte de consolidation.

Les deux doivent être considérés lors de toute évaluation de risque de liquéfaction. En réalité, la liquéfaction se produit beaucoup moins fréquemment que la mobilité cyclique mais ses effets sont généralement beaucoup plus désastreux.

Les chemins d'évolution du matériau permettant la mise en évidence de la perte de résistance totale du sol par chute de la contrainte effective sont nombreux. Dans le détail, ils dépendent d'un grand nombre de paramètres, mais ils suivent globalement tous des schémas similaires.

On parle de mobilité cyclique lorsqu'un sable dense est soumis à un chargement cyclique alterné donné en condition non drainée. Comme le montre la figure II.18, chaque cycle de chargement réduit davantage la contrainte moyenne effective par suite de l'augmentation de la pression interstitielle. Lorsque l'état de contrainte franchit le seuil caractéristique, le chemin de contraintes moyennes effectives remonte suivant la droite caractéristique jusqu'au prochain déchargement. A chaque passage dans le domaine dilatant en recharge, l'échantillon regagne de la résistance, limitant ainsi les déformations résultantes. Le terme "mobilité cyclique" provient du caractère répétitif du mécanisme en produisant d'une façon séquentielle et limitée de grandes déformations (CANOU J. et al., 2002).

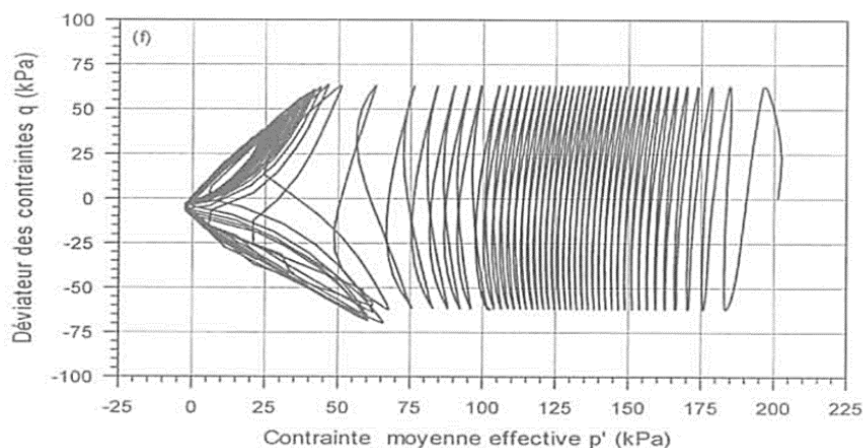


Figure II.18. Mobilité cyclique d'un sable dense (CANOU J. et al., 2002)

Une diminution continue du confinement effectif sur les premiers cycles est observable jusqu'à ce que la courbe ne vienne franchir l'état caractéristique au-delà duquel, le sol présente un caractère dilatant traduit par un regain de la contrainte moyenne effective.

Cependant, il est nécessaire de remarquer qu'une fois la dilatation mobilisée dans un sens, l'anisotropie de la consolidation du sol fait que la décharge de ce dernier et sa recharge dans l'autre direction engendre une augmentation de la vitesse de diminution de la contrainte effective. Au bout de quelques cycles, la décharge peut conduire le confinement effectif à la valeur de zéro, et donc une perte totale de résistance du sol, avant de ré-augmenter à la nouvelle charge.

### **II.2.3. Processus de densification : éléments expérimentaux**

#### **II.2.3.1. Influence des composantes du mouvement sismique**

Les premières expériences sur des sables devaient permettre d'évaluer la densité maximale dans laquelle peut être placé un sol ainsi que de définir les paramètres entrant en compte dans l'efficacité d'un procédé de compactage. Des essais de vibrations sur des échantillons de sables non préchargés (D'APPOLONIA D.J. et al., 1967) ont montré l'apparition d'une certaine variation de volume irréversible, uniquement lorsque l'accélération verticale dépassait 1g. La surcharge verticale introduite dans une autre série d'essais a ralenti le processus de densification du milieu.

WHITMAN R.V. et ORTIGOSA P.O., (1969) ont réalisé des essais du même type permettant de mettre en avant le rôle mineur de la composante verticale du mouvement dans le processus de densification. Par contre, un mouvement horizontal s'est avéré produire une densification significative du milieu. Cependant, PYKE R. et al., (1975) notent qu'un mouvement vertical combiné à un mouvement horizontal provoque des tassements plus élevés que pour un mouvement horizontal seul.

#### **II.2.3.2. Influence du type de sollicitation**

KO H.Y. et SCOTT R.F. (1967) ont mené des essais de compression hydrostatique sur des échantillons de sable, ils ont ainsi pu montrer que lors des premiers cycles de chargement une petite déformation volumique irréversible apparaissait, alors que les

cycles suivants ne généraient que des déformations élastiques. Il semble évident par-là que les sollicitations du type isotrope n'influencent que très peu le processus de densification du milieu. Les sollicitations de type déviatorique, qui génèrent des glissements interparticulaires de cisaillement seront alors la cause de la compaction des milieux granulaires. De ceci, nous pouvons déduire l'intérêt d'un essai de cisaillement simple pour mieux appréhender les facteurs entrant en compte dans le phénomène de densification des milieux granulaires.

### II.2.3.3. Essais de cisaillement sur des sables

SILVER M.L. et SEED H.B. (1971) ont réalisé des essais cycliques de cisaillement simple pilotés en déformations; ils mettent clairement en évidence le rôle prépondérant des déformations de cisaillement dans la densification des sables, cette dernière étant d'autant plus grande que l'indice des vides initial du matériau est grand et que la sollicitation est de niveau élevé. Un autre fait important est mis en avant : la densification n'est que très peu affectée par la valeur de la contrainte verticale pour des déformations supérieures 0,05%, ceci est confirmé par YOUNG T.L. (1972) (voir figure II.19) et SEED H.B. et SILVER M.L. (1972). En effet, lorsque la contrainte verticale augmente, la contrainte de cisaillement nécessaire à la création d'une variation de volume augmente aussi.

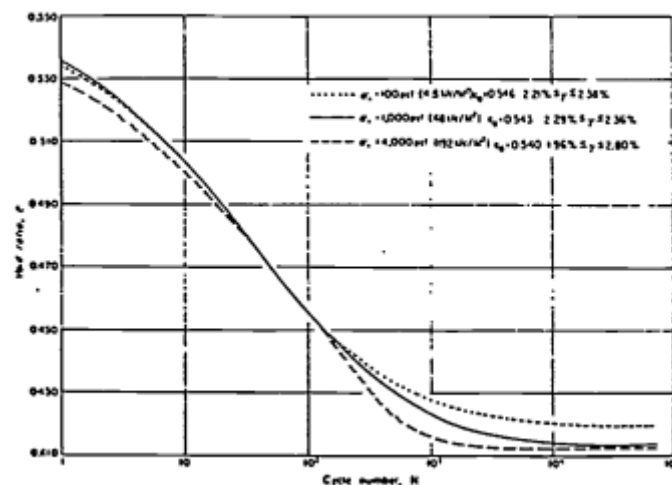


Figure II.19. Effet de la contrainte verticale d'après YOUNG T.L. (1972).

En conclusion, trois paramètres essentiels paraissent piloter l'intensité du tassement :

- ✓ les déformations de cisaillement (distorsions) ;
- ✓ l'indice des vides initial du matériau (ou la densité relative initiale) ;
- ✓ le nombre de cycles sollicitant.

Il est évident qu'il faut rajouter à cette liste l'influence du matériau lui-même : granulométrie, composition chimique, forme des grains.

### II.3. Modèles de comportement

Depuis la fin des années 1960, une attention considérable a été portée au développement des lois de comportement des sols. De nombreux modèles de comportement ont été proposés mais le débat persiste toujours sur la précision de ces modèles. Comme indiqué par Chandrakant Desai : les modèles de sol sont comme les religions. Tout le monde croit en la sienne, mais ne croit pas dans celle des autres. (PYKE R. 2004)

#### II.3.1. Modèle élastique linéaire isotrope (Loi de Hooke)

Les lois de comportement décrivent les relations entre les contraintes ( $\sigma_{ij}$ ) et les déformations ( $\varepsilon_{ij}$ ) dans un solide. La plus simple est celle qui relie linéairement les déformations aux contraintes, c'est l'élasticité linéaire donnée par la loi de Hooke. L'élasticité linéaire et isotrope dans un solide est caractérisée entre autre par la linéarité et la réversibilité des déformations. Elle s'exprime par deux équations principales :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{(1+\nu)}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (\text{II.5})$$

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{(1+\nu)} \varepsilon_{ij} - \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (\text{II.6})$$

avec :

E : module de Young

$\nu$ : est le coefficient de poisson

$\delta_{ij}$  : est l'indice de Kronecker

On aura donc une relation entre E et G de la forme :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (\text{II.7})$$

et :

$$\tau = G \gamma \quad (\text{II.8})$$

L'hypothèse la plus élémentaire pour définir le comportement élastique du sol est donc de considérer que le matériau est isotrope et homogène et ainsi approcher son comportement à l'aide de la loi de Hooke généralisée, ce qui permet de caractériser le comportement du sol avec un minimum de paramètres. Le modèle à un paramètre représentant le solide élastique est le ressort.

Le cas de l'élasticité linéaire correspond à la situation dans laquelle il existe une relation linéaire entre le tenseur des contraintes et le tenseur des déformations élastiques. Ce n'est généralement pas le cas des sols qui, même pour de faibles déformations, ont un comportement élastique non linéaire.

### II.3.2. Modèle élastoplastique

Un corps est dit avoir un comportement élastoplastique quand au-delà d'un certain niveau de chargement, il présente des déformations réversibles (élastiques) mais aussi des déformations irréversibles (plastiques) et que ces déformations et ces contraintes obéissent à des lois bien précises. Notons que la considération d'un corps élastoplastique se fait en excluant l'influence du paramètre temps.

On définit d'abord un critère de plasticité qui est une fonction des contraintes, éventuellement écrouissable avec les déformations. Ce critère ne peut être dépassé en aucun point. Lorsqu'il est atteint, débutent les déformations irréversibles ou plastiques. Ces déformations sont régies par une loi dite loi d'écoulement.

L'essai classique de traction sur une éprouvette d'un matériau ayant un comportement élastoplastique avec écrouissage permet de mettre en évidence la non linéarité et le phénomène d'irréversibilité caractérisant le comportement plastique.

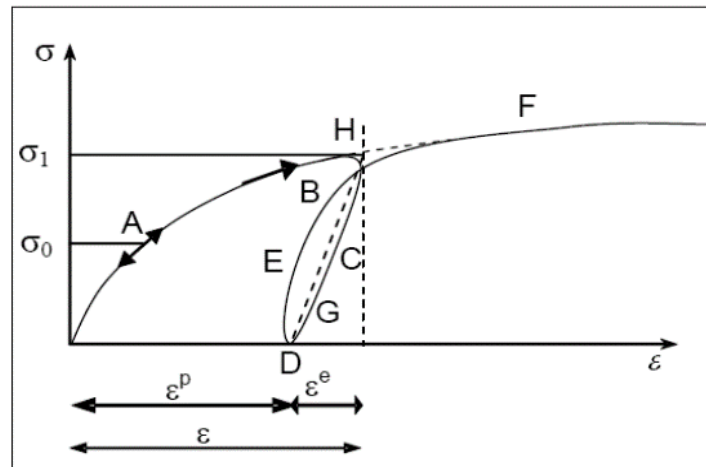


Figure II.20. Comportement élastoplastique avec écrouissage

Le long du chemin OA le comportement est élastique, c'est à dire quand on décharge on revient en O. le point A, point limite au-delà duquel on n'a plus le comportement élastique, correspond à une contrainte caractéristique dite seuil de plasticité initial ou limite élastique.

Après l'avoir franchi, et si étant au point B, par exemple, on décharge, le chemin de déchargement ne sera pas BAO mais BCD. La déformation qui reste OD =  $\epsilon_p$  est une déformation irréversible, dite plastique. Si on recharge, le chemin sera DEF, F étant le prolongement du chemin du premier chargement.

On peut assimiler en général la courbe BCDEF à la droite DGH et admettre que les déformations sont réversibles le long de cette ligne. Le nouveau seuil de plasticité est alors le point H qui est plus élevé que le point précédent (A). Cette évaluation du seuil de plasticité s'appelle écrouissage.

Dans ce cas la déformation totale est la somme des déformations élastiques  $\epsilon_e$  et plastique  $\epsilon_p$  ( $\epsilon = \epsilon_e + \epsilon_p$ )

Si le seuil actuel  $\sigma_B$  est constant, le matériau est dit parfaitement plastique.

Si  $\sigma_B$  est toujours croissant ou décroissant le matériau est dit écrouissable à écrouissage positif ou négatif respectivement.

### - Rappels d'élastoplasticité

Des modèles de comportement élastoplastique sont basés sur trois notions fondamentales : la surface de charge, la règle d'écrouissage et la règle d'écoulement. Nous allons maintenant exposer les bases pour chacune de ces notions.

➤ *Surface de charge*

La surface de charge divise l'espace des contraintes en deux parties : l'intérieur de la surface de charge correspond à des états de déformations réversibles (élastiques) et à l'extérieur de la surface de charge, les déformations se composent d'une partie réversible (élastique) et d'une partie irréversible (plastique). On écrit alors :

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p \quad (\text{II.9})$$

Dans l'espace des contraintes, le domaine d'élasticité initial ou actuel est en général défini par une fonction scalaire  $f$  de la contrainte  $\sigma_{ij}$ , appelée surface de charge du matériau telle que :

- ✓  $f(\sigma_{ij}) < 0$  corresponde à l'intérieur du domaine ;
- ✓  $f(\sigma_{ij}) = 0$  corresponde à la frontière du domaine ;
- ✓  $f(\sigma_{ij}) > 0$  corresponde à l'extérieur du domaine.

Lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge

$f(\sigma_{ij}) = 0$ , deux cas de comportement élastoplastique sont possibles :

- ✓ la surface  $f$  n'évolue pas (modèle élastoplastique parfait).
- ✓ la surface  $f$  évolue au cours du chargement (modèle élastoplastique avec écrouissage). On ne s'intéresse, pour le moment, qu'au premier type de comportement.

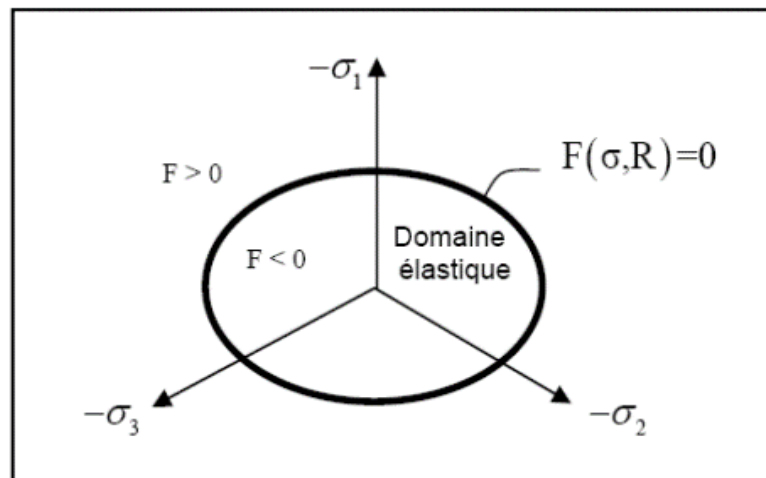


Figure II.21. Surface de charge

➤ *Notions de règle d'écrouissage*

L'écrouissage de matériau se traduit par l'évolution de la surface de seuil de plasticité. On introduit donc une ou plusieurs variables supplémentaires, appelées variables d'écrouissage  $\lambda$ . Ces variables peuvent être choisies de façon arbitraire à condition qu'elles permettent de traduire l'évolution de l'état interne du milieu qui a subi des déformations plastiques. Ces variables peuvent être des scalaires fonction des déformations plastiques ou bien des tenseurs.

En général, on peut distinguer trois catégories de loi d'écrouissage :

a) écouissage isotrope : (lorsque le vecteur représentatif des contraintes dans l'espace des contraintes garde une direction constante). La théorie d'écrouissage isotrope de Taylor et Quinney (1931) qui admet que le domaine élastique intérieur au critère de plasticité se transforme par homothétie de centre O pendant l'écrouissage. Il correspond au cas où la surface de charge subit une dilatation ou une contraction uniforme. L'écrouissage dans ce cas est caractérisé par une variable scalaire.

b) écouissage cinématique : La théorie d'écrouissage cinématique de Prager (1955 – 1958) qui propose que le domaine élastique se translate dans l'espace des contraintes. L'écrouissage dans ce cas est caractérisé par une variable tensorielle définissant le centre de la surface de charge.

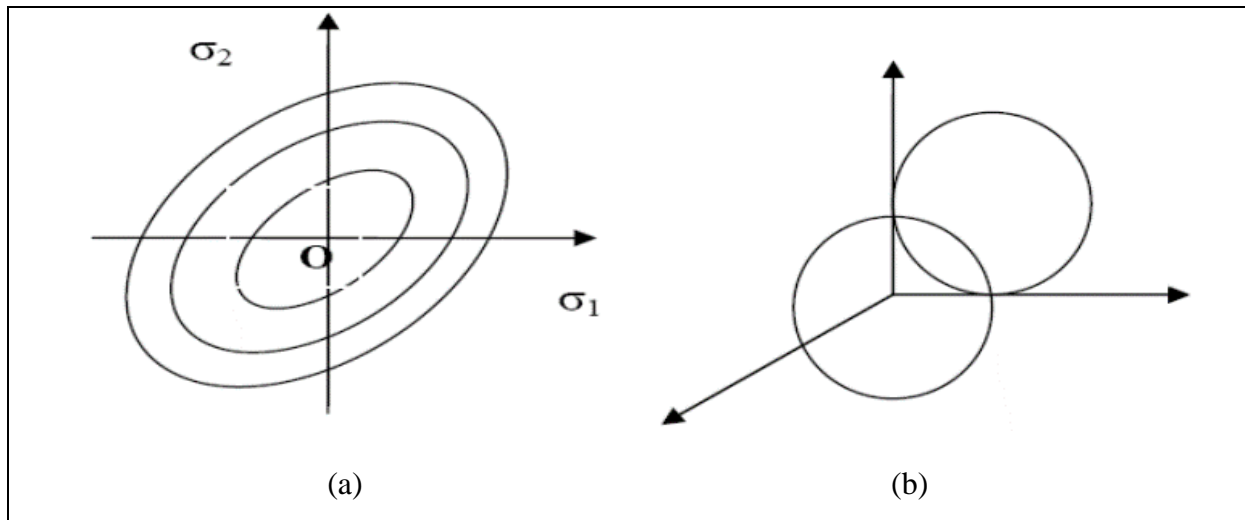


Figure II.22. Modèle d'écroûissage : (a) isotrope (b) cinématique

c) écroûissage mixte : La théorie de l'écroûissage mixte est une combinaison des deux théories précédentes qui conduit à un schéma plus complet pour permettre la création d'un modèle (Anisotrope cinématique). La surface de charge se translate et se dilate uniformément dans toutes les directions.

d) écroûissage anisotrope : Pour un écroûissage anisotrope, la surface de charge peut subir en plus d'une expansion/contraction et d'une translation une rotation et une déformation.

➤ *Critères de plasticité usuels en mécanique des sols*

On présente ici les principaux critères utilisés en mécanique des sols.

a) Critère de Mohr-Coulomb

Coulomb proposa en 1773 le premier critère de plasticité en mécanique des sols, et ce critère est encore maintenant très couramment utilisé. Le critère de Mohr-Coulomb est utilisé pour les sols pulvérulents (sable) et pour les sols cohérents à long terme (argiles et limons).

La surface de charge  $f(\sigma_{ij})$  s'exprime de la façon suivante :

$$f(\sigma_{ij}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin\phi - 2c \cos\phi = 0 \quad (\text{II.10})$$

où :  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  représentent les contraintes principales extrêmes ( $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ ). Le paramètre  $c$  est la cohésion du matériau et  $\phi$  l'angle de frottement interne.

La figure II.23 donne des représentations du critère de Mohr-Coulomb dans le plan déviatorique et dans celui des contraintes principales.

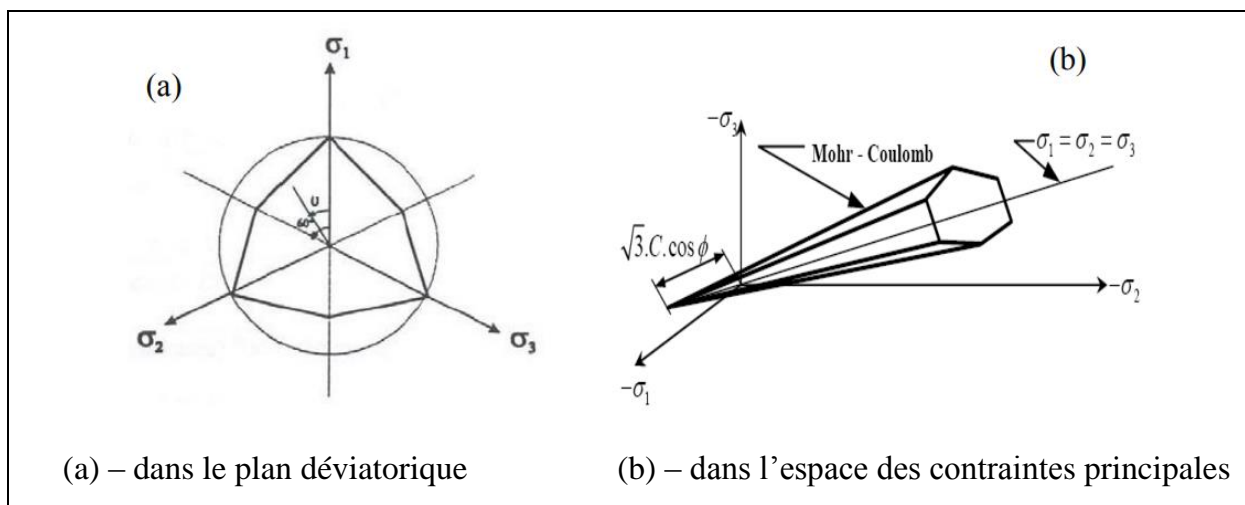


Figure II.23. Représentations du critère de Mohr-Coulomb.

b) Critère de Tresca (1870)

Le critère de Tresca est utilisé pour l'étude des sols fins (argile, limon) saturés, non drainés, en contraintes totales à court terme, durant lesquelles la variation de volume est nulle. La surface de charge  $f$  est mathématiquement donnée par la relation :

$$f(\sigma_{ij}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - 2k = 0 \quad (\text{II.11})$$

Où :  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  représentent les contraintes principales extrêmes ( $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ ) et  $k$  une constante correspondant à la contrainte maximum de cisaillement à la rupture (pour les sols cohérents, ce paramètre correspond à la cohésion non drainée  $c_u$ ).

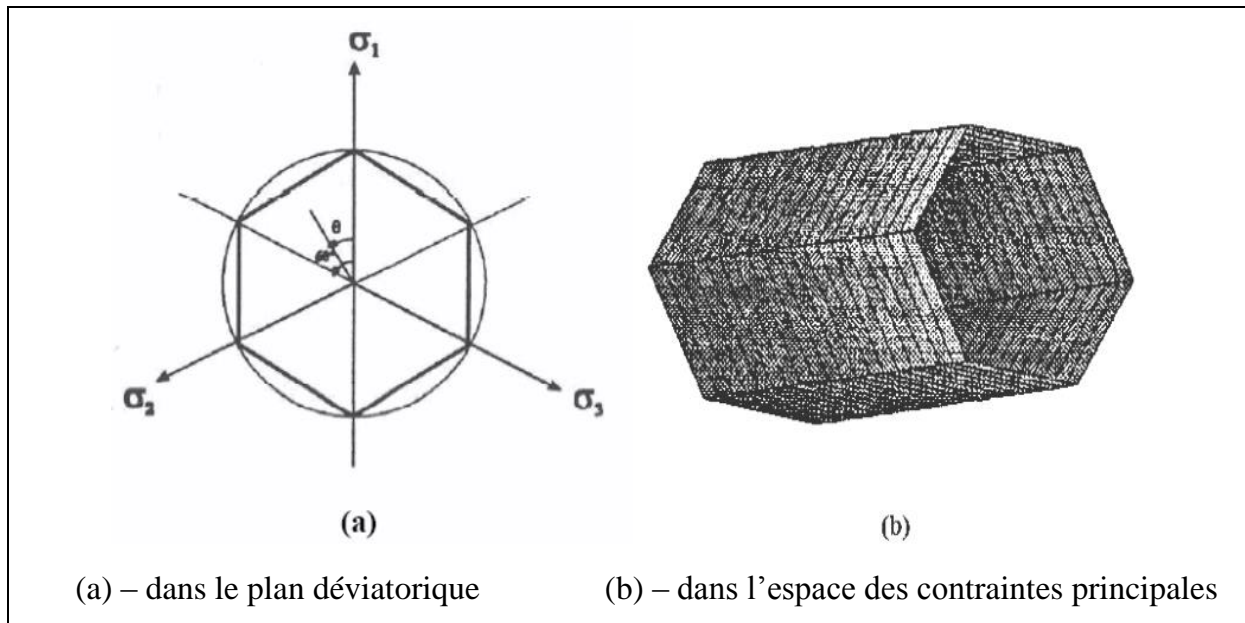


Figure II.24. Représentations du critère de Tresca (LEE Y.L., 1994)

c) Critère de Von Mises (1910)

Afin de prendre en compte l'influence de la contrainte intermédiaire, Von Mises a proposé que la surface de charge dépende du deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques,  $J_2$  :

$$f(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (\text{II.12})$$

Où :  $k$  est un paramètre de la loi de comportement. Il représente la résistance maximale du matériau au cisaillement simple.

Ce critère a été formulé pour étudier le comportement des métaux et il n'est pas bien adapté à la représentation du comportement des sols dans la mesure où il ne fait pas intervenir la contrainte moyenne dans son expression.

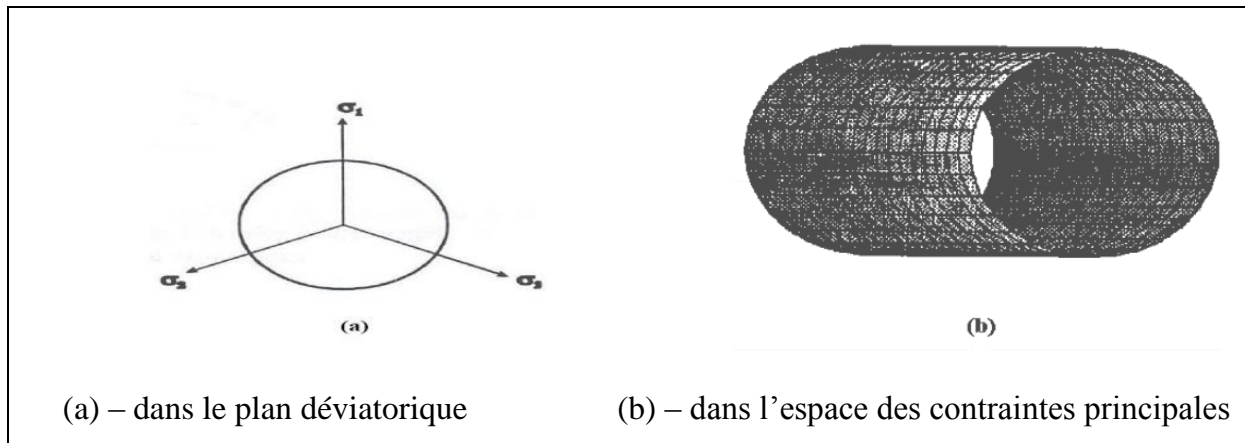


Figure II.25. Représentations du critère de Von Mises (LEE Y.L., 1994)

d) Critère de Drucker-Prager (1950)

Ce critère constitue en réalité une approximation du critère de Mohr-Coulomb par une généralisation du critère de Von Mises ( $\alpha = 0$ ), il prend en compte l'influence de la contrainte hydrostatique en introduisant le premier invariant du tenseur des contraintes. Il est défini par la relation :

$$F = J_2 - \alpha I_1 - k \quad (\text{II.13})$$

Où,  $\alpha$  et  $k$  sont des constantes.

Pour  $\alpha = 0$  on trouve le critère de Von Mises et le cône devient un cylindre. La surface représentative du critère dans l'espace des contraintes principales est un cône d'axe de révolution l'axe méridien de l'espace des contraintes principales.

Ces critères sont anciens, ils restent cependant largement utilisés, car les méthodes d'identification des paramètres caractérisant le comportement élastoplastique ont fait leurs preuves pour ces critères. Depuis, de nombreux travaux ont permis d'élaborer des critères modélisant mieux le comportement des matériaux. Cependant, il reste toujours la difficulté de définir des processus expérimentaux simples et fiables permettant d'identifier les paramètres du modèle que l'on veut utiliser.

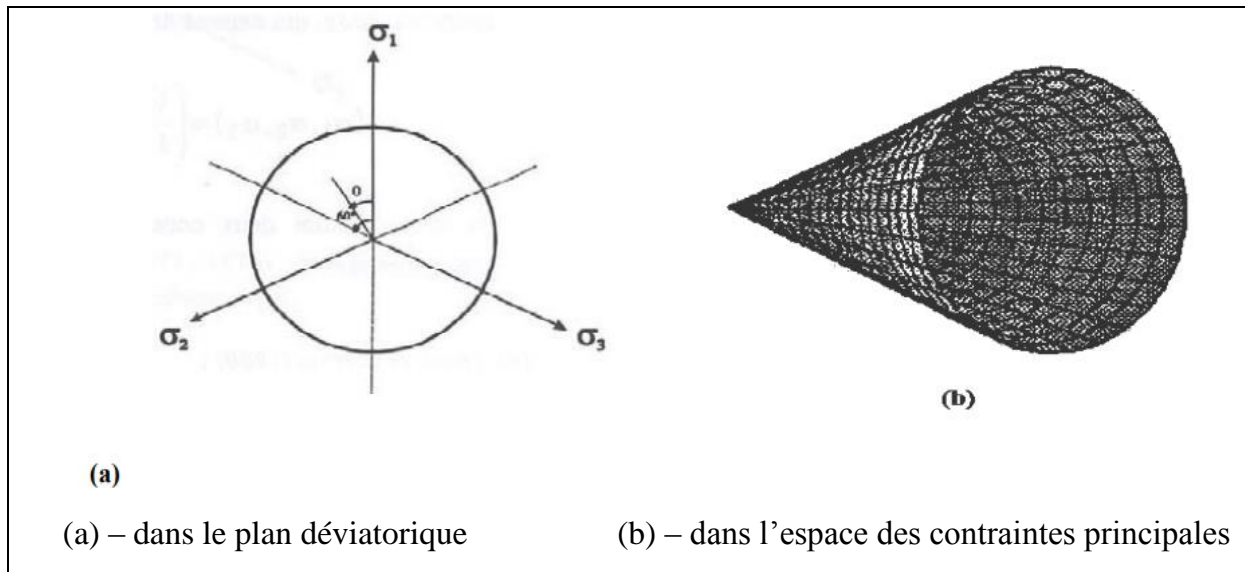


Figure II.26. Représentations du critère de Drucker-Prager (LEE Y.L., 1994)

### II.3.3. Modèles viscoélastiques linéaires équivalents

Développés au début des années 70, les modèles viscoélastiques linéaires équivalents sont les plus utilisés dans l'analyse de profils de sols sous sollicitations dynamiques, constituées de couches horizontales soumis à un mouvement du sol dû à la propagation verticale d'ondes de cisaillement. Elle rend compte de façon approchée des caractéristiques dissipatives fondamentales du comportement du sol sous sollicitations cycliques. Le sol est considéré comme un matériau viscoélastique linéaire particulier. Sous chargement harmonique, les modèles viscoélastiques font apparaître une boucle d'hystérésis semblable aux courbes obtenue expérimentalement pour les sols.

Du point de vue rhéologique, le comportement viscoélastique peut être représenté par le modèle élémentaire de la viscoélasticité de Kelvin Voigt. Dans ce modèle, le comportement élastique est représenté par un ressort de rigidité  $G$ , et le comportement visqueux par un amortisseur de viscosité  $\eta$ .

En représentation unidimensionnelle, la déformation d'un matériau viscoélastique au cours d'un cisaillement est régie par la loi suivante :

$$\tau = G \gamma + \eta \dot{\gamma} \quad (\text{II.14})$$

avec :  $\tau$  est la contrainte de cisaillement,  $\gamma$  la déformation de cisaillement,  $G$  le module de cisaillement,  $\eta$  le coefficient de viscosité, et  $\dot{\gamma}$  la vitesse de déformation.

Pour une sollicitation harmonique de cisaillement d'amplitude  $\gamma_0$  et de pulsation  $\omega$ , la distorsion est donnée par :

$$\gamma = \gamma_0 e^{i\omega t} \quad (\text{II.15})$$

La contrainte correspondante est donnée par :

$$\tau = (G + i \eta \omega) \gamma \quad (\text{II.16})$$

Ce qui fait apparaître un module complexe qui est fonction de la fréquence de la sollicitation

$$G^*(\omega) = G + i \eta \omega \quad (\text{II.17})$$

$$G^*(\omega) = G_r(\omega) + i G_i(\omega) \quad (\text{II.18})$$

L'écriture du module complexe traduit le fait que sous sollicitation harmonique, la contrainte peut être décomposée en une composante en phase avec la déformation et une autre déphasée de  $90^\circ$ .

L'apparition d'une boucle d'hystérésis sous sollicitation harmonique met en évidence une dissipation d'énergie dans le matériau qui est à la base de l'amortissement interne.

L'énergie dissipée pour un cycle d'amplitude maximale  $\gamma_m$  est donnée par :

$$\Delta W = \pi G_i(\omega) \gamma_m^2 \quad (\text{II.19})$$

L'énergie emmagasinée dans le milieu viscoélastique est donnée par :

$$W = \frac{1}{2} G_r(\omega) \gamma_m^2 \quad (\text{II.20})$$

L'approximation d'un comportement d'hystérésis par un comportement viscoélastique consiste à définir l'amortissement équivalent  $D_{eq}$  et le module équivalent  $G_{eq}$  qui puissent reproduire le mieux le comportement réel du sol. Pour avoir équivalence entre les énergies dissipées pour les deux systèmes, la partie imaginaire du module complexe doit être indépendante de la fréquence, soit  $\omega\eta = \text{constante}$ .

SHNABEL P.B., (1972) ont introduit la relation reliant la viscosité à l'amortissement critique  $D$  du matériau, elle est donnée par :

$$W\eta = 2GD \quad (\text{II.21})$$

Ce qui donne pour le module complexe l'expression suivante :

$$G^* = G (1 + 2iD) \quad (\text{II.22})$$

qui n'est autre que la raideur complexe à résonance d'un oscillateur simple de raideur  $G$  et de pourcentage d'amortissement critique  $D$ .

En utilisant le module sécant des courbes  $\tau = f(\gamma)$ , la loi de comportement s'écrit de façon identique au cas de l'élasticité linéaire :

$$\tau = G^* \gamma \quad (\text{II.23})$$

Les non-linéarités du sol ne sont prises en compte que de façon approchée à l'aide d'un processus itératif qui consiste à ajuster les caractéristiques  $G$  et  $D$  de chaque couche au niveau de la distorsion moyenne de la couche au cours de la sollicitation. Le problème est résolu selon le processus itératif suivant :

- ✓ les valeurs initiales de  $G$  et  $D$  sont estimées pour chaque couche constituant le profil de sol.
- ✓ on forme les modules complexes.
- ✓ on résout le problème de propagation d'onde dans un milieu élastique et on évalue la déformation maximale de cisaillement au cours du chargement, puis la distorsion moyenne  $\gamma_m = \alpha \gamma_{\max}$  ( $\alpha = 70$  à  $50$  %) dans chaque couche.
- ✓ à partir des courbes  $G(\gamma)$  et  $D(\gamma)$ , on détermine le module de cisaillement et l'amortissement correspondant à la distorsion moyenne calculée.
- ✓ des itérations sont effectuées jusqu'à ce que les déformations calculées correspondent, avec une tolérance préalablement fixée, aux modules et amortissements estimés à l'étape précédente,
- ✓ on obtient à la fin des itérations, les caractéristiques  $G$  et  $D$  compatibles avec la déformation induite.

➤ *Avantages et inconvénients*

Le modèle linéaire équivalent permet de représenter le comportement hystérétique du sol sous chargement cyclique, pour des niveaux de sollicitations faibles à modérés, les

solutions obtenues (accélérations, contraintes) se comparent favorablement à celles obtenues par des modèles plus sophistiqués ou à celles observées in situ (PECKER A., 1984). Ses principales limitations sont :

- ✓ son incapacité à fournir des valeurs correcte de déformations ou déplacements, ni une composante verticale du mouvement associée aux déformations de cisaillement.
- ✓ la tendance à filtrer les hautes fréquences
- ✓ la méthode est applicable pour les niveaux de distorsions cycliques variant entre  $10^{-5}$  et  $10^{-4}$  ou le sol se trouve dans un domaine hystérétique stabilisé : la forme des cycles dans le plan  $\tau$ - $\gamma$  varie très peu au cours du chargement cyclique. Dans ce domaine, les déformations irréversibles et le risque de liquéfaction sont en générale faibles, le modèle linéaire équivalent ne fournit pas les valeurs de ces quantités.
- ✓ lorsque le sol est caractérisé par un comportement non-linéaire prononcé, les solutions fournies par le modèle viscoélastique linéaire équivalent ne sont pas satisfaisantes (PECKER A., 1984), seule la période fondamentale du mouvement et, dans une moindre mesure, l'accélération maximale sont correctement évaluées.

➤ *Approche de SEED et IDRIS (1970)*

SEED et IDRIS se sont servis de nombreux résultats d'essais de laboratoire et in situ, pour présenter les paramètres cycliques  $G$  et  $D$ , en fonction de l'amplitude de la distorsion. Cette dépendance est illustrée par des fuseaux de courbes moyennes  $G/G_{max}(\gamma)$  et  $D(\gamma)$  (Figure II.27)

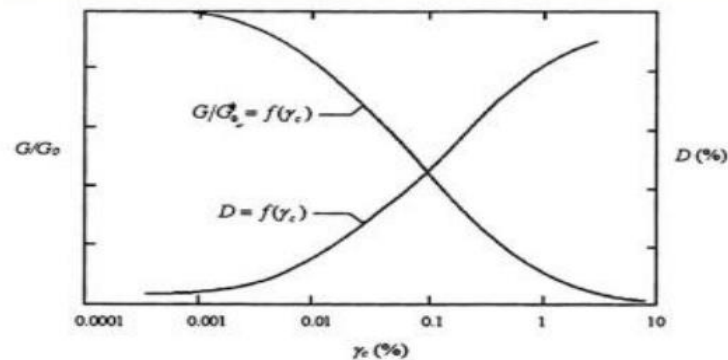


Figure II.27. Variation des paramètres cycliques G et D avec la distorsion  $\gamma$

#### II.4. Conclusion

Cette étude bibliographique a permis de retracer quelques propriétés fondamentales des milieux granulaires. Plusieurs concepts ont été mis au point pour cerner le comportement mécanique de ces matériaux.

La connaissance du matériau est capitale pour la compréhension du phénomène du tassement. Ce dernier peut être envisagé comme un "endommagement" du matériau, il serait alors opportun de l'utiliser comme critère de comparaison entre mouvements sismiques (quant à leur effet), pour un système donné. Nous resituerons alors le problème d'endommagement dans son contexte mécanique et étudierons certains facteurs permettant de relier a priori potentiel endommageant d'un enregistrement à ces effets perceptibles sur un système fixé.

Après avoir passé en revue le comportement du sol sous différents chargements et avons proposé une revue succincte des grandes familles de modèles de comportement disponibles dans la littérature, permettant la détermination des paramètres dynamique du sol, nous allons présenter en détail dans le chapitre suivant les notions de base de caractérisation d'un mouvement sismique ainsi que les différents indicateurs de nocivité.

# Chapitre III

## Généralités sur les digues en enrochements

---

III.1. Introduction .....	- 54 -
III.2. Définition .....	- 54 -
III.3. Les fonctions des différents éléments d'une digue à talus.....	- 55 -
III.4. Différents types d'une digue à talus .....	- 56 -
III.4.1. Digue à talus conventionnelle .....	- 57 -
III.4.2. Digue à talus conventionnelle avec mur de couronnement .....	- 57 -
III.4.3. Digue à berme.....	- 58 -
III.4.4. Digue à crête abaissée .....	- 58 -
III.4.5. Digue en caisson ou digue mixte verticalement .....	- 58 -
III.4.6. Digue mixte horizontalement .....	- 59 -
III.5. Critères techniques relatifs aux choix du type de digue.....	- 59 -
III.6. Critères relatifs à la conception d'une digue à talus.....	- 60 -
III.7. Méthodes de construction d'une digue à talus .....	- 60 -
III.7.1. Construction des digues par voie terrestre.....	- 61 -
III.7.2. Construction des digues par voie maritime .....	- 62 -
III.7.3. Combinaison de construction par voie terrestre et par voie maritime.....	- 63 -
III.7.4. Pose des blocs d'enrochement artificiel .....	- 63 -
III.8. Contraintes de mise en œuvre .....	- 65 -
III.9. Conclusion.....	- 65 -

**III.1. Introduction**

Le rocher est un matériau de construction couramment utilisé en milieu aquatique, maritime ou fluvial sous forme de granulat ou d'enrochement. Il est mis en œuvre pour protéger contre l'érosion et les affouillements et pour limiter le franchissement, la submersion marine et les crues.

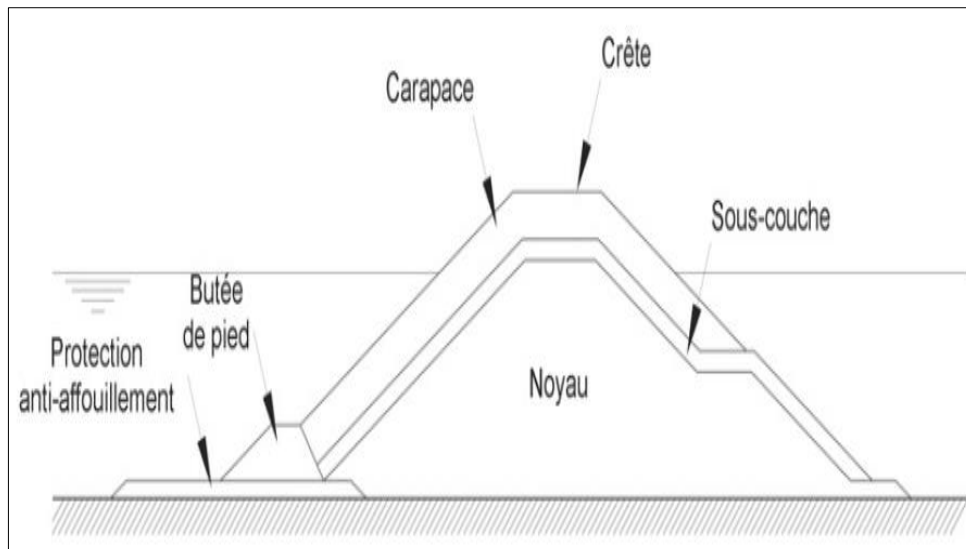
Les ouvrages maritimes en enrochements sont généralement des ouvrages que l'on rencontre à l'extérieur des ports. Leur but principal est, de protéger une zone donnée des inconvénients que peuvent induire la houle ou les courants dans l'exploitation de cette zone.

On distingue selon la coupe transversale de l'ouvrage en enrochements, différents types de digues : les digues à talus, les digues mixtes, les digues verticales, les digues armées, etc.

Dans ce chapitre, on s'intéresse aux digues à talus réalisées en enrochements, ainsi que les différents éléments constitutifs, les critères de choix du type de digue, les différents critères et les méthodes de construction, etc.

**III.2. Définition**

Les digues à talus sont des ouvrages constitués de matériaux rocheux, habituellement protégés par une carapace de blocs d'enrochement naturel ou de blocs artificiels, de plus grandes dimensions. Les digues servent généralement à mettre à la disposition des navires des eaux calmes pour l'amarrage ou le mouillage, à l'abri de la houle ou des courants. La figure III.1 montre une coupe-type d'une digue à talus avec ses divers éléments.



**Figure III.1.** Coupe-type d'une digue à talus.

### III.3. Les fonctions des différents éléments d'une digue à talus

Une digue à talus est composée de différents éléments chacun ayant une fonction critique, associée à la performance de l'ensemble de l'ouvrage et un rôle particulier au sein de l'ouvrage. Les éléments les plus critiques d'un ouvrage en enrochement sont généralement une carapace (qui doit être stable), une fondation (solide pour minimiser les tassements), une protection de pied (pour éviter l'affouillement) et une crête (pour protéger efficacement l'ouvrage).

Pour tous les ouvrages, il est nécessaire de comprendre la fonction de chaque élément et son importance dans la conception de l'ensemble. Il est à noter que tous les ouvrages ne nécessitent pas tous les éléments pour fonctionner correctement.

Les fonctions des éléments peuvent être divisées en deux catégories :

- fonctions primaires de l'ouvrage ;
- fonctions relatives au maintien de l'intégrité de l'ouvrage.

Les différents éléments constitutifs d'une digue à talus, ainsi que leurs fonctions sont listés dans le tableau III.1.

Tableau III.1. Les fonctions des différents éléments d'un ouvrage en enrochement

Éléments	Fonctions
Protection anti-affouillement	Lutte contre l'érosion et l'affouillement du pied
Noyau	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Atténuation de la transmission de la houle</li> <li>•Support de la carapace et des sous-couches</li> <li>•Stabilité géotechnique</li> </ul>
Berme	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Atténuation de l'action de la houle, du run-up et des franchissements</li> <li>•Stabilité géotechnique additionnelle</li> </ul>
Butée de pied	•Fondation stable pour la carapace
Sous- couche	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Filtre</li> <li>•Lutte contre l'érosion du noyau et du sol de fondation</li> <li>•Drainage en surface de l'ouvrage</li> <li>•Nivèlement et assise pour le placement de la carapace</li> <li>•Transition entre la carapace et les matériaux fins et réduction du gradient hydraulique dans le noyau et le sol de fondation</li> </ul>
Carapace	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Lutte contre l'érosion des sous-couches et du noyau par l'action de la houle</li> <li>•Dissipation de l'énergie de la houle</li> </ul>
Crête	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Limitation du franchissement</li> <li>•Accès pour les interventions de maintenance</li> <li>•Fondation pour le couronnement</li> </ul>
Mur de couronnement (non montré)	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Limitation du franchissement</li> <li>•Accès pour les interventions d'entretien</li> <li>•Support des équipements tels que les réseaux</li> </ul>
Musoir (non montré)	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Terminaison de l'ouvrage d'une manière stable et signalisation</li> <li>•Diffraction de la houle</li> </ul>

#### III.4. Différents types d'une digue à talus

Plusieurs variantes sont envisageables qui dépendent principalement de la fonction de la digue, de l'accès, de l'utilisation faite de la face arrière, des exigences en matière de hauteur de crête ainsi que des considérations économiques ou des exigences de maintenance.

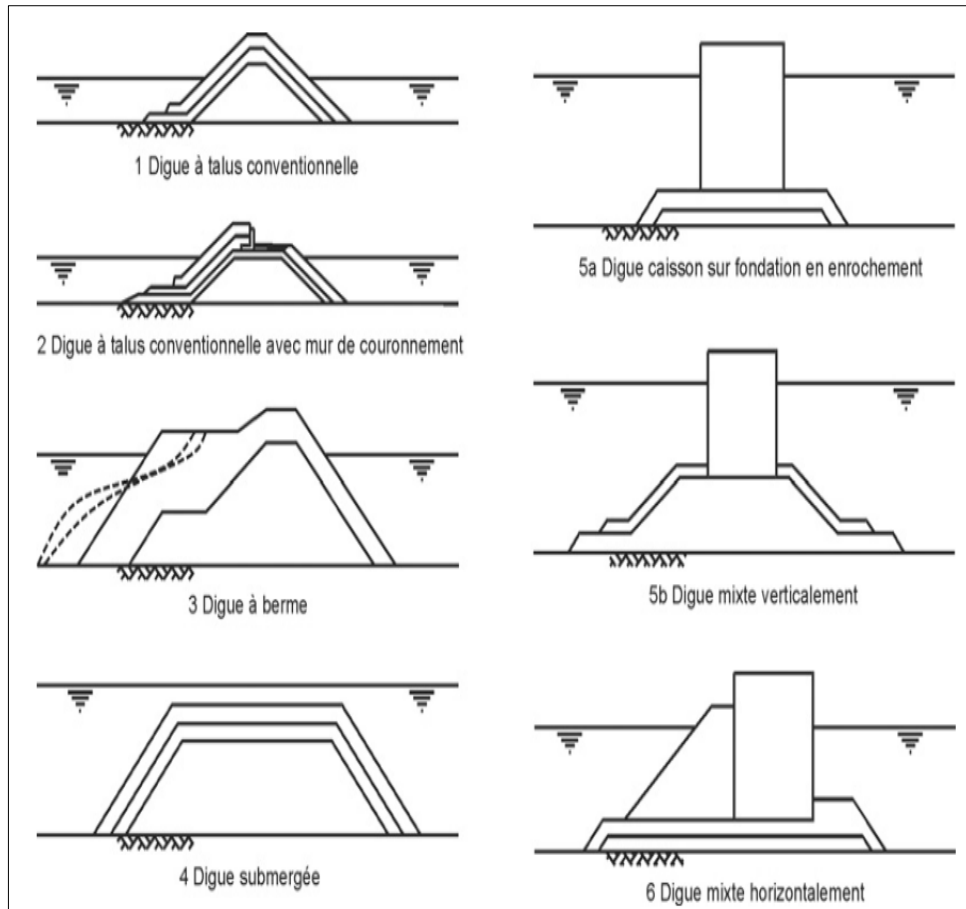


Figure III.2. Coupes-types de différents types de digues.

#### III.4.1. Digue à talus conventionnelle

Elle a une coupe trapézoïdale simple. La carapace peut recouvrir la crête ainsi qu'une partie du talus arrière de même que la face avant. L'objectif de ces coupes simples est généralement de constituer un abri pour d'autres ouvrages tels que, les quais ou les postes d'amarrage.

#### III.4.2. Digue à talus conventionnelle avec mur de couronnement

Cet ouvrage est principalement utilisé en tant que protection de port. Le mur de couronnement ou l'élément de crête qui intègre souvent une voie de circulation, permet l'accès le long de la digue. Cette caractéristique est essentielle lorsque le côté arrière est le lieu d'opérations portuaires telles que, l'amarrage (quai) ou le stockage (plate-forme). Si l'ouvrage n'intègre ni quai ni plate-forme, le mur de couronnement fournit un accès au musoir et pour les opérations de maintenance de la digue.

**III.4.3. Digue à berme**

Dans ce cas, le talus côté mer présente une berme en enrochement naturel. Il existe trois types de digues à berme définis en fonction du niveau de stabilité de l'enrochement :

- digue non reprofilable statiquement stable : peu de mouvements de blocs sont autorisés ;

- digue à berme reprofilée statiquement stable : lors de violentes tempêtes, la répartition de l'enrochement est modifiée par la houle pour former un profil naturellement stable, dans lequel chaque bloc d'enrochement est stable ;

- digue à berme reprofilable dynamiquement stable : lors de violentes tempêtes, la répartition de l'enrochement est modifiée par la houle pour former un profil en S naturellement stable dans lequel les blocs individuels continuent de se déplacer sur le talus.

**III.4.4. Digue à crête abaissée**

Un ouvrage à crête abaissée peut servir de protection dans des sites où les conditions de houle doivent être atténuées mais où le franchissement est acceptable, ou dans les sites où la visibilité horizontale est un impératif par exemple, pour des raisons esthétiques. Ce type de digues est généralement construit sous la forme d'un remblai en enrochement naturel quelque fois recouvert d'enrochement artificiel, ce qui revient à une digue statiquement stable conventionnelle. Il est également possible de construire deux digues parallèles, la digue côté mer étant immergée et la digue côté terre étant à crête abaissée, l'ensemble formant une digue à double remblai.

**III.4.5. Digue en caisson ou digue mixte verticalement**

Il s'agit d'un soubassement en enrochement sur lequel des caissons sont placés. Dans certains cas, le soubassement n'est qu'une fondation peu élevée pour les caissons (voir l'illustration 5a de la figure III.2) mais dans d'autres, il peut représenter une proportion significative de la profondeur (voir l'illustration 5b de la figure III.2). Ce soubassement peut avoir ou non besoin de protection selon sa profondeur. Ce type de digue sert principalement de protection portuaire.

**III.4.6. Digue mixte horizontalement**

Il s'agit d'une combinaison d'une digue en caisson (placée en second plan) et d'un talus (placé en premier plan, côté mer). Ce talus est constitué en enrochement naturel ou artificiel, dont la taille est suffisante pour assurer leur stabilité du point de vue hydraulique. Le caisson peut être placé sur des fondations composées d'enrochement plus petit.

**III.5. Critères techniques relatifs aux choix du type de digue**

La sélection d'un type de digue dépendra de plusieurs facteurs dont les coûts, la constructibilité, la disponibilité des matériaux localement, ainsi que les préférences du maître d'ouvrage (FEUILLET J. et al., 1987).

Les critères techniques relatifs aux choix du type de digue à retenir sont liés aux :

- ❖ Conditions hydrauliques :
  - la profondeur de l'eau ;
  - l'intensité du marnage ;
  - la hauteur de la houle.
- ❖ Conditions géotechniques.
- ❖ Contraintes d'exploitation du port :
  - l'agitation résiduelle maximale qui dépend notamment de l'ouverture de la passe et de la réflexion due aux ouvrages ;
  - les franchissements admissibles ;
  - les emprises souhaitables.
- ❖ conditions de construction :
  - matériaux disponibles ;
  - engins, matériel et équipement requis ;
  - aires nécessaires (zones de préfabrication, aire de stockage,...) ;
  - contraintes d'approvisionnement.

### III.6. Critères relatifs à la conception d'une digue à talus

La conception d'un ouvrage maritime nécessite de préciser par toute une série de critères, le comportement attendu de la structure vis-à-vis de situations de références choisies par le projeteur (GUIBERT DE., 1957).

D'une façon générale, les critères relatifs à la conception d'une digue à talus concernent principalement :

- le fonctionnement directement lié à son exploitation envisagée ;
- la stabilité de la structure ;
- les conditions de mise en œuvre et son entretien ultérieur.

### III.7. Méthodes de construction d'une digue à talus

La méthode de construction doit assurer que les dommages causés par les vagues pendant la construction, restent minimales et que les sous-couches exposées sont couvertes dès que possible, par des couches protectrices (RODRIGUEZ G., 1973).



**Figure III.3.** Digue à talus en enrochements naturels.



**Figure III.4.** Construction d'une digue à talus composée d'une carapace en blocs artificiels.

La construction d'une digue à talus, requiert de grandes quantités d'enrochement, qui proviennent souvent de carrières éloignées. La disponibilité des enrochements appropriés près du site peut influencer de façon significative, la conception de l'ouvrage et des travaux sur les méthodes de transport des matériaux et sur la construction de la digue.

Le choix entre des équipements terrestres et des équipements flottants ou une combinaison des deux influencera la conception de la digue (CHAPON J., 1981).

### III.7.1. Construction des digues par voie terrestre

Pour les travaux par la terre le matériel de construction doit pouvoir accéder à la partie supérieure du noyau, ce qui peut influencer sa hauteur et sa largeur. La largeur doit être suffisante pour la réalisation des travaux. La crête provisoire doit dépasser le niveau haut de la mer ou, dans un site à marée, rester accessible pendant une partie importante du cycle de marée. Si les matériaux du noyau sont posés autour et au-dessus du niveau de l'eau, ils restent vulnérables à la houle pendant la construction et il peut être nécessaire de poser la couche de protection peu de temps après la construction du noyau (BELLESSORT B., 1994).

Il ne sera peut-être pas possible de faire rouler des véhicules à pneus sur l'enrochement. Cependant, en épandant des matériaux fins sur la surface avec un bulldozer, il doit être possible de maintenir un passage sur des enrochements jusqu'à 1 t. Si la conception de l'ouvrage ne permet pas de conserver une couche aussi imperméable sur le dessus de

l'ouvrage, il sera sans doute nécessaire de l'enlever avec un jet d'eau sous pression. Cette opération est coûteuse et elle ne doit être mise en œuvre que lorsque cela est absolument nécessaire pour des raisons de stabilité.

Alternativement, des engins à chenilles peuvent généralement circuler sur les enrochements ou un accès peut être aménagé en créant une piste provisoire à côté de la digue (CETMEF, 2009).

En dépit de ces limitations, la construction par voie terrestre est normalement plus économique que par voie nautique, en particulier si les matériaux de constructions sont transportés de la carrière au chantier de construction par voie terrestre.

### **III.7.2. Construction des digues par voie maritime**

Les principales raisons d'adopter le transport et la pose par voie maritime :

- la largeur disponible et/ou hauteur insuffisante de la crête de la digue ;
- les problèmes d'encombrement sur la digue lorsqu'on utilise du matériel terrestre si de grands volumes d'enrochement doivent être posés sous l'eau ;
- les raisons économiques – en fonction de l'emplacement de la carrière (intérieur ou côtier) et de la distance de transport, une logistique maritime peut être plus économique qu'une logistique terrestre ;
- la portée de la grue – pour les digues en eau profonde avec de longues pentes ou des crêtes étroites ou pour installer la butée de pied, la portée de grue requise peut être un obstacle à l'utilisation de matériel terrestre à partir de la crête de la digue. Dans ces situations, le déversement direct avec des barges est souvent possible. Des grues flottantes peuvent être utilisées pour surmonter les problèmes de portée, à l'aide de bacs à enrochement si nécessaire (CETMEF, 2009).

Pour le matériel embarqué, la profondeur d'eau et l'exposition à la houle océanique et/ou à la mer de vent et aux courants sont des facteurs importants qui allongent les périodes d'indisponibilité pendant la construction.

### III.7.3. Combinaison de construction par voie terrestre et par voie maritime

Les travaux par voie terrestre et maritime sont souvent effectués en parallèle, lorsque la planification du projet impose de travailler simultanément en deux points différents, ou plus d'une digue. Une autre raison de le faire peut être la nécessité de réduire l'érosion au point le plus avancé, en plaçant les couches de fondation et les sections inférieures de la digue à partir d'un navire, avant de construire la superstructure avec du matériel terrestre.

### III.7.4. Pose des blocs d'enrochement artificiel

La pose de blocs artificiels peut constituer une partie importante de la construction d'une digue, en raison du grand nombre de blocs qui doivent être placés et des contraintes associées, au placement de blocs élancés et/ou fortement imbriqués. Les vitesses de pose sont en général de 3 à 15 unités par heure et peuvent changer de manière importante, en fonction des conditions locales (houle, courants, visibilité, etc.). Un matériel approprié et fiable devra être choisi pour obtenir des temps de pose raisonnables.

Le talus de la digue doit être correctement profilé et, pour faciliter la pose, la masse médiane de l'enrochement de la sous-couche ne doit pas dépasser 15 % de la masse caractéristique des blocs artificiels.

Les blocs sont posés à l'aide d'une élingue équipée d'un crochet à ouverture rapide, actionné par un câble de retenue (voir la figure III.5). Un câble guide est utilisé pour placer le bloc dans la bonne orientation.



Figure III.5. Utilisation d'un crochet à ouverture rapide.

La pose des blocs artificiels en simple couche, commence par la pose d'une section triangulaire de la section courante de la digue dans un secteur relativement abrité. Ensuite un bloc est ajouté à la première rangée (au pied de la digue) puis à la deuxième rangée, reposant sur les deux blocs de la première rangée (le bloc vient d'être posé et son voisin), ensuite à la troisième rangée et ainsi de suite. La pose des blocs artificiels avance au fur et à mesure de la construction du noyau et de la (ou des) sous-couche(s) de la digue et peut devenir un facteur limitant pour l'avancement des travaux (CETMEF, 2009).

Le positionnement précis des blocs artificiels sur la première rangée en pied est essentiel, particulièrement en ce qui concerne l'espacement horizontal entre les blocs. Ensuite le positionnement des blocs vers le haut, c'est-à-dire la deuxième rangée, la troisième, etc. seront soutenus par les blocs des rangées du dessous (Figure III.6). Il est essentiel d'obtenir une bonne stabilité de la butée de pied pour empêcher le revêtement de s'ouvrir et de devenir instable. Dans le cas d'une carapace à double couche la deuxième couche est mise en place juste après la première couche.

Lorsque les longueurs de talus ne sont pas trop grandes, les blocs artificiels peuvent être placés avec une pelle hydraulique équipée d'un grappin rotatif fait sur mesure équipé d'un GPRS pour obtenir l'orientation et la position requises (CETMEF, 2009).

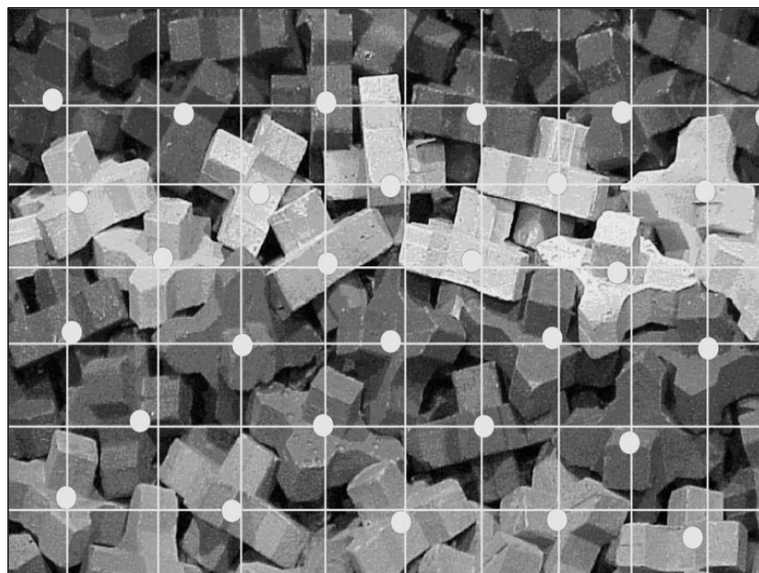


Figure III.6. Pose des éléments de carapace.

**III.8. Contraintes de mise en œuvre**

La conception peut être affectée par un certain nombre de contraintes telles que :

- obligation d'empêcher la pollution de l'eau et de l'air ce qui inclut les aspects écologiques, le contrôle du bruit et les restrictions de la circulation ;
- disponibilité du matériel et de la main-d'œuvre ;
- niveau d'expérience locale sur des travaux comparables ;
- infrastructures (routes, voies ferrées, ports) ;
- installations pour les futurs travaux de maintenance ;
- saisons pendant lesquelles les travaux auront lieu ;
- disponibilité des enrochements appropriés.

**III.9. Conclusion**

La conception d'un ouvrage doit tenir compte de toutes les phases futures de sa vie incluant sa construction, son exploitation et le cas échéant son déclassement. Les modifications des conditions de site ou des exigences fonctionnelles pendant la vie projetée de l'ouvrage doivent aussi être considérées. Lorsque cela est approprié, l'ouvrage et son programme de maintenance doivent être conçus de manière à permettre des adaptations, afin de faire face aux changements de l'environnement ou des exigences fonctionnelles pendant la vie de l'ouvrage. Ceux-ci peuvent comprendre la modification de l'usage de l'ouvrage, la modification du climat de houle, une augmentation des niveaux d'eau, des variations de l'affouillement ou du taux de sédimentation, une augmentation du trafic et des modifications de disponibilité de matériaux et de main-d'œuvre locaux pour la maintenance, etc.

Dans le chapitre suivant ; sont présentées les différentes dégradations rencontrées dans les digues en enrochements ainsi que les méthodes d'entretien utilisées.

# Chapitre IV

## Pathologies des digues en enrochements et techniques de traitement

---

IV.1. Introduction.....	- 66 -
IV.2. Modes de rupture des digues.....	- 66 -
IV.3. Phénomènes de dégradation des digues.....	- 68 -
IV.3.1. L'usure des blocs.....	- 68 -
IV.3.2. Les fissures.....	- 68 -
IV.3.3. Les mouvements de blocs.....	- 69 -
IV.3.4. Les glissements.....	- 69 -
IV.3.5. Les cavités.....	- 70 -
IV.3.6. Les tassements.....	- 71 -
IV.3.7. Les dégâts sur les carapaces.....	- 72 -
IV.3.8. Les défaillances des butées de pied ou des risbermes.....	- 72 -
IV.3.9. Les brèches dans le couronnement.....	- 72 -
IV.4. Causes et manifestations des désordres.....	- 73 -
IV.5. Types de matériaux en cause.....	- 74 -
IV.5.1. Les maçonneries.....	- 74 -
IV.5.2. Le béton.....	- 75 -
IV.5.3. Les enrochements.....	- 76 -
IV.6. Mise en œuvre des techniques d'entretien.....	- 76 -
IV.6.1. Le rechargement de la carapace.....	- 76 -
IV.6.2. Le comblement de cavités.....	- 78 -
IV.6.3. La lutte contre l'érosion.....	- 79 -
IV.6.4. La réfection des joints de maçonnerie.....	- 80 -
IV.6.5. Les réparations du couronnement.....	- 81 -
IV.6.6. Les actions sur le profil de la digue.....	- 83 -
IV.6.7. Les renforcements de carapace.....	- 83 -
IV.6.8. Les modifications du couronnement.....	- 84 -
IV.7. Mécanismes de rupture des digues sous séisme.....	- 84 -
IV.8. Conclusion.....	- 85 -

**IV.1. Introduction**

Les ouvrages en site maritime sont spécifiques pour plusieurs raisons. Leur spécificité est d'abord liée à la variété des types de structure. Ensuite, la réalisation de ces ouvrages est soumise à des contraintes de mise en œuvre particulières. Enfin, ces ouvrages sont exposés à un environnement qui cumule souvent les facteurs favorisant la détérioration du béton et de l'acier qu'il peut contenir.

La détérioration peut être définie comme une évolution non souhaitable d'un objet physique (ouvrage ou composant), due par exemple au vieillissement ou à un endommagement. Les détériorations peuvent être causées par des mécanismes à cinétique lente ou rapide.

Dans ce chapitre sont présentés les différentes dégradations et mécanismes de rupture des digues en enrochements ainsi que les méthodes d'entretien.

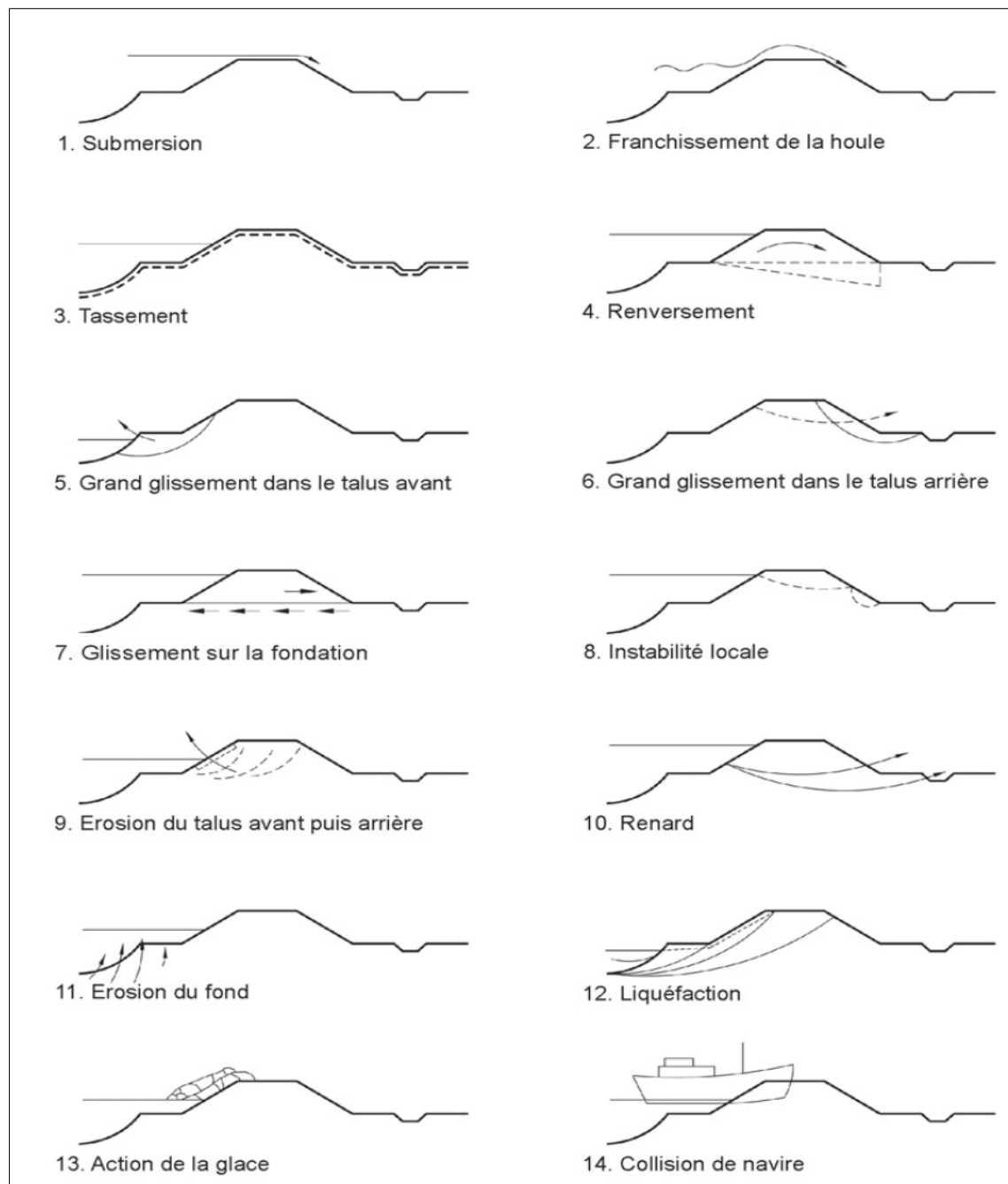
**IV.2. Modes de rupture des digues**

La rupture survient lorsque la réponse excède une valeur de la performance liée aux exigences fonctionnelles des ouvrages. La rupture est une réponse à un chargement défini (la charge de rupture) pour une situation de dimensionnement donnée. En général, les mécanismes de rupture sont dénommés par référence aux déplacements ou aux déformations qu'ils engendrent. La rupture est donc caractérisée par une augmentation importante de la réponse générée par une augmentation mineure des actions.

On peut décrire ainsi le principe de destruction d'une digue à talus lors d'une tempête agissant sur la carapace : l'action des fortes lames successives entraîne au début une désorganisation progressive de la carapace. La perte de blocs de surface n'assure plus une protection suffisante des couches que recouvre la carapace (blocs de dimensions plus faibles). Les pertes de blocs s'accroissent si la tempête dure, même avec de moindres amplitudes de vagues. Le couronnement bascule et une brèche s'ouvre dans la digue.

Cette brèche peut s'élargir rapidement si la tempête dure encore.

Les principaux mécanismes de rupture des ouvrages en enrochement et leur chargement correspondant sont présentés à la figure IV.1.



**Figure IV.1.** Modes de rupture caractéristiques des ouvrages en enrochement.

Les digues maritimes présentent un contexte environnemental particulier caractérisé par des sollicitations spécifiques souvent cycliques (houle, marées, surcotes de tempêtes) pouvant générer des mécanismes particuliers de rupture des ouvrages (FRY J.J. et al., 2013).

Les mécanismes de détérioration ou de dégradation, présentés dans ce chapitre, agissent sur les composants individuels qui participent de la structure du tronçon ou segment de digue. Ils impliquent des processus physiques ou chimiques tels que des chocs, des

cisaillements, des flux d'eau, l'effet de pressions interstitielles, la dissolution ou la corrosion (LINO M., et al., 2000).

Ces mécanismes conduisent à une altération de l'état des propriétés des composants structurels du tronçon ou segment de digue. Ils produisent des dommages qui se manifestent par des fissures, des venues d'eau, des départs de matériaux, etc.

### **IV.3. Phénomènes de dégradation des digues**

Tous les désordres affectant un ouvrage se traduisent au travers d'un certain nombre de phénomènes plus ou moins visibles en surface tel que : l'usure des blocs, fissures, déplacements, glissements, cavités, tassements, déstructurations de la carapace, défaillances des butées de pied ou des risbermes et des brèches dans le couronnement (FRY J.J. et al., 2013).

Ces différents phénomènes sont développés dans les paragraphes suivants.

#### **IV.3.1. L'usure des blocs**

La houle crée des mouvements de blocs à la surface de la carapace. Ces mouvements peuvent entraîner une usure des blocs entre eux.

La houle met également en suspension des matériaux fins. Les mouvements répétés auxquels ces éléments sont soumis peuvent avoir un effet abrasif sur les blocs de la carapace, notamment dans le cas de carapaces constituées de blocs maçonnés (IGIGABEL M. et al., 2013).

#### **IV.3.2. Les fissures**

Les fissures rencontrées sur les enrochements naturels ou sur les blocs artificiels sont en général dues à un manque de résistance des matériaux utilisés par rapport aux contraintes auxquelles ils sont soumis. Elles peuvent être consécutives à des mouvements des blocs entre eux, générés par une houle importante ou par un défaut de mise en place des blocs.

L'évolution des fissures peut entraîner la rupture de blocs, particulièrement des blocs aux formes élancées. La carapace dont la résistance a ainsi été diminuée ne peut plus résister à des houles aussi importantes.

Des fissures peuvent également être repérées sur les ouvrages de couronnement des digues (Figure IV.2). Elles peuvent représenter l'existence d'un désordre plus important en

profondeur de l'ouvrage et peuvent être un signe de présence d'une cavité sous le couronnement (CETMEF, 2009).



**Figure IV.2.** Fissuration du couronnement.

#### **IV.3.3. Les mouvements de blocs**

Les carapaces constituées de blocs artificiels, pour lesquels la stabilité de la carapace dépend autant du plan de pose que du poids propre des blocs sont très sensibles aux déplacements. Le mouvement d'un seul bloc peut entraîner la désorganisation de la carapace.

On a constaté sur certaines digues, des réarrangements de blocs de la carapace et de son assise sous l'effet des vagues. Ce phénomène peut se traduire par une descente de la carapace d'un à deux blocs. Il est généralement constaté dans les premières années qui suivent la mise en place des blocs (CETMEF, 2009).

#### **IV.3.4. Les glissements**

Les glissements sont des phénomènes intéressant une zone complète de la carapace ou une section du massif de couronnement de l'ouvrage (Figure IV.3).

Un glissement de la carapace peut être généré par un affouillement du pied de digue, consécutif à un approfondissement du fond de mer environnant. Il peut également être généré par l'instabilité géotechnique du sous-sol, ou l'existence d'une butée de pied instable ou mal construite.



**Figure IV.3.** Glissement de carapace.

#### IV.3.5. Les cavités

Les cavités constatées dans les digues sont généralement dues à une circulation excessive de l'eau de mer à travers les matériaux constituant le noyau de l'ouvrage.

Cette circulation a pour effet d'entraîner les parties fines de ces matériaux vers l'extérieur de l'ouvrage, favorisant ainsi l'accroissement des vides dans le noyau, donc la circulation d'eau (Figure IV.4).



**Figure IV.4.** Entrée d'une cavité située sous le niveau de l'eau.

L'évolution d'une telle cavité peut être extrêmement rapide. À partir du moment où des éléments ont été emportés par une circulation d'eau, la vitesse de l'eau va pouvoir s'amplifier et entrainera davantage d'éléments de plus en plus gros.

Certaines cavités situées dans le massif de couronnement ou la muraille d'un ouvrage peuvent être générées par l'altération du parement. Une fois les joints dégarnis et les éléments de maçonnerie enlevés, le matériau de remplissage se trouve au contact de la houle (Figure IV.5). La dégradation de ce matériau, non prévu pour être confronté à la houle, peut se réaliser très rapidement.



**Figure IV.5.** Cavité située à l'extrémité du musoir.

#### **IV.3.6. Les tassements**

Les tassements sont des phénomènes généralement constatés dans les premières années suivant la construction d'une digue. Ils peuvent apparaître soit dans le corps de la digue, soit au niveau du sol de fondation.

Des tassements peuvent être constatés au niveau du sol de fondation de la digue soit sous forme généralisée soit sous forme de tassements différentiels. Ils ont pour origine la compressibilité des sols de fondation, leur hétérogénéité ou une géométrie particulière de la digue. Les conditions d'exécution sont également à prendre en compte.

**IV.3.7. Les dégâts sur les carapaces**

Ces désordres sont généralement engendrés par un ou une combinaison des facteurs suivants :

- sous-estimation des conditions de projet, particulièrement en eaux profondes (aucune limitation de la hauteur de houle par déferlement) ;
- bris d'éléments individuels ;
- manque ou insuffisance de support à la base de la carapace.

Ils peuvent être amplifiés par :

- une inspection inexistante ou insuffisante ;
- un entretien insuffisant.

Pour les blocs artificiels, l'attention du gestionnaire doit être retenue par :

- l'importance du respect du plan de pose ;
- les risques importants de rupture de la carapace dès que des tassements existent ;
- le risque d'évolution des dommages très important dès qu'un seul bloc a subi un désordre (rupture).

**IV.3.8. Les défaillances des butées de pied ou des risbermes**

Le manque de stabilité du pied de talus d'une digue exerce une influence directe sur la stabilité de la carapace et, par conséquent, sur la performance globale de l'ouvrage. L'instabilité, voire la défaillance du pied de talus ne devient apparente que lorsque des dégâts se sont étendus jusque, ou au-dessus, du niveau d'eau calme et se révèlent à la carapace (ROYET P. et al., 2013). Les causes de ces défaillances peuvent être :

- lors du drainage du noyau et des filtres, la création de traînées hydrodynamiques d'arrachement des blocs ;
- les phénomènes engendrant des tassements ou des érosions du pied de digue.

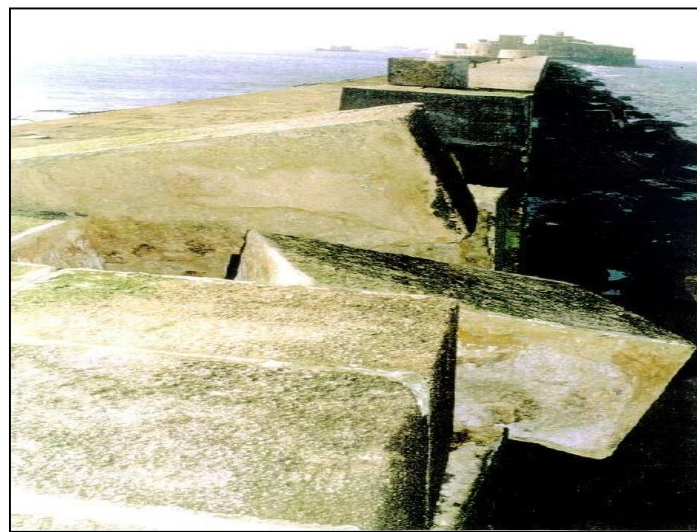
**IV.3.9. Les brèches dans le couronnement**

Création d'une brèche dans le parapet de l'ouvrage. La concentration de la houle en certains points de l'ouvrage peut avoir tendance à créer des lames importantes. Le contact de ces lames contre le couronnement d'une digue à talus génère des efforts très importants.

Ces efforts peuvent être tels que la paroi verticale ne résiste pas et soit désorganisée ou emportée, créant ainsi une brèche dans le couronnement de l'ouvrage (Figure IV.6).

Les brèches abaissent la cote d'arase de la digue, celle-ci devient ainsi plus facilement franchissable et ne remplit plus son rôle de protection du plan d'eau. La création de ces brèches peut être très préjudiciable pour la pérennité de l'ouvrage (ROYET P. et al., 2013).

Certaines parties de la maçonnerie se trouvant dégagées, la circulation de l'eau à l'intérieur de la maçonnerie peut être favorisée, et entraîner de nouveaux dommages (cavités, ...).



**Figure IV.6.** Brèche dans le couronnement de l'ouvrage.

#### **IV.4. Causes et manifestations des désordres**

Rappelons que les ouvrages en enrochements sont des ouvrages souples, "vivants", qui, dès leur conception, sont prévus pour subir des déformations et des désordres tout au long de leur vie. Ces désordres peuvent être légers ou importants suivant le dimensionnement des éléments constitutifs de l'ouvrage par rapport aux conditions auxquelles ils sont soumis, mais aussi suivant la durée de vie pour laquelle l'ouvrage a été conçu.

Les principaux désordres constatés sur les digues peuvent dépendre de :

- houles et surcotes exceptionnelles ;
- sous-estimation des houles de projet ;
- blocs de carapace sous-dimensionnés et mis en place de façon incorrecte ;
- sous couches de taille et granulométrie non adéquates ;

- butée de pied trop petite ou exécutée sans précautions suffisantes ;
- mur de garde pouvant être dangereux pour la stabilité de la partie supérieure de la carapace ;
- faiblesses structurelles présentées par les blocs à jambes multiples (tétrapodes, acropodes, ...) ;
- manque de soin et de surveillance des travaux de construction (ou de réparation) ;
- abandon partiel des entretiens ;
- vieillissement des matériaux constitutifs ;
- chocs de navires venant heurter la structure de la digue, etc.

#### **IV.5. Types de matériaux en cause**

Chaque type de matériau constituant une digue possède un mode de réaction particulier aux efforts qu'il subit. L'objet de ce paragraphe est de mettre en évidence les processus de dégradation des principaux matériaux constitutifs d'une digue.

##### **IV.5.1. Les maçonneries**

Les dégradations des couronnements réalisés en maçonneries, peuvent être dues à l'action chimique de l'eau de mer ou de l'environnement marin, mais on peut également rencontrer des dégradations dues à l'action mécanique de l'eau (Figure IV.7). On peut constater une dégradation des mortiers, des joints de la maçonnerie par l'eau de mer et l'altération de la pierre par le milieu marin.



**Figure IV.7.** Dégarnissage du parapet.

Les principales actions de l'eau de mer sur les liants hydrauliques sont :

- la carbonatation du ciment, due à l'action du dioxyde de carbone ;
- la corrosion des armatures, due à l'oxygène et aux chlorures ;
- l'expansion du ciment, due aux sulfates ;
- l'attaque du ciment, due aux acides.

#### **IV.5.2. Le béton**

Que ce soit dans les superstructures monolithiques ou lorsque l'on emploie des blocs artificiels pour les carapaces, la présence de béton est très répandue dans les ouvrages récents.

Les dégradations rencontrées sur ces éléments peuvent être différenciées entre les bétons préfabriqués et les bétons mis en œuvre sur place (CETMEF, 2009).

Le principal mode de dégradation constaté est lié au cheminement de l'eau de mer à l'intérieur du béton, donc à la porosité de celui-ci.

Les désordres constatés sur les éléments en béton sont généralement des fissurations, des éclatements, ainsi que des épaufrures (Figure IV.8).



**Figure IV.8.** Fissures avec calcite et traces de rouille sur mur en béton.

L'utilisation de béton armé dans les superstructures peut entraîner des désordres importants. L'action des chlorures et de l'oxygène sur les aciers entraîne la corrosion des

armatures, et leur gonflement. Dans ces utilisations, une attention toute particulière sera apportée afin d'éviter toute circulation d'eau au travers du béton (porosité, état de surface) (CETMEF, 2009).

Les bétons préfabriqués sont essentiellement représentés par les blocs artificiels utilisés dans la réalisation des carapaces. Les principaux désordres rencontrés peuvent être l'usure des blocs entre eux (attrition) ou par abrasion et la fissuration ou les ruptures dues à des chocs.

### **IV.5.3. Les enrochements**

Les enrochements, constituent généralement une quantité de matériaux importante dans la construction d'une digue à talus, que ce soit au niveau de la carapace, comme au niveau des couches internes.

Les enrochements mis en place sur les carapaces subissent toutes les agressions. Ils peuvent être érodés, fissurés, brisés, peuvent se déplacer, glisser, se tasser, des cavités peuvent se créer en leur sein.

Il est donc nécessaire d'apporter un soin important au choix de la dimension (taille et forme) comme à celui de la provenance (dureté, fissuration) des blocs d'enrochements mis en place, notamment au niveau des carapaces des ouvrages (CETMEF, 2009).

## **IV.6. Mise en œuvre des techniques d'entretien**

Chaque ouvrage constitue un cas différent en fonction de sa situation, des conditions de houle, de courants, d'exploitation dans lesquels il se trouve, mais aussi en fonction des dommages et des réparations qu'il a déjà connus.

Les réparations ainsi que l'entretien d'un ouvrage s'effectuent dans un milieu agressif pour les matériaux (marnage, tempêtes, courants, ...). Il est nécessaire d'en tenir compte dans le choix des matériaux, comme dans le choix des techniques de mise en œuvre (STCPMVN, 1994).

### **IV.6.1. Le rechargement de la carapace**

L'usure, la dislocation et le déplacement des blocs de la carapace représentent un vieillissement classique pour un ouvrage en enrochements. Ces phénomènes sont dus en particulier à la dissipation de l'énergie contenue dans la houle au travers des blocs.

Le rechargement de la carapace des digues en enrochements qui constitue la plus fréquente des interventions d'entretien sur un ouvrage doit être une opération programmée, sauf en cas d'urgence. Un rechargement peut également être entrepris afin de limiter le franchissement d'un ouvrage à talus. Il doit avoir fait l'objet dans ce cas d'une étude approfondie, et peut être lié à la réalisation d'autres travaux comme la modification du couronnement.

Lors d'un renforcement de la carapace d'une digue, on évitera de créer une surcharge importante. Si une telle éventualité était intéressante (création d'une butée de pied par exemple) on s'assurera qu'elle n'entraîne pas de dommages importants sur l'ouvrage (rupture de la fondation, tassements différentiels importants, etc.) (STCPMVN, 1994).

Les matériaux employés pour effectuer le rechargement doivent correspondre en type, taille, plan de pose, aux matériaux de la carapace. Dans le cas où le changement de caractéristiques des matériaux utilisés pour le rechargement est envisagé, une étude doit être entreprise afin de limiter les risques consécutifs à ce changement. Des stocks d'enrochements peuvent être constitués à proximité des ouvrages afin de réaliser ces opérations dans des délais réduits.

La pente de la carapace doit être conservée. Une évolution de cette pente aurait pour conséquence de modifier la réflexion ainsi que la propagation de la houle devant l'ouvrage. Cette modification peut être néfaste pour la stabilité des nouveaux éléments mis en place, comme pour celle de l'ouvrage (STCPMVN, 1994).



**Figure IV.9.** Mise en place d'enrochements sous la surveillance d'un plongeur.

### **IV.6.2. Le comblement de cavités**

L'évolution d'une cavité peut être très rapide, il est donc nécessaire que les réparations consistant à la combler soient entreprises très rapidement, dès que la cavité a été repérée (ROUCK DE., MEYER C.,1987).

Le comblement d'une cavité peut se réaliser suivant plusieurs principes :

- *La cavité possède une ouverture sur l'extérieur* : Cette ouverture peut être située sur le talus en enrochements ou sur le parement vertical du couronnement. Si la cavité possède une géométrie telle qu'elle ne puisse être comblée en une seule opération, il est nécessaire dans un premier temps de reconstituer le parement extérieur de l'ouvrage. Ensuite, l'intérieur de la cavité est comblé afin de reconstituer le noyau de la digue. On vérifiera que les matériaux utilisés ne fuient pas au travers de ceux du parement, notamment lorsque la cavité est immergée. On peut réaliser cette opération depuis la surface par l'intermédiaire de plusieurs carottages traversant la structure (ROUCK DE., MEYER C., 1987).

L'opération doit être réalisée avec des matériaux identiques ou les plus proches possible des matériaux constituant l'ouvrage. Pour l'ouverture, l'utilisation d'enrochements naturels ou artificiels, de dalles de béton préfabriquées, ou de maçonnerie est préconisée. Pour le corps de la cavité, des matériaux de granulométrie peu importante peuvent être employés ; le risque de fuite de ces matériaux est à évaluer.

L'utilisation de béton peut constituer une solution plus facile à mettre en œuvre et à contrôler.

L'utilisation de "sacs géotextiles" dont la géométrie et le volume est étudiée en fonction de la cavité concernée, est de plus en plus utilisée. Cette technique s'applique à des cavités repérées sur des talus en enrochements. Après détermination du volume et de la géométrie de la cavité, un "sac géotextile" adapté est réalisé, mis en place par plongeur, puis rempli de béton par pompage.

- *La cavité ne possède pas d'ouverture sur l'extérieur* : L'origine de ces cavités est généralement attribuée à une dissolution des matériaux constituant la liaison entre les éléments d'une maçonnerie, ou à un lessivage par la houle des matériaux composant le noyau et les filtres de l'ouvrage. Ce type de cavité est rarement remarqué au début du

phénomène. Le dommage est donc conséquent lorsqu'il est découvert (ROUCK DE., MEYER C., 1987).

La méthode la plus répandue consiste à la combler par injection. Divers matériaux peuvent être employés. Les plus courants sont le béton, les coulis de ciment, ainsi que le béton de sable.

#### **IV.6.3. La lutte contre l'érosion**

L'érosion des fonds peut se manifester par des modifications en pied de l'ouvrage ou à sa proximité immédiate : en cas d'augmentation des pentes des fonds ou du pied de digue, la stabilité propre de l'ouvrage peut être menacée. Elle peut également se manifester par des pertes ou des apports de matériaux dans une zone éloignée de l'ouvrage, mais pour laquelle ces phénomènes entraîneront une modification de la houle préjudiciable à la stabilité de l'ouvrage (FRY J.J. et al., 2013).

Ces phénomènes, s'ils ne constituent pas directement des dommages sur la structure de l'ouvrage, peuvent apparaître fréquemment comme causes de dommages au niveau du diagnostic.

La réalisation de travaux peut donc être un moyen préventif, comme curatif, de lutte contre l'érosion. Les travaux entrepris dans le cadre de la lutte contre l'érosion doivent avoir pour objectif essentiel de reconstituer le fond pour qu'il se retrouve dans une configuration la plus proche possible du fond environnant, ou des hypothèses de calcul prises en compte pour la réalisation de l'ouvrage.

Les techniques plus couramment utilisées sont les dragages des hauts fonds, les comblements de fosses d'érosion, ainsi que la mise en place de dispositifs contre les affouillements (matériaux naturels, fascinages naturels, géotextiles, ...). On peut également réaliser la réparation d'un affouillement en pied de structure par la mise en place d'un rideau de palplanches (AIPCN, 1990).

Les dragages et les comblements de fosses peuvent être réalisés selon le cas avec des matériels d'usage courant (pelles hydrauliques, ...) ou avec des matériels plus spécialisés (dragues pneumatiques, par agitation, sous-marines, ...). Les matériaux évacués ou amenés seront acheminés par voie terrestre lorsque cela est possible (FRY J.J. et al., 2013).

Outre le choix d'une granulométrie adaptée, la mise en place de dispositifs contre les affouillements peut après une remise en état du fond, permettre d'éviter une nouvelle érosion. Le choix de la technique peut s'orienter vers la fixation des matériaux afin qu'ils ne soient pas mis en suspension, ou vers la diminution des causes de la mise en suspension des matériaux.

La réalisation d'un rideau de palplanches en pied d'un ouvrage doit s'accompagner de précautions relatives à la protection contre la corrosion des palplanches. La paroi verticale représentée par le rideau de palplanches doit être protégée par des enrochements afin de ne pas créer de réflexion de la houle ni d'affouillement du pied de rideau (AIPCN, 1990).

#### **IV.6.4. La réfection des joints de maçonnerie**

Dans une maçonnerie on distingue le mortier de hourdage et le joint. Le mortier de hourdage sert à assurer la liaison mécanique entre les différents éléments constituant la maçonnerie. Le joint a pour rôle d'assurer l'étanchéité de la maçonnerie et de protéger le mortier de hourdage. Il est généralement plus riche en ciment et doit également posséder pour certains ouvrages, des qualités esthétiques (LINO M., et al., 2000).

La dégradation des joints de la maçonnerie d'un ouvrage est un phénomène naturel dû à l'action physique et chimique de l'eau de mer qui effectue en permanence un travail d'usure et d'altération des joints. Leur réfection constitue une réparation périodique de l'ouvrage.



**Figure IV.10.** Joints de maçonnerie érodés.

L'état des joints de la maçonnerie est primordial dans la limitation de la circulation de l'eau à travers la maçonnerie. Des joints fissurés, voire disparus facilitent la pénétration puis la circulation de l'eau à travers la maçonnerie : les dommages sur l'ouvrage sont alors plus importants. L'entretien des joints est une technique qui permet de limiter le développement de ces dommages sur l'ouvrage (GLUAIS BRU., 1993).

Avant toute opération de réfection des joints, il y a lieu de déterminer l'importance des dégradations tant en superficie qu'en profondeur. Cette opération ne pouvant s'opérer sur tous les joints de l'ouvrage, elle sera réalisée par sondages. Des joints peuvent être sains en apparence et masquer un mortier de hourdage de la maçonnerie complètement altéré, transformé en pâte, ou même dissous.

Avant réfection, les parties restantes doivent être soigneusement éliminées. Cette opération peut être réalisée suivant différentes techniques (manuellement, mécaniquement, ou à l'aide d'un jet d'eau sous pression). Elle doit être menée par petites surfaces, afin d'éviter la désorganisation de la maçonnerie.

#### **IV.6.5. Les réparations du couronnement**

La destruction du couronnement ainsi que du chemin de roulement, facilitent le franchissement de l'ouvrage par la houle. Elle peut également permettre une circulation de l'eau plus facile à l'intérieur de l'ouvrage. L'influence de ces actions peut être préjudiciable à la pérennité d'un ouvrage (CORTE J. F. et al., 1986).

Les dommages rencontrés peuvent s'étendre de la détérioration de la maçonnerie à la disparition totale du couronnement. Afin de préserver l'intégrité de l'ouvrage, mais également pour limiter l'agitation dans le plan d'eau, ces dommages doivent être réparés (LINO M., et al., 2000).



**Figure IV.11.** Réparation du couronnement de l'ouvrage.

La qualité des matériaux utilisés pour effectuer les réparations est très importante. Ils doivent posséder une résistance la plus proche possible de celle des matériaux en place. Plus résistants, ils risquent d'engendrer de nouveaux dommages sur les matériaux voisins ; moins résistants, la réparation peut s'avérer inefficace, et subir rapidement de nouveaux désordres.

La reconstitution de la structure du couronnement nécessite la réalisation d'un bon contact entre les matériaux de l'ouvrage et les matériaux mis en place. Ce contact peut, après une bonne purge de la maçonnerie dont le but est de mettre à jour une maçonnerie saine, être amélioré par la réalisation de scellements de barres d'acier dans celle-ci. Des adjuvants peuvent également être incorporés au béton afin d'améliorer l'adhérence (CORTE J. F. et al.,1986).

Sur le chemin de roulement on peut constater un encombrement des dispositifs d'évacuation des eaux. Ce phénomène peut entraîner, à cause de la stagnation des eaux sur la maçonnerie ou le béton, une infiltration de l'eau au travers de la structure.

L'eau chargée de carbonates circule dans la maçonnerie (de préférence par les joints ou les fissures). Les joints ainsi que le mortier de hourdage vont progressivement se déliter puis disparaître, les carbonates migrant sous forme de concrétions sur les parements. L'étanchéité de la maçonnerie du couronnement n'est plus assurée.

Un bon entretien des dispositifs de drainage et des joints de la maçonnerie permet d'éviter ces dommages. L'entretien consiste à enlever la végétation ainsi que les matériaux (sable, gravier, déchets, etc.) pouvant obstruer les barbicanes et autres dispositifs de drainage (CORTE J. F. et al., 1986).

L'injection de la maçonnerie permet d'améliorer l'étanchéité du couronnement. L'injection peut être réalisée avec des coulis à base de ciment, avec des coulis chimiques, ou en fonction de la dimension des dommages avec du béton de sable.

#### **IV.6.6. Les actions sur le profil de la digue**

Une mauvaise connaissance du site ayant entraîné une sous-estimation des conditions de houle auxquelles l'ouvrage est soumis peut-être à l'origine de ces dommages. Quels que soient les travaux d'entretien entrepris dans ces conditions, la solution la mieux appropriée peut consister à revoir le profil de l'ouvrage afin de modifier la propagation de la houle (MALLET T., 2013).

Ces modifications du profil de l'ouvrage peuvent comprendre des rechargements ou (et) des renforcements de carapace, des modifications du couronnement, mais aussi la création de dispositifs permettant à la houle de déferler au large de l'ouvrage. Ces différentes solutions, non exhaustives peuvent être appliquées simultanément.

#### **IV.6.7. Les renforcements de carapace**

Un certain nombre de conditions doivent être prises en compte concernant les matériaux mis en place, lors de ces travaux :

- si la carapace est sous-dimensionnée, le rechargement peut être envisagé et la taille des éléments doit être supérieure à celle des matériaux de la carapace actuelle, afin que ceux-ci puissent être considérés comme un filtre pour la nouvelle carapace ;
- ils doivent posséder une résistance au moins égale aux matériaux en place ;
- les matériaux ne doivent pas créer de surcharges importantes au niveau des sous couches ni au niveau du pied de l'ouvrage ; (MALLET T., 2013).
- la pente de la nouvelle carapace ne doit pas générer de réflexion supplémentaire de la houle devant l'ouvrage sauf si cela a été justifié par des études appropriées (calculs, modèles réduits, etc.).

**IV.6.8. Les modifications du couronnement**

Parmi les différentes solutions utilisées on peut envisager :

- la réalisation de murs chasse mer ;
- le rehaussement de la cote d'arase du couronnement ;
- la réalisation (ou l'élargissement) d'une berme en tête de la carapace.

**IV.7. Mécanismes de rupture des digues sous séisme**

Les séismes peuvent provoquer des mouvements de terrains dans des digues 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 tassements et la liquéfaction (BOUAFIA A., 2005) :

- des tassements peuvent être constatés au niveau du sol de fondation de la digue soit sous forme généralisée soit sous forme de tassements différentiels. Ils ont pour origine la compressibilité des sols de fondation, leur hétérogénéité ou une géométrie particulière de la digue. Les conditions d'exécution sont également à prendre en compte.
- 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.

La mise en mouvement du sol sous l'effet d'un séisme entraîne une augmentation de la pression interstitielle et qui a pour effet de réduire progressivement la résistance au cisaillement du sol jusqu'à son annulation. Arrivé à ce stade, le sol perd sa capacité portante et commence à se comporter comme un liquide, ce qui entraîne l'inclinaison, voir même le renversement des constructions et des glissements de terrain qui peuvent s'étendre sur plusieurs kilomètres. Ce phénomène touche en particulier les sols composés essentiellement de sable fin saturé en eau et nécessite une énergie de vibration capable d'élever significativement la pression interstitielle.

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.

#### **IV.8. Conclusion**

Lorsqu'un processus de dégradation est engagé, les réparations entraînent la mise en œuvre de quantités importantes de matériaux. Des moyens matériels non moins importants sont nécessaires pour leur mise en œuvre.

Il est primordial de connaître le mieux possible les causes des désordres avant de réaliser des travaux d'entretien d'un ouvrage. Si l'on constate des fissures sur un couronnement et que celles-ci sont dues par exemple à une cavité dans le corps de la digue, il est inutile d'entreprendre une campagne de rejointoiement des fissures si la cavité n'est pas comblée.

Le diagnostic doit donc permettre de découvrir la cause à l'origine des dommages constatés. La cause à l'origine des dommages doit ensuite être traitée, afin que de nouveaux dommages ne se produisent pas. Une réparation des dommages devra être réalisée ensuite.

La cause n'est pas forcément due à un dommage ou à un phénomène existant sur l'ouvrage. Elle peut également être liée à un phénomène de propagation de la houle, ou de modification des fonds et donc être indépendante de la structure même de l'ouvrage.

# Chapitre V

## Mouvement sismique et indicateurs de nocivité

---

V.1. Introduction .....	- 86 -
V.2. Mouvement sismique .....	- 86 -
V.2.1. Caractérisation des séismes .....	- 87 -
V.2.2. Modèles de prédiction du mouvement sismique .....	- 88 -
V.2.3. Loi d'atténuation.....	- 89 -
V.3. Indicateurs de nocivité.....	- 93 -
V.3.1. Le couple magnitude distance .....	- 94 -
V.3.2. L'intensité macrosismique .....	- 95 -
V.3.3. Accélération maximale (PGA) .....	- 96 -
V.3.4. L'intensité Arias ( $I_A$ ) .....	- 97 -
V.3.5. Durée de la phase forte .....	- 97 -
V.3.6. Intensité spectrale ( $I_H$ ) .....	- 99 -
V.3.7. Valeur absolue cumulée de la vitesse (CAV).....	- 100 -
V.3.8. Pouvoir destructeur ( $P_{od}$ ) .....	- 101 -
V.4. Risque sismique en Algérie .....	- 102 -
- Aperçu sur le séisme de Boumerdes 2003 .....	- 103 -
V.5. Base de données accélérométrique utilisée .....	- 104 -
V.5.1. Loi d'atténuation selon SABETTA et PUGLIESE .....	- 104 -
V.5.2. Création d'une base de données de signaux synthétiques .....	- 105 -
V.5.3. Le code de calcul .....	- 105 -
V.5.4. Procédure Matlab de la génération des séismes artificiels .....	- 106 -
V.6. Conclusion.....	- 109 -

### **V.1. Introduction**

Les tremblements de terre ou séismes sont les catastrophes naturelles les plus dangereuses et imprévisibles. Ils peuvent dévaster une région entière et sinistrer des dizaines, voire des centaines de milliers de personnes.

Un séisme provient du cisaillement brutal d'une faille en profondeur. Ce déplacement est provoqué par la libération d'une grande accumulation d'énergie, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint. Il se traduit en surface par des mouvements brusques du sol qui peuvent présenter des amplitudes de plusieurs décimètres, de fortes accélérations et des durées variant de quelques secondes à quelques minutes.

On peut distinguer trois sortes de phénomènes communément appelés tremblements de terre ou séismes :

- le tremblement d'origine tectonique caractérisé par les coulissements horizontaux les unes par rapport aux autres des plaques le long des failles ;
- le tremblement d'origine volcanique dû aux mouvements des magmas dans les chambres magmatiques des volcans ;
- les secousses d'origine humaine par remplissage de retenues de barrages, injection ou exploitation de fluides dans le sous-sol, explosions dans les carrières...

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.

### **V.2. Mouvement sismique**

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.

D'importants progrès impliquant à la fois une meilleure évaluation du risque sismique et une détermination expérimentale des propriétés dynamiques des matériaux ont été réalisés dans le domaine des études sismiques.

### V.2.1. Caractérisation des séismes

Plusieurs paramètres interviennent quant à la quantification de la grandeur des séismes:

- *L'intensité (I)* : elle permet de caractériser l'importance d'un séisme d'après les dégâts matériels provoqués par celui-ci sur les constructions, l'environnement, et de la perception par la population, à l'aide d'échelles conventionnelles qui classent les effets sismiques selon leur importance. Les premières échelles ont été élaborées à la fin du XIX<sup>ème</sup> siècle, puis elles ont évolué avec le temps. Actuellement, seules trois principales échelles sont encore utilisées non pas pour caractériser la grandeur des séismes mais pour caractériser leurs effets :

- l'échelle EMS (European Macroseismic Scale) (12 degrés).
- l'échelle Mercalli modifiée (Etats-Unis) (12 degrés).
- l'échelle JMA (Japan Meteorological Agency) (7 degrés).

L'intensité d'un séisme dépend non seulement de la grandeur de celui-ci, mais aussi de la vulnérabilité des constructions. En effet, il se peut qu'on ait pour des structures similaires, un comportement totalement différent lors d'un même séisme, ce qui constitue un problème majeur pour l'estimation de l'intensité.

- *La Magnitude (M)* : contrairement à l'intensité, la magnitude est une évaluation de l'énergie libérée au niveau du foyer. Cette notion a été introduite en 1935 par Richter pour

devenir ensuite un paramètre universel pour caractériser la grandeur des séismes. L'échelle qui en résulte porte le même nom que son auteur et comporte 9 degrés.

Plusieurs formulations empiriques ont pu être établies à partir d'une étude statistique pour évaluer l'énergie libérée en fonction de la magnitude, cette dernière peut à son tour être déterminée en faisant intervenir d'autres paramètres tels que l'amplitude maximale du séisme enregistré et la distance du foyer aux points d'observation.

- *La durée* : lors d'un tremblement de terre, les constructions se fissurent et se dégradent progressivement et de manière proportionnelle avec la durée de celui-ci. Contrairement à ce qu'on peut imaginer, un séisme de magnitude moindre mais de longue durée peut entraîner de graves conséquences qu'un séisme de magnitude supérieure mais de courte durée. Cette dernière est de l'ordre de quelques secondes dans les zones peu sismiques et peut atteindre l'ordre de 60 secondes dans les zones à haute sismicité.

### V.2.2. Modèles de prédiction du mouvement sismique

Les modèles empiriques de prédiction du mouvement du sol, permettent de calculer une ou plusieurs grandeurs caractérisant le mouvement du sol. Ces modèles sont établis pour des régions à forte sismicité (USA, Japon, Italie...).

Les équations de prédiction du mouvement de sol (GMPE), renseignent sur la valeur attendue, d'un paramètre choisi en fonction de la magnitude du séisme, de la distance à la source sismique et du type de sol sur lequel on se place, voire aussi d'autres paramètres (directivité, type de mécanisme,...).

Un des problèmes actuels, pour l'utilisation des modèles de mouvements forts est dû aux différentes définitions des magnitudes, distances et paramètres de sites utilisés dans les modèles. Le non consensus autour de la magnitude et la distance est par contre moins grave lorsque la source est peu étendue, ce qui est le cas des séismes faibles et modérés (DROUET, 2006).

La paramétrisation utilisée pour les régressions lors de l'établissement de ces modèles ainsi que les coefficients inversés, dépendent de la région étudiée traduisant les différences en termes de source sismique, d'atténuation des ondes et d'effet de site.

### V.2.3. Loi d'atténuation

Lors d'un séisme, le mouvement sismique que l'on ressent au niveau du sol en un site donné est le résultat de trois contributions (Figure V.1) :

- le mécanisme de rupture de la source sismique ;
- la propagation des ondes sismiques entre la source et le site ;
- l'effet de site.

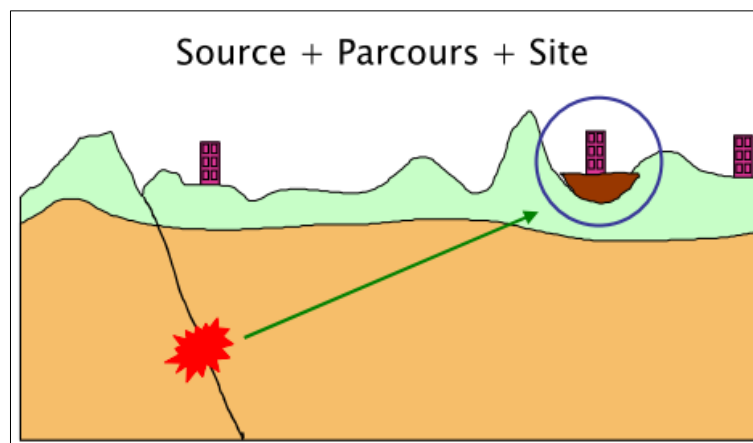


Figure V.1. Décomposition du mouvement sismique en trois contributions.

Les équations de prédiction du mouvement de sol GMPE (Ground Motion Prediction Equations), permettent de rendre compte de la combinaison entre le mécanisme de rupture de la source sismique, de la propagation d'ondes sismiques entre la source et le site et de l'effet de site. Cette combinaison est faite en général, à l'aide de modèles physiques (DOUGLAS J., 2011).

À la base, la source est assimilée (si on utilise le modèle physique de base) à un point situé à l'hypocentre du séisme. Le modèle suppose que toute l'énergie du séisme est libérée à partir de ce point. La propagation de cette énergie est sous forme d'ondes sphériques. Ces ondes sont accompagnées d'une décroissance géométrique de leur amplitude. De ce fait, cette dernière est inversement proportionnelle à la distance entre la source et le site.

Si le milieu de propagation d'ondes est élastique, seule l'atténuation géométrique est prise en compte. On note  $(Y)$  comme l'amplitude de PGA, PGV, PSA...,  $(M)$  est la

magnitude et représente l'énergie libérée à la source et (R) la distance entre la source et le point de mesure (LUSSOU, 2001) :

$$Y=10^{aM} \frac{1}{R^b} \quad (V.1)$$

Par contre si le milieu est inélastique, la décroissance de l'amplitude est également fonction d'un paramètre qui décrit le caractère dissipatif du milieu de propagation (BOORE et al., 1982) :

$$Y = 10^{aM} \cdot \frac{1}{R^b} \cdot 10^{-cR} \quad (V.2)$$

On obtient, pour un milieu élastique, la relation suivante :

$$\log_{10}(Y) = a.M - b.\log_{10}(R) + d \quad (V.3)$$

a, b, c et d sont des coefficients de la GMPE. Dans la pratique, l'effet de site est pris en compte par le coefficient d.

Dans le cas où on considère le comportement anélastique du milieu, on obtient :

$$\log_{10}(Y) = a.M - b.\log_{10}(R) - c.R + d \quad (V.4)$$

La relation prédictive du mouvement du sol, relative à la valeur maximale enregistrée de l'accélération (PGA) peut s'écrire :

$$\log_{10}(PGA_{ij}) = a.M_i - b.\log_{10}(R_{ij}) - c.R_{ij} + d_j \quad j=1,2,3,\dots,n \quad (V.5)$$

$PGA_{ij}$  est l'accélération maximale pour le  $i^{\text{ième}}$  séisme, enregistré à la  $j^{\text{ième}}$  station. Le coefficient (a) est relié à la magnitude, (c) est relié à la distance et rend compte de l'atténuation inélastique,  $b.\log_{10}(R_{ij})$  correspond à l'atténuation géométrique.

L'atténuation est égale à  $\frac{1}{R}$  dans un milieu homogène et  $\frac{1}{R^b}$  dans un milieu stratifié, d'où le coefficient b.  $d_j$ , est un coefficient lié au site sur lequel se trouve la station d'enregistrement. n est le nombre de sites étudiés. Les coefficients a, b, c et d sont déterminés par régression.

Pour la prise en compte d'un plus grand nombre de phénomènes physiques, on présente l'exemple de GMPE mentionnée par Pousse (2005) dont la forme est la suivante :

$$\log(Y)=A_1+A_2.M+A_3.(M_{\max}-M)^{A_4}+A_5.\log(R+A_6.e^{A_7.M})+A_8.R+F^{\text{source}}+F^{\text{site}}+(\sigma_{\log(Y)}) \quad (\text{V.6})$$

Y est le paramètre recherché, M est la magnitude et  $M_{\max}$  est une magnitude de référence, R est la distance mesurée,  $F^{\text{source}}$  et  $F^{\text{site}}$  sont des variables qui tiennent compte du type de source et de site considéré. Tandis que, les  $A_i$  sont déterminés par régression.  $\sigma_{\log(Y)}$ , est l'incertitude associée au calcul est rend compte de la dispersion des données autour de la valeur médiane prédite.

Dans l'équation (V.6), on remarque que  $\log(Y)$  est proportionnel à la magnitude, mais des études récentes suggèrent un effet de saturation avec la magnitude (ANDERSON, 2000 et DOUGLAS, 2003). À mesure que la magnitude augmente, l'amplitude du mouvement du sol augmente d'autant moins vite surtout à hautes fréquences. Cet effet s'appelle effet d'échelle.

Autre type de saturation, exprime que l'amplitude du mouvement en champ proche de la source ne tient pas compte que partiellement du rayonnement total du phénomène de rupture sismique d'une zone d'étendue finie (CAMPBELL, 1981, ABRAHAMSON and YOUNGS, 1992). Cet effet de saturation en distance se traduit dans l'équation par une pente de l'atténuation géométrique qui, diminue en champ proche ( $A_6.e^{A_7.M}$ ). En outre, le modèle de prédiction rend également compte d'une atténuation anélastique  $A_8.R$  qui traduit l'absorption de l'énergie dans le milieu traversé par les ondes sismiques (POUSSE, 2005).

Les équations de prédiction du mouvement sismique sont très nombreuses. Elles sont différentes par : le mode d'atténuation utilisé (élastique, anélastique, saturation en distance saturation en magnitude : effet d'échelle) et les paramètres qui caractérisent les phénomènes physiques pris en considération : de source, mécanique au foyer (normale, inverse ou de décrochement). Les GMPEs se différencient aussi par le type de la magnitude (magnitude locale, magnitude d'ondes de surface, et magnitude de moment) et par les définitions de la distance (distance épacentrale, distance hypocentrale, distance la plus courte à la projection en surface de la zone de rupture, distance la plus courte à la zone de rupture). Une autre différence entre les GMPEs vient des paramètres utilisés pour tenir

compte de l'effet de l'amplification sismique linéaire et/ou non linéaire lithologique. Elles diffèrent également, par les enregistrements sismiques et la méthode de régression ou inversion utilisée pour calculer les coefficients.

La méthode d'inversion de FUKUSHIMA ET TANAKA (1990) est représentée brièvement. Les auteurs ont utilisé 1372 enregistrements sismiques (composante horizontale) de 28 séismes au Japon ainsi que 15 séismes au USA et dans d'autres pays ; et ce pour la détermination de PGA moyen des deux directions NS et EW.

L'équation de prediction du mouvement du sol (GMPE) obtenue pour le Japon, est donnée par :

$$\log_{10}(\text{PGA}) = 0,41M - \log_{10}(R + 0.032 \cdot 10^{0.41M}) - 0.0034 \cdot R + 1.30 \quad (\text{V.7})$$

Où : M représente la magnitude de surface et R la distance de rupture.

Pour arriver à cette équation, deux étapes ont été utilisées : régression pour un évènement individuel et multiple pour l'ensemble des évènements. L'équation de base utilisée est définie par :

$$\log_{10}(\text{PGA}) = a_s \cdot M - b \cdot \log_{10}(R) - c^t \quad (\text{V.8})$$

Le coefficient b est déterminé en premier lieu. Ce coefficient est supposé le même pour les enregistrements du séisme (s) sur le type de sol (t). Cette configuration est appelée groupe. Une première variable est introduite dans cette étape d'inversion  $v_s^t$  qui est associée à chaque groupe, par l'équation suivante :

$$\log_{10}(\text{PGA}) = v_s^t - b \cdot \log_{10}(R) \quad (\text{V.9})$$

La deuxième étape est, la détermination des coefficients  $a_s$ , et  $c^t$  par une régression multiple. Dans cette étape, chaque groupe d'enregistrements est décrit par un couple  $(M, v_s^t)$  on détermine alors un coefficient  $a_s$  pour l'ensemble des groupes et un coefficient  $c^t$  pour chaque type de site, en utilisant la formule suivante :

$$v_s^t = a_s \cdot M + c^t \quad (\text{V.10})$$

La même démarche par régression a été utilisée pour déterminer les coefficients qui restent de l'équation V.6. Ces coefficients ont été ajoutés pour la prise en compte du milieu anélastique et de l'effet de saturation en champ proche.

Cette illustration représente seulement une des méthodes parmi les plus simples utilisées pour la détermination des coefficients des équations de prédiction du mouvement sismique de sol (GMPE). Les méthodes sont multiples, en plus de (FUKUSHIMA et al., 1990) on cite celles de : (BOORE et al., 1982), (ABRAHAMSON et al., 1992) ou encore les plus récentes celles qui utilisent la base de données sismiques dite PEER NGA : Pacific Earthquake Engineering Research Center's Next Generation Attenuation project (BOORE et al., 2008).

Dans son étude Boore (BOORE et al., 2008) a utilisé 1574 enregistrements de la base NGA des 58 chocs principaux, à des distances variées de 0 km à 400 km. L'objectif était de déterminer un modèle pour la prédiction des PGA, PGV et les PSA (pseudo- accélération spectra) pour un amortissement égal à 5% et un intervalle de période entre 0.01s et 10s.

Du point de vue utilisation pour l'étude de l'aléa sismique, on peut distinguer trois catégories d'équations de prédiction du mouvement de sol (DOUGLAS J., 2011) :

- les GMPE provenant des événements dans des zones à sismicité active par exemple l'Italie, la Grèce et l'Algérie.
- celles obtenues à partir des données continentales stables qui sont caractérisées par des chutes de contraintes élevées.
- les équations établies à partir d'événements des régions de la subduction, où les séismes généralement de faible atténuation anélastique permet d'atteindre de plus forte profondeur.

### **V.3. Indicateurs de nocivité**

Le mouvement sismique correspondant à la propagation d'une perturbation ayant pris naissance à l'intérieur de l'écorce terrestre est, de nature multi forme et complexe. En un site donné, ses effets destructeurs sur les structures proviennent des combinaisons très variables du niveau d'excitation, du contenu fréquentiel et de la durée d'excitation. La collecte de données historiques permet de mieux appréhender la complexité de l'action sismique.

Les indicateurs de nocivité, appelés encore potentiels endommageants, spécifient le signal sismique en termes de niveau d'excitation, de contenu fréquentiel ou de durée d'excitation.

Les potentiels endommageant cherchent à caractériser la nocivité a priori du signal sismique enregistré sur un site. Les études s'appuient sur des accélérogrammes enregistrés, qui constituent les données d'entrée. Les conclusions dégagées de telles études dépendent fortement des bases de données accélérométriques employées (naturels ou artificiels).

La littérature scientifique propose souvent de caractériser la nocivité d'un séisme par des indicateurs sous forme de scalaires, obtenus par un post-traitement plus ou moins complexe du signal sismique. Mais les calculs de conception ou de vérification d'un ouvrage peuvent abriter des conservatismes, de sorte que les dommages subis par l'ouvrage suite à un séisme peuvent être corrélés directement avec des valeurs d'indicateurs de nocivité, caractérisant l'excitation sismique.

Les différents indicateurs envisagés sont de différentes natures liés à/aux :

- la notion de niveau : l'accélération maximale (PGA) et l'intensité spectrale ( $I_H$ ) ;
- la notion de durée : la durée de la phase forte ;
- notions de durée et de niveau : l'intensité d'Arias ( $I_A$ ), le cumul absolu de la vitesse (CAV) et le potentiel destructeur ( $P_{od}$ ).

On se propose dans ce chapitre de décrire les principaux indicateurs de nocivité utilisés en ingénierie sismique, d'en définir les limites éventuelles pour choisir les plus adaptés aux besoins de notre étude.

### V.3.1. Le couple magnitude distance

La Magnitude d'un séisme est une mesure de l'énergie mécanique, libérée au sein de la croûte terrestre lors du séisme. Elle a été définie à partir du logarithme de l'amplitude des ondes sismiques d'une certaine fréquence, enregistrée sur un sismographe.

Il existe différentes définitions de la magnitude : magnitude des ondes de volume ( $M_b$ ), des ondes de surface ( $M_s$ ), magnitude locale ( $M_L$ ) qui sont toutes déterminées à partir de l'amplitude maximale du mouvement enregistré sur un sismographe. Introduites de

manière empirique, leur utilisation connaît une restriction liée au phénomène de "saturation" inhérent à l'appareil de mesure (CISTERNAS et al., 1985). Il s'agit d'une déamplification du mouvement réel qui n'a pas pu être suivi par l'appareillage à basse fréquence. En pratique, ces définitions donnent des résultats corrects lorsque les séismes sont de magnitudes ( $M_s$ ) inférieures à 7-7,5 ( $M_b$  à 5,5). Afin de pallier cet inconvénient, la magnitude moment ( $M$ ), a été introduite pour les séismes de plus grande ampleur (KANAMORI et ANDERSON, 1975). Elle prend le moment sismique comme mesure de l'importance de l'évènement qui est alors la seule quantité pouvant correctement rendre compte de l'énergie délivrée par la source.

Cependant, il faut noter qu'un séisme de forte magnitude n'aura que peu d'effets en un point d'observation situé loin de la source. Ceci est relié à l'atténuation des ondes sismiques avec la distance épacentrale (décroissance géométrique de l'amplitude des ondes). Aussi, en termes de dommages, la magnitude est-elle toujours associée à une distance épacentrale d'observation.

Dans un deuxième temps, il faut pouvoir classifier tous les enregistrements effectués sur différents sites car ils participent à la connaissance d'un évènement sismique. Dès lors, il faut s'attacher à étudier les accélérogrammes eux-mêmes et dégager des particularismes qui permettront de les comparer entre eux.

### **V.3.2. L'intensité macrosismique**

Il est vrai que l'intensité macrosismique ne mesure pas le potentiel endommageant d'un mouvement mais le dommage causé par lui. Cependant, nous avons voulu l'inclure dans cette partie car elle reste une référence pour toute étude liée à un endommagement. En effet, la pertinence d'un paramètre vis-à-vis de l'étude du potentiel d'endommagement d'un mouvement sismique passe classiquement par une bonne adéquation niveau du paramètre - niveau de l'intensité macrosismique.

Ainsi, le premier élément visant une classification de l'évènement sismique, est-il donné par l'observation des effets produits par la secousse sismique ; effets sur les structures et l'environnement physique (pris dans sa globalité, mer, relief, sol, sous-sol). A partir de là, est calculée l'intensité macrosismique, reflet de l'endommagement (aspect quantitatif) causé par la secousse, sur un site donné.

Les dommages sont le reflet de l'interaction entre deux paramètres : un lié au mouvement sismique, et l'autre lié au système étudié. Il n'est pas alors aisé de dégager des conclusions propres au mouvement sismique sur un site (tout au plus des indications relatives à l'accélération maximale).

### V.3.3. Accélération maximale (PGA)

La valeur de l'accélération maximale en surface (Peak Ground Acceleration) est le premier paramètre qui sert de base à la classification des enregistrements, d'où de nombreuses études visant à trouver des corrélations entre ce terme et les dommages observés (voir figure V.2).

Ce facteur ne peut représenter à lui seul le pouvoir destructeur d'un séisme sur un site car on a observé des séismes de niveau élevé ne donnant pas suite à des dommages importants. Inversement, certains séismes de faibles accélérations ont produit des dommages importants. Intuitivement, on peut penser que le paramètre de niveau n'est pas suffisant. En effet, si des niveaux faibles de sollicitations sont maintenus longtemps, leur effet pourrait se révéler catastrophique.

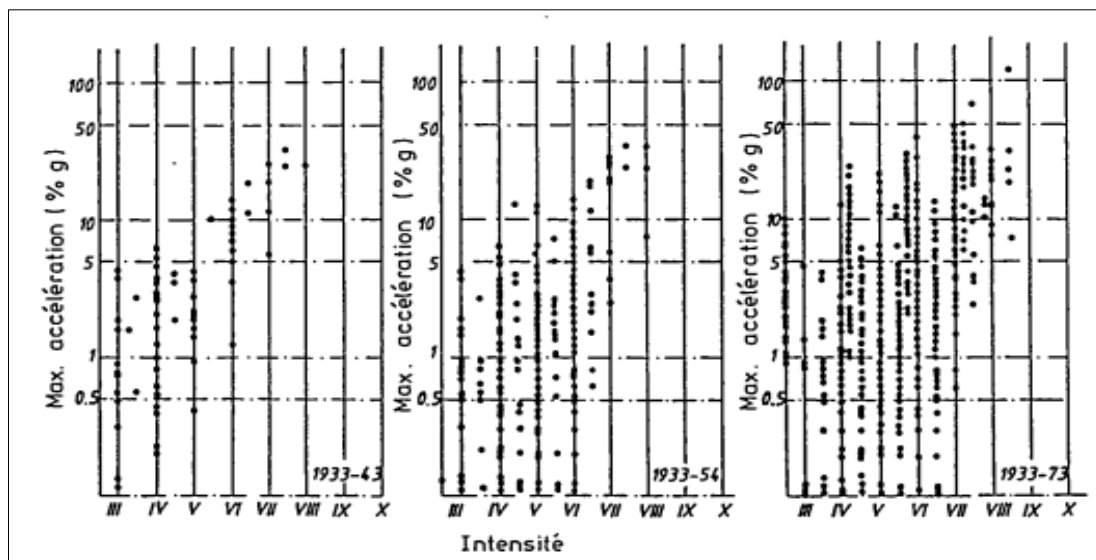


Figure V.2. Accélération maximale du sol en fonction de l'intensité (AMBRASEYS, 1974).

L'accélération maximale se retrouve en dynamique des sols dans la prévision d'un risque de liquéfaction (SEED et IDRISSE, 1981) et ses dérivées.

La liquéfaction pouvant être considérée comme un endommagement ultime du sol, son occurrence ne peut être décelée par la valeur du PGA (la corrélation entre les deux n'étant pas suffisante (TOWHATA et al., 1996). En restant dans les caractéristiques de mouvement, le paramètre vitesse semble plus adéquat pour déterminer le potentiel d'endommagement d'un séisme (ADACHI et al., 1996) (vis-à-vis du risque de liquéfaction).

Afin de compléter la connaissance du mouvement, il est nécessaire d'introduire ici une autre idée, celle de durée pendant laquelle se produit la secousse.

#### V.3.4. L'intensité Arias ( $I_A$ )

Il faut peut-être s'attarder sur ce terme. En effet, il semble a priori tout à fait adapté pour quantifier le potentiel destructeur d'un enregistrement puisqu'il contient dans sa définition l'influence du niveau d'accélération, et l'influence de la durée de sollicitation.

L'intensité Arias ( $I_A$ ) rend compte de "l'énergie" sismique présente sur un site qui est bien à l'origine de l'endommagement d'une structure ou du tassement de milieux granulaires. On trouve ici la justification de son emploi étendu pour déterminer une durée représentative des effets destructeurs d'un séisme. ARIAS (1970) a défini ( $I_A$ ) comme :

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} \Gamma^2(t) dt \quad (V.11)$$

avec :  $t_f$  est la durée totale de l'enregistrement et  $\Gamma(t)$  est la valeur de l'accélérogramme.

L'intensité Arias connaît un regain d'intérêt : à partir d'enregistrements réels de surface, KAYEN et MITCHELL (KAYEN et MITCHELL, 1997) ont calculé l'intensité d'Arias correspondant à un mouvement sismique et ont pu ainsi remonter au facteur de sécurité des couches sous-jacentes vis-à-vis du risque de liquéfaction.

#### V.3.5. Durée de la phase forte

La durée totale d'un séisme est largement conditionnée par le seuil de déclenchement et la durée d'enregistrement des appareils de mesures ce qui ne lui offre qu'une représentation physique limitée. Les phases de faibles accélérations, d'une durée variable, sont généralement sans intérêt pour l'analyse des structures. La durée de phase forte est en revanche plus significative pour conduire l'analyse sismique d'une structure.

Plusieurs définitions de la durée existent dont les plus répandues sont : durée de seuil, la durée uniforme et la durée significative.

A- *La durée de seuil* : est définie comme l'intervalle de temps écoulé entre le premier et le dernier dépassement d'un niveau d'accélération ( $a_0$ ) généralement égal à 0,05 g (Figure V.3).

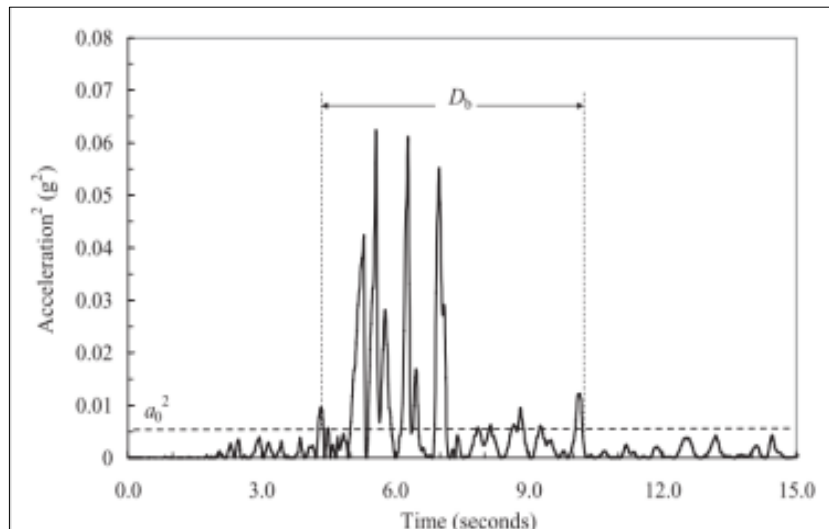


Figure V.3. Durée de seuil.

B- *La durée uniforme* : utilise également la notion de seuil, mais la durée est la somme des intervalles de temps pendant lesquels le seuil ( $a_0$ ) est dépassé (Figure V.4).

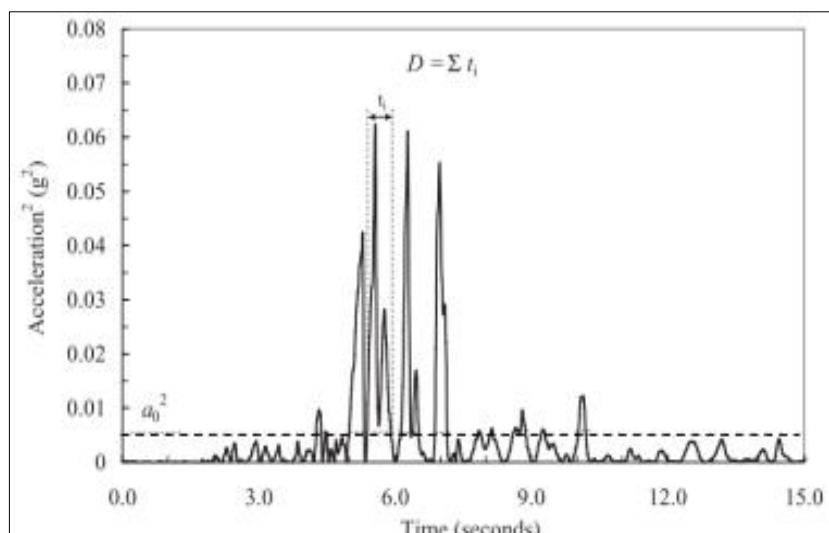


Figure V.4. Durée uniforme.

C- *La durée significative* : La définition de la durée significative est basée sur l'énergie cumulée représentée par l'intégrale du carré de l'accélération. La durée correspond à la

fenêtre dans laquelle l'énergie est comprise entre  $\epsilon_1 = 5\%$  et  $\epsilon_2 = 95\%$  de l'énergie totale de l'enregistrement (Figure V.5). La durée significative a été définie initialement par TRIFUNAC et BRADY (1975), où le calcul intégral est directement relié à l'énergie du signal (TRIFUNAC et BRADY, 1975).

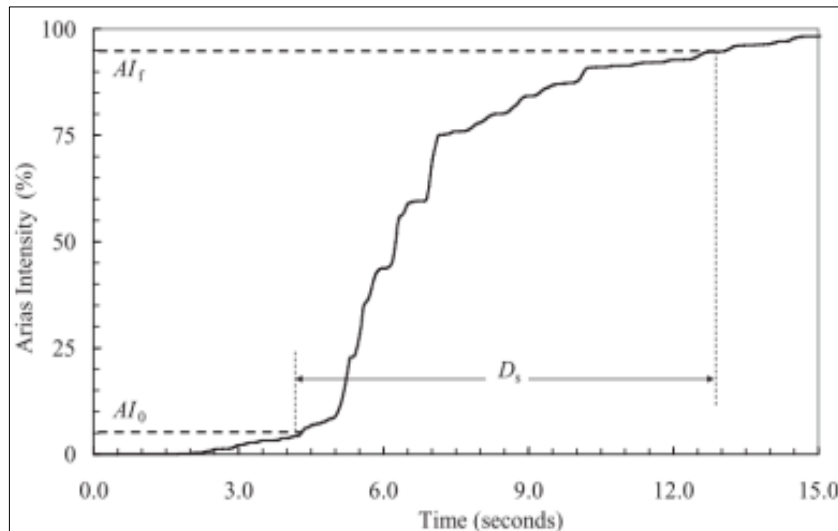


Figure V.5. Principe de la mesure de la durée de phase forte.

### V.3.6. Intensité spectrale ( $I_H$ )

HOUSNER (1952), a défini l'intensité spectrale par la formule suivante:

$$I_H = \int_{0.1}^{2.5} S_v(T, n) dT \quad (V.12)$$

où  $S_v(T, n)$  est ; le spectre de réponse en pseudo-vitesse d'un oscillateur de période propre comprise entre 0,1s et 2,5s, et d'amortissement égal à  $n$ . Ce dernier est généralement pris égal à 20 % pour les sols. L'expression de ( $I_H$ ) en fonction de la période n'est pas opportune et peut être modifiée en utilisant une formulation fréquentielle :

$$I_H = \int_{0.4}^{10} \frac{S_v(f, n)}{f^2} df \quad (V.13)$$

Cette dernière forme permet de constater que plus l'énergie sismique sera concentrée vers les basses fréquences, plus ( $I_H$ ) sera grand et l'intensité des dommages devra aller dans le même sens, ce qu'ont confirmé certaines observations (SARAGONI, 1981). ( $I_H$ ) n'est donc pas lié uniquement à une notion de dépassement de seuil maximal (principe des spectres de réponse). Ainsi l'utilisation d'une intégrale se justifie-t-elle. Par ailleurs,

l'intensité spectrale ( $I_H$ ) est bien une mesure de l'intensité d'un séisme car les contraintes maximales sont directement proportionnelles aux valeurs de ( $S_v$ ) (EPRI, 1988).

### V.3.7. Valeur absolue cumulée de la vitesse (CAV)

Un autre paramètre de nocivité plus représentatif que le PGA pour des séismes superficiels et pour des grandes distances (KOSTOV, 2005) est le CAV (Cumulative Absolute Velocity). Ce paramètre a plusieurs définitions, dont les deux les plus fréquentes sont :

- la première est défini dans sa version la plus simple comme l'intégrale de la valeur absolue de l'accélération (figure V.6).

$$CAV = \int_0^{t_f} |\Gamma(t)| dt \quad (V.14)$$

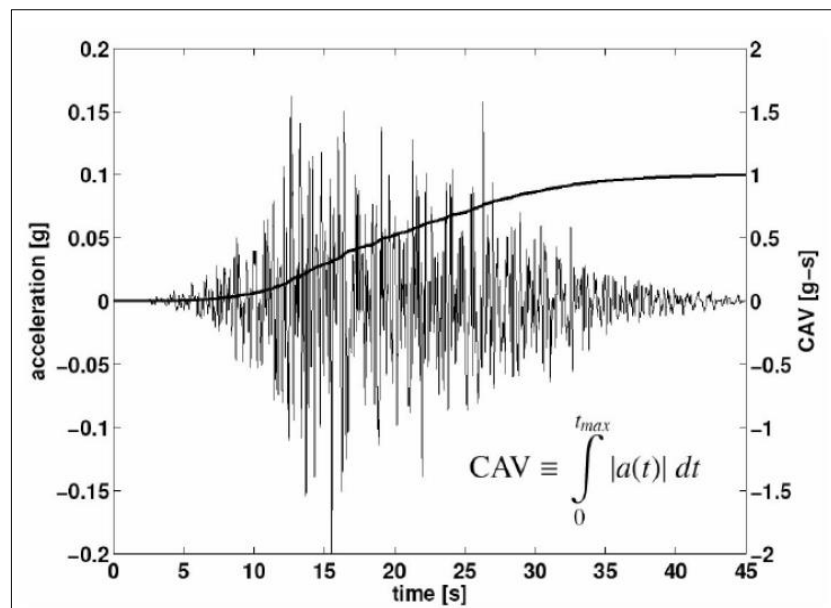


Figure V.6. Cumul absolu de la vitesse dans sa version originale

- la deuxième définition de l'indicateur CAV implique un calcul par sommation de valeurs intermédiaires  $CAV_{i-1}$  obtenues dans des intervalles successifs de 1 sec (Figure V.7). La somme sur l'ensemble de ces intervalles permet de dégager la durée totale de l'enregistrement.

$$CAV = \sum_{i=1}^{l=n} \int_{t_{i-1}}^{t_i} |\Gamma(t)| dt \quad (V.15)$$

où n est le nombre total d'intervalle de 1 sec compris dans l'enregistrement. Chaque intervalle doit avoir au moins une valeur d'accélération supérieure à la valeur seuil de 0.025 g. Si cette valeur seuil n'est pas atteinte, l'intervalle de durée 1 sec correspondant n'est pas pris en compte.

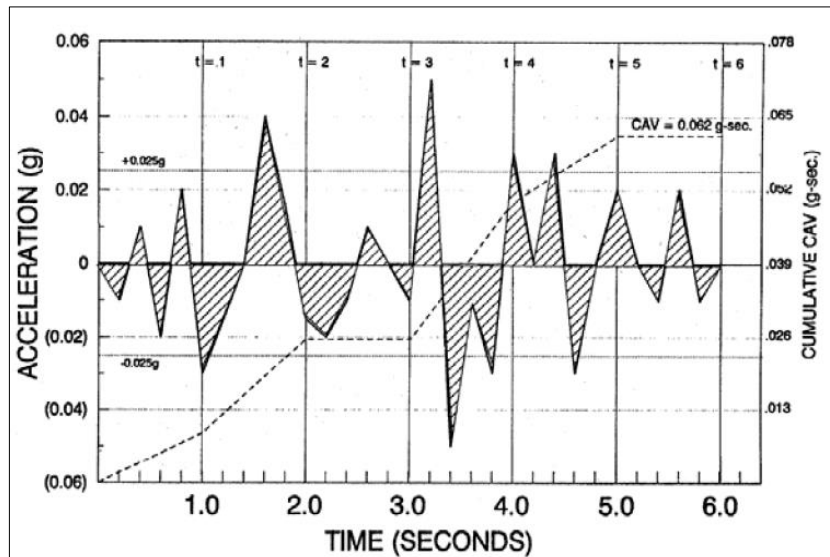


Figure V.7. Illustration du calcul de CAV standard

### V.3.8. Pouvoir destructeur ( $P_{od}$ )

Le retour d'expérience post-sismique a clairement mis en évidence l'importance du contenu fréquentiel des signaux sismiques.

Il existe différentes manières d'obtenir la fréquence centrale d'un signal: à partir de l'étude du signal lui-même ou à partir d'expressions existantes en fonction de la magnitude et la distance épacentrale d'un séisme. Un calcul basé sur la théorie des vibrations aléatoires, montre que la fréquence centrale peut simplement être définie comme le nombre moyen de passage par zéro du signal par seconde. Cette définition peut se décliner sur la durée totale du signal ou simplement sur la durée de phase forte.

SARAGONI (1981) définit alors le pouvoir destructeur d'un séisme par la formule suivante :

$$P_{od} = \frac{I_A}{f_d^c} \tag{V.16}$$

où  $c$ , est un paramètre à déterminer,  $I_A$ , l'intensité d'Arias et  $f_d^c$  la fréquence centrale du signal.

Une étude de régression sur des processus aléatoires en accélération ayant même pouvoir destructeur mais des fréquences centrales différentes a permis de fixer la valeur de  $c$  égale à 2.

On constatera que le pouvoir destructeur prend la même forme que l'intensité d'Arias mais l'intégration porte sur la vitesse et non l'accélération :

$$P_{od} = \frac{\pi \int_0^{tf} \Gamma^2(t) dt}{2.g f_d^2} = \frac{\pi \int_0^{tf} \Gamma^2(t) dt}{2.g \left(\frac{\omega_d}{\pi}\right)^2} = \frac{\pi^3}{2.g} \int_0^{tf} \left[ \frac{\Gamma(t)}{\omega_d} \right]^2 dt \quad (V.17)$$

$$\approx \frac{\pi^3}{2.g} \int_0^{tf} [v(t)]^2 dt$$

Pour conclure, nous pouvons noter que la vitesse reste au centre de la majorité des formulations, plutôt que le paramètre accélération. En effet, ( $I_A$ ) et (CAV) sont homogènes à des vitesses. Ce n'est plus le cas pour ( $P_{od}$ ), qui fait intervenir implicitement le terme de vitesse.

Ainsi de nombreuses grandeurs permettent-elles de caractériser l'événement sismique de même que les enregistrements dont ils sont l'image en un site donné. Il est alors possible de classer ces enregistrements suivant différents critères : accélération maximale, durée de phase forte, etc.

#### V.4. Risque sismique en Algérie

La partie nord de l'Algérie est située le long de la frontière de convergence des plaques africaine et eurasienne. Elle représente l'une des régions sismiques les plus actives de l'ouest de la méditerranée.

Plus de 800 événements sismiques de magnitude supérieure ou égale à 4, ont permis de dresser une carte de sismicité pour le nord de l'Algérie et les régions limitrophes pour la période 1790-2000. Cette carte fait ressortir le caractère hautement sismique des chaînes littorales de l'Algérie, et est assortie d'une représentation des solutions focales de vingt séismes les plus significatifs, associés à la période 1954-2000.

Parmi les séismes les plus destructeurs, nous pouvons citer celui d'Alger en 1716 d'intensité épacentrale  $I_o$  de 10, celui d'Oran en 1790 avec  $I_o = 11$ , celui de Mascara en 1889 avec  $I_o = 9$ , et plus récent, en 1980 El-Asnam ( $M_s = 6.0$ ), Tipaza en 1989 ( $M_s = 6.0$ ), Mascara en 1994 ( $M_s = 6.0$ ), Alger en 1996 ( $M_s = 5.7$ ), Ain Timouchent en 1999 ( $M_s = 5.9$ ), et le plus récent en 2003 de Boumerdes.

### - Aperçu sur le séisme de Boumerdes 2003

Le mercredi 21 Mai 2003, un violent séisme a frappé principalement la région de Boumerdes et Alger. Contrairement aux séismes antérieurs manifestés dans cette région et générés par la faille de Thénia, celui de Zemmouri a été généré par une faille d'origine maritime et jusque là inconnue. Appelée faille de Zemmouri, elle est longue de 40 km et a un pendage de  $47^\circ$  N-W (CRAAG, 2003), (Yelles A., et al., 2003). Le foyer se trouvant en mer à une profondeur de 10 km, était distant d'environ 4 km au nord de Zemmouri et avait pour coordonnées 3.58 longitude (Est) et 36.91 Latitude (Nord) selon le CRAAG (CRAAG, 2003), (Goto, Y., Tazoh T., 2003). Ce séisme avait une magnitude  $M_w$  de 6.8 selon l'USGS et a été classé au niveau X selon l'échelle de Mercalli (MKS).

Les phénomènes géotechniques accompagnant ce séisme sont la liquéfaction des sols meubles saturés, des glissements de terrain particulièrement au niveau des dunes des plages et des routes, des avalanches et des ruptures de berges d'oueds (LAOUAMI et al., 2003). Ce séisme a été accompagné par un Tsunami de faible amplitude qui a affecté la côte espagnole. Durant le séisme, les pêcheurs ont observé un retrait temporaire de la mer sur environ 100 m. Le long de la côte espagnole des îles Baléares, il a été observé des vagues hautes de 1.50 m qui ont fait noyer une centaine de petits bateaux de pêche.

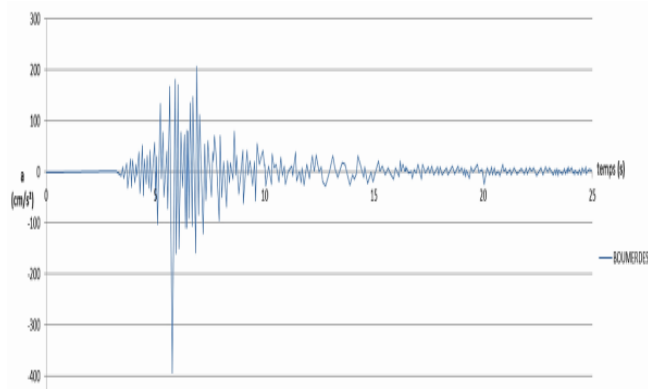


Figure V.8. Schéma du sismographe du séisme de Boumerdes 2003.

### V.5. Base de données accélérométrique utilisée

La base de données utilisée dans ce travail comporte des séismes artificiels qui sont originaires de la méthode SABETTA et PUGLIESE (1996). Toutes les relations d'atténuation de l'intensité d'Arias données par : ((FACCIOLI ,1983), (WILSON et KEEFER, 1985), (SABETTA et PUGLIESE ,1987), (SABETTA et PUGLIESE ,1996), (KAYEN et MITCHEL, 1997), (ZONNO et MONTALDO ,2002) et (HWANG et al. ,1991)), nous considérons dans cette étude, la relation d'atténuation donnée par SABETTA et PUGLIESE (1996).

Cette relation est la plus fiable pour notre travail pour les raisons suivantes :

- le nombre de données utilisées par SABETTA et PUGLIESE ;
- elle nous permet d'inclure des informations sur l'état des sols ;
- utilise l'échelle de magnitude ( $M_s$ ).

Les travaux de Sabetta et Pugliese consistent à la génération de séismes artificiels non stationnaires selon une méthode empirique, basée sur la régression des relations d'atténuation d'une collection de séismes mesurés en Italie (95 accélérogrammes de 17 séismes de magnitude 4,6 à 6,8).

#### V.5.1. Loi d'atténuation selon SABETTA et PUGLIESE

La loi d'atténuation utilisée par SABETTA et PUGLIESE (1996) est :

$$\log_{10}(y) = a + bM + c \log_{10}(R^2 + h^2)^{1/2} + e_1 S_1 + e_2 S_2 \pm \sigma \quad (\text{V.18})$$

avec :

a,b,c : constantes (c=-1) ;

M : magnitude ;

R : distance épacentrale [Km];

$\sigma$  : écart type ;

h : pseudo profondeur à l'hypocentre [m]; obtenue par un processus d'ajustement et résulte de divers effets tels que : le mouvement sismique près de l'épicentre.

y : paramètre du mouvement sismique (pseudo vitesse (m/s)) ;

$S_1$  et  $S_2$  : dépendent de la classe du sol (Tableau V.1) ;

$e_1$  et  $e_2$  : coefficients de site ( $e_1 = e_2 = 0.116$ ), utilisées pour une magnitude de 4.6 à 6.8 et une distance épacentrale inférieure à 100Km. (SABETTA,1996)

**Tableau IV.1.** Type de sols employés dans la loi d'atténuation de SABETTA et PUGLIESE (1996)

Classe du sol	Type de sol	Vitesse de cisaillement $V_s$ (m/s)	$S_1$	$S_2$
Classe A	Compacts	$V_s \geq 750$	0	0
Classe B	Alluvions peu profonds	$360 \leq V_s \leq 750$	1	0
Classe C	Alluvions profonds	$180 \leq V_s \leq 360$	0	1

### V.5.2. Création d'une base de données de signaux synthétiques

Comme la réalisation d'une base de données des séismes naturels est délicate, il a été décidé de créer une base de signaux accélérométriques générés de manière synthétique, afin de remédier au manque de données notamment pour le cas de l'Algérie.

### V.5.3. Le code de calcul

Le code de SABETTA et POUSSE a été utilisé pour générer les signaux synthétiques. Il est basé sur une méthode stochastique, développée par SABETTA et PUGLIESE en 1996. Son principe est de construire le spectrogramme des signaux simulés, par analogie avec des spectrogrammes issus d'une base de données naturelle (KAHIL, 2015).

Une étude approfondie de cette méthode, ainsi que de deux autres méthodes de génération de signaux synthétiques a été menée il y a quelques années. Cette étude est explicitée dans la note technique DEI/SARG/2005-035 (Figure V.9).

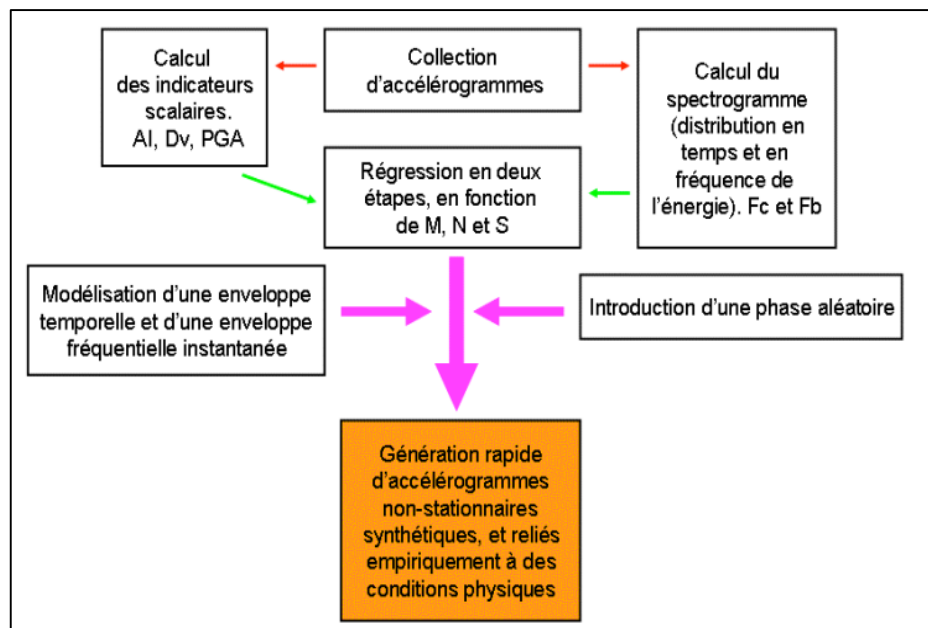


Figure V.9. Procédure utilisée par la méthode de Sabetta & Pousse

#### V.5.4. Procédure Matlab de la génération des séismes artificiels

Dans cette partie, nous présentons les grandes lignes de la procédure Matlab suivie. La difficulté de compréhension de cette procédure réside dans le fait que les données numériques sont extrêmement importantes et donc il faut garder à l'esprit une certaine logique de classement (KAHIL, 2015).

Le schéma de principe (Figure V.10) montre de façon limitée le cheminement de la procédure dans des dossiers et sous-dossiers. La règle générale est, qu'une boucle doit toujours finir dans le même sous-dossier où elle a commencé.

Un programme qui regroupe toutes les procédures et permet d'obtenir avec les sept magnitudes pour les trois classes de sols, la distance épacentrale qui varie de 0 à 100 Km avec un pas de 10 Km, une base de données de séismes artificiels de 231 accélérogrammes, (KAHIL, 2015), est représenté dans la figure V.10.

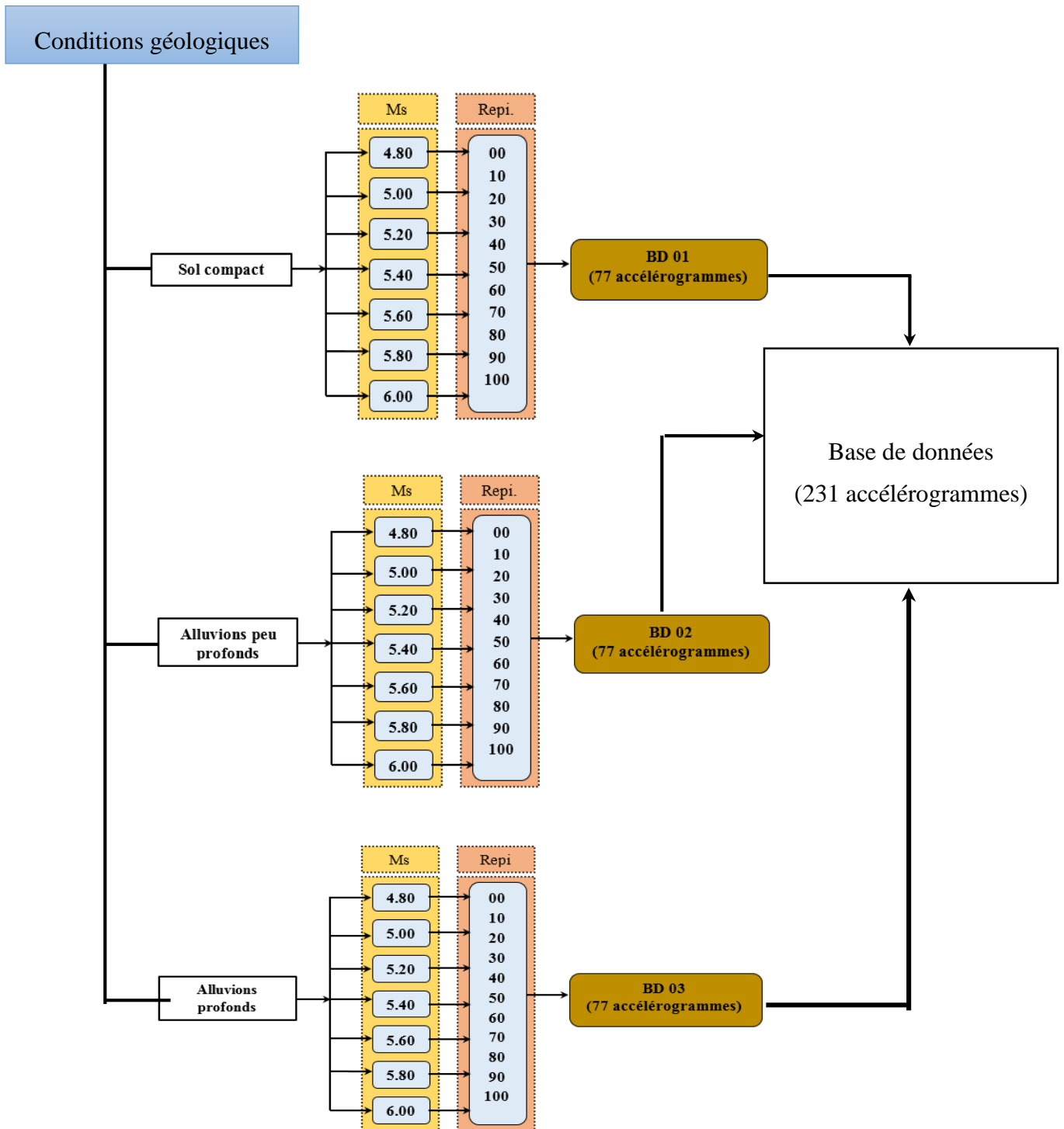


Figure V.10. Les paramètres d'entrée de la procédure Matlab.

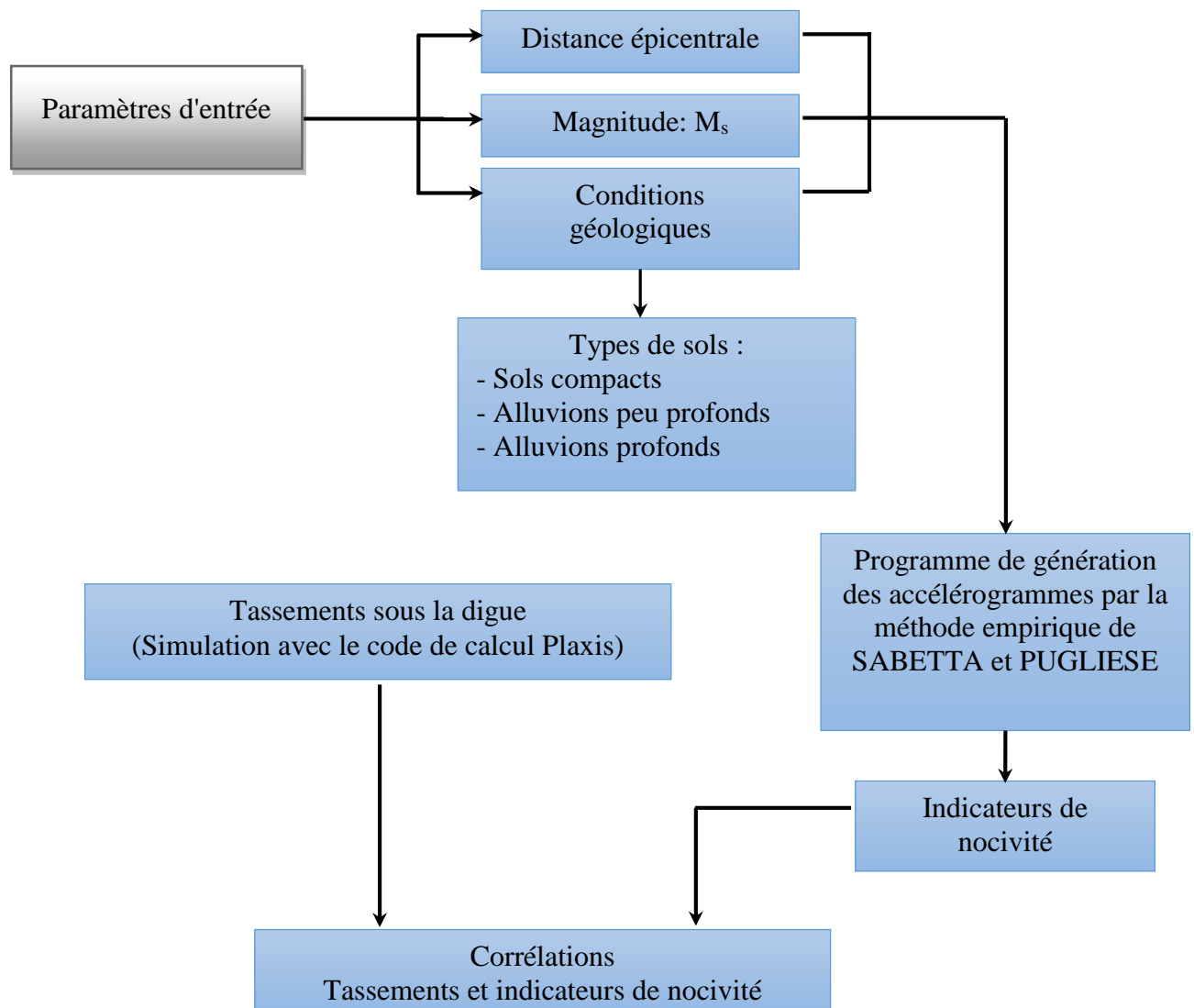


Figure V.11. Organigramme de la procédure Matlab.

**V.6. Conclusion**

Le mouvement sismique correspondant à la propagation d'une perturbation ayant pris naissance à l'intérieur de l'écorce terrestre est de nature multi forme et complexe. En un site donné, ses effets destructeurs sur les structures proviennent des combinaisons très variables du niveau d'excitation, du contenu fréquentiel et de la durée d'excitation. La collecte de données historiques permet de mieux appréhender la complexité de l'action sismique.

L'étude de la nocivité du signal sismique ne suffit généralement pas à prédire le dommage d'une part, parce que la représentation scalaire de la nocivité n'est pas toujours facile à relier à la réalité physique et d'autre part, à cause de la dispersion relative de ce dommage souvent constatée pour une même nocivité de signaux sismiques. De même, la valeur d'un indicateur de dommage peut correspondre à des états d'endommagement très différents en fonction de l'aléa sismique et de la structure étudiée (notamment les structures portuaires).

**Partie B**  
**Modélisation numérique et résultats**

# Chapitre VI

## Modélisation numérique et résultats

---

VI.1. Introduction.....	- 110 -
VI.2. Présentation du logiciel Plaxis .....	- 110 -
VI.3. Caractéristiques de la digue au-dessus du sol étudié.....	- 111 -
VI.4. Simulation du comportement du sol sous la digue en enrochements.....	- 112 -
VI.4.1. Le maillage.....	- 112 -
VI.4.2. Définition des conditions aux limites et initiales .....	- 113 -
VI.4.3. Chargement sismique pour les simulations .....	- 114 -
VI.5. Présentation des résultats .....	- 114 -
VI.5.1. Présentation des résultats (Cas du séisme de Boumerdes) .....	- 114 -
VI.5.1.1. Evolution des tassements en fonction du temps .....	- 114 -
VI.5.1.2. Allures de la variation des tassements sous la digue .....	- 117 -
VI.5.2. Présentation des résultats sur la base de données de séismes artificiels.....	- 128 -
VI.5.2.1. Variation des tassements en fonction de la magnitude.....	- 128 -
VI.5.2.2. Variation des tassements en fonction des indicateurs de nocivité.....	- 137 -
VI.5.2.3. Fonction d'estimation du tassement en fonction des indicateurs de nocivité-	144 -
VI.5.2.4. Coefficients de détermination et de corrélation.....	- 144 -
VI.5.2.5. Ajustement du nuage de points par la fonction d'approximation.....	- 145 -
VI.5.2.6. Analyse des résultats .....	- 151 -
VI.6. Conclusion .....	- 151 -

### VI.1. Introduction

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets géotechniques de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes, conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques. La méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : génie civil, construction navale, mécanique, technique off-shore, etc.

La méthode des éléments finis est à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base (voir le tableau VI.1).

**Tableau VI.1.** Disciplines de base de la méthode des éléments finis.

Disciplines	Définition
Mécanique des structures	Elasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, etc.
Analyse numérique	Méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, etc.
Informatique appliquée	Techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

Notre étude est axée principalement sur l'évaluation des tassements d'un sol sous une digue en enrochements sous séisme, par des méthodes numériques, en utilisant le code de calcul Plaxis 2D.

### VI.2. Présentation du logiciel Plaxis

Conçu par des géotechniciens numériques, le code d'éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto plasticité non standard, avec prise en compte des pressions interstitielles, doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc).

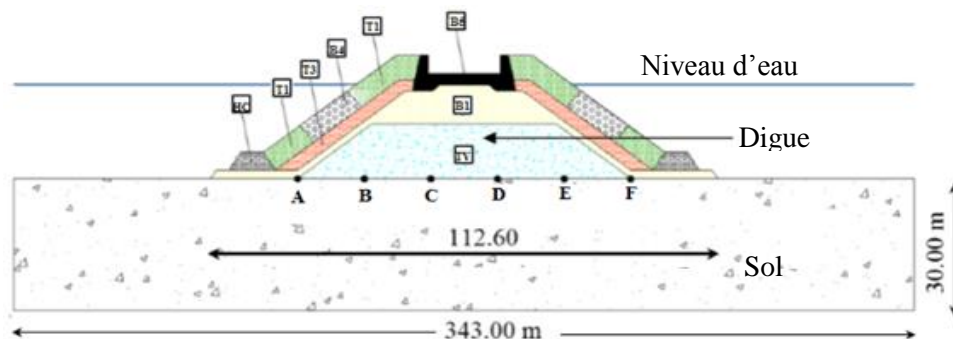
Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné

Plaxis est un code de calcul en éléments finis, la version utilisée dans ce travail est bidimensionnelle. Elle est spécialement conçue pour réaliser des analyses en déformation et en stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Un problème tridimensionnel peut être représenté par un modèle en déformations planes ou en axisymétrie.

Le code en éléments finis Plaxis comprend des lois de comportement à différents niveaux de complexité, dans la présente étude le modèle choisi est le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb. Le modèle demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont  $E$  et  $\nu$  (paramètres d'élasticité). Les trois autres sont  $C$ ,  $\phi$  et  $\psi$ , respectivement, la cohésion, l'angle de frottement interne et l'angle de dilatation. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

### VI.3. Caractéristiques de la digue au-dessus du sol étudié

La digue au-dessus du sol étudié, est un ouvrage en enrochements protégé par une carapace de tétrapodes de  $16\text{m}^3$  qui s'étend sur environ  $1250\text{m}$ , par une profondeur d'environ  $18\text{m}$  à  $21\text{m}$ . La digue en enrochements est surmontée par un couronnement en béton (figure IVI.1).



**Figure VI.1.** Coupe transversale de la digue en enrochements

La densité spécifique et la masse des différents éléments constituant la digue sont récapitulées dans le tableau VI.2 suivant:

**Tableau VI.2.** Densité spécifique et masse des éléments de la digue

Éléments	Densité spécifique	Masse (t)
T1 (Tétrapodes)	2.7	43.2
T3 (Tétrapodes)	2.85	45.6
B1 (Roches)	2.62	0.20 à 1.00
B4 (Roches)	2.62	4.0 à 6.0
B5 (Roches)	2.62	6.0 à 10.0
HC	2.62	10.0 à 15.00
TV (Tout-venant)	2.62	-----

#### VI.4. Simulation du comportement du sol sous la digue en enrochements

Dans notre étude, nous avons utilisé pour la détermination des tassements du site de port de Skikda le logiciel Plaxis 2D, version 8.2 (Plaxis 2D, 2008).

Nous avons choisi ce site car nous disposons de données suffisantes pour réaliser ce calcul numérique.

Les paramètres du modèle étudié (tableau VI.3), sont définis à partir des résultats de l'étude géotechnique qui a été mise à notre disposition par le L.E.M (Laboratoire des Etudes Maritimes à Alger).

**Tableau VI.3.** Paramètres géotechniques du sol sous la digue

Paramètres	Designation	Valeur	Unité
Poids volumique sec	$\gamma_{\text{unsat}}$	17	KN/m <sup>3</sup>
Poids volumique saturé	$\gamma_{\text{sat}}$	19	KN/m <sup>3</sup>
Module d'élasticité	E	2.45 10 <sup>4</sup>	KN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement	$\varphi$	35	°

##### VI.4.1. Le maillage

Le logiciel Plaxis permet de discrétiser le profil en éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds. Dans la présente modélisation, les éléments choisis sont à 15 nœuds recommandés (Figure VI.2) pour la précision des résultats en termes de déplacements.

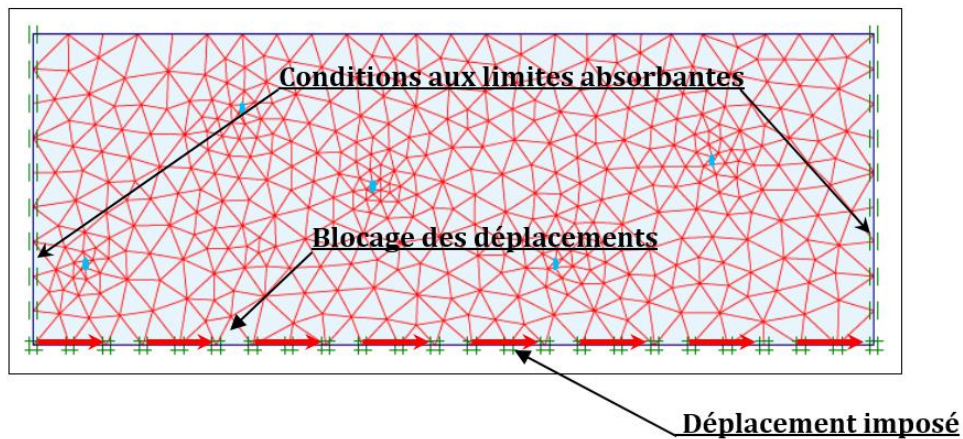


Figure VI.2. Maillage avec des éléments triangulaires.

#### VI.4.2. Définition des conditions aux limites et initiales

Les deux cotés sont fixés dans la direction horizontale (x), et les nœuds à la base du modèle sont fixés dans les deux directions (horizontale et verticale). Les limites en champs libre sont en plus assignées sur les deux côtés du modèle, de sorte que les ondes extérieures propagées à l'intérieur du modèle puissent être correctement absorbées par les bornes.

Les conditions initiales appliquées au modèle sont les contraintes présentes initialement dans le sol ; celles-ci diffèrent selon le type de sol utilisé dans l'analyse. Pour le chargement, deux types ont été utilisés : le premier type est le poids des différents éléments constituant la digue et le deuxième type est le poids de l'eau.

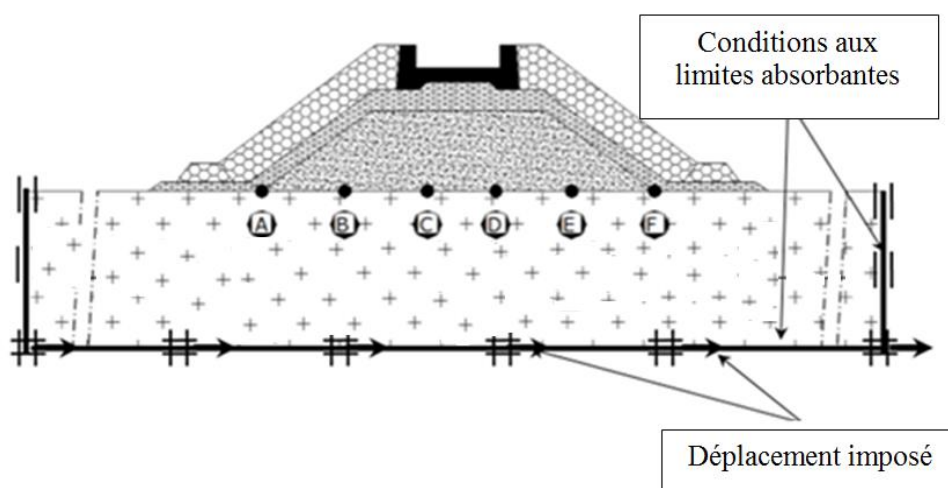


Figure VI.3. Conditions aux limites

### VI.4.3. Chargement sismique pour les simulations

Le logiciel Plaxis, nous permet d'étudier un problème dynamique. La charge dynamique est généralement appliquée à la base du sol. Cette action peut être représentée par une force, vitesse, ou une accélération variable en fonction du temps. Dans le programme Input ; il faut spécifier quel est le système de chargement qu'on va choisir pour représenter l'action dynamique par l'option (set dynamic load system).

Des accélérogrammes avec des contenus différents ont été sélectionnés afin d'évaluer l'impact des différents paramètres sur la réponse sismique du sol sous la digue.

Le premier type d'accélérogrammes est , le signal provenant du séisme de Boumerdes de 2003 (M w de 6,8) avec une accélération horizontale maximale de 0.18g, une durée de 25 secondes et une fréquence prédominante de 20 Hz.

Le deuxième type d'accélérogrammes est , l'ensemble des signaux provenant d'une base de données de séismes artificiels issus de la méthode de Sabetta et Pugliese.

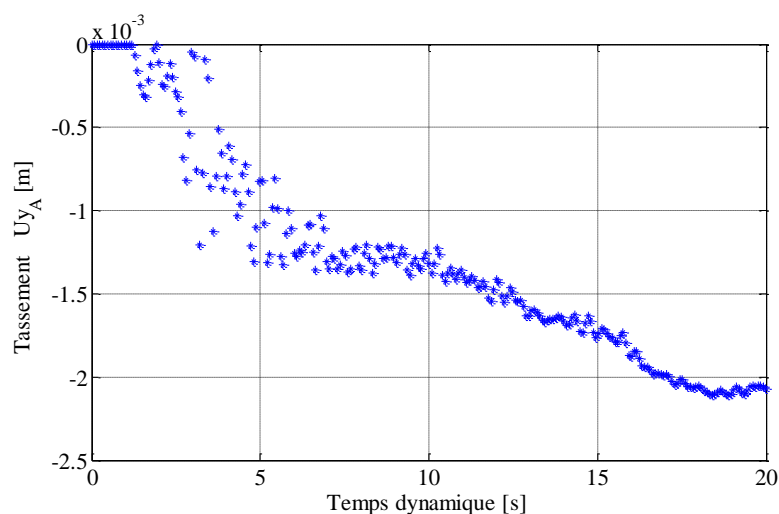
### VI.5. Présentation des résultats

En premier lieu, les résultats obtenus sont présentés, après modélisation du sol en utilisant l'accélérogramme du séisme de Boumerdes. En deuxième lieu, par les accélérogrammes obtenus de la base de données de séismes artificiels.

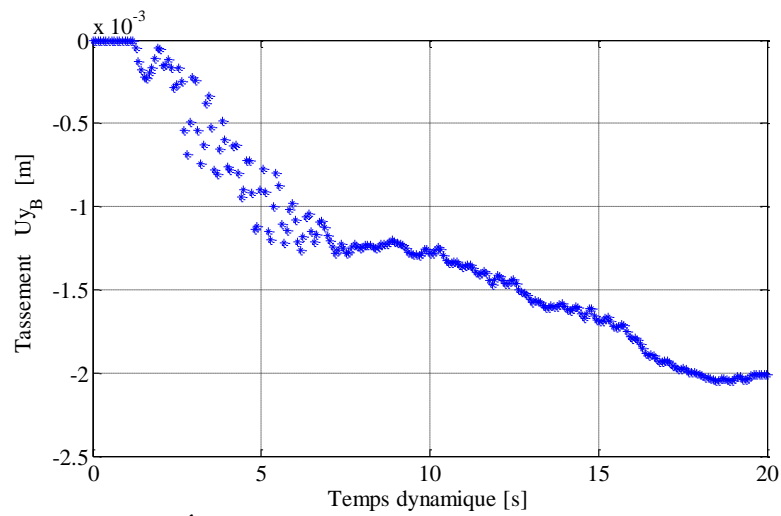
#### VI.5.1. Présentation des résultats (Cas du séisme de Boumerdes)

##### VI.5.1.1. Evolution des tassements en fonction du temps

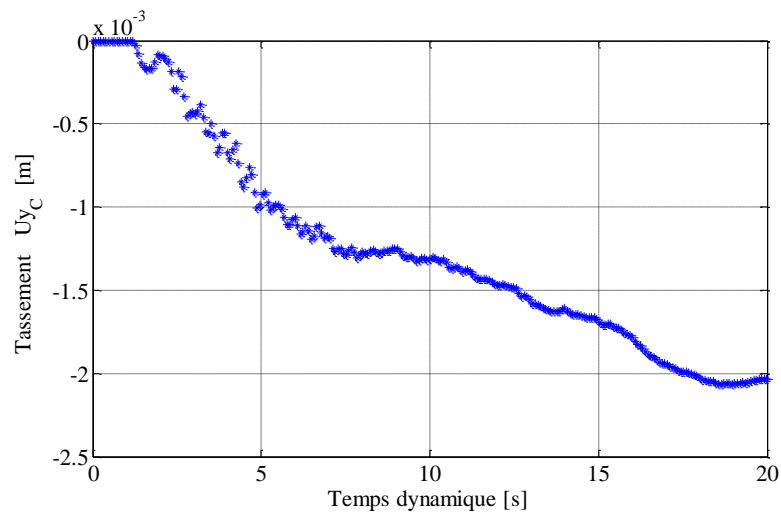
Les figures suivantes présentent l'évolution des tassements en fonction du temps, dans les différents points (A, B, C, D, E et F).



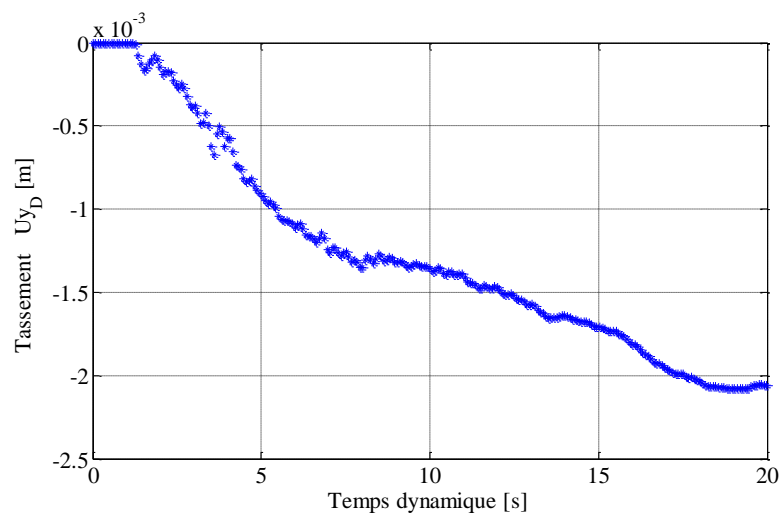
**Figure VI.4.** Évolution des tassements en fonction du temps, point A.



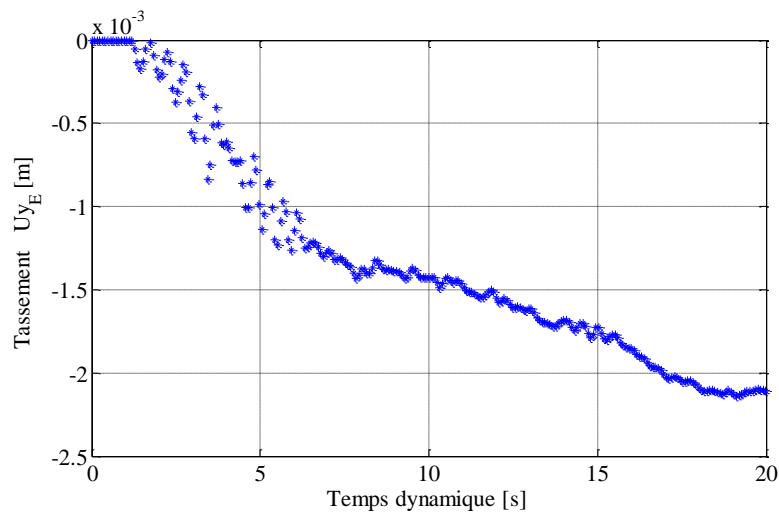
**Figure VI.5.** Évolution des tassements en fonction du temps , point B.



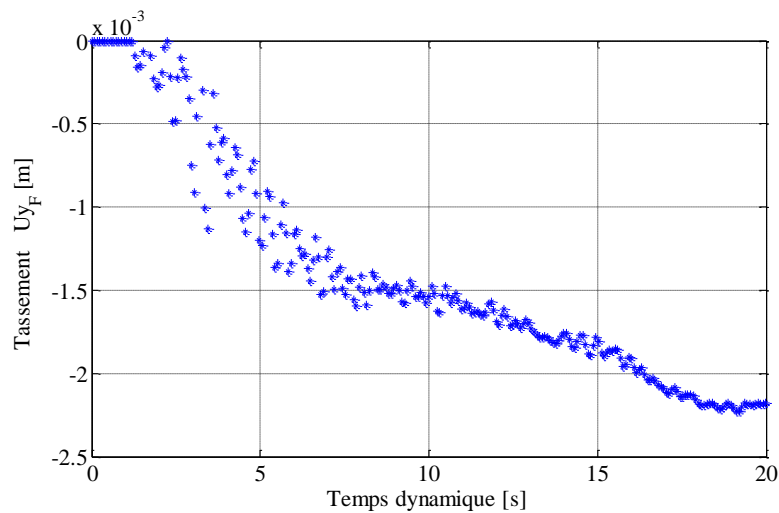
**Figure VI.6.** Évolution des tassements en fonction du temps , point C.



**Figure VI.7.** Évolution des tassements en fonction du temps, point D.



**Figure VI.8.** Évolution des tassements en fonction du temps , point E.

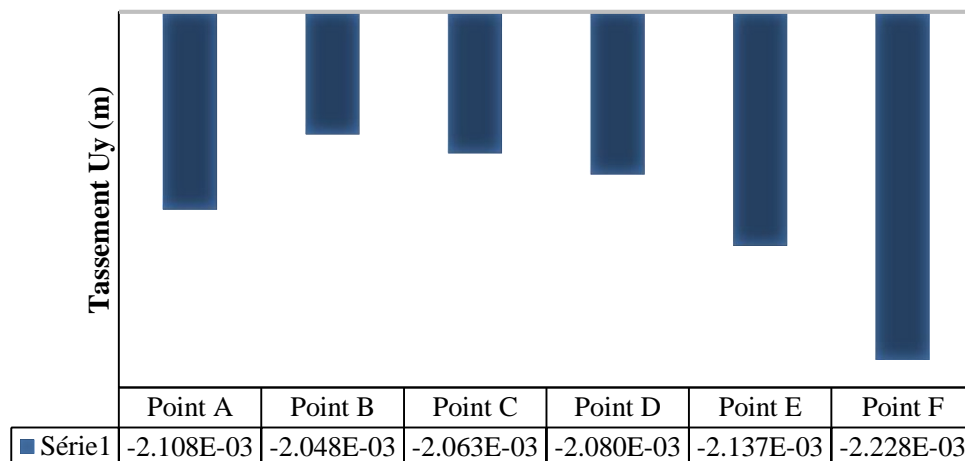


**Figure VI.9.** Évolution des tassements en fonction du temps , point F.

Les différentes figures montrent que les valeurs des tassements dans les différents points, varient en fonction du temps.

Les tassements finaux selon les points A, B, C, D, E et F sont respectivement :  $2.108 \cdot 10^{-3}$  m,  $2.048 \cdot 10^{-3}$  m,  $2.063 \cdot 10^{-3}$  m,  $2.080 \cdot 10^{-3}$  m,  $2.137 \cdot 10^{-3}$  m et  $2.228 \cdot 10^{-3}$  m, à une durée de 20 s (MEZIANI F. et al., 2019).

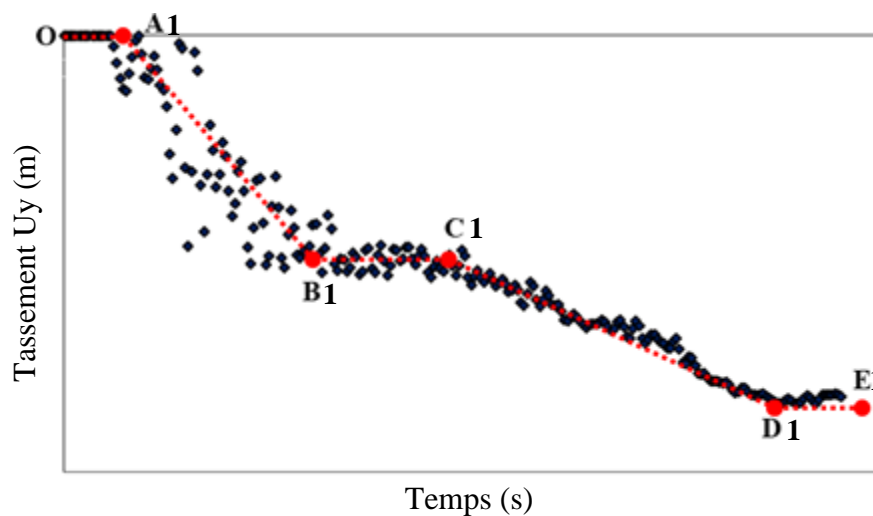
Les figures VI.4 à VI.9, montrent une dispersion importante du nuage de points au niveau du point A et F, et moins importante pour les points B et E. Par contre, les points C et D présentent une répartition serrée et cela peut être expliqué par le fait que la zone centrale ou le sol sous le noyau de la digue (points C et D) est le plus sollicité en terme de charges gravitaires, ce qui entraîne un réarrangement des grains du massif.



**Figure VI.10.** Tassements finaux dans les différents points.

### VI.5.1.2. Allures de la variation des tassements sous la digue

La figure IV.11 présente les allures de la variation des tassements sous la digue, en fonction du temps.



**Figure VI.11.** Allures de variation des tassements.

On distingue selon la figure ci-dessus, les trois allures suivantes :

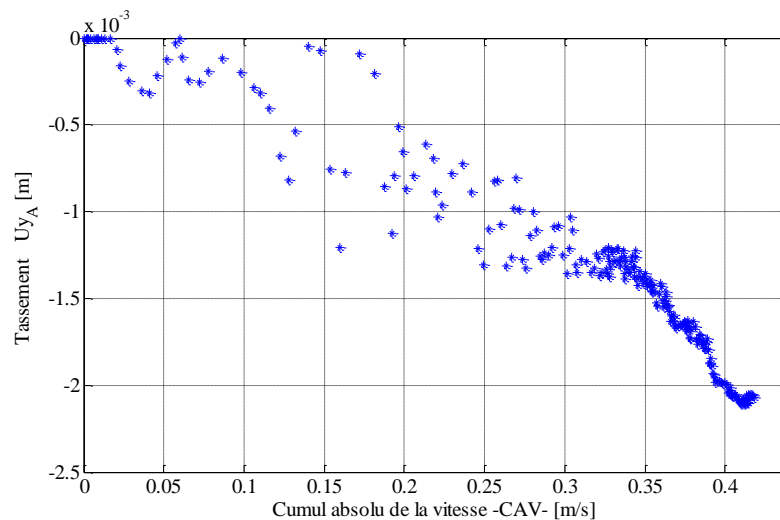
- Allure 01 (segment A1-B1), caractérisé par une augmentation rapide des tassements, pour un temps moins important, qui correspond à la gamme des fréquences faibles du signal. Dans le segment (O-A1), les tassements sont nuls (début du chargement dynamique).

- Allure 02 (segment B1-C1), les tassements augmentent mais d'une importance moins que le domaine 01, correspondant à la gamme de hautes fréquences.

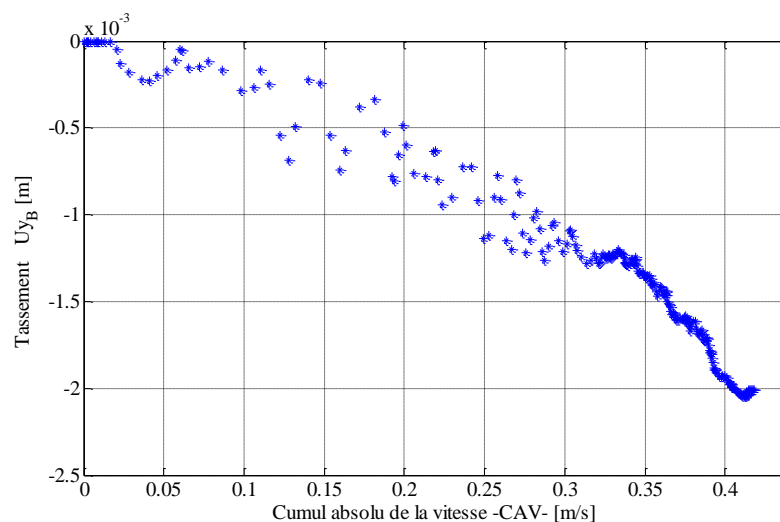
- Allure 03 (segment C1-D1), avec des fréquences moins (la fin de l'excitation sismique), les tassements commencent à avoir une limite (asymptote autour du tassement final) représentés par le segment DE, (MEZIANI F. et al., 2019).

### VI.5.1.3. Variation des tassements en fonction des indicateurs de nocivité

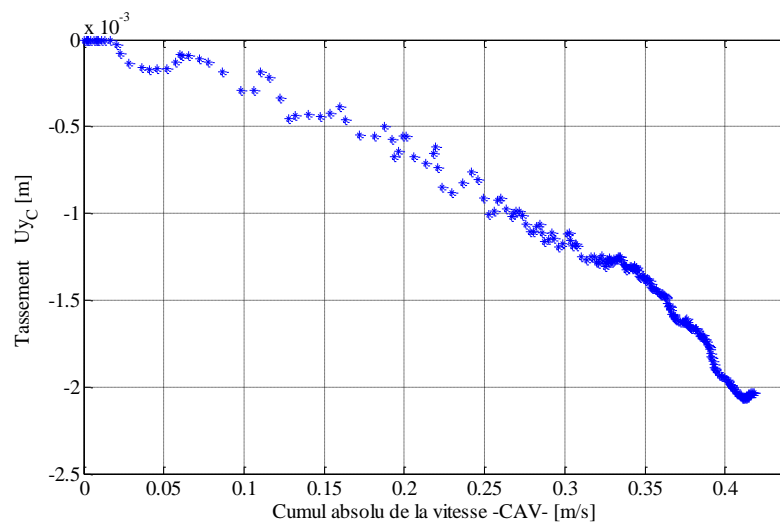
Les figures suivantes présentent la variation des tassements en fonction du cumul absolu de la vitesse (CAV) et de l'intensité d'Arias ( $I_A$ ), dans les différents points : A, B, C, D, E et F (MEZIANI F. et al., 2019).



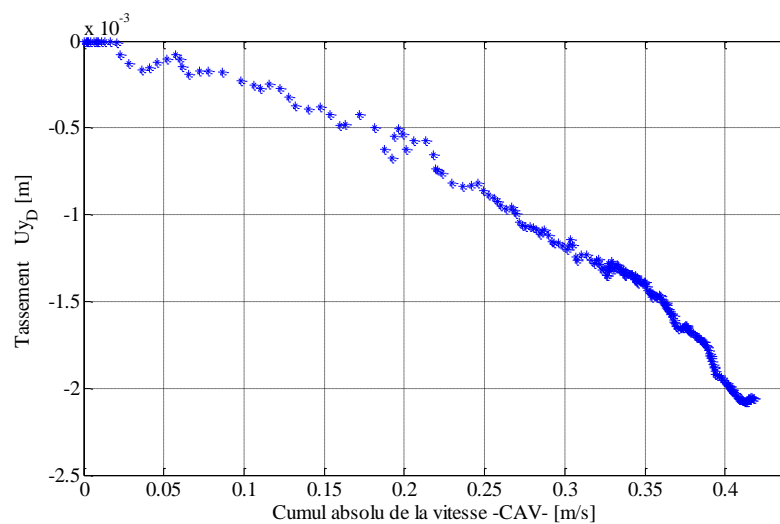
**Figure VI.12.** Variation des tassements en fonction du CAV, point A.



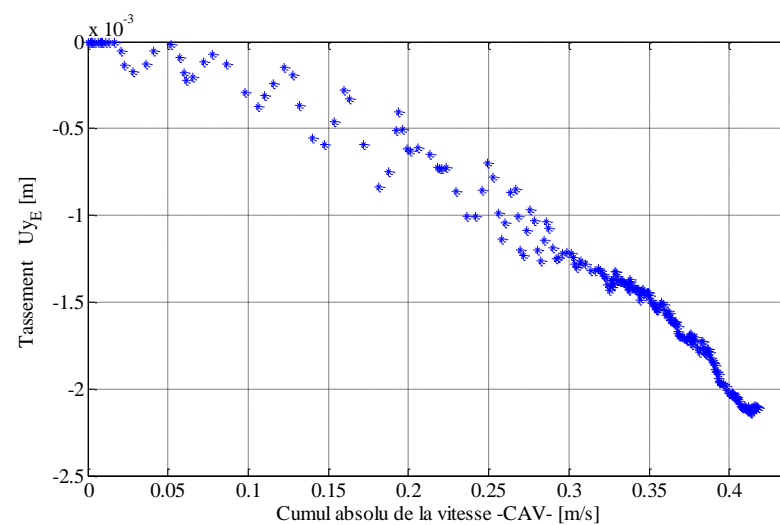
**Figure VI.13.** Variation des tassements en fonction du CAV, point B.



**Figure VI.14.** Variation des tassements en fonction du CAV, point C .



**Figure VI.15.** Variation des tassements en fonction du CAV, point D.



**Figure VI.16.** Variation des tassements en fonction du CAV, point E.

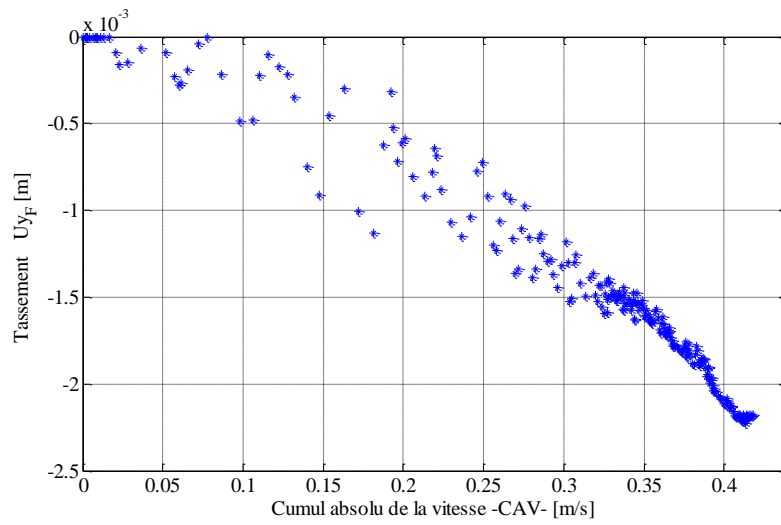


Figure VI.17. Variation des tassements en fonction du CAV, point F.

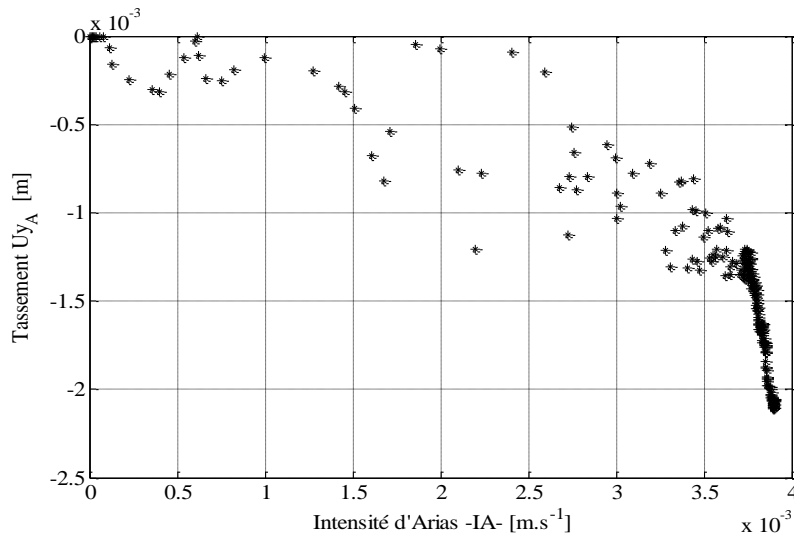


Figure VI.18. Variation des tassements en fonction de  $I_A$ , point A .

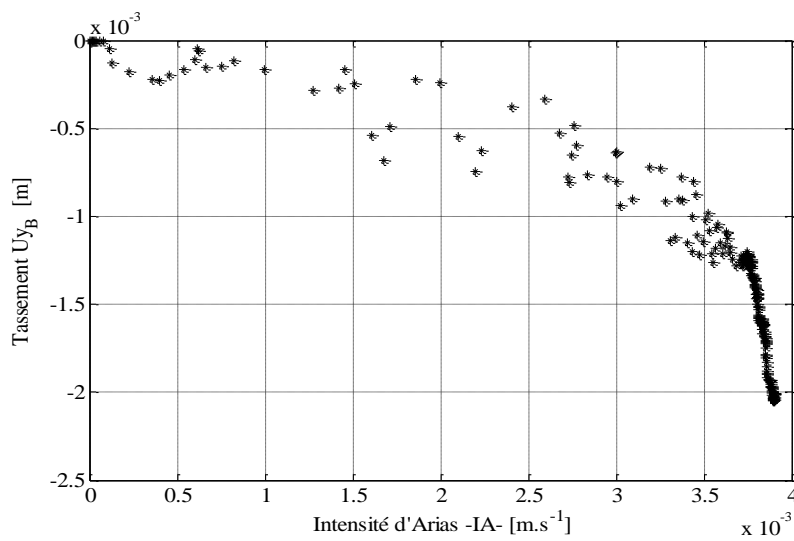
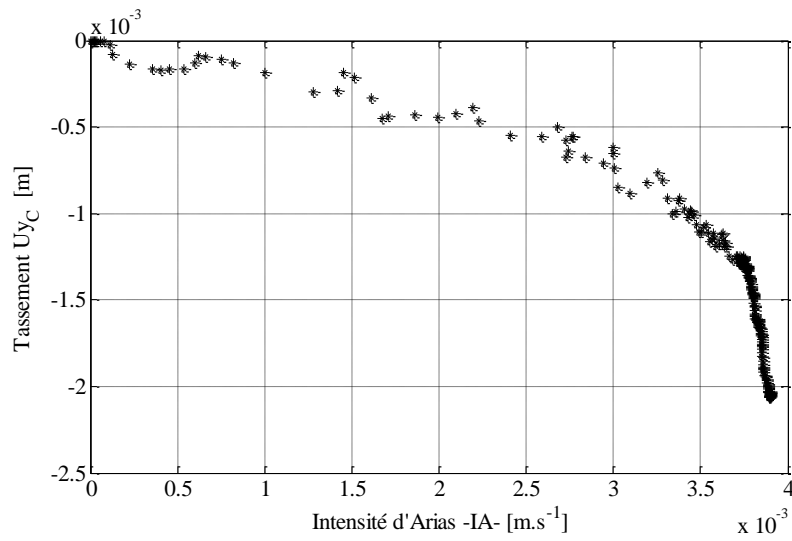
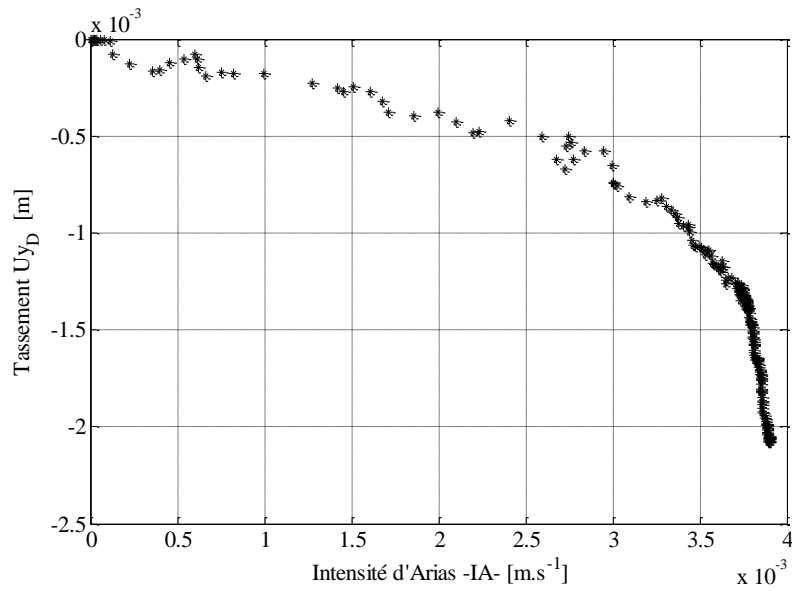


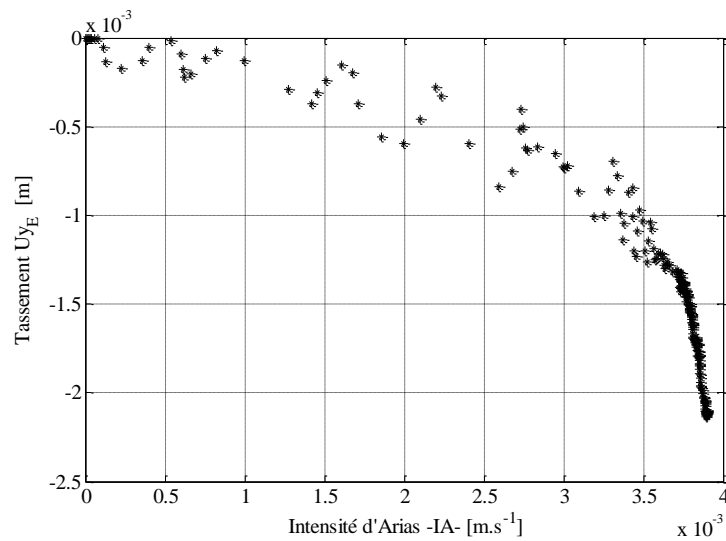
Figure VI.19. Variation des tassements en fonction de  $I_A$ , point B.



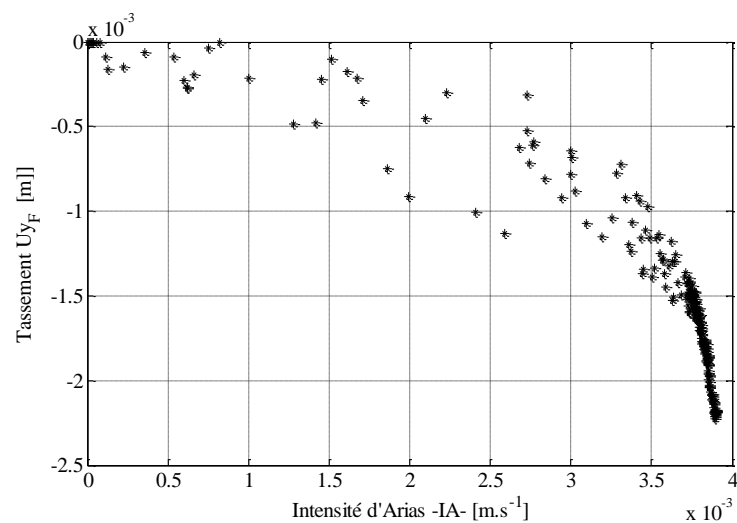
**Figure VI.20.** Variation des tassements en fonction de  $I_A$ , point C.



**Figure VI.21.** Variation des tassements en fonction de  $I_A$ , point D.



**Figure VI.22.** Variation des tassements en fonction de  $I_A$ , point E.



**Figure VI.23.** Variation des tassements en fonction de  $I_A$ , point F.

Les résultats obtenus ont permis de caractériser la dispersion du dommage (tassement) subi par le sol, en fonction des plages de valeurs prises par les indicateurs de nocivité calculés pour le cas du séisme étudié.

#### VI.5.1.4. Ajustement des tassements au nuage de points (CAV- $U_{yi}$ ) et ( $I_A$ - $U_{yi}$ )

Les tableaux suivants présentent les paramètres de corrélation entre les différents tassements obtenus et les indicateurs de nocivité CAV et  $I_A$ , dans les différents points.

**Tableau VI.4.** Paramètres de corrélation entre les tassements ( $U_{yi}$ ) et le CAV

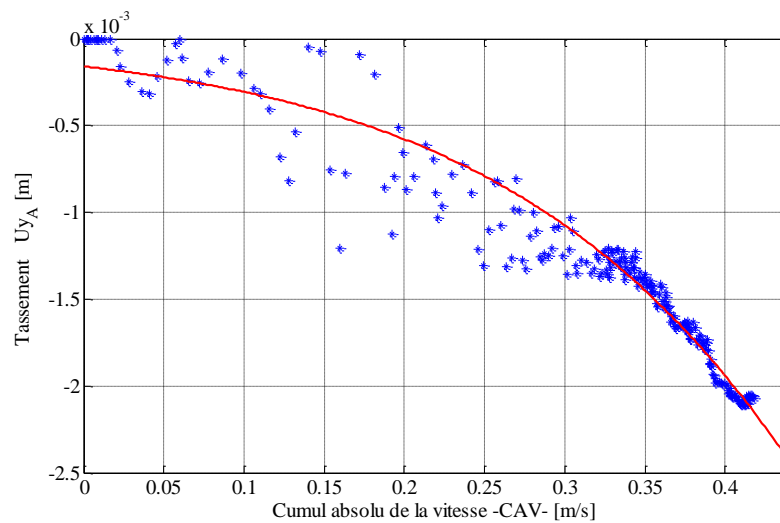
Relation	a	b	c	d	Coefficient de corrélation R
<b>Point A</b>	6.72E-05	-0.9353	-0.00619	0.9386	0.9964
<b>Point B</b>	2.73E-07	-0.7153	-0.00102	0.7204	0.998
<b>Point C</b>	6.32E-06	-0.8461	-0.00106	0.6787	0.9905
<b>Point D</b>	2.68E-05	-0.8886	-0.00109	0.6669	0.9932
<b>Point E</b>	4.06E-05	-0.7746	-0.00117	0.6274	0.9992
<b>Point F</b>	2.368E-05	-0.4671	-0.00134	0.5503	0.9983

Tableau VI.5. Paramètres de corrélation entre les tassements ( $U_{yi}$ ) et le  $I_A$ 

Relation	a	b	c	d	Coefficient de corrélation R
Point A	-2.504E-07	13.71	-0.0008518	0.7382	0.9973
Point B	-2.027E-07	14.03	-0.0007891	0.8147	0.9987
Point C	-1.365E-07	14.64	-0.0008209	0.8116	0.9919
Point D	-2.699E-07	13.45	-0.00082	0.8328	0.9946
Point E	-3.179E-07	13.07	-0.0008347	0.9065	0.9993
Point F	-1.526E-07	14.07	-0.0009005	0.9721	0.9984

Les figures suivantes montrent l'ajustement des tassements au nuage de points selon les indicateurs de nocivité ( $I_A$ , CAV).

L'ajustement présente deux segments et la fonction d'estimation est sous forme exponentielle.

Figure VI.24. Ajustement du nuage de points (CAV- $U_{yi}$ ), point A.

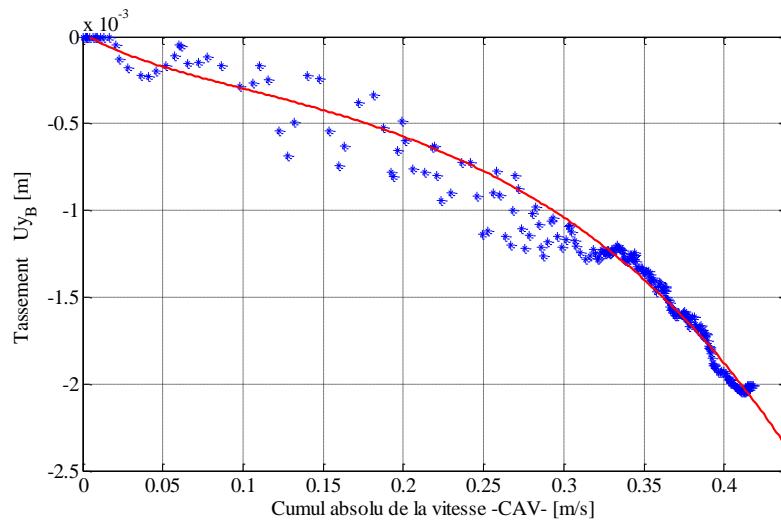


Figure VI.25. Ajustement du nuage de points (CAV- $U_{yi}$ ), point B.

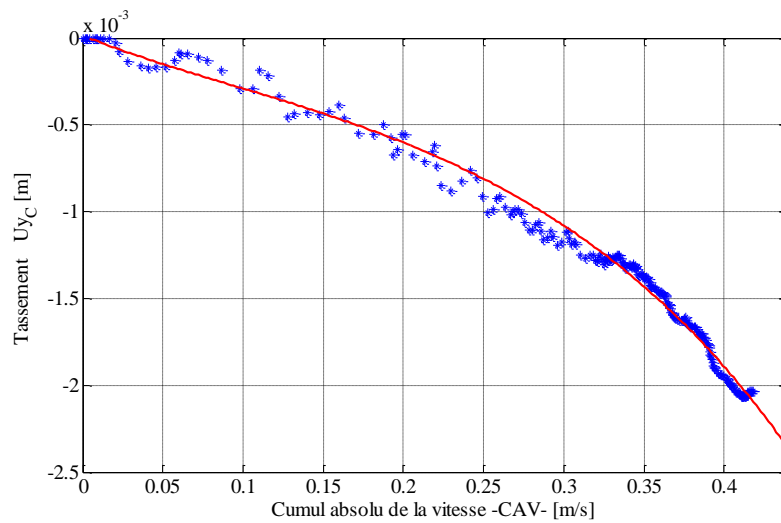


Figure VI.26. Ajustement du nuage de points (CAV- $U_{yi}$ ), point C.

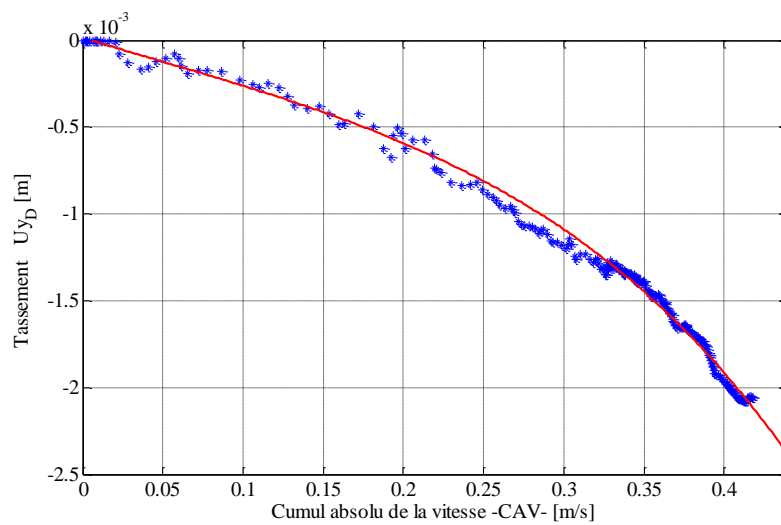


Figure VI.27. Ajustement du nuage de points (CAV- $U_{yi}$ ), point D.

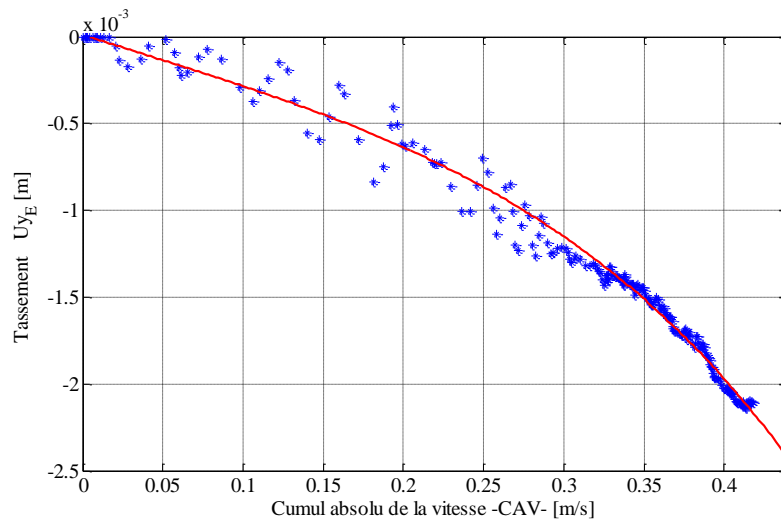


Figure VI.28. Ajustement du nuage de points (CAV- $U_{yi}$ ), point E.

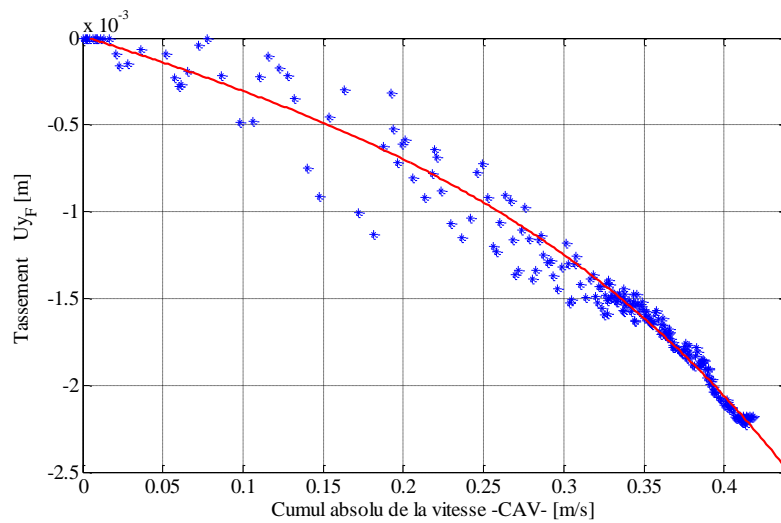


Figure VI.29. Ajustement du nuage de points (CAV- $U_{yi}$ ), point F.

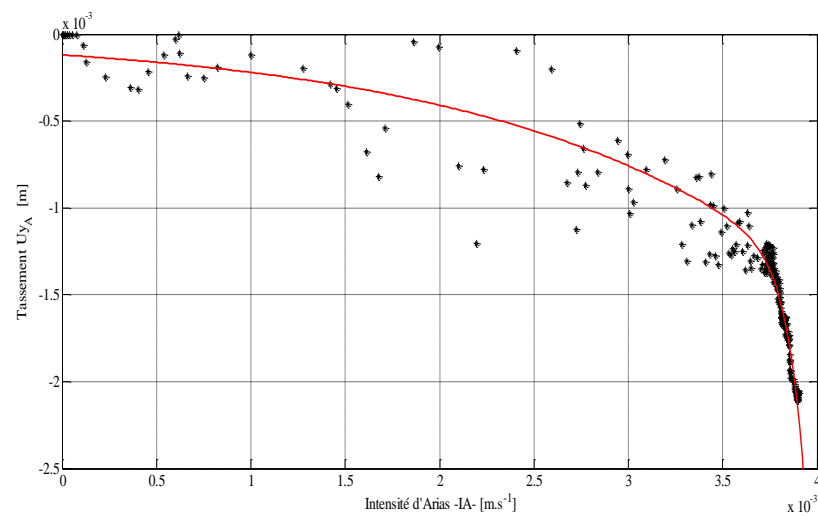


Figure VI.30. Ajustement du nuage de points ( $I_A$ - $U_{yi}$ ), point A.

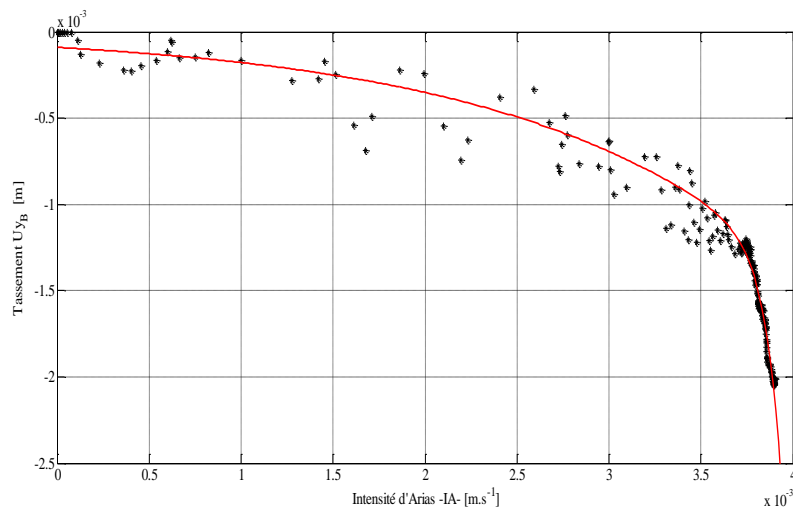


Figure VI.31. Ajustement du nuage de points ( $I_A-U_{yi}$ ), point B.

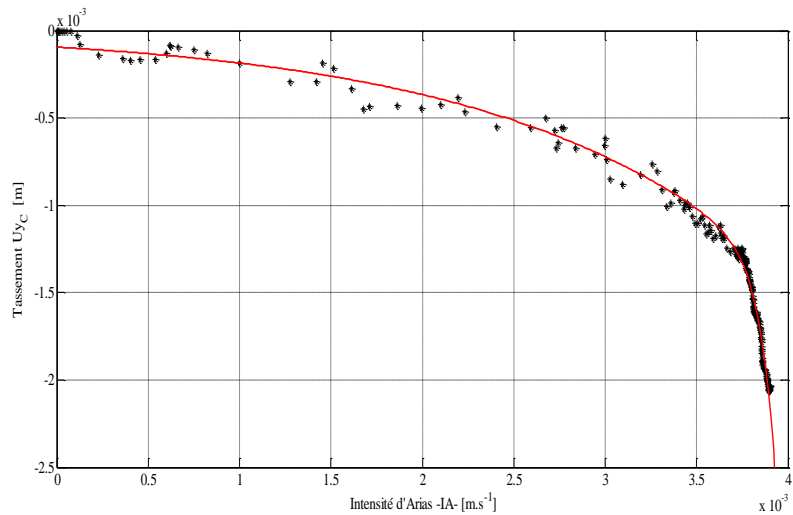


Figure VI.32. Ajustement du nuage de points ( $I_A-U_{yi}$ ), point C.

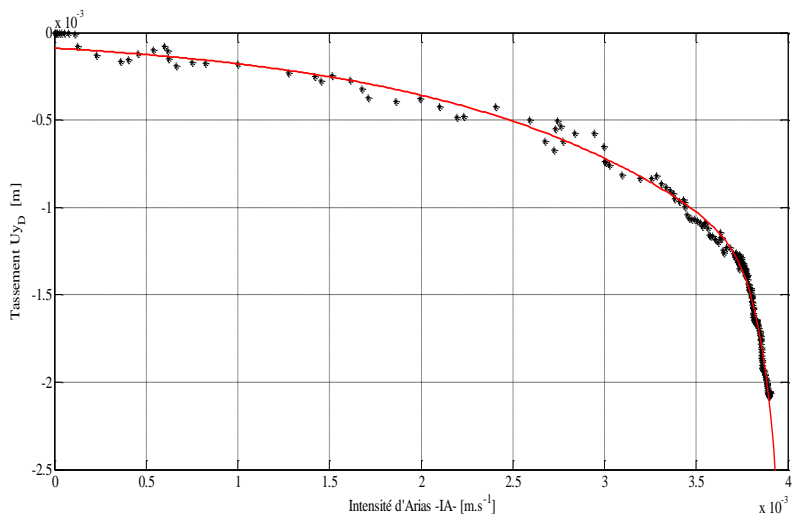
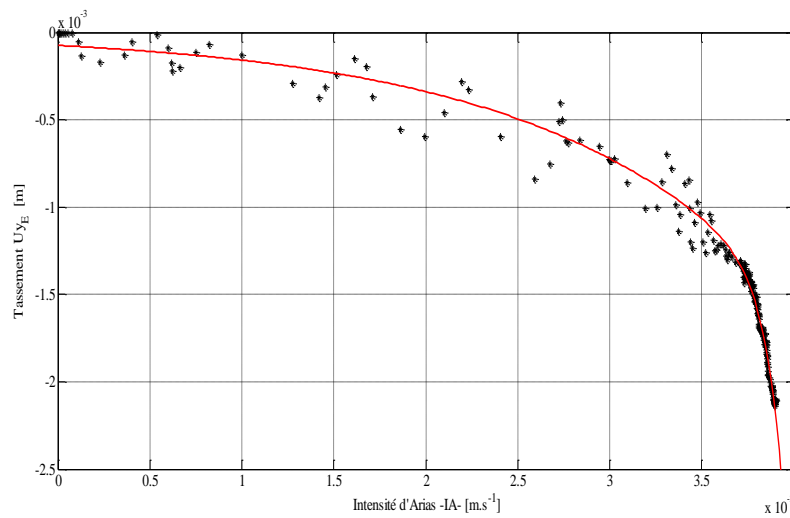
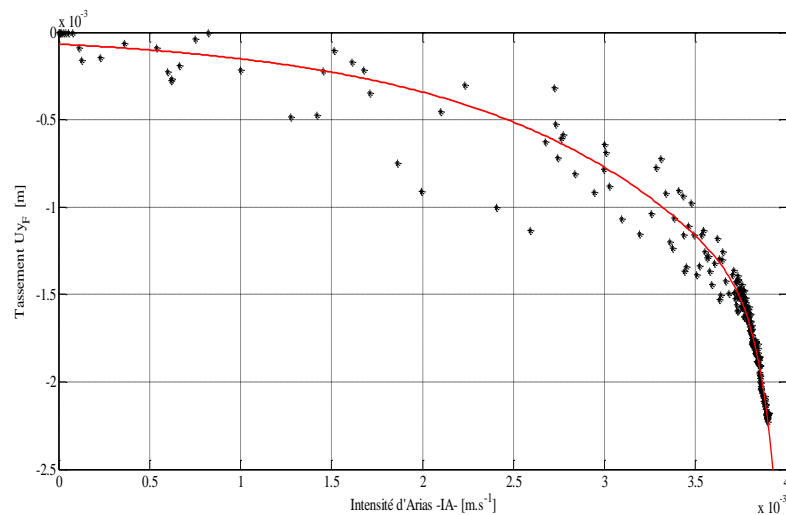


Figure VI.33. Ajustement du nuage de points ( $I_A-U_{yi}$ ), point D.



**Figure VI.34.** Ajustement du nuage de points ( $I_A-U_{yi}$ ), point E.



**Figure VI.35.** Ajustement du nuage de points ( $I_A-U_{yi}$ ), point F.

Le cumul absolu de la vitesse (CAV) et de l'intensité d'Arias en fonction des tassements obtenus dans les différents points sont présentés graphiquement. Nous pouvons constater que, aux plus hautes fréquences la corrélation est très bonne, l'étalement pour une horizontale correspond à une intensité finale. Il semble que le paramètre temps conjugué à l'intensité du mouvement pilote la réponse dans cette plage de fréquences d'où une meilleure corrélation. Lorsque la fréquence propre de la couche de sol diminue, la dispersion augmente (voir Fig. VI.12 et VI.23), essentiellement pour les enregistrements de niveaux élevés.

De plus, aux faibles niveaux de séismes une plus grande sensibilité du tassement au paramètre étudié démontre l'influence de la durée de sollicitation et plus, de la durée de la phase forte (dépendant de la magnitude et de la distance épacentrale).

Dans ce terme est pris en compte d'une manière indirecte la notion de durée de mouvement, rattachée à une durée de phase forte, ainsi qu'à une notion de niveau du mouvement. Ceci explique les bonnes corrélations obtenues aux plus hautes fréquences et aux fréquences intermédiaires (MEZIANI F. et al., 2019).

## VI.5.2. Présentation des résultats sur la base de données de séismes artificiels

### VI.5.2.1. Variation des tassements en fonction de la magnitude

Le tassement rend compte d'une certaine manière des effets irréversibles d'un séisme sur les milieux granulaires, il est analogue à un endommagement. Nous comparerons les tassements engendrés par les séismes artificiels des trois types de sols aux différentes distances épicentrales (soit :  $R_{epi} = 10, 20, \dots, 100\text{Km}$ ) et pour des différentes magnitudes (soit :  $M_s = 4.8, 5.00, 5.20, 5.40, 5.60, 5.80$  et  $6.00$ ), afin d'évaluer l'influence du paramètre magnitude et la nature du sol sur le tassement final sous la digue en enrochements.

Les figures VI.36 à VI.53, présentent les courbes isométriques de la variation des tassements sous la digue en enrochements dans les différents points (A à F) et pour les différents types de sols (sol compact, alluvions peu profonds et alluvions profonds).

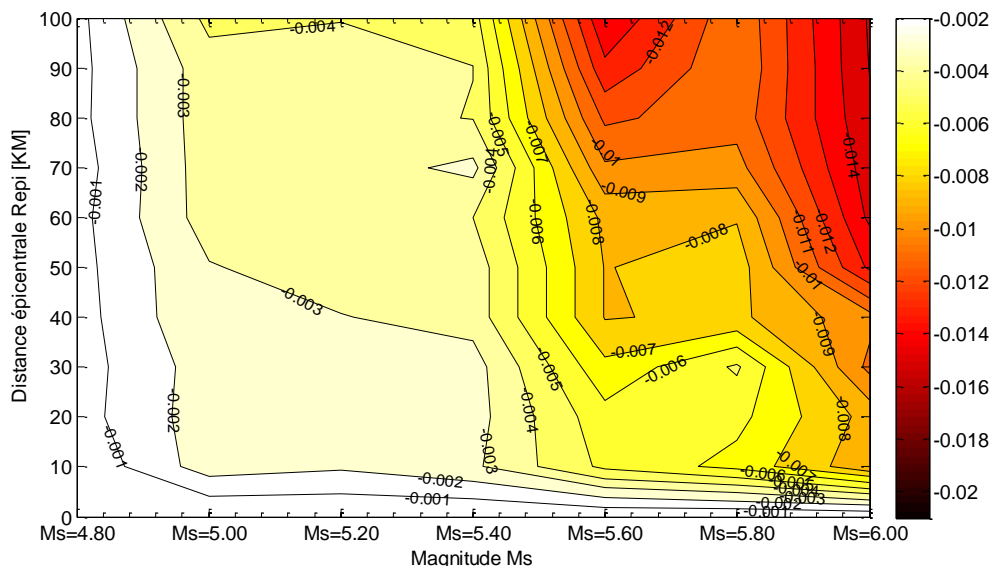


Figure VI.36. Variation des tassements (Sol compact, point A)

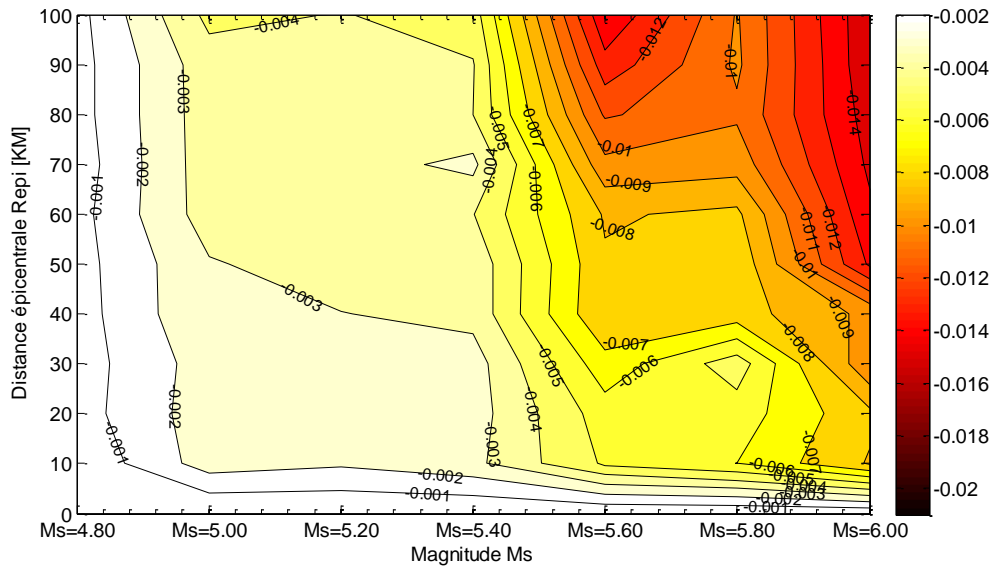


Figure VI.37. Variation des tassements (Sol compact, point B)

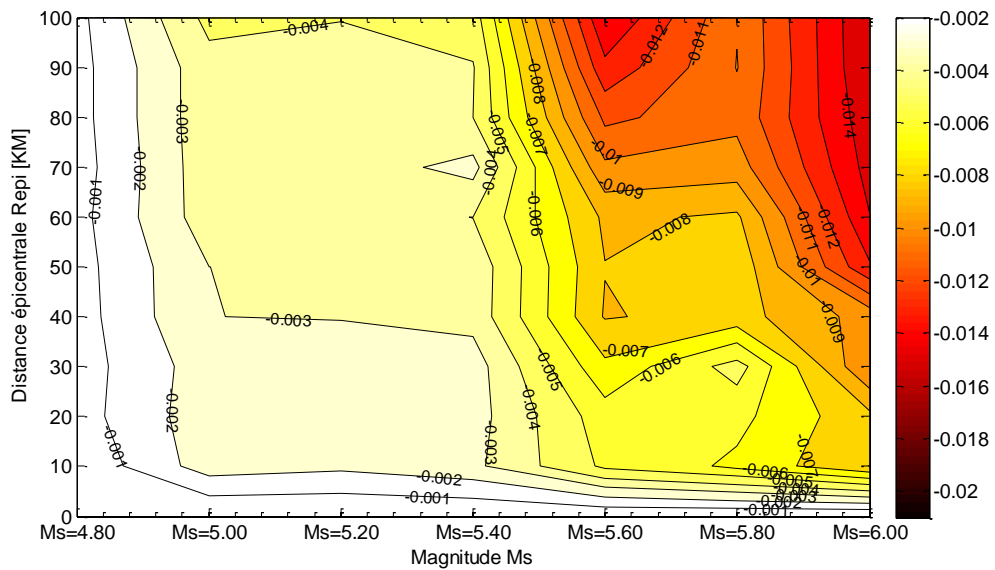


Figure VI.38. Variation des tassements (Sol compact, point C)

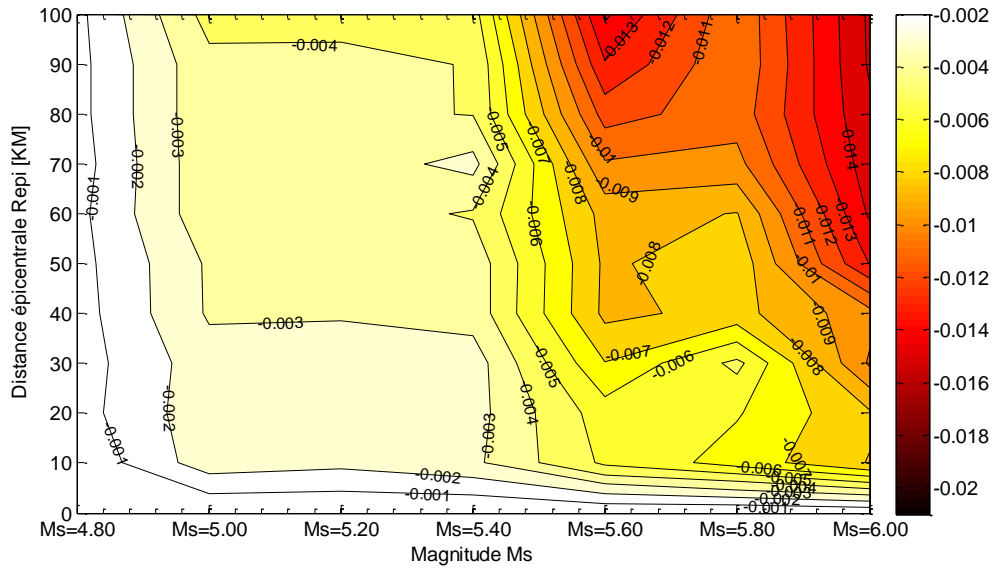


Figure VI.39. Variation des tassements (Sol compact, point D)

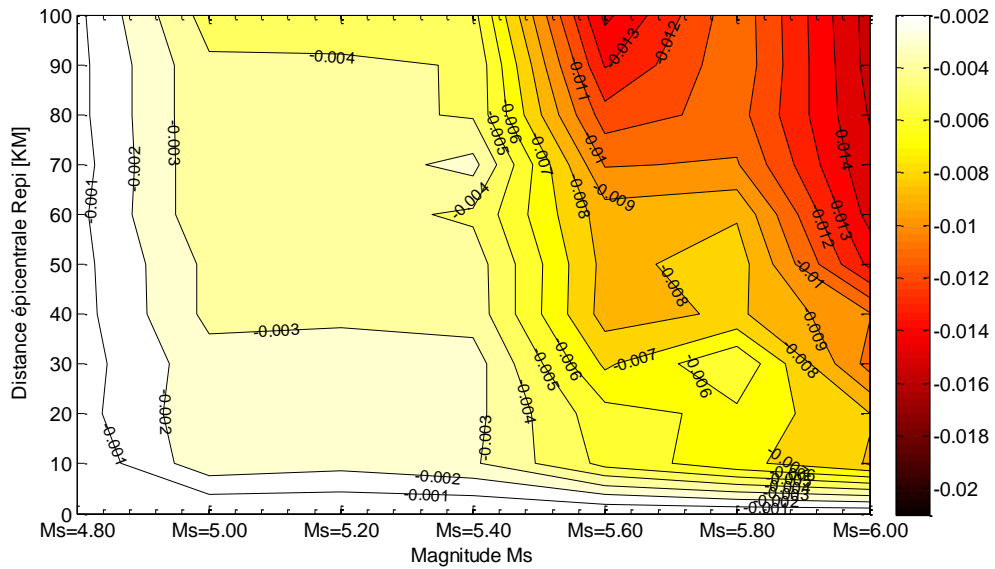


Figure VI.40. Variation des tassements (Sol compact, point E)



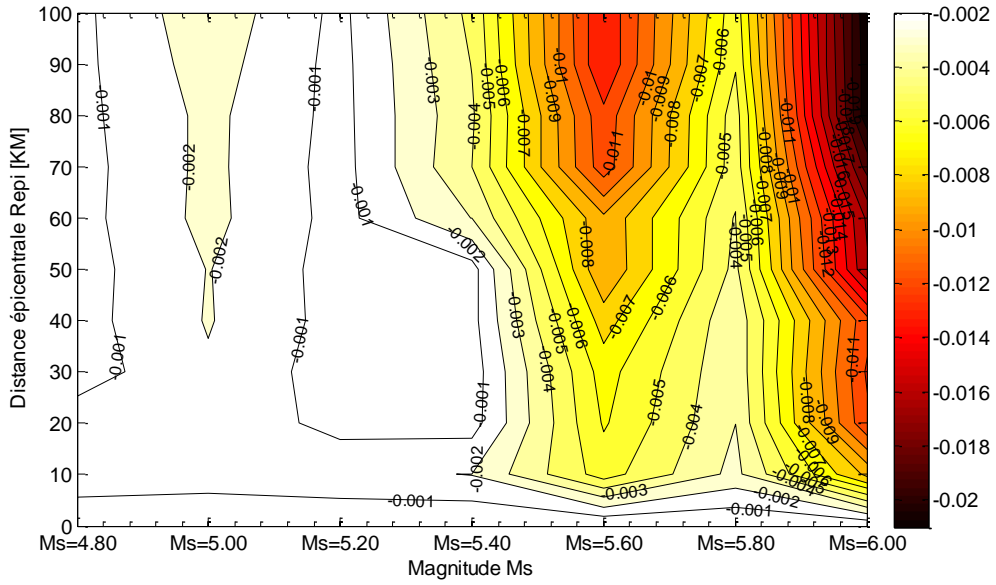


Figure VI.43. Variation des tassements (Alluvions peu profonds, point B)

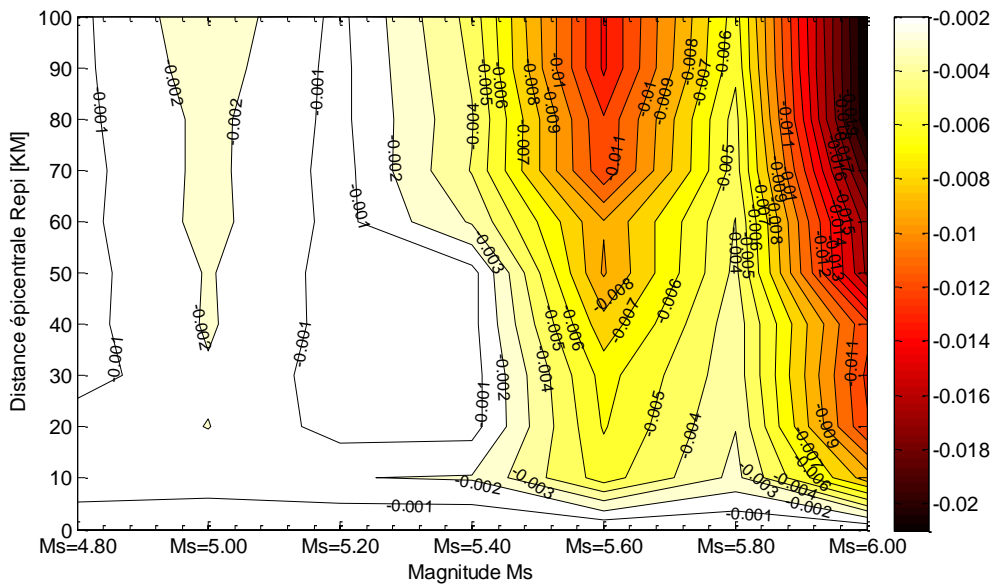


Figure VI.44. Variation des tassements (Alluvions peu profonds, point C)

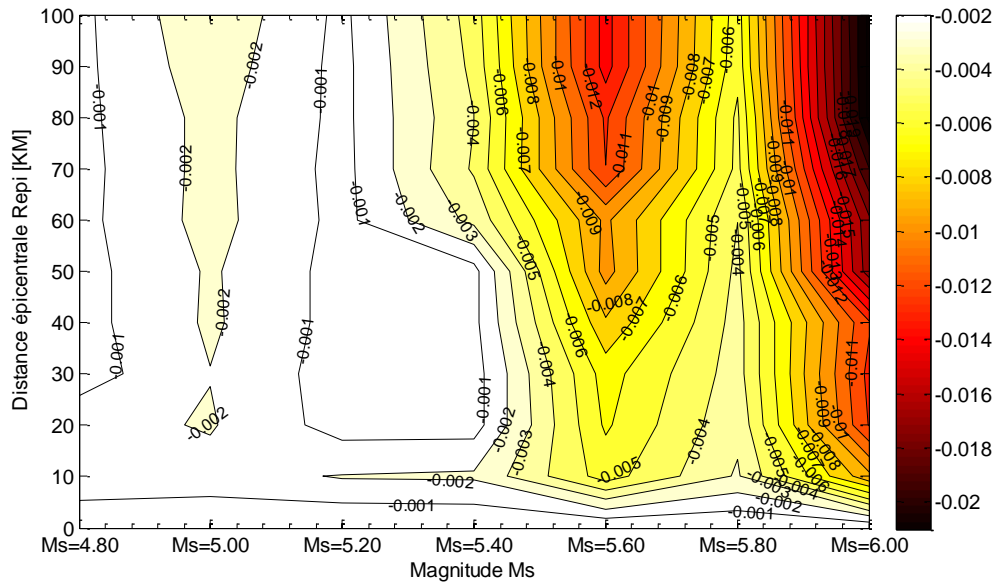


Figure VI.45. Variation des tassements (Alluvions peu profonds, point D)

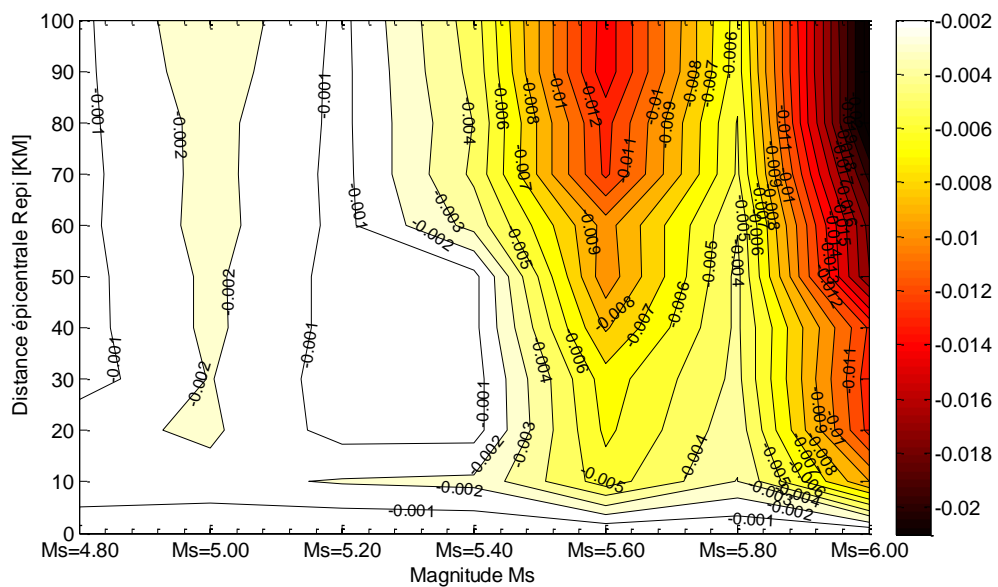


Figure VI.46. Variation des tassements (Alluvions peu profonds, point E)

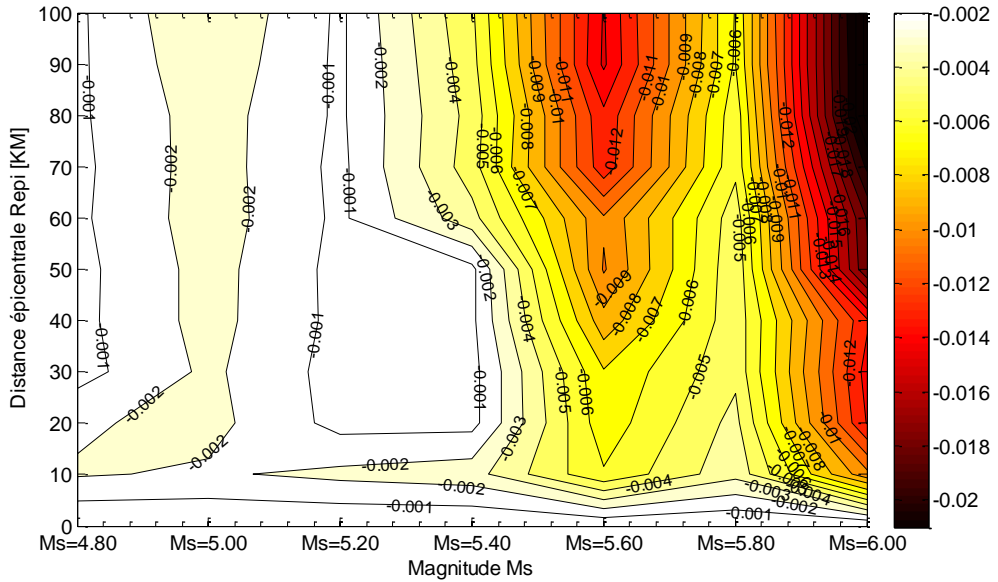


Figure VI.47. Variation des tassements (Alluvions peu profonds, point F)

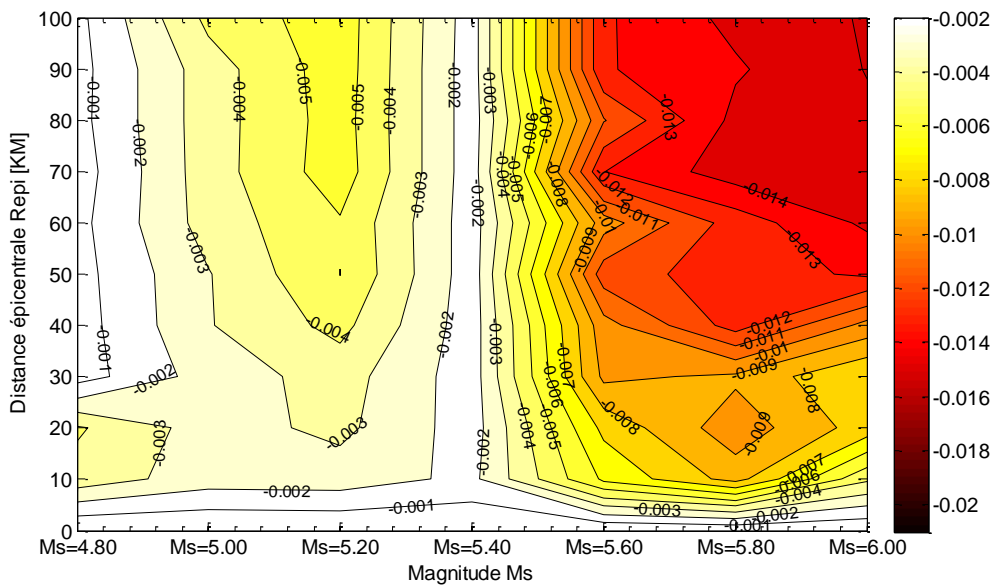


Figure VI.48. Variation des tassements (Alluvions profonds, point A)

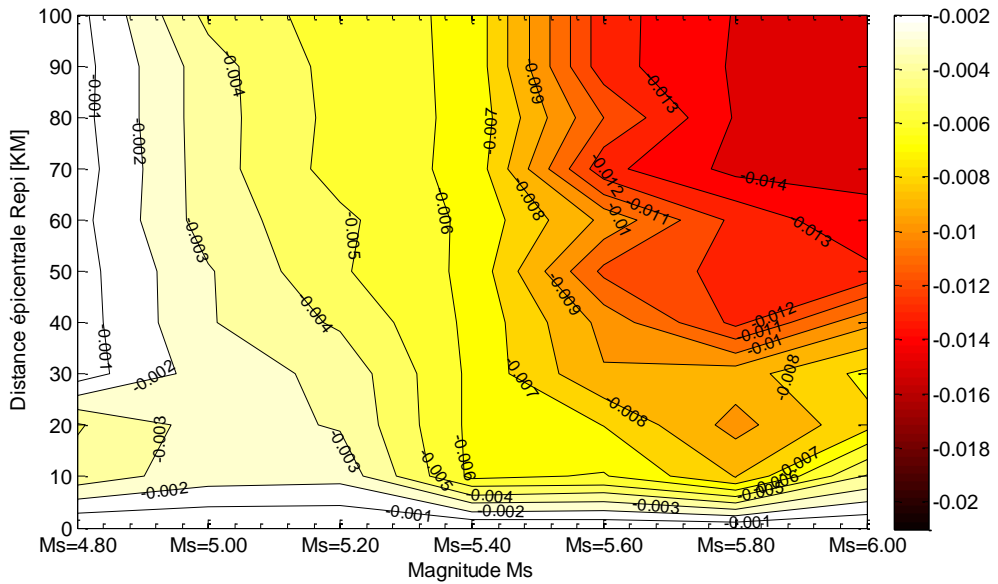


Figure VI.49. Variation des tassements (Alluvions profonds, point B)

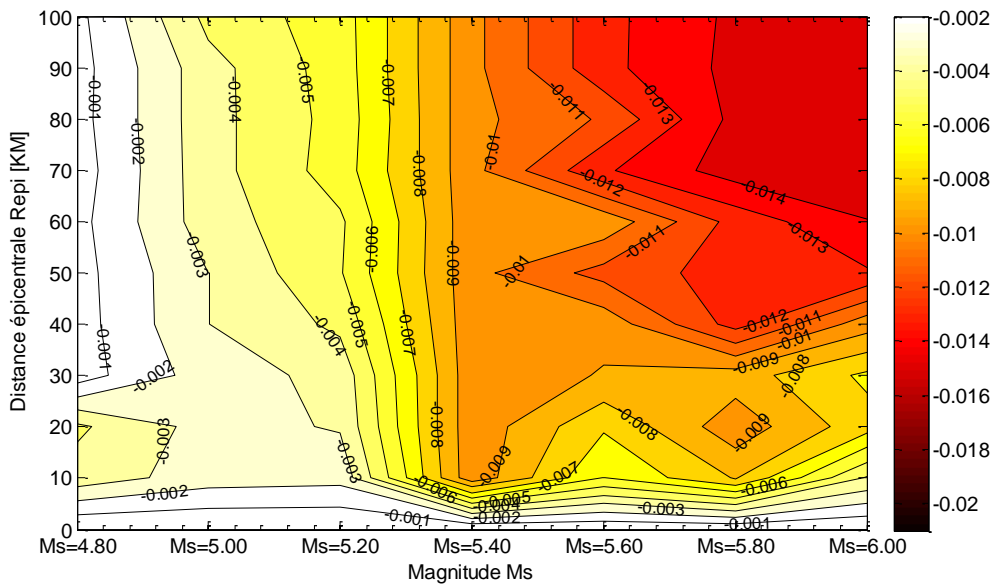


Figure VI.50. Variation des tassements (Alluvions profonds, point C)

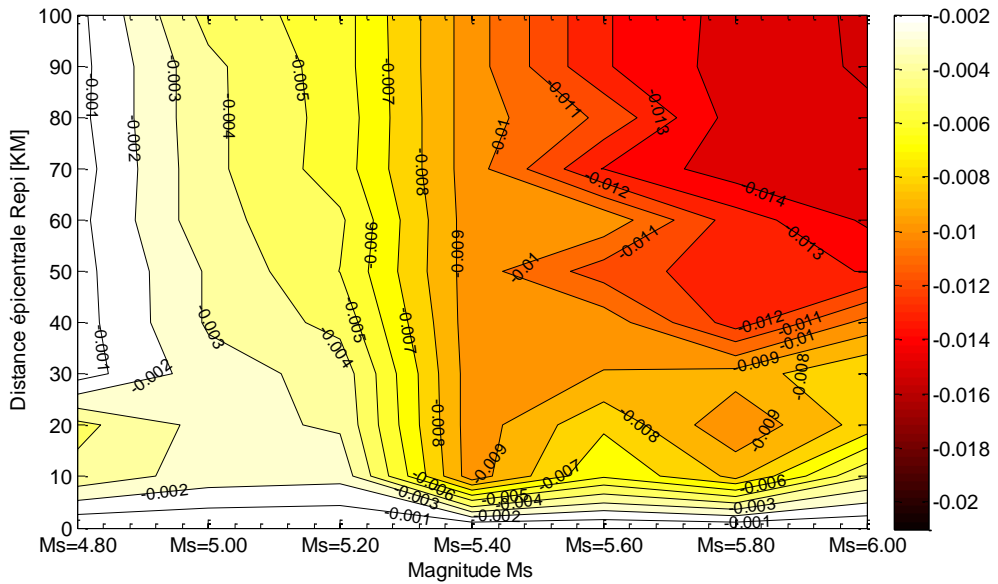


Figure VI.51. Variation des tassements (Alluvions profonds, point D)

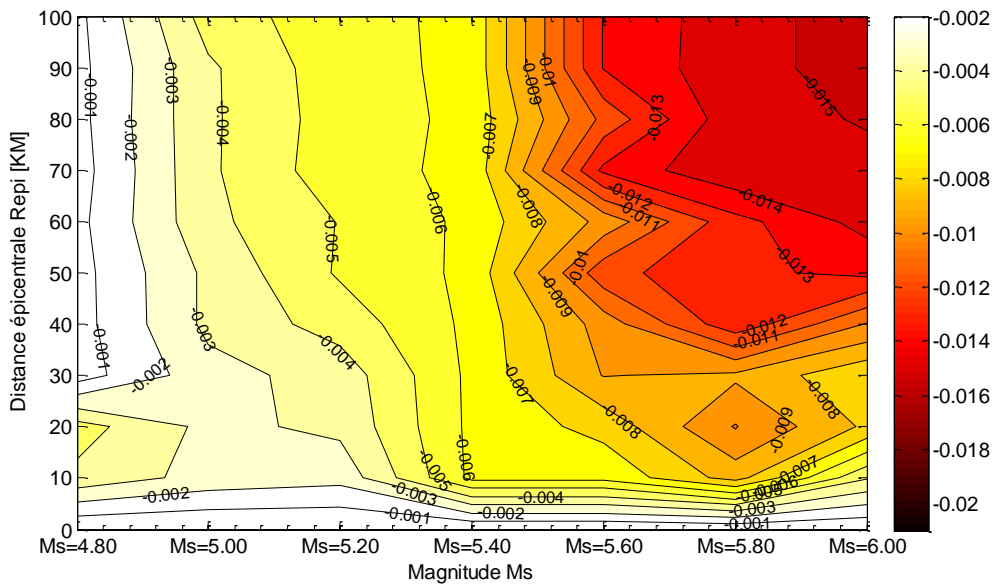
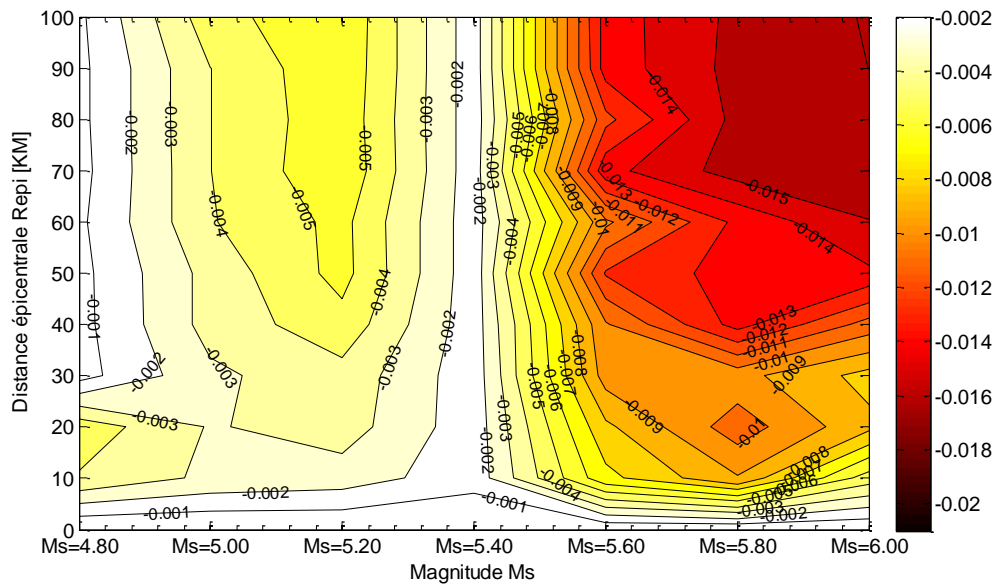


Figure VI.52. Variation des tassements (Alluvions profonds, point E)



**Figure VI.53.** Variation des tassements (Alluvions profonds, point F)

La magnitude d'un séisme a souvent été retenue comme étant un critère majeur induisant une réponse plus ou moins sévère d'un système. La démarche semblait naturelle ; depuis, l'on s'est aperçu que ceci n'est pas suffisant ou adapté dans le cas de la prévision des tassements du sol sous la digue.

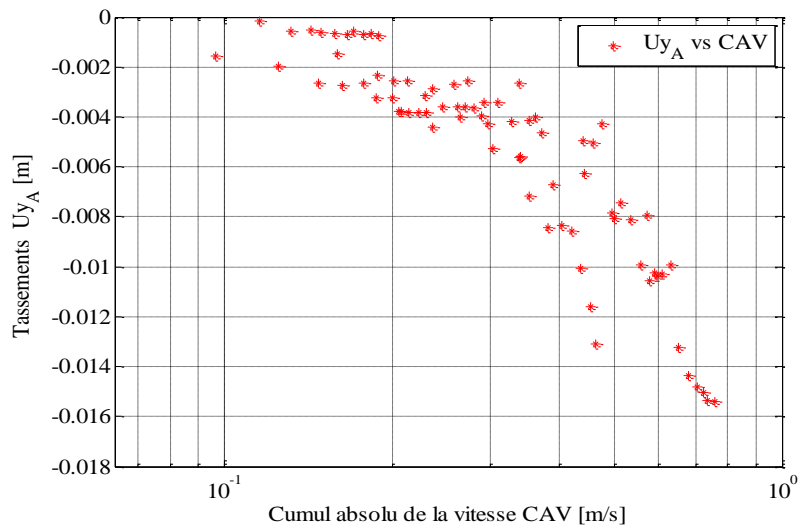
Nous avons tracé les courbes isométriques de l'évolution des tassement sous la digue (points A-F) pour chaque accélérogramme, correspondant à une distance épacentrale variable pour les trois catégories de sols .

Nous pouvons constater que le tassement sous la digue prend l'ampleur à partir d'une magnitude supérieure à 5.60 et une distance épacentrale dépassant les 80Km pour un sol compact, 65Km pour les alluvions peu profonds et d'une magnitude comprise entre 5.6 et 6 pour les alluvions profonds à partir d'une distance épacentrale supérieure à 35Km .

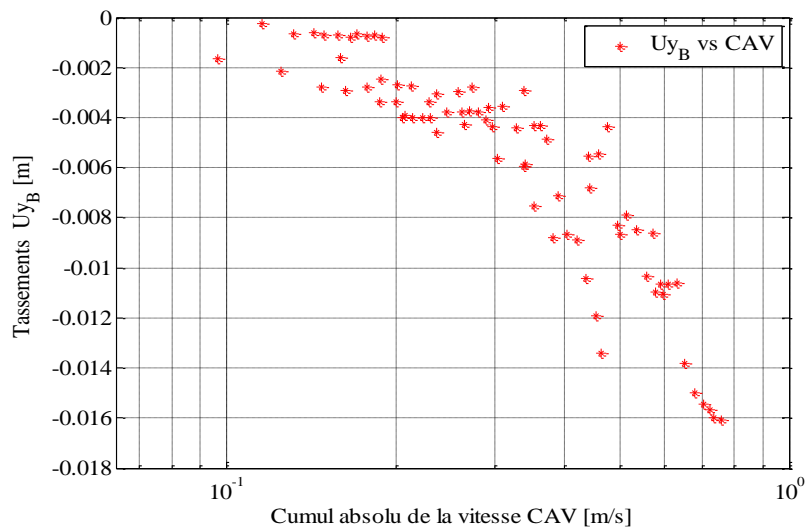
### VI.5.2.2. Variation des tassements en fonction des indicateurs de nocivité

Afin d'aboutir à une corrélation entre les tassements et les indicateurs de nocivité, une étude est réalisée sur la même base de données de séismes artificiels constituée de trois types de sols (sol compact, alluvions peu profonds et alluvions profonds).

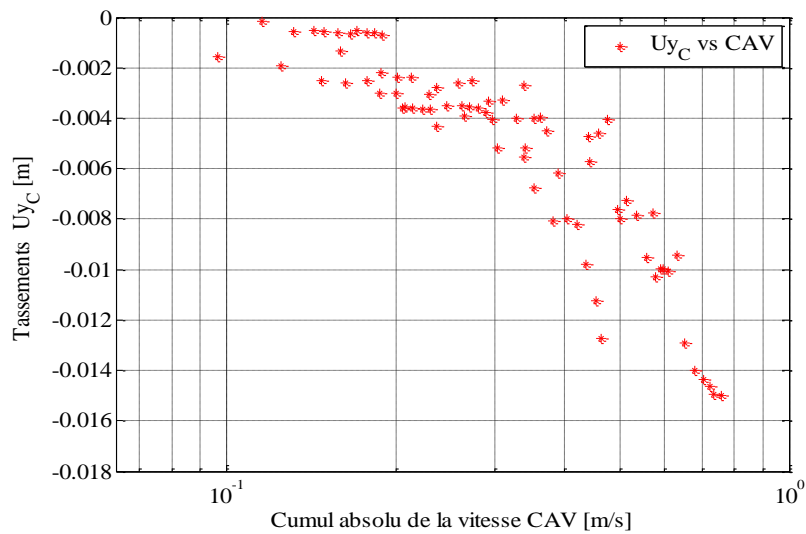
Dans cette partie, nous présentons uniquement les résultats de l'étude du premier type de sol (Sol compact -  $V_s \geq 750$  m/s) et pour les alluvions peu profonds et profonds, les résultats seront récapitulés dans les annexes A et B respectivement.



**Figure VI.54.** Variation des tassements en fonction du CAV (Sol compact, point A)



**Figure VI.55.** Variation des tassements en fonction du CAV (Sol compact, point B)



**Figure VI.56.** Variation des tassements en fonction du CAV (Sol compact, point C)

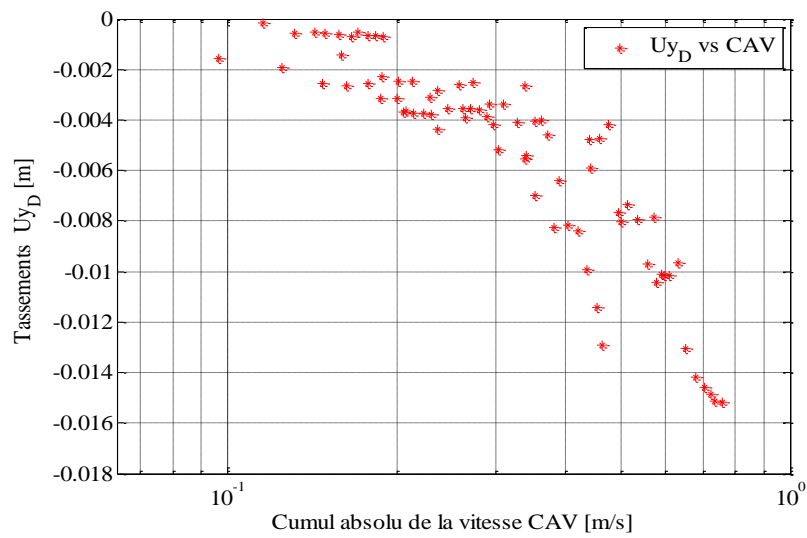


Figure VI.57. Variation des tassements en fonction du CAV (Sol compact, point D)

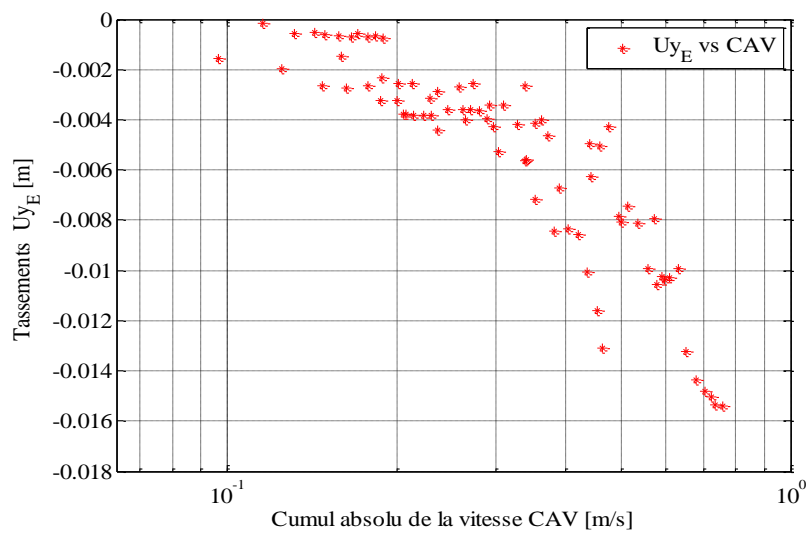


Figure VI.58. Variation des tassements en fonction du CAV (Sol compact, point E)

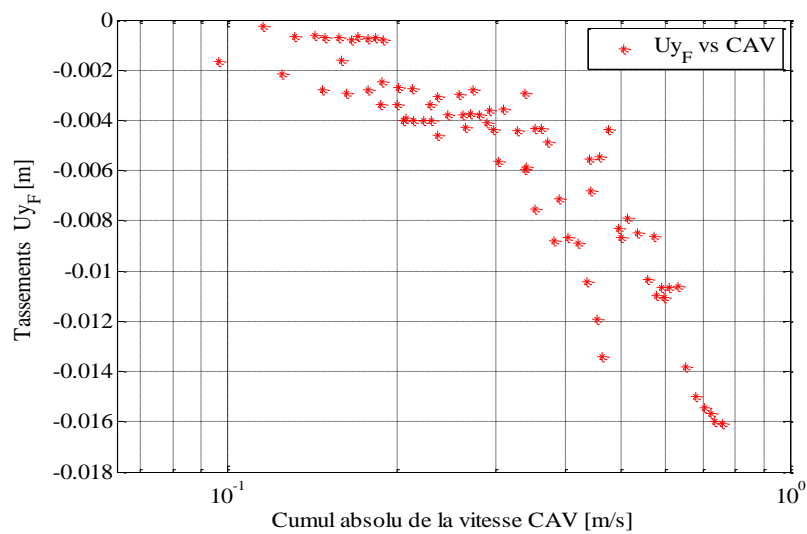


Figure VI.59. Variation des tassements en fonction du CAV (Sol compact, point F)

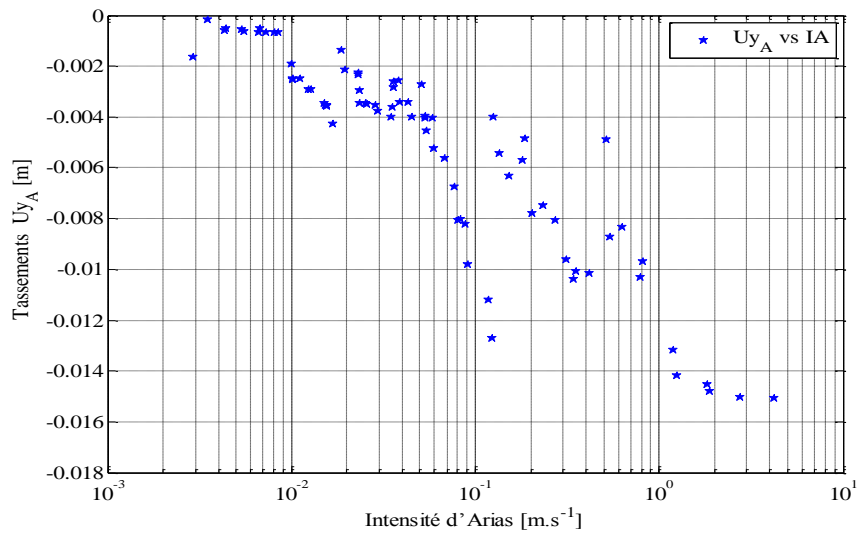


Figure VI.60. Variation des tassements en fonction de  $I_A$  (Sol compact, point A).

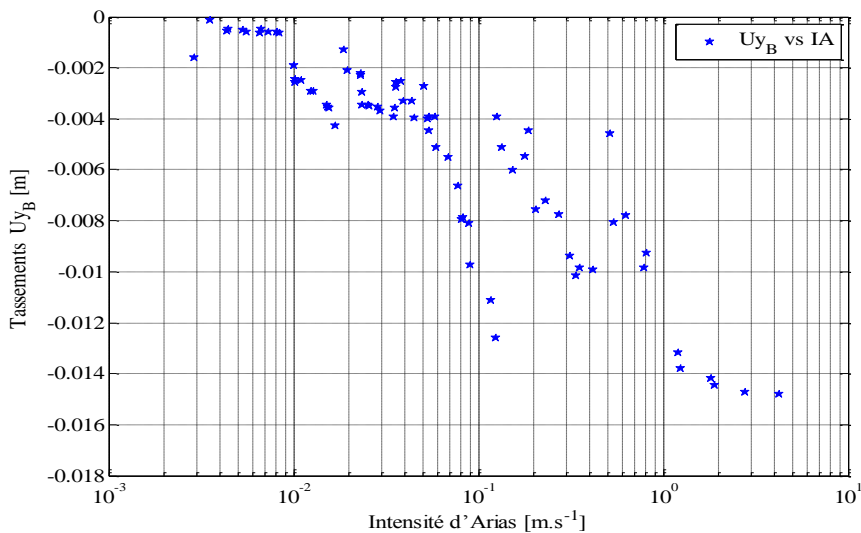


Figure VI.61. Variation des tassements en fonction de  $I_A$  (Sol compact, point B).

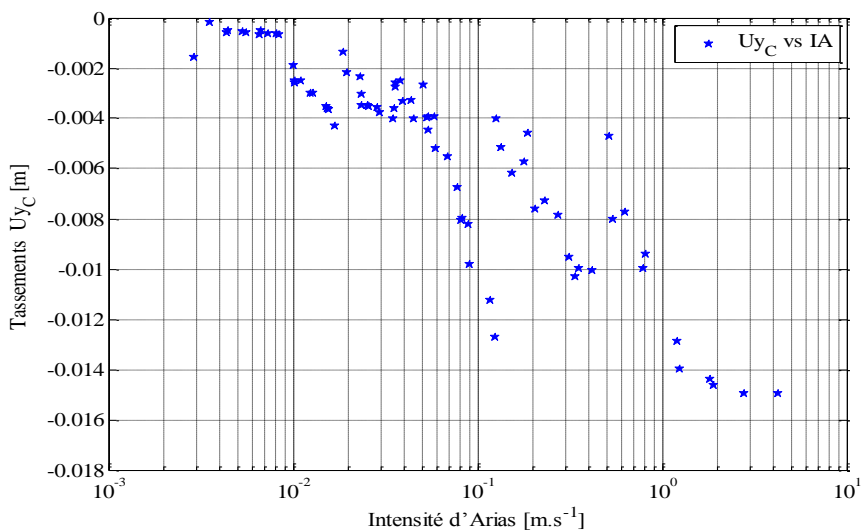
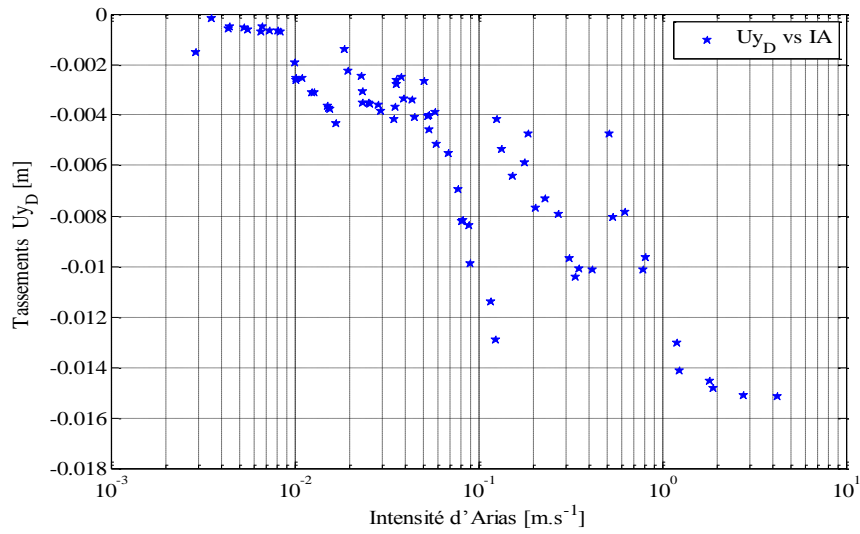
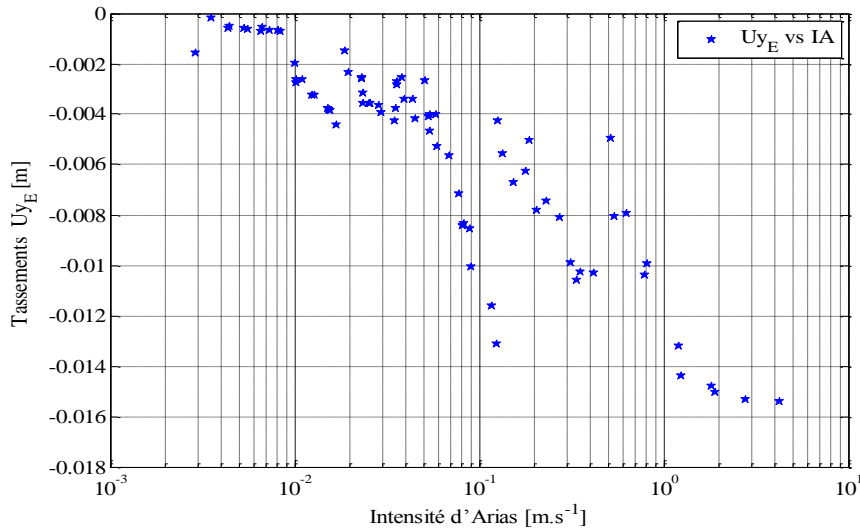


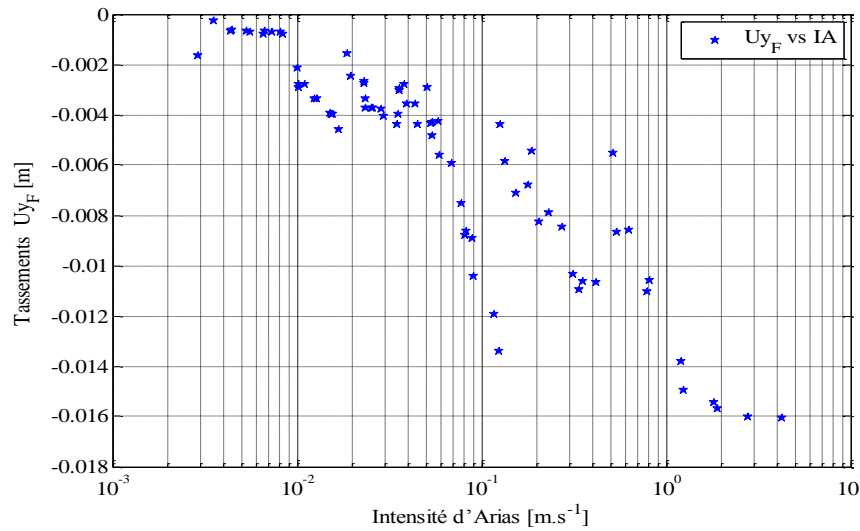
Figure VI.62. Variation des tassements en fonction de  $I_A$  (Sol compact, point C)



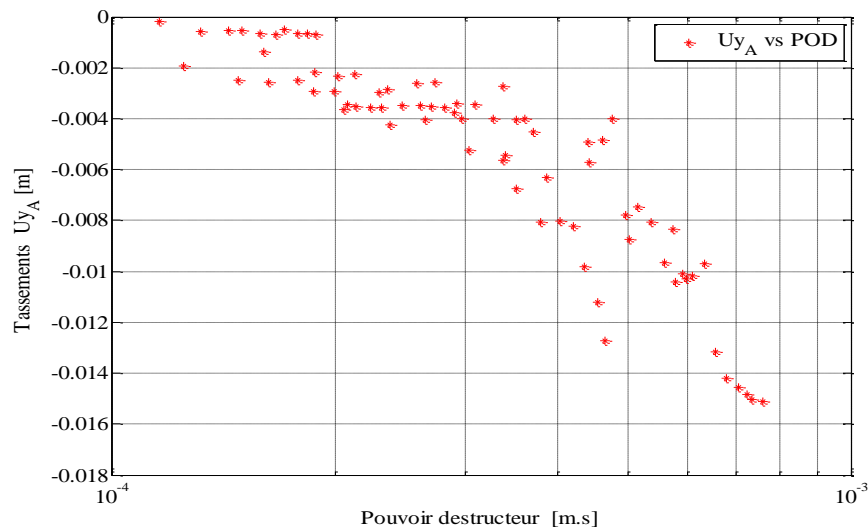
**Figure VI.63.** Variation des tassements en fonction de  $I_A$  (Sol compact, point D).



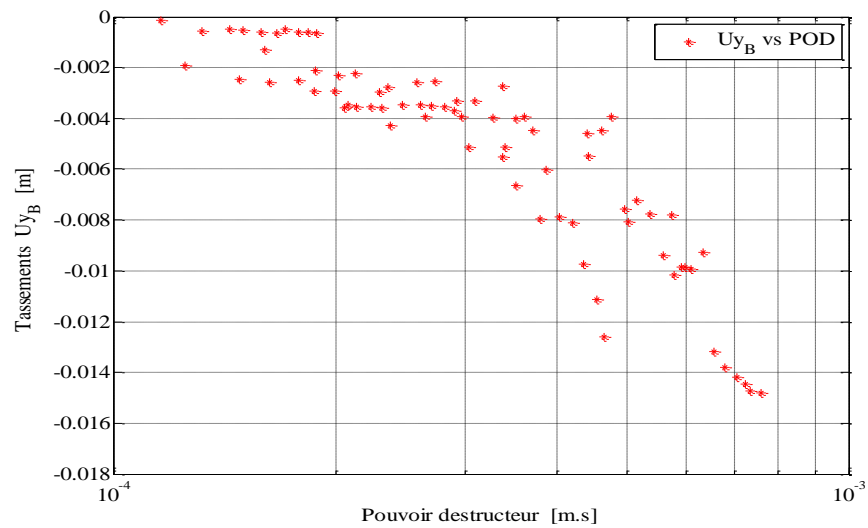
**Figure VI.64.** Variation des tassements en fonction de  $I_A$  (Sol compact, point E).



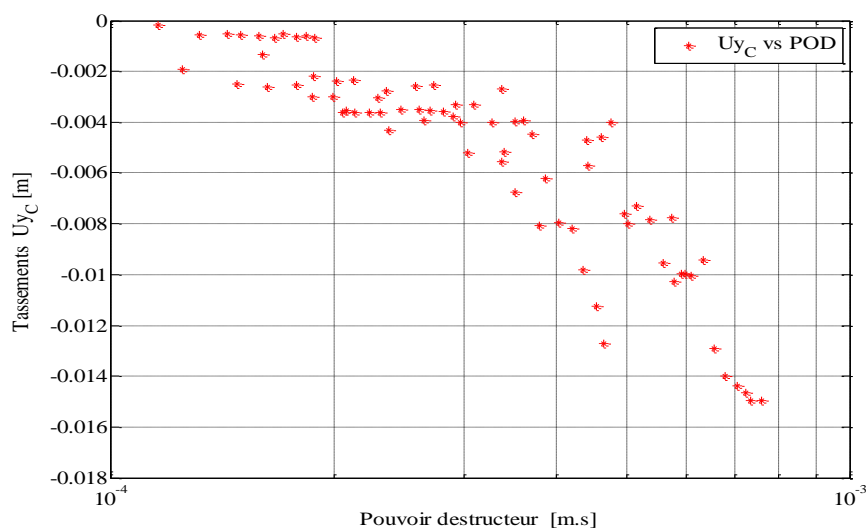
**Figure VI.65.** Variation des tassements en fonction de  $I_A$  (Sol compact, point F).



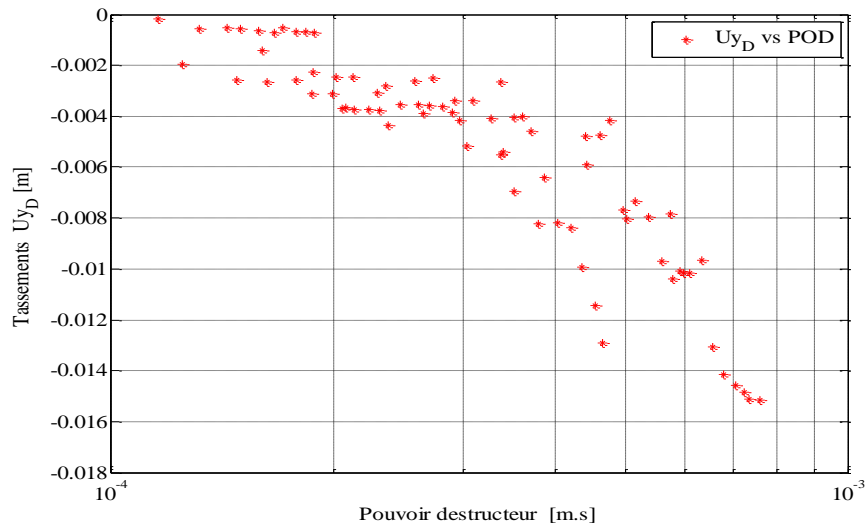
**Figure VI.66.** Variation des tassements en fonction du  $P_{od}$  (Sol compact, point A)



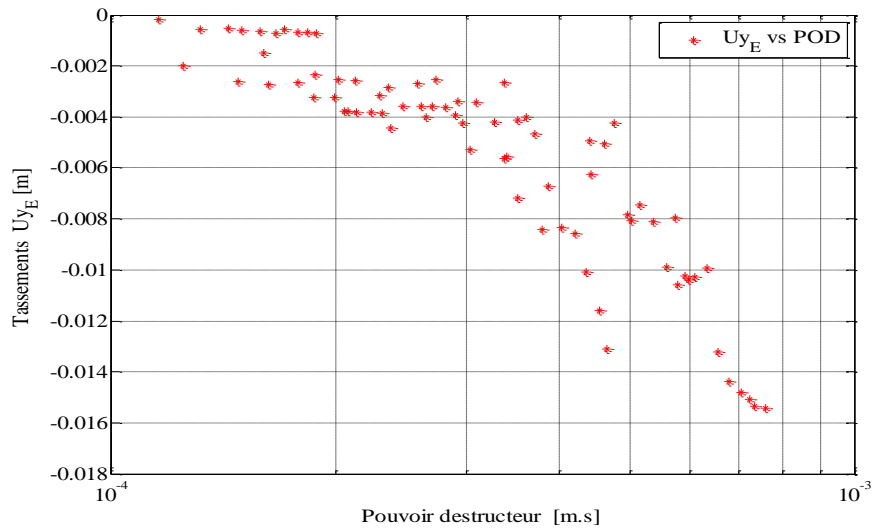
**Figure VI.67.** Variation des tassements en fonction du  $P_{od}$  (Sol compact, point B)



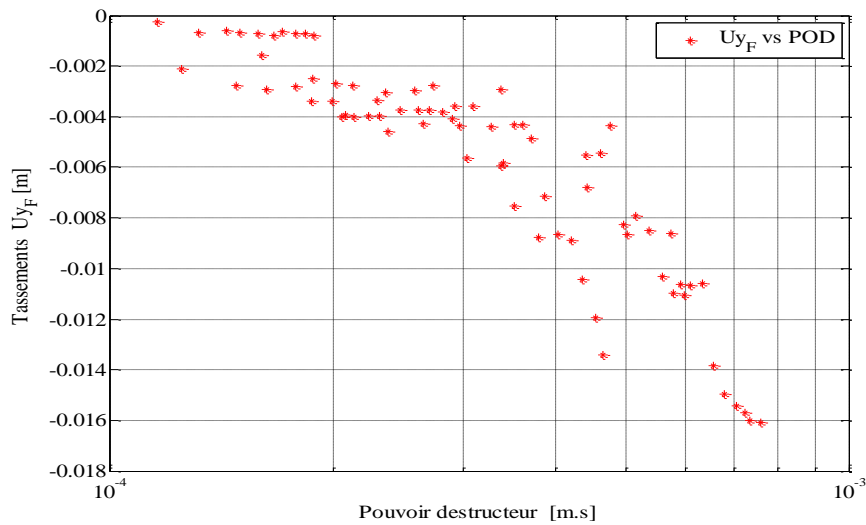
**Figure VI.68.** Variation des tassements en fonction du  $P_{od}$  (Sol compact, point C)



**Figure VI.69.** Variation des tassements en fonction du  $P_{od}$  (Sol compact, point D)



**Figure VI.70.** Variation des tassements en fonction du  $P_{od}$  (Sol compact, point E)



**Figure VI.71.** Variation des tassements en fonction du  $P_{od}$  (Sol compact, point F)

D'après les premiers résultats obtenus, concernant l'évolution des tassements en fonction des indicateurs de nocivité (Figures VI.54 à VI.71), nous constatons que le nuage de points soutiré pour toute la base de la digue (les points A à F) présente une branche ascendante ou les (n) points (indicateurs de nocivité ; tassement  $U_{yi}$ ) ne sont pas alignés, mais plutôt proches d'une courbe représentant une fonction puissance de la forme  $Y = aX^b$ , (MEZIANI F. et al., 2019)

### VI.5.2.3. Fonction d'estimation du tassement en fonction des indicateurs de nocivité

Les corrélations entre le logarithme des indicateurs de nocivité ( $CAV, I_A$  et  $P_{od}$ ) et le tassement exhibent systématiquement une allure exponentielle  $Y = aX^b$  de sorte qu'à partir d'une valeur du potentiel endommageant d'un signal sismique sur une échelle logarithmique, le tassement dans le sol support croît rapidement.

### VI.5.2.4. Coefficients de détermination et de corrélation

La branche ascendante peut être ajustée par une fonction puissance (Pierre Alain NAZI, 2004) sous forme  $Y = aX^b$  où Y est le tassement du sol sous la digue et X est l'indice de nocivité du signal sismique ( $I_N$ ), ou les coefficients de détermination (a) et (b) sont donnés par les équations suivantes :

$$b = \frac{(\text{Moy}(\text{Ln}(U_y) \cdot \text{Ln}(I_N)) - \text{Moy}(\text{Ln}(U_y)) \cdot \text{Moy}(\text{Ln}(I_N)))}{\text{Moy}(\text{Ln}(U_y)^2) - \text{Moy}(\text{Ln}(U_y))^2}$$

$$a = e^{(\text{Moy}(\text{Ln}(I_N)) - b \cdot \text{Moy}(\text{Ln}(U_y)))}$$

Le coefficient de corrélation (ajustement) est déterminé par l'équation suivante :

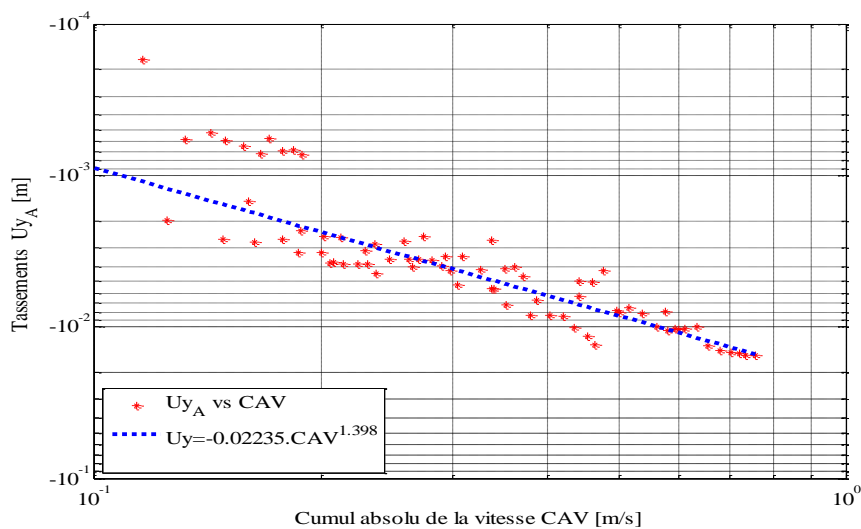
$$R = \frac{(\text{Moy}(\text{Ln}(U_y) \cdot \text{Ln}(I_N)) - \text{Moy}(\text{Ln}(U_y)) \cdot \text{Moy}(\text{Ln}(I_N)))}{\sqrt{[\text{Moy}(\text{Ln}(U_y)^2) - (\text{Moy}(\text{Ln}(U_y))^2)] \cdot [(\text{Moy}(\text{Ln}(I_N)^2) - (\text{Moy}(\text{Ln}(I_N))^2)]}}$$

**Tableau VI.6.** Coefficients de détermination a, b et R de la fonction d’approximation (Sol compact,  $V_s \geq 750$  m/s)

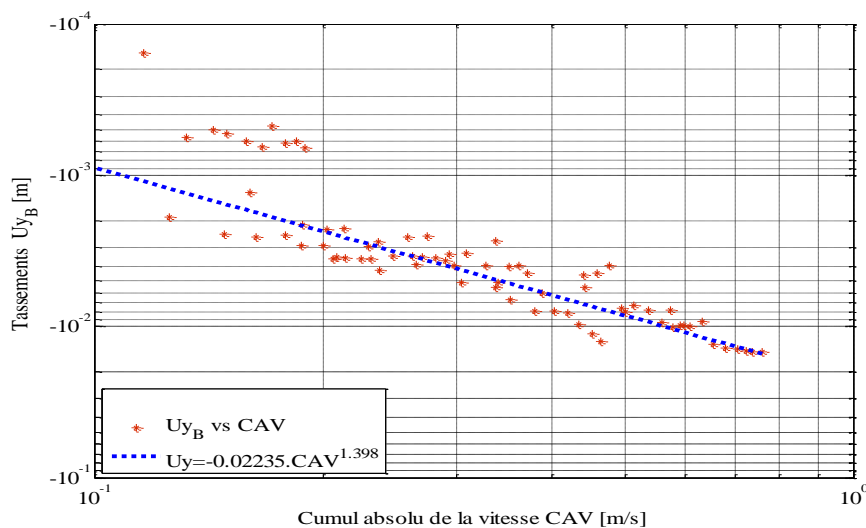
		Coefficient de détermination		Coefficient de corrélation
		a	b	R
Sol compact $V_s \geq 750$ m/s	Uy-CAV	-0.02235	1.398	0.9324
	Uy-IA	-0.01038	1.351	0.8988
	Uy-Pod	-0.01124	1.397	0.8713

**VI.5.2.5. Ajustement du nuage de points par la fonction d’approximation**

Les figures suivantes montrent l’ajustement des tassements au nuage de points selon les indicateurs de nocivité ( $I_A$ , CAV et  $P_{od}$ ).



**Figure VI.72.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$  – CAV (Sol compact, point A)



**Figure VI.73.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$  - CAV (Sol compact, point B)

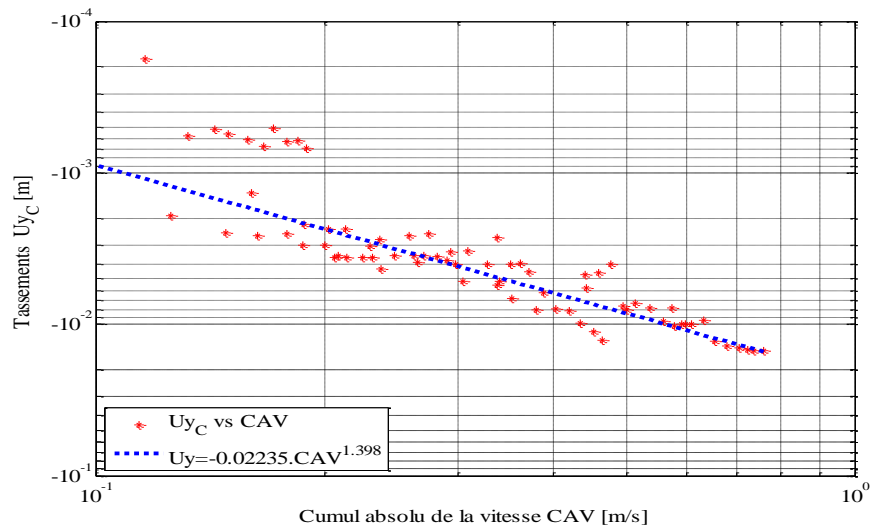


Figure VI.74. Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$  - CAV (Sol compact, point C)

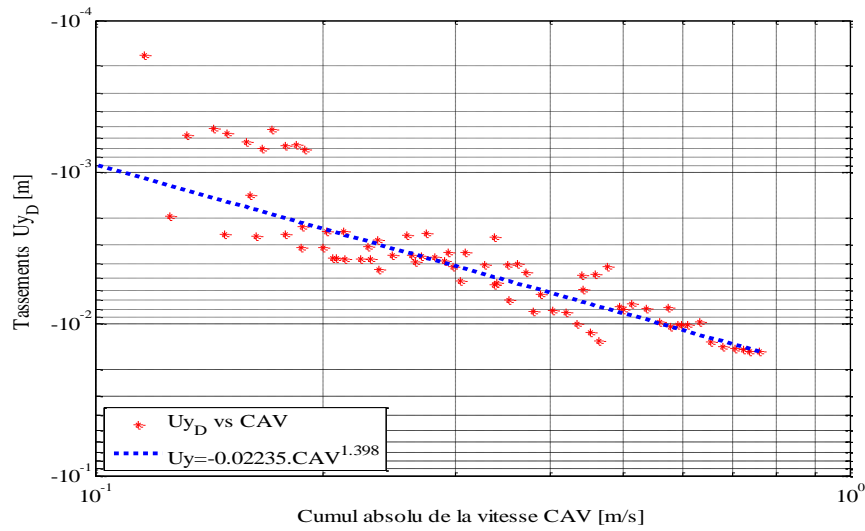


Figure VI.75. Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$  - CAV (Sol compact, point D)

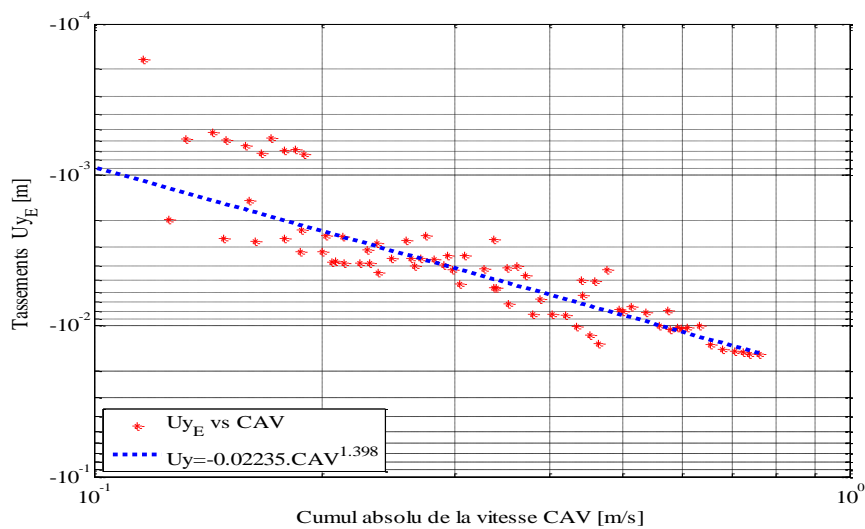


Figure VI.76. Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$  - CAV (Sol compact, point E)

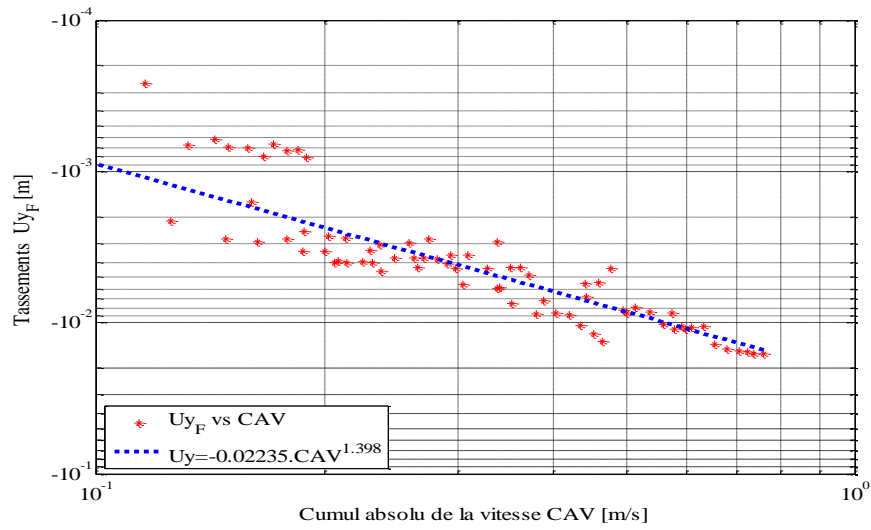


Figure VI.77. Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$  - CAV (Sol compact, point F)

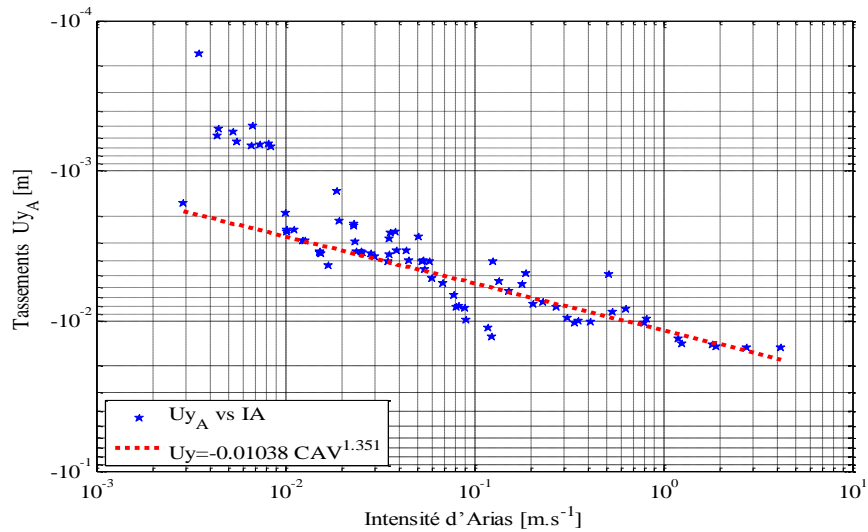


Figure VI.78. Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$  -  $I_A$  (Sol compact, point A).

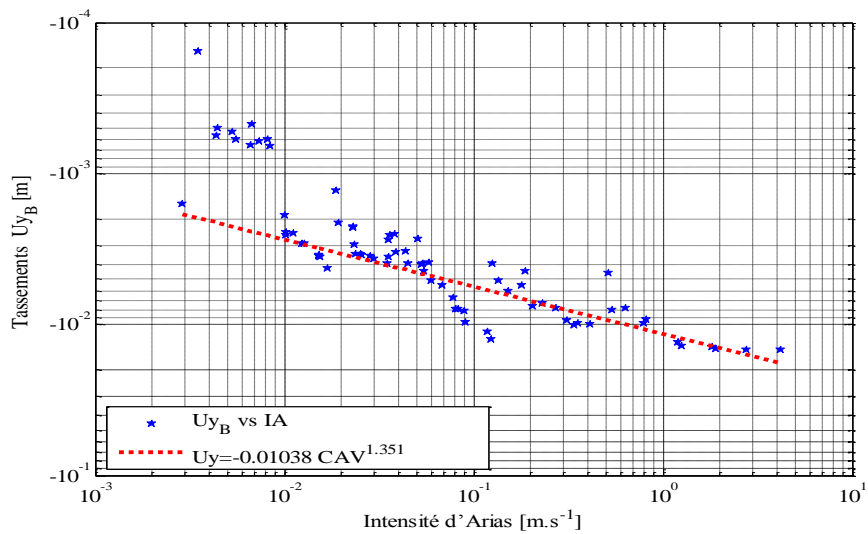


Figure VI.79. Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$  -  $I_A$  (Sol compact, point B).

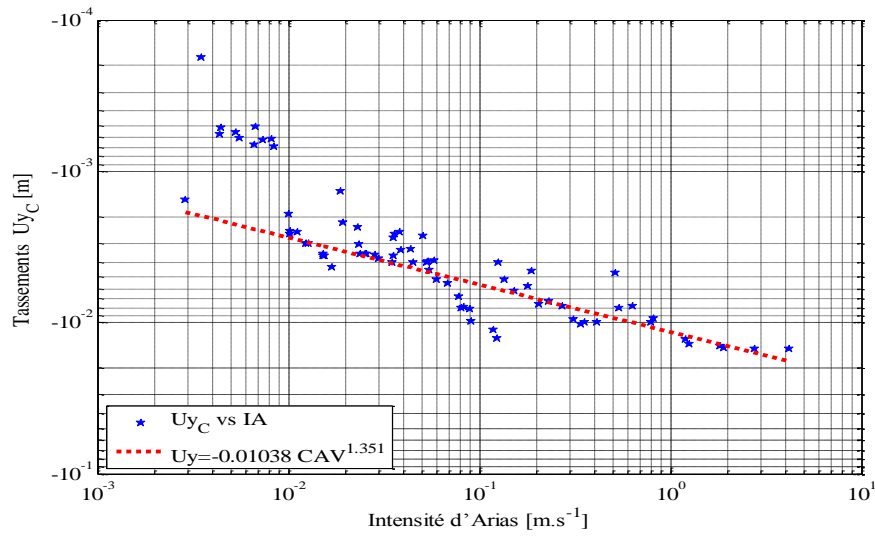


Figure VI.80. Ajustement du nuage de points  $U_{yi} - I_A$  (Sol compact, point C).

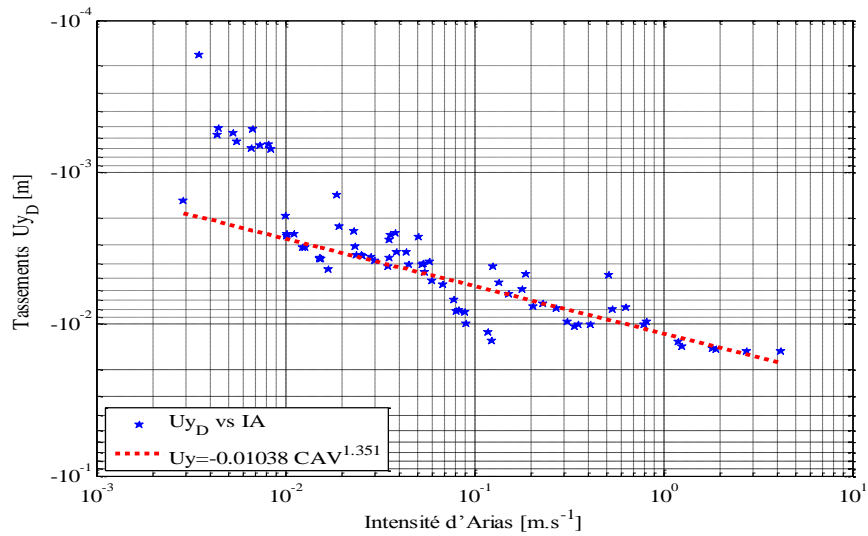


Figure VI.81. Ajustement du nuage de points  $U_{yi} - I_A$  (Sol compact, point D).

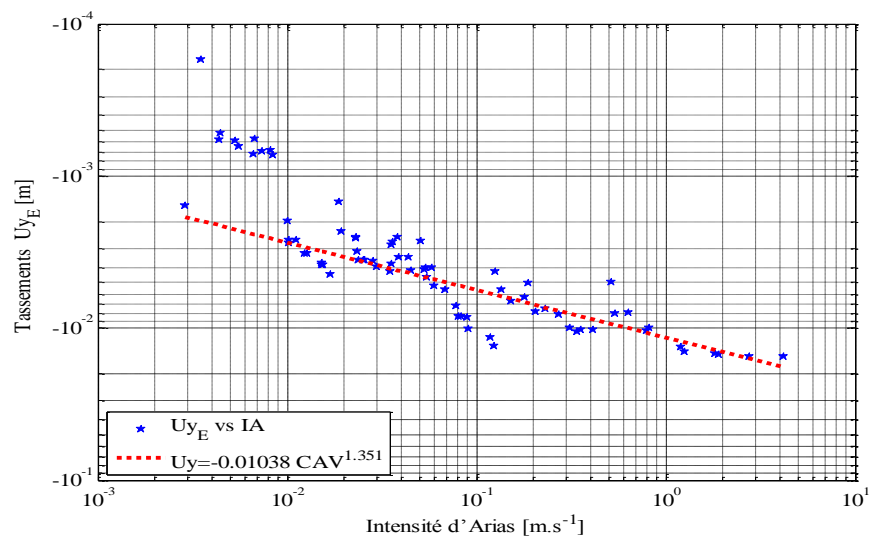


Figure VI.82. Ajustement du nuage de points  $U_{yi} - I_A$  (Sol compact, point E).

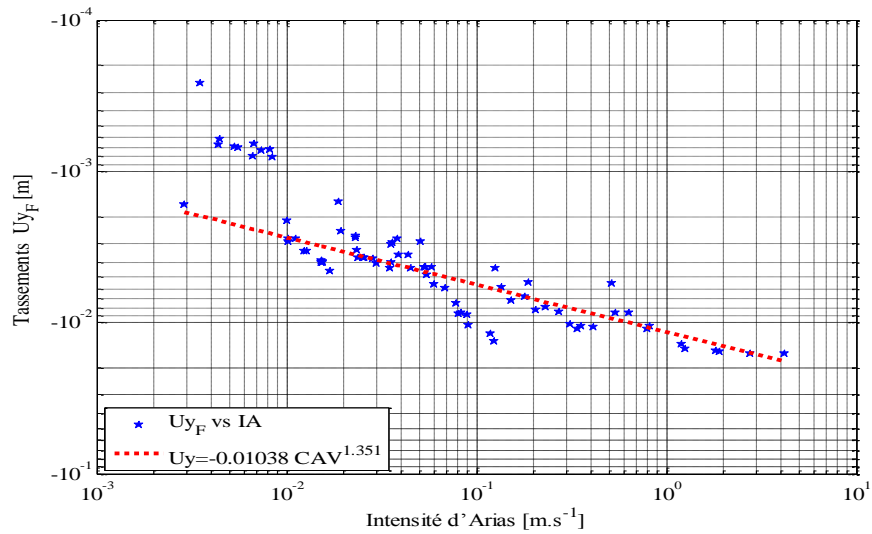


Figure VI.83. Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$  -  $I_A$  (Sol compact, point F).

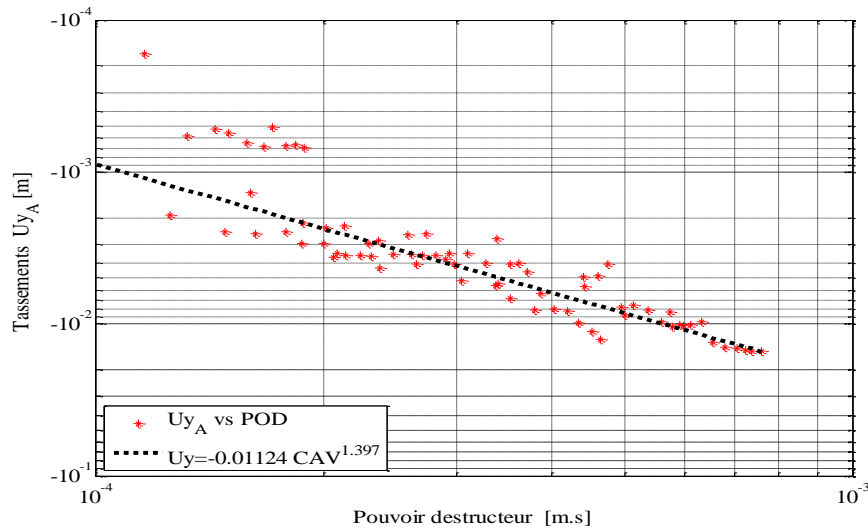


Figure VI.84. Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$  -  $P_{od}$  (Sol compact, point A)

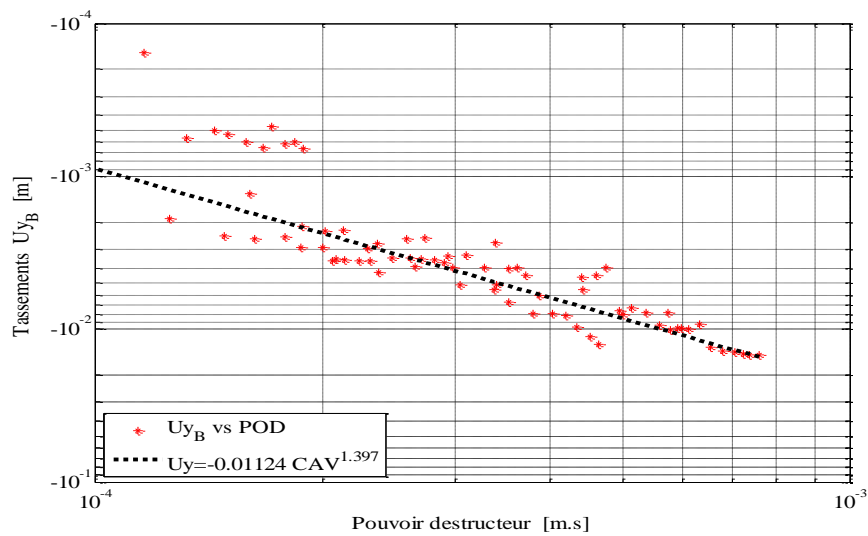


Figure VI.85. Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$  -  $P_{od}$  (Sol compact, point B)

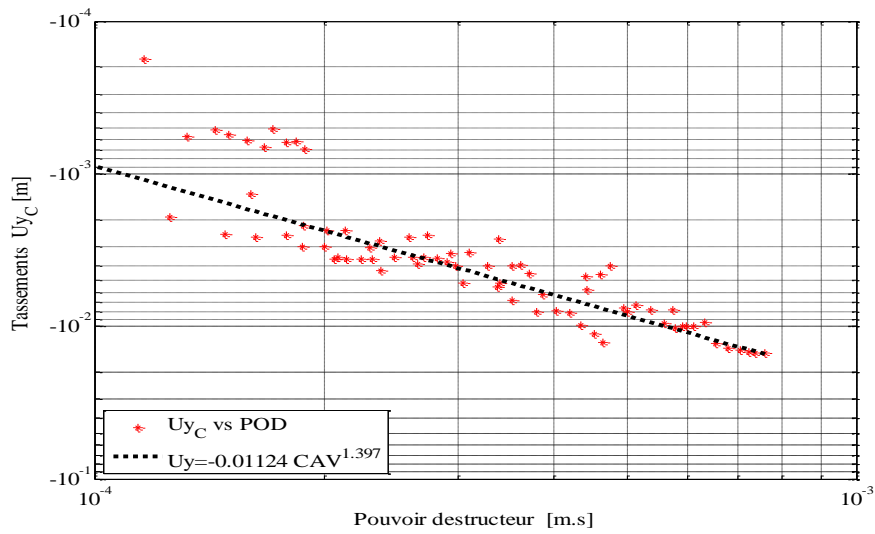


Figure VI.86. Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$  -  $P_{od}$  (Sol compact, point C)

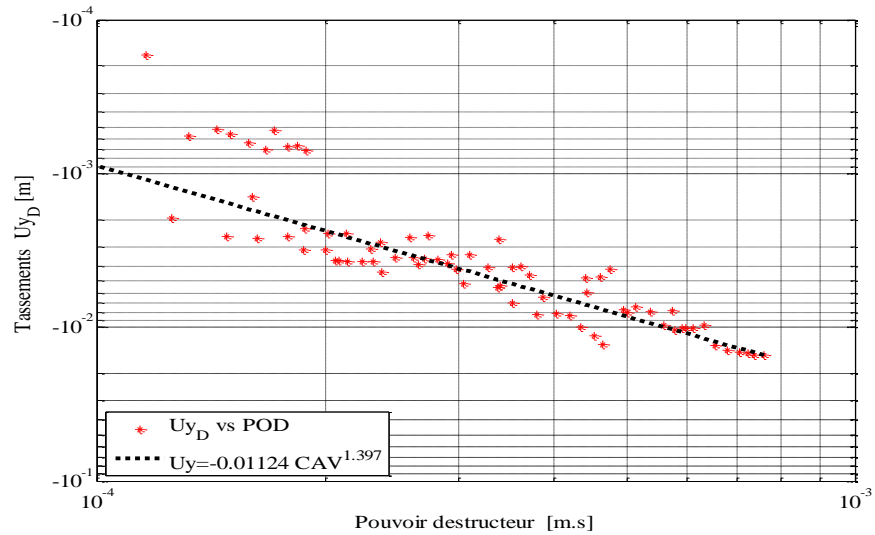


Figure VI.87. Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$  -  $P_{od}$  (Sol compact, point D)

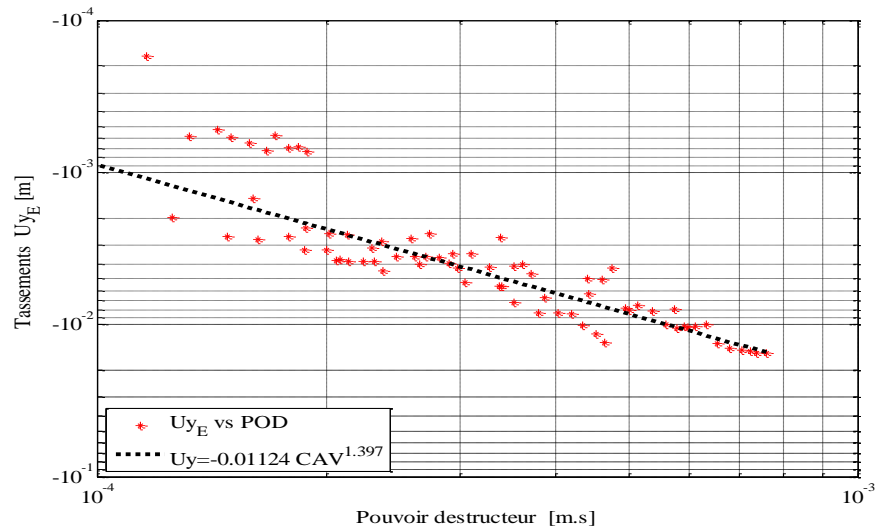
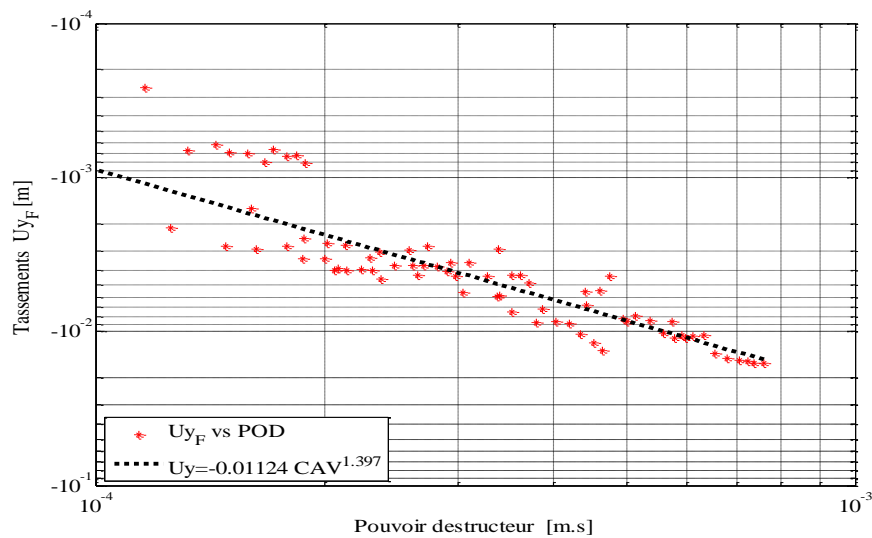


Figure VI.88. Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$  -  $P_{od}$  (Sol compact, point E)



**Figure VI.89.** Ajustement du nuage de points  $U_{y_i}$  -  $P_{od}$  (Sol compact, point F)

#### VI.5.2.6. Analyse des résultats

Les figures (VI.72 à VI.89) permettent, d'approcher les tassements en fonction des indicateurs de nocivité, selon la base de données de séismes artificiels.

Les modèles développés pour chaque type de sol sont composés d'une fonction sous forme puissance ( $y = a \cdot x^b$ ).

Les modèles d'estimation du CAV en fonction des tassements présentent une meilleure qualité de la corrélation, ou le coefficient (R) est de 0,9324, pour le sol dont la vitesse de cisaillement est ( $V_s \geq 750\text{m/s}$ ).

L'intensité d'Arias qui correspond à l'intégration de l'accélération élevée au carré du signal. Pour cet indicateur de nocivité, le coefficient de corrélation (R) est de 0,8988.

Le pouvoir destructeur, défini comme l'intensité d'Arias divisée par la fréquence centrale au carré, est bien corrélé avec le tassement pour les sols, dont la vitesse de cisaillement ( $V_s \geq 750\text{m/s}$ ) ou le coefficient (R) est de 0,8713.

#### VI.6. Conclusion

Dans le domaine du génie civil, les digues ont toujours été considérées comme des ouvrages d'art spécifiques, Ils sont l'image forte de l'ingénieur civil. Cependant les exigences quant à la sécurité de ces ouvrages sont extrêmes, elles sont présentes dans toutes les

phases d'un projet à savoir la planification, la conception, la réalisation et tout au long de l'exploitation.

Afin de contribuer à la réduction du risque sismique, la prise en compte du phénomène des tassements dans les études de génie civil est nécessaire.

Selon les résultats obtenus, nous pouvons constater que :

- 1- Les tassements du sol sous la digue sont assez réguliers et leur amplitude est liée au poids des différents matériaux qu'ils la constituent.
- 2- Le déplacement vertical maximal semble être au niveau du sol situé dans la zone centrale de la digue en enrochements(le noyau).
- 3- Les tassements du sol sous chargement dynamique varient en fonction du temps et de la charge appliquée.
- 4- Les corrélations obtenues avec les différents paramètres, nous permettent de conclure qu'ils peuvent être de bons indicateurs d'endommagement du sol étudié sous la digue en enrochements.

# **Conclusion générale**

---

---

## Conclusion générale

---

Dans cette étude numérique, nous avons fixé comme objectif l'évaluation des tassements d'un sol sous une digue en enrochements sous séisme, en tenant compte de la nocivité du signal sismique, à l'aide d'un logiciel de calcul en éléments finis, Plaxis.

À partir des différentes représentations du signal sismique, nous avons présenté plusieurs manières d'appréhender la nocivité d'un séisme en calculant des indicateurs de nocivité associés à ces représentations.

La représentation accélérométrique du signal sismique, étant une manière d'appréhender la nocivité d'un séisme en calculant des indicateurs de nocivité. Cette étude nous a permis de caractériser la dispersion des indicateurs de nocivité calculés, pour une centaine de séismes. Elle permet de prédire la répartition statistique des indicateurs sur l'ensemble de la base de données.

Le travail réalisé a permis de caractériser la dispersion du dommage (tassement) subi par le sol en fonction des plages de valeurs prises par les indicateurs de nocivité calculés pour une centaine de séismes, ceci pour évaluer la capacité de ces indicateurs à prédire le dommage.

La mise en œuvre d'un modèle global capable d'appréhender le tassement en fonction de l'indicateur de nocivité, est réalisé à l'aide des fonctions puissances. La fonction puissance est la mieux adaptée (ajustée) au nuage de points.

L'incertitude sur le tassement du sol étudié lors d'un séisme caractérisé par un indicateur de nocivité, a été résumée en évaluant des facteurs de corrélations pour les représentations ( $U_{yi}-I_N$ ) établies.

Dans ces représentations, les applications reliant le tassement à la nocivité tendent vers des formes puissances, autour desquelles la dispersion des points ( $U_{yi}$ ) peut être évaluée par un coefficient de détermination, qui renvoie à la valeur du coefficient ( $R^2$ ) d'une régression puissance ajustée aux observations contenues dans les arguments ( $I_N$ ).

L'étude réalisée a principalement abouti à l'élaboration d'un modèle d'estimation du tassement, fondé sur les indicateurs de nocivité et les caractéristiques du séisme (magnitude et distance épacentrale), qui permet d'appréhender de manière réaliste le comportement du sol étudié, sous l'action sismique.

---

## Conclusion générale

---

Les tassements du sol sous la digue sont assez réguliers et leur amplitude est liée au poids des différents matériaux qu'ils la constituent. Le déplacement vertical maximal semble être au niveau du noyau. Les tassements du sol sous chargement dynamique varient en fonction du temps et de la charge appliquée.

Dans ce travail, nous avons mis en évidence l'influence du chargement appliqué sur le comportement statique du sol sous la digue étudiée d'une part, et de l'autre part l'effet du signal sismique introduit dans l'étude dynamique sur l'évolution des tassements obtenus.

D'après les premiers résultats obtenus selon le séisme de Boumerdes, concernant l'évolution des tassements en fonction des indicateurs de nocivité, nous constatons que le nuage de points soutiré pour toute la base de la digue (du point (A) au point (F)) présente une branche ascendante ou les (n) points (indicateurs de nocivité ; tassement  $U_{yi}$ ) ne sont pas alignés, mais plutôt proches d'une courbe représentant une fonction exponentielle de la forme  $f(x) = a \cdot e^{b \cdot x} + c \cdot e^{d \cdot x}$

L'évolution des tassements en fonction de la magnitude sur la base de données de séismes artificiels, montre que le tassement rend compte d'une certaine manière des effets irréversibles d'un séisme sur les milieux granulaires. Il est analogue à un endommagement. Nous comparerons plutôt les tassements engendrés par les séismes artificiels selon les différentes distances épacentrales et pour des différentes magnitudes, afin d'évaluer l'influence du paramètre magnitude et la nature du sol sur le tassement final sous la digue en enrochement.

Afin d'aboutir à une corrélation entre les tassements et les indicateurs de nocivité, une étude est réalisée sur la même base de données de séismes artificiels constituée de trois types de sols (Sol compact,  $V_s \geq 750$  m/s, alluvions peu profonds,  $750 \leq V_s \leq 360$  m/s et alluvions profonds,  $360 \leq V_s \leq 180$  m/s).

Les corrélations entre le logarithme des indicateurs de nocivité (CAV,  $I_A$  et  $P_{od}$ ) des séismes artificiels et le tassement exhibent systématiquement une allure puissance de la forme  $Y = aX^b$  de sorte qu'à partir d'une valeur du potentiel endommageant d'un signal sismique sur une échelle logarithmique, le tassement dans le sol support croît rapidement.

Les corrélations obtenues avec les différents critères nous permettent de conclure qu'ils peuvent être de bons indicateurs d'endommagement du profil de sol étudié.

---

## Conclusion générale

---

Ce travail ouvre la voie à des recherches futures devant prendre en compte d'autres types de sols qui présentent des caractéristiques spécifiques, en intégrant à la démarche ici développée, d'autres variables significatives et représentatives de ces sols.

L'effet de la liquéfaction sur la capacité portante du sol pourrait être pris en compte. Il s'agit d'intégrer dans le sol des paramètres qui dépendent de la pression interstitielle ; ces paramètres vont déclencher un mécanisme qui génère des tassements irréversibles au-delà d'un certain seuil d'excitation.

# Références bibliographiques

---

## Références bibliographiques

---

- ABRAHAMSON A. and YOUNGS R.R., 1992. A Stable Algorithm for Regression Analyses Using the Random Effects Model, Bulletin of the Seismological Society of America, 82, 505-510.
- ADACHI, T., SEKIHARA, H., YAMADA, M., et ENAMI, A., (1996). Pseudo-dynamic test on intensity of earthquake ground motions at occurrence of liquefaction. In 11 th World. Conf Earth. Eng., Acapulco, paper No.388.
- AIPCN ,(1990). L'inspection, l'entretien et la réparation des ouvrages maritimes exposés à des dégradations dues aux eaux salées, Supplément au bulletin n° 71 de l'AIPCN – 1990, 28 pages.
- ALARCON-GUZMAN A., LEONARDS G. A. et CHAMEAU J. L., 1988. Undrained monotonic and cyclic strength of sands. J. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol. 114, N°10, pp. 1089-1109.
- AMBROSEYS, N. N., (1974). The correlation of intensity with ground motion, Proceedings of the 14th Assembly. European Seismic Committee, Trieste, 1, 335- 341.
- ANDERSON J.G., 2000. Expected Shape of Regressions For Ground-Motion Parameters on Rock. Bulletin of the Seismological Society of America, 90, S43-S52
- ARIAS A., (1970). A measure of earthquake intensity. In Seismic Design for Nuclear Power Plants, R. Hansen, Ed., MIT Press, Cambridge, MA, USA, pp. 438 – 483.
- BEEN K., JEFFERIES M. G. et HACHEY J., 1991. The critical state of sands. Géotechnique, Vol. 41, N° 3, pp. 365-382.
- BELLESSERT B., (1994). Conception et réalisation des digues portuaires, Les procédés nouveaux de défense des cotes Stage IPER ENPC novembre 1994, 48 pages.
- BOORE D.M., and JOYNER W. B., 1982. The empirical prediction of ground motion, Bulletin of the Seismological Society of America, 72, S43-S60.
- BOORE D.M., ATKINSON G.M. and EERI M., 2008. Ground-Motion Prediction Equations for the Average Horizontal Component of PGA, PGV, and 5%-Damped PSA at Spectral Periods between 0.01 s and 10.0 s. Earthquake Spectra, 24, 99–138.
- BOUAFIA A., (2005). Séisme de Boumerdes 2003 – Analyse de la portance sismique et des potentiels de liquéfaction et de fluidisation des sols, Septembre 2005, Batna.
- BOUVARD D., (1982). Rhéologie des milieux pulvérulents : étude expérimentale et identification d'une loi de comportement. Thèse de Doctorat, Université de Grenoble.
- BURLAND J.B., (1989). Ninth Laurits Bjerrum memorial lecture : Small is beautiful – the stiffness of soils at small strains. Canadian Geotechnical Journal, 1989, vol. 26, pp. 499-516
- CAMPBELL K.W.,1981. Near-source Attenuation of peak horizontal Acceleration. Bulletin of the Seismological Society of America, 71, 039-2070.
- CANOU J., BENAHMED N., DUPLA J.-C., AND DE GENNARO V., (2002). Instabilités de liquéfaction et phénomène de mobilité cyclique dans les sables. Revue française de géotechnique, (98) :29–46.
- CASAGRANDE A., 1936. Characteristics of Cohesionless soils affecting the Stability of Slopes and Earth Fills. Journal of the Boston Society of Civil Engineers.

---

## Références bibliographiques

---

- CASAGRANDE A., 1976. Liquefaction and cyclic deformation of sands. A critical review. Harvard Soil Mechanics, Series N° 88.
- CASTRO G. et POULOS S. J., 1977. Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. J. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol. 103, N°GT6, pp. 501-515.
- CETMEF, (2009). Guide enrochements : l'utilisation des enrochements dans les ouvrages hydrauliques – version française du Rock Manual- 2<sup>ème</sup> édition, <http://www.cetmef.developpement-durable.gouv.fr/guide-enrochement-a130.html>
- CHAPON J., (1981). Considération sur la recherche de l'optimum économique pour le dimensionnement des ouvrages de protection contre la mer, Annales des P et C. - 1<sup>er</sup> trimestre 1981, pages 21 à 38.
- CISTERNAS A., P. GODEFROY A., GVISHIANI A. I., GORSHKOV V., KOSOBOKOV M., LAMBERT E. Y., RANSMAN J., SALLANTIN H., SOLDANO V. A., SOLOVIEV C., WEBER, (1985). A dual approach to recognition of earthquake prone areas in Western Alps. Annales Geophysicae, 3, 249-270
- CORTE J. F. et al., (1986). Confortement par injections des fondations d'ouvrages d'art, STCPMVN ER.QG N°86-1 - octobre 1986, 40 pages.
- CRAAG, (2003). La lettre du CRAAG, Numéro spécial Juillet 2003, 4 p.
- D'APPOLONIA D. J. et D'APPOLONIA E., (1967). Determination of the maximum density of cohesion less soils. In Third Asian Reg. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Haifa.
- DARVE F., (1993). Liquefaction phenomenon: modeling, stability and uniqueness. Proc. Intern. Conf. on Numerical Analysis of Liquefaction Problems, Davis, USA, 1305-1319. Darve, 1993
- DOUGLAS J., 2003. Earthquake ground motion estimation using strong-motion records: a review of equations for the estimation of peak ground acceleration and response spectral ordinates, EarthScience Reviews, 61, 43–104.
- DOUGLAS J., 2011. Ground-motion prediction equations 1964–2010, BRGM/RP-59356-FR, 444 pages.
- DUTTINE A., (2005). Comportement des sables et des mélanges sable/argile sous sollicitations statiques et dynamiques avec et sans « rotations d'axes », These de doctorat .L'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon
- Electrical Power Research Institute (EPRI), (1988). A criterion for determining exceedance of the operating basis earthquake, Palo Alto, California.
- Electrical Power Research Institute EPRI ., (1991). Standardization of the cumulative absolute velocity. Rapport TR-100082, 3096-1, Electric Power Research Institute, USA.
- FACCIOLI E., (1973). A stochastic model for predicting seismic failure in a soil deposit. Earth. Eng. Struc. Dyn. vol.1, pp 293-307.
- FEUILLET J. et al., (1987). Dimensionnement des digues à talus, Editions Eyrolles - Collection DEREf, 1987, 172 pages.
- FUKUSHIMA Y., AND TANAKA T., 1990. A new Attenuation Relation for horizontal acceleration of strong ground motion in Japan. Bulletin of the Seismological Society of America, 80, 757-783.

---

## Références bibliographiques

---

- GAETANO Z. and VALENTINA M., (2002). Analysis of strong ground motions to evaluate regional attenuation relationships. ANNALS OF GEOPHYSICS, VOL. 45, N. 3/4,439.
- GAY O., BOUTONNIER L., FORAY P., FLAVIGNY E., (2003). Laboratory characterization of Hostun RF sand at very low confining stresses. 423-430.
- GLUAIS B., (1993). Confortement d'une digue en enrochements par injection de béton de sable - Note technique Bulletin de liaison LPC n° 183 janvier/février 1993, pages 91 à 95.
- GOTO Y., TAZOH T., (2003). Boumerdes earthquake 21 May 2003- A short report, JAEE (Japanese association of earthquake engineering), JSCE (Japanese society of civil engineers), JGS (Japanese geologist society), AIJ (Architectural institute of Japan), June Version, 71 p.
- GUIBERT D., (1957). Stabilité des ouvrages maritimes, Document manuscrit STCPMVN, 1957, 112 pages.
- HABIB P. et LUONG M. P., 1978. Sols pulvérulents sous chargements cycliques. Séminaire Matériaux et Structures sous Chargement Cyclique, Ecole Polytechnique, Sept. 28-29, pp. 49-79.
- HEAD, 1992 - Manuel of Soil Laboratory Testing – Vol. 1, 2 et 3; Second Edition; Pentech Press.
- HOUSNER G. W., (1952). Intensity of ground motion during strong earthquakes. In Symp. Earth. Blast Effects on Struc., EERI, pp. 20-36.
- HWANG H. H. M. et LEE C. S., (1991). Parametric study of site response analysis. Soil. Dyrz. Earth. Eng. vol.10, pp 282-290.
- IGIGABEL M. et al., (2013). Définition des systèmes de protection contre les submersions et analyse de leur fonctionnement : méthodologie issue du retour d'expérience Xynynhia, 2<sup>ème</sup> colloque national, Dignes 2013 Hermes-Lavoisier, 8 p.
- ISHIHARA K., TATSUOKA F. et YASUDA S., 1975. Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. Soils and Foundations, Vol, 18, N° 1, pp. 57-72.
- JAEGER H., JAEGER S., NAGEL R., BEHRINGER., (1996). Granular solids, liquids, and gases, Reviews of Modern Physics, Vol. 68, art. N°4, pp. 1259-1273
- JARDINE R.J., (1994). One perspective of the prefailure deformation characteristics of some geomaterials. In : In : Shibuya et al. Eds. Proc. of Int. Symp. On Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials, sept. 1994, Hokkaido, Japon. Rotterdam, Pays Bas : Balkema, 1995, vol. 2, pp. 555-585
- KAHIL A., (2015). Évaluation de la performance sismique des structures en béton armé en tenant compte de la nocivité du signal sismique, Thèse de doctorat, Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, Algérie.
- KANAMORI H., ANDERSON Don L., (1975). Theoretical basis of some empirical relations in seismology. Bulletin of the Seismological Society of America (1975) 65 (5): 1073–1095.

---

## Références bibliographiques

---

- KAYEN R. E. et MITCHELL J. K., (1997). Assessment of liquefaction potential during earthquakes by Arias Intensity. *J. Geotech. Geoenviron. ASCE* vol.L23 (12), pp 1162-1174.
- KO H. Y. et SCOTT R. F., (1967). Deformation of sand in hydrostatic compression. *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE* vol.96 (2), pp 137-156.
- KOSEKI J., TATSUOKA F., YOSHIMINE M., HATANAKA M., UCHIDA K., YASUFUKU N., FURUTA I., (2001). Report on applications of laboratory stress-strain test results of geomaterials to geotechnical practice in Japan. In : Tatsuoka F., Shibuya S., Kuwano R. Eds. *Advanced laboratory stress-strain testing of geomaterials*. Rotterdam, Pays-Bas : Balkema, 2001, pp.111-184
- KOSTOV M.K., (2005). Site Specific Estimation of Cumulative Absolute Velocity. 18 th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (Smirt 18) Beijing, China, August 7-12.
- LANCELOT L., SHAHROUR I., AL MAHMOUD M., (1996). Comportement du sable d'Hostun sous faibles contraintes. *Revue Française de Géotechnique* 74, 63-64.
- LANIER J., DI PRISCO C., NOVA R., (1991). Étude expérimentale et analyse théorique de l'anisotropie induite du sable d'Hostun. *Revue Française de Géotechnique* 57, 59-74.
- LAOUAMI N., SLIMANI A., BOUHADAD Y., NOUR A. et LARBES S., (2003). Analysis of Strong Ground Motions Recorded during the 21st May, 2003 Boumerdes, Algeria, Earthquake, *CSEM Newsletter*, September 2003, pp: 5-7.
- LEE Y.L., (1994).- Prise en compte des non-linéarités de comportement des sols et des roches dans la modélisation du creusement d'un tunnel-. Thèse de Doctorat de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, soutenue en 1994.
- LEMAITRE J. et CHABOCHE J.L., 1985. *Mécanique des Matériaux Solides*. Dunod, 1985.
- LINO M., MERIAUX P., ROYET P., (2000). *Méthodologie de diagnostic des digues appliquée aux levées de la Loire moyenne*. Cemagref Editions, 208 p.
- LUONG M. P., (1980). Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents. *Revue française de géotechnique*, (10) :39-53.
- LUONG M. P., (1981). Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents. *Rev. Fr. Geo.* (10), pp 39-52.
- LUONG M. P., 1978. État caractéristique du sol. *C. R. Académie des Sciences, Paris*, N° 287 B, pp. 305-307.
- LUSSOU P., 2001. Calcul du mouvement sismique associé à un séisme de référence pour un site donné avec prise en compte de l'effet de site. Méthode empirique linéaire et modélisation de l'effet de site non-linéaire, Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, France.
- MALLET T., DEGOUTTE G. et ROYET P., (2013). Niveaux de protection, de sûreté et de danger pour les digues fluviales : définitions, conséquences et responsabilités, 2 ème colloque national, *Digues 2013 Hermes-Lavoisier*, 9 p.
- MEZIANI F., KAHIL A., GABI S., (2019). Evolution of Soil Settlements under a Rockfill Dam Based on Potential Earthquake Harmfulness (PEH) 'Case of Boumerdes Earthquake, Algeria 2003', *International Journal of Engineering Research in Africa*

---

## Références bibliographiques

---

ISSN: 1663-4144, Vol. 42, pp 109-121 doi:10.4028/www.scientific.net/JERA.42.109  
© 2019 Trans Tech Publications, Switzerland

- MOHKAM M., (1983). Contribution à l'étude expérimentale et théorique du comportement des sables sous chargement cyclique. Thèse de Doctorat, Université de Grenoble.
- MUETH D.M., H.M. JAEGER & S.R. NAGEL., (1998). Force distribution in a granular medium Physical Review E - Statistical Physics, Plasmas, Fluids, and Related Interdisciplinary Topics, Vol. 57, Issue 3, Suppl. B, pp. 3164-3169
- ORGERON C., (1993). Rapport d'études et de recherches, Recommandations générales sur la conception des ouvrages maritimes, ER. PM n° 93-02 Juillet 1993, 160 pages.
- OVARLEZ. G., (2002). Rhéologie d'un matériau granulaire confine. PhD thesis. Université. Paris XI . France.
- PEACOCK W. H. and SEED H. B., (1968). Sand liquefaction under cyclic loading simple shear conditions: Am. Soc. Civil Engineers Proc., Jour. Soil Mechanics and Found. Div., Vol. 94 (SM3), 689-708.
- PECKER A., 1984. – Dynamique des sols – Presses de l'ENPC, 1984.
- POUSSE G., 2005. Analyse des données accélérométriques de K-NET et KIK-NET: implications pour la prédiction du mouvement sismique -accélérogrammes et spectres de réponse et la prise en compte des effets de site non linéaire, Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, France.
- PYKE R., (2004). Evolution of soil models since the 1970s. In In International Workshop on the Uncertainties in Nonlinear Soil Properties and their Imp act on Modeling Dynamic Soil Response.
- PYKE R., SEED H. B. et CHAN C. K., (1975). Settlements of sands under multidirectional shaking. J. Geo. Eng. Div. ASCE vol.101(4), pp 379-397.
- REIFFSTECK P., 2002. Nouvelles technologies d'essai en mécanique des sols : état de l'art. In : Magnan J.P. Ed. Proc. of Int. Symp. on Identification and Determination of Soil and Rock Parameters for Geotechnical Design, sept. 2002, Paris. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2002, pp. 201-242
- RODRIGUEZ G., (1973). Revue Construction, Septembre 1973, pages 256 à 263.
- ROSCOE K. H., SCHOFIELD A. N. et WROTH C. A., 1958. On the yielding of soils. Géotechnique, Vol. 8, N° 1, pp. 22-53.
- ROUCK DE., MEYER C., (1987). Constructions portuaires - Gestion et entretien, AIPCN - Bulletin 1987 n° 58, pages 133 à 168.
- ROYET P. et BONELLI S., (2013). Digue maritimes et fluviales de protection contre les submersions, actes du 2 ème colloque national, Digue 2013 Hermes-Lavoisier.
- SABETTA F. et PUGLIESE A., (1987). Attenuation of peak horizontal acceleration and velocity from Italian strong-motion records. Bulletin of the Seismological Society of America, 77(5), 1491–1513. Sabetta, F., & Pugliese, A. 1996. Estimation of response spectra and simulation of non stationary

---

## Références bibliographiques

---

- SABETTA F. et PUGLIESE A., (1996). Estimation of response spectra and simulation of nonstationary earthquake ground motions. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 86(2), 337–352.
- SARAGONI R., (1981). Influencia de la aceleración máxima, duración y contenido de frecuencias en los daños producidos por terremotos. *Bol. mf. del Lab. Car. Geo. Espagne* (144), pp 15-32.
- SCHNABEL P. B., (1972). Shake : a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. EERC Report, Univ. of California, Berkeley, (72-12).
- SCHOFIELD A. N. et WROTH C. P., 1968. *Critical state soil mechanics*. McGraw-Hill, London.
- SEED H. B. et LEE K. H., (1967). Undrained strength characteristics of cohesionless soils. *J. Soil. Mech. Found. Div. ASCE* vol.93(6), pp 333-360.
- SEED H. B. et SILVER M. L. S., (1972). Settlement of dry sands during earthquakes. *J. Soil. Mech. Found. Div. ASCE* vol.98(4), pp 381-397.
- SEED H. B., (1979). Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. *J. Geo. Eng. Div. ASCE* vol.105(2), pp 201-255.
- SEED H.B., IDRIS I.M., (1981). «Simplified Procedure for Evaluation Soil Liquefaction Characteristics» Institute of Technology, 1981, Mass.
- SIDANER J. F., 1981. *Comportement cyclique et transitoire des milieux pulvérulents*. Thèse de Doctorat, Ecole Polytechnique, Palaiseau.
- SILVER M. L. et SEED H. B., (1971). Volume changes in sands during cyclic loading. *J. Geotechnical Eng. ASCE* vol.97(SM9), pp 1171-1182.
- SLADEN J. A., D'HOLLANDER R. D. ET KRAHN J., 1985a. The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *Canadian Geotechnical J.*, N° 22, pp. 564-578.
- STCPMVN.,(1994). *Auscultation, surveillance et entretien des ouvrages maritimes - Fascicule 1 : Ouvrages en maçonnerie*, Notice STCPMVN N° 94-02 Août 1994, 81 pages.
- TATSUOKA F., ISHIHARA K., (1974). Drained deformation of sand under cyclic stresses reversing direction. *Soils and foundations*, 14(3) :51–65.
- TATSUOKA F., KOHATA Y. OCHI K., TSUBOCHI T., (1995). Stiffness of soft rocks in Tokyo metropolitan area – from laboratory tests to full-scale behavior. In : *Proc. Int. Workshop on Rock Foundations of Large-scale Structures*, Tokyo. Rotterdam, Pays-Bas : Balkema, pp. 3-17
- TATSUOKA F., SHIBUYA S., (1991). Deformation characteristics of soils and rocks from laboratory and field tests. In : *Proc. of 9th Asian Regional Conference on SMFE*, 1991, Bangkok, Thailand. vol. 2, pp.101-170
- TATSUOKA F., SHIBUYA S., (1992). Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests. Report from the University of Tokyo Production Technology Laboratory (in Japanese, 37(1) :1–136.

---

## Références bibliographiques

---

- TATSUOKA F., UCHIMURA T., HAYANO K., DI BENEDETTO H., KOSEKI J. and SIDDIQUEE M.S.A., (2001a). Time-dependent deformation characteristics of stiff geomaterials in engineering practice. In : Jamiolkowski M. et al. Eds. Proc. of the 2nd Int. Symp. on Deformation Characteristics of Geomaterials, sept. 1999, Torino, Italie. Rotterdam, Pays-Bas : Balkema, 2001, vol.2, pp. 1161-1250.
- TCHOUANI NANA J.M., avril 1999 et M.a.j. par M. CALLAUD, décembre 2004. Cours de mécanique des sols 1, Tome 1. Propriétés des sols.
- TOWHATA I., PARK J. K., ORENSE R. P., KANO H., (1996). Use of spectrum intensity for immediate detection of subsoil liquefaction. *Soils and Found.* vol.36(2), pp 29-44.
- TRIFUNAC M. D. et BRADY A. G., (1975). A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bull. Seism. Soc. Am.* vol. 65.
- VERDUGO R., ISHIHARA K., (1996). The steady state of sandy soils. *Soils and Foundations*, Vol. 36 (2), 81-91
- WHITMAN R. V. et ORTIGOSA P. O., (1969). Densification of sand by vertical vibrations. In 4th World Conf. Earth. Eng., Santiago, Chile.
- WILSON R. C. and KEEFER D. K., (1985). Predicting areal limits of earthquake-induced landsliding, in *Evaluating Earthquake Hazards in the Los Angeles Region--An Earth-Science Perspective*, J. I. Ziony (Editor), U.S. Geol. Surv. Profess. Pap. 1360, 316-345.
- YELLES A.K., DJELLIT H. et HAMDACHE M., (2003). The Boumerdes –Algiers Earthquake of May 21st, 2003 (Mw=6.8), *CSEM Newsletter*, September 2003, pp: 3-5.
- YOSHIMINE M., ISHIHARA K., and VARGAS W., (1998). Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behavior of sand. *Soils and Foundations*, 38(3), 179-188.
- YOUD T. L., (1972). Compaction of sands by repeated shear straining. *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE* vol.98(SM7), pp 709-725.
- ZEGHAL M. et ELGAMAL A.W., 1994. -Analysis of Site Liquefaction Using Earthquake record- *Journal of Geotechnical Engineering*, 120, pp 996-1017, june 1994.

# **Annexe A**

---

Évaluation des tassements en fonction des indicateurs  
de nocivité

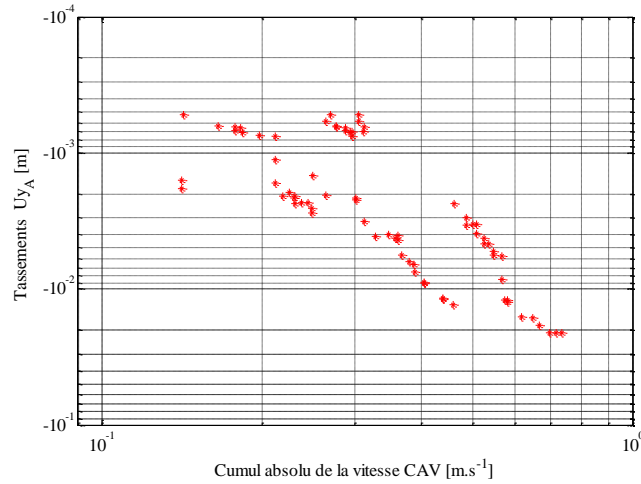
&

Ajustement du nuage de points ( $U_{yi}-I_N$ )

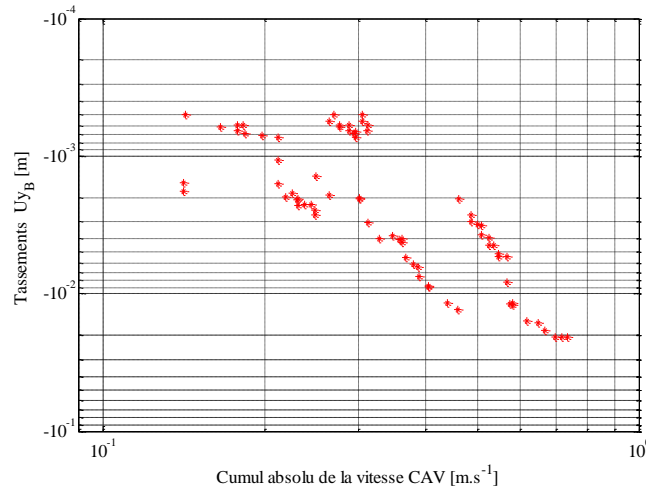
Cas des Alluvions peu profonds  $-(360 \leq V_s \leq 750 \text{ m.s}^{-1})-$

---

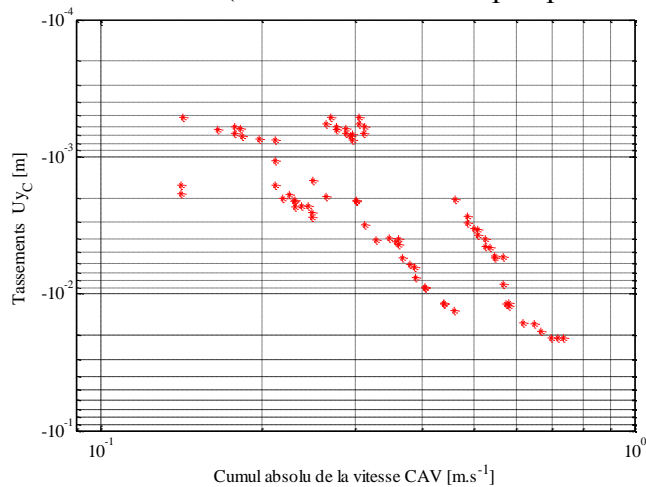
**A-1- Évolution des tassements en fonction des indicateurs de nocivité**



**Figure A.1.** Variation des tassements en fonction du CAV (Point A ' Alluvions peu profonds')

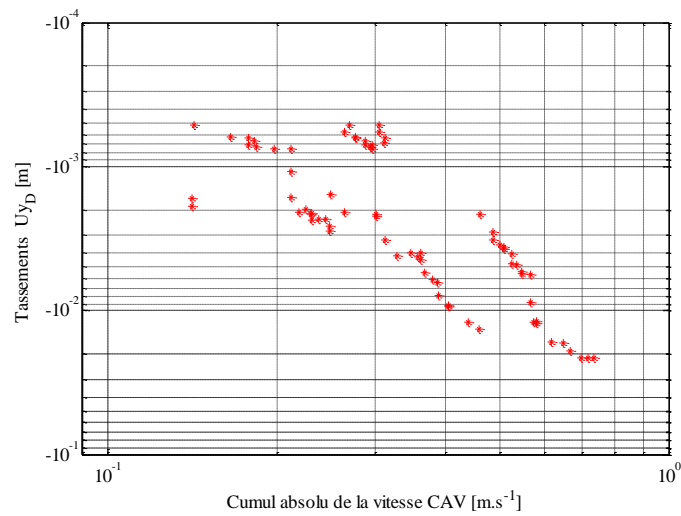


**Figure A.2.** Variation des tassements en fonction du CAV (Point B ' Alluvions peu profonds')

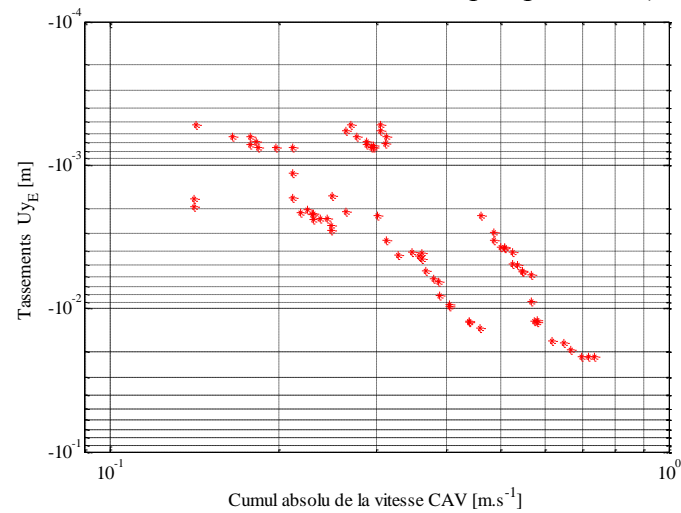


**Figure A.3.** Variation des tassements en fonction du CAV (Point C ' Alluvions peu profonds')

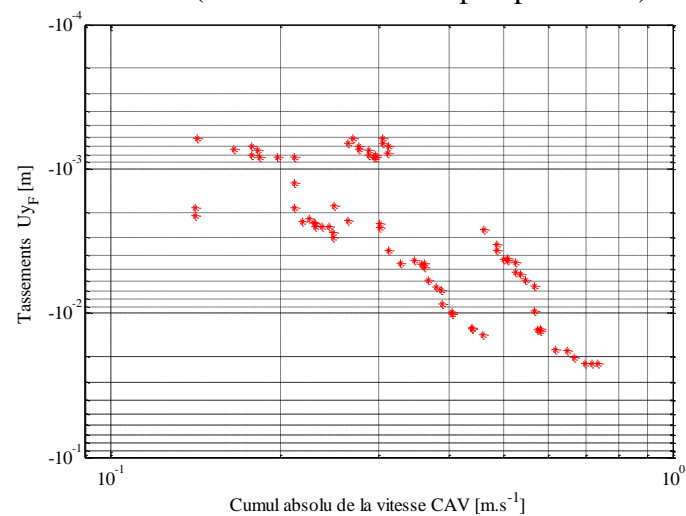
*Annexe A : Évolution des tassements en fonction des indicateurs de nocivité  
& Ajustement du nuage de points -Alluvions peu profonds ( $360 \leq V_s \leq 750$  m/s)-*



**Figure A.4.** Variation des tassements en fonction du CAV (Point D ' Alluvions peu profonds')

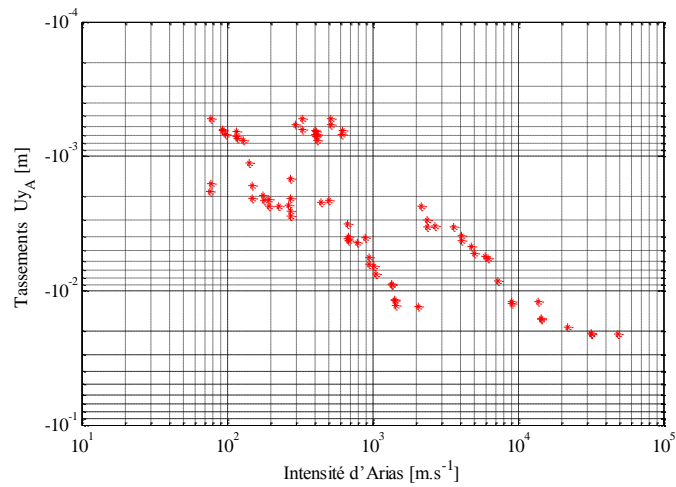


**Figure A.5.** Variation des tassements en fonction du CAV (Point E ' Alluvions peu profonds')

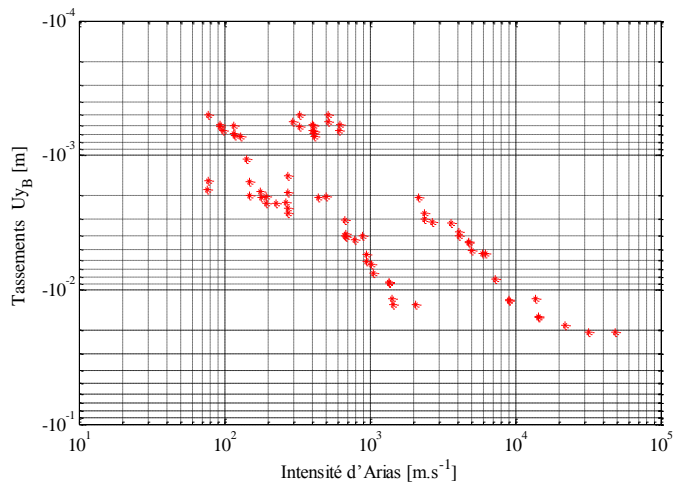


**Figure A.6.** Variation des tassements en fonction du CAV (Point F ' Alluvions peu profonds')

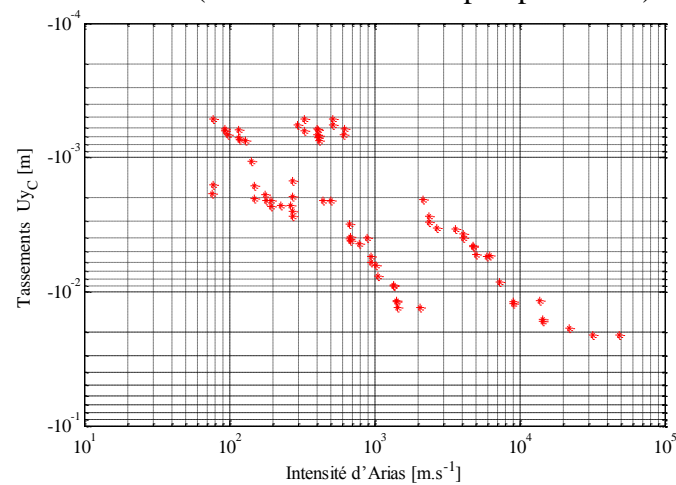
*Annexe A : Évolution des tassements en fonction des indicateurs de nocivité  
& Ajustement du nuage de points -Alluvions peu profonds ( $360 \leq V_s \leq 750$  m/s)-*



**Figure A.7.** Variation des tassements en fonction du  $I_A$   
(Point A ' Alluvions peu profonds')

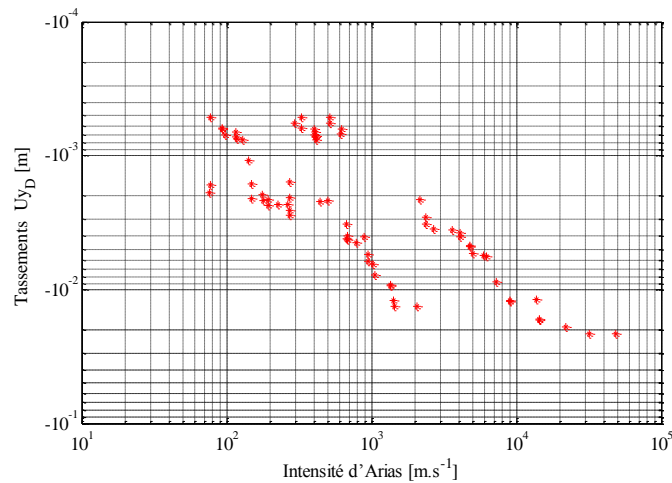


**Figure A.8.** Variation des tassements en fonction du  $I_A$   
(Point B ' Alluvions peu profonds')

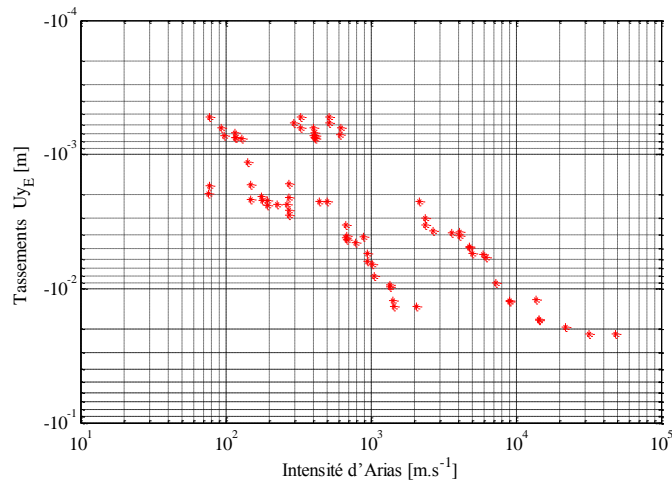


**Figure A.9.** Variation des tassements en fonction du  $I_A$   
(Point C ' Alluvions peu profonds')

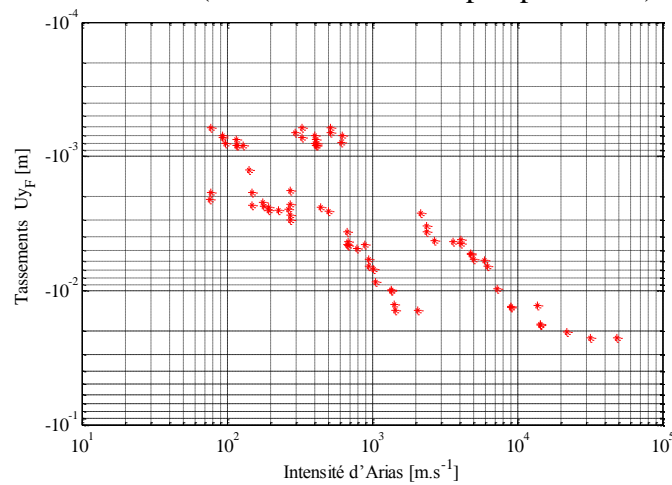
*Annexe A : Évolution des tassements en fonction des indicateurs de nocivité  
& Ajustement du nuage de points -Alluvions peu profonds ( $360 \leq V_s \leq 750$  m/s)-*



**Figure A.10.** Variation des tassements en fonction du  $I_A$   
(Point D ' Alluvions peu profonds')

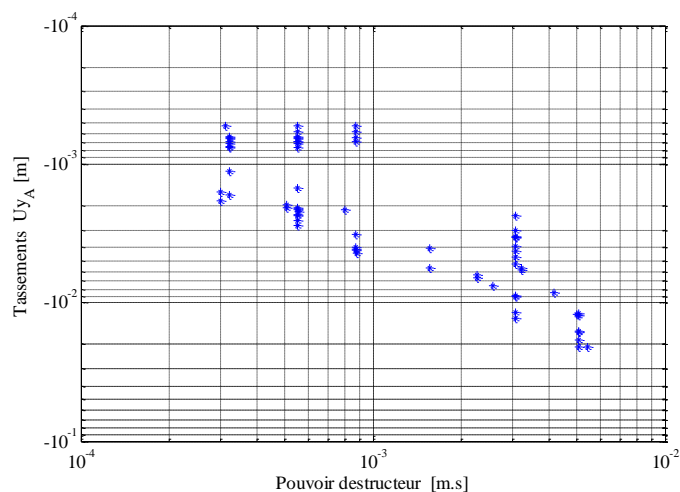


**Figure A.11.** Variation des tassements en fonction du  $I_A$   
(Point E ' Alluvions peu profonds')

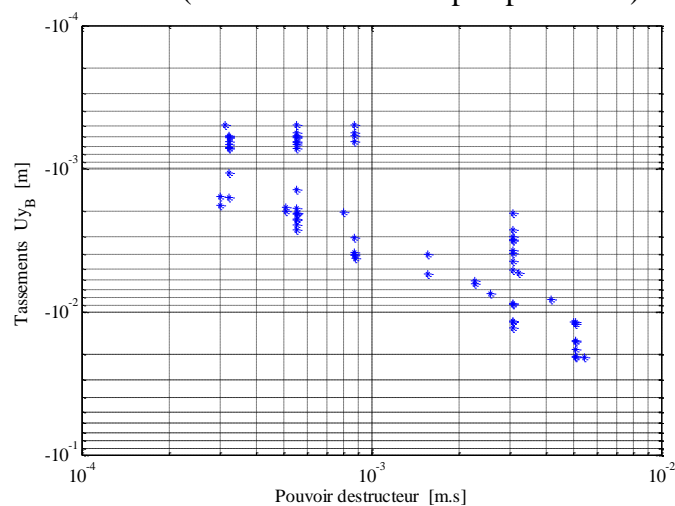


**Figure A.12.** Variation des tassements en fonction du  $I_A$   
(Point F ' Alluvions peu profonds')

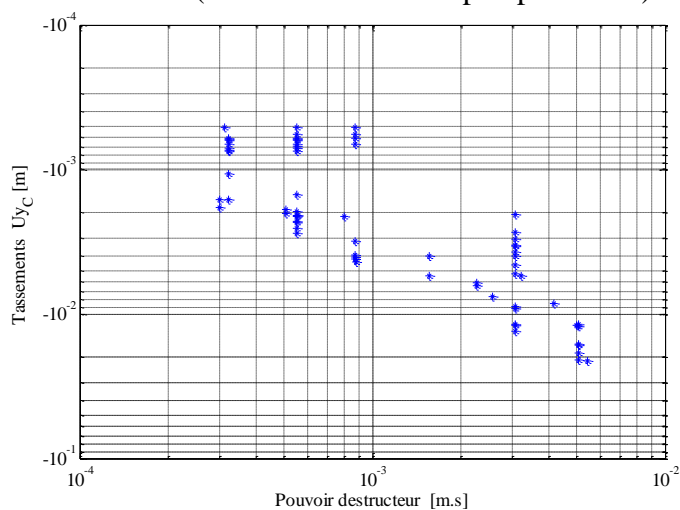
*Annexe A : Évolution des tassements en fonction des indicateurs de nocivité  
& Ajustement du nuage de points -Alluvions peu profonds ( $360 \leq V_s \leq 750$  m/s)-*



**Figure A.13.** Variation des tassements en fonction du  $P_{od}$  (Point A 'Alluvions peu profonds')

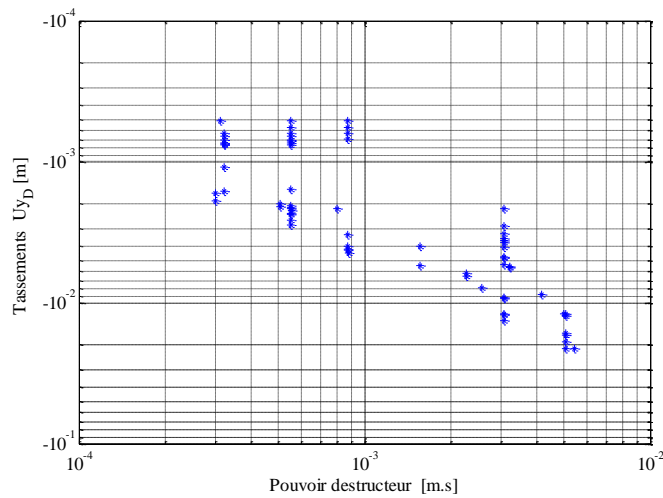


**Figure A.14.** Variation des tassements en fonction du  $P_{od}$  (Point B 'Alluvions peu profonds')

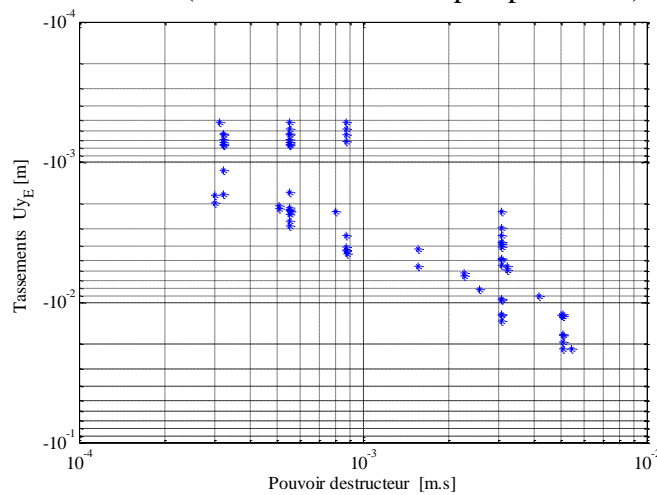


**Figure A.15.** Variation des tassements en fonction du  $P_{od}$  (Point C 'Alluvions peu profonds')

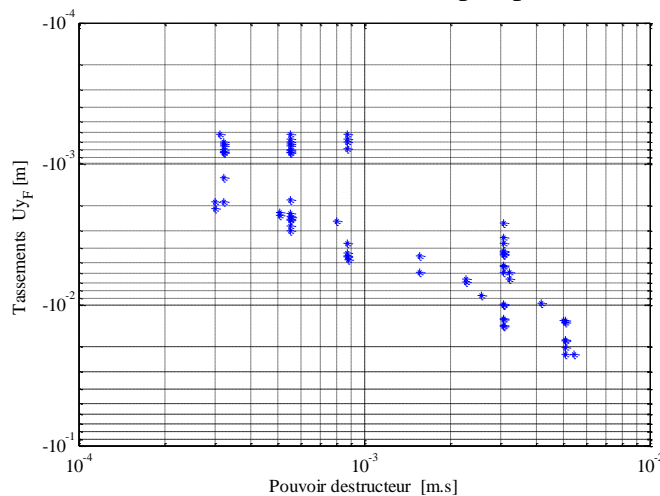
*Annexe A : Évolution des tassements en fonction des indicateurs de nocivité  
& Ajustement du nuage de points -Alluvions peu profonds ( $360 \leq V_s \leq 750$  m/s)-*



**Figure A.16.** Variation des tassements en fonction du  $P_{od}$  (Point D ' Alluvions peu profonds')



**Figure A.17.** Variation des tassements en fonction du  $P_{od}$  (Point E ' Alluvions peu profonds')



**Figure A.18.** Variation des tassements en fonction du  $P_{od}$  (Point F ' Alluvions peu profonds')

**Annexe A : Évolution des tassements en fonction des indicateurs de nocivité  
& Ajustement du nuage de points -Alluvions peu profonds ( $360 \leq V_s \leq 750$  m/s)-**

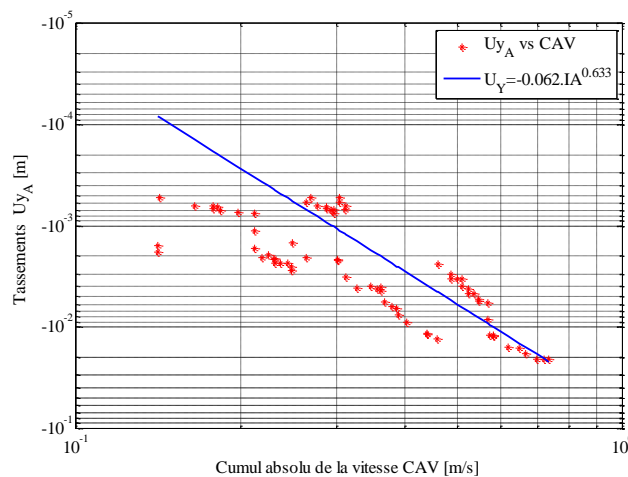
**A-2- Fonction d'ajustement pour les nuages de points (alluvions peu-profonds  
 $360 \leq V_s \leq 750$  m/s)**

**Tableau 1.A.** Coefficients de détermination des fonctions d'ajustement ( $U_{yi}$ -CAV)

		Coefficient de détermination		Coefficient de corrélation
		a	b	R
alluvions peu profonds $750 \leq V \leq 360$ m/s	$U_{yi}$ -CAV	-0.06273	0.63384	0.9024
	$U_{yi}$ - $I_A$	-0.06406	0.55225	0.8973
	$U_{yi}$ - $P_{od}$	-0.05928	0.94287	0.9021

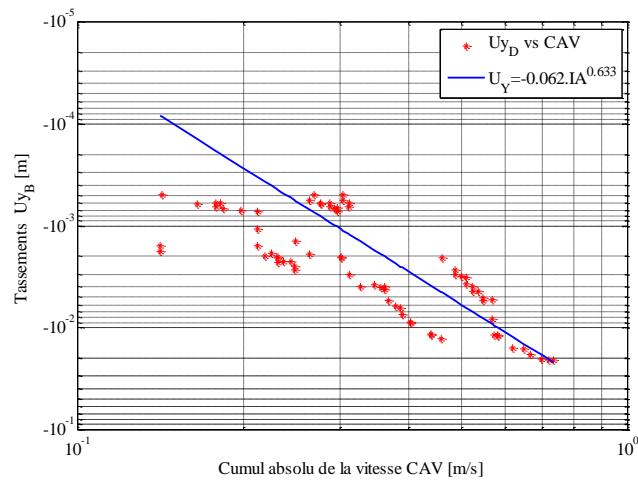
Le modèle proposé sous forme ( $y = a.x^b$ ), pour l'estimation des tassements sous la digue en fonction des indicateurs de nocivité (CAV,  $I_A$  et  $P_{od}$ ) pour un sol dont la vitesse de cisaillement  $360 \leq V_s \leq 750$  m/s est le suivant :

**A-3- Ajustement du modèle ( $U_{yi}$ -CAV) au nuage de points**

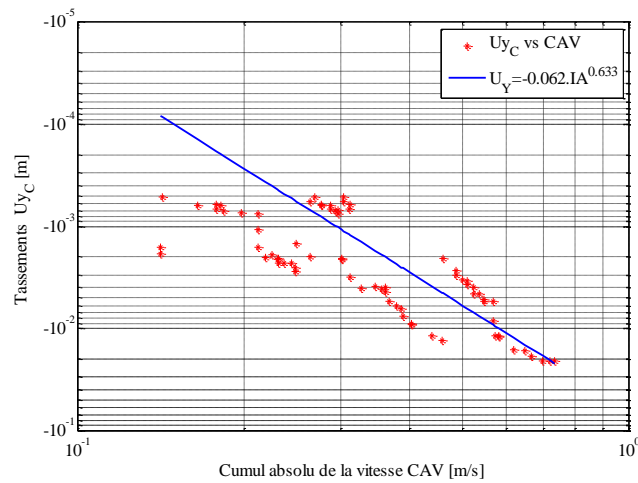


**Figure A.19.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ -CAV (Point A 'Alluvions peu profonds')

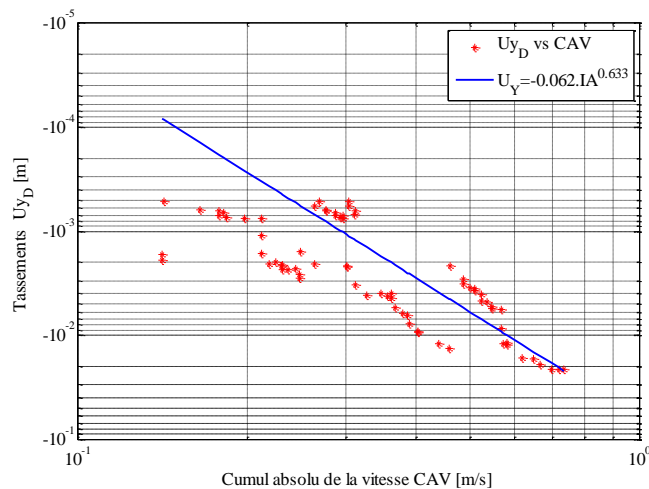
*Annexe A : Évolution des tassements en fonction des indicateurs de nocivité  
& Ajustement du nuage de points -Alluvions peu profonds ( $360 \leq V_s \leq 750$  m/s)-*



**Figure A.20.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ -CAV (Point B ' Alluvions peu profonds')

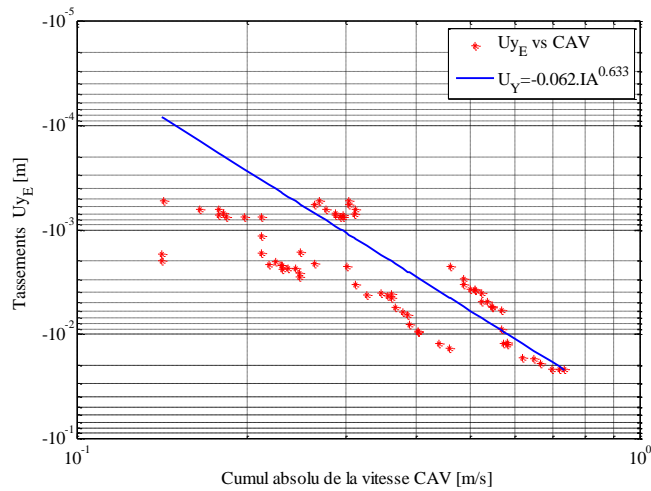


**Figure A.21.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ -CAV (Point C ' Alluvions peu profonds')

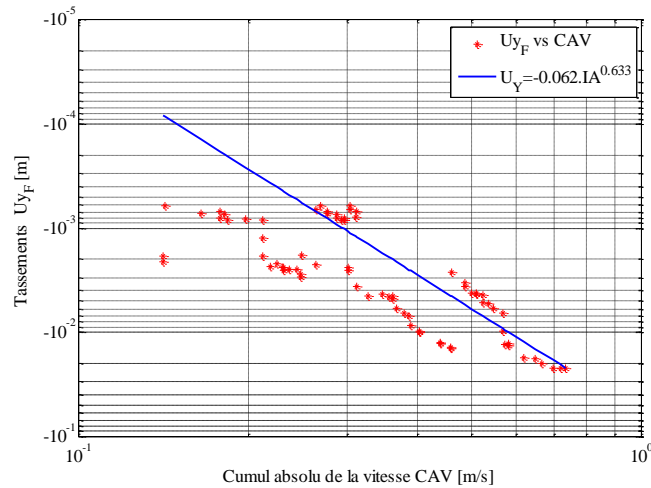


**Figure A.22.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ -CAV (Point D ' Alluvions peu profonds')

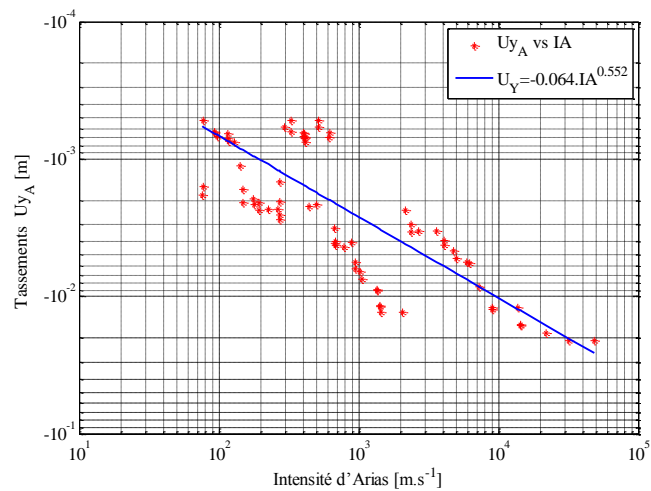
**Annexe A : Évolution des tassements en fonction des indicateurs de nocivité  
& Ajustement du nuage de points -Alluvions peu profonds ( $360 \leq V_s \leq 750$  m/s)-**



**Figure A.23.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ -CAV (Point E ' Alluvions peu profonds' )

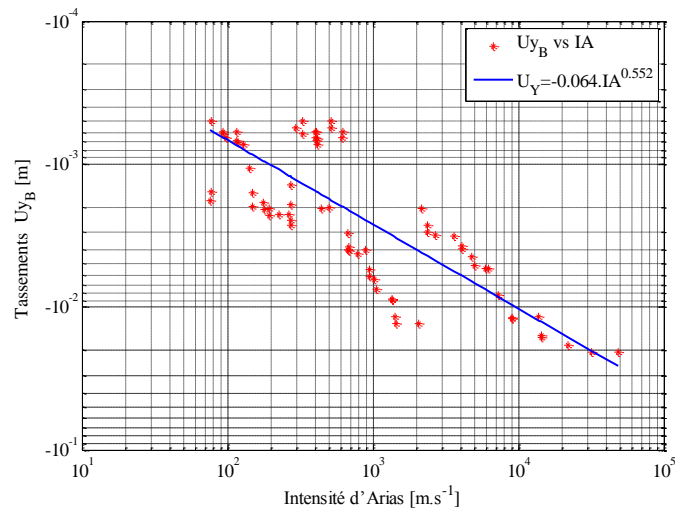


**Figure A.24.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ -CAV (Point F ' Alluvions peu profonds' )

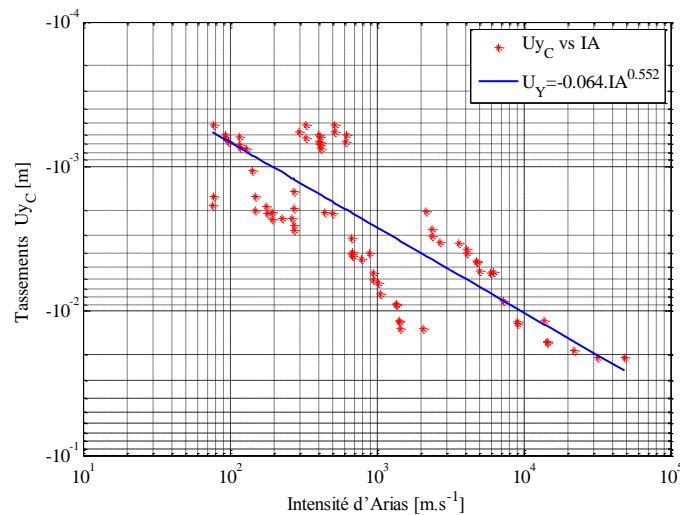


**Figure A.25.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ -IA (Point A ' Alluvions peu profonds' )

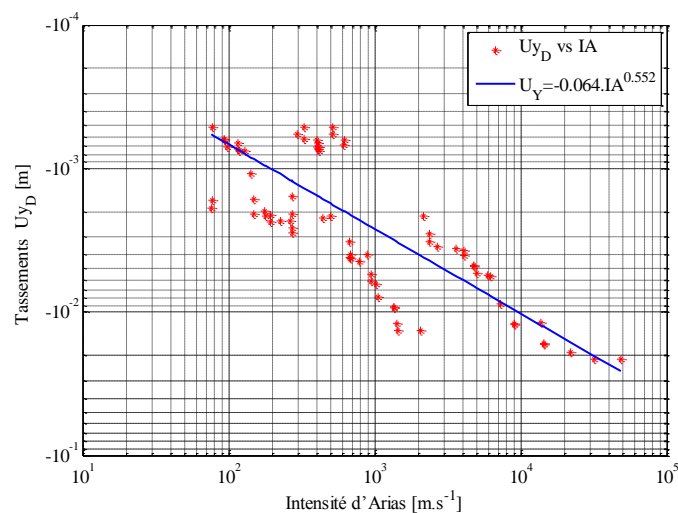
**Annexe A : Évolution des tassements en fonction des indicateurs de nocivité  
& Ajustement du nuage de points -Alluvions peu profonds ( $360 \leq V_s \leq 750$  m/s)-**



**Figure A.26.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ - $I_A$  (Point B ' Alluvions peu profonds')

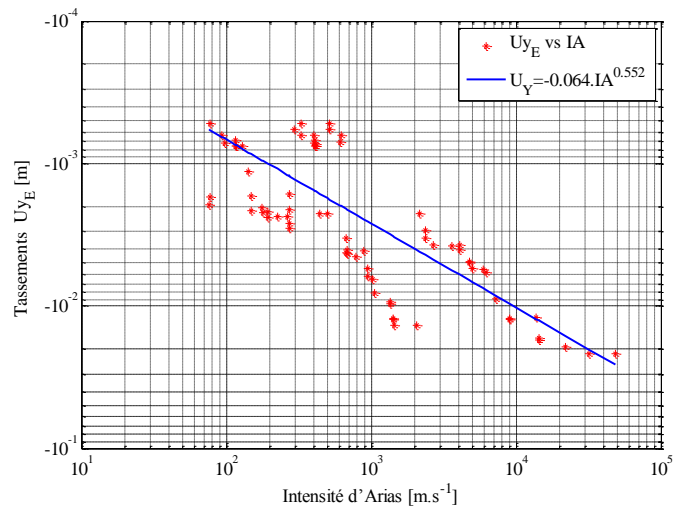


**Figure A.27.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ - $I_A$  (Point C ' Alluvions peu profonds')

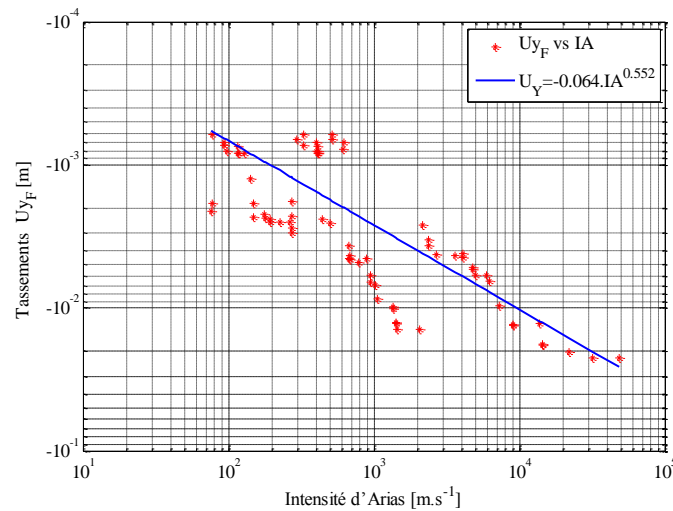


**Figure A.28.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ - $I_A$  (Point D ' Alluvions peu profonds')

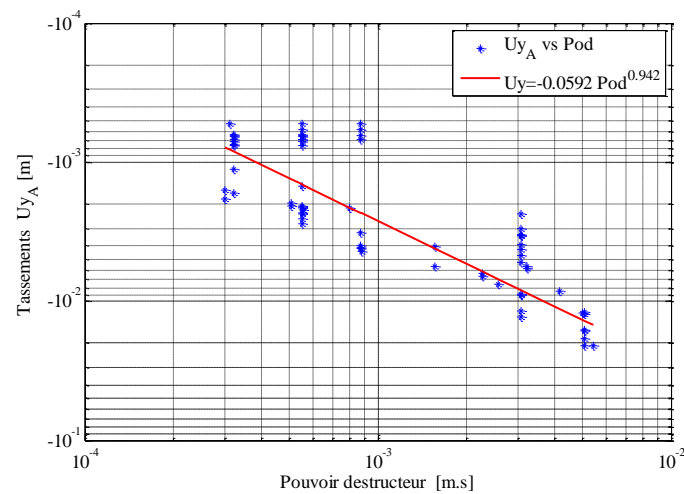
*Annexe A : Évolution des tassements en fonction des indicateurs de nocivité  
& Ajustement du nuage de points -Alluvions peu profonds ( $360 \leq V_s \leq 750$  m/s)-*



**Figure A.29.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ - $I_A$  (Point E ' Alluvions peu profonds')

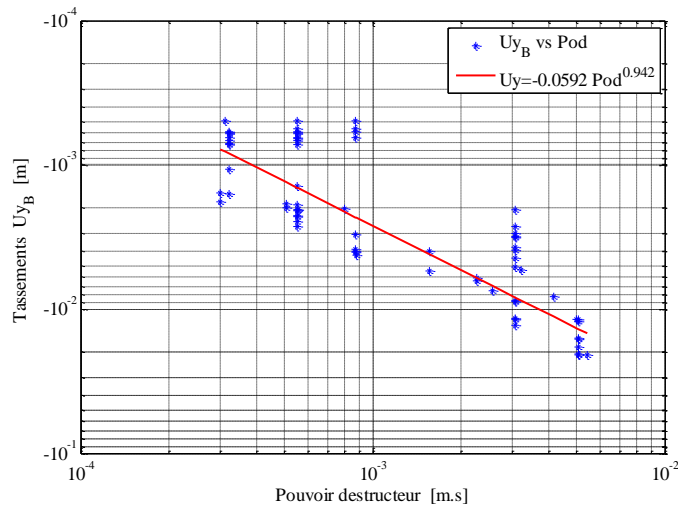


**Figure A.30.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ - $I_A$  (Point F ' Alluvions peu profonds')

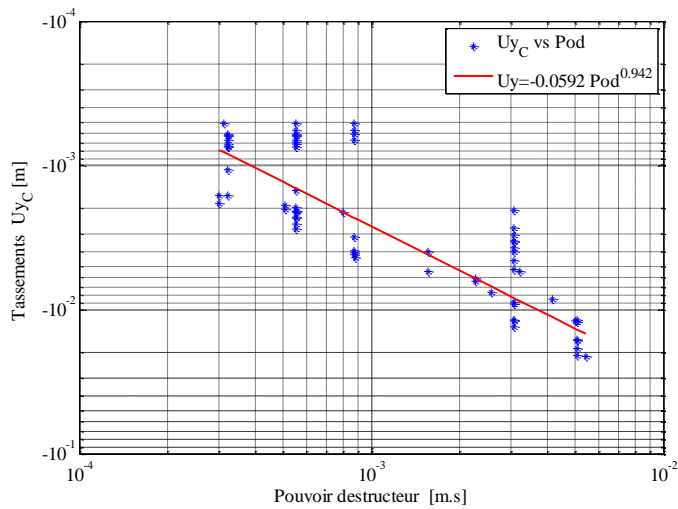


**Figure A.31.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ - $P_{od}$  (Point A ' Alluvions peu profonds')

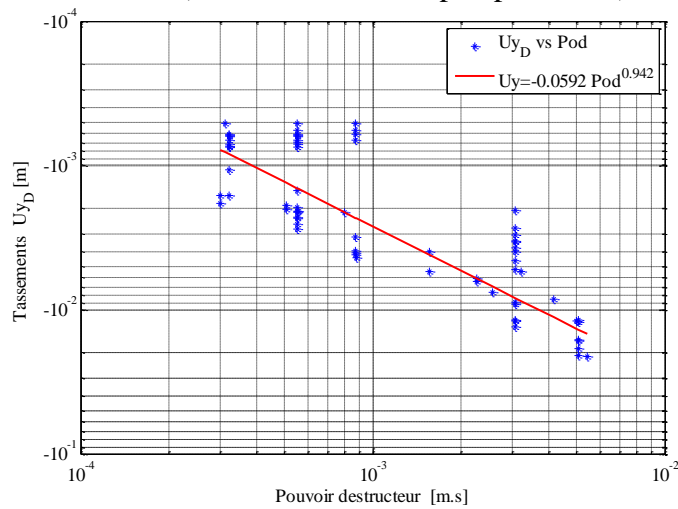
**Annexe A : Évolution des tassements en fonction des indicateurs de nocivité  
& Ajustement du nuage de points -Alluvions peu profonds ( $360 \leq V_s \leq 750$  m/s)-**



**Figure A.32.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ - $P_{od}$  (Point B ' Alluvions peu profonds')

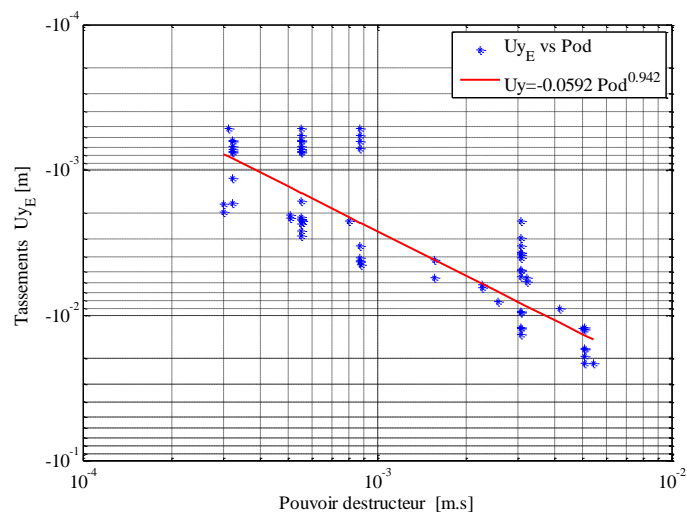


**Figure A.33.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ - $P_{od}$  (Point C ' Alluvions peu profonds')

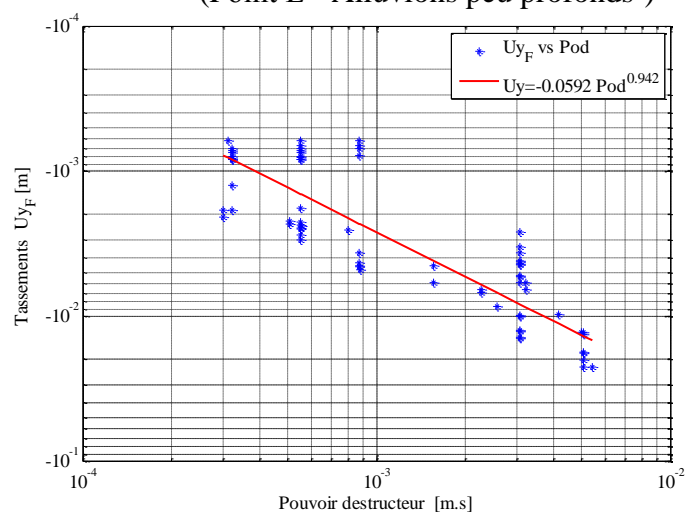


**Figure A.34.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ - $P_{od}$  (Point D ' Alluvions peu profonds')

*Annexe A : Évolution des tassements en fonction des indicateurs de nocivité  
& Ajustement du nuage de points -Alluvions peu profonds ( $360 \leq V_s \leq 750$  m/s)-*



**Figure A.35.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ - $P_{od}$  (Point E ' Alluvions peu profonds')



**Figure A.36.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ - $P_{od}$  (Point F ' Alluvions peu profonds')

## **Annexe B**

---

Évaluation des tassements en fonction des indicateurs  
de nocivité

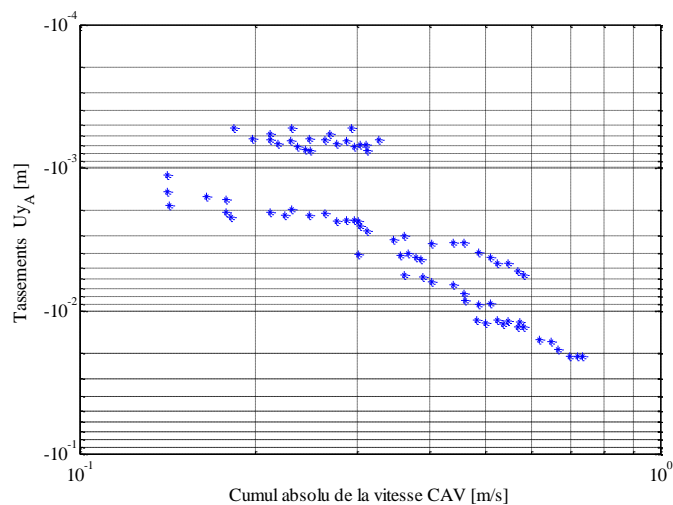
&

Ajustement du nuage de points ( $U_{yi}-I_N$ )

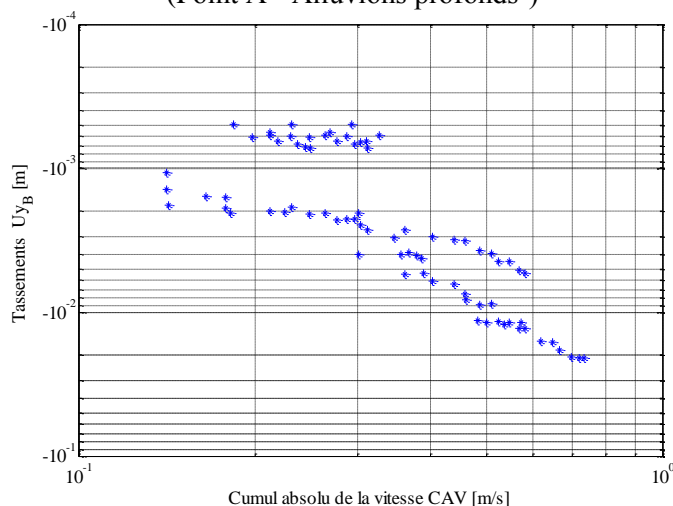
Cas des alluvions profonds  $-(180 \leq V_s \leq 360 \text{ m/s})-$

---

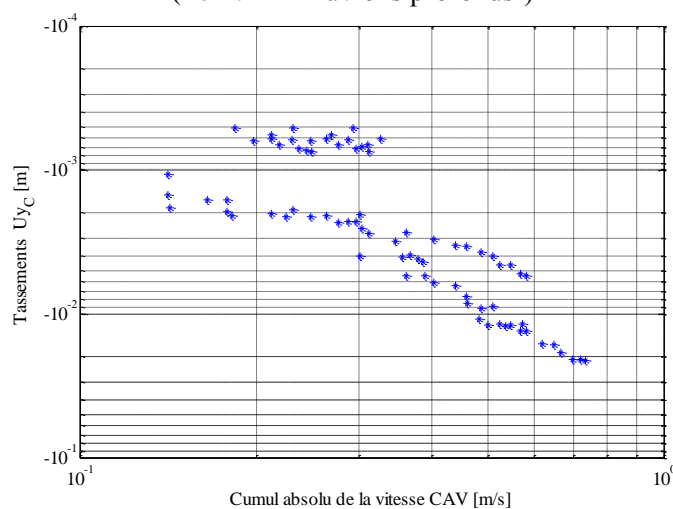
**B-1- Évolution des tassements en fonction des indicateurs de nocivité**



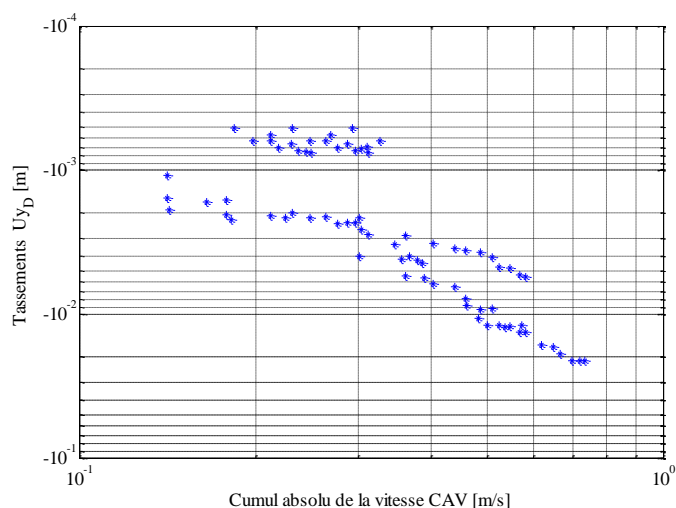
**Figure B.1.** Variation des tassements en fonction du CAV (Point A 'Alluvions profonds')



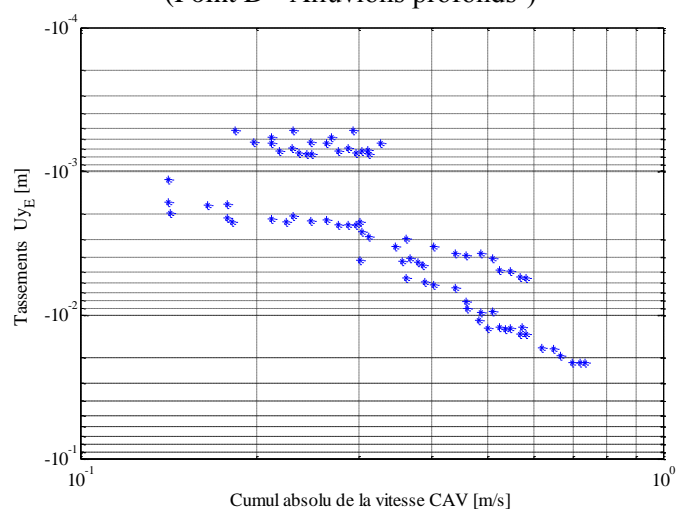
**Figure B.2.** Variation des tassements en fonction du CAV (Point B 'Alluvions profonds')



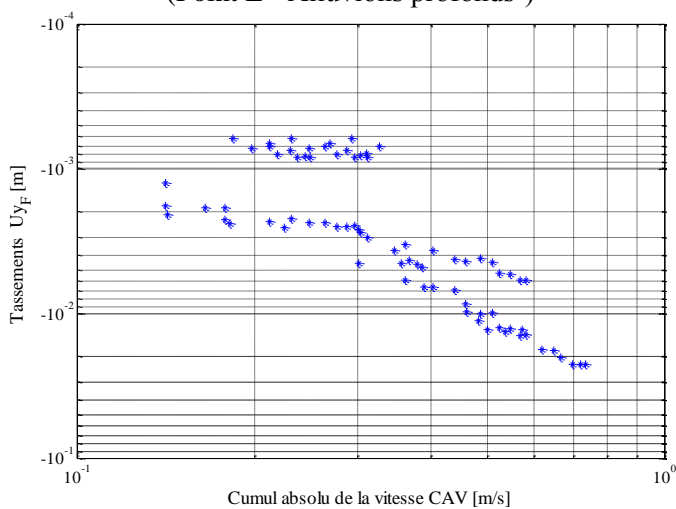
**Figure B.3.** Variation des tassements en fonction du CAV (Point C 'Alluvions profonds')



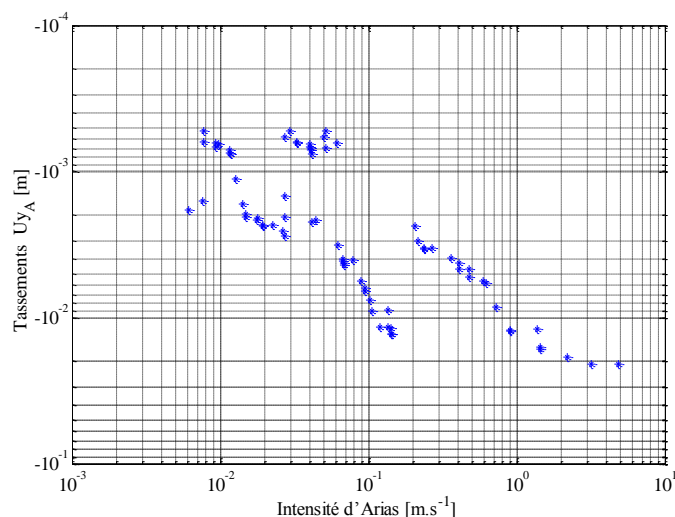
**Figure B.4.** Variation des tassements en fonction du CAV (Point D ' Alluvions profonds')



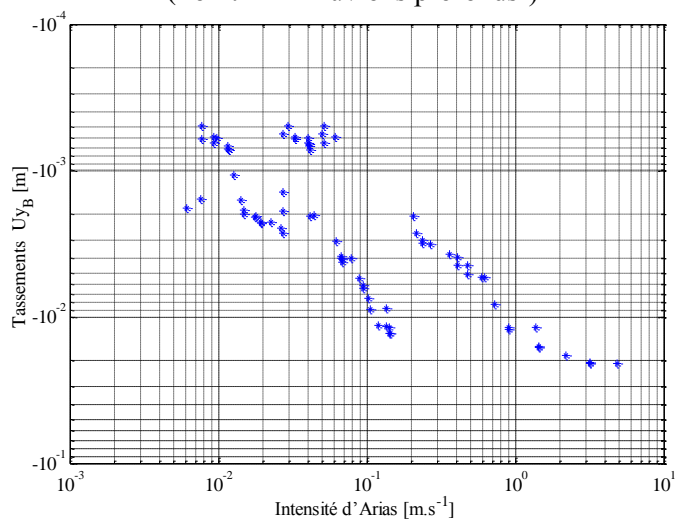
**Figure B.5.** Variation des tassements en fonction du CAV (Point E ' Alluvions profonds')



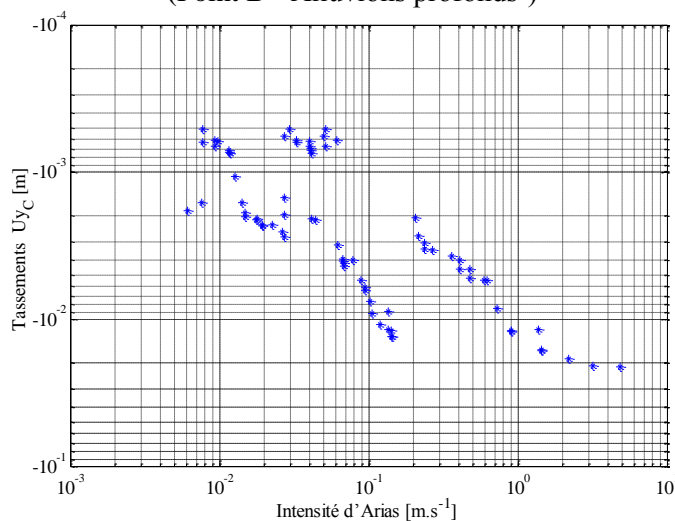
**Figure B.6.** Variation des tassements en fonction du CAV (Point F ' Alluvions profonds')



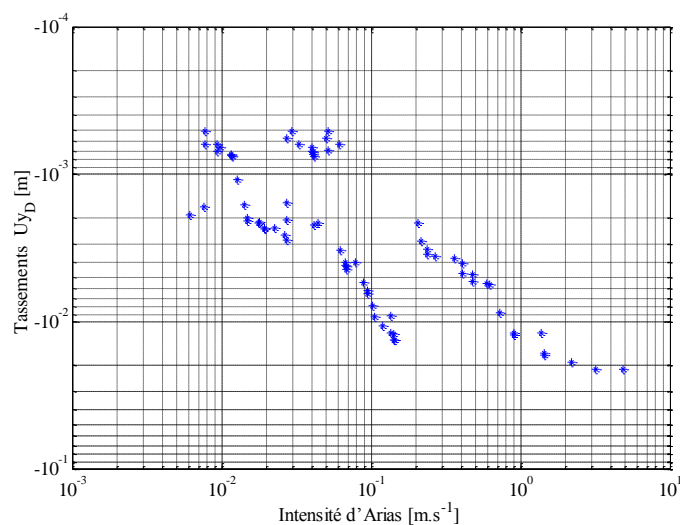
**Figure B.7.** Variation des tassements en fonction du  $I_A$  (Point A 'Alluvions profonds')



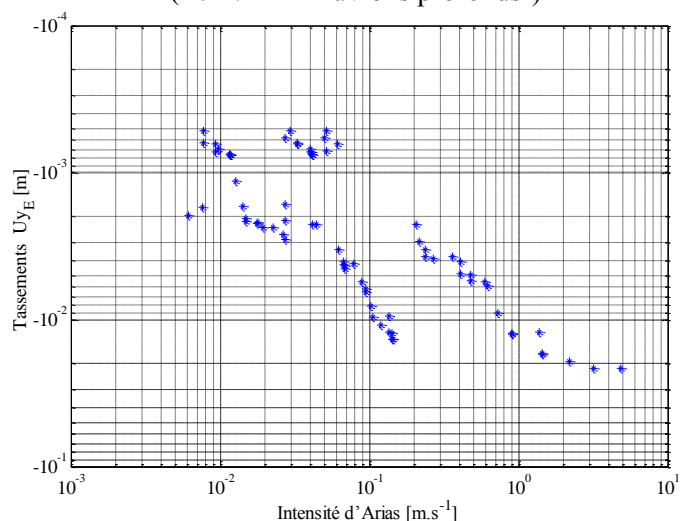
**Figure B.8.** Variation des tassements en fonction du  $I_A$  (Point B 'Alluvions profonds')



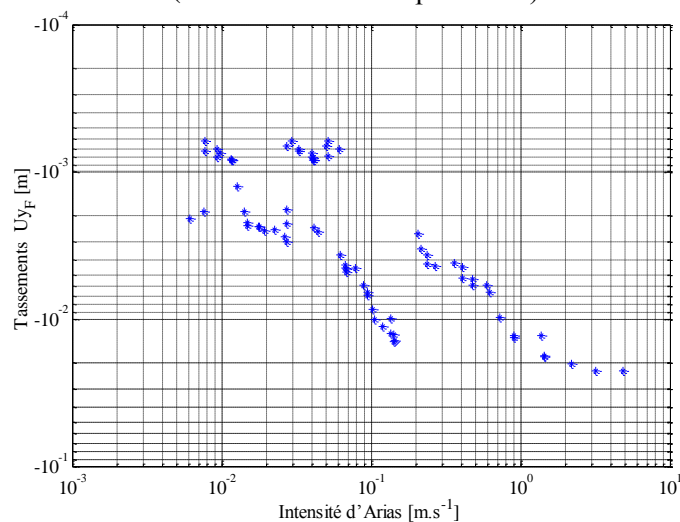
**Figure B.9.** Variation des tassements en fonction du  $I_A$  (Point C 'Alluvions profonds')



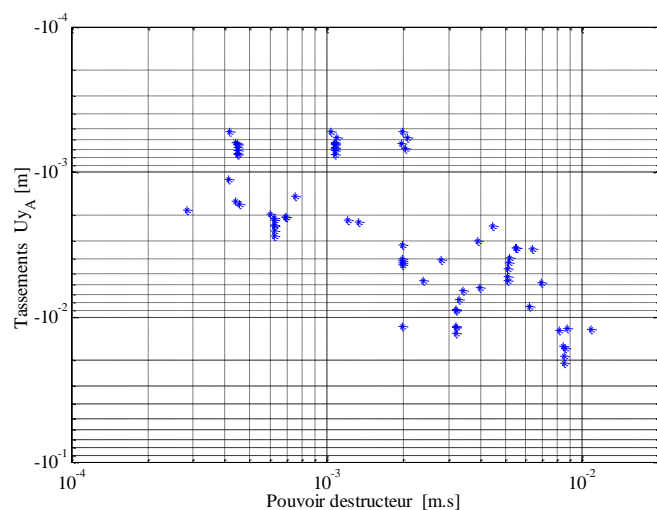
**Figure B.10.** Variation des tassements en fonction du  $I_A$  (Point D ' Alluvions profonds')



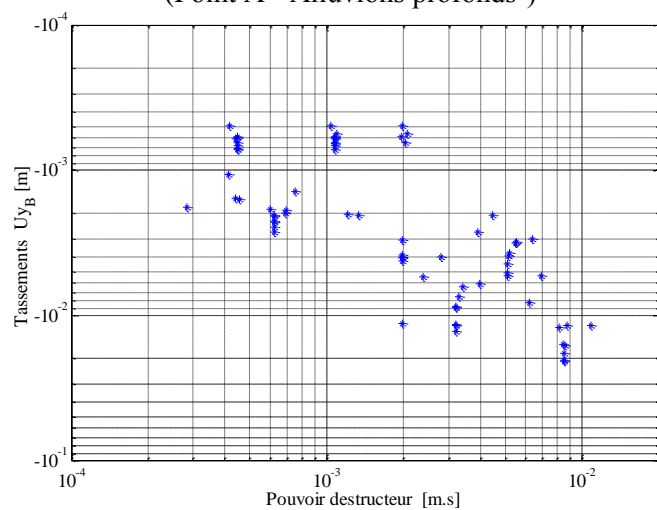
**Figure B.11.** Variation des tassements en fonction du  $I_A$  (Point E ' Alluvions profonds')



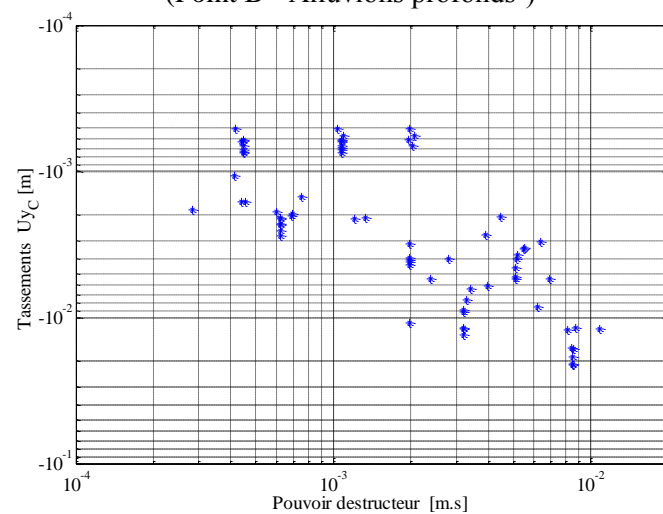
**Figure B.12.** Variation des tassements en fonction du  $I_A$  (Point F ' Alluvions profonds')



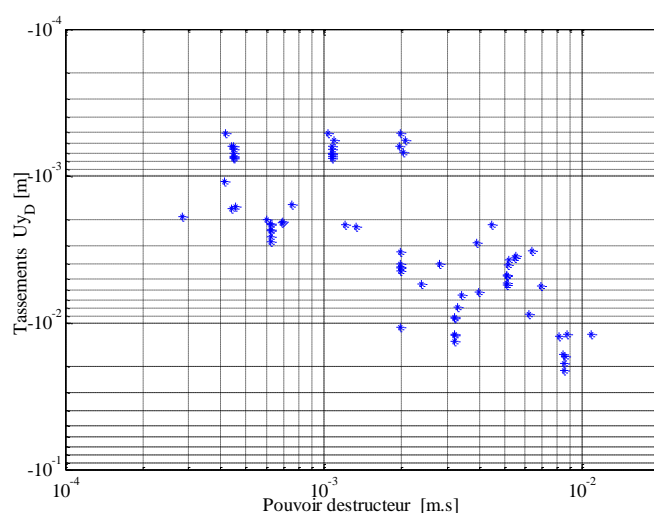
**Figure B.13.** Variation des tassements en fonction du  $P_{od}$  (Point A ' Alluvions profonds')



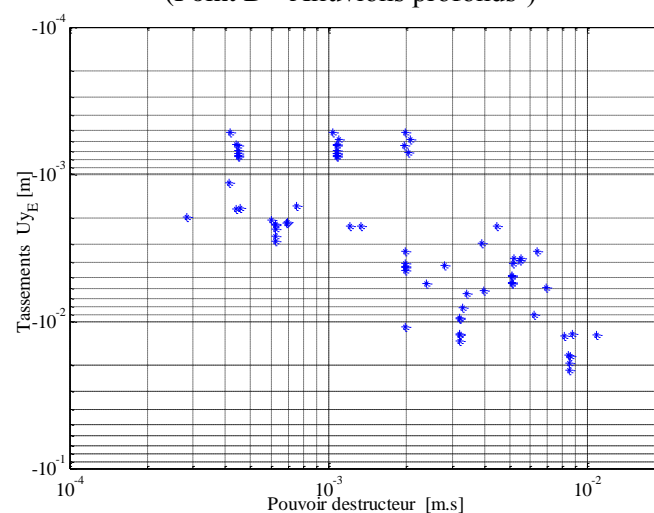
**Figure B.14.** Variation des tassements en fonction du  $P_{od}$  (Point B ' Alluvions profonds')



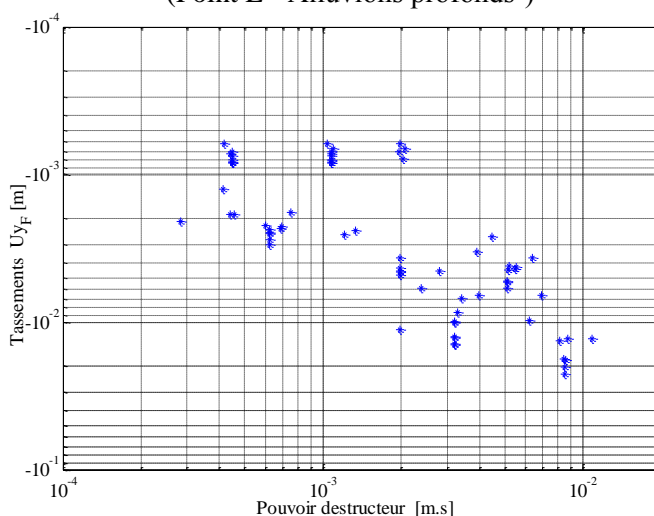
**Figure B.15.** Variation des tassements en fonction du  $P_{od}$  (Point C ' Alluvions profonds')



**Figure B.16.** Variation des tassements en fonction du  $P_{od}$  (Point D ' Alluvions profonds')



**Figure B.17.** Variation des tassements en fonction du  $P_{od}$  (Point E ' Alluvions profonds')



**Figure B.18.** Variation des tassements en fonction du  $P_{od}$  (Point F ' Alluvions profonds')

**Annexe B : Évolution des tassements en fonction des indicateurs de nocivité & Ajustement du nuage de points -Alluvions profonds ( $180 \leq V_s \leq 360$  m/s)-**

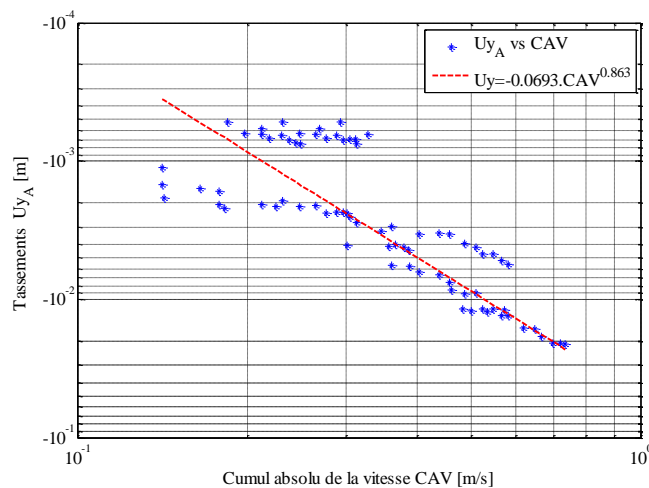
**B-1- Fonction d'ajustement pour les nuages de point (alluvions -profonds  $360 \leq V_s \leq 750$  m/s)**

Tableau B.1. Coefficients de détermination des fonctions d'ajustement

		Coefficient de détermination		Coefficient de corrélation
		a	B	R
Alluvions Profonds $360 \leq V \leq 750$ m/S	$U_{yi}$ -CAV	-0.06936	0.8636	0.8636
	$U_{yi}$ -I <sub>A</sub>	-0.07162	0.9311	0.9311
	$U_{yi}$ -P <sub>od</sub>	-0.07591	0.8558	0.8558

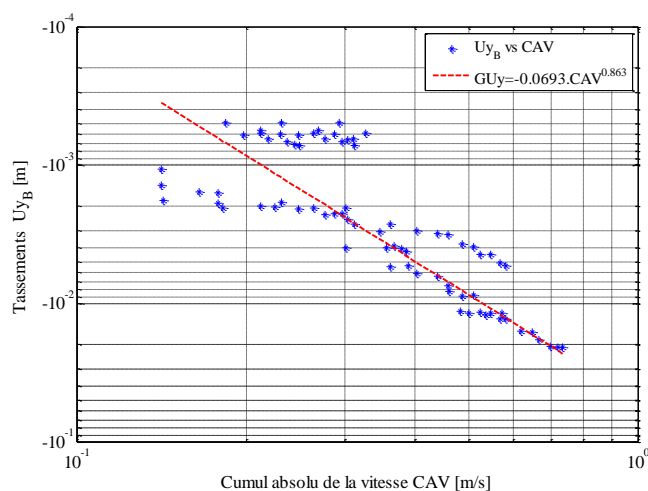
Le modèle proposé sous forme ( $y = a.x^b$ ), pour l'estimation des tassements sous la digue en fonction des indicateurs de nocivité (CAV, I<sub>A</sub> et P<sub>od</sub>) pour un sol dont la vitesse de cisaillement  $360 \leq V_s \leq 750$  m/s est le suivant :

**B-2- Ajustement du modèle ( $U_{yi}$ -CAV) au nuage de points**

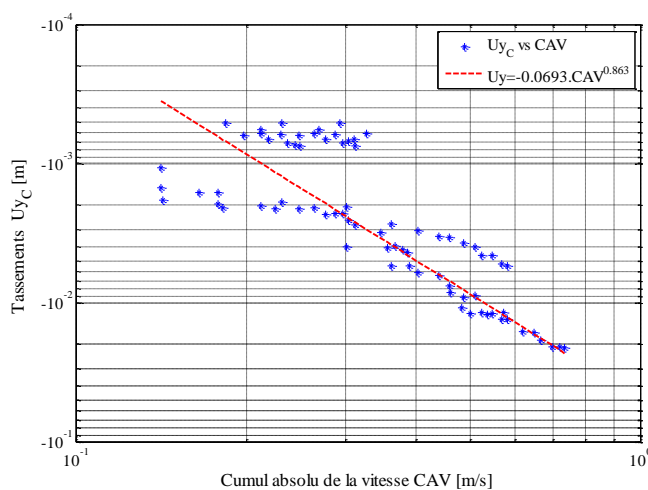


**Figure B.19.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ -CAV (Point A " Alluvions profonds")

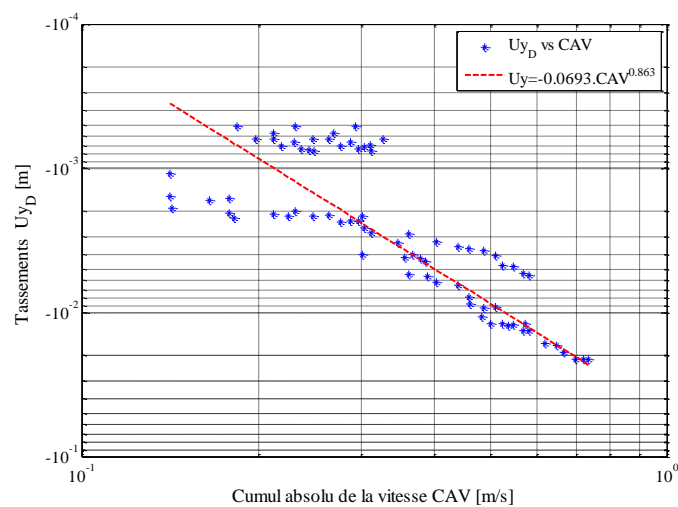
**Annexe B : Évolution des tassements en fonction des indicateurs de nocivité & Ajustement du nuage de points -Alluvions profonds ( $180 \leq V_s \leq 360$  m/s)-**



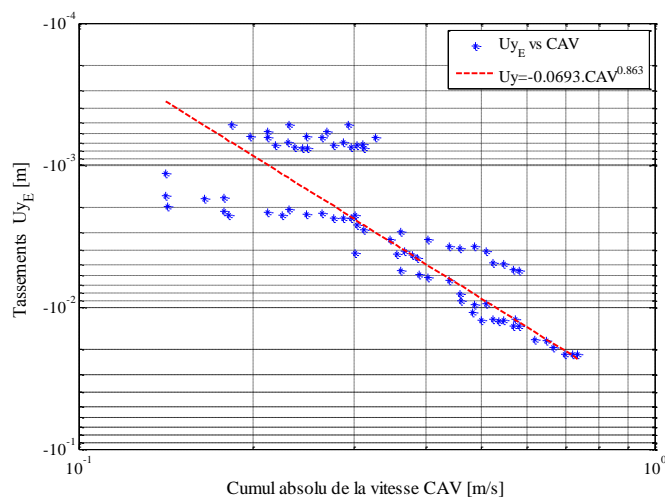
**Figure B.20.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ -CAV (Point B " Alluvions profonds")



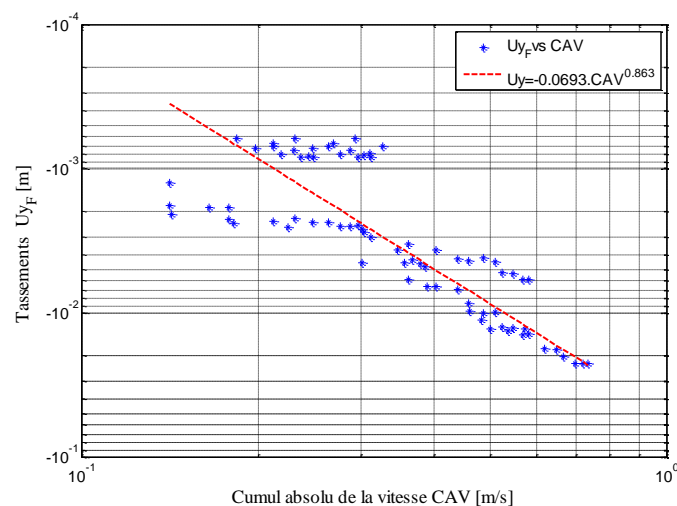
**Figure B.21.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ -CAV (Point C " Alluvions profonds")



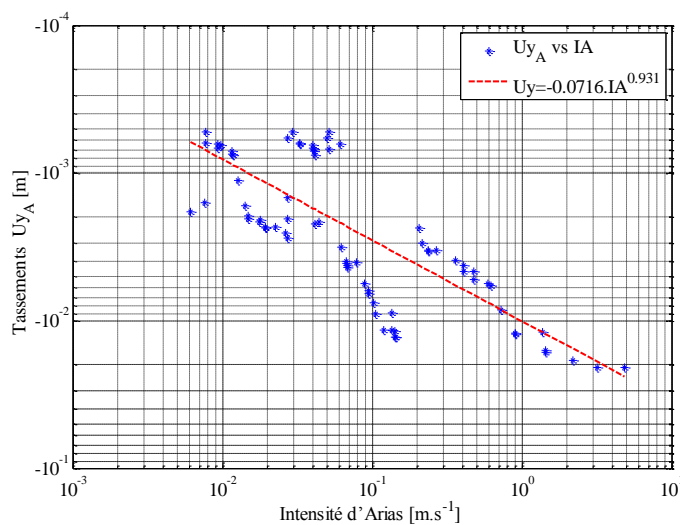
**Figure B.22.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ -CAV (Point D " Alluvions profonds")



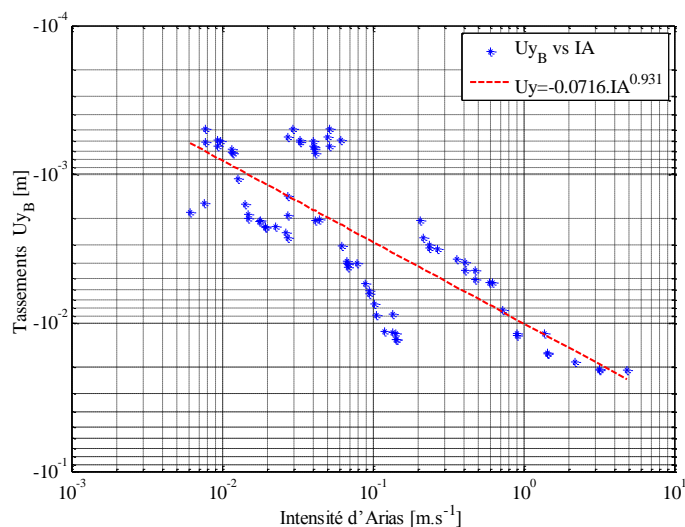
**Figure B.23.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ -CAV (Point E "Alluvions profonds")



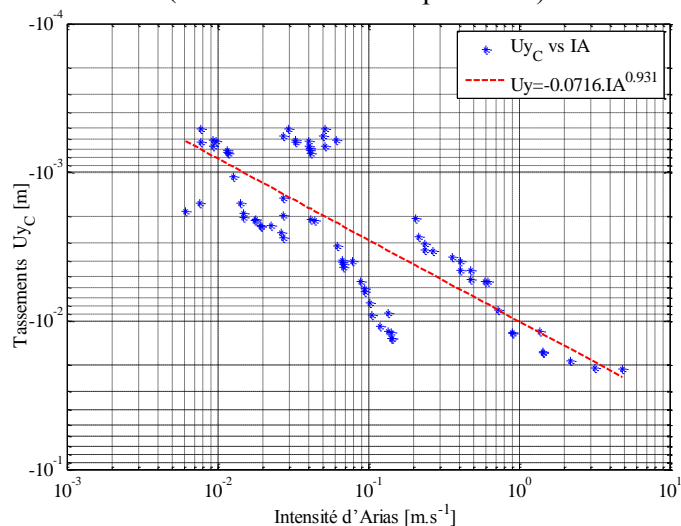
**Figure B.24.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ -CAV (Point F "Alluvions profonds")



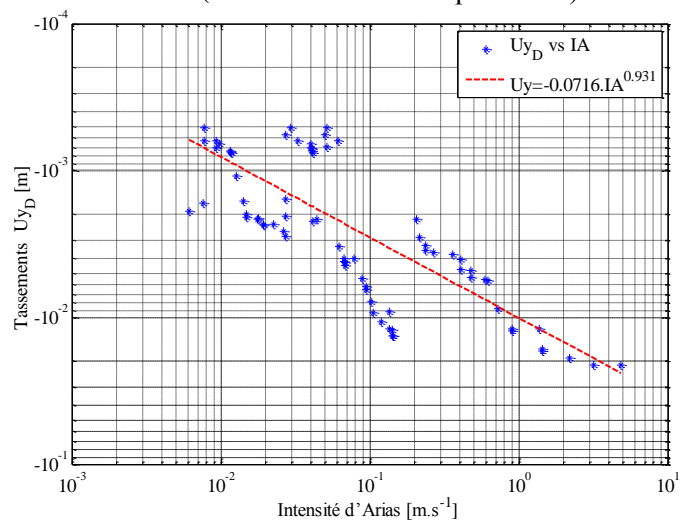
**Figure B.25.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ - $I_A$  (Point A "Alluvions profonds")



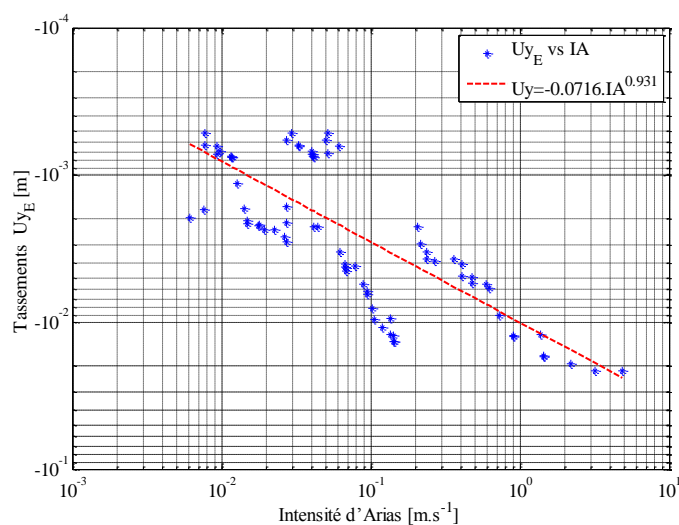
**Figure B.26.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ - $I_A$  (Point B "Alluvions profonds")



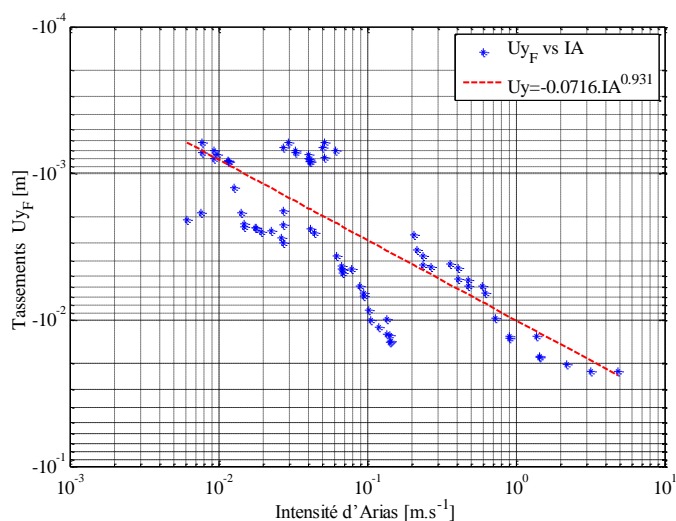
**Figure B.27.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ - $I_A$  (Point C "Alluvions profonds")



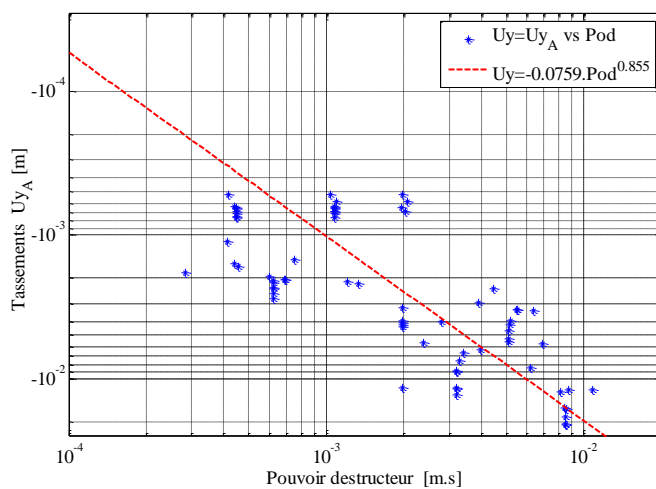
**Figure B.28.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ - $I_A$  (Point D "Alluvions profonds")



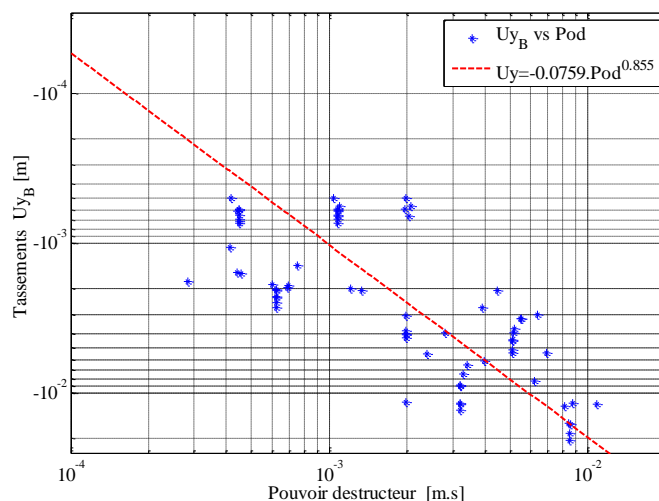
**Figure B.29.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ - $I_A$  (Point E " Alluvions profonds")



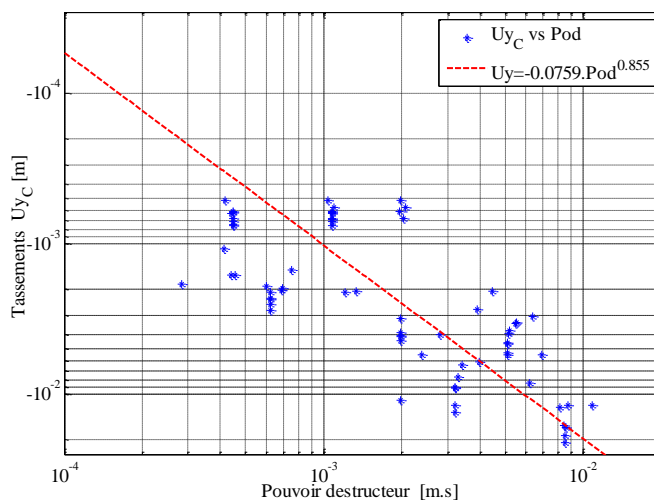
**Figure B.30.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ - $I_A$  (Point F " Alluvions profonds")



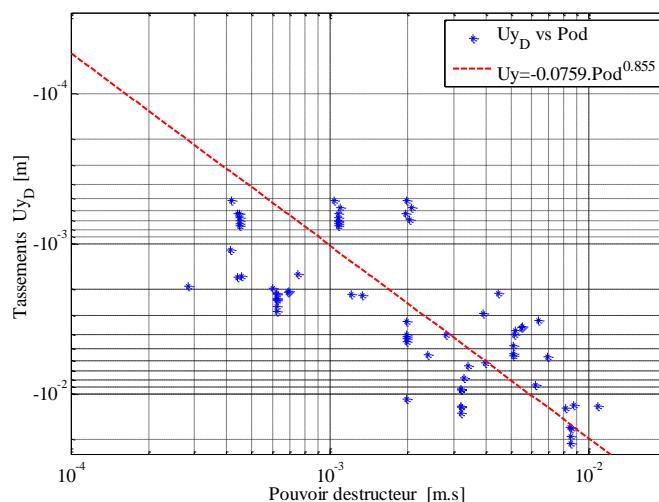
**Figure B.31.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ - $P_{od}$  (Point A " Alluvions profonds")



**Figure B.32.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ - $P_{od}$  (Point B " Alluvions profonds")

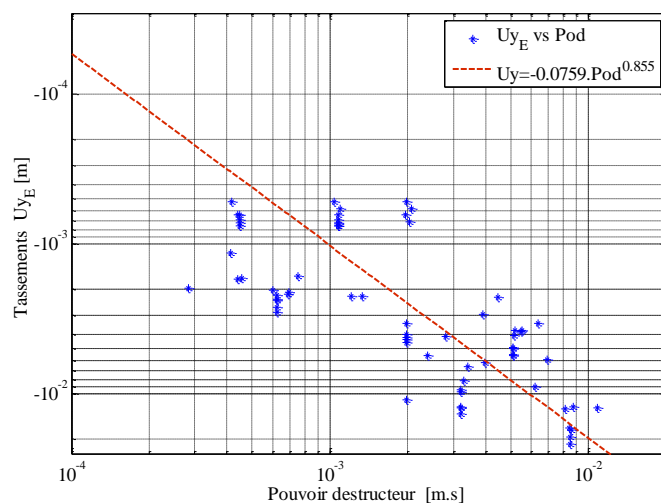


**Figure B.33.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ - $P_{od}$  (Point C " Alluvions profonds")

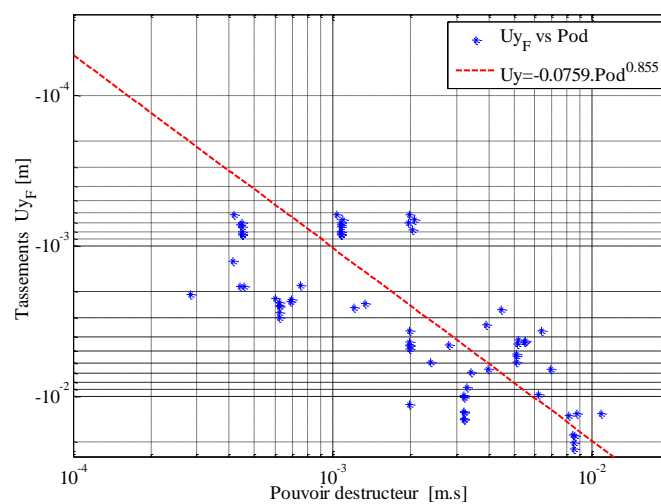


**Figure B.34.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ - $P_{od}$  (Point D " Alluvions profonds")

**Annexe B : Évolution des tassements en fonction des indicateurs de nocivité & Ajustement du nuage de points -Alluvions profonds ( $180 \leq V_s \leq 360$  m/s)-**



**Figure B.35.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ - $P_{od}$  (Point E '' Alluvions profonds')



**Figure B.36.** Ajustement du nuage de points  $U_{yi}$ - $P_{od}$  (Point F '' Alluvions profonds')