

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de génie de la construction
Département du Génie Civil
Laboratoire Géo matériaux Environnement et
Aménagement (LGEA)

Mémoire de MASTER

Spécialité : Génie Civil.
Option : Géotechnique et Environnement.

Présenté par M^r HADDADI Ismail

THEME

**Bandes de cisaillement :
Synthèse bibliographique et application numérique
(Logiciel PLAXIS 8.2).**

Devant le jury d'examen suivant :

Président : M^r MELBOUCI Bachir, Professeur à L'UMMTO.

Promoteur : M^{lle} BOUBRIT Hassiba, Maitre assistante à L'UMMTO.

Examineur : M^r HAMZA Ali, Maitre de conférences à L'UMMTO.

Soutenu le:16/01/2016.

Remerciement

J'exprime toute ma gratitude et ma reconnaissance à tous ceux qui ont cru en moi.

Dédicace

Je dédie, tout d'abord, ce mémoire à mon encadreur M^{me} BOUBRIT que je ne remercierais jamais assez pour sa patience et tous ses conseils précieux.

Je remercie aussi très sincèrement le professeur MELBOUCI d'avoir accepté d'assurer la présidence du jury. Ensuite, aucun mot ne suffirait pour remercier mes chers parents, frère et sœurs qui n'ont cessé de m'encourager. Enfin, je dédie ce modeste travail à tous mes amis, famille et surtout à tous les enseignants qui m'ont accompagné depuis le primaire jusqu'à ce jour.

A tous ces gens je dis Merci.

Résumé

Ce mémoire présente une synthèse bibliographique et une application numérique sur la localisation des déformations qui sont un phénomène qui se manifeste sous des sollicitations mécaniques avant la rupture surtout des géomatériaux sous forme de bandes appelées communément bande de cisaillement.

La première partie est consacrée à la présentation des différentes façons de détections des déformations localisées ainsi que les théories utilisées pour expliquer le passage des déformations homogènes aux déformations hétérogènes qui est parfaitement illustré dans la théorie de bifurcation ainsi calculer les caractéristiques (orientations et épaisseurs) des bandes de cisaillement. Par ailleurs, nous avons essayé d'exposer les diverses déformations localisées constatées dans les géomatériaux et pour toucher à l'aspect général de ce phénomène, nous avons présenté les différentes déformations et propriétés rhéologiques des corps.

Dans la deuxième partie nous avons présenté les deux matériaux utilisés (Granit et Calcaire) et aussi expliqué la méthode d'utilisation du logiciel. Dans cette même partie nous avons fais une simulation numérique sous Plaxis 8.2 par laquelle nous avons simulé une boite de cisaillement directe pour ainsi définir les paramètres de la bande de cisaillement et essayer d'étudier ces dernières en utilisant les couleurs des contraintes qui décrivent le comportement du matériau vu le concept de rupture de chaque matériau à une certaine contrainte.

Mots-clés

Localisation de déformations, Bandes de cisaillement, Contrainte, Cisaillement direct, plan de rupture.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERAL.....	13
----------------------------------	-----------

PARTIE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre I : Généralité des bandes de cisaillement

1. Introduction.....	16
2. Mécaniques des roches et des sols.....	17
2.1. Mouvement et déformation des corps.....	17
2.2. Propriétés rhéologiques des corps.....	18
2.2.1. Les corps élastiques.....	18
2.2.2. Les corps plastiques.....	18
2.2.3. Les corps visqueux.....	18
2.2.4. Comportement des corps réels.....	19
3. Les bandes de cisaillement dans différents géomatériaux.....	19
3.1. Les bandes de cisaillement à l'échelle de la planète.....	20
3.2. Les bandes de cisaillement dans les glissements de terrain	20
3.3. Les bandes de cisaillement dans le béton.....	21
3.4. Les bandes de cisaillement dans les métaux.....	22
3.5. Les bandes de cisaillement des les sols.....	23
3.6. Les bandes de cisaillement dans les roches.....	24
4. Le cisaillement et les matériaux Mohr-Coulomb	24
4.1. Matériaux de Coulomb.....	25
4.2. La représentation des contraintes de Mohr	26
5. Mécanismes élémentaires de rupture.....	28
6. Observations in situ et en laboratoire	29
6.1. Rupture et localisation de la déformation en bande de cisaillement.....	29
6.2. Fissures, discontinuités et bandes de cisaillement	30
6.3. Gauchissement et flambement	31
7. Quelle approche choisir : expérimentale ou théorique ?	32
8. Conclusion.....	33

Chapitre II : Différentes techniques expérimentales de détection des bandes de cisaillement

1. Introduction.....	34
2. Les méthodes directes.....	35
2.1. Observations visuelles à l'œil nu	35
2.2. Observations microscopiques.....	36
3. Les méthodes directes Quantitatives.....	37
3.1. Localisation et émission acoustique	37
3.2. Vitesse des ondes élastiques	40
3.3. Tomographie aux rayons X.....	41

4. Les méthodes de champ de déformation	44
4.1. Stéréophotogrammétrie de faux relief	44
4.2. Granularité laser (Speckle)	46
4.3. Localisation par mesures des déformations	46
5. CONCLUSION	47

Chapitre III : Comportement et matérialisation des bandes de cisaillement

1. Introduction	48
2. Théorie d'approche de localisation à différentes échelles	49
2.1. Approche macroscopique.....	49
2.2. Approche microscopique (fissuration)	50
2.2.1. La mécanique de la fracturation	50
2.2.2. Les interactions entre fissures	52
3. Les bandes de cisaillement dans les roches	53
3.1. Mécanismes de fissuration et de rupture dans les essais élémentaires.....	53
3.2. Formation et matérialisation des bandes de cisaillement	55
3.3. Epaisseur des bandes de cisaillement.....	58
3.4. Quelques résultats expérimentaux sur l'épaisseur des bandes de cisaillement.....	58
3.5. Quelques résultats expérimentaux sur l'orientation de la bande de cisaillement.....	60
4. Les bandes de cisaillement dans les sols	63
4.1. Définition de la rupture des sols.....	63
4.2. Présence des déformations localisées dans les sols.....	64
4.3. Inclination des bandes de cisaillement.....	64
4.4. Epaisseur de bandes de cisaillement.....	65
4.5. Quelques Résultats expérimentaux sur l'épaisseur des bandes de cisaillement	66
5. L'influence des fissures sur la bande de cisaillement	66
6. Conclusion	67

Chapitre IV : Etudes théoriques des déformations localisées

1. Introduction	68
2. Généralité	69
3. Application aux géomatériaux	70
4. Bifurcation d'une déformation homogène à une déformation non- homogène	70
5. Etudes théoriques de la bifurcation en mode localisé	72
5.1. Théorie de Rice 1976.....	75
5.2. Formulation du problème.....	75

5.3. Condition statique.....	76
5.4. Condition cinématique.....	77
5.5. Loi de comportement	78
6. Conclusion.....	78

PARTIE II : APPLICATION NUMERIQUE

Chapitre V : Identification des matériaux

1. Généralités sur les roches.....	80
1.1. Définition des roches.....	80
1.2. La classification de roches.....	80
1.2.1. Les roches sédimentaires.....	80
1.2.2. Les roches métamorphiques.....	80
1.2.3. Les roches éruptives ou magmatiques.....	80
2. Identification géologique du granit.....	80
2.1. Définition du granit.....	80
2.2. Principaux minéraux du granit.....	81
2.3. Localisation géographique des granits de la wilaya de TIZI-OUZOU.....	81
2.4. Les types de granit.....	82
2.5. Caractéristiques du granit.....	82
3. Identification géologique du Calcaire.....	83
3.1. Définition du Calcaire	83
3.2. Principaux minéraux du Calcaire.....	83
3.3. Localisation et utilisation du Calcaire	83
3.5. Caractéristiques du granit.....	84
4. Analyse granulométrique.....	84
4.1. Principe et description.....	84
4.1.1. Granulométrie (0/6)	84
4.1.2. Granulométrie (6/10)	85
4.1.3. Granulométrie (10/14)	85
4.2. Expression des résultats (courbe granulométrique)	86
4.2.1. Granulométrie (0/6)	87
4.2.2. Granulométrie (6/10)	87
4.2.3. Granulométrie (10/14)	87
5. Interprétation.....	87

Chapitre VI : L'essai de cisaillement direct à la boîte

1. Introduction.....	88
2. Appareillage spécifique.....	88
3. Principes et modes opératoires	88
4. Expression des résultats.....	88
5. Les résultats des essais.....	90
6. Interprétation des résultats.....	92

Chapitre VII : Présentation du logiciel PLAXIS 8.2

1. Introduction.....	93
2. Présentation détaillée des étapes utilisées avec PLAXIS 8.2 (2D)	93
2.1. Etape 1 : Le programme d'entrée des données (INPUT)	93
2.1.1. Propriétés des matériaux	94
2.1.2. Différents autres modèles des matériaux existant sous PLAXIS (8.2)	95
2.1.3. Génération du maillage.....	96
2.2. Etape 2 : Le programme de calcul (CALCULS)	97
2.2.1. Insertion et suppression de phase de calcul.....	98
2.2.2. Staged construction.....	99
2.2.3. Sélection des points pour les courbes (Select points for curves)	99
2.2.4. Exécution de la procédure de calcul.....	100
2.3. Etape 3: Le programme de résultats (OUTPUT)	101
2.4. Etape 4: Le programme de courbes (CURVES)	101

Chapitre VIII : Présentation et interprétation des résultats de Plaxis (8.2)

1. La géométrie du modèle.....	103
2. Caractéristiques des matériaux.....	104
2.1. Propriétés des sols.....	104
2.2. Propriétés de l'Acier.....	106
3. Génération des maillages.....	106
4. Conditions initiales.....	107
4.1. Contraintes initiales.....	107
5. Procédure de calculs	109
6. Calculs des angles et largeurs des bandes de cisaillement.....	109
7. Les principaux résultats	111
7.1. Résultats des calculs effectués sur PLAXIS pour un Granit de classe (0/6)	112
7.2. Résultats des calculs effectués sur Plaxis pour un Granit de classe (6/10)	114
7.3. Résultats des calculs effectués sur Plaxis pour un Granit de classe (10/14)	116
7.4. Résultats des calculs effectuer sur PLAXIS pour un le Calcaire.....	118
8. Interprétation des résultats.....	120
9. Conclusion.....	122
CONCLUSION GENERAL.....	123

Liste des principales notations et indices

τ : Contraintes tangentielles ;
 σ : La contrainte normale ;
 φ' : Angle de frottement interne effective ;
 ψ : Angle de dilatance ;
 c : Cohésion effective ;
 ν : Le coefficient de poisson ;
 ε : Déformation ;
 $\dot{\varepsilon}$: Vitesse de déformation ;
 K_n : Facteur d'intensité de contrainte ;
 r : Distance entre le point considéré et l'extrémité de la fissure ;
 Θ : Angle entre ce point et le plan de la fissure ;
 ζ : Longueur caractéristique de la fissure ;
 d_B : Epaisseur de la bande ;
 $\vec{n}$: La normale à la bande ;
 $\vec{g}$: Vecteur arbitraire quelconque ;
 $\vec{U}$: Le déplacement du point courant ;
 $\underline{F}$: Correspond au gradient de déformation ;
 $\dot{\underline{F}}$: Correspond à la vitesse du gradient de déformation ;
 $\dot{\underline{F}}^0$: Correspond au gradient de déformation homogène du secteur non perturbé par la localisation ;
 $\dot{\underline{F}}^1$: Correspond au gradient du secteur déformation localisée ;
 $\underline{\mathcal{E}}$: représentant le tenseur de déformation ;
 γ_s : Poids volumique sec ;
 γ_d : Poids volumique
 e : Indice des vides ;
 n : Porosité ;
 C_u : Coefficient de Hazen
 C_c : Indice de compression ;
 W_{opt} : Teneur en eau optimale de l'essai Proctor ;
 K : Coefficient de perméabilité ;
 E_{oed} : Module oedométrique.

Liste des Tableaux

Tableau.III.1	Epaisseur de la bande de cisaillement sous essais triaxiaux.....	59
Tableau.III.2	Mesure de l'orientation de la bande de cisaillement par rapport à la direction de contrainte principale mineure sous différentes pressions.....	62
Tableau.V.1	Etendue et volume du gisement de granit de la wilaya de TIZI-OUZOU	82
Tableau.V.2	Caractéristiques physiques et propriétés du granit.....	82
Tableau.V.3	Caractéristiques mécaniques du matériau.....	83
Tableau.V.4	Caractéristiques physiques et propriétés du Calcaire	84
Tableau.V.5	Les résultats de tamisage granulat 0/6 (Sedki F et Chlouche H 2004)	84
Tableau.V.6	Les résultats de tamisage granulat 6/10 (Sedki F et Chlouche H 2004)	85
Tableau.V.7	Les résultats de tamisage granulat 10/14 (Sedki F et Chlouche H 2004)....	85
Tableau.V.8	Classification des sols grenus.....	86
Tableau.V.9	Les Diamètres significatifs (Sedki.F et Chlouche.H 2004)	86
Tableau.VI.1	Résultats des différents angles de frottement interne et les cohésions (Sedki F et Chlouche H 2004).....	92
Tableau.VIII.1	Les dimensions des boîtes de cisaillement.....	104
Tableau.VIII.2	Propriétés du Granit.....	104
Tableau.VIII.3	Propriétés du Calcaire.....	105
Tableau.VIII.4	Propriétés de l'Acier.....	106
Tableau.VIII.5	Informations sur le maillage.....	106
Tableau.VIII.6	Les données des déplacements prescrits en fonction des phases.....	109
Tableau.VIII.7	Les résultats après calcul pour la classe 0/6.....	112
Tableau.VIII.8	Les résultats après calcul pour la classe 6/10.....	114
Tableau.VIII.9	Les résultats après calcul pour la classe 10/14.....	116
Tableau.VIII.10	Les résultats après calcul pour le Calcaire.....	118
Tableau.VIII.11	Les paramètres de la bande de cisaillement en fonction des contraintes vertical.	120
Tableau.VIII.12	Orientation et largeurs des bandes de cisaillement sous essais triaxiaux.	120
Tableau.VIII.13	Les paramètres des bandes de cisaillement du Granit en fonction des contraintes vertical.	121
Tableau.VIII.14	Les paramètres de la bande de cisaillement en fonction des deux matériaux.	121

Liste des figures

Figure.I.1	Déplacement et déformation.....	17
Figure.I.2	Type de déformation en fonction des forces appliquées.....	17
Figure.I.3	Comportement rhéologique des corps.....	18
Figure.I.4	A gauche : Les types de déformations localisée. A droite : Les différents déformations localisées à l'échelle de la planète.....	19
Figure.I.5	Déformation localisée causé par un séisme en Thaïlande.....	20
Figure.I.6	Plan de rupture d'un glissement de terrain.....	20
Figure.I.7	A gauche, évolution des plans de ruptures Sous sollicitation triaxiale. A droite, un échantillon de béton après écrasement sous compression à 10 MPa.....	21
Figure.I.8	Croquis des pièces métalliques avec déformation localisée.....	22
Figure.I.9	Echantillon d'un sol sous sollicitation mécaniques (Essai triaxial) avec apparition d'une bande de cisaillement.....	23
Figure.I.10	Deux échantillons d'argiles testés sous confinement au triaxial axisymétrique, l'un en extension (à gauche) et l'autre en compression.....	23
Figure.I.11	Apparition d'une bande de cisaillement dans un échantillon de roche après sollicitation mécanique (El Bied 2004).....	24
Figure.I.12	Schéma de l'effet du cisaillement et l'apparition de la bande de cisaillement.....	24
Figure.I.13	Surface limite de charge d'un matériau granulaire pulvérulent et d'un matériau granulaire cohésif.....	25
Figure.I.14	(a) Elément de matériau granulaire soumis à des contraintes normales et tangentielles ; (b) contraintes normale et tangentielle dans un plan incliné d'un angle θ par rapport à l'horizontale.....	26
Figure.I.15	(a) Surface limite de charge et Cercle de Mohr d'un matériau granulaire cohésif au moment de la rupture ; (b) Plans de glissement (en pointillés). σ_1 et σ_2 sont les contraintes principales majeure et mineure en 2D, respectivement.....	27
Figure.I.16	Observation au M.E.B. par la méthode des lames minces, d'une zone de coalescence menant à la formation de la bande de cisaillement, rapportée par Wong (1982a, 1982b). L'échantillon (granite) a préalablement été soumis à l'essai de compression triaxial.....	28
Figure.I.17	Schéma de microfissures, de macrofissures (à droite) et de bande de cisaillement (à gauche). (D'après Desrues, 1991).....	30
Figure.II.1	A gauche : Granite de Westerly chargé en compression avec une pression de confinement de 400 MPa. Influence typique de la contrainte sur l'émission acoustique. A droite : localisation des événements acoustiques à partir de capteurs multiples.....	38
Figure.II.2	Processus de formation de bande de cisaillement dans un échantillon de 76,2 mm de diamètre lors d'un essai triaxial. Localisation des hypocentres par émission acoustique. Localisation (b) puis propagation (de c à f) de la bande (d'après Lockner, 1993).....	40
Figure.II.3	Principe du scanner.....	42
Figure.II.4	Tomodensitométrie sur des essais triaxiaux(Tomotriax)	43
Figure.II.5	Etude de la localisation par la stéréophotogrammétrie appliquée à un sable dans l'essai biaxial de déformation plane.....	44

Figure.II.6	Stéréocomparateur (DSR15 Leica) et logiciel interactif d'exploitation par la méthode de faux relief.....	45
Figure.II.7	Echantillon d'une roche avec des jauges d'extensométrie entouré avec du ruban adhésif.....	46
Figure.III.1	Schéma illustratif de la position du point à partir duquel les contraintes σ_{ij} sont calculées d'après [Scholz, 1990].....	51
Figure.III.2	Type de connexions élémentaires préconisées pour les mécanismes de base dans la formation des bandes de cisaillement.....	55
Figure.III.3	A gauche le Quartz et à droite le Microcline.....	56
Figure.III.4	Epaisseur de la bande de cisaillement en fonction de la pression de confinement (roche K).....	60
Figure.III.5	A gauche : schéma donnant l'angle de la bande par rapport à la direction de contrainte principale compressive mineure. A droite : Angle d'inclinaison de la bande de cisaillement tracé en fonction de la contrainte compressive principale mineure pour des tests de compression triaxiale (CTC), biaxiale (BC) et d'extension triaxiale (RTE) sur des échantillons de grès rouge de Wildmoor.....	61
Figure.III.6	Orientation de la bande de cisaillement en fonction de la pression de confinement.....	62
Figure.III.7	Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement.....	63
Figure.IV.1	Schéma à gauche : déformation homogène. Deuxième schéma à gauche : déformation inhomogène de surface. Au lieu de se déformer d'une manière purement cylindrique, les génératrices de l'éprouvette se déforment en serpent. Schémas de droite : modes bifurqués diffus observés en mécanique des sols (mise en tonneau et mise en bouteille).....	71
Figure.IV.2	Bifurcation localisée et diffuse. Schéma à gauche : bande de cisaillement. Deuxième schéma à gauche : mise en tonneau. Schéma central : clivage axial. Deuxième schéma à droite : mode symétrique (mise en tonneau). Schéma à droite : mode antisymétrique (flambement).....	72
Figure.IV.3	Illustration schématisée des différentes phases de fissuration et rupture d'une éprouvette en compression triaxiale, où la rupture présente une seule fissure de cisaillement.....	73
Figure.IV.4	Schéma d'une bande de cisaillement pour un essai triaxial axisymétrique. (D'après Sulem, 1996)	74
Figure.IV.5	Principe de l'analyse de bifurcation en bande de cisaillement.....	75
Figure.IV.6	Schématisation d'une bande de cisaillement et de la condition statique. (D'après Desrues, 1991)	76
Figure.V.1	La roche de granit.....	81
Figure.V.2	Les courbes granulométriques des échantillons de Granit.....	85
Figure.VI.1	Schéma de la boîte de cisaillement.....	88
Figure.VI.2	Courbe « contraintes-déformations » d'un sol pulvérulent lors d'un essai de cisaillement.....	90
Figure.VI.3	Contraintes tangentielles en fonction de déformations horizontales (Sedki F et Chlouche H 2004).....	91
Figure.VI.4	Les droites intrinsèque $\tau = f(\sigma)$, (Sedki F et Chlouche H 2004).....	91

Figure.VII.1	Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input) avec le modèle géométrique réalisé.....	94
Figure.VII.2	Fenêtres des propriétés des sols.....	96
Figure.VII.3	Génération du maillage.....	96
Figure.VII.4	Fenêtre principale du programme de calcul.....	97
Figure.VII.5	Fenêtre de réglage pour modifier et mettre en marche le modèle géométrique(Define).....	99
Figure.VII.6	Fenêtre montrant la sélection des points pour les courbes (le résultat en Output n'est pas donné ainsi)	100
Figure.VII.7	A droite : l'étape calcul prêt à l'exécution ; A gauche : l'étape en fin d'exécution.....	100
Figure.VII.8	Fenêtre principale du programme <i>OUTPUT</i> affichant le maillage déformé... ..	101
Figure.VII.9	Fenêtre principale du programme <i>CURVES</i> affichant une courbe STRAIN-STRESS.....	102
Figure.VIII.1	Modèle géométrique de la boîte de cisaillement sous PLAXIS 8.2.....	103
Figure.VIII.2	Maillage du modèle de la classe 0/6.....	106
Figure.VIII.3	Génération des contraintes initiales pour du Granit de classe 0/6.....	107
Figure.VIII.4	Génération des contraintes initiales pour du Granit de classe 6/10.....	108
Figure.VIII.5	Génération des contraintes initiales pour du Granit de classe 10/14.....	108
Figure.VIII.6	Génération des contraintes initiales pour du Calcaire de classe 6/10.....	109
Figure.VIII.7	Courbe contrainte-déformation du granit de classe 6/10 sous une contrainte normale de 300Kpa ($3 \cdot 10^{-4}$ [KN/mm ²]).....	110
Figure.VIII.8	Résultat des contraintes de cisaillement du granit de classe 6/10 sous une contrainte normale de 300Kpa ($3 \cdot 10^{-4}$ [KN/mm ²]).....	110
Figure.VIII.9	Courbe contrainte-déformation du granit de classe 10/14 sous une contrainte normale de 300Kpa ($3 \cdot 10^{-4}$ [KN/mm ²]).....	111
Figure.VIII.10	Résultat des contraintes de cisaillement du granit de classe 10/14 sous une contrainte normale de 300Kpa ($3 \cdot 10^{-4}$ [KN/mm ²]).....	111
Figure.VIII.11	Diagramme du Granit des différentes contraintes de classe 0/6.....	113
Figure.VIII.12	Diagramme du Granit des différentes contraintes de classe 6/10.....	115
Figure.VIII.13	Diagramme du Granit des différentes contraintes de classe 10/14.....	117
Figure.VIII.14	Diagramme du Calcaire des différentes contraintes de classe 6/10.....	119

INTRODUCTION GENERALE

La déformation localisée touche divers matériaux bien que les matériaux friables n'en font pas partie (exemple du verre à température ambiante). Autrement dit, les bandes de cisaillement se développent pratiquement dans tous les matériaux ductiles (alliages, métaux, matériaux granulaires, plastiques, polymères, et les sols) et même dans les matériaux quasi-fragiles (béton, la roche, et certaines céramiques) ce qui fait que ce phénomène touche la totalité des géomatériaux naturels qui sont l'essence même de la géotechnique.

La sollicitation mécanique induit les géomatériaux à un changement spontané du mode de déformation quelque soit leur nature (ductile pour les sols ou quasi-fragile pour les roches). Le changement de déformation se déclare avant la rupture qui est produite par un processus de déformation homogène au début de la sollicitation mécanique et arrivée à un certain seuil, la localisation de la déformation se déclare et forme ce qui est appelé une bande de cisaillement où se concentre l'essentiel des contraintes tandis que le reste du matériau est peu déformé.

Les bandes de cisaillement ont été différemment étudiées, déjà dans l'expérimental qui était la première étape pour comprendre ce phénomène ce qui a permis d'avoir une référence du comportement de cette déformation à utiliser dans les simulations numériques. Puis la simulation numérique a pris place où l'on a pu distinguer deux approches, l'approche discrète et celle que nous avons appliquée, l'approche continue.

La simulation numérique est un moyen intéressant à exploiter pour l'étude des bandes de cisaillement. Par rapport à l'expérimental, le numérique nécessite moins de moyens pour obtenir des résultats de déformations donc la bande de cisaillement peut être étudiée dans son ensemble et par ailleurs, les résultats sont donnés presque instantanément. Pour ce qui est des calculs de la déformation localisée, la largeur et l'orientation de la bande de cisaillement sont facilement calculées sous le numérique.

Pour étudier la largeur et l'orientation des bandes de cisaillement, nous avons pris l'initiative de simuler un essai de cisaillement direct sur des matériaux granulaires (Granit et Calcaire), en utilisant l'approche continue. Pour ce faire, nous avons utilisé le logiciel Plaxis 8.2 qui est basé sur la méthode des éléments finis. Puis, nous avons utilisé les diagrammes et les courbes obtenues avec Plaxis pour déterminer l'orientation et l'épaisseur de la bande de cisaillement.

Ce mémoire se divise principalement en deux parties.

La 1^{ère} partie sera présentée sous forme d'une synthèse bibliographique en commençant par citer les généralités sur les bandes de cisaillement dans le 1^{er} chapitre. Dans le 2^{ème} chapitre, nous expliquerons et citerons quelques techniques expérimentales de détection des bandes de cisaillement déjà utilisées par d'autres chercheurs. Les techniques décrites dans ce chapitre seront principalement utilisées pour donner des informations sur l'orientation et la largeur des bandes de cisaillement. Le 3^{ème} chapitre sera consacré pour relater les théories du comportement et la matérialisation des bandes de cisaillement et enfin pour finir la synthèse bibliographique un 4^{ème} chapitre sera donc dédié pour étaler les formules mathématiques qui englobent les déformations localisées.

La seconde partie sera une application numérique sur l'étude des paramètres des bandes de cisaillement. Cette application sera basée sur la simulation d'une boîte de cisaillement sous le logiciel Plaxis 8.2 qui utilise essentiellement la méthode des éléments finis. Cette partie commencera avec le 5^{ème} chapitre qui nous donnera l'identification des matériaux de l'étude. Ensuite, le 6^{ème} chapitre expliquera les principes de l'essai de cisaillement et donnera quelques résultats sur les matériaux utilisés dans nos simulations. Le 7^{ème} chapitre sera consacré à une présentation générale du logiciel et l'explication des étapes utilisées pour arriver aux résultats qui seront présentés et interprétés dans le 8^{ème} chapitre qui sera finalement le dernier.

PARTIE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre I

Généralités sur les bandes de cisaillement

1. Introduction

Les discontinuités naturellement présentées, ou induites par les sollicitations mécaniques constituent l'élément déterminant dans le comportement des matériaux. Le caractère fragile de la rupture, systématiquement précédé d'une microfissuration diffuse puis localisée dans le matériau, met l'accent sur la complexité des processus menant à la formation des surfaces de rupture. Celles-ci ne se forment pas instantanément mais résultent d'un endommagement progressif de la microstructure.

Entre autre, le processus de la formation des bandes de cisaillement est principalement le résultat d'accumulation des microfissures qui a été induit par l'endommagement progressif de la microstructure d'où notre initiative de parler essentiellement des observations, des mécanismes élémentaires de rupture et des bandes de cisaillement qui se forment dans divers géomatériaux dans ce chapitre qui aborde principalement les Généralités des déformations localisées.

2. Mécaniques des roches et des sols

2.1. Mouvement et déformation des corps

Un champ de forces peut produire deux types de transformations sur un volume de matériau donné :

- Un déplacement global du volume par translation et rotation rigide ;
- Un changement des positions relatives des particules constituant le volume. Cette dernière transformation correspond à la déformation au sens strict. La déformation traduit les changements de formes subis par le matériau. Elle est ductile ou fragile (**Figure.I.1**). Selon le champ de forces, il se produit une compression, une extension ou un cisaillement (**Figure.I.2**).

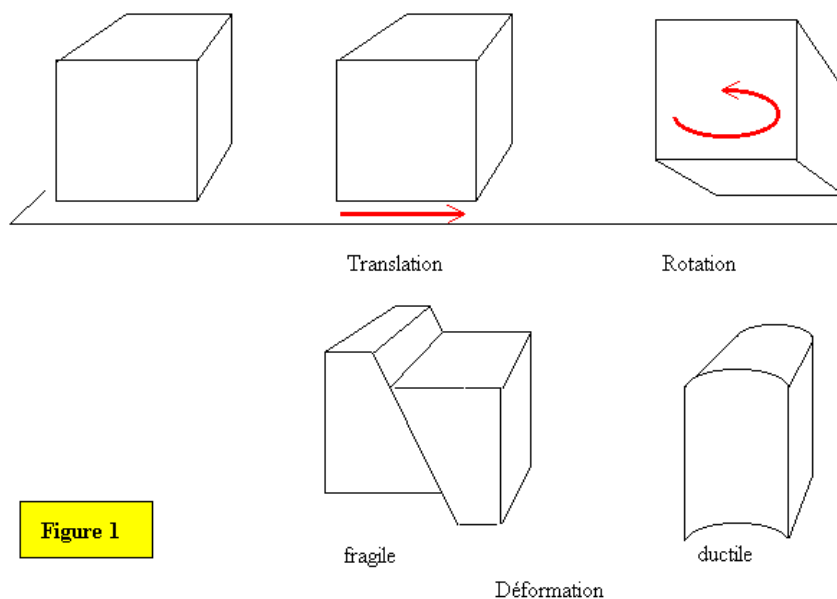


Figure.I.1 Déplacement et déformation

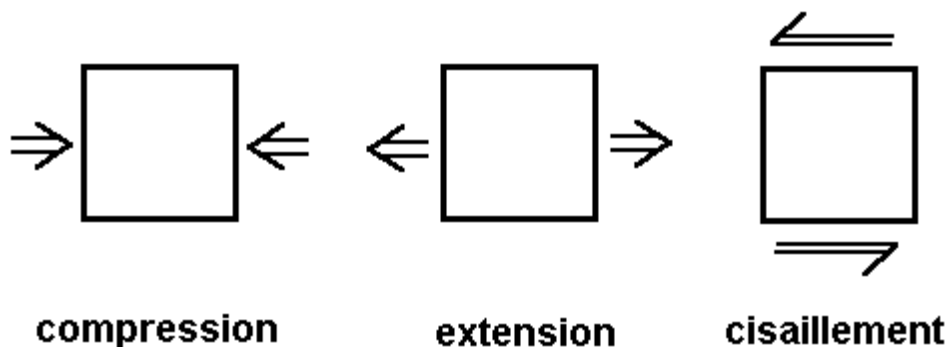


Figure.I.2 Type de déformation en fonction des forces appliquées

2.2. Propriétés rhéologiques des corps

La rhéologie est l'étude du comportement mécanique des corps (Figure. I.3). On étudie expérimentalement la réaction d'un corps à l'action d'un champ de contrainte en lui appliquant une force de valeur croissante et en mesurant la déformation totale produite.

On distingue trois modèles rhéologiques fondamentaux :

2.2.1. Les corps élastiques

La déformation est réversible et proportionnelle à l'intensité de la contrainte. Le temps n'intervient pas dans la déformation.

2.2.2. Les corps plastiques

La déformation ne se produit qu'à partir d'un certain seuil de contrainte. Lorsque ce seuil est atteint, la déformation se produit sans qu'il soit possible d'augmenter la valeur de la contrainte et elle conserve celle-ci lorsque la contrainte cesse.

2.2.3. Les corps visqueux

La valeur de la déformation dépend de la durée d'application de la contrainte. Pour une contrainte donnée non nulle, la déformation se fait à vitesse constante. Après suppression de la contrainte, le système conserve son état final.

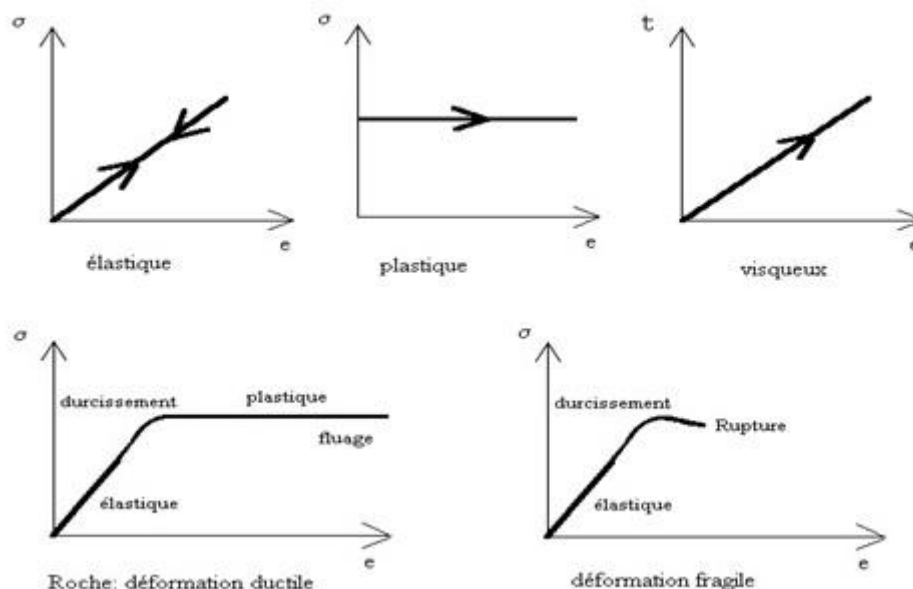


Figure.I.3 Comportement rhéologique des corps

2.2.4. Comportement des corps réels

Les corps réels ne sont jamais parfaitement élastiques, plastiques ou visqueux. De plus, leur comportement peut changer au cours de la déformation. Dans le cas général, ils combinent les propriétés des trois types fondamentaux. C'est le cas des roches qui sont élastiques pour une contrainte faible et deviennent plastiques lorsque la contrainte devient plus forte.

3. Les bandes de cisaillement dans différents géomatériaux

Bien que non observables dans les matériaux friables (exemple du verre à température ambiante), les bandes de cisaillement ou, plus généralement appelées, «déformations localisées» se développent généralement dans les matériaux ductiles (alliages, métaux, matériaux granulaires, plastiques, polymères, et les sols) et même dans les matériaux quasi-fragiles (béton, roche, et certaines céramiques). En voici ci-dessous quelques exemples des bandes de cisaillement.

3.1. Les bandes de cisaillement à l'échelle de la planète

Les plaques bougent régulièrement et suivant les contraintes imposées par le mouvement de ces plaques, **les roches se déforment de manière élastique jusqu'à un certain point de rupture où elles finissent par créer des bandes de cisaillement (Figure.I.4).**

Cependant la localisation de la déformation est visible dans l'environnement, par exemple lors des failles de décrochement ou rupture des routes après séisme (Figure.I.5).

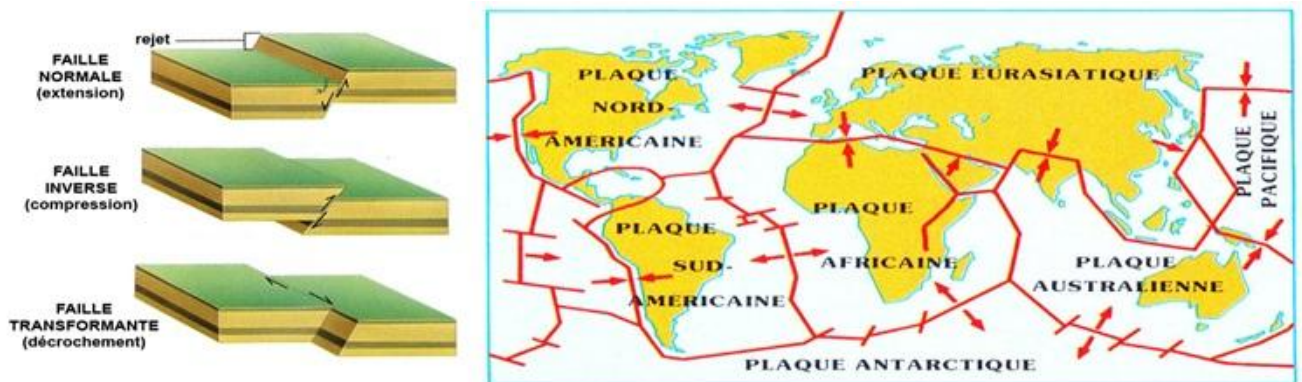


Figure.I.4 A gauche : Les types de déformations localisée. A droite : Les différents déformations localisée à l'échelle de la planète.



Figure.I.5 Déformation localisée causée par un séisme en Thaïlande

3.2. Les bandes de cisaillement dans les glissements de terrain

Un glissement de terrain est un phénomène géologique où une masse de terre descend sur une pente. Autrement dit, une surface de rupture comme représentée sur la (Figure.I.6) ou tout simplement une bande de cisaillement vu la déformation localisée. Après la mise en mouvement, la masse conserve globalement sa consistance et sa physionomie. Elle est donc toujours reconnaissable, ce qui permet de différencier les glissements de terrain des coulées de boue qui n'ont pas de forme propre.

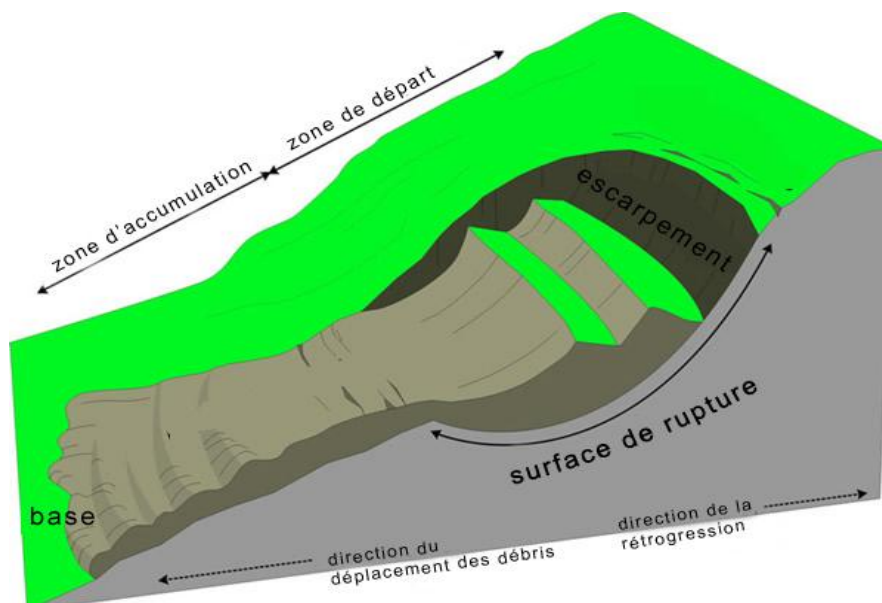


Figure.I.6 Plan de rupture d'un glissement de terrain.

3.3. Les bandes de cisaillement dans le béton

L'évolution avec le confinement de la déformation localisée est présentée sur la **Figure.I.7**. Les schémas représentent l'état des échantillons après les essais triaxiaux et montrent l'évolution de l'inclinaison des bandes de cisaillement avec la pression de confinement. Pour des pressions nulles ou très faibles, les bandes sont quasi-verticales. Elles s'inclinent ensuite vers un angle de l'ordre de 45° à mesure que le confinement augmente. A faible pression de confinement, la localisation est franche et ne montre qu'un ou deux plans de localisation. Le nombre de ces plans augmente progressivement avec la pression.

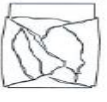
σ_L (MPa)	Specimen 1		Specimen 2	
0.0				
1.5				
4.5				
9.0				
30.0				
60.0				



Figure.I.7 A gauche : Evolution des plans de ruptures sous sollicitation triaxiale. A droite : Echantillon de béton après écrasement sous compression à 10 MPa.

3.4. Les bandes de cisaillement dans les métaux

Au cours d'une intense déformation plastique des métaux, de fortes hétérogénéités de déformation qui apparaissent sont dues au mode de déformation ou aux caractéristiques hétérogènes du matériau lui-même. La déformation se localise alors en bandes appelées bandes de cisaillement. La déformation plastique cumulée atteint plusieurs centaines de pourcents. La puissance plastique dégagée provoque un dégagement intense de chaleur sur une courte durée et de manière localisée. La contrainte du matériau diminue alors fortement provoquant le cisaillement ou glissement brutal de deux zones distinctes du matériau.



Figure.I.8 Poutre métalliques soumise à une compression avec l'apparition d'une déformation localisée.

3.5. Les bandes de cisaillement des sols

Le sol étant un mélange de fragments des roches de petite dimension pouvant avoir des déformations ductiles ou quasi-fragiles en fonction des fragments le constituant. Le développement lors de la déformation grave de ce dernier induit une déformation localisée d'une épaisseur étroite de cisaillement intense généralement de nature plastique appelée bande de cisaillement. Exemple : la **Figure.I.9** d'un échantillon sous essai triaxial avec apparition d'un plan de rupture ou bande de cisaillement et exemple de la **Figure.I.10** d'une argile sous essai de compression au triaxial.



Figure.I.9 Echantillon d'un sol sous sollicitation mécaniques (Essai triaxial) avec apparition d'une bande de cisaillement.



Figure.I.10 Deux échantillons d'argiles testés sous confinement au triaxial axisymétrique, l'un en extension (à gauche) et l'autre en compression.

3.6. Les bandes de cisaillement dans les roches

Les roches étant une matière compacte et de grande dimension de déformation quasi-fragile, sa sollicitation mécanique conduit à la formation des microfissures qui créent par effet de domino des fissures et par la suite l'intensification des fissures va aboutir à une déformation localisée donc matérialisation d'une bande de cisaillement (**Figure.I.11**).

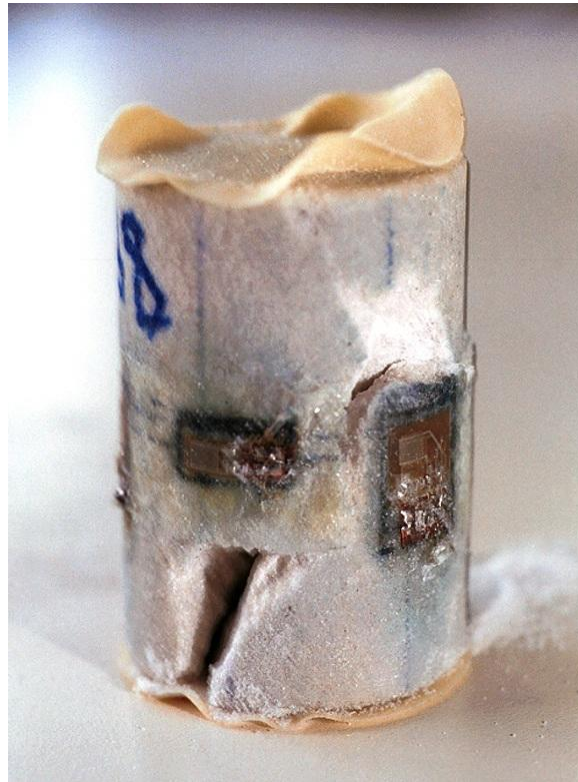


Figure.I.11 Apparition d'une bande de cisaillement dans un échantillon de roche après sollicitation mécanique (El Bied 2004).

4. Le cisaillement et les matériaux Mohr-Coulomb

Le cisaillement est le glissement relatif entre deux sections d'un matériau granulaire (**Figure.I.12**). Ceci n'est possible que si la contrainte tangentielle appliquée dans un plan donné atteint une valeur seuil appelé la résistance au cisaillement du matériau.

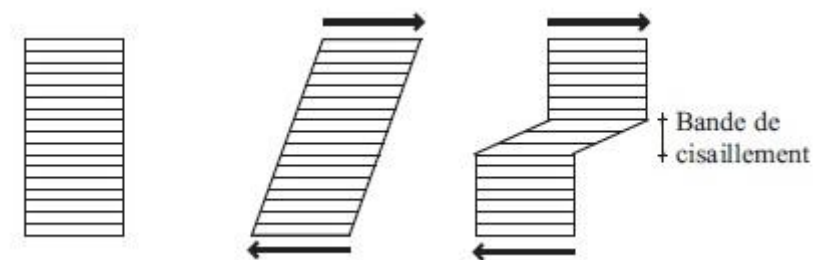


Figure.I.12 schéma de l'effet du cisaillement et l'apparition de la bande de cisaillement.

4.1. Matériaux de Coulomb

La loi de Coulomb permet de calculer la résistance au cisaillement le long d'un plan situé à l'intérieur de l'échantillon. Cette loi considère le matériau granulaire comme étant rigide-plastique. En d'autres termes, si la contrainte tangentielle τ dans un plan donné est inférieure à la résistance au cisaillement $\tau_{\max}$, alors aucun glissement dans ce plan n'est possible. En revanche, si la contrainte tangentielle τ dans un plan est égale à $\tau_{\max}$, alors un glissement va s'initier le long de ce plan et cette déformation continuera tant que l'état des contraintes global n'est pas modifié. De plus, le modèle de Coulomb stipule que la résistance au cisaillement $\tau_{\max}$ sur un plan est donnée par l'équation

$$\tau_{\max} = \sigma \tan \varphi', \quad (\text{I.1})$$

Où σ est la contrainte normale dans le plan et φ' est l'angle de frottement interne du matériau. L'expression I.1 est valable pour les matériaux granulaires pulvérulents (i.e., non-cohésifs) ; pour les milieux cohésifs, il faut rajouter un terme dénommé la cohésion c du matériau

$$\tau_{\max} = \sigma \tan \varphi' + c, \quad (\text{I.2})$$

Les équations (I.1) et (I.2) définissent $\tau_{\max}$ comme une fonction linéaire de σ . Ces droites représentent des surfaces limites de charge du matériau granulaire (**Figure I.13**). Il est important de signaler que, dans la loi de Coulomb, la surface limite de charge d'un matériau n'est pas unique, mais elle dépend de compacité du milieu.

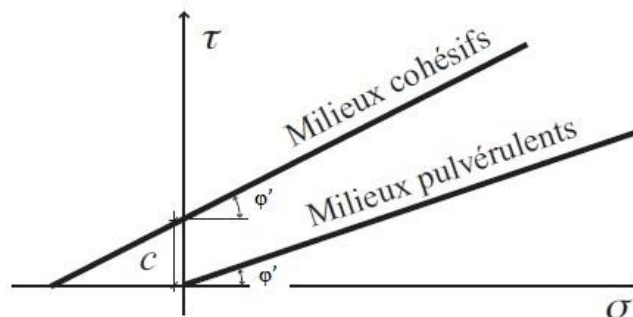


Figure.I.13 Surface limite de charge d'un matériau granulaire pulvérulent et d'un matériau granulaire cohésif.

4.2. La représentation des contraintes de Mohr

Imaginons un élément de matériau granulaire en équilibre auquel on applique des contraintes normales et tangentielles (**Figure.I.14 (a)**) ; les contraintes normales σ et tangentielles τ sont définies positives selon la convention de signes montrée sur la **Figure.I.14 (a)**. Intéressons-nous aux contraintes appliquées sur un plan incliné d'un angle θ par rapport à l'horizontale (Figure.I.6 (b)). Il est facile de montrer que les contraintes σ_θ et τ_θ appliquées sur le plan incliné sont données par les expressions :

$$\sigma_\theta = 1/2(\sigma_x + \sigma_y) - 1/2(\sigma_x - \sigma_y)\cos(2\theta) + \tau_{xy}\sin(2\theta).$$

$$\tau_\theta = 1/2(\sigma_x - \sigma_y)\sin(2\theta) + \tau_{xy}\cos(2\theta).$$

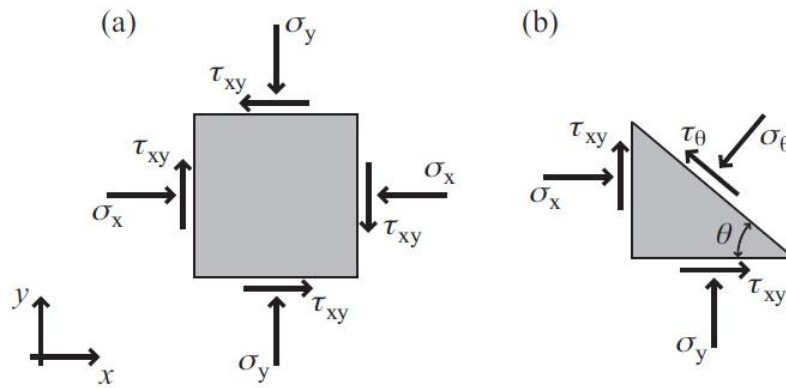


Figure.I.14 (a) Élément de matériau granulaire soumis à des contraintes normales et tangentielles ; (b) Contraintes normales et tangentielles dans un plan incliné d'un angle θ par rapport à l'horizontale.

Où $\theta \in [-90^\circ, 90^\circ]$. Les valeurs de σ_θ et τ_θ décrivent un cercle dans l'espace (σ, τ) dont l'équation est

$$[\sigma - 1/2(\sigma_x + \sigma_y)] + \tau^2 = 1/4(\sigma_x - \sigma_y)^2 + \tau_{xy}^2.$$

Ce cercle est appelé le cercle de Mohr et il correspond à la représentation graphique des contraintes en deux dimensions proposées par Mohr en 1882.

Il est utile de tracer en même temps le cercle de Mohr et les surfaces limites de charge du matériau (i.e., une droite pour les contraintes tangentielles positives et une autre droite pour les contraintes tangentielles négatives). Si le cercle de Mohr ne touche pas les surfaces limites de charge, alors aucun plan dans le milieu ne glisse. En revanche, si le cercle de Mohr est tangent aux surfaces limites de charge, alors il y a deux plans dans le milieu sur lesquels la contrainte tangentielle est égale à la résistance au cisaillement du matériau (i.e., $\tau = \tau_{\max}$). A priori, ces deux plans peuvent glisser, et leurs orientations sont données par les points du cercle qui sont tangents aux surfaces limites de charge (**Figure.I.15**).

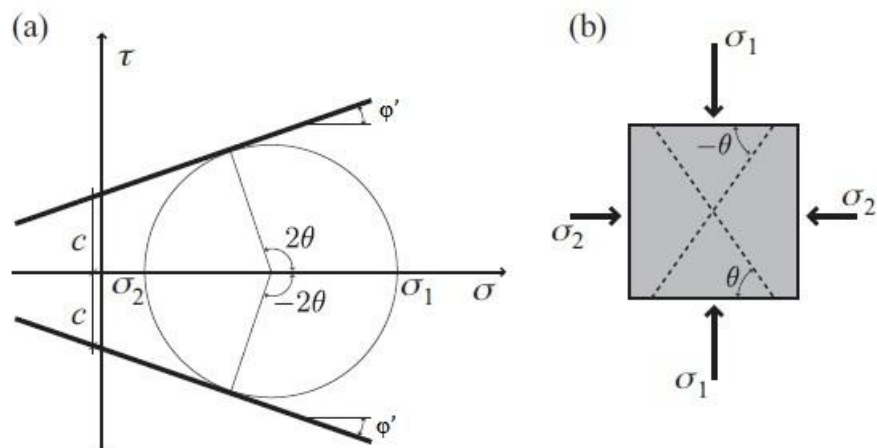


Figure.I.15 (a) Surface limite de charge et Cercle de Mohr d'un matériau granulaire cohésif au moment de la rupture ; (b) Plans de glissement (en pointillés). σ_1 et σ_2 sont respectivement les contraintes principales majeures et mineures en 2D

5. Mécanismes élémentaires de rupture

Les études et observations réalisées par plusieurs auteurs établissent clairement que la rupture fragile résulte de processus associés à une localisation spatiale de la microfissuration.

On sait bien que lorsque la charge augmente, le développement de la microfissuration s'accélère ; apparaissent alors des régions isolées dans l'éprouvette, où la densité de microfissures devient relativement élevée. Tandis que certains réseaux de fissures commencent à dominer, d'autres cessent de se développer. Et l'évolution de la charge axiale entraîne non seulement un agrandissement des dimensions de ces réseaux, mais aussi une continuelle augmentation de la densité de fissure à l'intérieur de ces réseaux. A une distance équivalente à la taille de quelques grains, la densité de fissuration diminue considérablement. Les microfissures gardent une distribution spatiale à peu près homogène dans tout le reste de l'échantillon et leur densité diminue lorsqu'on s'approche des frontières de l'éprouvette. Ceci va dans le sens où expérimentalement, dans l'essai triaxial, on observe que le cisaillement macroscopique commence à se développer systématiquement au centre de l'éprouvette. Le fait que la localisation débute dans un volume situé au centre de l'éprouvette, pour une roche homogène dans les essais de compression, a été plusieurs fois observé (e.g. Peng et Johnson, 1972) et confirmé par l'émission acoustique (e.g. Scholz, 1968; Lockner et Byerlee, 1992).

A un niveau de contrainte relativement élevé, apparaît alors de manière plus ou moins soudaine une zone très fine, de faible longueur, où la densité de fissures est très élevée. Sur le long de la frontière de cette zone, on peut observer une altération importante qui semble produite par des déplacements substantiels qu'on attribue généralement à de la dilatance locale.

L'examen au Microscope Electronique à Balayage (M.E.B) de cette zone réalisée par **Wong (1982a)** montre qu'elle est le siège d'une fissuration intense. En général, la zone localisée contient un nombre considérable de fissures (**figure I.16**) de toute nature, enchevêtrées, et, pour la plupart coplanaires et faisant parfois des angles allant de 15 à 45° de l'axe de chargement. Un déplacement substantiel long des fissures fort inclinées indique que les fissures à ce stade sont des fissures de cisaillement. Ces zones sont interrompues par des fissures axiales isolées ou en réseau et semblent indiquer que la bande de cisaillement se matérialise par la combinaison des deux principaux modes de fissuration. [**Haied (1995)**].

Figure.I.16 Observation au M.E.B. par la méthode des lames minces, d'une zone de coalescence menant à la formation de la bande de cisaillement, rapportée par Wong (1982a, 1982b). L'échantillon (granite) a préalablement été soumis à l'essai de compression triaxiale.



6. Observations in situ et en laboratoire

6.1. Rupture et localisation de la déformation en bande de cisaillement

La rupture des matériaux est souvent caractérisée par la formation et la propagation des zones de déformation de cisaillement localisée. La déformation cesse d'être homogène ou diffuse pour évoluer plus ou moins brutalement vers des modes de déformations non-homogènes.

Cette localisation de déformation est considérée comme une initialisation de la rupture. Les zones de déformations localisées sont des structures de déformation assez générales, qu'on observe dans la plupart des matériaux, des métaux aux milieux granulaires (sables, grès). Les zones de déformations localisées sont d'étroites zones à l'intérieur desquelles se concentrent l'essentiel des gradients de déplacement. Ces zones de déformations localisées sont désignées sous le nom de plan de rupture ou sous le nom plus précis de bandes de cisaillement.

Dans les milieux cohérents et fragiles comme les roches, les mécanismes physiques responsables de la localisation sont variés. Les phénomènes d'instabilité reliés à la localisation des déformations résultent de l'ouverture des microfissures, du glissement et de la rotation inter-granulaire, éventuellement de l'écrasement des grains et des espaces poreux conduisant à la formation d'une fracture macroscopique. Une déformation intense siège à l'intérieur de cette zone étroite, alors qu'à l'extérieur de la zone de localisation, le matériau subit une décharge élastique. On a alors un mode de déformation localisé, qui met en jeu une ou plusieurs bandes de cisaillement et un certain nombre de blocs quasi-rigides. Pour le cas d'une unique bande de cisaillement, la rupture met en jeu le glissement relatif de deux blocs quasi-rigides le long d'une surface plane dite surface ou plan de rupture et qui correspond à la bande de cisaillement. La localisation de la déformation durant le chargement d'un corps homogène et la formation de bandes de cisaillement est un phénomène à considérer dès qu'on s'intéresse à la rupture, soit pour l'éviter (stabilité des trous de forage, des parois de tunnel), soit pour la provoquer (excavation, forage...). Les phénomènes de localisation des déformations peuvent en effet se produire à grande échelle. La formation de failles dans un massif rocheux est le résultat d'un mode de localisation en bande de cisaillement. On considère généralement les failles comme des surfaces de rupture plane, avec mouvement relatif du massif rocheux de part et d'autre du plan. Elles peuvent être assimilées à des plans de rupture en cisaillement. Ce phénomène de rupture est couramment rencontré dans les massifs naturels, en ouvrage de surface ou dans les ouvrages souterrains à grande profondeur (tunnels profonds, galeries minières, forages pétroliers). C'est de plus un phénomène commun à des disciplines diverses. En effet, les analyses de ruptures et de post-ruptures sont importantes aussi bien pour les problèmes d'ingénierie aéronautique et civile, d'exploitations minières et pétrolières que pour les problèmes de géologie. Dans le domaine du génie civil et de la géotechnique, une telle perte spontanée de l'homogénéité dans la déformation est un précurseur typique de l'effondrement de structures d'ingénierie. [El Bied(2004)].

6.2. Fissures, discontinuités et bandes de cisaillement

Le terme rupture considère deux types de manifestations, d'une part, l'apparition de discontinuités macroscopiques, d'autre part, le mouvement important le long des discontinuités existantes. En accord avec l'existence de ces discontinuités, les cavités souterraines profondes montrent un comportement qui n'est pas facilement prévisible sur la base de l'élasticité linéaire classique. Comme le fait remarquer [Desrues, 1991], aux échelles de temps et d'espace du géologue, il est clair que le concept de bande de cisaillement est pertinent tel représenté dans la **Figure.I.7 à gauche**. Aux échelles de l'ingénieur, on peut penser dans un premier temps que l'application de ce concept de bande de cisaillement aux discontinuités observées dans le matériau est moins évident: la rupture consommée, ce qu'observe l'ingénieur, paraît relever plus de la discontinuité matérielle franche (blocs, fragments, écailles). La mécanique de la rupture fragile, qui étudie la propagation d'une fissure unique, macroscopique comme représentée dans la **Figure.I.7 à droite**, dans un milieu par ailleurs sain, semble alors s'appliquer le plus directement. Pourtant, affirme Desrues, étudier la localisation de la déformation dans les roches en supposant que la macrofissure finale peut avoir été induite, plus tôt dans le processus, par l'évolution d'une déformation intense apparue comme une bande de cisaillement peut être intéressant. [El Bied(2004)].

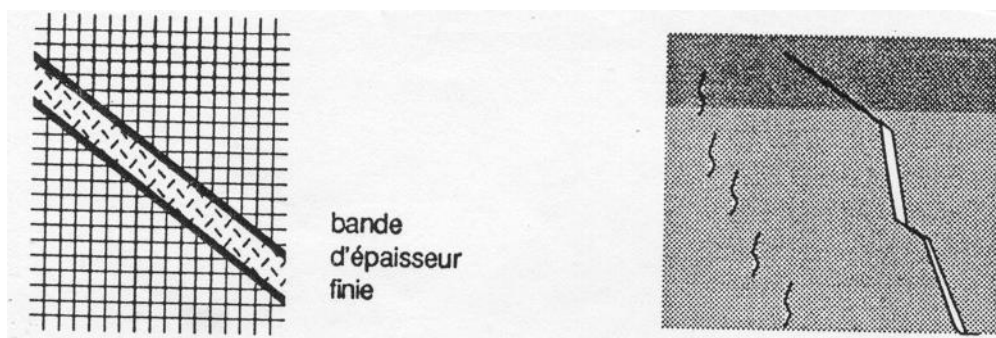


Figure.I.17 Schéma de microfissures, de macrofissures (à droite) et de bande de cisaillement (à gauche). (D'après Desrues, 1991).

6.3. Gauchissement et flambement

D'autres modes de déformation non-homogènes autre que le mode de déformation localisé en bande de cisaillement peuvent apparaître. Pour le cas par exemple d'un puits profond, outre la formation de bandes de cisaillement à la paroi, on peut également observer un gauchissement ou un flambement de la paroi. Le mode de gauchissement conduit à des phénomènes d'écaillage des parois par activation et propagation instable de fissures préexistantes parallèles à la paroi. La rupture paraît survenir de façon fragile, voire brutale parfois, sous forme de graves instabilités à la paroi. Cette instabilité se manifeste par une explosion de la roche dans les galeries minières à grandes profondeurs, par une formation et un détachement intensif de plaques ou d'écaillés de roches, à l'intérieur de la roche mais aussi près des surfaces libres, aux parois d'un tunnel ou au front d'une excavation dans le domaine du génie civil et pétrolier, comme cela a été observé dans des ouvrages souterrains, par exemple pendant le creusement du tunnel du Mont Blanc, autour de puits de forages pétroliers profonds ou sur des parois de cylindres creux dans des essais de laboratoires. Sous l'action d'importantes forces tectoniques, beaucoup de forages de puits pétroliers profonds, sont soumis à des phénomènes d'instabilité de parois, d'écaillage, d'ovalisation, de détérioration progressives qui peuvent devenir critiques pour la poursuite du forage, engendrant coincements, rupture des tiges de forage, opérations de repêchage, perte d'une partie ou de la totalité du forage réalisé. [El Bied(2004)].

7. Quelle approche choisir : expérimentale ou théorique ?

La formation des bandes cisaillement est touchée par différents phénomènes. Ces questions peuvent être étudiées avec différentes approches ; par exemple, avec des modèles expérimentaux ou avec des modèles théoriques tels qu'une simulation numérique.

Les modèles expérimentaux ont l'avantage d'être plus "réalistes" que les modèles théoriques. Cependant, l'approche expérimentale présente aussi quelques difficultés :

- Il est difficile (voire impossible) de varier systématiquement une propriété des grains sans devoir changer de matériau.
- Il est difficile d'avoir le même état initial dans plusieurs expériences.
- Il est difficile d'avoir accès aux variables à l'échelle des grains et des contacts (e.g., les positions et les vitesses des grains, les orientations et les forces de contact, etc.), ce qui constitue une limitation dans l'étude détaillée de la microstructure du milieu.

En revanche, une méthode de simulation numérique permet de contourner facilement ces difficultés :

- Les propriétés du matériau peuvent être variées systématiquement et de manière indépendante.
- Le même échantillon peut être utilisé dans plusieurs expériences, ayant donc le même état initial.
- On a accès direct aux variables à l'échelle des grains et des contacts, ce qui rend possible l'étude détaillée de la microstructure du milieu.

Cependant, une simulation numérique est moins "réaliste" qu'un Modèle expérimental, car le système doit être simplifié pour pouvoir calculer son évolution ; par exemple, il est habituel de simuler un milieu en deux dimensions, ou de supposer que les grains ont une forme circulaire. Ces simplifications peuvent être vues comme une limitation, mais elles peuvent aussi être vues comme un grand avantage. Dans certains cas, elles peuvent même être souhaitables, car elles permettent d'écarter l'effet de certains paramètres et d'étudier le comportement du système dans leur absence. Par exemple, si l'on veut écarter l'effet de la forme anguleuse des particules, on peut utiliser des particules circulaires, ou si l'on veut écarter l'effet de la gravité, on peut l'enlever.

Les simulations numériques représentent donc un cadre d'analyse privilégié pour l'étude des cisaillements donc la formation des bandes de cisaillement, car elles nous permettent d'accéder à un grand éventail d'essais "de rêve", qui ne seraient pas réalisables expérimentalement.

8. Conclusion

En somme, les bandes de cisaillement seraient le résultat direct de la formation et la propagation des microfissures qui convergeraient vers des zones de déformations localisées, vu la possibilité de formations de plusieurs plans de ruptures dans certains cas.

Les déformations localisées ont été constatées dans différents matériaux et diverses échelles. Nous nous sommes intéressés, dans notre cas de figure, aux roches et aux sols. Pour ce qui est des roches, dans la plupart des cas, ce seraient des matériaux quasi-fragiles donc la bande de cisaillement serait un cisaillement net. Et pour ce qui est des sols, cela dépendrait des fragments le constituant.

Toutefois, ce qui est commun, ce serait la bande de cisaillement créée par le fait que les grains se désagrègent à cause des sollicitations qui leur sont infligées.

Chapitre II

Différentes techniques expérimentales de détection des bandes de cisaillement

1. Introduction

La détection des bandes de cisaillement se fait d'une manière directe ou indirecte avec les techniques expérimentales de détection et différentes méthodes représentées dans ce chapitre en se basant sur les localisations du seuil de rupture donc le moment où on constate la formation des plans de rupture autrement dit les bandes de cisaillement.

En fait, le seuil de localisation constitue le véritable point d'initiation de la rupture. C'est un moyen de prévision de la rupture. Au delà du seuil de localisation, dans la partie post-localisation de la courbe, l'échantillon aura une déformation non-homogène et c'est ce qui fera que les résultats donnés par ce genre de déformation sont inutilisables. Le seuil de localisation des déformations marque la transition d'un mode de microfissuration diffuse dans tout l'échantillon à un mode de microfissuration localisée donc la matérialisation de la bande de cisaillement.

Et enfin, toutes les techniques expérimentales qui seront décrites en détail dans ce chapitre pourraient être utilisées pour donner des informations utiles sur le seuil de localisation, la détection et l'orientation des plans de rupture.

2. Les méthodes directes

La manière la plus directe de caractériser la microfissuration consiste à faire des observations visuelles et microscopiques à différents moments de l'histoire de chargement. Ces méthodes directes sont intéressantes pour comprendre les mécanismes physiques conduisant à la localisation des déformations par la caractérisation de la microfissuration à un état de contrainte ou de déformation donnée. Ces techniques permettent d'étudier la morphologie des microfissures, leur orientation et leur localisation. Elles offrent l'avantage de pouvoir être utilisées sur n'importe quel essai, uniaxial, biaxial ou triaxial. Toutefois, il est nécessaire au cours des observations de bien distinguer entre les pores et les microfissures. Les pores ont des dimensions plus ou moins variables et représentent les espaces inter-granulaires. Et il est également nécessaire au cours des observations de bien distinguer les discontinuités naturelles préexistantes, les microfissures induites par le chargement et de celles générées par la procédure de préparation de l'échantillon. En effet, le déchargement et les préparations des surfaces étudiées (la découpe, par exemple), peuvent être à l'origine d'une microfissuration supplémentaire (généralement supposée négligeable). L'inconvénient majeur pour réaliser les observations à l'aide de ces techniques directes réside dans l'obligation d'effectuer un déchargement de l'échantillon. Un autre désavantage majeur est la nécessité de réaliser des essais relativement nombreux pour déterminer précisément le seuil de localisation.

2.1. Observations visuelles à l'œil nu

[Haïed et Kondo, 1997] ont réalisé un ensemble d'essais sur des échantillons prismatiques percés d'un trou central. Les échantillons sont chargés à des contraintes déviatoriques fixées puis déchargées. Un examen à l'œil nu révèle que dans un essai conduit à une pression de confinement de 20 MPa, les échantillons chargés à 85 % de la résistance ultime ne montrent aucun signe d'endommagement. A 90 %, les changements structuraux sont plus prononcés et des microfissures deviennent visibles. A un tel niveau de contrainte déviatorique, seule une bande est clairement visible, la longueur de la bande visible est d'environ 4 à 6 mm et son épaisseur moyenne est d'environ 4 à 7 grains. Quand le niveau de contrainte est proche de la résistance ultime (95 %), une seconde bande émerge clairement. La rupture macroscopique se produit alors le long d'une seule bande inclinée. Ces observations tendent à montrer que le processus de formation de bande de cisaillement est graduel et progressif. D'un autre côté, [Haïed et Al., 1997] affirment que, lorsque des éprouvettes prismatiques sont déchargées après avoir été sollicitées légèrement au-dessus du seuil de localisation, aucune trace visible (à l'œil nu) de rupture ou d'endommagement local n'est repérable sur la surface de l'éprouvette.

[El Bied, 2004] a réalisé de son côté un essai triaxial avec un confinement de 14 MPa. L'échantillon testé à une porosité de 22,36 % et le pic évalué est de 170 kN. L'essai est arrêté juste après le pic, dès que commence le radoucissement. Il a observé alors que l'échantillon semble intact après l'essai, il n'y avait pas de bande de cisaillement visible.

Mais il ne faut pas en conclure pour autant que le processus de localisation se produit après le pic. En effet, les observations visuelles portent sur les surfaces externes de l'éprouvette. Elles ne sont possibles que si la zone de localisation a commencé à se matérialiser en surface. Même si aucune trace visible de rupture ou d'endommagement local n'est repérable sur la surface de l'éprouvette, il se peut qu'il y ait eu localisation. La visualisation de la localisation n'est peut-être pas possible à l'œil nu parce que la taille des microfissures est trop faible ou encore parce que la zone de localisation se développe en premier lieu en cœur plutôt qu'en peau des éprouvettes. Le processus de localisation a peut-être déjà été initié à l'intérieur de l'échantillon. L'observation des surfaces est donc réalisée dans un premier temps à l'œil nu. Elle est ensuite complétée en effectuant des observations plus fines sur les zones de localisation, à l'aide du microscope. [Haïed, 1995]

2.2. Observations microscopiques

La méthode des lames minces a été utilisée avec succès à partir des années 1970. [Haïed, 1995] et d'autres chercheurs. Pour réaliser une étude microscopique d'échantillon chargé jusqu'à un niveau donné de contrainte puis déchargé. La technique expérimentale est la suivante :

- Mise en place de l'éprouvette sèche dans une enceinte dans laquelle on fait le vide.
- Imprégnation, saturation totale de l'éprouvette avec une résine époxy très fluide et colorée pour améliorer ou exagérer la visibilité des fissures.
- Polymérisation de la résine sous l'effet de la chaleur.
- Découpe de bandes très fines et confection des sections minces avec faces polies et d'une série de lames minces. On a ainsi des coupes planes du réseau poreux.
- Observation et étude des lames minces au MEB [Wong, 1982] ou sous microscope optique.

Le MEB (**microscopie électronique à balayage**) convient parfaitement à l'étude des fissures dans une roche à cause du grossissement et de sa résolution à trois dimensions. Dans le cas d'une observation au MEB, les surfaces étudiées sont rendues conductrices par ionisation. Le métal utilisé est par exemple l'or. Après cette opération, l'éprouvette est insérée dans le porte-objet et introduite dans la colonne d'observation au MEB. L'examen des surfaces est réalisé lorsqu'un vide poussé dans la colonne est établi. Les observations peuvent se concentrer sur différents aspects tels que l'évolution du nombre des fissures, l'étude statistique de leur orientation et de leur longueur, l'évolution de celles-ci avec la contrainte moyenne, la répartition des fissures dans l'espace à l'intérieur d'un échantillon, la classification de leur forme. L'observation microscopique est donc un outil puissant pour décrire les mécanismes de déformation et le phénomène de la localisation. Toutefois, de grandes différences sont souvent rapportées dans les estimations concernant le nombre et les longueurs moyennes des fissures : ces estimations semblent dépendre de l'orientation du plan de coupe de la surface étudiée. De plus, la technique reste très lourde car, pour suivre l'évolution de l'organisation interne des fissures, il est nécessaire d'interrompre les essais à différents

stades de chargement et d'effectuer un déchargement. Un autre inconvénient de cette technique est qu'elle est destructive.

3. Les méthodes directes quantitatives

Elles permettent le suivi de l'évolution des déformations à partir d'indicateurs physiques choisis. Il existe un très grand nombre de méthodes quantitatives. Les deux méthodes les plus utilisées dans l'étude de la localisation sont les ondes ultrasonores et l'émission acoustique. L'émission acoustique et les vitesses des ondes élastiques sont des mesures soniques. Ces deux méthodes ont l'avantage d'être non destructives. Contrairement aux autres méthodes qui reposent sur l'examen d'une surface, ces deux méthodes permettent de décrire quantitativement l'évolution de la microfissuration dans tout le volume de l'échantillon. Elles se heurtent toutefois à deux difficultés majeures, liées à leur caractère vibratoire. La première concerne l'aspect dispersif vis à vis de leur vitesse de propagation. La transmission et la qualité de signaux dépendent de microfissuration. Il existe également une méthode appelée tomodynamométrie au scanner qui permet d'obtenir, à partir de la densité radiologique, une mesure locale de la déformation volumique de l'échantillon. Cette méthode présente également plusieurs inconvénients liés entre autres à la taille de la zone étudiée.

3.1. Localisation et émission acoustique

Il est largement accepté que l'émission acoustique est un indicateur efficace de l'évolution de la microstructure, et notamment de la microfissuration dans les échantillons de géomatériau. Cette association est appuyée par l'observation que l'initiation d'une émission acoustique marquée peut être corrélée avec le seuil de dilatance, qui est lui-même attribué à l'initiation et à la prolifération des microfissures.

L'émission acoustique dans un échantillon résulte des événements acoustiques produits par les déformations locales qui ont lieu avec suffisamment de brutalité pour libérer de l'énergie générant des pulsations acoustiques. On réalise un comptage des événements acoustiques qui surviennent dans l'éprouvette. Les événements acoustiques enregistrés durant la phase de chargement des éprouvettes sont supposés résulter de la création et de la formation des microfissures. La localisation des déformations étant une densification de la microfissuration, le changement d'activité acoustique à la localisation est sensible. En fait, après les travaux pionniers [d'Obert, 1942 et Duvall, 1945] cités par [Paterson, 1978], il y a eu beaucoup d'études expérimentales qui montrent que le nombre d'événements acoustiques par unité d'incrément de contrainte augmente quand la contrainte augmente, spécialement quand elle approche de la contrainte de rupture macroscopique. La microfissuration locale fait augmenter l'émission acoustique (Figure. II.1).

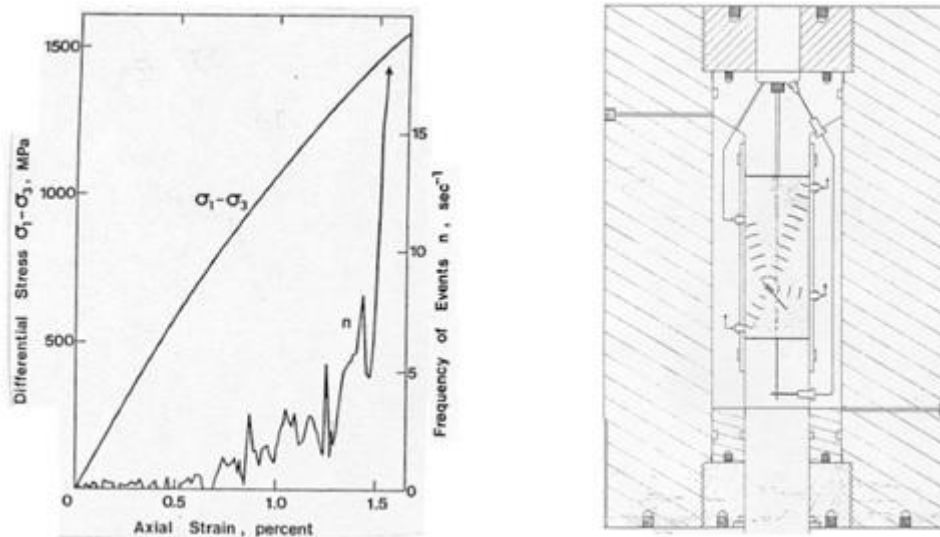


Figure. II.1 A gauche : Granite de Westerly chargé en compression avec une pression de confinement de 400 MPa. Influence typique de la contrainte sur l'émission acoustique. A droite : localisation des événements acoustiques à partir de capteurs multiples.

Spécialement dans le cas d'une compression uniaxiale, il y a souvent une émission acoustique supplémentaire sous faibles contraintes, qui peut être attribuée à l'écrasement des pores. C'est pourquoi il n'est pas toujours facile de déterminer précisément un seuil de contrainte pour l'initiation de l'émission acoustique attribuable à la microfissuration. Cependant, une grande augmentation dans l'activité acoustique devient toujours évidente à un certain niveau du chargement. En observant le temps relatif d'arrivée des signaux acoustiques sur les capteurs placés à différents endroits de la surface ou répartis le long d'une génératrice de l'éprouvette, l'origine spatiale des microfissures peut être déterminée. Lorsqu'on se place dans un milieu isotrope, les ondes sonores se propagent avec la même célérité (c) dans toutes les directions. Par conséquent, le front d'ondes est une sphère centrée au point où se trouve la source. Si l'on fixe deux capteurs à des distances R_1 et R_2 de la source, ils intercepteront l'onde à deux instants différents t_1 et t_2 . Il en résulte que la mesure de $\Delta t = t_2 - t_1$ permet de situer la source. La position exacte de la source dans le plan est parfaitement déterminée et localisée avec trois capteurs piézo-électriques résonnants. La mesure des émissions, lorsqu'elle est faite à l'aide de capteurs multiples, permet de localiser les événements acoustiques par une technique de tomographie (**Figure. II.1**). La détermination des lieux d'émission est très intéressante pour l'étude de la localisation. Elle a donné lieu également à de nombreux travaux. Les sources de l'émission acoustique (hypocentres) ont dans un premier temps une distribution aléatoire dans l'échantillon, ce qui indique que la microfissuration est initialement uniformément distribuée, et associée à la dilatance du matériau. Ensuite, à de plus grandes contraintes, ces sources commencent à s'organiser, à se concentrer dans une zone relativement plane. Enfin, les fissures se propagent avec une intense émission acoustique. Les lieux d'émission sont regroupés autour des fractures, dans une zone étroite de faible épaisseur (quelques millimètres), la

bande de cisaillement macroscopique s'est finalement matérialisée (**Figure. II.2**). Ces études ne s'intéressent pas à la nature vibratoire des émissions acoustiques, mais seulement au nombre et à la fréquence statistique des événements, autrement dit, à la distribution statistique des amplitudes et des fréquences caractéristiques des émissions acoustiques. Des tentatives ont été faites pour mieux caractériser l'émission acoustique par la détermination de leur fréquence et de l'énergie des pulsations acoustiques. L'objectif de telles études est de mieux caractériser les signaux en fonction de leurs propriétés ondulatoires, pour en définir la signature acoustique (fréquence, amplitude). **[Scholz, 1968]** a distingué deux types d'émissions, les émissions à basses fréquences (type II) et les émissions à plus hautes fréquences (type I). **[Bésuelle, 1999]** a distingué 5 phases lors du chargement uniaxial d'un échantillon (andésite et granite). Lors de la première étape, à des contraintes inférieures à 10% de la résistance à la rupture, les émissions ont une faible fréquence et sont attribuées à la fermeture des fissures. Lors de la deuxième étape, les émissions sont très faibles. Cela est dû au fait que dans la phase élastique, la microfissuration induite par le chargement est négligeable. Lors de la troisième étape, à partir du seuil de microfissuration, les émissions augmentent de façon croissante, du fait des nouvelles fissures. Les événements à faibles fréquences et ceux à hautes fréquences augmentent de façon identique. Lors de la quatrième étape allant jusqu'à environ 100% de la contrainte maximale, le taux d'émission augmente très rapidement, mais les basses fréquences augmentent plus vite que les hautes fréquences. Comme le rappelle **[Bésuelle, 1999]**, deux phénomènes concomitants peuvent expliquer cette différence. D'une part, les fissures se propagent et se relient entre elles, pour former de plus grosses fissures ; comme le mécanisme de coalescence devient prédominant sur les mécanismes individuels, les événements à basses fréquences, associés à de plus grosses fréquences, prédominent. D'autre part lors de la dernière étape menant à la rupture brutale de l'échantillon, les hautes fréquences deviennent très prédominantes. De nouvelles fissures s'y créent et vont rejoindre la macrofissure. En conclusion, cette technique est très performante dans le sens où elle est capable de situer dans l'espace et le temps, l'évolution spatiale de la microfissuration et sa localisation. Cette technique peut être utilisée pour tous les types d'essais. Toutefois, les difficultés expérimentales sont importantes. Elles sont liées à l'équipement coûteux et difficile à mettre en œuvre, aux propriétés acoustiques du matériau (intervalle de fréquence difficile à obtenir) et aux bruits de fond qu'occasionne la machine d'essai. Il faut que le bruit de fond provoqué par le fonctionnement de la presse puisse être filtré. La méthode nécessite de plus un équipement spécifique d'acquisition et d'interprétation des données.

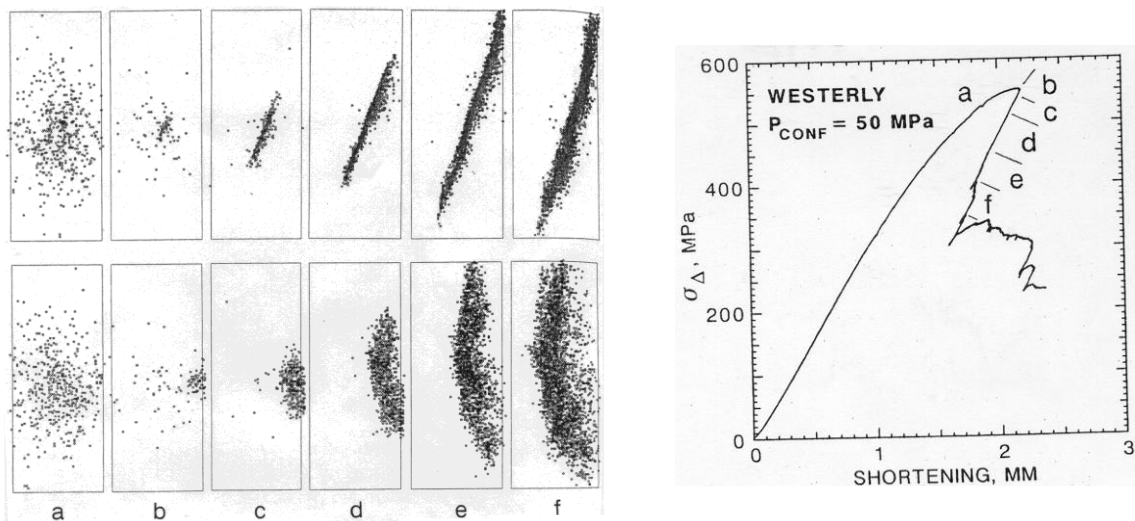


Figure. II.2 Processus de formation de bande de cisaillement dans un échantillon de 76,2 mm de diamètre lors d'un essai triaxial. Localisation des hypocentres par émission acoustique. Localisation (b) puis propagation (de c à f) de la bande de cisaillement.

3.2. Vitesse des ondes élastiques

Lorsqu'un solide est soumis à une perturbation d'origine mécanique ou thermique, des ondes élastiques prennent naissance et se propagent dans ce solide. On distingue généralement deux types d'ondes: les ondes planes et les ondes de surface. Seules les ondes planes intéressent les études consacrées à l'évolution du développement de la microfissuration et en particulier la détection des bandes de cisaillement.

Il existe deux sortes d'ondes planes qui sont susceptibles de se propager à l'intérieur d'un solide, homogène, et isotrope. Les ondes longitudinales (ou de compression) appelées aussi ondes P ont la vitesse de propagation V_p la plus élevée. Dans ce cas, la direction de polarisation est parallèle à la direction de propagation de l'onde. Les ondes transversales (ou de cisaillement) appelées aussi ondes S (shear), leur vitesse de propagation est notée V_s . La direction de polarisation est perpendiculaire au sens de propagation de l'onde. Les résultats théoriques concernant l'influence des microfissures sur les vitesses d'onde élastiques peuvent être résumés de la façon suivante: les vitesses V_p et V_s sont toutes les deux affectées par la présence de microfissures dans le milieu élastique où elles se propagent.

Pour une éprouvette donnée, la technique de mesure consiste à calculer les vitesses V_p et V_s à différents niveaux de contraintes et de les comparer avec ceux mesurées dans une direction; de la différence obtenue, on fait état des discontinuités. [Tourenq et al., 1971] définissent un indice de qualité IQ par le rapport: vitesse des ondes longitudinales mesurées sur la vitesse théorique calculée. La connaissance de l'indice de qualité IQ et de la porosité de la roche permet de distinguer de manière quantitative la fissuration mécaniquement induite des discontinuités initialement présentes. Ainsi, l'état de référence est établi pour l'éprouvette, et dans la direction de propagation de l'onde. L'influence des discontinuités sur V_p est très importante lorsque la direction de

propagation est perpendiculaire au plan de la fissuration; V_p est peu affectée lorsque cette propagation s'effectue dans ce plan. [al., 1978], a montré une corrélation qualitative entre la dilatace et les variations des vitesses d'onde élastique.

Le principe de l'auscultation dynamique consiste à placer à l'une des extrémités de l'éprouvette un émetteur piézo-électrique excité par un générateur d'impulsions électriques. Celui ci émet alors un train d'ondes qui se propage dans le matériau. A l'autre extrémité de l'éprouvette, un capteur réceptionne ce train d'ondes mécaniques, transformés en signaux électriques. Celles-ci sont visualisées sur l'écran d'un oscilloscope. La mesure directe du temps de parcours de l'onde dans le matériau permet d'évaluer sa vitesse de propagation. Pour la détection du seuil de localisation, les vitesses sont mesurées dans une direction perpendiculaire de celle où la formation de la bande de cisaillement est présumée se produire.

En résumé, les caractéristiques de la méthode utilisant les vitesses de propagation des ondes élastiques montrent qu'elle est non destructive et dotée d'une bonne précision et qu'elle est très sensible à la présence de micro discontinuités. Elle présente aussi l'avantage d'être simple et rapide dans sa mise en œuvre, et le peu de moyen matériel qu'elle exige lui permet d'être mobile et facilement transportable. Rappelons cependant que, malgré les avantages et les bons résultats qu'elle a permis d'obtenir, la méthode ultrasonore nécessite un état de référence. Avant de conclure sur la localisation, cette technique fait appel, sinon semble souvent tributaire d'une autre méthode complémentaire avant de se prononcer clairement sur la localisation. [El Bied, 2004].

3.3. Tomographie aux rayons X

Principe de l'étude tomодensitométrique : le tomographe, connu pour son application médicale sous le nom de scanner à rayons X, combine la radiographie classique et l'analyse numérique. La radiographie classique repose sur la mesure de la transmission d'un faisceau de rayons X à travers un corps. La source de rayonnement X admet un mouvement de translation pour le balayage ortho-radial et un mouvement de rotation pour changer l'incidence du rayonnement sur le corps. De cette façon, le faisceau est envoyé sur le corps sous plusieurs incidences. Le profil d'atténuation qu'a subi le faisceau de rayons X en traversant le corps étudié est mesuré et enregistré par une plaque photographique, ou encore une série de détecteurs (**Figure II-3**). Cette technique permet d'établir une carte interne au corps, chaque point à l'intérieur étant caractérisé par son aptitude à transmettre un rayonnement X. L'analyse numérique servant à l'établissement de cette carte, utilise les profils d'atténuation, obtenus sous différents angles. Le traitement informatique permet d'attribuer à chaque élément de matière une densité radiologique. Si l'on décompose de façon fictive l'échantillon en série de tranches successives, traitées une par une par le scanner, il est alors possible de reconstituer entièrement l'échantillon par rapport à ses propriétés d'absorption. En déplaçant l'échantillon dans le scanner et en juxtaposant les coupes tomographiques jointives successivement enregistrées, une image tridimensionnelle de l'échantillon peut être reconstruite. Une carte représentant les variations spatiales de la densité radiologiques peut être tracée pour un échantillon de taille acceptable et avec une

résolution spatiale de l'ordre du mm^3 . Les coupes scannées, aussi bien que les images reconstruites peuvent être corrélées à des valeurs de porosité ou à des données minéralogiques. La carte permet ainsi de mesurer l'évolution de la compacité d'un matériau. La technique tomographique a l'avantage d'être non destructive. [Bésuelle, (1999)].

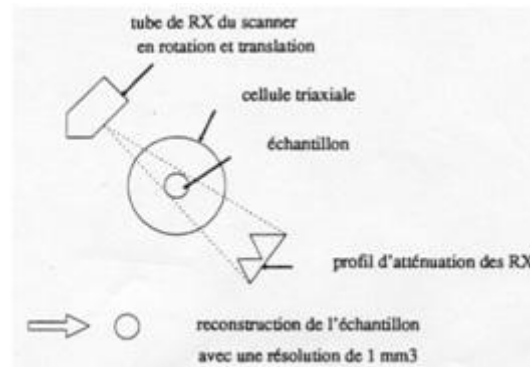


Figure.II.3 Principe du scanner.

Apport du scanner en mécanique des roches et des sols: l'industrie pétrolière a été la première à utiliser en routine le scanner afin de sonder les carottes remontées de forage pour mesurer la masse volumique et la porosité d'une roche, pour détecter et évaluer l'épaisseur des fractures, pour déterminer la minéralogie d'une roche, pour suivre l'écoulement des fluides dans un milieu poreux ou encore pour connaître l'état de saturation d'une roche. Une extension concernant les sols non saturés, triphasiques, permet de mesurer d'une part la variation d'indice des vides d'un matériau et d'autre part l'évolution de la teneur en eau. Aujourd'hui, la tomodensitométrie est devenue une méthode non destructive qui permet d'analyser localement la réponse volumique d'un échantillon à une sollicitation mécanique en nous révélant l'initiation, la progression et l'organisation spatiale de son endommagement. L'ouverture des microfissures par laquelle se manifeste l'endommagement de certains matériaux entraîne en effet une augmentation de la porosité du matériau qui se traduit par une baisse de la densité radiologique enregistrée par le scanner. Si, par un étalonnage préalable, la densité radiologique a été corrélée au poids volumique ou à la porosité du matériau, les coupes tomographiques donnent accès à une mesure locale de la déformation volumique de l'échantillon. Dans le cas d'un matériau quasi homogène et sans fluide interstitiel, une variation locale de porosité, résultant d'une localisation de la déformation, peut être détectée. Dans un premier temps, la tomodensitométrie était réalisée en plusieurs étapes sur des échantillons déchargés après avoir subi un certain chargement. Deux possibilités existaient:

- A plusieurs reprises, un même échantillon était chargé, déchargé, sorti de la cellule et passé sous scanner [Desrues et Mokni, 1991].
- Ou bien plusieurs échantillons étaient menés à différents stades de déformation et balayés par le scanner en une seule séance [Tillard, 1992].

Aujourd'hui, des cellules triaxiales en alliage d'aluminium et de Beryllium, par exemple, dites transparentes aux rayons X, ont été installées dans les scanners même, si bien que toutes les phases de l'écrasement d'un échantillon peuvent être suivies au scanner. Les mesures peuvent être effectuées en continu pendant l'essai. Grâce à l'instrumentation de ces cellules triaxiales, la réponse globale du matériau peut être enregistrée de façon classique et enrichie des informations locales apportées par le scanner. On parle alors d'étude tomodensitométrie sur des essais triaxiaux ou par souci de simplicité de tomotriax. Toutefois, comme les cellules triaxiales doivent être transparentes, les pressions de confinement sont souvent limitées (de l'ordre de 10 MPa). Le scanner reste malgré tout un outil puissant qui permet de mieux cerner le comportement des géomatériaux à la rupture.

Avant sa rupture, l'échantillon pourrait éventuellement être conduit à sa ruine par des micro-rotations de grains qui, non accompagnées d'une forte déformation volumique, ne peuvent pas être décelées au scanner. Le scanner ne permet donc pas de détecter la perte d'homogénéité de l'échantillon correspondant au seuil de localisation que sous certaines conditions. Par ailleurs, la technique pose des problèmes de résolution pour des matériaux à grains fins qui peuvent rendre délicates les mesures quantitatives.

[Bésuelle,(1999)], fait remarquer que si on fait des mesures sur un échantillon présentant une zone où la porosité change fortement, comme c'est le cas dans une bande de cisaillement, le profil de la densité radiologique, réalisé perpendiculairement à la bande, montre un pic au niveau de la bande correspondant à une plus forte ou plus faible porosité par rapport au milieu environnant. Plus un point tend vers le noir, plus la porosité est élevée. Plus un point tend vers le blanc, moins sa porosité est élevée. Le blanc et le noir « parfaits » correspondent à des porosités en dehors de la zone de calibration choisie pour tracer les coupes. Finalement, la tomographie aux rayons X a permis à Bésuelle de visualiser l'intérieur des échantillons de grès et d'observer les phénomènes de dilatance et de contractance des bandes.

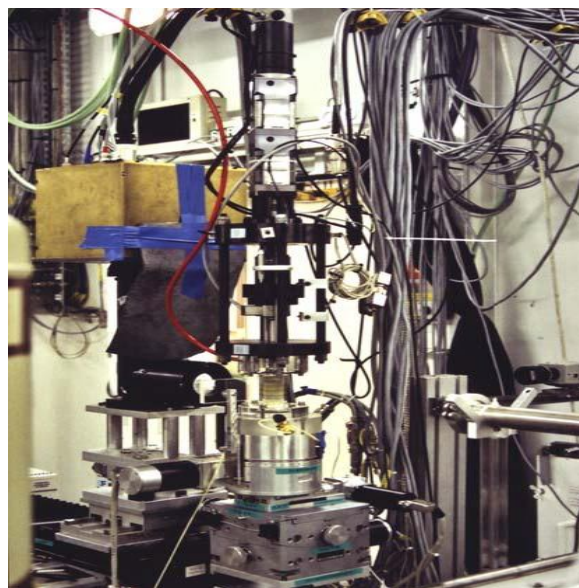


Figure.II.4 Tomodensitométrie sur des essais triaxiaux (Tomotriax).

4. Les méthodes de champ de déformation

L'autre façon d'aborder la détection du seuil de localisation est d'utiliser les méthodes de champ. Elles permettent de mesurer précisément et de caractériser le champ de déplacement ou de déformation dans l'échantillon. Ces techniques comparent les déformations dans plusieurs directions, permettent d'observer un changement de l'évolution du champ de déformation et donc de détecter une éventuelle perte d'homogénéité. Elles ont une relative facilité de mise en œuvre et un coût modeste. Elles sont non destructives et permettent de suivre le développement de la microfissuration en caractérisant le champ de déplacement, partiellement dans le cas du SPECKLE et sur toute la surface de l'éprouvette dans le cas de la stéréophotogrammétrie, cela sans avoir recours à des déchargements. Leurs utilisations restent cependant limitées aux problèmes plans et éventuellement à l'essai de compression uniaxiale.

4.1. Stéréophotogrammétrie de faux relief

La stéréophotogrammétrie est étroitement liée à la perception du relief par l'être humain. Ceci n'est possible que grâce à l'existence d'une vision binoculaire et au traitement de l'image effectuée par le cerveau. Ce sont les différences des signaux captés par chacune des rétines qui sont enregistrées, analysées par le cerveau puis interprétées comme un relief. Ce principe, est exploité au moyen d'un appareil photographique, prenant deux vues d'un même objet selon des points de vue. Par projection stéréoscopique de ces vues, on arrive à créer le relief de l'objet photographié. Dans l'application de cette technique à la détection du seuil de localisation, l'appareil photographique est fixe, et c'est les déformations planes de l'échantillon qui sont perçues comme un faux relief. La méthode est appelée stéréophotogrammétrie du faux relief car elle est limitée aux problèmes plans.

Les différents états de déformation peuvent être mémorisés à l'aide d'une série de clichés (**Figure. II.5**). La stéréo comparaison est la technique qui, à partir d'un couple de photographies permet d'obtenir un document qui décrit la géométrie de l'objet photographié. Cette opération nécessite l'identification d'un même point sur deux clichés. Une fois les repères fixes définis, les coordonnées (dans le plan) des points sur un négatif, sont obtenues à l'aide d'un appareil de précision appelé stéréo comparateur. La stéréo comparaison met en évidence un grand nombre de points non coïncidents, et de cette opération résulte les déplacements relatifs (**Figure. II.5**).

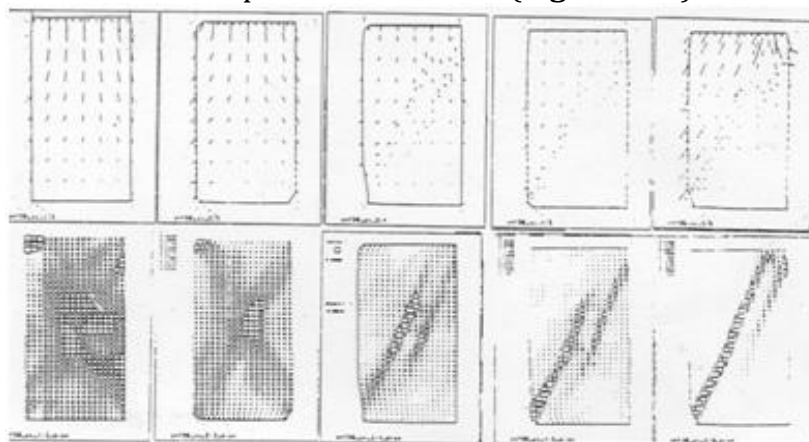


Figure. II.5 Etude de la localisation par la stéréophotogrammétrie appliquée à un sable dans l'essai biaxial de déformation plane.

Dans les différentes étapes, la stéréophotogrammétrie nécessite un grand nombre de précautions (qualité de la prise de vue, élimination des réflexions parasites etc.). Le traitement numérique est une composante essentielle pour caractériser aussi bien le champ de déplacement que la nature et les jeux de fissures. Les fissures discernables lors des opérations de stéréo comparaison peuvent être traitées numériquement par la détermination des discontinuités de déplacements (normale et tangentielle). Un logiciel, mis au point par [Desrues, 1987] permet de représenter graphiquement les discontinuités en déplacement des deux lèvres d'une fissure (**Figure.II.6**). Ainsi, les vecteurs déplacements relatifs et leurs composantes normales et tangentielles sont représentés ce qui permet, à partir de ce traitement, de distinguer les fissures de traction des fissures de cisaillement.



Figure.II.6 Stéréocomparateur (DSR15 Leica) et logiciel interactif d'exploitation par la méthode de faux relief.

4.2. Granularité laser (Speckle)

Cette technique consiste à éclairer la surface de l'éprouvette à l'aide d'un faisceau de rayons parallèles (source à l'infini ou rayon laser). Chaque particule de cette surface réfléchit une onde de même nature que la source. La différence entre la taille des irrégularités (grains, particules, cristaux, déplacement et/ou microfissuration) fait que cette onde réfléchie conserve sa longueur mais modifie la phase de l'amplitude de l'onde source. La méthode utilise le principe d'Huyghens-Fresnel, la diffraction à l'infini est établie au moyen d'un faisceau de rayons parallèles (laser) et d'une petite fente circulaire disposée entre l'éprouvette et l'écran. La méthode consiste donc à mesurer la diffraction d'une onde lumineuse dans une fente formée d'une part par un côté de l'échantillon que l'on teste, et d'autre part, par une plaque d'acier. La figure de diffraction dépendant de la largeur de la fente, il est alors possible de remonter à la déformation de l'échantillon. En effet, les franges d'interférences obtenues sur l'écran permettent de tracer la distribution de l'intensité lumineuse. La direction des franges est perpendiculaire au vecteur déplacement local et sa norme est inversement proportionnelle à l'interfrange. Le dépouillement des clichés enregistrés sur négatif holographique se fait point par point et permet d'obtenir le champ de déplacement réel par l'analyse spectrale des franges d'interférence, produites par la déformation locale. La taille de la surface examinée est relativement faible par rapport à celle de l'échantillon,

la localisation qui peut se manifester en un point quelconque peut donc passer inaperçue. De plus, cette méthode n'est utilisable que pour l'essai uniaxial.

4.3. Localisation par mesures des déformations

L'objectif ici est la détermination du seuil de localisation à partir de mesures fournies par des capteurs de déplacements ou des jauges d'extensométrie (**Figure.II.7**). La méthode des déformations repose principalement sur la détection d'un indice, capable de décrire les variations sensibles de la dilatance, et de ce fait concerne les déformations latérales. Des mesures détaillées issues des techniques de mesures fiables, montrent que la déformation latérale et probablement la déformation volumique deviennent non homogènes lorsque naissent des zones d'intense cisaillement.



Figure.II.7 Echantillon d'une roche avec des jauges d'extensométrie entouré avec du ruban adhésif.

Récemment, l'approche expérimentale basée sur les mesures de déformations détermine le seuil de localisation en comparant les déformations axiales locales et globales, obtenues à l'aide de mesures dites internes pour les déplacements mesurés sur une partie d'une génératrice, et externes pour celles mesurées sur toute la longueur de l'éprouvette. Les tests ont été menés sur une argile en conditions triaxiales drainées et non drainées. Les résultats obtenus montrent qu'il est possible de détecter à l'aide de ces mesures, la perte d'homogénéité des déformations et leur corrélation avec les ruptures en bandes de cisaillement observées. Le seuil de localisation a été cependant, systématiquement signalé presque au pic.

Dans une étude reposant sur les mesures de déformations en compression biaxial, réalisée sur un grès, un dispositif de grande sensibilité a été développé pour des mesures très précises de déplacements. L'hypothèse retenue pour la détection du seuil de localisation dans cette étude consiste à supposer que la localisation se produit en même temps que le glissement le long de la surface de rupture. Le glissement, bien que dépendant des propriétés des surfaces coulissantes est cependant très rapide, et le capteur sensé détecter le seuil de glissement est légèrement excité entre 80 et 90 % de la résistance à la rupture, puis très brutalement sollicité juste avant le pic. [Haïed, 1995].

Et enfin, la technique est couramment utilisée pour déterminer le seuil de localisation dans le cadre des mesures de déformations. Mais la mise en place du matériel est un peu compliqué et dans certains cas, est même non envisageable.

5. CONCLUSION

En somme, les méthodes expérimentales décrites dans ce chapitre sont multiples et pourraient difficilement faire l'objet d'une comparaison systématique car le principe exploité dans chacune de ces techniques et les méthodologies expérimentales sur lesquelles chacune reposerait ne seraient pas équivalentes. Les unes comme les autres pourraient être très performantes dans un domaine bien précis. Voici quelques avantages et inconvénient de chaque méthode :

Les méthodes directes offriraient l'avantage de pouvoir être utilisées sous n'importe quels types d'essais (uniaxial, biaxial ou triaxial) par contre pour un résultat satisfaisant avec ces méthodes de nombreux essais seraient nécessaires, ce qui nécessiterait la réalisation continue des déchargements de l'échantillon.

Les méthodes quantitatives se distingueraient par des résultats originaux et surtout par le fait qu'elles seraient capables de suivre l'évolution de la localisation en trois dimensions. Ainsi, contrairement aux autres méthodes qui reposent sur l'examen d'une surface, l'émission acoustique et l'atténuation des vitesses d'ondes élastiques permettraient de décrire quantitativement l'évolution de la microfissuration dans tout le volume de l'échantillon. Et en plus ces méthodes présenteraient l'avantage d'être non destructives.

Et Pour ce qui est des méthodes de champ de déformation, elles auraient une relative facilité de mise en œuvre et un coût modeste et surtout elles seraient non destructifs mais leur utilisation serait limitée aux problèmes plans.

En quelques mots, la synthèse des techniques les plus utilisées à ce jour ne seraient pas équivalentes. Dans ce contexte, il semblerait utile de disposer d'une procédure expérimentale qui serait à la fois simple dans sa mise en œuvre, pratique dans le matériel qu'elle exigerait, et bien entendu efficace.

Chapitre III

Comportement et matérialisation des bandes de cisaillement

1. Introduction

Les études expérimentales et théoriques ont été menées depuis plusieurs années déjà afin de mieux comprendre la localisation de la déformation. Cette dernière a été observée à différentes échelles et dans différents types de géomatériaux (naturels) que ce soit sols ou roches.

Avec le temps, le développement récent des appareils mécaniques et numériques a permis aux chercheurs de pouvoir combler certaines lacunes dans le phénomène des déformations localisées tel que le processus de fissuration et la matérialisation des bandes de cisaillement dans les géomatériaux.

La localisation de la déformation est un des problèmes les plus typiques des grandes déformations dans les géomatériaux. Ce phénomène apparaît lorsque la structure est proche de la rupture où la localisation est généralement associée à la déformation plastique du matériau. Ces zones de localisation sont connues sous le nom de bandes de cisaillement. Tout ceci a poussé les chercheurs à développer une théorie qui explique le comportement et la localisation des déformations qui est basée sur deux différentes approches (microscopique et macroscopique).

2. Théorie d'approche de localisation à différentes échelles

Le comportement macroscopique résulte d'une compétition entre fractures, failles ou bandes de cisaillement. A titre d'exemple, on peut citer certains calculs qui, à partir de lois locales presque caricaturales (seuil séparant un comportement élastique parfait d'une rupture brutale), montre à l'échelle macroscopique une phase d'endommagement et un adoucissement rhéologique progressif, typique des matériaux à priori beaucoup plus complexes.

En fonction de l'échelle d'observation, le processus de localisation peut être envisagé selon deux approches.

La première correspond à une vision **macroscopique**, où l'on cherche à prédire et, si possible, décrire la localisation à partir d'une **loi rhéologique** comportementale macroscopique et des conditions aux limites. C'est l'approche actuelle des mécaniciens.

La seconde approche, au contraire, se place à l'échelle **microscopique**. On envisage alors la localisation comme le résultat des **interactions entre les fissures**, failles ou bandes de cisaillement. L'approche consiste alors à réaliser un changement d'échelle micro => macro, à partir du comportement de la faille élémentaire, de sa croissance et des interactions existantes. C'est plutôt l'approche actuelle des physiciens.

2.1. Approche macroscopique

[Bowden, 1970] a proposé un modèle de déformation hétérogène pour expliquer la formation des bandes de cisaillement. A l'origine, ce modèle s'applique à des matériaux qui suivent une loi rhéologique comportementale bien précise $\sigma = f(\varepsilon, \dot{\varepsilon})$. Où la contrainte σ est une fonction de la déformation et de la vitesse de déformation $\dot{\varepsilon}$. Le matériau doit d'une part présenter, pour une vitesse de déformation donnée, un adoucissement après le pic des contraintes. Et d'autre part, pour une déformation donnée, le matériau doit se durcir avec la vitesse de déformation. En d'autres termes, lorsque la vitesse de déformation augmente, la contrainte seuil σ_c pour laquelle il y a rupture est plus importante et arrive plus tardivement.

Le caractère adoucissant se traduit, pour une vitesse de déformation donnée, par une dérivée négative de la contrainte par rapport à la déformation, $(\partial\sigma/\partial\varepsilon)_\varepsilon < 0$.

Et pour ce qui est du caractère durcissant, ce dernier se traduit pour une déformation donnée, par une dérivée positive de la contrainte par rapport à la vitesse de déformation, $(\partial\sigma/\partial\dot{\varepsilon})_\varepsilon > 0$. Lorsque le rapport entre ces deux quantités est négatif et proche de zéro, il y a développement d'une instabilité de cisaillement, la déformation se localise.

Ce modèle peut être généralisé à d'autres lois rhéologiques comportementales $\sigma = f(\varepsilon, \dot{\varepsilon})$ [Al., (1990)]. Il permet alors de définir les conditions de stabilité d'un matériau et les conditions pour lesquelles une bande de cisaillement se développe. C'est le comportement de la déformation caractéristique ε^* définie comme :

$$\varepsilon^* = \left(\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma}\right)_\varepsilon \cdot \left(\frac{\partial\sigma}{\partial\dot{\varepsilon}}\right)_\varepsilon \dot{\varepsilon}_0$$

Où $\dot{\varepsilon}_0$, est la vitesse de déformation imposée aux limites du système qui fixe le développement d'une instabilité de cisaillement. Lorsque ε^* est négative et proche de zéro, le matériau est très instable et la déformation se concentre le long d'une bande de cisaillements. Par contre, lorsque cette valeur est positive, la déformation est homogène. Il peut donc y avoir localisation de la déformation en absence de pic et d'adoucissement si le matériau s'amollit avec la vitesse de déformation ($(\partial\sigma/\partial\dot{\varepsilon})_{\varepsilon} < 0$).

Ce critère ε^* précise donc, pour une loi rhéologique comportementale fixée, si une instabilité en bande de cisaillement va se créer. Il ne précise pas, cependant, les modalités de l'apparition de la localisation. Celle-ci peut être abordée à partir de la théorie de la bifurcation. Lorsque l'on soumet un solide homogène à un champ de déformation homogène, l'évolution de la déformation en fonction de la contrainte constitue le chemin de déformation à proximité de l'état initial. Il existe une correspondance directe entre la force appliquée et le déplacement et il n'existe qu'une solution au problème de déformation. Le champ de déformation ne présente pas de variation brutale et il demeure homogène. Par contre, lorsque le raccourcissement est plus important, le solide peut se déformer de manière homogène ou bien de manière hétérogène et localiser la déformation. Une telle situation, où plus d'une solution existe dans le chemin de déformation, est définie sous le nom générique de bifurcation. Quand une bifurcation apparaît, le champ de déformation perd sa continuité et, suivant les conditions aux limites, la déformation sera ou ne sera pas localisante.

En résumé, l'approche macroscopique de la localisation permet de prédire la localisation à partir de la loi rhéologique comportementale $\sigma = f(\varepsilon, \dot{\varepsilon})$. Elle ne permet cependant pas de décrire l'organisation spatiale de la localisation ni de traiter efficacement le problème des milieux fortement hétérogènes où la loi comportementale peut ne pas être une fonction représentative.

2.2. Approche microscopique (fissuration)

Il est aussi possible d'aborder la localisation en se penchant à l'échelle microscopique, i-e à l'échelle de la fissure, et de décrire le comportement macroscopique de l'échantillon à partir de la croissance des fissures et de leurs interactions. Cette approche permet de décrire, sous un autre angle de vue, la localisation de la déformation en intégrant l'évolution spatiale et temporelle de la fracturation.

2.2.1. La mécanique de la fracturation

Avant de généraliser à N fissures, il est nécessaire dans un premier temps de connaître les conditions pour lesquelles une ou deux fissures se propagent dans un milieu en réponse à un champ de contraintes. Dans un milieu infini, homogène et élastique, on suppose qu'il existe déjà une microfissure, que l'on assimile à une ellipse aplatie dont la longueur du grand axe est b. On peut alors expliquer la propagation de cette fissure à l'aide de deux approches.

La première est basée sur l'application des concepts de la thermodynamique à la fracturation. Dans ce cas, la fissure sera stable si la variation d'énergie mécanique accompagnant sa propagation d'un incrément de longueur δb , compense l'énergie

nécessaire à créer une nouvelle surface. La première variation est égale à $-G\delta b$, où G est la force d'extension de la fissure, et la seconde est égale à $2\gamma\delta b$, où γ est l'énergie de surface. La fissure est stable lorsque $G=2\gamma$. Quand cette égalité est rompue, la fissure se propagera de manière dynamique ($G>2\gamma$) ou se refermera ($G<2\gamma$). Cette approche énergétique est cependant très difficile à appliquer. En effet, elle ne peut être utilisée que dans le cas d'une géométrie simple, et le calcul de l'énergie de surface γ se révèle très délicat à effectuer dans la pratique.

La seconde approche est basée sur la mécanique élastique de la rupture. La présence d'une fissure dans un milieu homogène va créer une singularité du champ de contrainte à son extrémité qui s'exprime analytiquement comme :

$$\sigma_{ij} = K_n (2\pi r)^{-1/2} f_{ij}(\theta)$$

Où r est la distance entre le point considéré et l'extrémité de la fissure et où θ est l'angle entre ce point et le plan de la fissure (**Figure. III.1**).

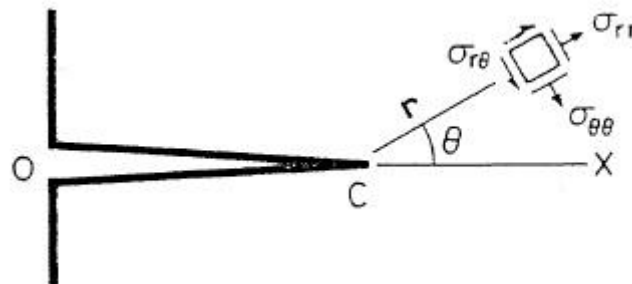


Figure. III.1 Schéma illustratif de la position du point à partir duquel les contraintes σ_{ij} sont calculées d'après [Scholz, 1990].

Le facteur K_n est le facteur d'intensité de contrainte et dépend du mode de fracturation (mode I, II, III). Il dépend aussi de la géométrie et de la magnitude du champ de contrainte ambiant et de la longueur de la fissure. Cette expression, qui traduit la décroissance de la contrainte à mesure que l'on s'éloigne de l'extrémité de la fissure, diverge lorsque r tend vers zéro (σ_{ij} tend vers l'infini). Une telle divergence n'a pas de signification physique. Lorsque la contrainte à proximité de la fissure dépasse le seuil de plasticité, l'approximation élastique n'est plus valide et le matériel doit se déformer plastiquement. Le paramètre important est alors la longueur caractéristique ζ qui correspond à la plus courte distance entre l'extrémité de la fissure et la fin de la zone plastique. Cette longueur fixe la limite de l'approximation élastique. La contrainte existant à cette distance ζ est alors primordiale, et intervient pour définir les conditions de propagation de la fissure.

2.2.2. Les interactions entre fissures

Lorsqu'il existe plusieurs fissures dans un milieu, leur champs de contraintes interagissent de manière complexe. La croissance d'une fissure va alors dépendre de son orientation par rapport au champ de contraintes appliqué aux limites de la position des fissures voisines. Il est possible, pour un champ de contrainte appliqué aux limites, de prédire le comportement de deux fissures. Celui-ci va dépendre de (i) la disposition respective de ces deux fissures et (ii) de leur espacement. Lorsque celles-ci sont alignées, le champ de contrainte existant aux extrémités de deux fissures sera renforcé et les fissures auront tendance à croître et à coalescer. Par contre, lorsque ces deux fissures sont parallèles et assez proche l'une de l'autre, la croissance d'une fissure inhibe la croissance de la seconde. Cette inhibition est fonction de leurs espacements et du rapport de leurs longueurs respectives. Lorsque les deux fissures sont proches l'une de l'autre, la fissure la plus longue bloquera la croissance de la seconde. Par contre lorsque l'espacement est plus grand, il n'y aura aucun blocage. De même, pour un espacement identique, plus le rapport de longueurs entre les deux fissures sera élevé et plus le blocage sera important.

Dans le cas d'un nombre plus important de fissures, les considérations géométriques telles que l'orientation ou l'espacement entre les fissures jouent un rôle important mais sont difficiles à quantifier du fait des multiples interactions. L'influence d'une population de fissures disposées aléatoirement a été étudiée expérimentalement **[Horii et Nematt-Nasser, 1985]**. Ces auteurs montrent que les interactions entre les fissures et leurs coalescences entraînent la localisation de la déformation. Le nombre de fissures est cependant assez limité dans cette approche. A partir de modèles numériques, il est possible de simuler la croissance d'un plus grand nombre de fissures et leurs interactions. Ces simulations sont réalisées en deux dimensions sur des réseaux réguliers de liens. On distribue aléatoirement une population initiale de fissures dont la croissance est basée sur la théorie de l'élasticité linéaire. Ces modèles permettent alors de reproduire certaines propriétés observées expérimentalement sur les échantillons (émissions acoustiques, dilatance, pic des contraintes...) ainsi que la localisation de la bande de cisaillement qui traverse le modèle.

La rupture macroscopique s'opère sur un objet complexe, constitué de nombreuses «fissures» élémentaires. Cependant, si cette approche permet de décrire la localisation de la déformation à partir d'une population initiale de microfissures, il est aussi important de comprendre où vont se nucléer ces fissures. Dans les matériaux naturels, cette nucléation est fortement contrôlée par la présence d'hétérogénéités de toutes sortes (minéralogie et/ou résistances différentes, fissures préexistantes ...). Il est donc important de caractériser l'influence que peut avoir ce "désordre" sur la fracturation et la localisation de la déformation.

3. Les bandes de cisaillement dans les roches

3.1. Mécanismes de fissuration et de rupture dans les essais élémentaires

Le développement récent des moyens d'essai mécaniques et des techniques d'investigations approfondies, ont permis d'améliorer de façon remarquable la caractérisation des géomatériaux.

Depuis le début des années 70, les investigations visant la compréhension des mécanismes qui mènent à la rupture fragile d'une roche, ont fait appel à de puissants instruments optiques et c'est ce qui a permis l'exploration de la microstructure qui établissent de manière claire l'importance du rôle joué par la microfissuration.

Les facteurs physiques externes susceptibles de causer et d'accroître la fissuration des roches sont principalement de nature mécanique et thermique [Paterson, 1978].

Des études ont été réalisées à divers points de la courbe contrainte déformation pré-rupture et ont concerné l'essai de compression uniaxiale, triaxiale. En augmentant la contrainte mécanique principale majeure, leurs observations peuvent se résumer de la façon suivante :

Phase 1 : Au niveau de contrainte très faible la fermeture des pores et fissures préexistantes s'enclenche et en particulier celles qui font des angles relativement élevés avec la direction de la contrainte principale majeure.

Phase 2 : A ce stade de déformation dite "élastique", les diverses méthodes utilisées pour l'étude de la microfissuration dans la roche ne suggèrent aucune manifestation directe liée à la présence de discontinuités mécaniquement induites. Il a cependant été mentionné par certains auteurs que durant cette phase, des glissements de fissures préexistantes peu inclinées par rapport à la contrainte principale majeure peuvent se produire comme le suggère [Desrues, 1984].

Phase 3 : A un niveau de contrainte légèrement supérieur au seuil de dilatance qu'on situe généralement entre 30 et 40% de la résistance à la rupture, on observe l'apparition de la première génération de microfissures mécaniquement induites. Elles s'amorcent à partir des pores, des frontières séparant les grains de composition minéralogique différente et aux extrémités des cavités ouvertes allongées préexistantes. Cette microfissuration orientée principalement dans la direction de la contrainte principale majeure, se propage sur une petite distance puis reste stable.

Phase 4 : Aux environs de 50-55 % de la résistance à la rupture, on enregistre souvent une augmentation relativement importante de l'activité de fissurations. On observe une remarquable augmentation du nombre et de la longueur de ces fissures récemment produites. On recense parmi cette nouvelle génération de fissures, des fissures qui s'amorcent sur les points de contacts entre grains de même composition minéralogique et des fissures intra-granulaires, essentiellement situées le long des plans de clivage de certains cristaux.

Phase 5 : Cette phase se situe entre 70 et 90 % de la résistance à la rupture. De nouvelles fissures s'associent aux anciennes. Des régions isolées dans l'éprouvette sont repérées comme des sites à densité de microfissuration élevée, à l'intérieur desquelles on distingue parfois des grains fort endommagés. A une distance équivalente à la taille de quelques grains, la densité de fissuration diminue considérablement [Wong ; 1982].

Phase 6 : Cette phase se caractérise par la propagation instable de la microfissuration dont déformation débute à un niveau de contrainte qui varie de 65 % de la résistance à la rupture dans l'essai uniaxial à 75-80 % dans les essais triaxiaux et va jusqu'au pic de rupture. Cette phase marque le début de la propagation instable de la microfissuration, qui correspond au seuil de localisation. Les déformations dans l'éprouvette deviennent fortement inhomogènes et se localisent dans une bande mince. Le seuil de localisation constitue le véritable point d'initiation de la rupture.

A ce stade, on observe plusieurs régions de fissuration intense qui se déploient sur 3 ou 4 grains et faisant approximativement 30° avec l'axe de chargement. A deux, trois grains de cette bande, les microstructures restent qualitativement similaires à celles observées durant la phase 5. De sorte que la partie post pic correspond à l'endommagement progressif de la zone de déformation localisée donnant naissance dans le cas de l'essai triaxial au traditionnel plan de cisaillement.

Ainsi, l'application d'un champ de contraintes relativement élevées, sur les frontières d'un échantillon de roche résulte, à l'échelle microscopique, en un système très complexe de contrainte lequel affecte énormément l'amorçage, les chemins de propagation, la répartition et la densité de fissures. Les microfissures peuvent s'ouvrir, se fermer, croître ou s'arrêter de se développer en réponse à des contraintes locales. Et dans cette phase même si les conditions de chargement sont parfaites, la distribution spatiale du champ de contrainte est hétérogène.

Phase 7 : Cette dernière phase considérée comme post-pic correspond à l'endommagement progressif de la zone de déformation localisée donnant naissance dans le cas de l'essai triaxial au traditionnel plan de rupture de cisaillement. Le développement de la rupture de cisaillement à une échelle macroscopique mène à la phase finale d'effondrement de l'échantillon.

3.2. Formation et matérialisation des bandes de cisaillement

L'étude des mécanismes en jeu, responsables ou impliqués dans la formation de la bande de cisaillement s'accorde à souligner le rôle (quantitatif) qui impose la microfissuration. D'une façon caricaturale, la réponse au problème posé exige la description du ou des mécanismes de connexion (**Figure. III.2**) dont résulterait la phase finale dans la formation de la bande de cisaillement. Les avis restent partagés, selon le matériau ou les chemins de sollicitation étudiés.

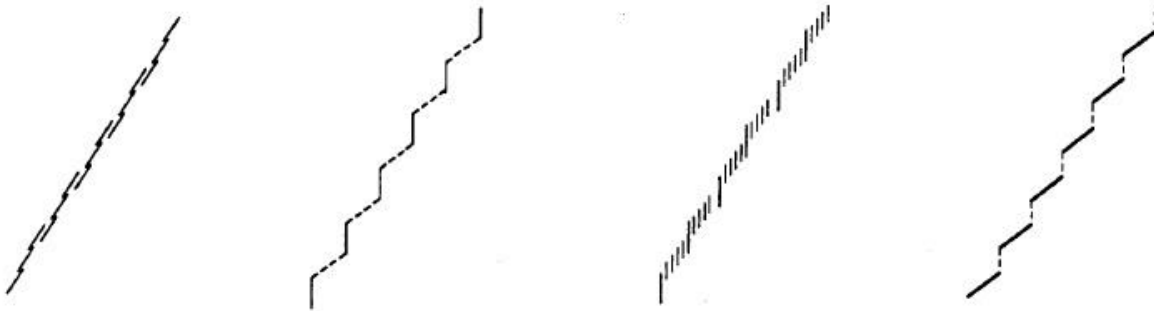


Figure. III.2 Type de connexions élémentaires préconisées pour les mécanismes de base dans la formation des bandes de cisaillement.

Les études détaillées au Microscope électronique à balayage (M.E.B.) indiquent que certaines configurations et orientations dans la disposition des fissures sont plus favorables à une coalescence plutôt qu'une autre et que cette coalescence n'a pas lieu lorsque les fissures voisines sont plus nombreuses que les fissures isolées de faibles longueurs. Du point de vue théorique, la coalescence de deux fissures ou plus ne peut se faire que si, dans leurs chemins de propagations éventuelles, les fissures peuvent se croiser.

A l'issue de son analyse expérimentale [**Kranz, 1980**], a suggéré que la formation d'une bande de cisaillement s'accomplit par la connexion de zones localement denses en fissures, par les fissures de frontières de grains et par les fissures dont la disposition permet cette liaison. Les études expérimentales sur l'interaction des fissures taillées dans un matériau montrent que certaines configurations de fissures en échelon progressent vers les concentrations de contraintes de traction élevées qu'on s'accorde à situer sur les extrémités de fissures voisines plutôt que dans la direction des fissures isolées.

Sur le granite de Westerly, [**Wong, 1982**] a observé que les fissures axiales disposées dans le quartz et le microcline (voir la **Figure.I.16**) sont espacées, formant des structures semblables à des colonnes élancées (**Figure.III.3**). Les extrémités de certaines atteignent des configurations instables et vont coalescer et s'associer aux fissures de cisaillement ; il semble donc que les contraintes de traction au voisinage d'une extrémité de fissure de cisaillement sont plus importantes que celles proches des extrémités d'une fissure axiale. En revanche, sur un autre granite (Chelmsford), [**Peng et**

Johnson, 1972] observent que les microfissures transgranulaires dans les grains de feldspath sont souvent perpendiculaires à deux fissures axiales jumelles. Les interactions de telles fissures (axiales) semblent être responsables de la formation et de la disposition des fissures en échelon qui vont s'étendre sur la diagonale, à travers l'échantillon de roche. Ce point de vue est partagé par la majorité des auteurs qui tentent d'isoler le ou les mécanismes de base, responsables de la formation des surfaces de rupture. Les conclusions convergent généralement vers l'idée que **la bande de cisaillement se développe à partir de la coalescence de la microfissuration qui se développe en mode de traction et non en mode de cisaillement.**



Figure. III.3 A gauche le Quartz et à droite le Microcline.

La formation d'un plan de rupture incliné est un processus très complexe. Au vu des suggestions proposées par les différents auteurs, initialement, il y a une disposition en échelon de fissures de traction, courtes, qui se chevauchent. Dans l'essai triaxial à pression de confinement élevé, les fissures disposées en échelon sont de très petites tailles mais on observe une augmentation du chevauchement des fissures une par rapport aux autres. Les fissures individuelles sont parallèles à l'axe de chargement, mais le plan de rupture lui, est incliné par rapport à la contrainte principale. **[Peng et Johnson, 1972]**, suggèrent qu'il est " raisonnable " (ou justifié) de supposer que, au moment où la rupture macroscopique a lieu, les fissures axiales parallèles délimitent de minuscules colonnes qu'ils assimilent à des poutres de sections rectangulaires. La flexion et la rupture latérale de ces colonnettes alignées côte à côte le long du plan de rupture aurait pour conséquence la matérialisation de la bande de cisaillement. A plus petite échelle, les observations commentées de **[Wong, 1982]**, rejoignent ce point de vue.

- Sur le quartzite, **[al., 1973]** observaient au microscope optique dans la partie post pic que les fissures sont peu inclinées (moins de 10°) et qu'elles se propagent principalement en échelon. A une échelle encore plus petite, la propagation en échelon à partir d'un plan de clivage à l'autre a été rapportée par plusieurs auteurs dont **[Kranz, 1979]**.

Plusieurs modèles explicatifs ont émergé ces dernières années. Les résultats donnés sont pratiques parce qu'ils permettent de comprendre comment l'instabilité peut résulter d'un mécanisme individuel (élémentaire). Cependant, ces modèles se heurtent à des difficultés d'ordre phénoménologique qui font que certains aspects du comportement (dilatance, susceptibilité à la pression de confinement, domaine élastique etc....) ne sont pas toujours correctement décrits. Une modélisation complète du comportement d'une roche ne pourra pas se réduire à une caractérisation macroscopique de l'état microstructural. La difficulté majeure en ce qui concerne ces approches, tient au fait que le milieu macroscopique est un milieu continu alors que le milieu local est nécessairement discontinu. Cette différence de nature entre les deux échelles du milieu rend difficile les techniques d'homogénéisation. Et il semble que la tentative d'isoler un mécanisme dominant comme responsable de la rupture fragile ou quasi-fragile n'est pas facile à établir pour une roche. L'obstacle provient essentiellement de l'ignorance de la distribution de contrainte dans l'éprouvette, qui fait que théoriquement, il n'est pas possible de prédire les orientations que vont adopter les fissures induites par la contrainte macroscopique.

Il est donc essentiel que les développements théoriques soient guidés par les observations détaillées des morphologies de fissures et éventuellement, que ces observations soient soutenues par des interprétations des phénomènes physiques dont ils résultent. Une modélisation réaliste du comportement d'une roche suppose aussi qu'il est nécessaire d'avoir au préalable une bonne connaissance de la nature des liaisons intergranulaires et de leurs importances.

D'après différents chercheurs la complexité du comportement fragile d'une roche, associé à la microfissuration, menant à la rupture par localisation des déformations. Résultant de l'amorçage, la prolifération, la propagation, l'interaction, puis leur coalescence au sein du matériau, la rupture fragile fait apparaître l'urgence qu'il y a à développer de nouvelles voies d'études capables de décrire le mécanisme qui permet le passage de la microfissuration diffuse à la rupture franche de la roche. Diverses théories se sont développées ces dernières années, on peut citer la mécanique de l'endommagement, la mécanique de la rupture, ou encore la théorie de la bifurcation. L'étude de la localisation des déformations en mécanique des roches s'inscrit dans le cadre de la théorie de la bifurcation.

L'idée selon laquelle la rupture fragile d'une roche puisse être prédite par la théorie de la bifurcation a intéressé de nombreux mécaniciens des roches et industriels confrontés aux instabilités d'ouvrages géotechniques et de structures profondes. Ceci est compréhensible, puisque cette théorie ne considère que le chemin de sollicitation, les conditions limites et surtout la loi de comportement du matériau.

3.3. Epaisseur des bandes de cisaillement

Après plusieurs études [Tillard, 1992] et autres appliquent le concept de bande de cisaillement aux matériaux cohésifs et particulièrement aux roches finement grenues testées en laboratoire, un phénomène similaire à celui constaté dans les sols est mis en évidence. Le rapport taille de l'échantillon sur taille des grains étant pour ces roches très grand, la zone cisailée est très fine à l'échelle de l'échantillon. La relative finesse des grains de ces matériaux révélés par l'analyse granulométrique et l'étroitesse de la zone de rupture observée lors des essais [Tillard, 1992] corrobore bien **l'hypothèse selon laquelle dans les roches également, une proportionnalité entre le diamètre moyen des grains et l'épaisseur de la zone de fracturation puisse exister.**

Et enfin [Desrues et al., 1991] ont constaté que la zone de rupture observée en laboratoire dans les roches est en fait assimilable aux bandes de cisaillement mises en évidence dans les milieux granulaires.

3.4. Quelques résultats expérimentaux sur l'épaisseur les bandes de cisaillement

La localisation des déformations est le phénomène dans lequel les déformations se concentrent dans des zones ou bandes de largeur faible mais finie. Concernant les épaisseurs de ces bandes de cisaillement, la littérature est très pauvre et les données sont rares.

[Haïed, 1995] a réalisé dans sa thèse des essais en conditions frettées sur des échantillons prismatiques de grès de Fontainebleau. Selon lui, l'effet de la pression de confinement sur les épaisseurs des bandes de localisation n'est pas négligeable. **L'épaisseur de bande d_B est très sensible à la pression.** On note une diminution appréciable des largeurs de bande en fonction de la pression de confinement, ces largeurs de bandes varient

- De 1 à 2 mm dans l'essai de compression triaxiale mené à 10 MPa de confinement
- moins de 1 mm dans l'essai à 40 MPa de confinement, soit 5 à 10 fois la taille de grain moyenne.

Par ailleurs, [Bésuelle, 1999] a réalisé des essais de compression triaxiale en conditions lubrifiées avec de l'acide stéarique sur des échantillons de grès des Vosges. Il a aussi observé que **le nombre des plans de cisaillement augmente avec la pression de confinement et cela indépendamment de l'éclatement de l'échantillon testé.** Les plans observés après essais présentent une épaisseur non nulle, de quelques grains, dans lesquels les déformations ont été intenses. Ainsi, comme il le dit lui-même, les zones de cisaillement évoluent fortement avec le confinement. Il a constaté que les bandes de cisaillement ont une épaisseur très fine, qu'on peut approximer à l'œil nu et en surface, à moins de 5 grains, c'est-à-dire approximativement à 1 mm.

Et pour les essais triaxiaux que [El bied, 2004] a réalisés sur la roche K (grès de Fontainebleau) à différentes pressions de confinement, l'épaisseur mesurée de la bande de cisaillement est présentée sur le tableau suivant :

Tableau. III.1 Epaisseur de la bande de cisaillement sous essais triaxiaux.

pression de confinement (MPa)	conditions d'essais	épaisseur de la bande 2d _B (mm)	moyenne	moyenne
7	sec	1.19	1.17	1.17
7	sec	1.16		
14	sec	0.7	0.7	0.8
14	saturé	0.7	0.9	
14	saturé	0.9		
14	saturé	1.1		
28	sec	0.64	0.69	0.66
28	sec	0.74		
28	saturé	0.59	0.64	
28	saturé	0.64		
28	saturé	0.7		
42	sec	0.57	0.64	0.53
42	sec	0.65		
42	sec	0.71		
42	saturé	0.43	0.43	

[El bied, 2004] a observé que l'épaisseur de la bande a tendance à diminuer quand on augmente la pression de confinement (**Figure. III.4**).

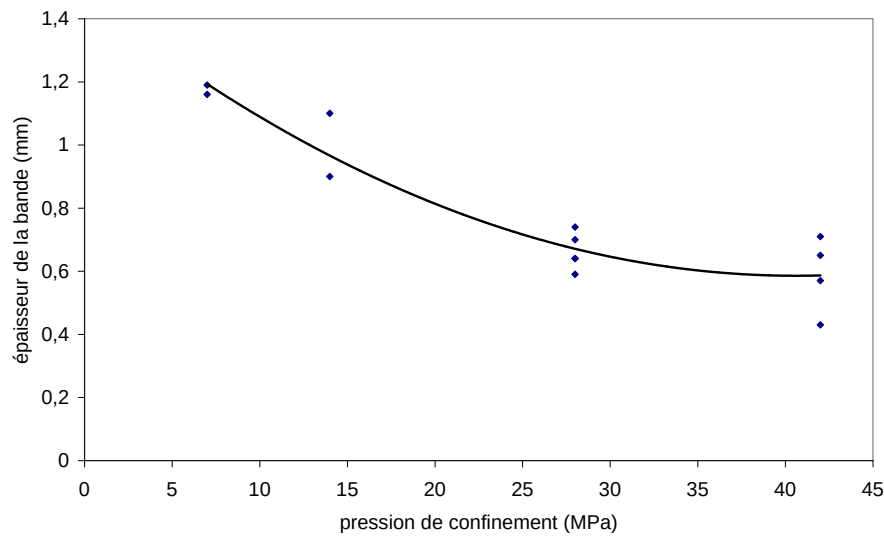


Figure. III.4 Epaisseur de la bande de cisaillement en fonction de la pression de confinement (roche K).

3.5. Quelques résultats expérimentaux sur l'orientation de la bande de cisaillement

L'angle du plan de rupture varie avec la pression de confinement. Un résultat communément observé est que l'angle apparent de la bande par rapport à la direction de la contrainte principale compressive la plus petite tend à diminuer quand on augmente la pression de confinement. **[Paterson ; 1958]**.

[Haïed, 1995] dans sa thèse a réalisé des essais sur des échantillons cylindriques et prismatiques de grès de Fontainebleau. Ainsi, sur des échantillons prismatiques, il a obtenu une gamme d'angles comprise entre 61° et 65° . Dans un autre article, il a aussi obtenu que, pour les échantillons prismatiques, la rupture a lieu en bande de cisaillement inclinée d'environ 58° à 61° par rapport à l'axe de contrainte principale mineure, cette orientation diminuant progressivement avec la pression de confinement pour une pression de confinement allant de 10 à 40 MPa. Il a obtenu également, pour les échantillons axisymétriques confinés à des pressions de 20 MPa à 30 MPa, des angles d'environ 58° à 59° avec l'horizontale.

[Bésuelle, 1999] a constaté également une forte dépendance de l'inclinaison des plans de cisaillement par rapport au confinement de l'essai. L'angle des plans ainsi formés par rapport à la direction de contrainte principale mineure diminue de façon quasi-linéaire avec le confinement.

- Un échantillon avec un confinement de 30 MPa présente une bande de cisaillement inclinée à 45° par rapport à l'axe de contrainte principale mineure.

- Un échantillon avec un confinement de 50 MPa de confinement présente deux groupes de bandes quasiment parallèles entre elles, inclinées toute de 40° par rapport à la direction horizontale.

[Papamichos et al., 1998] ont réalisé des tests de compression triaxiale (CTC), biaxiale (BC) et d'extension triaxiale (RTE) sur des échantillons de grès rouge de Wildmoor. L'angle d'inclinaison de la bande de cisaillement est tracé en fonction de la contrainte compressive principale mineure (**Figure. III.5**). L'angle de bande de cisaillement apparaît être indépendant du type de test et décroît quand la contrainte principale mineure augmente.

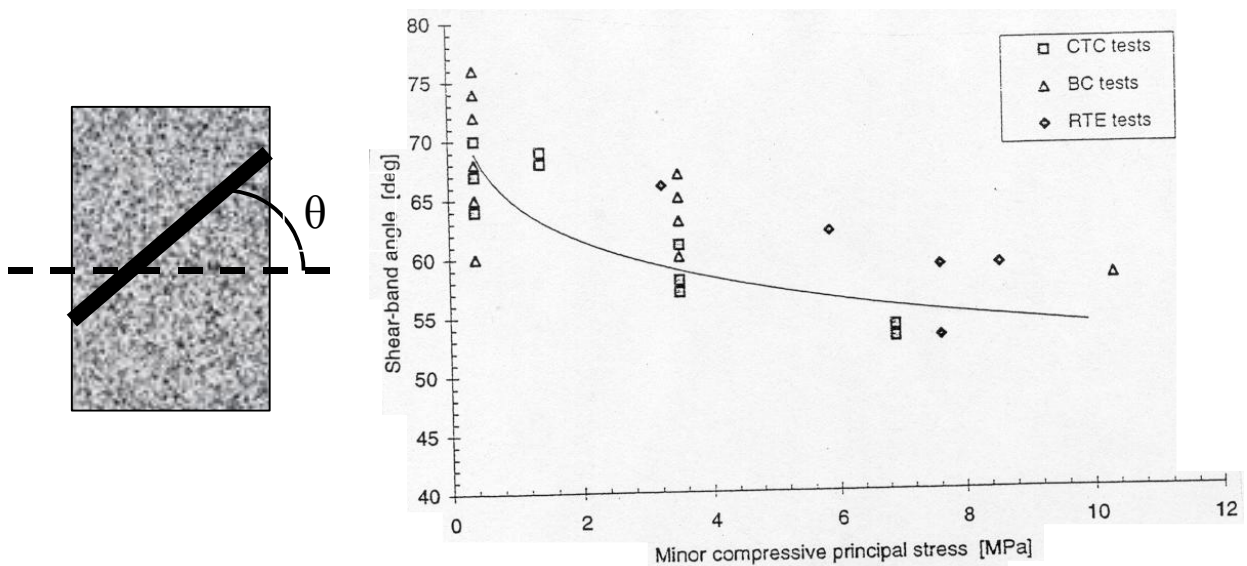


Figure.III.5 A gauche : schéma donnant l'angle de la bande par rapport à la direction de contrainte principale compressive mineure. A droite : Angle d'inclinaison de la bande de cisaillement tracé en fonction de la contrainte compressive principale mineure pour des tests de compression triaxiale (CTC), biaxiale (BC) et d'extension triaxiale (RTE) sur des échantillons de grès rouge de Wildmoor.

Pour les essais triaxiaux sur la roche K [El bied ; 2004] a réalisé pour différentes pressions de confinement, la mesure de l'orientation de la bande de cisaillement par rapport à la direction de contrainte principale mineure est présentée sur le tableau suivant :

Tableau.III.2 Mesure de l'orientation de la bande de cisaillement par rapport à la direction de contrainte principale mineure sous différentes pressions.

pression de confinement (MPa)	conditions d'essais	orientation de la bande (degrès)	Moyenne	moyenne
7	Sec	68.5	65.5	65.5
7	Sec	62.5		
14	Sec	67	64.7	64.4
14	Sec	62.3		
14	Saturé	66.3	64.2	
14	Saturé	62		
28	Sec	61.5	61.5	60.4
28	Saturé	62	59.25	
28	Saturé	56.5		
42	Sec	44.5	44.5	48.6
42	Saturé	52.7	52.7	

Ces résultats montrent que cet angle de bande de cisaillement diminue quand la valeur de la pression de confinement augmente (**Figure. III.6**).

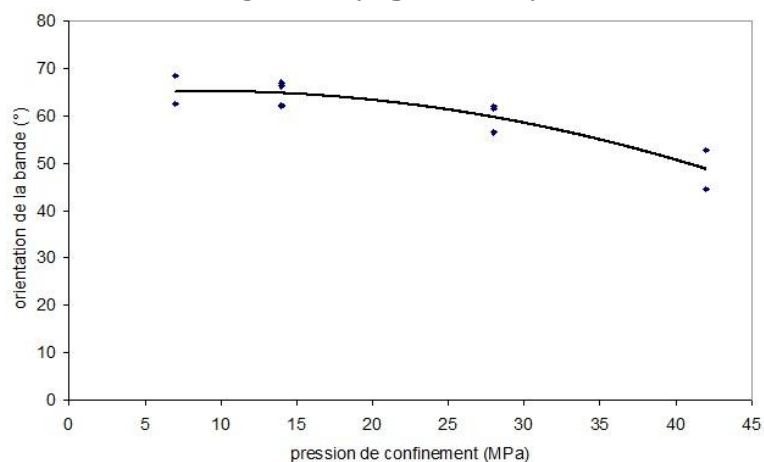


Figure. III.6 Orientation de la bande de cisaillement en fonction de la pression de confinement

4. Les bandes de cisaillement dans les sols

4.1. Définition de la rupture des sols

La définition de la rupture dans un sol se base principalement sur la définition du moment exact (seuil de localisation) où se produit la rupture en passant d'un mode de déformation homogène à un mode localisé, et en ce point précis dans les essais. On mesure la résistance à la rupture du sol, que l'on appelle habituellement résistance au cisaillement.

En pratique, la rupture d'une éprouvette de sol (ou du sol autour de la sonde de mesure, dans le cas des essais en place) s'apprécie d'après les déformations du sol : on trace en cours d'essai la courbe représentant la variation de la déformation du sol (déformation axiale de l'éprouvette triaxiale, déplacement de la boîte de cisaillement, expansion volumique du pressiomètre, rotation du scissomètre) en fonction de la sollicitation qui l'a produite (déviateur dans l'essai de compression à l'appareil triaxial, contrainte de cisaillement dans l'essai de cisaillement à la boîte, pression dans la sonde pressiométrique, couple appliqué au scissomètre). Ces courbes ont, suivant la nature et l'état du sol, l'une des deux allures représentées sur (La **Figure III.7**) :

- la courbe I présente un maximum, on admet que ce maximum $\tau_{\max}$ correspond à l'état de rupture, la déformation continuant de croître au-delà de ε_I alors que la sollicitation appliquée diminue ou, au mieux, reste constante ;
- la courbe II a une allure asymptotique, on définit arbitrairement la rupture à une valeur maximale de la déformation ($\tau_{\lim}$ correspondant à ε_{II}), au-delà de laquelle le comportement de l'ouvrage est incompatible avec sa destination.

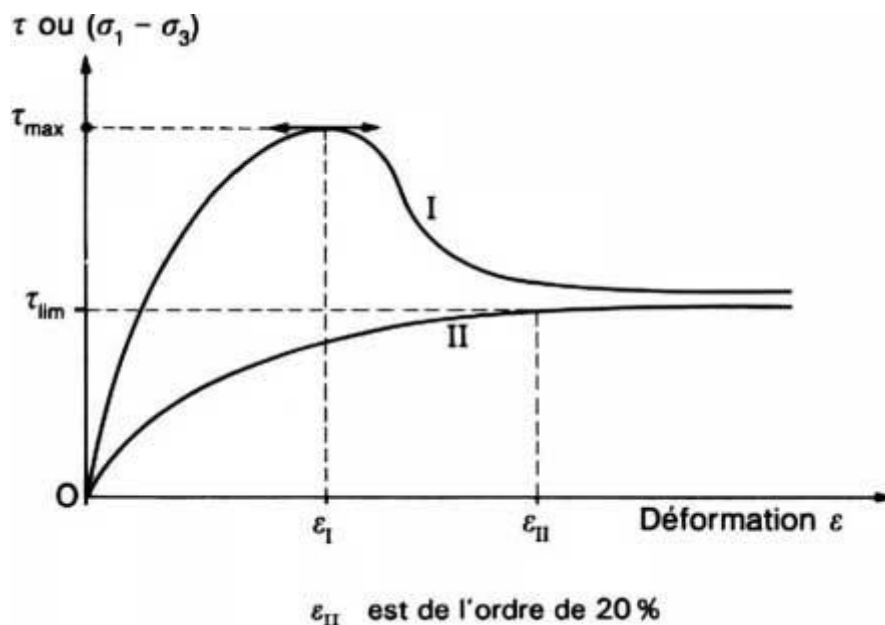


Figure. III.7 Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement

La forme de la courbe de déformation en fonction de la sollicitation appliquée n'est pas spécifique d'un mode de rupture : la diminution de la contrainte ou du couple appliqué

au-delà d'un pic s'observe tant pour les ruptures sur surfaces de glissement que pour les ruptures par plastification de la masse du sol. Elle est, par contre, révélatrice de l'état du sol : les sables denses présentent un pic de résistance, comme les argiles à structure intacte, tandis que les sables lâches et les argiles remaniées ont habituellement un comportement de type asymptotique.

4.2. Présence des déformations localisées dans les sols

Les bandes de cisaillement sont faciles à observer dans un sol et leur existence est présente dans plusieurs variété de conditions d'essai des différents échantillons de sol. Dans les échantillons de laboratoire aucune trace comparable n'existe depuis de nombreuses années, l'opinion commune était que les bandes de cisaillement ne se développent que dans un sol dense. On considère généralement que les bandes de cisaillement ne se forment pas dans les échantillons de sol lâche. Il ya deux raisons qui pourrait expliquer ce fait. Tout d'abord, les tests effectués sur des échantillons en vrac sont souvent arrêtés avant la contrainte maximale donc seuil de localisation. Cela arrive parce que des échantillons sont étudiés dans la même gamme de déformation, que ceux denses (habituellement environ 5% de la déformation axiale), alors qu'ils ont besoin d'une contrainte plus élevés pour atteindre le pic d'angle de friction. Si ses essais ont été réalisés en outre, il est probable que les bandes de cisaillement seraient observés. La deuxième raison est peut être de nature technique, la non existence du matériel approprié pour l'observation des bandes de cisaillement, qui sont plutôt faibles dans le cas des échantillons de sol lâche. Les techniques modernes semblent résoudre le problème [Desrues et al ; 1996], ont montré toute la structure des localisations faibles au sein de sable dense et lâche, en utilisant la tomographie par ordinateur-com, et par la suite [Finno et al, 1997] l'ont trouvé à l'aide de la technique stéréophotogrammétrie.

4.3. Inclinaison des bandes de cisaillement

Il ya seulement quelques valeurs expérimentales, qui peuvent être comparées avec les prédictions du modèle théorique. Le plus important est l'inclinaison des bandes de cisaillement par rapport aux contraintes principales. Il est relativement facile à la mesurer et devint le principal paramètre utilisé pour la comparaison. Théoriquement, il devrait varier de la valeur dite Coulomb ($\pi / 4 \pm \varphi' / 2$) à la valeur proposée par Roscoe ($\pi / 4 \pm \psi / 2$), où φ' et ψ désigne l'angle de frottement du sol effectif et l'angle de la dilatation des sols respectivement.

Les deux valeurs Coulomb et Roscoe ont une signification physique importante. Et de nombreuses questions ont été posées par des auteurs travaillant sur ce thème, dont les réponses ne sont toujours pas définitives pour l'instant.

Pendant de nombreuses années il n'y avait pas d'accord entre les inclinaisons obtenue dans les résultats expérimentaux publiés par de différents auteurs, certains étaient plus près de la valeur de Coulomb et d'autres de la valeur de Roscoe. Et de cela [Arthur et al., 1977], ont proposé une inclinaison intermédiaire de $[\pi / 4 \pm (\varphi' + \psi) / 4]$ pour adapter les résultats du test de cisaillement direct.

Récemment l'inclinaison de la bande de cisaillement a été de nouveau étudiée par plusieurs auteurs. Dans les testes de déformation plane sur le sable, saturé d'eau, et ils ont constaté que des bandes de cisaillement ont été orientées à un angle inférieures ou égales à l'orientation de Coulomb (la valeur de Coulomb est à la fois inférieure à celle de Roscoe).

Une conformité presque parfaite a été démontrée entre les directions réelles de bandes de cisaillement et de Coulomb (**voir Figure III.8**). [al., 1996], a étudié la formation de bande de cisaillement dans les essais triaxiale, ils ont examiné trois sables différents et ont constaté que dans tous les cas l'inclinaison de Coulomb a été nettement favorisée.

[Oda et Kazama, 1998], ont trouvé difficile de déterminer l'inclinaison de la bande de cisaillement dans leurs essais de déformation plane, parce que les bandes ne sont pas parfaitement droites dans les sections verticales de l'échantillon, mais étaient généralement courbe. Ils ont conclu que l'angle d'inclinaison n'est pas nécessairement une constante matérielle, mais plutôt une variable en fonction sensible sur certaines conditions aux limites. Il y a seulement [Saada et al., 1999], qui ont indiqué que l'inclinaison des bandes de cisaillement dans le sable semble dépendre de l'angle de frottement effectif et de la dilatation dans une combinaison donnée par [Arthur et al., 1977] .

Aucun résultat n'a soutenue l'inclinaison de Roscoe dans les récentes publications. Et même avec les méthodes expérimentales grandement améliorée au cours des dernières années les différents auteurs ont jugées qu'il n'y pas suffisamment de preuves pour définitivement classé les théories donnée.

4.4. Epaisseur de bandes de cisaillement

L'épaisseur de bandes de cisaillement est une autre valeur souvent examiné expérimentalement. La plupart des modèles théoriques proposées sont basées sur l'hypothèse que cette épaisseur est négligeable. Seulement dans le cas du modèle Cosserat continuum il est devenu possible d'envisager des bandes de cisaillement ayant une épaisseur fini et estimer. Il a été évalué que l'épaisseur devrait être environ 16 fois la taille moyenne du grain. D'autres types de modèles théoriques (Ex:vertex) se traduisent par des souches concentrées dans des bandes d'épaisseur nulle. Une telle approximation peut être acceptée si l'épaisseur des bandes de cisaillement réelles est petite par rapport aux dimensions d'un échantillon de sol. Il existe historiquement des opinions qui accepte que l'épaisseur de la bande de cisaillement est toujours d'environ 8 à 10 fois la taille moyenne de grain [Roscoe, 1970]. Cette opinion a été confirmée récemment par d'autres auteurs, qui ont estimé que le rapport de l'épaisseur de la bande de cisaillement à la taille moyenne des grains doit être de 10 fois taille moyenne du grain au plus. [Saada et al, 1999], ont présenté une conclusion totalement différente, cependant, ils ont déclaré qu'il est impossible d'attribuer une épaisseur fixée à la bande de cisaillement. En fonction de leurs résultats, ils ont constaté que des nouvelles

particules sont continuellement ajoutées comme si elles se propagent aussi après son plein développement.

4.5. Quelques Résultats expérimentaux sur l'épaisseur des bandes de cisaillement

Pour un sable, la bande de cisaillement se concentre sur une épaisseur proportionnelle à la taille des grains. Sur du sable, **[Roscoe, 1970]** a observé en laboratoire que l'épaisseur de la bande de cisaillement est d'environ dix à vingt fois la taille moyenne d'un grain. Par ailleurs, **[Ord et al. 1991]** ont comprimé en condition biaxiale des échantillons de grès de Gosford. Ils ont observé une épaisseur de bande de l'ordre de quelques grains. En effet, après la rupture, une fracture discrète s'est formée et les grains sont très fissurés sur une épaisseur de 1 à 2 mm, soit 4 à 8 grains.

5. L'influence des fissures sur la bande de cisaillement

L'apparition des bandes de cisaillement au sein des échantillons des géomatériaux naturel ont été initialement expliqué au début en raison de l'imperfection des échantillons. On a cru pendant longtemps que certains types de discontinuité dans le matériau est nécessaire pour initier les déformations localisées. Après des années de tentatives pour garantir l'homogénéité de l'état de contrainte-déformation au sein de l'échantillon (En faisant un dépôt uniforme d'échantillons, agrandi, plateaux finaux polies et lubrifiés, l'élimination des excentricités de charge) Il a été progressivement admis qu'à un certain niveau de charge l'uniformité de l'état de contrainte-déformation est toujours perdu . Il a été confirmé par **[al., 1999]**, qui avait remarqué, qu'après un certain nombre de testes, que les bandes de cisaillement se développées spontanément. **[Desrues et al., 1996]**, ont également déclaré que les déformations localisées se développent finalement dans tous les cas de testes de laboratoire. En outre, il a été constaté que les localisations de contraintes peuvent prendre différentes formes et peuvent dépendre de l'imperfection de l'échantillon et des contraintes du teste. **[Desrues et al., 1996]**, ont remarqué plusieurs critères favorisant la rupture de symétrie, tel que la densité non uniforme, mauvais centrage de l'éprouvette, plateau incliné etc. D'autres ont étudié la propagation des bandes de cisaillement en présence de discontinuités importantes, ayant la forme de fissures induites. Toutes ses observations ont conduit à la conclusion que, bien que les fissures créent une concentration de contrainte locale, le comportement de la matière a été dicté par sa plasticité. Cela signifie que dans la plupart des cas, les fissures sont devenues une partie d'une bande de cisaillement et enfin sa direction en se développant.

6. Conclusion

La perfection des méthodes et matériels utilisé récemment a permit à différents auteurs de comprendre que la localisation des déformations est important vu qu'elle n'est lié ni aux imperfections de l'échantillon ni au matériel utilisé dans les laboratoires et complètement indépendante ou presque des autres facteurs qui entre en jeu, ce qui signifie que la matérialisation des bandes de cisaillement est un processus naturel et inévitable si le matériau est sous une sollicitation mécanique quelconques au point de produire une instabilité de contraintes dans cette échantillon en étant sous n'importe quelle forme. Et enfin c'est tout cela qui a permit aux chercheurs de pouvoir apprivoiser l'orientation et l'épaisseur de la bande de cisaillement même si que cela reste à être perfectionné vu la non exactitudes des résultats actuel.

Chapitre IV

Etudes théoriques des déformations localisées

1. Introduction

La rupture dans les géomatériaux est le plus souvent précédée d'un changement spontané du mode de déformation qui peut être décrit par le concept de bifurcation. L'étude de la localisation des déformations en est bien touchée par le phénomène de la bifurcation vu le changement instantané d'une déformation diffuse parfaitement équilibré à une concentration de contraintes donc déformation dans une partie donnée dans les géomatériaux. Ce phénomène est vu comme une instabilité matérielle dans une théorie de modes localisées.

En l'occurrence, l'idée selon laquelle la déformation localisée puisse être prédite par la théorie de la bifurcation a intéressé de nombreux chercheurs et industriels confrontés aux instabilités d'ouvrages géotechniques et de structures profondes. Ceci est compréhensible, puisque cette théorie ne considère que le chemin de sollicitation, les conditions limites et surtout la loi de comportement du matériau.

2. Généralité

Qu'entend-on par bifurcation ? Au sens commun, le mot réfère à la notion de changement de direction, ou plus généralement, à une situation où se présente une alternative entre deux routes possibles.

Le sens attribué à ce mot dans le cadre de la théorie de la bifurcation ne s'éloigne guère de ce sens ordinaire : il s'applique, au cours de l'évolution d'un processus physique, à ce que l'on considère comme une transition d'un chemin fondamental de comportement à un chemin alternatif.

Prenons deux exemples, de façon à illustrer cette idée de bifurcation dans l'évolution d'un processus physique.

Un premier exemple, classique, est celui de l'ébullition. L'échauffement d'un liquide est un processus connu, susceptible d'être décrit mathématiquement. On n'envisage pas ici les phénomènes d'écoulement engendrés au sein d'une masse de liquide donnée, soumise à un gradient de température. Une fois atteinte une température critique, qui dépend des conditions expérimentales (pression), l'ébullition apparaît, qui traduit le changement de phase de la matière en cause, de l'état liquide à l'état gazeux. Le processus d'échauffement est stoppé, jusqu'à complète disparition de la phase liquide. L'apport de chaleur est consommé intégralement par le changement de phase. On sait, par ailleurs, que la transition entre ces deux mécanismes est sensible à la présence d'impuretés dans le milieu : au changement de phase liquide-solide, il est possible, dans des conditions de grande pureté du liquide, d'obtenir des états de surfusion (par exemple, de l'eau liquide à moins de 0 °C dans les conditions normales de pression). Ceci introduit un autre problème, celui du rôle des imperfections dans les phénomènes de bifurcation.

Le deuxième exemple nous rapproche de la mécanique des solides ; Il s'agit du phénomène du flambage élastique d'un élément linéaire soumis à une compression axiale. Le chemin fondamental consiste en un raccourcissement élastique de l'élément. Il est bien connu que, le chargement augmentant, il se produit une déviation latérale de l'élément, qui se trouve dès lors soumis à une combinaison de compression axiale et de flexion latérale. Le rôle des imperfections initiales, ici les imperfections géométriques de l'élément, est là aussi crucial.

On remarquera que, si les deux phénomènes peuvent s'envisager sous l'éclairage du concept de bifurcation, ils sont pourtant très différents quant à la nature des causes sous-jacentes. Dans le cas de l'ébullition, on assiste à l'activation d'un nouveau phénomène, le changement de phase, décrit par une équation constitutive propre tout à fait distincte de celles régissant l'échauffement du liquide. Dans le cas du flambage au contraire, les équations constitutives du matériau restent les mêmes, alors que le facteur de changement de chemin est de nature géométrique.

La localisation de la déformation plastique fait l'objet depuis une dizaine d'années d'études intensives dans le cadre de la théorie de la bifurcation. Ce phénomène pourrait être envisagé comme le résultat d'hétérogénéités locales, de concentrations de contraintes ou de l'entrée en action d'un phénomène physique qui modifie brutalement les caractéristiques du matériau. Ce n'est pas le point de vue qui est développé dans les études de bifurcation par localisation en bande de cisaillement. L'approche généralement adoptée consiste à rechercher si la description rhéologique de la loi de comportement du matériau permet l'émergence d'une solution, compatible avec les conditions aux limites, comportant un mode de déformation localisée.

Les idées de base concernant cette approche ont été exprimées dans des travaux relevant du domaine de la dynamique des solides. Après une période de mise en sommeil, un regain d'activité sur ce sujet s'est manifesté à partir de 1973, sur la base d'une formulation directe, non plus dynamique mais quasi-statique. L'évolution rapide des lois de comportement dans les années 70 a donné lieu à l'éclosion d'un grand nombre d'études, qui ont montré la grande sensibilité des prévisions de bifurcation au détail de la description rhéologique adoptée [Rice, (1979)]. Il est apparu en particulier que les déviations par rapport à la règle de normalité (règle généralement admise pour les métaux), ainsi que l'apparition d'irrégularités dans la surface de charge entraînaient une localisation plus précoce. Ceci est particulièrement important pour les sols, et les matériaux granulaires en général, qui sont connus pour présenter ce genre de déviation et d'irrégularités.

3. Application aux géomatériaux

Les analyses en bifurcation ont été initialement développées à l'aube des années 90 pour les géomatériaux non cohérents (les sols). L'approche théorique de formation de bandes de cisaillement comme un phénomène de bifurcation était étayée de façon satisfaisante par des essais de laboratoire dans les milieux granulaires tels que le sable.

Les analyses en bifurcations ont été appliquées ensuite aux géomatériaux cohérents et notamment aux matériaux rocheux.

4. Bifurcation d'une déformation homogène à une déformation non-homogène

Au laboratoire, les chercheurs ont longtemps pensé qu'améliorer les techniques expérimentales en utilisant des échantillons trapus et des plateaux de chargement correctement lubrifiés feraient disparaître les phénomènes de localisation de la déformation. Toutefois, il faut noter que des essais de compression simple ou triaxiale, réalisés en laboratoire dans des conditions idéales avec des échantillons parfaitement homogènes et des conditions aux limites parfaites ne garantissent généralement pas que la déformation reste homogène dans l'échantillon pendant tout le trajet de chargement. Il est vrai que l'apparition de la bande de cisaillement est toujours favorisée par un chargement mal appliqué mais un bon système anti-fretage n'interdit en rien l'apparition de structures de déformations localisées. La déformation peut se localiser même dans un échantillon où le matériau est parfaitement homogène, sans hétérogénéité et où les conditions de chargement sont parfaitement appliquées, c'est-à-dire où règnent en début de test des champs de contraintes et de déformations aussi homogènes que possible. La théorie de la bifurcation permet de décrire ce phénomène. Physiquement, cette dernière est basée sur la notion d'équilibre instable. La localisation des déformations est vue comme la conséquence d'une instabilité mécanique apparaissant lors du chargement. La théorie de la bifurcation appliquée à la mécanique prévoit le passage d'une solution unique d'équilibre, où un seul champ de déformation peut être solution d'un problème aux conditions limites considérées, à l'existence de plusieurs solutions, voire une infinité pour ce même problème. La bifurcation du processus de déformation signifie que, à un certain moment critique de l'histoire de chargement du matériau, plusieurs états de déformations correspondent à un seul état de contrainte. Du point de vue mathématique, la localisation de la déformation d'un matériau élastoplastique est décrite par la théorie de **Thomas-Hill-Mandel (1964-66)**.

Cette théorie correspond à une analyse de stabilité de l'équilibre. Un état de bifurcation est un point où la solution des équations mathématiques qui gouvernent le problème aux limites considérées et l'évolution du système mécanique étudié (équations d'équilibre, loi de comportement) perdent leur caractère d'unicité. Les notions de bifurcation de l'équilibre et de perte d'unicité de la solution permettent de décrire, par exemple, le changement du processus de déformation au cours du chargement et la transition entre un état initial de déformation homogène et un état non-homogène à l'intérieur de l'échantillon. L'état de charge auquel plusieurs champs de déformations apparaissent s'appelle état de bifurcation. On peut évaluer cet état à partir des équations constitutives incrémentales du matériau, de l'équation d'équilibre en vitesse et des conditions aux limites dans un essai de compression triaxiale ou biaxial.

Des modes de bifurcation des déformations de nature différente sont possibles et se développent effectivement. Des exemples de changement spontané de modes de déformation peuvent être observés à différentes échelles. Des exemples typiques d'une telle perte spontanée d'homogénéité de la déformation de l'échantillon sont (**Figures. IV.1 ; IV.2**).

- La formation de bande de cisaillement qui correspond à un type de bifurcation discontinue ou localisée
- La mise en tonneau de l'échantillon, le clivage axial, le flambement de l'échantillon ou les phénomènes d'instabilité de surface par flambement des microfissures préexistantes correspondent à un type de bifurcation continue ou diffuse.

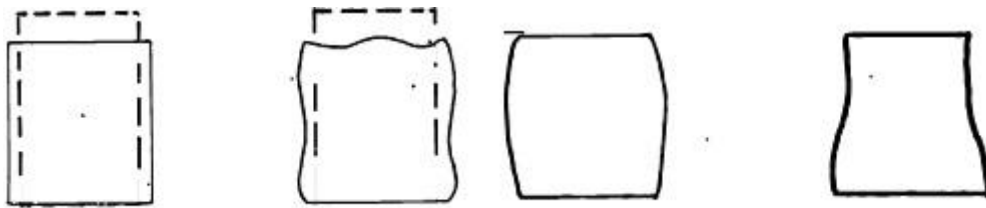


Figure.IV.1 Schéma à gauche : déformation homogène. Deuxième schéma à gauche : déformation inhomogène de surface. Au lieu de se déformer d'une manière purement cylindrique, les génératrices de l'éprouvette se déforment en serpentin. Schémas de droite : modes bifurqués diffus observés en mécanique des sols (mise en tonneau et mise en bouteille).

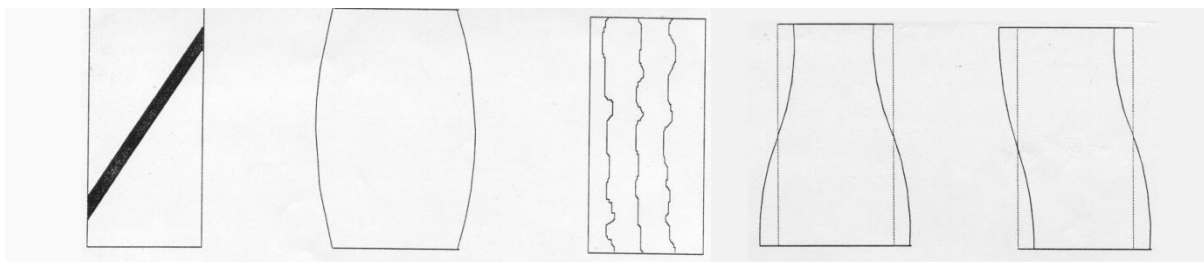


Figure.IV.2 Bifurcation localisée et diffuse. Schéma à gauche : bande de cisaillement. Deuxième schéma à gauche : mise en tonneau. Schéma central : clivage axial. Deuxième schéma à droite : mode symétrique (mise en tonneau). Schéma à droite : mode antisymétrique (flambement).

La rupture est considérée comme une caractéristique du système mécanique tout entier, définie par une géométrie donnée, un ensemble de conditions aux limites et un comportement décrit par des équations constitutives. Il apparaît que les résultats des analyses de bifurcation, notamment l'apparition d'un mode de bifurcation donné dépend fortement de la géométrie (taille et forme) de l'échantillon, des hypothèses sur les propriétés rhéologiques du matériau considéré, des conditions aux limites comme le frottement aux extrémités et du chemin de contraintes (la pression de confinement). Il est possible d'étudier et de modéliser ces différents modes de rupture par une analyse de stabilité basée sur la théorie des bifurcations.

5. Etudes théorique de la bifurcation en mode localisé

La localisation des déformations en bande de cisaillement est analysée comme une bifurcation pour laquelle le mode alternatif des déformations est supposé. Le choix de cette hypothèse est guidé par les observations expérimentales in situ et au laboratoire.

La déformation localisée est un exemple typique de changement spontané du mode de déformation d'un corps alors que les conditions aux limites de la structure considérée sont maintenues inchangées. Quand le critère de bifurcation localisé est rempli, à partir du dit point de localisation, on a une transition spontanée et irréversible du mode de déformation diffus au mode localisé en bande de cisaillement. On passe d'une solution d'équilibre unique initialement homogène ou quasi-homogène à la possibilité d'existence d'une solution d'équilibre où le champ de déformation présente une zone de forte concentration de la déformation. La bifurcation localisée conduit à la formation d'une bande de cisaillement. La bande de cisaillement de localisation des déformations correspond donc à un mode de bifurcation que l'on peut analyser par la théorie de la bifurcation d'équilibre en précisant le chemin de sollicitation suivi et la loi de comportement du matériau testé. La théorie de la bifurcation prévoit cependant l'apparition brutale et spontanée d'une bande de cisaillement alors qu'expérimentalement, on observe plutôt une propagation de la bande (**Figure. IV.3**).

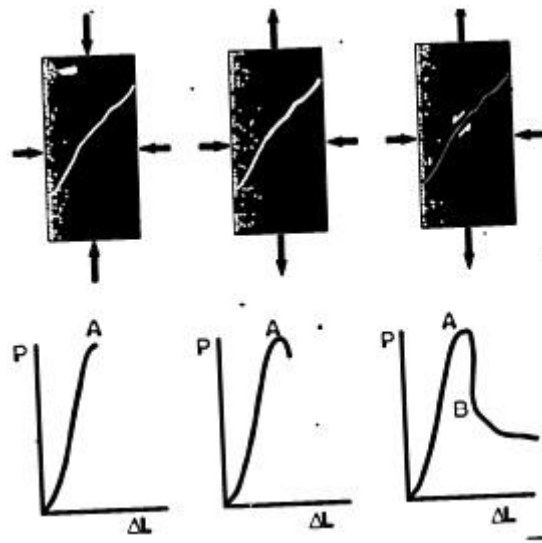


Figure. IV.3 Illustration schématique des différentes phases de fissuration et rupture d'une éprouvette en compression triaxiale, où la rupture présente une seule fissure de cisaillement.

L'analyse de bifurcation en mode localisé dans les essais classiques de laboratoire (essai biaxial et triaxial de révolution) est présentée de façon détaillée dans de nombreuses publications (**Rudnicki et Rice, 1975 ; Desrues, 1987**).

La modélisation de la localisation des déformations en bande de cisaillement dans les géomatériaux est un problème difficile en raison du caractère radoucissant du matériau dans la zone de localisation et de l'évolution de la frontière de la zone élastoplastique. Une formulation dans le cas quasi-statique de la théorie de la bifurcation, adaptée pour l'étude de la localisation des déformations dans les géomatériaux a été introduite par Rudnicki et Rice (1975 ; Rice, 1976). Ces derniers ont décrit les conditions de localisation en une bande plane. Cette analyse débouche en effet sur un critère de localisation, qui indique si dans l'état actuel du matériau, au point considéré, sous les contraintes qu'il subit, il est susceptible ou non de bifurquer vers un mode localisé en bande de cisaillement. Dans les conditions de sollicitation quasi-statique, le formalisme de Hadamard-Thomas-Hill-Rice permet donc de prévoir l'initialisation du phénomène de localisation. On examine l'existence de modes de déformations discontinus comme des suites possibles à des déformations homogènes dans le cadre d'un comportement élastoplastique. En posant la question de la possibilité d'un changement spontané du mode de déformation de la structure considérée pour une histoire de chargement donnée et de l'évolution possible de ce mode secondaire de déformations non-homogènes, on est conduit à chercher les conditions d'unicité et de stabilité du problème aux frontières correspondant. Mandel (1964) est le premier à avoir traité le sujet. Les questions d'unicité et de stabilité des solutions se posent naturellement dans le contexte d'analyse de la bande de cisaillement. La démarche consiste à rechercher si, la description rhéologique de la loi de comportement permet d'obtenir une solution, compatible avec toutes les équations du problème (conditions aux limites, loi du comportement, équilibre en tout point) et comportant un mode de déformation localisée en bande de cisaillement. En d'autres termes, on cherche si, en tenant compte des conditions limites et de la loi rhéologique du matériau, une déformation en un mode

localisé particulier, la bande de cisaillement, peut se superposer au champ de déformation homogène du matériau. L'approche en bifurcation consiste donc à étudier l'existence possible d'un autre champ de déformation que le champ de déformation homogène représentant la solution fondamentale d'équilibre.

D'après la définition donnée par Hill (1962), une bande de cisaillement est une structure de déformation bien définie de longueur infinie et d'épaisseur finie régulière non nulle, dans laquelle la déformation de cisaillement est relativement forte par rapport à la déformation à l'extérieur. La bande de cisaillement est une couche mince linéaire, limitée par deux surfaces matérielles parallèles. Ces deux frontières de la bande sont le lieu d'une discontinuité du gradient du champ de déplacement incrémental, le champ de déplacement reste quant à lui continu. Ces surfaces sont appelées limites de la bande de cisaillement et la distance entre ces deux surfaces $2d_B$ correspond à l'épaisseur de la bande de cisaillement (**Figure. IV.4**).

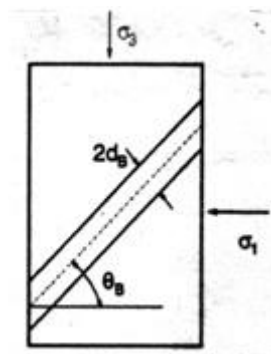


Figure.IV.4 Schéma d'une bande de cisaillement pour un essai triaxial axisymétrique. (D'après Sulem, 1996).

Rudnicki et Rice (1975) relient la localisation de la déformation élastoplastique à l'apparition de discontinuités du gradient de déplacement, phénomène précurseur de l'apparition de discontinuités du déplacement lui-même, c'est à dire de l'amorçage de fissures. De très faibles incréments de déplacements aux limites de l'échantillon provoquent cependant dans la bande de cisaillement des déformations si grandes que le passage à une discontinuité pure et simple du champ de cisaillement peut survenir presque immédiatement. La macrofissure finale est donc induite plus tôt dans le chargement par une déformation intense localisée dans cette bande de cisaillement.

5.1. La théorie de Rice 1976

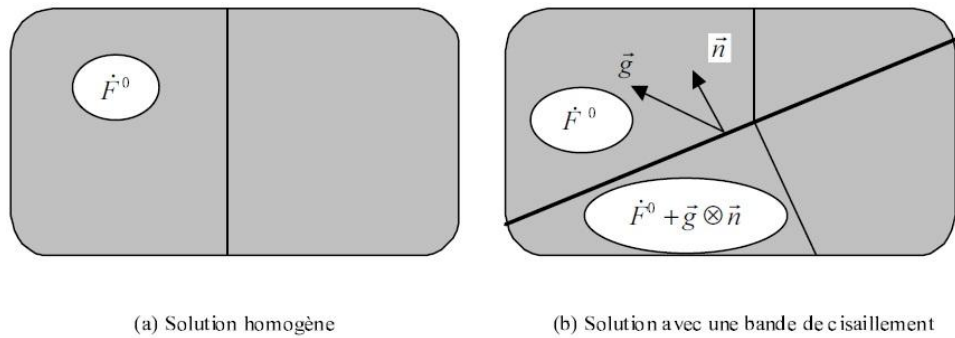


Figure.IV.5 Principe de l'analyse de bifurcation en bande de cisaillement.

Le développement effectué par **(Rice, 1976)** suppose que le milieu étudié est infini et homogène vis à vis des variables d'état (contrainte, déformation,...) ; et que le problème se limite aux solides non visqueux. Ces hypothèses permettent d'étudier la localisation de la déformation comme un problème de bifurcation et l'existence d'une solution homogène au problème formulé en vitesse est supposée. Ayant ainsi défini le cadre de l'étude, l'objectif de **(Rice, 1976)** est de rechercher si une déformation suivant un mode localisé peut constituer une autre solution que le mode homogène. **(Figure.IV.5).**

5.2. Formulation du problème

La formulation quasi-statique fait appel à des hypothèses générales où la loi rhéologique est non linéaire sous forme incrémentale. Pour palier aux effets de bord liés aux conditions limites et réduire la complexité des équations, le milieu est supposé et modélisé homogène, infini, non linéaire et non visqueux, sollicité sous des vitesses de contrainte et de déformation homogènes. Dans ce cadre, on analyse un solide soumis à certaines conditions aux limites qui se déforme de façon homogène et on cherche à déterminer le premier instant où la bifurcation en mode de déformation localisée aura lieu. Ce mode est un mode de déformation non homogène faisant apparaître une zone où les déformations sont concentrées.

Soit un système avec une configuration actuel C où les champs de vitesses et de contraintes sont uniformes. Notons X_i et Y_{ij} les composantes des tenseurs $\vec{X}$ et $\underline{Y}$ exprimées le repère (1, 2, 3). Après un certain accroissement du chargement, sous l'hypothèse d'équilibre continu, quand une bifurcation en bande de cisaillement se déclenche, le système se retrouve dans une configuration finale C_f (appelée configuration bifurquée localisée), le champ de déformation perd sa continuité, le gradient de vitesse est discontinu le long d'une surface Σ , la vitesse restant continue. A ce moment précis, dans la formulation de Rudnicki et Rice (1975), le solide supposé homogène et non visqueux doit obéir à 3 relations: la condition statique, la condition cinématique et la condition rhéologique représentant la loi de comportement du matériau, tant à l'extérieur de la bande qu'à l'intérieur. L'analyse de bande de cisaillement se fait à partir de ces trois conditions.

5.3. Condition statique

L'apparition de la localisation en bande de cisaillement s'accompagne d'une différence entre le champ de contrainte à l'intérieur de la bande et celui à l'extérieur de la bande.

Les conditions de compatibilité statique garantissent la continuité de l'état des contraintes initiales et l'équilibre de l'incrément effectif des contraintes à travers les frontières de la bande de cisaillement. Soit un échantillon homogène d'un matériau soumis à un champ uniforme de contrainte. Considérons le tenseur de contrainte de Cauchy $\underline{\sigma}$.

La présentation de Rice (1976) adoptait le tenseur de contrainte nominale (transposé du tenseur de contrainte de Piola-Kirchhoff), mais l'un ou l'autre peut être utilisé dans la formulation statique (Rice et Rudnicki, 1980). Notons $d\sigma$ et $\dot{\sigma}$ respectivement l'incrément et le taux, la vitesse de σ .

Soit $\vec{n}$ le vecteur unitaire normal à la bande. A la frontière entre le matériau intact et celui atteint par la localisation de la déformation, le taux du vecteur contrainte doit être continu sur la facette parallèle à la bande. La continuité lorsqu'on traverse la bande se traduit par la condition d'équilibre statique locale aux deux interfaces de la bande:

$$\Delta[d\underline{\sigma}] \cdot \vec{n} = 0 \text{ soit } n_i \Delta[d\sigma_{ij}] = 0 \quad (a)$$

Ou bien

$$[\dot{\underline{\sigma}}] \cdot \vec{n} = (\dot{\underline{\sigma}}^1 - \dot{\underline{\sigma}}^0) \cdot \vec{n} = \dot{t}_1 - \dot{t}_0 = 0 \text{ Soit } (\dot{\sigma}_{ij}^1 - \dot{\sigma}_{ij}^0) n_j = 0$$

Avec $\dot{\sigma}^1$ et $\dot{\sigma}^0$ les contraintes de Cauchy, respectivement dans la bande et à l'extérieur, aux interfaces de celle-ci.

Les tractions $\dot{t}_1$ et $\dot{t}_0$ agissant sur une facette parallèle à la surface de la bande de cisaillement de normale $\vec{n}$ doivent être égales. L'équation statique exprime la continuité du vecteur contrainte à la frontière entre la bande et le milieu extérieur (**Figure.IV.6**).

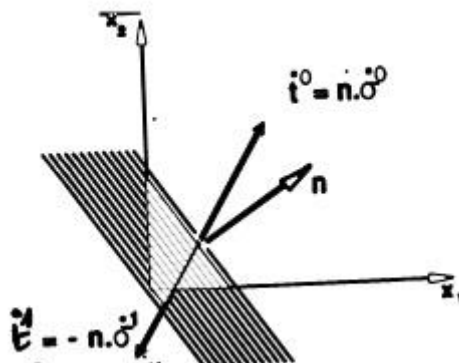


Figure.IV.6 Schématisation d'une bande de cisaillement et de la condition statique.
(D'après Desrues, 1991).

5.4. Condition cinématique

Notons:

$\vec{n}$ La normale à la bande.

$\vec{U}$ Le déplacement du point courant.

$\vec{V} = \left(\dot{\vec{U}} \right)$ La vitesse de déplacement du point courant

$\underline{F} = \text{grad} \vec{U}$ La transformation $\underline{F}$ correspond au gradient de déformation

$\underline{\dot{F}} = (\text{grad} \vec{U})^\cdot = \text{grad}(\dot{\vec{U}}) = \text{grad} \vec{V}$ Représente le taux (ou la vitesse) du gradient de déformation de la transformation ou gradient de la vitesse de déplacement.

$\underline{\varepsilon} = \frac{1}{2}(\underline{\dot{F}} + \underline{\dot{F}}^t) = \frac{1}{2}(\text{grad} \vec{V} + \text{grad}^t \vec{V})$ ou $\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(V_{i,j} + V_{j,i})$ représentant le tenseur de déformation associé à $\vec{V}$, égal à la partie symétrique de $\underline{\dot{F}}$.

La bande de cisaillement est par définition un lieu de discontinuité du gradient de vitesse $\text{grad} \vec{V}$.

En fait, les conditions de compatibilité géométrique expriment que le champ de vitesse $\vec{V}$ est continu sur les frontières de la bande, tandis que le gradient de ce champ ne l'est pas.

La continuité de $\vec{V}$ impose que la discontinuité de $\text{grad} \vec{V}$ soit purement normale, c'est-à-dire vérifie l'équation de compatibilité géométrique d'Hadamard (1903).

Soit $\underline{\dot{F}}^0$ le taux (ou vitesse) du gradient de déformation homogène du secteur non perturbé par la localisation et $\underline{\dot{F}}^1$ le taux (ou vitesse) du gradient de déformation (supposé homogène) dans la bande de cisaillement.

A $\underline{\dot{F}}^0$, s'ajoute dans la bande de cisaillement, un champ qui peut s'écrire sous la forme d'un produit tensoriel $\vec{g} \otimes \vec{n}$, avec $\vec{n}$ normale à la bande et $\vec{g}$ vecteur arbitraire quelconque tel que $\vec{g} = \vec{0}$ en dehors de la bande. Ce vecteur $\vec{g}$ est significatif de l'intensité et du mécanisme de déformation dans la bande (cisaillement pur, ou avec ouverture ou fermeture de bande). Finalement, la condition cinématique s'écrit

$$\underline{\dot{F}}^1 - \underline{\dot{F}}^0 = [\underline{\dot{F}}] = (\text{grad} \vec{V}) = \vec{g} \otimes \vec{n} \text{ ou } [V_{i,j}] = g_i n_j.$$

L'équation cinématique explicite la forme que doit prendre la vitesse de déformation dans la bande $\underline{\dot{F}}^1$. Elle s'écrit comme la somme d'un terme fondamental $\underline{\dot{F}}^0$ et d'un terme additionnel $\vec{g} \otimes \vec{n}$ qui fait intervenir l'orientation de la bande $\vec{n}$ et un vecteur $\vec{g}$ (se référé à la **Figure.IV.5**).

$\vec{g}$ représente donc le gradient de la vitesse dans la direction X sur laquelle est aligné $\vec{n}$.

L'expression du champ additionnel $\vec{g} \otimes \vec{n}$ indique que $\underline{\dot{F}}$ n'est discontinu que dans la direction perpendiculaire à la bande comme le confirme les observations expérimentales.

$$\text{On obtient alors l'équation cinématique } \Delta[d\varepsilon_{kl}] = \frac{1}{2}(g_k n_l + g_l n_k) dt \quad (b)$$

Dans le cas particulier où $\vec{g}$ est colinéaire à $\vec{n}$, la bande s'ouvre en mode d'extension. Si par contre $\vec{g}$ est perpendiculaire à $\vec{n}$, la bande joue exclusivement en mode de cisaillement. En général, $\vec{g}$ est quelconque.

Les deux équations (a) et (b) représentent la condition nécessaire pour l'existence d'une bande de cisaillement. C'est une condition suffisante si $\vec{g} \neq \vec{0}$, sinon si $\vec{g} = \vec{0}$, les déformations seraient partout homogènes $\Delta[d\varepsilon_{ij}] = 0$.

5.5. Loi de comportement

Le matériau intact ou non doit bien sûr suivre une loi de comportement. Cette condition rhéologique constitutive relie la vitesse de contrainte $[d\sigma_{ij}]$ à la vitesse du gradient de déformation $[d\epsilon_{ij}]$. Les composantes de ces deux tenseurs étant écrits dans les axes fixes (1,2,3). Cette relation est supposée être valide en dehors et aussi à l'intérieur de la bande de cisaillement. Si on se limite au domaine de comportement élastoplastique non visqueux du matériau, cette loi rhéologique sous forme incrémentale s'écrit de manière générale:

$$D\sigma = f(d\epsilon); \text{ avec } f \text{ fonctions tensorielle.}$$

6. Conclusion

La théorie de la bifurcation, ne serait pas dépourvue d'intérêt. En effet, elle ne considèrerait que la loi de comportement du matériau, liée aux caractéristiques intrinsèques de ce dernier. Cette théorie permettrait de prédire les conditions nécessaires pour que puissent exister des bandes de cisaillement. Elle considèrerait l'existence d'une bande comme un problème de stabilité, dont la solution tiendrait compte de la loi rhéologique du matériau.

Cette théorie considèrerait que le point de bifurcation marque la fin du régime stable. Le début de la localisation serait associé à une instabilité rhéologique du système et cette instabilité correspond localement à la perte d'homogénéité de contraintes dans l'échantillon. Et enfin, elle permettrait le calcul de l'état d'initiation de la localisation et donne principalement une évaluation de l'angle d'orientation θ de la bande de cisaillement au point de bifurcation.

PARTIE II : APPLICATION NUMERIQUE

Chapitre V

Identification des matériaux

1. Généralités sur les roches

1.1. Définition des roches

Les roches sont des milieux solides poly-cristallins, hétérogènes très complexes, composés de grains qui appartiennent à une dizaine d'espèces minérales et qui sont de taille et de forme variées. Les propriétés des roches dépendent de la nature et de l'état d'altération des minéraux.

1.2. La classification de roches

On distingue trois types de roches :

1.2.1. Les roches sédimentaires

C'est des roches exogènes, c'est-à-dire qui se forment à la surface de la Terre et qui résultent de l'accumulation en couches et du compactage de débris d'origine minérale (dégradation d'autres roches), organique, sous l'action d'érosion, aux effets du vent, de l'eau, des alternances climatiques (gels - dégels), etc. comme le gré, gypse, calcaire...

1.2.2. Les roches métamorphiques

Elles sont formées par la recristallisation (et généralement la déformation) des roches sédimentaires ou des roches magmatiques sous l'action de la température et de la pression qui est croissante en fonction de la profondeur dans la croûte terrestre ou au contact d'autres roches, comme marbre, schiste, gneiss...

1.2.3. Les roches éruptives ou magmatiques

Les roches éruptives résultent de la cristallisation du liquide ou magma (bain silicaté), ce magma arrive directement à la surface à l'état liquide et on appelle ça volcan.

Quand le magma s'arrête en profondeur, il se cristallise (on parle de roches cristallines) et on l'appelle dans ce cas pluton. Comme diorite, gabbro, granit...

Les roches volcaniques se cristallisent plus rapidement que les roches plutoniques et possèdent souvent des cristaux de moins grande taille. Certaines roches volcaniques solidifiées trop vite n'ont pas cristallisé et donnent des verres (roches vitreuses). Comme rhyolite, basalte, andésite...

2. Identification géologique du granit

2.1. Définition du granit

Le granit est une roche magmatique de structure grenue, elle est dure et formée de grains plus ou moins volumineux (d'où son nom). Et qui se compose essentiellement de quartz (pour la moitié et même les trois quarts), de feldspath et de mica, qui sont agrégés avec plus ou moins de force.

Le granit est très répandu dans la croûte terrestre, mais on le trouve principalement dans les chaînes de montagnes les plus anciennes, ou il n'est présent que là où prédomine les roches métamorphiques et ignées.



Figure.V.1 La roche de granit.

2.2. Principaux minéraux du granit

Le granite est composé des trois minéraux suivants :

- **Quartz** : C'est un minéral très dur résiste mal aux chocs et très riche en silicium. il se présente en phénocristaux ou en bloc, il est de forme et de taille variable. Le quartz est incolore lorsqu'il est pur et se teinte lorsqu'il contient des impuretés telles que le quartz jaune, rose, violet, brun.
- **Feldspath** : les feldspaths font partie des aluminosilicates de potassium, de sodium, de calcium. il existe en deux couleurs, blanc ou rose. il est très dur mais il n'est pas stable.
- **Les micas** : ils ont la forme des petites plaques circulaires ou hexagonales, de couleur brillante ou noir.

On distingue deux types :

Le mica noir ou biotite : très abondant dans le granite

Le mica blanc : rare dans le granite, il est caractérisé par une résistance à de très grandes températures.

2.3. Localisation géographique des granits de la wilaya de TIZI-OUZOU

D'après l'étude qui a été faite en 2000, par l'Office National de Recherches Géologiques et Minières (O.R.G.M) de BOUMERDES, les principaux gisements dans la région de TIZI-OUZOU sont représentés dans le **Tableau.V.1**.

Tableau.V.1 Etendue et volume du gisement de granit de la wilaya de TIZI-OUZOU.

N° du site	Nom du site	Substance	Réserves ou paramètres estimatifs
52	TIZI-TALKHET	Granit	FILONTES et amas de pegmatites
53	AZOUZA	Granit	Deux filons d'épaisseurs respectives 1.2 et 1.5m
54	SOUK-EL-ARBA	Granit	Filon large de 10m et long 20m
55	LARBA NAT IRATHEN	Granit	Amas pegmatites log de 40m
56	ABOUDA ABOUDA	Granit	6.7 millions de tonnes
57	BOU-DJEHA	Granit	Amas et filons (affleurement de 25m de hauteur et suivi sur 10-15m de long de la piste)
58	AKKEROU	Granit	Grand affleurement d'amas de pegmatite (1.5×1km)

2.4. Les types de granit

Les granits varient selon leur composition minéralogique et la grandeur des cristaux. On peut distinguer :

Le granit normal : formé de quartz, feldspath et mica noir, il peut être gris ou rose suivant la couleur de feldspath.

Granit à deux micas : formé de quartz, feldspath, mica noire et mica blanc.

Granit porphyroïde : qui diffère du granit normal par la grandeur des cristaux.

La granulite : c'est le granite ou le mica blanc est remplacé par le mica noir.

La pegmatite : c'est une roche silicatée dont les cristaux sont de grande taille. Elle remplit habituellement les fissures.

2.5. Caractéristiques du granit

Les principales caractéristiques de ce matériau se résument comme suit :

- Grande résistance à la compression.
- Très lourd.
- Très bonne résistance aux agents atmosphériques.
- Se laisse difficilement travailler.
- Existe en de nombreuses couleurs (gris, bleu, noir, rouge, verdâtre).
- Utilisation : Généralement utilisé pour les parements de façades, les escaliers et les perrons.

On compose les matériaux à partir de trois classe : 0/6 ; 6/10 ; 10/14. (DAHOUMANE K, 2012 et CHARCHAR M,2006)

Les résultats obtenus sur le matériau Granit sont dans le **Tableau.V.2**

Tableau.V.2 Caractéristiques physiques et propriétés du granit.

Granulométrie	γ_s (KN/mm ³)	γ_d (KN /mm ³)	γ_{sat} (KN /mm ³)	e
0/6	2,67*10 ⁻⁸	1,23*10 ⁻⁸	1,77*10 ⁻⁸	1,17
6/10	2,67*10 ⁻⁸	1,03*10 ⁻⁸	1,65*10 ⁻⁸	1,58
10/14	2,67*10 ⁻⁸	1,02*10 ⁻⁸	1,64*10 ⁻⁸	1,62

Granulométrie	$K_x = K_y$ (mm/s)	E_{oed} (KN/mm ²)	ν	φ°	C (Kpa)
0/6	0,7576	$15238 \cdot 10^{-6}$	0,3	32.03	283.6
6/10	0,4991	$8111 \cdot 10^{-6}$	0,3	33.02	263.5
10/14	1,1192	$6333 \cdot 10^{-6}$	0,3	34.83	142.7

Tableau.V.3 Caractéristiques mécaniques du matériau.

Caractéristiques mécaniques	W_{opt}	ICBR	Resistance a la compression (Mpa)
Granit	9.22	38.48	100-280

3. Identification du Calcaire

3.1. Définition du Calcaire

Les calcaires sont des roches sédimentaires massives très répandues. Il existe de nombreuses variétés qui possèdent des propriétés assez variables. Allant des roches les plus tendres aux roches les plus dures.

La plupart des calcaires se sont formés en milieu marin, à partir de l'accumulation et de la consolidation des organismes animaux et végétaux : algues calcaires, éponges, mollusques, crustacés, brachiopodes, échinodermes, foraminifères, coraux, brachiopodes, etc.

3.2. Principaux minéraux du Calcaire

- **Calcite** : est un minéral chimique ou biochimique composé de carbonate naturel de calcium de formule CaCO_3 , c'est le minéral le plus abondant dans le calcaire et ce dernier est composé de 90% du calcite.
- **Quartz** : C'est un minéral peu présent dans le calcaire (environ 5%). Très dur et résiste mal aux chocs et très riche en silicium.
- **Les Micas** : Il est présent à environ 3% dans le calcaire et ils ont la forme des petites plaques circulaires ou hexagonales, de couleur brillante ou noir.
- **Feldspath** : les feldspaths sont présents à presque 2% dans le calcaire et font partie des aluminosilicates de potassium, de sodium, de calcium. Il existe en deux couleurs, blanc ou rose. Il est très dur mais il n'est pas stable.

3.3. Localisation et utilisation du Calcaire

Les calcaires sont des roches très répandues, formées au cours de toutes les ères géologiques. En France, ils constituent des massifs montagneux entiers, comme les préAlpes (Vercors, Chartreuse, etc.), et de grands bassins sédimentaires (Bassin parisien, Bassin aquitain), où ils apparaissent par exemple dans les falaises du pays de Caux, en Normandie.

Le calcaire trouve de nombreuses applications pratiques : fabrication de chaux et de ciment, emploi comme pierre de construction et comme roche ornementale. Les variétés les plus compactes, susceptibles d'être polies, sont parfois appelées « marbres » dans les métiers de la construction ; cette appellation est purement commerciale et ne doit pas être confondue avec l'acception pétrographique qui entend par marbre une roche métamorphique d'origine calcaire.

3.4. Caractéristiques du Calcaire

Les résultats obtenus sur le Calcaire sont (CHARCHAR M,2006)

Tableau.V.4 Caractéristiques physiques et propriétés du Calcaire.

Matériaux	γ_s (KN/mm ³)	γ_d (KN /mm ³)	γ_{sat} (KN /mm ³)	e
Calcaire 6/10	3,413*10 ⁻⁸	1,44*10 ⁻⁸	2,018*10 ⁻⁸	1,370

Matériaux	$K_x = K_y$ (mm/s)	E (KN/mm ²)	ν	ϕ°	C(Kpa)
Calcaire 6/10	3,205	10004*10 ⁻⁶	0,3	49,21	63,5

4. Analyse granulométrique

4.1. Principe et description

- L'essai consiste à sélectionner trois classes granulaires :(0/6), (6/10), (10/14), qui sont des granulométries utilisées soit dans la confection des éprouvettes de béton soit dans les différentes couches de la chaussée.
- On fait l'analyse granulométrique pour chaque classe granulaire.
- On classe une série de tamis, emboîtés les uns sur les autres, dont les dimensions des mailles sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau (granit) étudié est placé en partie supérieure des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne des tamis.
- Afin de connaître l'étalement granulométrique des sols étudiés et pouvoir les classer.
- Pour notre étude, nous avons retenu les classes granulaires suivantes :

4.1.1. Granulométrie (0/6)

La boîte de casa-grande renferme 130 gr de granit (0/6),

Tableau.V.5 Les résultats de tamisage granulat 0/6 (Sedki F et Chlouche H 2004)

Diamètres (mm)	Refus (%)	Poids des refus (gr)	Refus cumulés (%)	Tamisât (%)
6.3	3.42	4.44	3.42	96.58
5	11.3	14.69	14.72	85.28
3.15	7.88	10.24	22.6	77.4
2	17.12	22.25	39.72	60.28
1.6	8.56	11.12	48.28	51.72
1.25	16.44	21.37	64.72	35.28
1	14.73	19.14	79.45	20.55
0.5	13.7	17.81	93.15	6.85
0.315	6.85	8.94	100	0

La boîte de casa-grande renferme 122 gr de granit (6/10),

Tableau.V.6 Les résultats de tamisage granulat 6/10 (Sedki F et Chlouche H 2004)

Diamètres (mm)	Refus (%)	Poids des refus (gr)	Refus cumulés (%)	Tamisât (%)
10	7.71	9.4	7.71	92.29
8	35.28	43.04	42.99	57.01
6.3	48.26	58.87	91.25	8.75
5	8.75	10.67	100	0

La boîte de casa-grande renferme 115 gr de granit (10/14),

Tableau.V.7 Les résultats de tamisage granulat 10/14 (Sedki F et Chlouche H 2004)

Diamètres (mm)	Refus (%)	Poids des refus (gr)	Refus cumulés (%)	Tamisât (%)
16	2.19	2.51	2.19	97.8
12.5	20.71	23.57	22.9	77.1
10	66.34	76.29	89.24	10.67
8	10.67	12.37	100	0

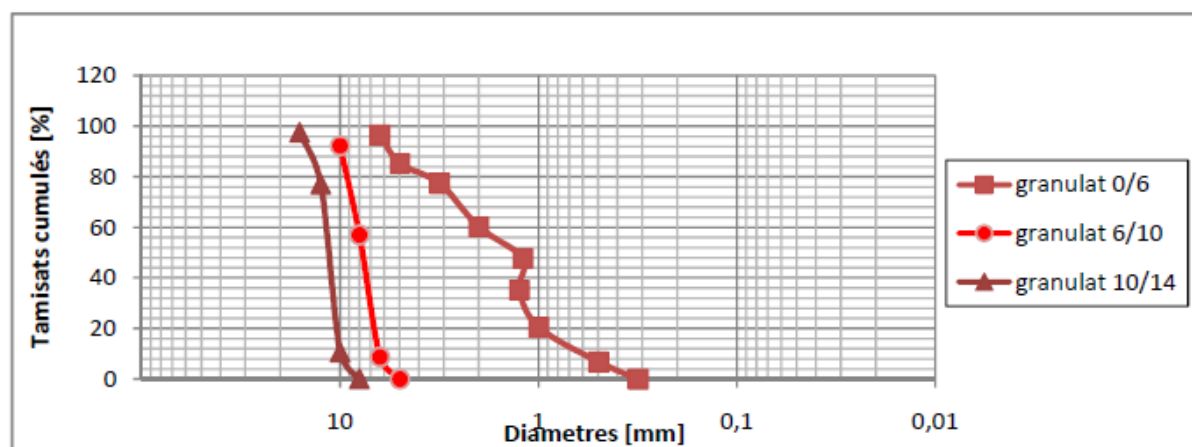


Figure.V.2. Les courbes granulométriques des échantillons de Granit

4.2. Expression des résultats (courbe granulométrique)

Une courbe granulométrique permet d'identifier le type de sol qui compose l'échantillon analysé.

-On appelle coefficient d'uniformité ou de HAZEN le coefficient C_u .

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

- si $C_u < 2$: la granulométrie est très sériée
- si $2 \leq C_u \leq 5$: la granulométrie est sériée
- si $C_u > 5$: la granulométrie étalée

-On appelle coefficient de courbure le coefficient C_c .

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10}) * (D_{60})}$$

Avec :

D_{60} Représente le diamètre pour lequel 60 % en massent des particules ont un diamètre $\leq D_{60}$

D_{10} Représente le diamètre pour lequel 10 % en masse des particules ont un diamètre $\leq D_{10}$

D_{30} Représente le diamètre pour lequel 30 % en masse des particules ont un diamètre $\leq D_{30}$.

Tableau.V.8 Classification des sols grenus.

	Fraction > 80µm	Fraction < 80µm	Conditions	Désignation
GRAVES	Majorité > 2mm	0 à 5%	$C_u > 4 ; 1 < C_c < 3$	Grave propre, bien graduée
			Sinon	Grave propre, mal graduée
		5 à 12%	Sous la ligne A	Grave limoneuse
			Sur la ligne A	Grave argileuse
SABLES	Majorité < 2mm	0 à 5%	$C_u > 6 ; 1 < C_c < 3$	Sable propre, bien gradué
			Sinon	Sable propre, mal gradué
		5 à 12%	Sous la ligne A	Sable limoneux
			Sur la ligne A	Sable argileux

Tableau.V.9 les Diamètres significatifs (Sedki.F et Chlouche.H 2004).

Matériau	Diamètres	Granit 0/6	Granit 6/10	Granit 10/14
Granit	D60	2	8	12,5
	D30	1.25	7	11,5
	D10	0.6	6,3	10

4.2.1. Granulométrie (0/6)

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{2}{0,6} = 3,33$$

$$Cc = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10}) \cdot (D_{60})} = \frac{(1,25)^2}{(0,6) \cdot (2)} = 1,3$$

4.2.2. Granulométrie (6/10)

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{8}{6,3} = 1,27$$

$$Cc = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10}) \cdot (D_{60})} = \frac{(7)^2}{(6,3) \cdot (8)} = 0,972$$

4.2.3. Granulométrie (10/14)

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{12,5}{10} = 1,25$$

$$Cc = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10}) \cdot (D_{60})} = \frac{(11,5)^2}{(10) \cdot (12,5)} = 1,058$$

5. Interprétation

D'après la classification du LCPC :

Les analyses granulométriques pour (6/10), (10/14), ont toutes les deux plus de 50% d'éléments qui ont un diamètre supérieur à 2 mm, donc notre matériau est une GRAVE.

Et pour ce qui est de la granulométrie (0/6) on voit que 50% d'éléments ont un diamètre inférieur à 2mm, donc notre matériau est un SABLE.

- Pour la (0/6), plus de 50% d'éléments ont un diamètre inférieur 0 2 mm et moins de 5% d'éléments ont un diamètre inférieur à 0.08 mm, $Cu=3.33$ et $Cc=1.3$ donc, c'est un SABLE PROPRE MAL GRADUE.
- Pour la (6/10), moins de 50% d'éléments ont un diamètre inférieur à 2 mm et moins de 5% d'éléments ont un diamètre inférieur à 0.08 mm, $Cu=1,27$ et $Cc=0,972$ donc, c'est un GRAVE PROPRE MAL GRADUE.
- Pour la (10/14), moins de 50% d'éléments ont un diamètre inférieur à 2 mm et moins de 5% d'éléments ont un diamètre inférieur à 0.08 mm, $Cu=1,25$ et $Cc=1,058$ donc, c'est un GRAVE PROPRE MAL GRADUE.

Chapitre VI

L'essai de cisaillement direct à la boîte

1. Introduction

Afin de mieux connaître les comportements mécaniques des sols, Nous avons pris les résultats de différentes thèses, où ils ont choisi de réaliser des essais de cisaillement direct à la boîte. Cet essai a permis de déterminer les caractéristiques mécaniques du sol, l'angle de frottement interne et la cohésion.

La résistance au cisaillement des sols est un paramètre très important à vérifier pour tout projet de construction. L'analyse de cette résistance est nécessaire pour évaluer la stabilité du sol et donc des ouvrages qu'il supporte.

❖ But de l'essai de cisaillement

L'essai de cisaillement direct a pour but de déterminer des paramètres de résistance du sol, l'angle de frottement interne (φ) et la cohésion (c), qui sont déterminés par la courbe intrinsèque ou droite de Coulomb.

2. Appareillage spécifique

Il existe différents modèles de boîtes de cisaillement, dans laquelle est mise l'éprouvette d'essai, mais tous répondent au principe schématisé sur les figures suivantes.

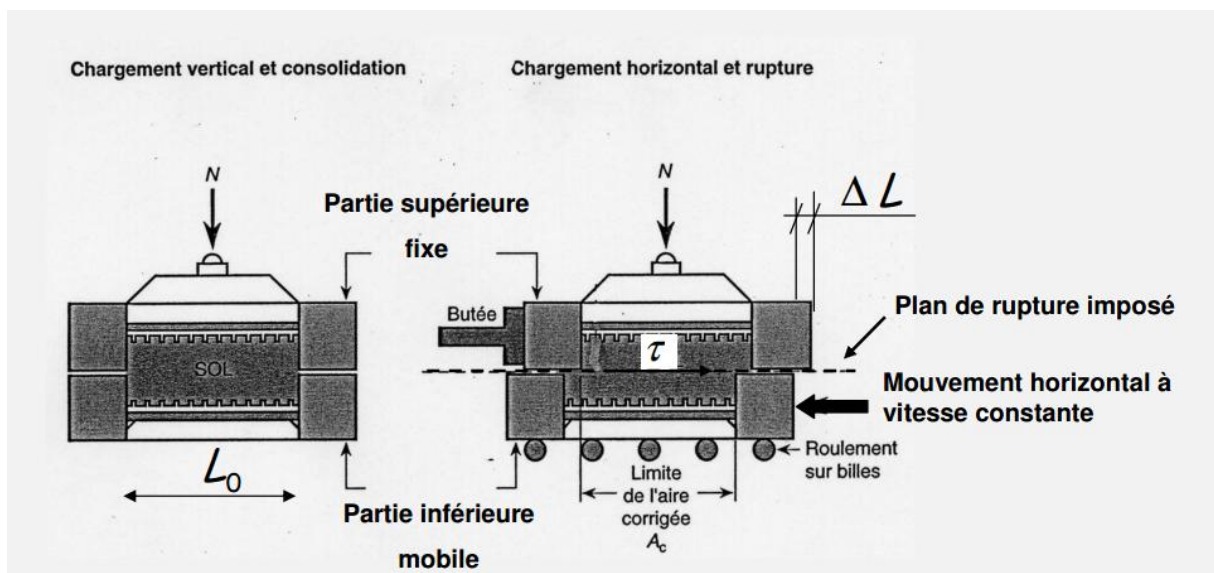


Figure.VI.1 Schéma de la boîte de cisaillement

La boîte de cisaillement comporte essentiellement :

- Une demi-boîte inférieure, munie d'une pierre poreuse plate, striée ou dentée ;
- Une demi-boîte supérieure ;

- Un piston, muni à sa base d'une pierre poreuse plate, striée ou dentée, glissent librement dans la demi-boîte supérieure transmettant à l'éprouvette l'effort vertical exercé ;
- Deux goupilles, solidarissant les deux demi boîtes, avant l'essai.
- Les poids : Ce sont des disques plats fendus, permettant leur centrage et leur superposition sur le plateau de charge du levier du bâti.

3. Principes et mode opératoire

Le principe consiste à :

- Placer l'échantillon dans une boîte de cisaillement constituée de deux demi-boîtes indépendantes dont le plan de séparation forme un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de notre échantillon,
- Appliquer sur la face supérieure de notre échantillon en effort vertical (N) résultant des poids places sous l'appareil et représenté par une contrainte normal,
- $\sigma = N/A = 100, 200, 300, 400, 500$ kpa maintenue constante pendant toute la durée de l'essai,
- Produire après consolidation sous l'effort (N) un cisaillement de l'échantillon en imposant un déplacement horizontal relatif entre les deux demi-boîtes sa vitesse constante (1,51 mm/min),
- Utiliser un chronomètre pour les lectures pour prendre les lectures à des intervalles de temps réguliers, soit toutes 15 secondes, indiquer les lectures des déformations horizontales δL et verticale δH indiquées par les deux comparateurs,
- Prendre la lecture t indiquée par l'anneau dynamométrique et l'effort de cisaillement horizontal,
- Déterminer la contrainte de cisaillement $\tau = T / (L (L - \delta L))$, on arrête l'essai aux environs du déplacement horizontal maximal $\delta L = 1,4$

4. Expression des résultats

L = longueur de la boîte de cisaillement, $L = (60\text{mm})$,

ΔL : déplacement horizontal mm,

Sc : la section corrigée, $Sc = L (L - \Delta L)$ (mm^2),

La variation de volume en pourcentage : $(\Delta V/V)$, avec ΔV : déplacement volumique vertical (mm^3)

La contrainte tangentielle $\tau = (\text{kPa})$,

Avec T : force de cisaillement en (daN).

Tracer les courbes suivantes :

La contrainte de cisaillement τ en fonction de la déformation horizontal ε_h

La déformation verticale ε_v en fonction de la déformation horizontale ε_h

Déterminer les paramètres de cisaillement la cohésion et l'angle de frottement interne.

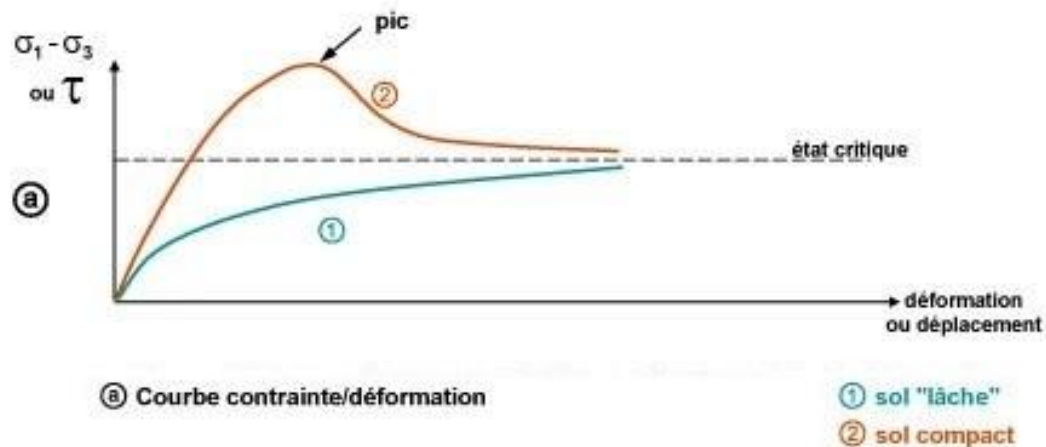


Figure.VI.2 Courbe « contraintes-déformations » d'un sol pulvérulent lors d'un essai de cisaillement.

- La courbe I, correspond à des **sols lâches** qui se densifient pendant le cisaillement (sols contractants), jusqu'à atteindre au voisinage de la surface de rupture, un certain poids volumique dit poids volumique critique, également traduit par un indice des vides critique.
- Les essais menés sur des **sols denses** qui se décomposent pendant le cisaillement (sols dilatants) conduisent à des courbes ayant l'allure de la courbe II. La contrainte de cisaillement passe par un maximum, puis décroît vers une valeur sensiblement constante. Deux résistances au cisaillement sont alors distinguées : une résistance maximale (résistance de pic) servant à définir la résistance au cisaillement, et une résistance sous grande déformation, dite résistance à l'état de critique.

5. Les résultats des essais

Les résultats des échantillons de matériau granit soumis au cisaillement direct à la boîte de Casa-grande sont représentés sous forme des courbes :

- Contraintes déformations $\tau = f(\Delta l)$, τ étant la contraintes tangentielle,
- Variations de volume $(\Delta V/V) = f(\Delta l)$,
- Droites intrinsèques $\tau = f(\sigma)$, σ étant la contrainte normale appliquée.

Tout en faisant varier les paramètres suivants :

- La contrainte normale (100, 150, 200,300, 400 et 500 KPa);
- La taille des grains : trois classes granulaires ont été utilisées (0/6 ; 6/10 ; 10/14)

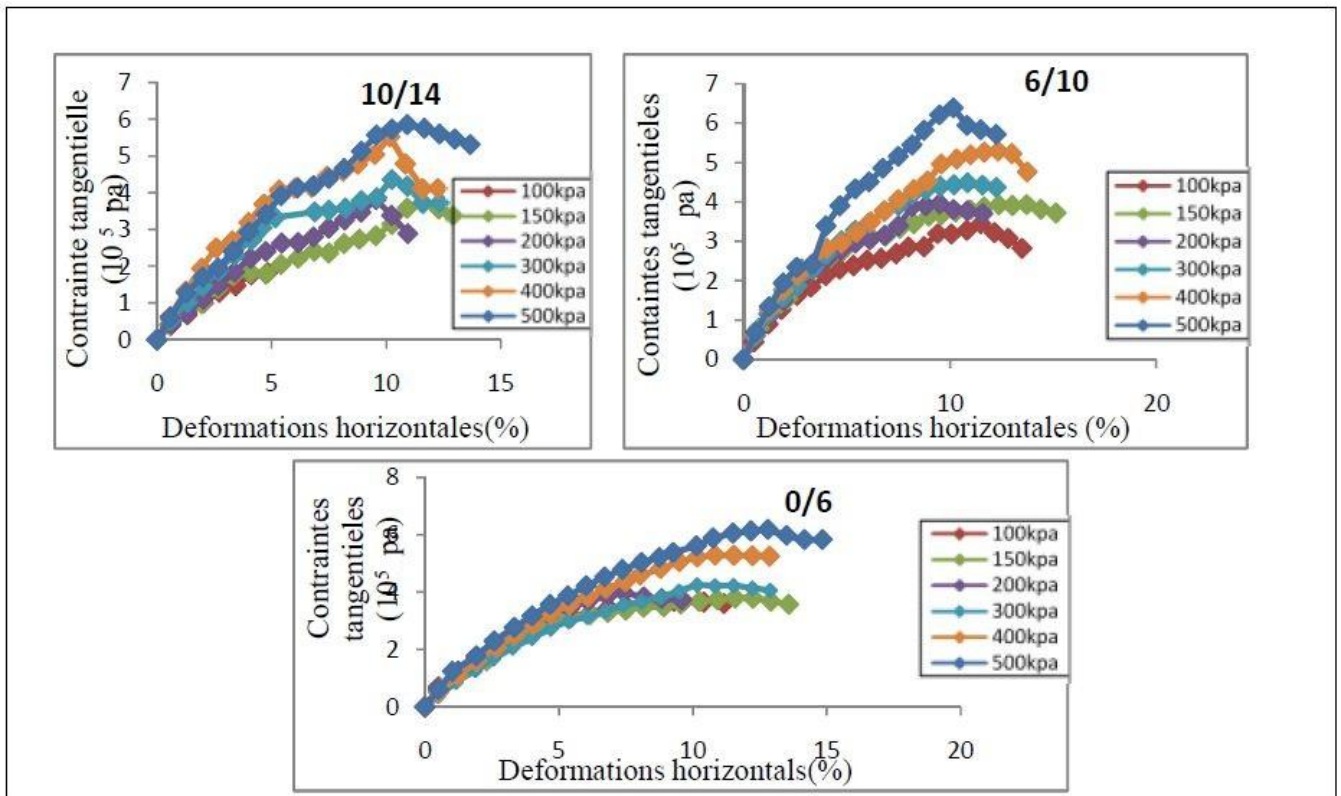


Figure.VI.3 Contraintes tangentielles en fonction de déformations horizontales (Sedki F et Chlouche H 2004)

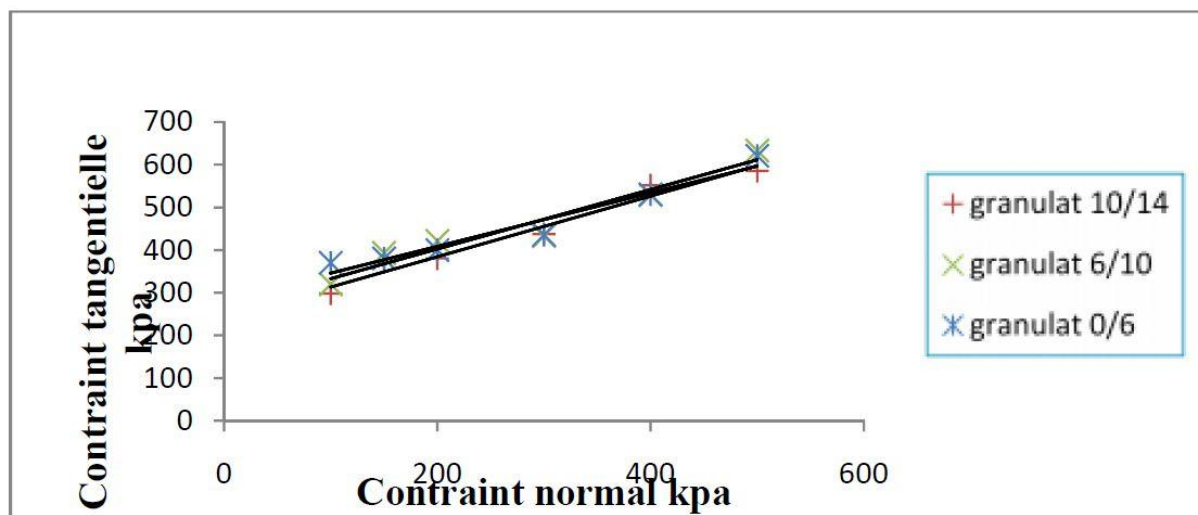


Figure.VI.4 Les droites intrinsèque $\tau = f(\sigma)$, (Sedki F et Chlouche H 2004)

Résultats :

Les résultats des caractéristiques mécaniques angles de frottement interne et la cohésion déduite des différents essais sont consignés dans le tableau suivant :

Classe	Granit	
	φ°	C (kpa)
0/6	32.03	283.6
6/10	33.02	263.5
10/14	34.83	242.7

Tableau. VI.1 Résultats des différents angles de frottement interne et les cohésions (Sedki F et Chlouche H 2004)

6. Interprétation des résultats

Courbes contraintes –déformations

- La contrainte de cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale appliquée pour toutes les classes granulométriques.
- La résistance au cisaillement augmente, avec l'augmentation de la taille des grains. En effet, le déplacement des grains les uns par rapport aux autres, est plus facile pour les grains de petite taille que pour les grains de dimension importante. ceci explique par l'enchevêtrement des gros grains, ce qui entraîne un cisaillement important des grains pour la (6/10,10/14).

Courbes intrinsèques

- D'après les résultats (tableau VI.1), nous constatons que les angles de frottement interne augmentent avec l'augmentation de la taille de particules.

La logique consisterait à trouver des cohésions pratiquement nulles. Mais le phénomène d'écrasement des grains a créé une liaison entre les grains par la présence des particules fines qui est donc la cohésion.

Chapitre VII

Présentation du logiciel

PLAXIS 8.2

1. Introduction

Le code de calcul par éléments finis PLAXIS a été développé en premier lieu à l'Université Technologique de Delft (TUD) en 1987. Dans les années suivantes, ce code, initialement réalisé pour analyser les digues en sols mous (argileux), a vu un champ d'application se développer largement afin de pouvoir traiter différents types de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser différents problèmes en 2D ou 3D. L'élément fini PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifiques et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), 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 (triangle à 15 noeuds). Du point de vue pratique, le système, de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volume réduit, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (conditions aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

2. Présentation détaillées des étapes utilisées avec PLAXIS 8.2 (2D)

Pour réaliser une simulation numérique avec le PLAXIS 8.2 (2D) qui est un logiciel essentiellement basé sur la méthode des éléments finis utilisé principalement pour résoudre des problèmes Géotechniques, et pour avoir des résultats avec ce logiciel, il faudrait passer par bien des étapes décrites ci-dessous :

2.1. Etape 1 : Le programme d'entrée des données (*INPUT*)

Cette partie représente le programme d'entrée des données (*Input*). Ce programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales. La génération des conditions initiales est faite dans un menu spécifique du programme Input (mode conditions initiales). La description se concentre tout d'abord

sur la création d'un modèle géométrique (**Figure VII.1**) et d'un maillage d'éléments finis (mode de création géométrique).

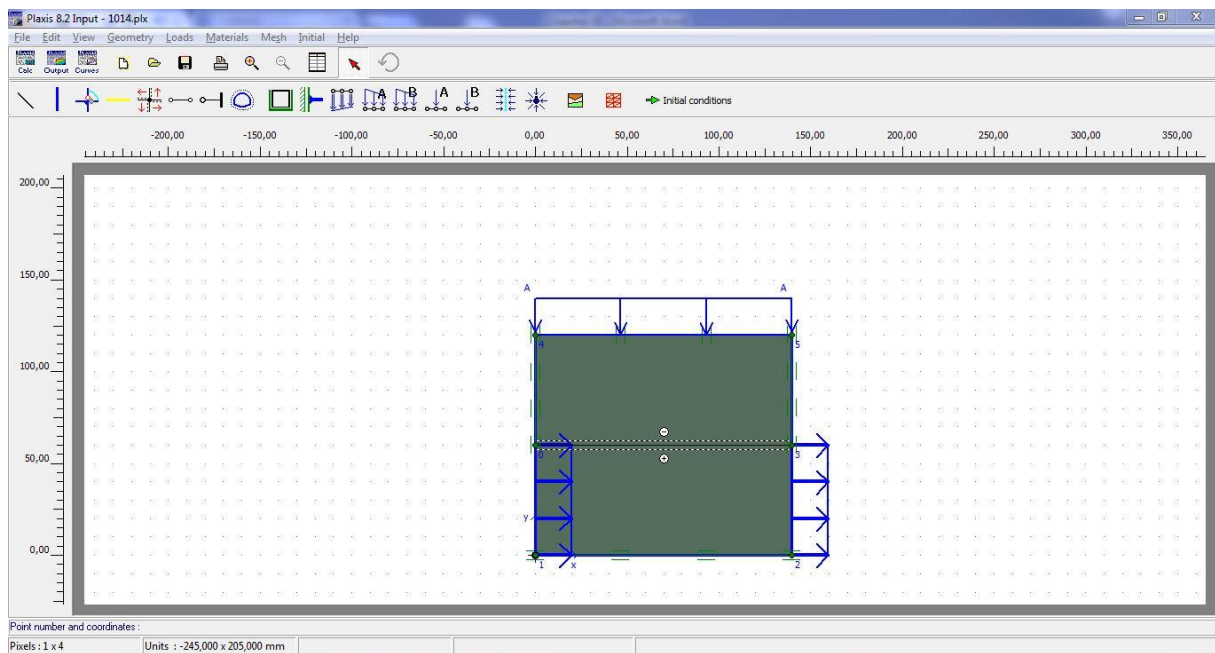


Figure. VII.1 Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input) avec le modèle géométrique réalisé.

2.1.1. Propriétés des matériaux

Les sols et les roches tendent à se comporter d'une manière fortement non linéaire sous l'effet d'un chargement. Ce comportement non linéaire en contraintes-déformations peut être modélisé suivant différents niveaux de sophistication. Mais le nombre de paramètres à introduire dans les modèles augmente avec ce degré de sophistication.

Le modèle utilisé est Mohr-Coulomb. Ce modèle, peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel du sol et il nécessite cinq paramètres fondamentaux qui sont : PLAXIS 8.2 contient également des modèles de sols plus avancés mais comme les ingénieurs géotechniciens sont habitués à utiliser les paramètres de Mohr-Coulomb (le module d'Young, le coefficient de Poisson, la cohésion, l'angle de frottement, et l'angle de dilatance.), et qu'ils disposent rarement d'autres données, c'est ce qui fait que le modèle utilisé est bien Mohr-Coulomb(**Figure. VII.2**).

2.1.2. Différents autres modèles des matériaux existant sous PLAXIS 8.2

PLAXIS propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol. Les modèles et leurs différents paramètres sont décrits en détail dans le manuel *Material Models*. Un commentaire rapide sur les modèles disponibles est donné ci-dessous:

Modèle élastique linéaire:

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young, et le coefficient de Poisson.

Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model)

C'est un modèle élasto-plastique anisotrope, pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)

C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écrouissage en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écrouissage en compression pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graves, mais aussi de sols plus mous comme les argiles et les limons.

Modèle pour les sols mous (Soft Soil model)

C'est un modèle de type Cam-Clay qui permet de simuler le comportement de sols mous comme des argiles normalement consolidées ou de la tourbe. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil creep model)

C'est un modèle du deuxième ordre formulé dans le cadre de la viscoplasticité.

Ce modèle permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique.

Modèle défini par l'utilisateur

Cette option permet de définir et d'utiliser des lois de comportement autres que les modèles standard de PLAXIS.

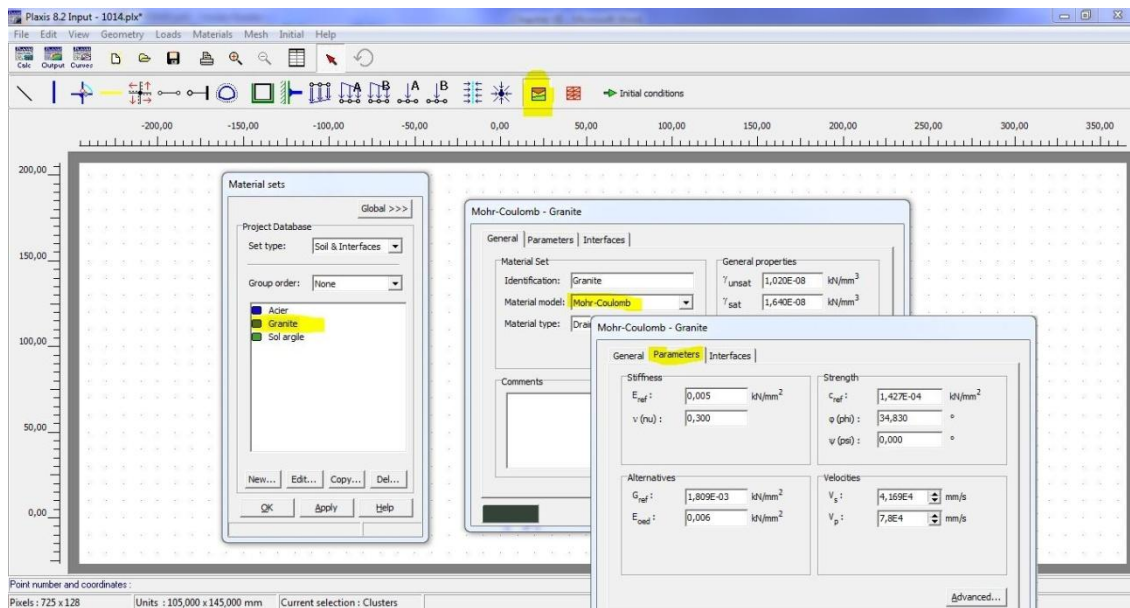


Figure. VII.2 Fenêtres des propriétés des sols.

2.1.3. Génération du maillage

Lorsqu'un modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont assignées à tous les éléments de structure, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis. Une composition d'éléments finis s'appelle un maillage d'éléments finis.

Les éléments fondamentaux sont des éléments triangulaires à 15 nœuds ou des éléments triangulaires à 6 nœuds.

PLAXIS 8.2 permet une génération automatique des maillages d'éléments finis et la génération du maillage est lancée en cliquant sur le bouton de génération du maillage situé dans la barre d'outils ou en sélectionnant l'option *Generate* depuis le menu *Mesh*.

Après la génération du maillage, le programme de résultats (*Output*) est lancé et une représentation du maillage est affichée (**Figure. VII.3**).

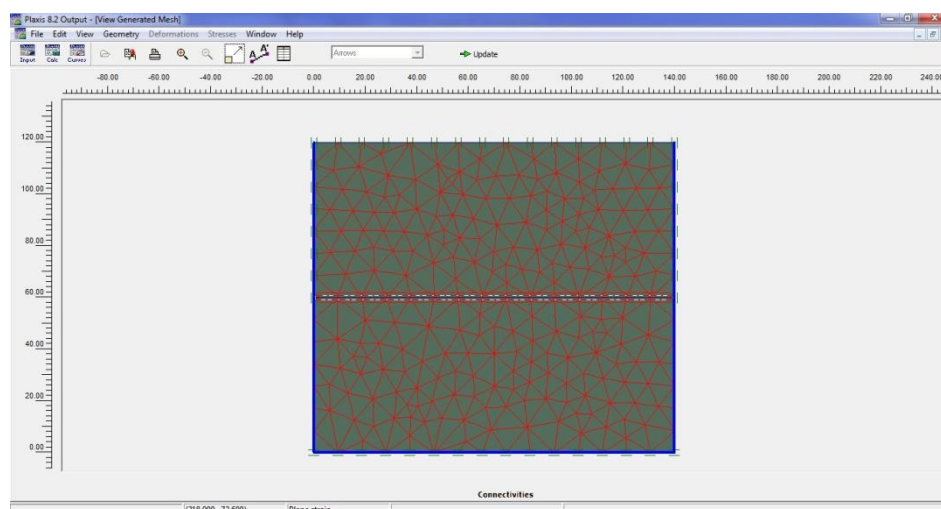


Figure. VII.3 Génération du maillage.

2.2. Etape 2 : Le programme de calcul (CALCULS)

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer. On opère grâce au programme de calcul (*Calculation*).

Dans la pratique, le programme de calcul (*Calculations*) contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis. La fenêtre de sélection permet un choix rapide entre les quatre projets les plus récents. Si le projet choisi n'apparaît pas dans cette liste, il faut utiliser l'option <<<More files>>>. Dans ce cas, le gestionnaire de fichiers apparaît, ce qui permet à l'utilisateur d'avoir un aperçu de tous les répertoires accessibles et de choisir le fichier de projet PLAXIS 8.2 souhaité (*.plx). Il n'est pas nécessaire de choisir un projet quand on clique sur le bouton *Calculate* depuis la fenêtre des conditions initiales du programme d'entrée des données. Dans ce cas, le projet en cours est automatiquement sélectionné dans le programme de calcul. Après la sélection (automatique) d'un projet, la fenêtre principale du programme de calcul apparaît ; elle comporte les points suivants (**Figure. VII.4**)

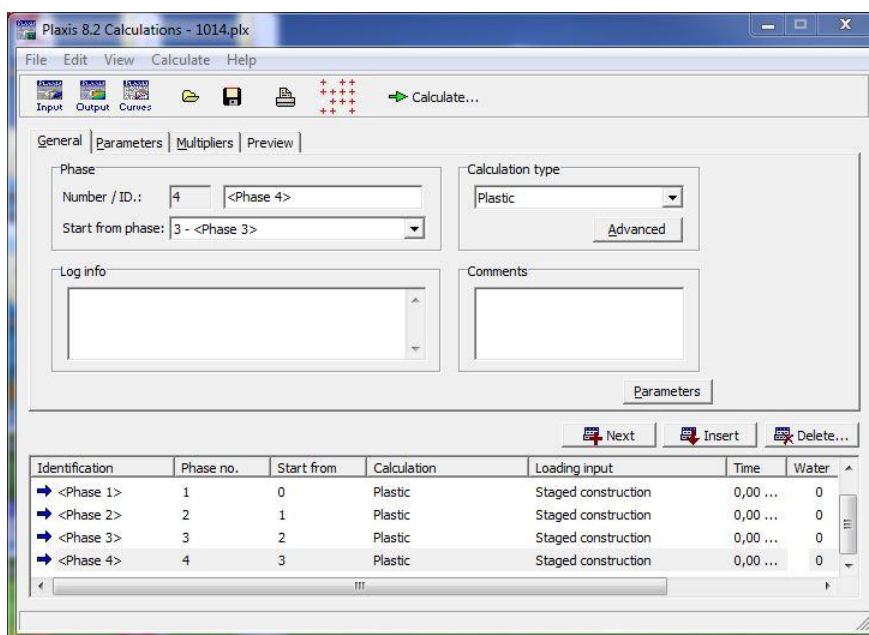


Figure. VII.4 Fenêtre principale du programme de calcul.

2.2.1. Insertion et suppression de phase de calcul

Lors de l'insertion ou de la suppression de phases de calcul, il ne faut pas oublier que la condition de départ pour les phases suivantes changera et devra être modifiée manuellement si nécessaire.

De façon générale, une nouvelle phase de calcul est définie à la fin de la liste des phases grâce au bouton *Next*. Il est toutefois possible d'insérer une nouvelle phase de calcul entre deux phases existantes. Cela se fait en appuyant sur le bouton *Insert*. Par défaut, la nouvelle phase démarrera des résultats de la phase qui précède dans la liste.

L'utilisateur doit définir de nouvelles caractéristiques pour la phase insérée de la même manière qu'il le fait pour une nouvelle phase à la fin de la liste.

La phase suivant la phase insérée gardera l'indication *Start from* antérieure et ne commencera pas automatiquement à partir de la phase insérée. Si l'on veut que la phase suivante débute à partir de la phase insérée, il faudra l'indiquer manuellement en changeant le paramètre *Start from phase* dans l'onglet *General*. Dans ce cas, il faut que cette phase suivante soit redéfinie complètement car les conditions initiales ont changé. Cela peut également avoir des conséquences sur les autres phases suivantes.

En outre, il est aussi possible de supprimer des phases. Ceci se fait en sélectionnant la phase à supprimer puis en cliquant sur le bouton *Delete*. Avant de supprimer une phase, il faut vérifier qu'aucune phase ultérieure ne se réfère à celle-ci dans la colonne *Start from*. Après confirmation de la suppression, toutes les phases dont l'indication *Start from* se reportait à la phase supprimée, seront modifiées automatiquement de manière à ce que celle-ci se réfère à la phase précédant la phase supprimée. Néanmoins, il est nécessaire de redéfinir précisément ces phases puisque les conditions de départ ont changé.

2.2.2. Staged construction

Nos phases ont été réalisées avec *Staged construction* qui est sélectionné dans la boîte *Loading input* ; Avec on peut spécifier un nouvel état en changeons les données de la phase sélectionné (**Figure.VII.5**). Cette nouvelle étape peut être définie en cliquant sur le bouton *Define* et en modifiant la géométrie, les données de chargement, et bien d'autres paramètres.

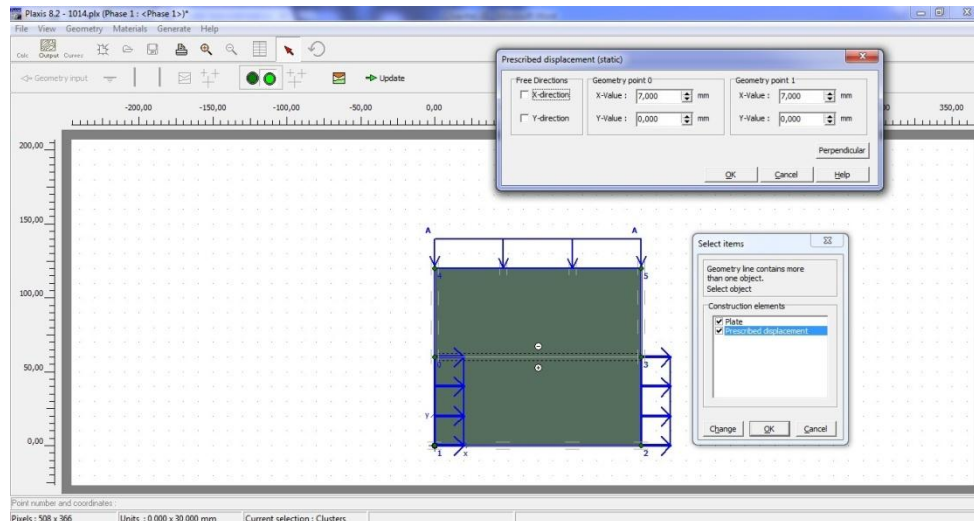


Figure. VII.5 Fenêtre de réglage pour modifier et mettre en marche le modèle géométrique(Define).

2.2.3. Sélection des points pour les courbes (Select points for curves)

Après la définition des phases de calcul, et avant de lancer, il est important de sélectionner des points vu qu'il n'est pas possible de générer des courbes pour des points qui n'ont pas été sélectionnés avant le calcul pour pouvoir tracer des courbes effort-déplacement et contraintes-déformations. Si le maillage d'éléments finis est régénéré (après avoir été raffiné ou modifié), la position des nœuds et des points de contrainte change. Les nœuds et les points de contrainte précédemment sélectionnés peuvent apparaître dans des positions complètement différentes. Les nœuds et points de contrainte devront alors être sélectionnés de nouveau après régénération du maillage. On a un maximum de 10 nœuds qui peuvent être sélectionnés pour la génération des courbes autant pour les courbes effort-déplacement et contraintes-déformations. La sélection s'opère en déplaçant le pointeur de la souris sur le nœud choisi et en cliquant sur le bouton gauche de la souris. Les nœuds sélectionnés sont indiqués par des lettres dans l'ordre alphabétique(**Figure.VII.6**). Ces lettres réapparaîtront dans le programme *Curves* pour identifier les points pour lesquels on veut tracer des courbes.

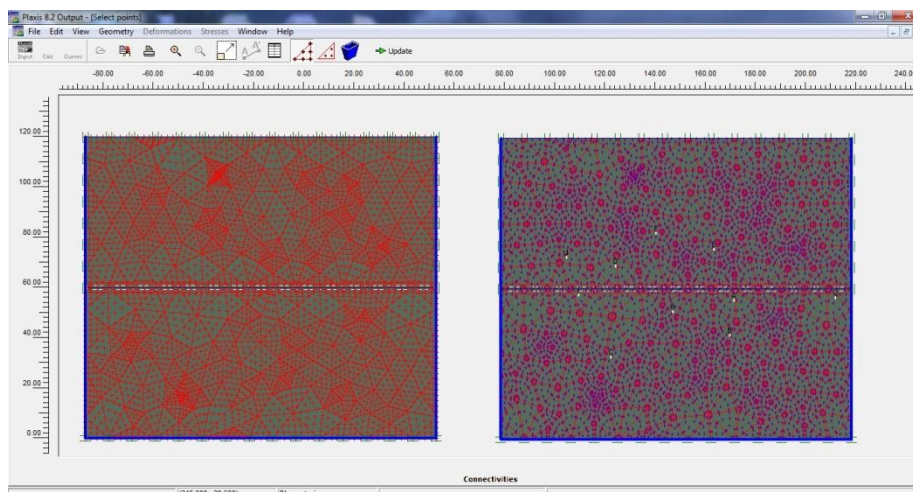


Figure. VII.6 Fenêtre montrant la sélection des points pour les courbes (le résultat en Output n'est pas donné ainsi).

2.2.4. Exécution de la procédure de calcul

Lorsque les phases de calcul ont été définies et les points pour les courbes sélectionnés, la procédure de calcul peut être exécutée. Avant de la lancer, il est cependant préférable de vérifier la liste des phases de calcul. En principe, toutes les phases de calcul signalées par une flèche bleue seront exécutées dans la procédure de calcul. Par défaut, si l'on définit une phase de calcul, celle-ci sera automatiquement sélectionnée pour les calculs.

Une phase de calcul précédemment exécutée est marquée d'une coche verte (**Figure.VII.7**). Si le calcul est parvenu à son terme, sinon elle est indiquée par une croix rouge. Pour sélectionner ou désélectionner une phase de calcul à exécuter, il faudra soit double-cliquer sur la ligne correspondante, soit appuyer sur le bouton droit de la souris au niveau de la ligne correspondante puis sélectionner l'option *Mark calculate* ou l'option *Unmark calculate* dans le menu du curseur.

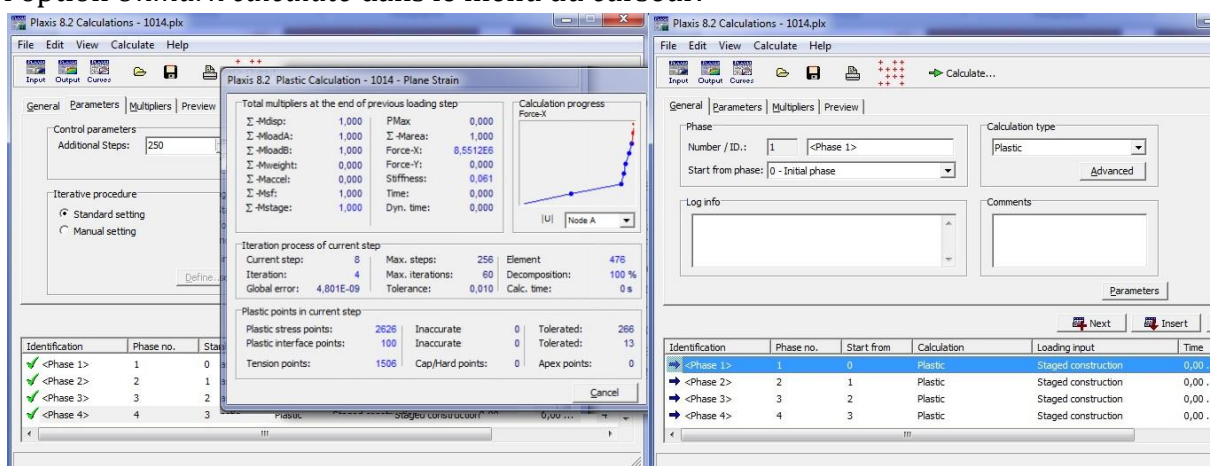


Figure. VII.7 A droite l'étape calcul prête à l'exécution; A gauche l'étape en fin d'exécution.

2.3. Etape 3: Le programme de résultats (OUTPUT)

OUTPUT est une partie du logiciel PLAXIS 8.2 et contient tous les éléments qui permettent de visualiser les résultats des calculs aux éléments finis. Au lancement du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul approprié ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés. Après cette sélection, une première fenêtre de résultats est ouverte ; celle-ci affiche le maillage déformé (**Figure.VII.8**). Et toujours avec ce programme, on peut afficher tout autre résultat tel que les déformations ou les contraintes suivant différents axes.

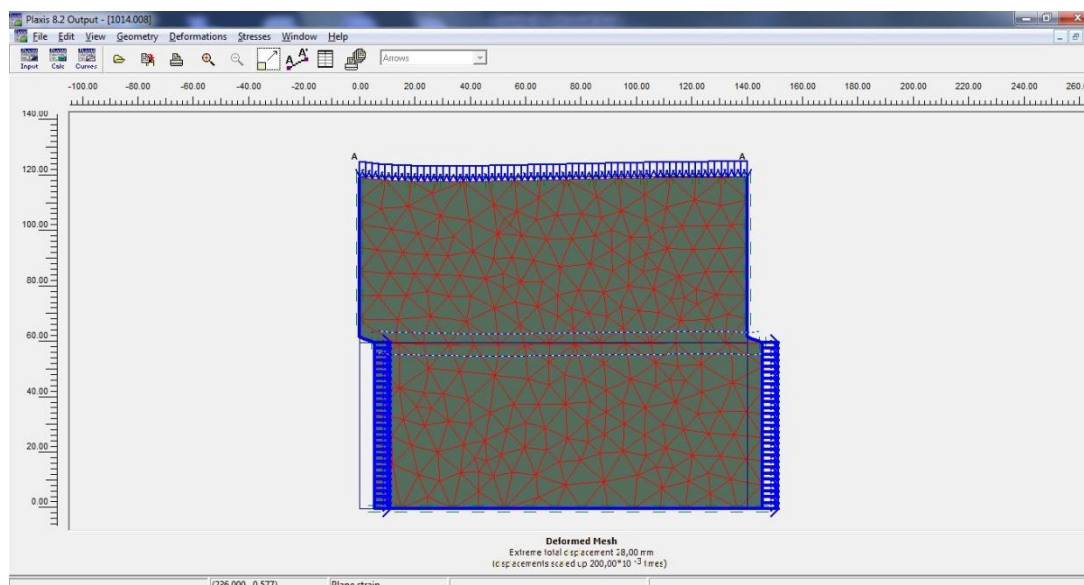


Figure. VII.8 Fenêtre principale du programme *OUTPUT* affichant le maillage déformé.

2.4. Etape 4: Le programme de courbes (CURVES)

CURVES est une partie du logiciel PLAXIS 8.2 qui contient toutes les options nécessaires pour générer des courbes charge-déplacement, des courbes contraintes-déformations ou des courbes déformations volumiques déformations axiales (**Figure VII.9**). Au début du programme *Curves*, il faut choisir entre ouvrir une courbe existante et en créer une nouvelle. Si *New chart* est sélectionné, la fenêtre *Curve generation* apparaît, dans laquelle les paramètres de génération de courbes sont réglés. En sélectionnant *Existing chart*, la fenêtre de sélection permet un choix rapide de l'une des quatre courbes les plus récentes. Si le graphique à sélectionner n'apparaît pas dans la liste, l'option <<<More files>>> peut être utilisée.

Le gestionnaire de fichiers général apparaît alors, ce qui permet à l'utilisateur d'avoir un aperçu de tous les répertoires disponibles et de choisir le fichier graphique de PLAXIS 8.2 souhaité. Après la sélection d'un projet existant, le graphique correspondant apparaît dans la fenêtre principale.

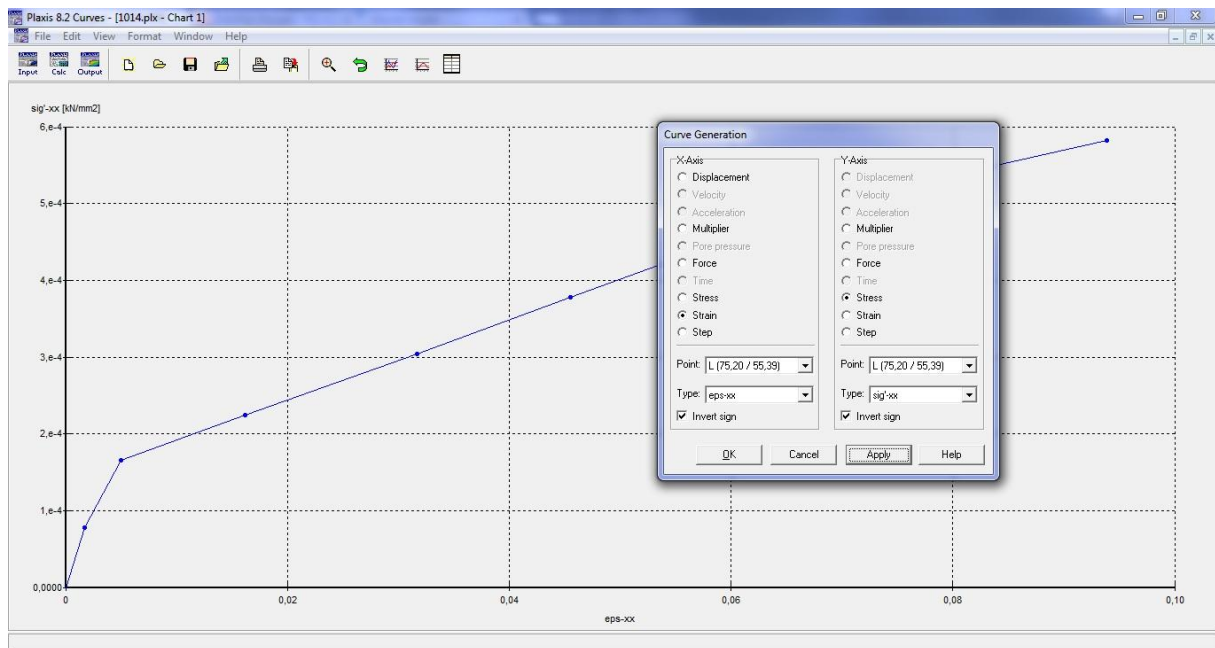


Figure.VII.9 Fenêtre principale du programme *CURVES* affichant une courbe STRAIN-STRESS.

Chapitre VIII

Présentation et interprétation des résultats de Plaxis 8.2

1. La géométrie du modèle

Le modèle est la réplique d'une boîte de cisaillement qui sera modélisé par un modèle géométrique plan (2D) avec des mesures de largeur et de profondeur qui dépendent de la classe du matériau. Les dimensions sont présentées dans le Tableau (VIII.1).

Conditions aux limites : pour la demi-boîte supérieure, nous lui permettons uniquement les déplacements verticaux (Horizontal Fixity). Pour ce qui est de la demi-boîte inférieure aucun déplacement ne lui sera bloqué sauf pour la plaque inférieure, nous bloquons les déplacements verticaux pour éviter d'avoir une déformation de l'acier (Vertical Fixity).

Comme nous le voyons entre les deux demi-boîtes, nous avons créé ce qui est appelé INTERFACE pour pouvoir exécuter le glissement de la demi-boîte inférieure.

Pour ce qui est de la charge, nous voyons sur la Figure (VIII.1) une charge uniformément répartie nommée « A » et pour finir, nous avons créé un déplacement (Prescribed Displacements) d'une même distance dans chaque phase pour chaque coté de la demi-boîte inférieure.

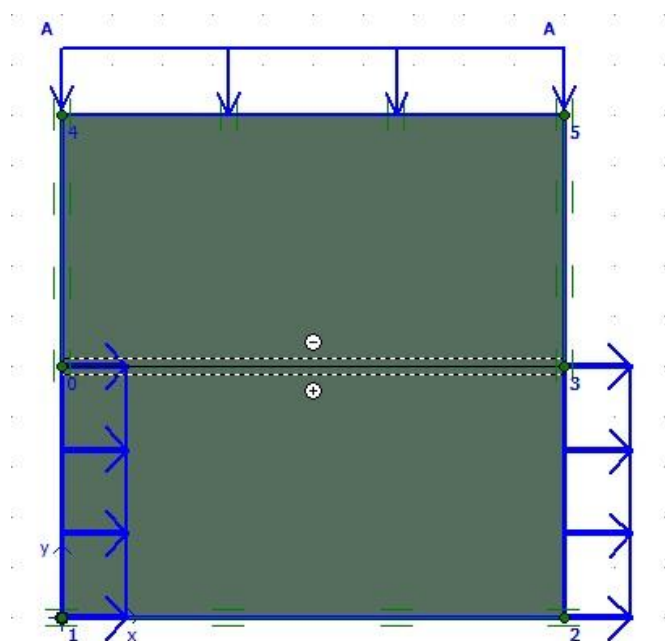


Figure. VIII.1 Modèle géométrique de la boîte de cisaillement sous PLAXIS 8.2.

Tableau.VIII.1 Les dimensions des boîtes de cisaillement.

Granulométries	Largeur de la demi-boîte supérieure et inférieure	Hauteur de la demi-boîte inférieure	Hauteur de la demi-boîte supérieure
0/6	60 (mm)	30 (mm)	30 (mm)
6/10	100 (mm)	50 (mm)	50 (mm)
10/14	140 (mm)	70 (mm)	70 (mm)

2. Caractéristiques des matériaux

2.1. Propriétés des sols :

Les deux Tableaux (VIII.2 et VIII.3) regroupent les paramètres des matériaux pour chaque classe granulaire utilisée dans les essais de cisaillement direct à la boîte simulés sous Plaxis.

Tableau.VIII.2 Propriétés du Granit.

Paramètres	Nom	Granit (0/6)	Granit (6/10)	Granit (10/14)	unité
Modèle type	Modèle	Mohr-Coloumb	Mohr-Coloumb	Mohr-Coloumb	-
Type de comportement	Type	Drainé	Drainé	Drainé	-
Poids volumique sec	γ_{unsat}	$1,23 \cdot 10^{-8}$	$1,03 \cdot 10^{-8}$	$1,02 \cdot 10^{-8}$	KN/mm ³
Poids volumique humide	γ_{sat}	$1,77 \cdot 10^{-8}$	$1,65 \cdot 10^{-8}$	$1,64 \cdot 10^{-8}$	KN/mm ³
Perméabilité horizontale	K_x	0,7576	0,4991	1,1192	mm/s
Perméabilité vertical	K_y	0,7576	0,4991	1,1192	mm/s
Module de Young	E_{ref}	0,014	0,006	0,005	KN/mm ²
Coefficient de poisson	ν	0,3	0,3	0,3	--
Cohésion	C_{ref}	$2,836 \cdot 10^{-4}$	$2,635 \cdot 10^{-4}$	$1,427 \cdot 10^{-4}$	KN/mm ²
Angle de frottement	φ'	32,030	33,020	34,830	Degrés
Angle de dilatation	Ψ	2,03	3,02	4,83	Degrés
Facteur de rigidité de l'interface	R_{inter}	Rigide	Rigide	Rigide	-
Perméabilité de l'interface	Permeability	Perméable	Perméable	Perméable	-

Tableau.VIII.3 Propriétés du Calcaire.

Paramètres	Nom	Calcaire (6/10)	unité
Modèle type	Modèle	Mohr-Coloumb	-
Type de comportement	Type	Drainé	-
Poids volumique sec	γ_{unsat}	$1,44 \cdot 10^{-8}$	KN/mm ³
Poids volumique humide	γ_{sat}	$2,018 \cdot 10^{-8}$	KN/mm ³
Perméabilité horizontale	K_x	3,205	mm/s
Perméabilité vertical	K_y	3,205	mm/s
Module de Young	E_{ref}	0,010	KN/mm ²
Coefficient de poisson	N	0,3	--
Cohésion	C_{ref}	$6,35 \cdot 10^{-5}$	KN/mm ²
Angle de frottement	φ'	49,21	Degrés
Angle de dilatation	ψ	19,21	Degrés
Facteur de rigidité de l'interface	R_{inter}	Rigide	-
Perméabilité de l'interface	Permeability	Perméable	-

2.2. Propriétés de l'Acier :

Le matériau qui contourne l'échantillon est nommé plat dans le logiciel et pour approcher la réalité, nous avons utilisé l'Acier. Le Tableau (VIII.4) regroupe les paramètres de ce matériau.

Tableau.VIII.4 Propriétés de l'Acier.

Paramètres	Nom	Acier	Unité
Modèle Type	Model	Elastique	-
Rigidité normal	EA	$7,500 \cdot 10^5$	KN/mm
Rigidité de flexion	El	$4,000 \cdot 10^6$	KN.mm ² /mm
Epaisseur équivalente	D	8,000	Mm
Poids	W	$4,000 \cdot 10^{-9}$	KN
Coefficient de poisson	ν	0,000	-

3. Génération des maillages

Les modèles ci-dessous sont des modèles avec des éléments à 15 nœuds comme le montre la Figure (VIII.2) et le Tableau (VIII.5) donne les différentes informations sur les maillages fait pour les deux matériaux granulaires (granite et calcaire) sous les différentes classes.

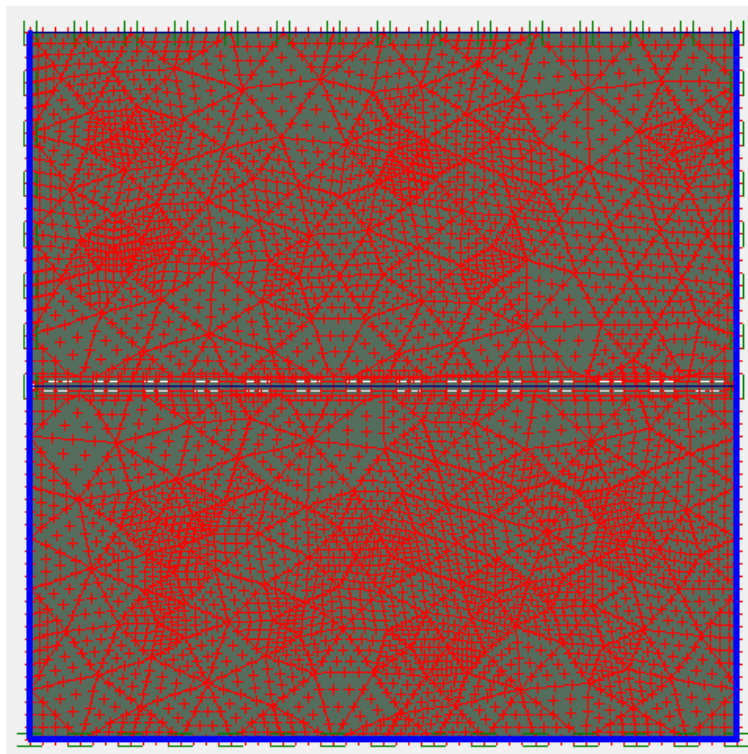


Figure.VIII.2 Maillage du modèle de la classe 0/6.

Tableau. VIII.5 Informations sur le maillage.

Matériau	Granulométries	Nombres d'éléments	Nombres des nœuds	Nombres des points de stresses
Granit	0/6	484	4095	5808
	6/10	516	4351	6192
	10/14	502	4239	6024
Calcaire	6/10	516	4351	6192

4. Conditions initiales

Avant de lancer le calcul, on doit fixer les conditions initiales qui nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales.

4.1. Contraintes initiales

Pour le calcul des contraintes initiales, le logiciel PLAXIS désactivera automatiquement tous les chargements et les éléments de structure dans la configuration géométrique initiale, puisque en général, ces objets doivent être appliqués dans une phase de calcul ultérieure et ne sont pas présents dans la situation initiale. Notons que la procédure *K0* (*K0-procedure*) pour la génération des contraintes initiales ne prend pas en considération les charges extérieures et le poids des éléments de structure. Le logiciel Plaxis Donc les valeurs de K_0 seront calculées par défaut. Et on garde le poids du sol à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité. Les Figures (VIII.3 ; VIII.4 ; VIII.5 ; VIII.6) Montrent les résultats des contraintes initiales.

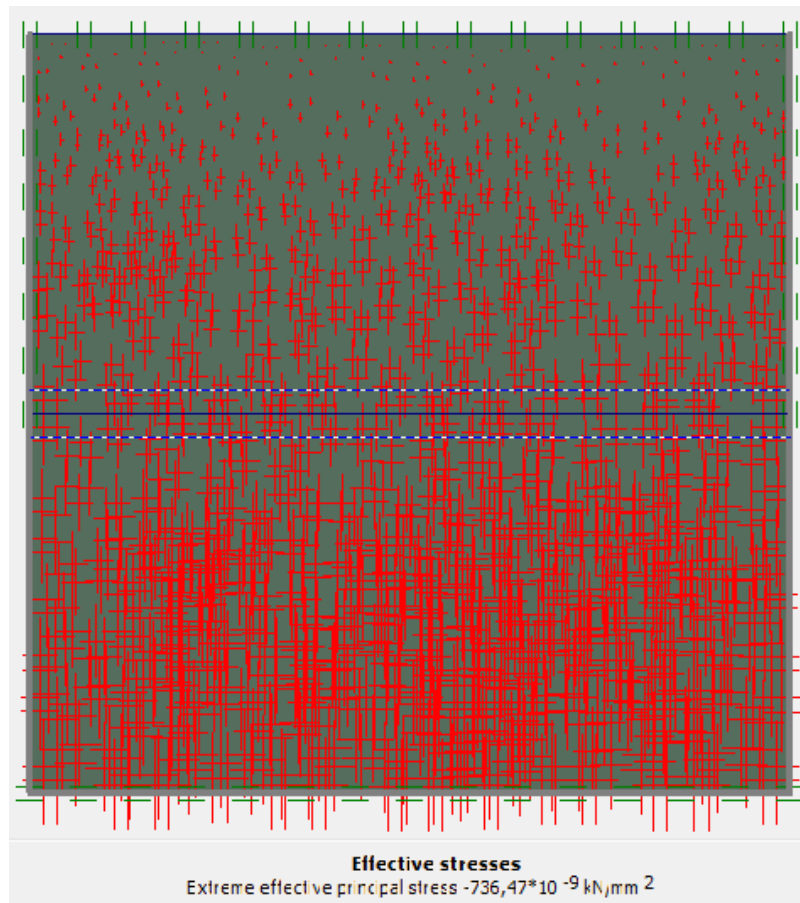


Figure.VIII.3 Génération des contraintes initiales pour du Granit de classe 0/6.

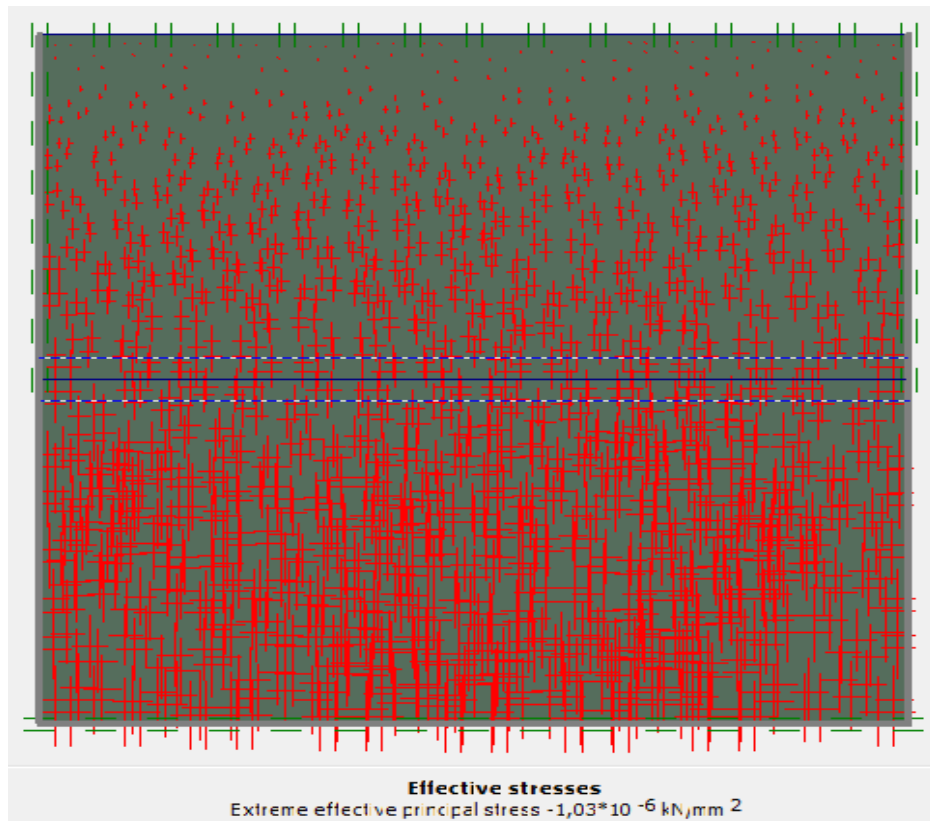


Figure.VIII.4 Génération des contraintes initiales pour du Granit de classe 6/10.

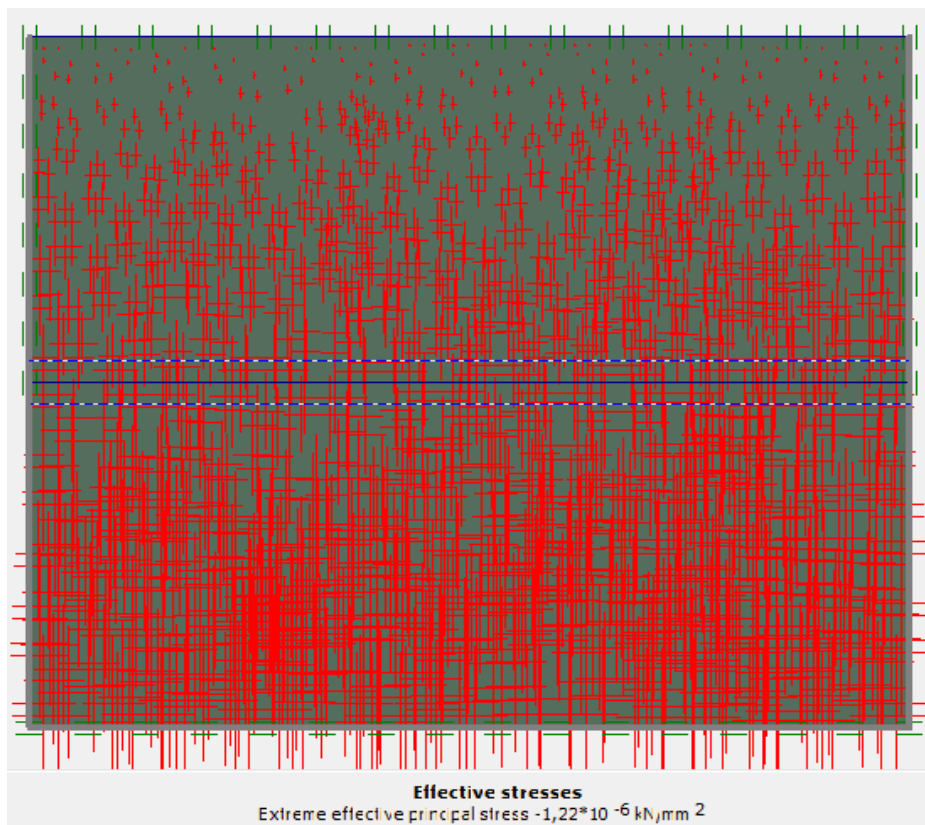


Figure.VIII.5 Génération des contraintes initiales pour du Granit de classe 10/14.

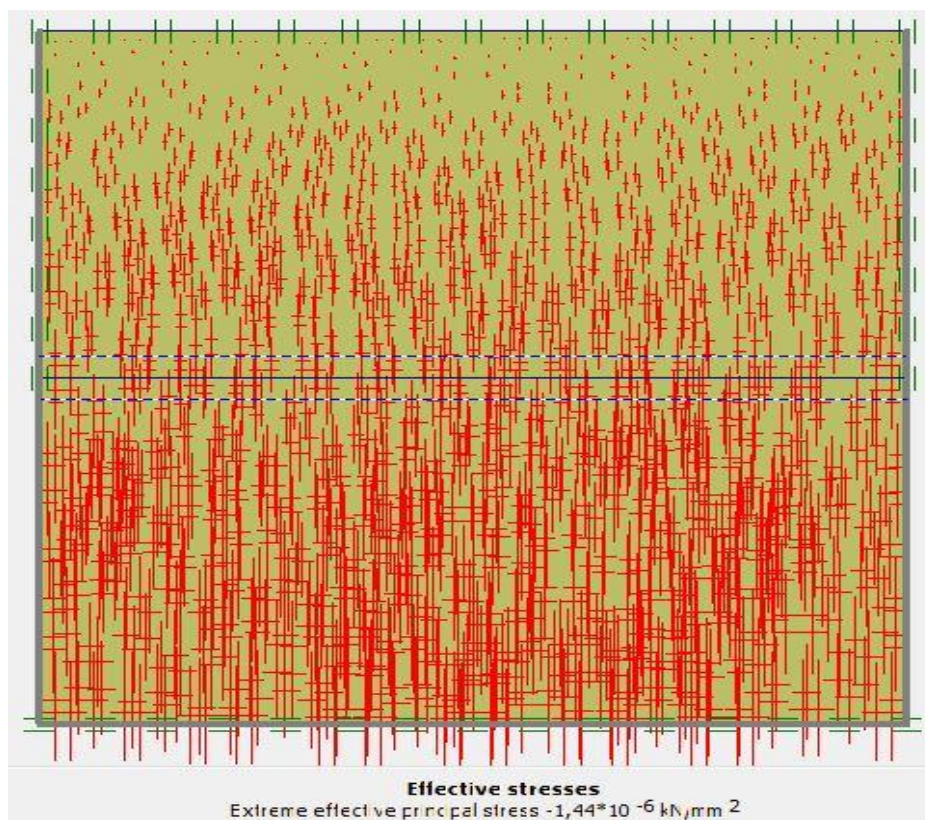


Figure.VIII.6 Génération des contraintes initiales pour du Calcaire de classe 6/10.

5. Procédure de calculs

Le calcul des modèles est fait en 4 phases pour les différentes classes, pour ceci, nous fixons la charge verticale et nous faisons varier le déplacement horizontal (Prescribed displacements) pour arriver à un déplacement de 20% de la largeur de la boîte pour simuler un essai de cisaillement avec le *loading Input; Staged construction*.

Tableau. VIII.6 Les données des déplacements prescrits en fonction des phases

Granulométrie	0/6	6/10	10/14
Phase 1	3 (mm)	5 (mm)	7 (mm)
Phase 2	6 (mm)	10 (mm)	14 (mm)
Phase 3	9 (mm)	15 (mm)	21 (mm)
Phase 4	12 (mm)	20 (mm)	28 (mm)

6. Calcul des angles et largeurs des bandes de cisaillement

Pour commencer, nous devons limiter la largeur de la bande de cisaillement sur le diagramme donné par Output du logiciel de Plaxis, pour cela, nous prenons la valeur de τ au pic de la courbe réalisée avec [Curves program] c'est-à-dire la valeur de la contrainte de cisaillement correspondant à la rupture ($\text{Sig}_{xx} = 5,52 \cdot 10^{-4} \text{ [KN/mm}^2\text{]}$) comme s'est représenté dans les Figures (VIII.7 et VIII.9).

Et avec la contrainte de rupture, nous déterminons la couleur dans l'échelle du diagramme qui va limiter la bande de cisaillement. Puis, il suffirait de prendre le maximum de point pour tracer la bande de cisaillement en sachant que les deux lignes qui vont limiter cette bande seront parallèles, les Figures (VIII.8 et VIII.10) montrent la largeur et l'angle de la bande de cisaillement sur le diagramme.

- **Exemple 1 :**

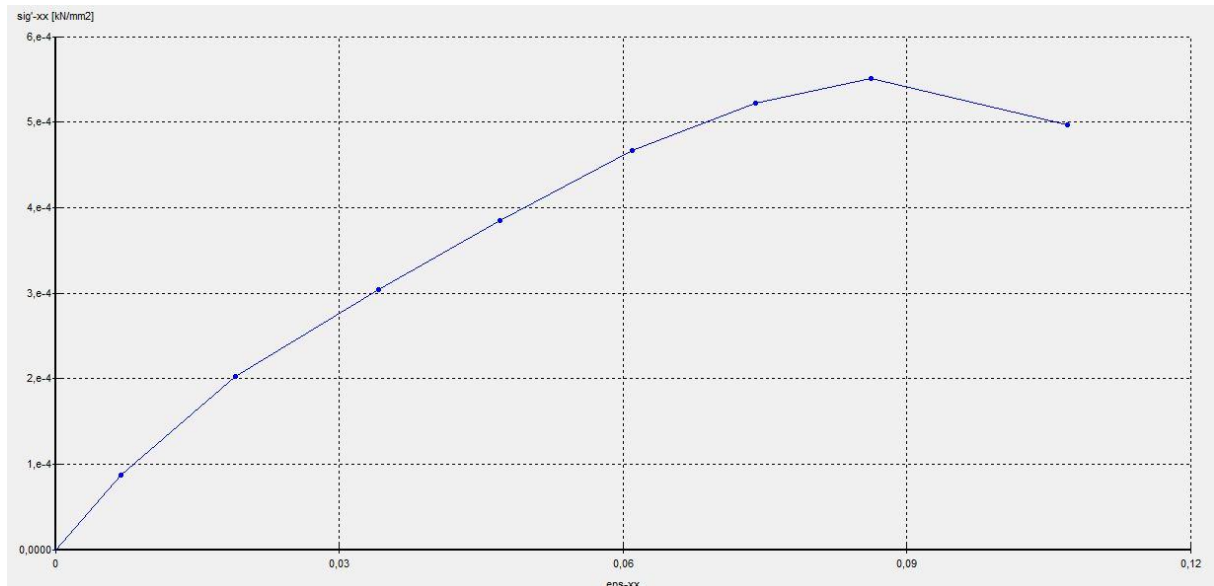


Figure.VIII.7 Courbe contrainte-déformation du granit de classe 6/10 sous une contrainte normal de 300Kpa ($3 \cdot 10^{-4}$ [KN/mm²]).

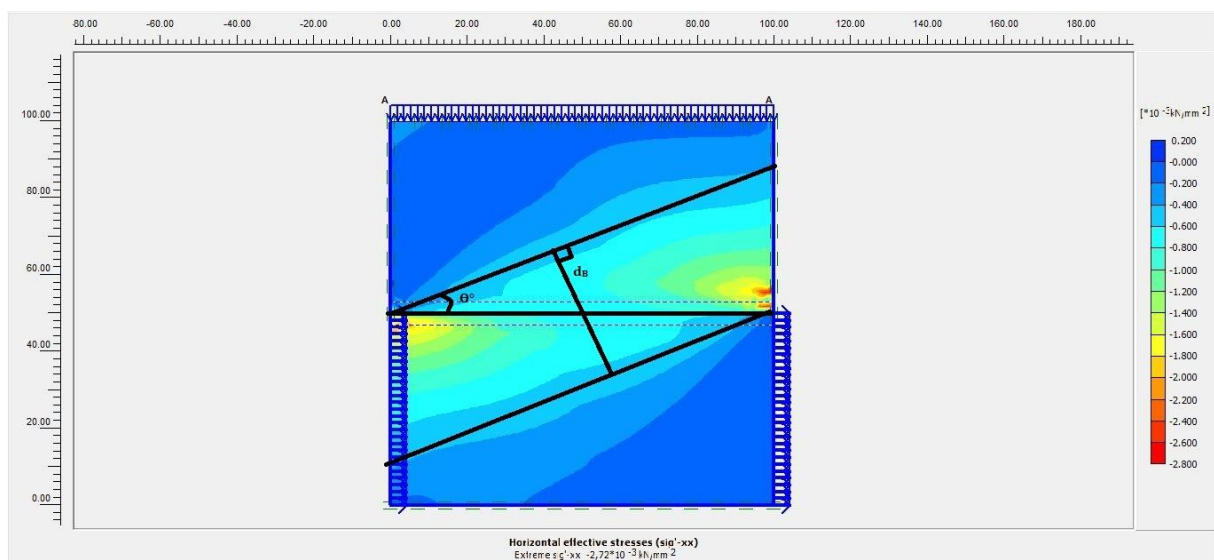


Figure.VIII.8 Résultat des contraintes de cisaillement du granit de classe 6/10 sous une contrainte normal de 300Kpa ($3 \cdot 10^{-4}$ [KN/mm²]).

- **Exemple 2 :**

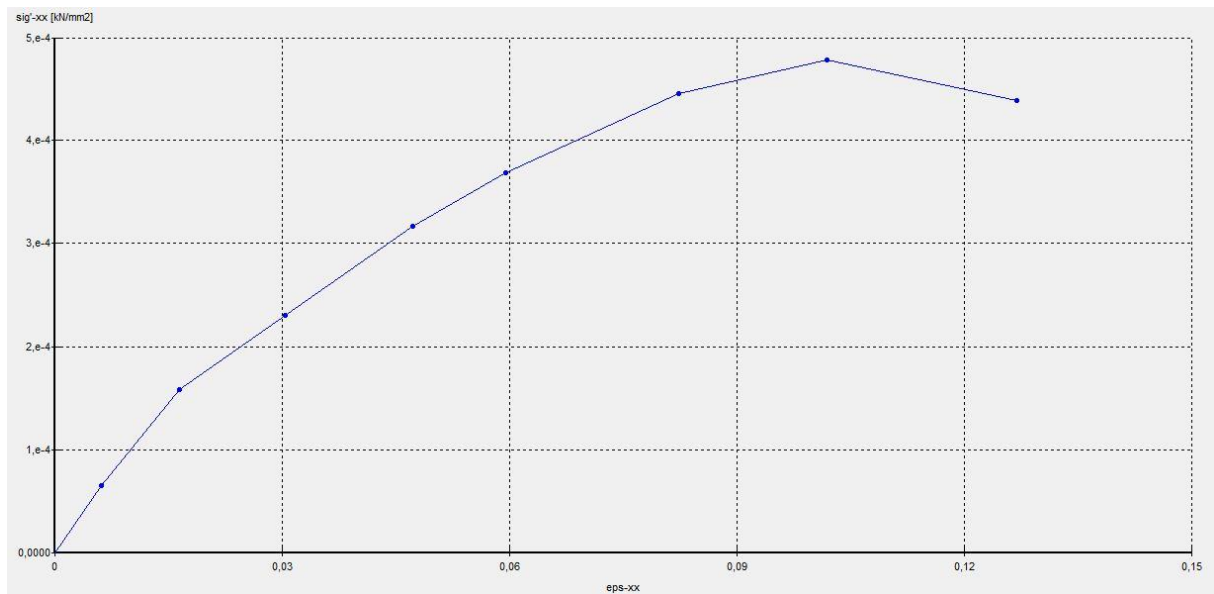


Figure.VIII.9 Courbe contrainte-déformation du granit de classe 10/14 sous une contrainte normal de 300Kpa ($3 \cdot 10^{-4}$ [KN/mm²])

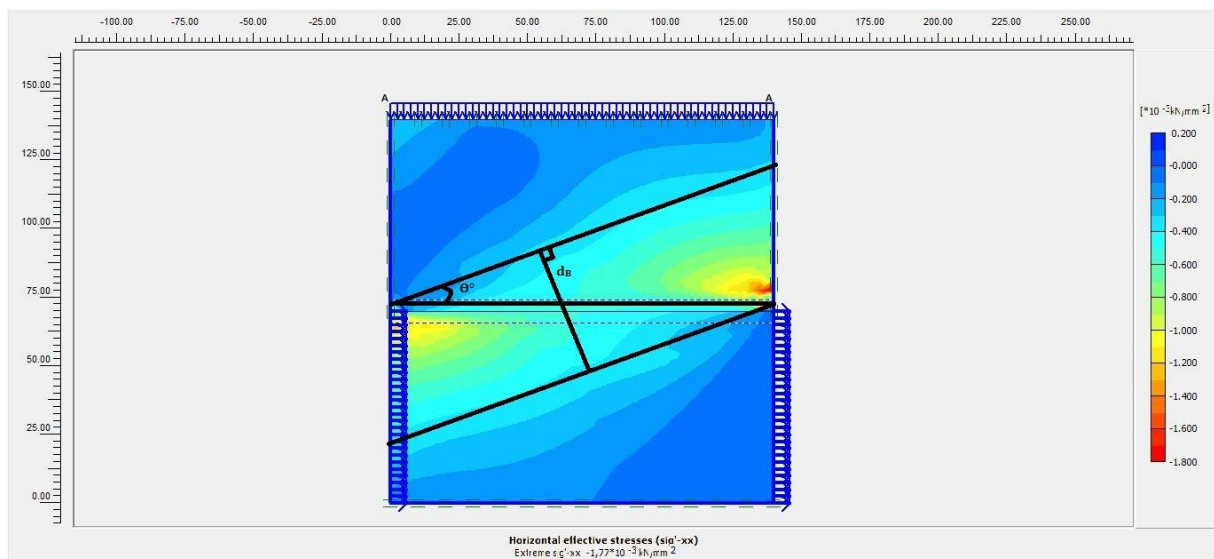


Figure.VIII.10 Résultat des contraintes de cisaillement du granit de classe 10/14 sous une contrainte normal de 300Kpa ($3 \cdot 10^{-4}$ [KN/mm²]).

7. Les principaux résultats

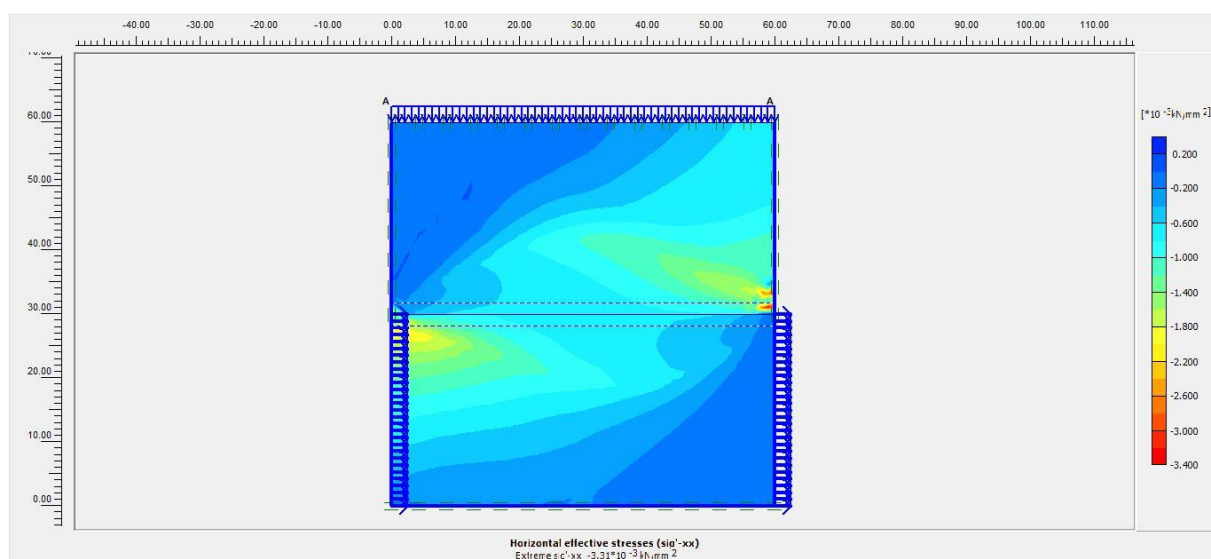
Les paramètres de la bande de cisaillement ont été calculés et mesurés à l'aide d'opération mathématique et d'outils informatique pour une meilleure précision, les résultats sont présentés dans les Tableaux (VIII.7 ; VIII.8 ; VIII.9; VIII.10.).

7.1. Résultats des calculs effectués sur PLAXIS pour un Granit de classe (0/6)

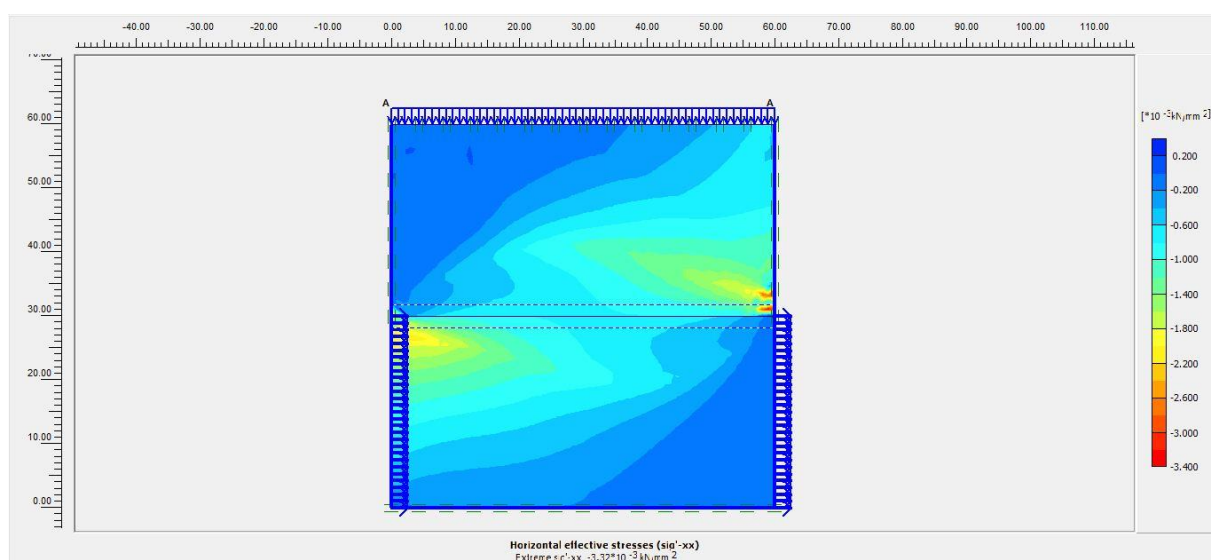
Tableau. VIII.7 Les résultats après calcul pour la classe 0/6

Contraintes vertical (Statique load System) [KN/mm ²]	Contrainte Horizontale maximale selon (xx) dans le schéma [KN/mm ²]	Contrainte Horizontale maximale selon (xx) d'après les courbes	Largeur de la bande de cisaillement (d _B) [mm]	Angle de la bande de cisaillement (Degrés)
1*10 ⁻⁴	3,31*10 ⁻³	3,21*10 ⁻⁴	21,83	21,34
2*10 ⁻⁴	3,32*10 ⁻³	4,09*10 ⁻⁴	21,28	20,77
3*10 ⁻⁴	3,41*10 ⁻³	5,26*10 ⁻⁴	20,93	20,42
4*10 ⁻⁴	3,50*10 ⁻³	6,04*10 ⁻⁴	20,71	20,19
5*10 ⁻⁴	3,57*10 ⁻³	7,13*10 ⁻⁴	19,79	19,26

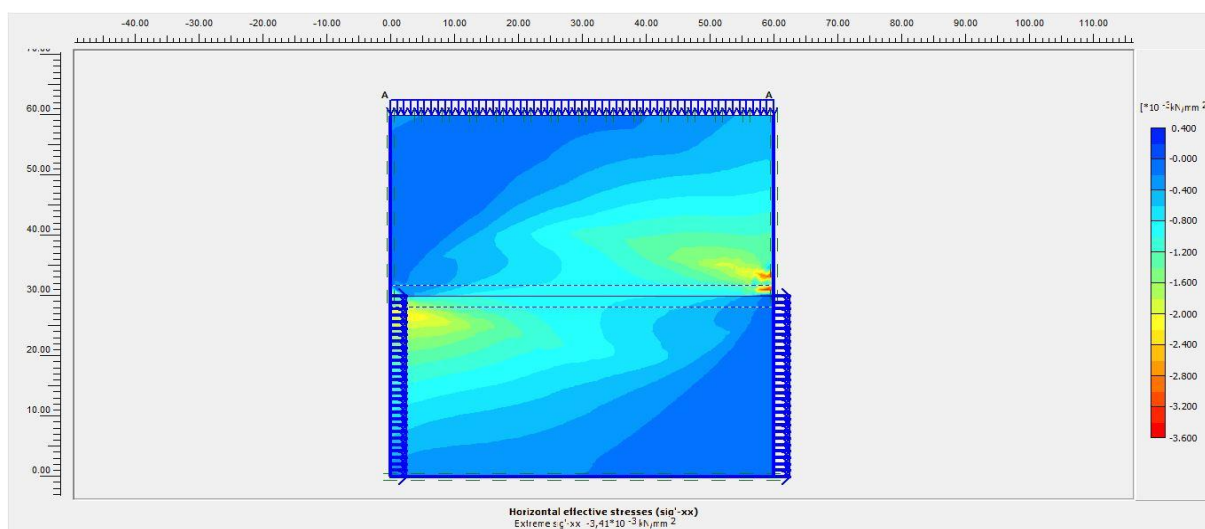
a/ Contrainte normal de 100Kpa (10⁻⁴ [KN/mm²])



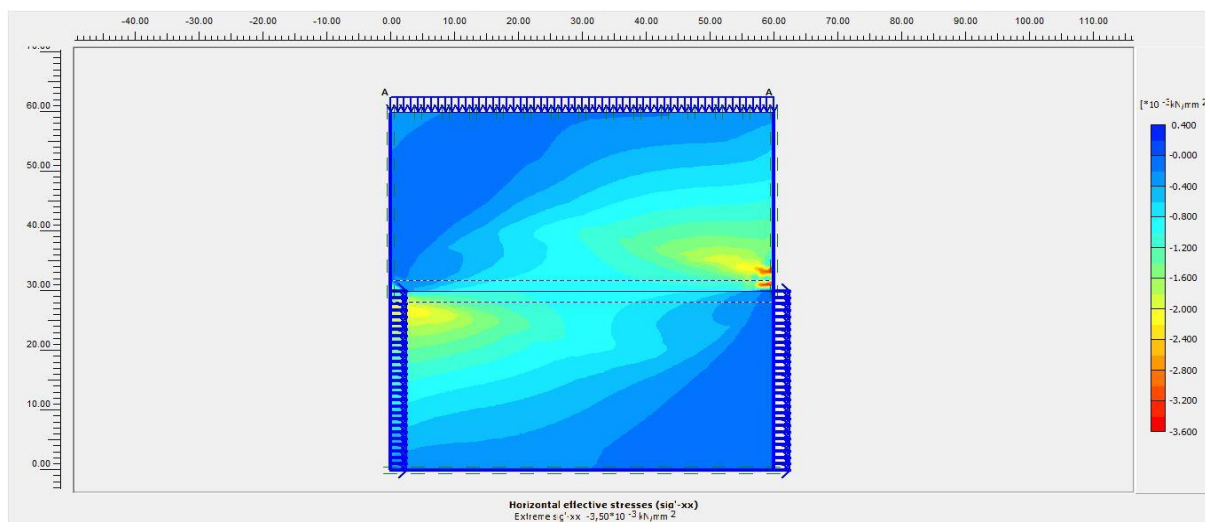
b/ Contrainte normal de 200Kpa (2*10⁻⁴ [KN/mm²])



c/ Contrainte normal de 300Kpa ($3 \cdot 10^{-4}$ [KN/mm²])



d/ Contrainte normal de 400Kpa ($4 \cdot 10^{-4}$ [KN/mm²])



e/ Contrainte normal de 500Kpa ($5 \cdot 10^{-4}$ [KN/mm²])

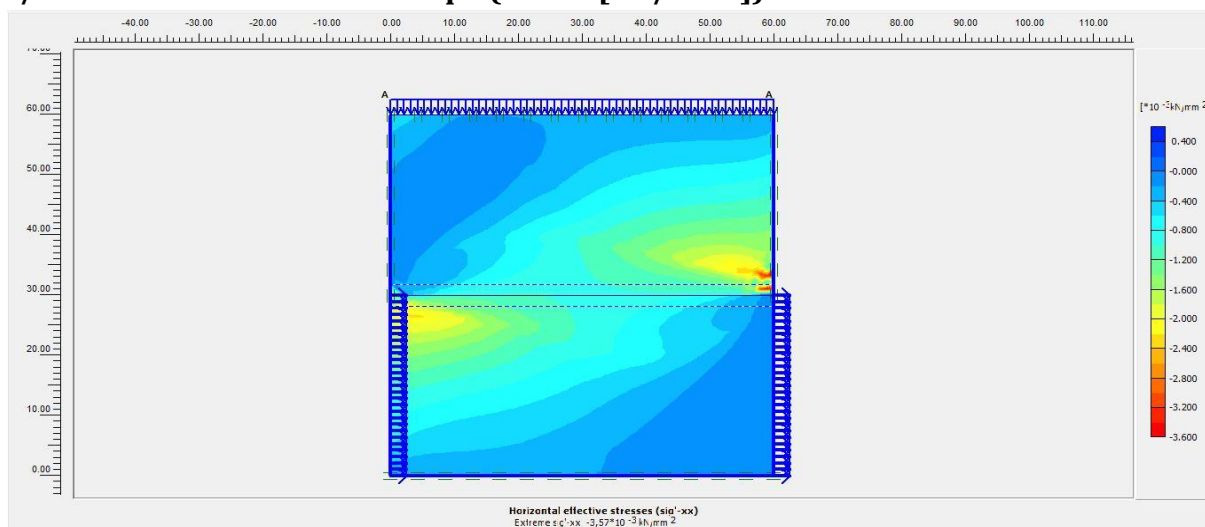


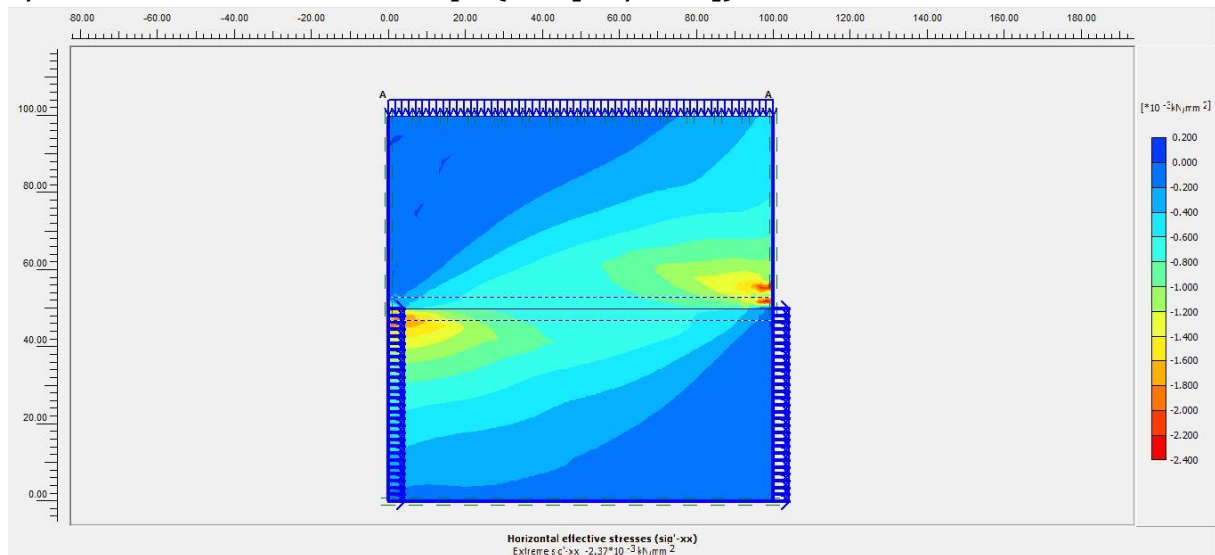
Figure.VIII.11 Diagramme du Granit des différentes contraintes de classe 0/6.

7.2. Résultats des calculs effectués sur Plaxis pour un Granit de classe (6/10)

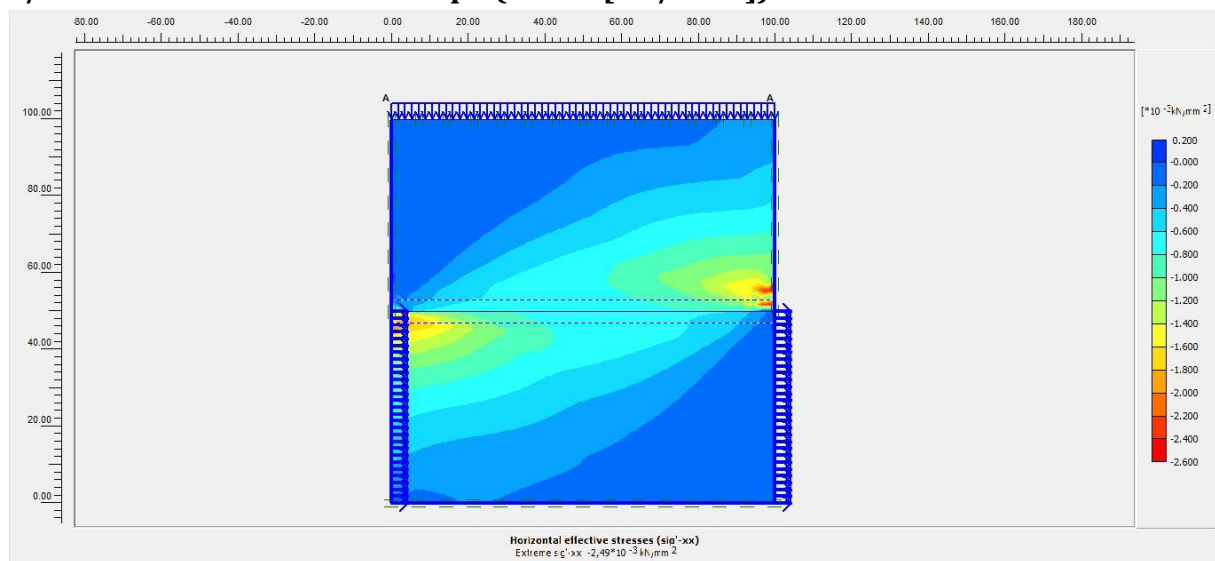
Tableau.VIII.8 Les résultats après calcul pour la classe 6/10

Contraintes vertical (Statique load System) [KN/mm ²]	Contrainte Horizontale maximale selon (xx) dans le schéma [KN/mm ²]	Contrainte Horizontale maximale selon (xx) d'après les courbes	Largeur de la bande de cisaillement (d _B) [mm]	Angle de la bande de cisaillement (Degrés)
1*10 ⁻⁴	2,37*10 ⁻³	3,88*10 ⁻⁴	36,76	21,57
2*10 ⁻⁴	2,49*10 ⁻³	4,55*10 ⁻⁴	36,39	21,34
3*10 ⁻⁴	2,72*10 ⁻³	5,52*10 ⁻⁴	35,46	20,77
4*10 ⁻⁴	2,94*10 ⁻³	5,87*10 ⁻⁴	34,90	20,42
5*10 ⁻⁴	3,15*10 ⁻³	7,35*10 ⁻⁴	34,14	19,96

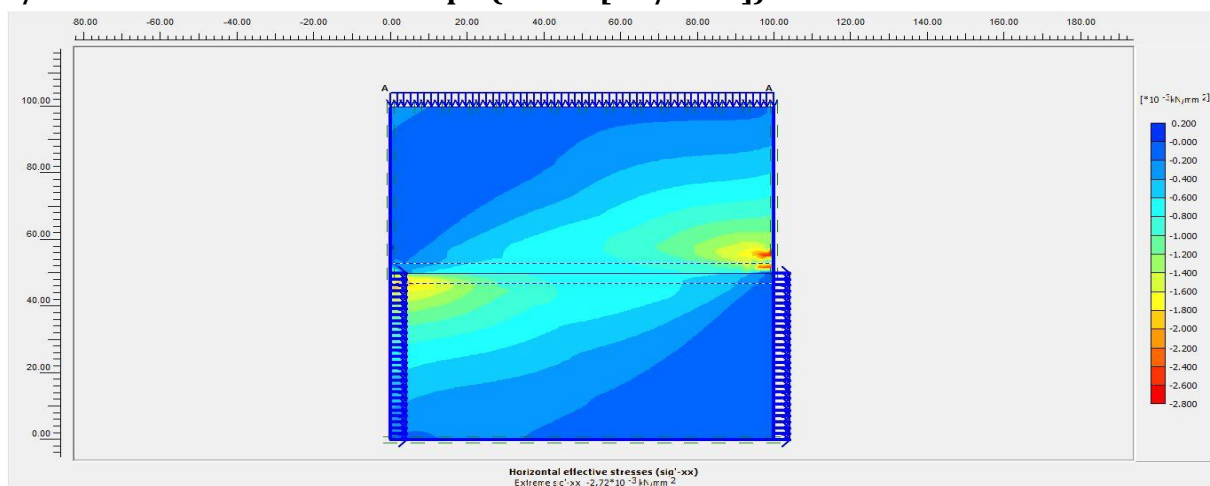
A/ Contrainte normal de 100Kpa (10⁻⁴ [KN/mm²])



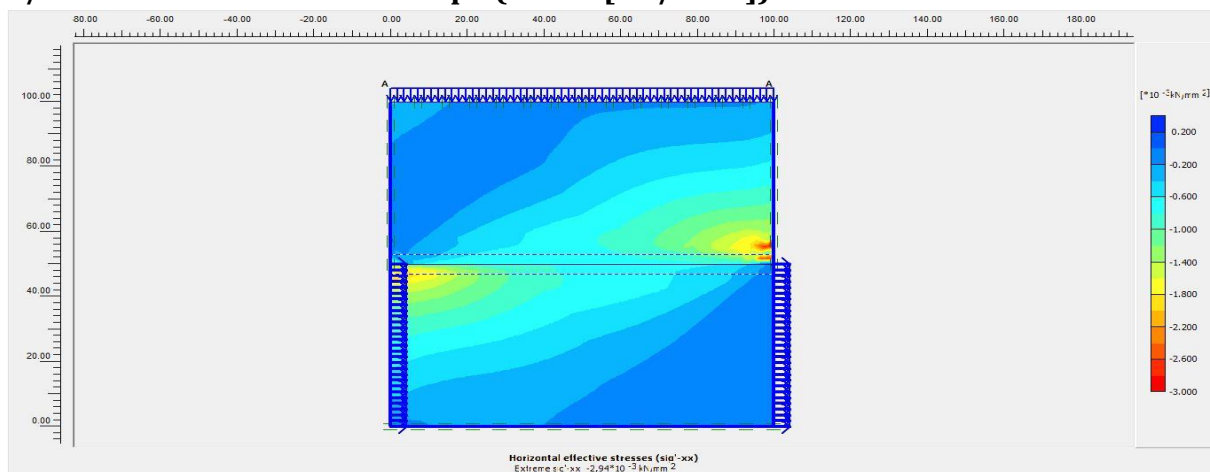
B/ Contrainte normal de 200Kpa (2*10⁻⁴ [KN/mm²])



C/ Contrainte normal de 300Kpa ($3 \cdot 10^{-4}$ [KN/mm²])



D/ Contrainte normal de 400Kpa ($4 \cdot 10^{-4}$ [KN/mm²])



E/ Contrainte normal de 500Kpa ($5 \cdot 10^{-4}$ [KN/mm²])

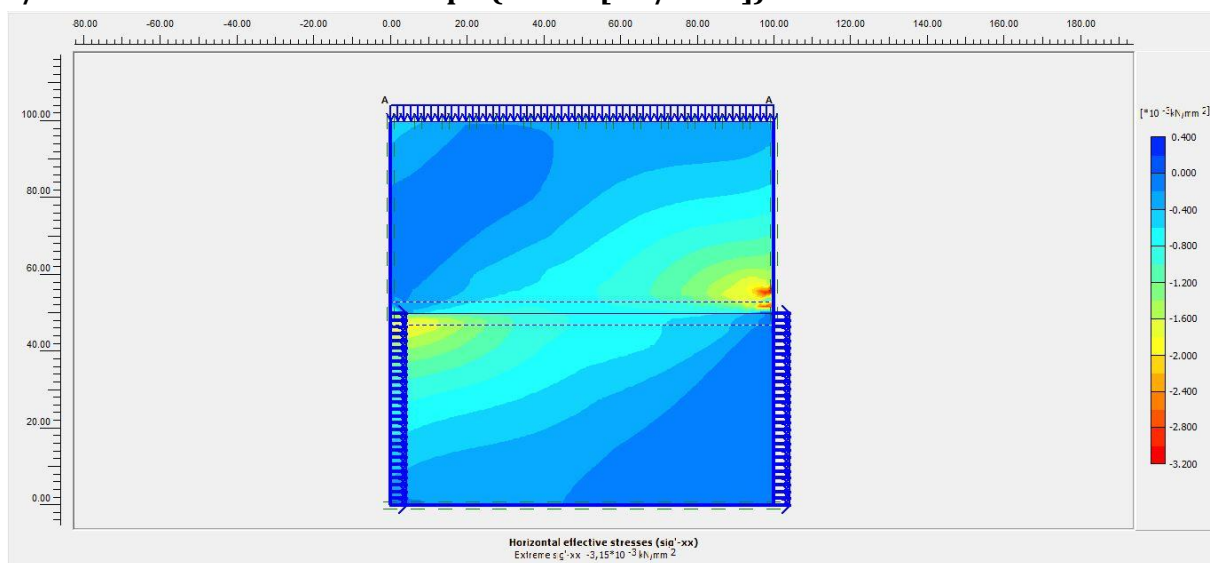


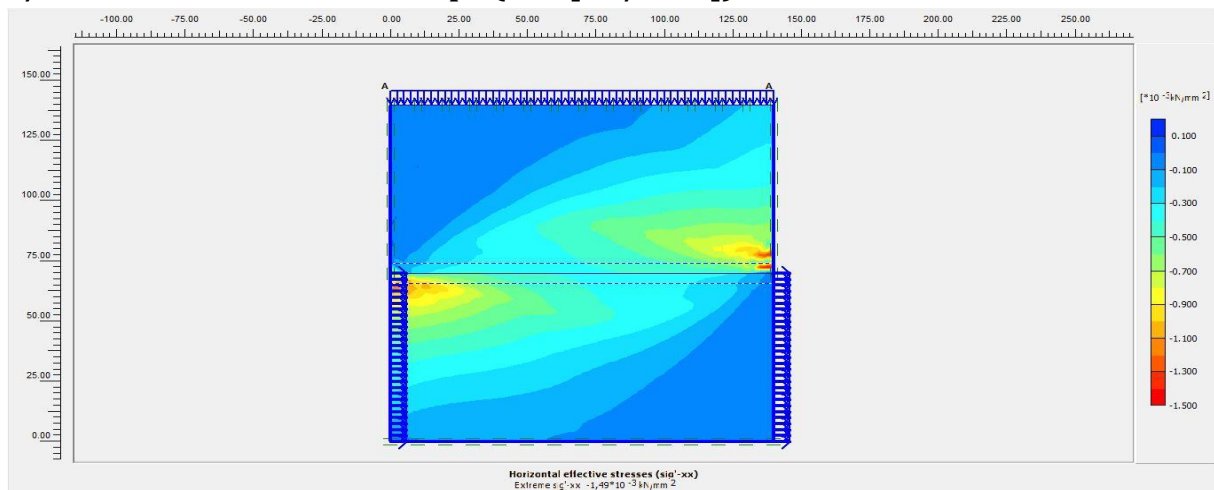
Figure.VIII.12 Diagramme du Granit des différentes contraintes de classe 6/10.

7.3. Résultats des calculs effectués sur PLAXIS pour un Granit de classe 10/14

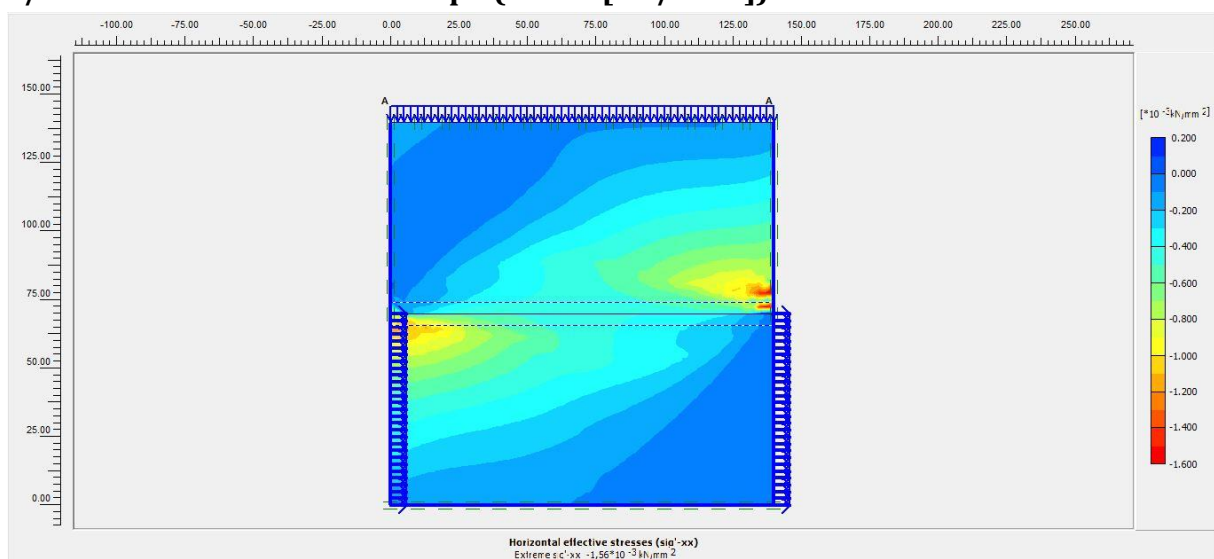
Tableau.VIII.9 Les résultats après calcul pour la classe 10/14

Contraintes vertical (Statique load System) [KN/mm ²]	Contrainte Horizontale maximale selon (xx) dans le schéma [KN/mm ²]	Contrainte Horizontale maximale selon (xx) d'après les courbes	Largeur de la bande de cisaillement (d _B) [mm]	Angle de la bande de cisaillement (degrés)
1*10 ⁻⁴	1,49*10 ⁻³	3,93*10 ⁻⁴	49,91	20,89
2*10 ⁻⁴	1,56*10 ⁻³	4,41*10 ⁻⁴	48,33	20,19
3*10 ⁻⁴	1,77*10 ⁻³	4,77*10 ⁻⁴	47,79	19,96
4*10 ⁻⁴	2,00*10 ⁻³	6,02*10 ⁻⁴	46,99	19,61
5*10 ⁻⁴	2,25*10 ⁻³	6,32*10 ⁻⁴	45,64	19,03

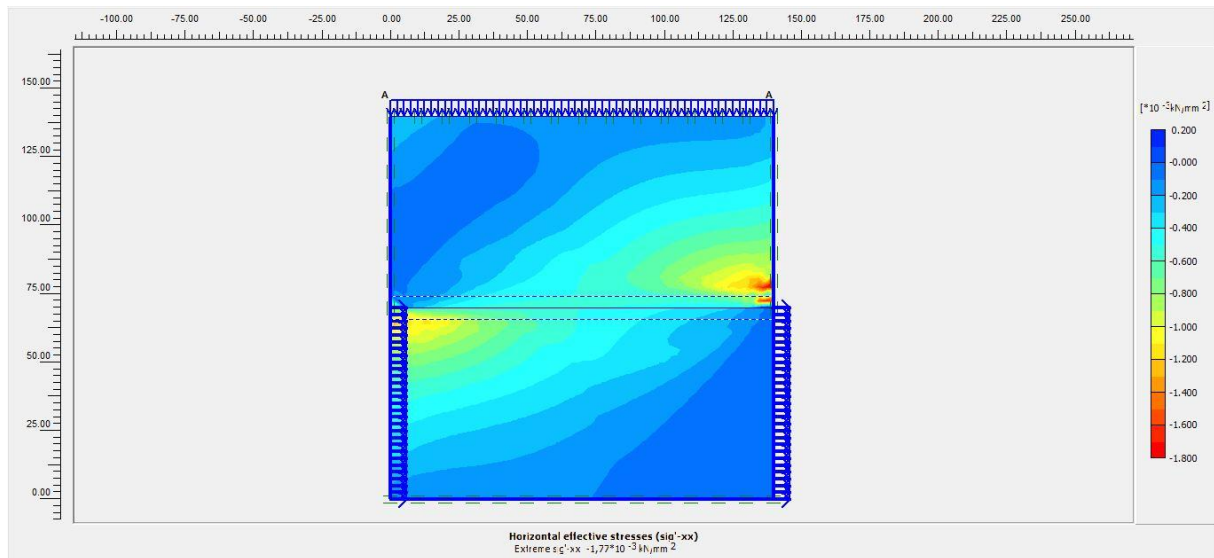
A/ Contrainte normal de 100Kpa (10⁻⁴ [KN/mm²])



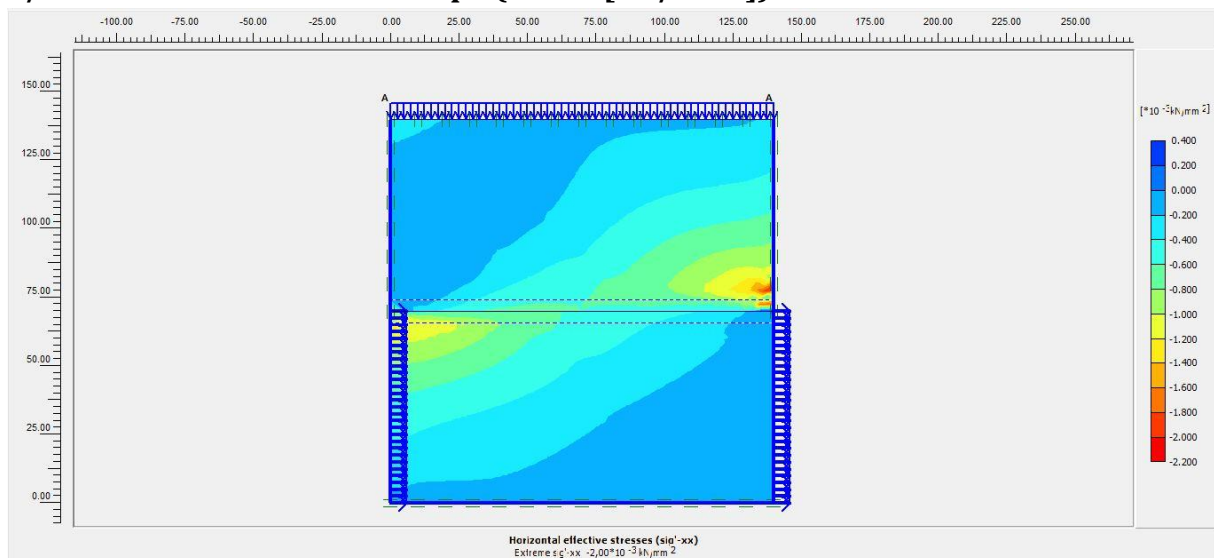
B/ Contrainte normal de 200Kpa (2*10⁻⁴ [KN/mm²])



C/ Contrainte normal de 300Kpa ($3 \cdot 10^{-4}$ [KN/mm²])



D/ Contrainte normal de 400Kpa ($4 \cdot 10^{-4}$ [KN/mm²])



E/ Contrainte normal de 500Kpa ($5 \cdot 10^{-4}$ [KN/mm²])

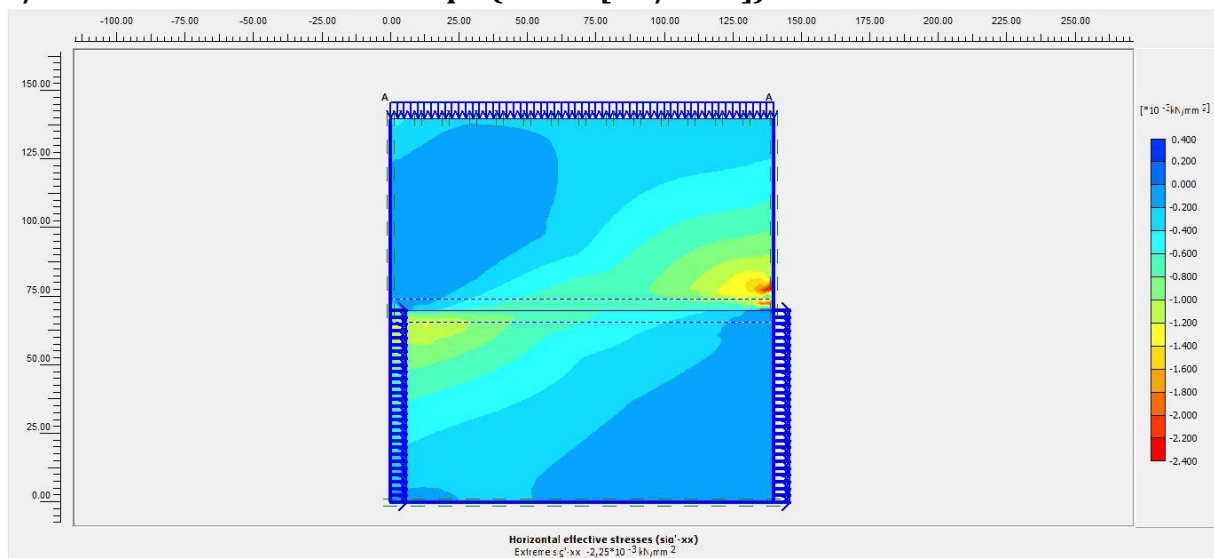


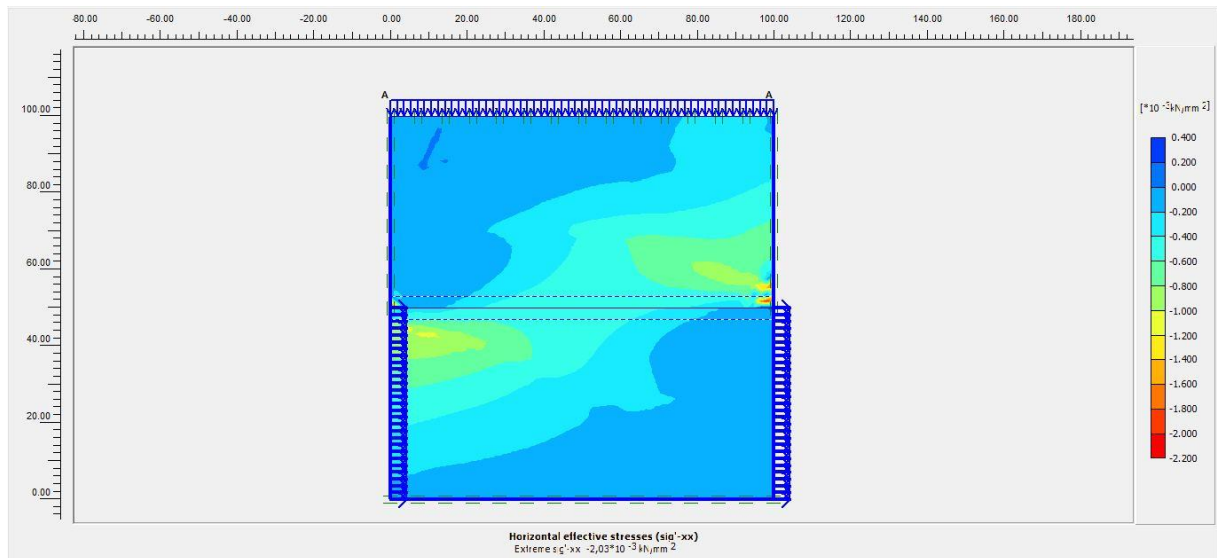
Figure.VIII.13 Diagramme du Granit des différentes contraintes de classe 10/14

7.4. Résultats des calculs effectués sur PLAXIS pour un le Calcaire

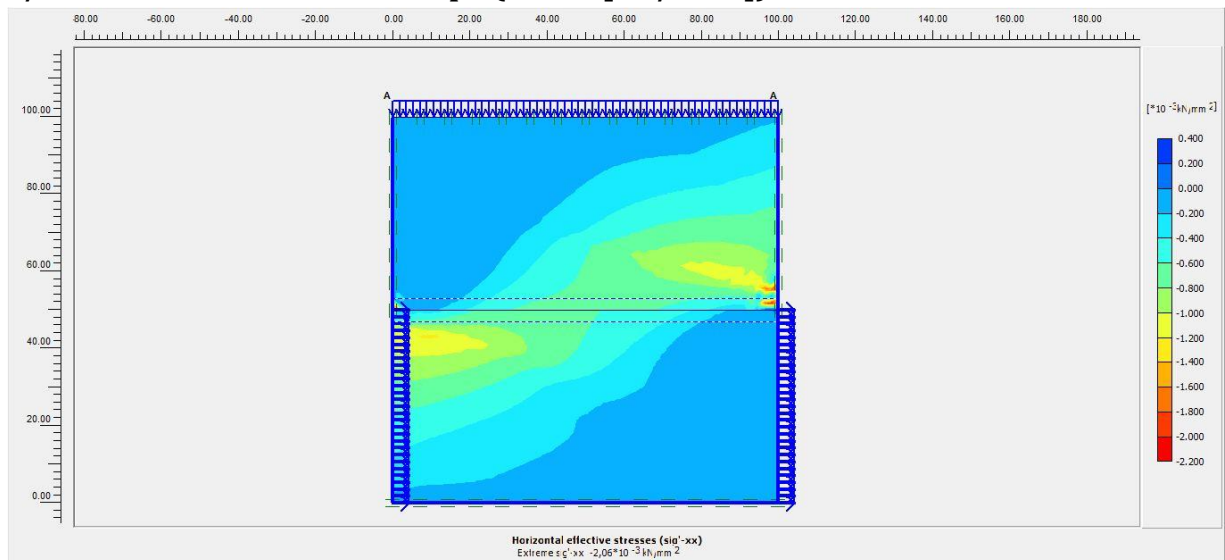
Tableau.VIII.10 Les résultats après calcul pour le Calcaire

Contraintes vertical (Statique load System) [KN/mm ²]	Contrainte Horizontale maximale selon (xx) dans le schéma [KN/mm ²]	Contrainte Horizontale maximale selon (xx) d'après les courbes	Largeur de la bande de cisaillement (d _B) [mm]	Angle de la bande de cisaillement (degrés)
1*10 ⁻⁴	2,03*10 ⁻³	3,21*10 ⁻⁴	32,72	28,58
2*10 ⁻⁴	2,06*10 ⁻³	4,09*10 ⁻⁴	32,23	27,87
3*10 ⁻⁴	2,11*10 ⁻³	5,26*10 ⁻⁴	31,37	27,45
4*10 ⁻⁴	2,57*10 ⁻³	6,04*10 ⁻⁴	29,99	27,04
5*10 ⁻⁴	3,06*10 ⁻³	7,13*10 ⁻⁴	26,63	24,90

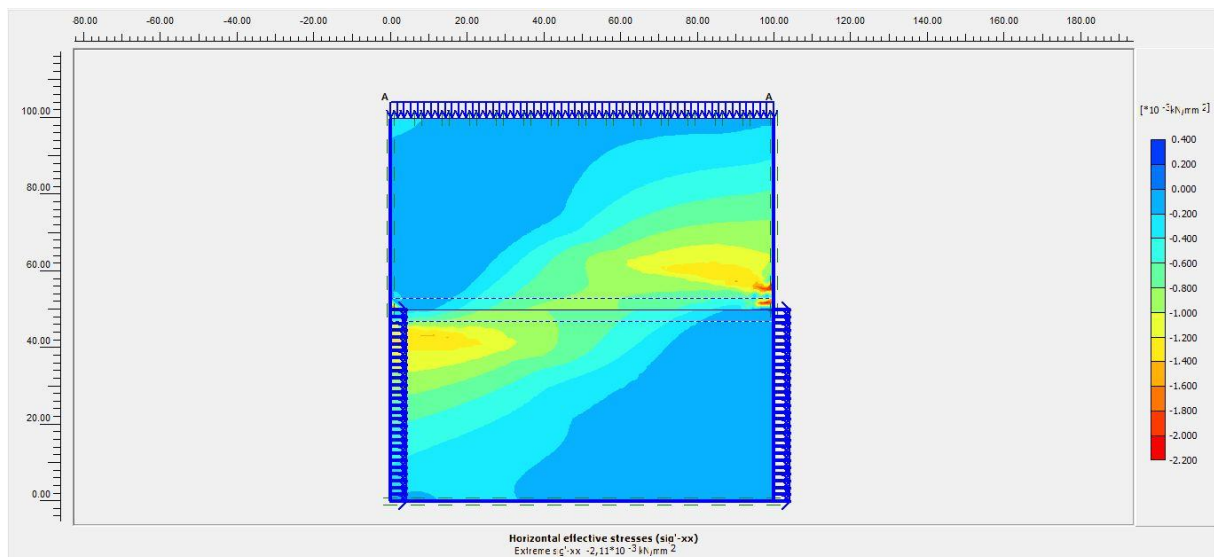
A/ Contrainte normal de 100Kpa (10⁻⁴ [KN/mm²])



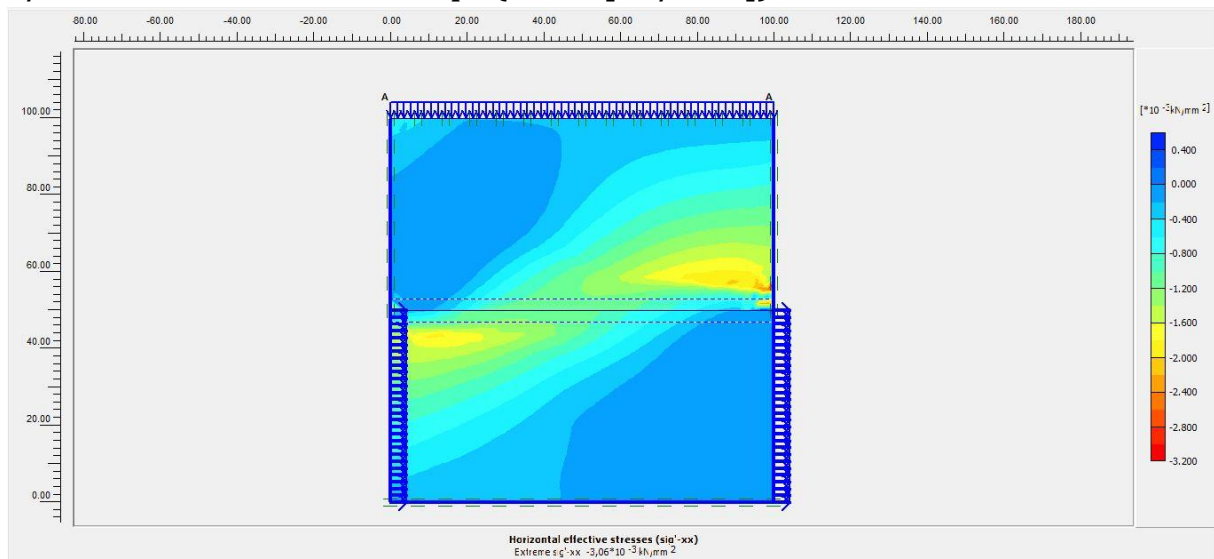
B/ Contrainte normal de 200Kpa (2*10⁻⁴ [KN/mm²])



C/ Contrainte normal de 300Kpa (3*10⁻⁴ [KN/mm²])



D/ Contrainte normal de 400Kpa ($4 \cdot 10^{-4} \text{ [KN/mm}^2\text{]}$)



E/ Contrainte normal de 500Kpa ($5 \cdot 10^{-4} \text{ [KN/mm}^2\text{]}$)

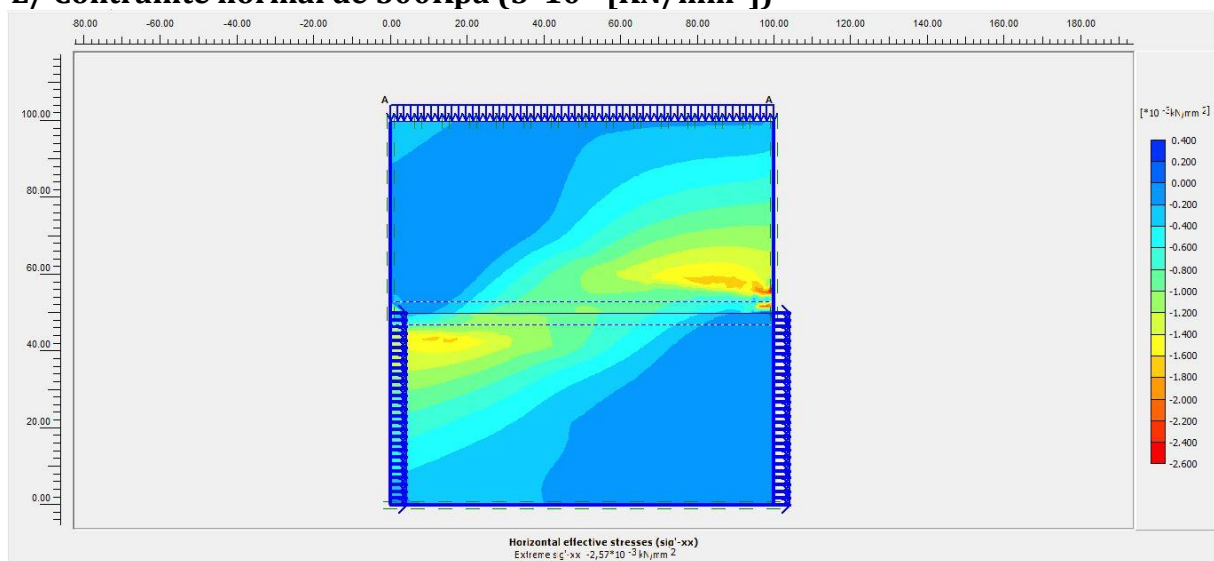


Figure.VIII.14 Diagramme du Calcaire des différentes contraintes de classe 6/10.

8. Interprétation des résultats

Influence des contraintes sur les paramètres de la bande de cisaillement

Avec l'augmentation de la contrainte verticale, nous constatons une diminution de la largeur et de l'angle de la bande de cisaillement Tableau (VIII.11) cela montre que la localisation de la déformation s'accroît et cela coïncide avec ce qui a été fait dans l'expérimentale par A.El Bied [2004], comme nous l'observons dans le Tableau (VIII.12).

Tableau. VIII.11 Les paramètres de la bande de cisaillement en fonction des contraintes verticales.

Contraintes vertical (Statique load System) [KN/mm ²]	Largeur de la bande de cisaillement (d _B) [mm]				Angle de la bande de cisaillement (degrés)			
Matériaux	Granit			Calcaire	Granit			Calcaire
Granulométries	0/6	6/10	10/14	6/10	0/6	6/10	10/14	6/10
1*10 ⁻⁴	21,83	36,76	49,91	32,72	21,34	21,57	20,89	28,58
2*10 ⁻⁴	21,28	36,39	48,33	32,23	20,77	21,34	20,19	27,87
3*10 ⁻⁴	20,93	35,46	47,79	31,37	20,42	20,77	19,96	27,45
4*10 ⁻⁴	20,71	34,90	46,99	29,99	20,19	20,42	19,61	27,04
5*10 ⁻⁴	19,79	34,14	45,64	26,63	19,26	19,96	19,03	25,90

Tableau. VIII.12 Orientation et largeurs des bandes de cisaillement sous essais triaxiaux.

pression de confinement (MPa)	orientation de la bande de cisaillement (Degrés)	épaisseur de la bande de cisaillement (mm)
7	65.5	1.17
14	64.7	0.7
28	61.5	0.69
42	44.5	0.64

Influence de la dimension des grains sur les paramètres de la bande de cisaillement

Nous remarquons que les angles de la bande de cisaillement sont insignifiants en fonction des différentes classes du Granit comme nous pouvons le remarquer dans le Tableau(VIII.13). Par contre, la largeur de la bande de cisaillement s'amplifie de plus que la classe du matériau augmente ce qui peut être expliqué par l'effet que causent les classes des matériaux au cours de la simulation sous Plaxis. Aussi, le fait que la bande de cisaillement dans les résultats trouvés dans l'expérimental varient entre 3 à 4 grains pour les différentes classes des matériaux granulaires.

Tableau. VIII.13 Les paramètres des bandes de cisaillement du Granit en fonction des contraintes vertical.

Contraintes vertical (Statique load System) [KN/mm ²]	Largeur de la bande de cisaillement (d _B) [mm]			Angle de la bande de cisaillement (degrés)		
	<i>0/6</i>	<i>6/10</i>	<i>10/14</i>	<i>0/6</i>	<i>6/10</i>	<i>10/14</i>
<i>Granulométries</i>						
1*10 ⁻⁴	21,83	36,76	49,91	21,34	21,57	20,89
2*10 ⁻⁴	21,28	36,39	48,33	20,77	21,34	20,19
3*10 ⁻⁴	20,93	35,46	47,79	20,42	20,77	19,96
4*10 ⁻⁴	20,71	34,90	46,99	20,19	20,42	19,61
5*10 ⁻⁴	19,79	34,14	45,64	19,26	19,96	19,03

Influence de la nature des matériaux sur les paramètres de la bande de cisaillement

En comparant les deux matériaux d'une même granulométrie (6/10) Tableau (VIII.14) on remarque que pour chaque contrainte donnée la largeur et l'angle de la bande de cisaillement diffère ce qui soutient que les paramètres de la bande de cisaillement varient en fonction des caractéristiques du matériau.

Tableau. VIII.14 Les paramètres de la bande de cisaillement en fonction des deux matériaux.

Contraintes vertical (Statique load System) [KN/mm ²]	Largeur de la bande de cisaillement (d _B) [mm]		Angle de la bande de cisaillement (degrés)	
	<i>Granit</i>	<i>Calcaire</i>	<i>Granit</i>	<i>Calcaire</i>
<i>Matériaux</i>				
1*10 ⁻⁴	36,76	32,72	21,57	28,58
2*10 ⁻⁴	36,39	32,23	21,34	27,87
3*10 ⁻⁴	35,46	31,37	20,77	27,45
4*10 ⁻⁴	34,90	29,99	20,42	27,04
5*10 ⁻⁴	34,14	26,63	19,96	25,90

9. Conclusion

L'analyse des données des résultats exprimé par nos simulations Plaxis ont montré que plusieurs facteurs peuvent jouer sur la largeur et l'angle de la bande de cisaillement, ce qui semble être compatible avec les résultats expérimental données par d'autres auteurs qui ont étudié ce phénomène tel que **[A. EL BIED (2004) ; J. DESRUES (1984)]**.

Dans nos simulations, les bandes de cisaillements ont été exprimées en fonction des contraintes. Et nous avons constaté que la contrainte horizontale augmente avec l'augmentation de la contrainte verticale. Et cela dans le milieu discret ou même dans l'expérimental engendre un enchevêtrement et un frottement de plus en plus prépondérant entre les grains, ce qui empêche leur déplacement horizontal les uns par rapport aux autres et sont ainsi, plus susceptibles à se casser qu'à se déplacer **[MELBOUCI ; YEZLI, 2012]**. Ce qui avantage l'évolution et la coalescence des contraintes pour finalement former une bande d'une même couleur (Sous PLAXIS) donc d'une contrainte proche et c'est ce qui définit la bande de cisaillement vu le concept de calcul proposé dans le paragraphe **(VIII.6.)**.

Et avec l'augmentation de la contrainte verticale, nous constatons une diminution de la largeur et cela nous montre que la localisation de la déformation s'accroît. Aussi, nous remarquons que la valeur de la largeur de la bande de cisaillement s'amplifie de plus que la classe du matériau augmente ce qui peut être expliqué par la différence des diamètres des grains présent dans les différentes classes ce qui est lié aux données de **[A.El-Bied, 2004]** qui observe une intense fissuration dans les matériaux granulaire qui se déploient sur 3 à 4 grains pour former une bande de cisaillement. Et quant au fait de varier les matériaux de la même classe granulométrique (6/10), nous remarquons que les paramètres de la bande de cisaillement diffèrent même dans des conditions de simulations quasi-identiques mais la nature du matériau fait que les résultats sont différents.

CONCLUSION GENERALE

Les déformations localisées pourraient être étudiées de différentes façons mais ce qui importerait le plus serait de coïncider les résultats avec la légitime référence expérimentale. Le calcul avec l'approche continue sous Plaxis 8.2 sur laquelle nous avons opté est souvent utilisé dans diverses études dans le domaine de la géotechnique et les résultats obtenus seraient d'une approximation raisonnable comparant à la réalité.

Le logiciel Plaxis 8.2 nous donnerait des résultats assez proches de la réalité toutefois, la perfection des logiciels dédiés à la géotechnique est indispensable déjà pour l'importance que joue cette science dans plusieurs types d'ouvrages (Bâtiment, Ponts, Barrages et toute construction en rapport avec les sols) et surtout la vie humaine qui en dépend. Vu que les bandes de cisaillement est un phénomène présent dans tous les géomatériaux liés à la géotechnique, l'anticipation de son comportement devrait être acquis pour éviter toute surprise.

Les techniques de détection des bandes de cisaillement ont montré que la matérialisation de ses dernières est un processus qui commence par une déformation homogène qui touche tout l'échantillon et par la suite la jonction des microfissures fait que la déformation soit localisée. Et la théorie de bifurcation décrit cette localisation de déformation comme un passage d'une déformation stable à une déformation instable. Cela nous a permis de faire une évaluation des paramètres de la bande de cisaillement au point de bifurcation.

Pour ce qui est de nos simulations, nous avons remarqué que la largeur de la déformation localisée serait directement liée au matériau utilisé et sa classe granulométrie. Avec les couleurs des contraintes que génère Plaxis, nous avons constaté que les paramètres de la bande de cisaillement changeraient en fonction de la contrainte verticale et des conditions de la simulation qui lui seraient appliquées.

Par ailleurs, les courbes (Contraintes Tangentielles – Déformations Horizontales) obtenues avec la simulation comparée à celles de l'expérimental nous permettent de dire que l'approche continue pourrait être utilisée pour étudier les déformations localisées mais vu le nombre de facteurs qui pourraient changer les résultats d'une simulation sous Plaxis 8.2 pour étudier les angles et les largeurs des déformations localisées, cela laisserait penser que les calculs de l'orientation et de l'épaisseur de la bande de cisaillement proposés ainsi que les différentes méthodes de calculs utilisés sous Plaxis 8.2 seraient des manœuvres toujours discutables en dépit de cela, le perfectionnement de ces méthodes serait toujours envisageable.

Et enfin, dans le cadre de nos essais de simulations avec Plaxis et des calculs effectués, les résultats obtenus pourraient être améliorés en suivant ces quelques remarques:

- L'utilisation d'une version plus récente du logiciel pourrait faciliter les calculs et donnerait des résultats plus précis.
- L'utilisation d'un modèle plus avancé sous Plaxis 8.2 au lieu de celui utilisé (Mohr-coulomb) pourrait améliorer les résultats.
- Le développement d'une méthode plus précise pour le calcul de l'épaisseur et l'orientation de la bande de cisaillement seraient nécessaires pour un résultat plus fiable.
- L'exploitation de la 3ème dimension.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AL HOLO-AL RADI S., (2005) - Thèse de Doctorat : Etude numérique de la localisation à l'aide de modèles de second gradient : Perte d'unicité et évolution de la taille de la zone localisée – Université Joseph FOURIER Grenoble I – France.

BESUELLE P., (1998) - Thèse de Doctorat : Déformation et rupture dans les roches tendres et les sols indurés : comportement homogène et localisé Université Joseph FOURIER Grenoble I – France.

BONNET E., (1997) – Thèse de doctorat : la Localisation de la Déformation dans les milieux Fragile-Ductile : Approche Expérimentale et Application à la Lithosphère Continentale – Université de Rennes – France.

CHARCHAR M., (2006) – Mémoire de magistère : Modélisation du comportement mécanique des grave non traitées (Pegmatite, Calcaires et Sable) – Université de Tizi-Ouzou – Algérie.

DESRUES J., (1984) - Thèse de Doctorat : La localisation de la déformation dans les matériaux granulaires – Institut National Polytechnique de Grenoble – France.

DESRUES J., (2010) article : (JNGG 2010 pp 247-254 Desrues) Les mesures de champ, Nouvel outil de la géo-mécanique - Laboratoires 3SR, Grenoble, France (Pages 247-254).

EL BIED A., (2005) – Thèse de Doctorat : Etude expérimentale et modélisation du comportement des roches granulaires : écrouissage, radoucissement et rupture en mode localisée – Ecole National des Ponts et Chaussées – France.

FRIEDMAN M., PERKINS R.D & GREEN S.J. (1970), - Observation of Brittle deformation fractures at the maximum stress of Westerly granite and Solenholen limestone. - Int. J. Rock Mech. Min. Sci/, Vol. 7, pp. 297- 306.

GANIOU F., (1994) - Thèse de Doctorat : Etude de la localisation des déformations dans les matériaux granulaires par la technique de traitement d'images - Université des Sciences et Technologies de Lille – France.

GOIDESCU C., (2011) - Thèse de Doctorat : Caractérisation et modélisation de l'endommagement par microfissuration des composites stratifiés - Apports des mesures de champs et de l'homogénéisation - Institut National Polytechnique de Toulouse (INP Toulouse) – France.

HAIED A., (1995) - Thèse de Doctorat : Etude expérimentale de la rupture en mode localisé dans un grès - Université des Sciences et Technologies de Lille – France.

HAIED A., KONDO D., HENRY J.P., (1997) - Caractérisation expérimentale de la rupture en mode localisé d'un grés - Revue française de Géotechnique, N°78, pp. 21-29.

Horii and Nematt-Nasser, (1985), - Compression-induced microcrack growth in brittle solids : Axial splitting and shear failure, - J. Geophys. Res., Vol. 90, B4 3105-3125.

KHANSAL A., (2008) – Mémoire de Magistère : Modélisation numérique de l'essai de cisaillement rectiligne – Université de Batna – Algérie.

Kranz R.L. (1979a), - Crack growth and development during creep of Barre granite - Int. J. Rock.Mech. Min. Sei., Vol. 16 - pp. 23-35.

Kranz R.L. (1980), - The effects of confining pressure and stress difference on static fatigue of granite - J. Geophys. Res., Vol. 85, - pp. 1854-1866.

LAMRI I., (2008) – Mémoire de Magistère : Etude du comportement d'un sol cohérent sous chargement monotonique et cyclique – Université de Skikda – Algérie.

MEDDAH L., (2014) – Mémoire de Master: Influence de la granulométrie sur l'angle de frottement interne étudié par PFC2D - Université de Tizi-Ouzou – ALGERIE.

MELBOUCI B., YEZLI S., (2012) - Article: Influence de la dimension fractale sur les caractéristiques mécaniques des matériaux granulaires - Université de Tizi-Ouzou – ALGERIE.

MOHAMED A., (2011) - Mémoire de Magistère : Étude par éléments finis du comportement du sol environnant un pieu sous sollicitation horizontale - Université de Annaba – Algérie.

BOUDDLAL O., (2013) – Thèse de doctorat: Etude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations - Université de Tizi-Ouzou – Algérie.

PATERSON M.S., (1978),- Experimental rock deformation-the brittle field. Berlin Heidelberg New York : Springer-Verlag, p. 254.

R.B.J. Brinkgreve (2003) - Manuel de référence : Plaxis Version 8 - Delft University of Technology & PLAXIS bv - Pays-Bas

SEDIK R., (2011) – Mémoire de Master: Caractérisation de la perméabilité des matériaux à l'écrasement - Université de Tizi-Ouzou – Algérie.

TILLARD D. (1992) - Thèse de doctorat : Etude de la rupture dans les géomatériaux cohésifs. Application à la marne de Beaucaire Université Joseph FOURIER Grenoble I – France.

WONG T.F. (1982a) - Micromechanics of faulting in westerly granite". Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 19, pp 49-64.

WONG T.F. (1982b), - Development of Stress-Induced Anisotropy and Localized Deformation in Brittle Rock. - Coll. Int. Du CNRS, N° 319, pp. 321-339.