

REPUBLIQUE DU CAMEROUN

*Paix – Travail – Patrie*

\*\*\*\*\*

UNIVERSITE DE YAOUNDE I  
FACULTE DES SCIENCES  
DEPARTEMENT DE PHYSIQUE

\*\*\*\*\*



REPUBLIC OF CAMEROUN

*Peace – Work – Fatherland*

\*\*\*\*\*

UNIVERSITY OF YAOUNDE I  
FACULTY OF SCIENCES  
DEPARTMENT OF PHYSICS

\*\*\*\*\*

**ETUDE EXPERIMENTALE ET NUMERIQUE DU  
COMPORTEMENT MECANIQUE DES ROCHES DURES  
SOUMISES AUX CONTRAINTES MECANIKES ET AUX  
HAUTES TEMPERATURES**

Doctorat/PhD en Physique

Par :

**MAMBOU NGUEYEP Luc Leroy**  
**D.E.A en Physique**

Sous la direction  
**NDOP Joseph**  
Chargé de cours

Année Académique  
2014-2015





## AVERTISSEMENT

Ce document est le fruit d'un long travail approuvé par le jury de soutenance et mis à disposition de l'ensemble de la communauté universitaire de Yaoundé I. Il est soumis à la propriété intellectuelle de l'auteur. Ceci implique une obligation de citation et de référencement lors de l'utilisation de ce document.

D'autre part, toute contrefaçon, plagiat, reproduction illicite encourt une poursuite pénale.

Contact : [biblio.centrale.uyi@gmail.com](mailto:biblio.centrale.uyi@gmail.com)

## WARNING

This document is the fruit of an intense hard work defended and accepted before a jury and made available to the entire University of Yaounde I community. All intellectual property rights are reserved to the author. This implies proper citation and referencing when using this document.

On the other hand, any unlawful act, plagiarism, unauthorized duplication will lead to Penal pursuits.

Contact: [biblio.centrale.uyi@gmail.com](mailto:biblio.centrale.uyi@gmail.com)

---

---

---

**DEDICACE**

---

---

## **Dédicace**

Je dédie cette thèse :

- ✓ Au Dieu Tout puissant qui a rendu ce travail possible.
- ✓ A mon père Monsieur MAMBOU Elias, qui a tout mis à contribution pour ma réussite et en particulier, la réalisation de cette thèse.
- ✓ A ma mère Mme TIEMGNE Odile épouse MAMBOU, pour le soutien indéfectible qu'elle m'apporte sans cesse.

---

---

## REMERCIEMENTS

---

---

## **Remerciements**

Les travaux réalisés durant cette thèse ne seraient rien sans toutes les personnes qui ont, tout au long de ces dernières années, construit, collaboré ou encouragé cette aventure. C'est donc le cœur rempli de gratitude que je rédige ces quelques mots de remerciements. Ces mots sont tellement peu de chose en comparaison à ce que j'ai reçu... Puissent-t-ils cependant exprimer combien je suis reconnaissant pour ceux et celles qui m'ont assisté tout au long de ce trajet. D'avance je m'excuse auprès de tous les autres que je n'ai pas pu mentionner ici.

Je remercie Dieu pour toutes ses grâces qu'il ne cesse de m'accorder.

Ma profonde gratitude va à l'endroit de mon Directeur de thèse, le Dr Joseph NDOP pour l'attention, sa confiance, sa perpétuelle assistance tant morale que matérielle, qu'il m'a accordée pour l'aboutissement de ce travail. Il n'a jamais hésité à mettre à ma disposition tous les moyens nécessaires à la bonne marche de mes travaux de recherche.

A mon superviseur de thèse, le Professeur Jean Marie Bienvenu NDJAKA qui a bien voulu m'accepter dans le Laboratoire de Sciences des Matériaux. J'exprime ma très profonde gratitude. Je n'oublie pas de souligner la patience, la délicatesse et l'encadrement dont j'ai bénéficié tout au long de mes études doctorales dans son laboratoire. Son écoute attentive, ses conseils et son éclairage scientifique auront été très déterminants pour l'aboutissement de ce travail.

J'exprime ma profonde gratitude à tous les membres du Jury de cette thèse.

Je remercie le Chef de Département de Physique, le Professeur Timoléon Crépin KOFANE, pour les efforts multiples qu'il ne cesse de déployer afin que les étudiants du Département puissent travailler dans de conditions meilleures.

Avec le même élan, je présente toute ma gratitude à tous les enseignants du Département de Physique de la Faculté des Sciences de l'Université de Yaoundé 1, très particulièrement à ceux du laboratoire de Sciences des Matériaux, pour leurs enseignements et leur encadrement tout au long de mes études, fondement et voie qui ont conduit à cette thèse.

J'adresse mes sincères remerciements aux structures LABOGENIE Yaoundé, MIPROMALO et IRGM Nkolbisson pour m'avoir accueilli dans leurs laboratoires pour la réalisation des essais mécaniques, de traitement thermique et de confections des lames minces respectivement.

Je remercie très particulièrement mes amis, GOUNOU Franc, LONTSI, Dr TOGUEU Alain Bertrand, pour leur collaboration scientifique considérable et leurs disponibilités.

Des remerciements sincères vont à l'endroit du Directeur de l'EGEM, le Pr NGOUNOUNO Ismaël et mes collègues enseignants de l'Ecole de Géologie et d'Exploitation Minière de Meiganga, Université de N'Gaoundéré : Dr NCHARE, Dr MBOHOU Isaac, Dr MEYING Arsène, Dr KOL Guy, M. KEYANGUE Jules, M. ABDOURAMANI, M. MFENJOU Martin, M. TCHAMENI Epimarc et Mme NITCHEU Madeleine.

Un remerciement très spécial à mes frères TAKOUO André Bruno, KAYEP Desmond Diogène et TAMO TCHOMTCHOUA Olivier.

Un remerciement très particulier à ma très tendre et chère épouse MAMBOU NGUEYEP Blanche née MEFOMDJO FOTIE, pour sa compagnie fructueuse et son encadrement familial.

Je remercie aussi particulièrement, Annick SIMO NGUEYAP, TCHUINKOU Danielle, SIMO Arnaud, DJOMENI Albert Rostand, TANDJA Thierry, MODJO Yannick, YANGA Yannick, NONO Elvadas, MBAHA Jocelyne, ATOCK Stéphane, NANTCHO William, NZEUHANG Rodrigue, SIMO Frédéric et WAFO Anicet, Dongho Noellie.

Je ne saurais terminer sans remercier toute ma famille en particulier :

- Mon grand-père TAKOU Pierre.
- La famille MOUAFO Jean, la famille TAMO, la famille NGNIEPOH, la famille FOKAM Daniel, la famille TAKOU Gilbert, la famille NGUEYAP André, la famille GUEYAP Henri, la famille TCHUINKOU, la famille KUE Richard, la famille TEKAM Romuald, la famille TIENOU Jérémie, la famille KOAGNE Alphonse et la famille TAMDIE Auberlin.
- Mes tantes : Mmes FOKA Yvonne, KANGUE LIEU Elise, NGUETCHESSI Thérèse, Agathe, Rose, Delphine et Thérèse MEKA.
- Mes cousins, TAMO Berthelot, NGOMPE TIAM Bernard, KAYEP Martial, TIEKAM Casimir, Romaric TAKOU, Joël, Esdras, Jordi, Picard, Gaspard, Loic, Lélé Doudou, Alain SOP et DEFO Thierry, FOGUIENG WEMBE Marius.
- Mes cousines Carole-line, Suzanne, Bertine, Josiane, Merline, Mireille, Prisca, Vanessa, Sonia Hilary, Pamela, Jedjida, Victorine et Sidoine.
- Tout le personnel de l'ENIET les Fermions ; l'ENIEG les Bosons, le Complexe Scolaire bilingue ODILIAS, la famille de la cité Minière de Meiganga

Que ceux dont les noms ne figurent pas ici ne se sentent pas oubliés.

---

---

---

## TABLE DES MATIERES

---



---

<b>DEDICACE</b> .....	<b>III</b>
<b>REMERCIEMENTS</b> .....	<b>V</b>
<b>TABLE DES MATIERES</b> .....	<b>VIII</b>
<b>RÉSUMÉ</b> .....	<b>XII</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>XIV</b>
<b>LISTE DES ABRÉVIATIONS</b> .....	<b>XVI</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX</b> .....	<b>XVIII</b>
<b>LISTE DES FIGURES</b> .....	<b>XX</b>
<b>INTRODUCTION GÉNÉRALE</b> .....	<b>1</b>
<b>1 REVUE DE LA LITTÉRATURE</b> .....	<b>6</b>
1.1. Introduction.....	7
1.2. Redistribution des contraintes et déformations autour des excavations souterraines.....	7
1.3. Comportement des roches soumises aux hautes températures .....	9
1.3.1. Modifications physicochimique des roches .....	9
1.3.2. Influence de la température sur la composition minéralogique .....	11
a) Quartz	11
b) Feldspath .....	12
c) Micas.....	12
d) La Calcite.....	12
e) Les Minéraux argileux.....	13
f) La Chlorite.....	13
g) La Goethite .....	14
1.3.3. Influence des hautes températures sur la microstructure des roches dures .....	14
a) Le mode fracturation .....	15
b) La formation et le développement des défauts et des micro-défauts .....	15
c) Formation des zones de défaillance .....	16
d) Observation microscopique du développement des microfissures .....	16
1.3.4. Influence des hautes températures sur les propriétés physiques des roches .....	16
1.3.4.1. Évolution de la porosité en fonction de la température.....	17
1.3.4.2. Évolution de la perméabilité en fonction de la température.....	18
1.3.4.3. Évolution des vitesses d'ondes élastiques en fonction de la température.....	19
1.3.4.4. Évolution de la densité en fonction de la température.....	21

---

1.3.4.5. Evolution du volume en fonction de la température .....	23
1.3.4.6. Évolution du coefficient de dilatation thermique en fonction de la température	23
1.3.5. Influence des hautes températures sur les propriétés mécaniques des roches .....	25
1.3.5.1. Évolution du module de Young en fonction de la température .....	26
1.3.5.2. Évolution du coefficient de Poisson en fonction de la température.....	29
1.3.5.3. Évolution de la résistance à la compression uniaxiale en fonction de la température .....	31
1.3.5.4. Évolution de la résistance à la traction en fonction de la température .....	33
1.3.6. Comportement mécanique des roches à hautes températures .....	34
1.3.6.1. Relation contrainte-déformation typique des roches dures à la température ambiante.	34
1.3.6.2. Relation contrainte-déformation des roches soumises aux hautes températures	38
1.4. Quelques centres d'intérêts de cette thèse .....	40
1.4.1. Stockage souterrain des déchets radioactifs.....	40
1.4.2. L'abattage thermomécanique des roches dans les carrières artisanales.....	41
1.5. Récapitulatif des travaux de la revue de la littérature.....	43
1.6. Conclusion de la revue de la littérature.....	45
2. MÉTHODOLOGIE.....	46
2.1 Introduction.....	47
2.2. Modélisation d'un bloc de roche soumis à un chargement mécanique et au feu.....	48
2.2.1. Présentation du modèle .....	48
2.2.2. Théorie de l'élasticité des roches .....	50
2.2.3. Modélisation des feux .....	54
2.2.4. Présentation de la méthode des différences finis.....	59
2.2.5. Condition aux limites :.....	61
2.2.6. Condition initiale :.....	61
2.3. Méthodologie expérimentale.....	63
2.3.1. Choix des échantillons et préparation.....	63
2.3.2. Traitement thermique.....	64
2.3.3. Mesure de la porosité et masse volumique .....	64
2.3.4. Essais mécaniques .....	67
2.4. Modélisation du comportement mécanique d'un bloc de roche autour d'une excavation souterraine .....	73
2.4.1. Présentation du Model.....	73

---

2.4.2. Analyse numérique de la redistribution des contraintes et déformations autour de l'excavation.....	75
3.1 Introduction.....	88
3.2 Redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation souterraine. ....	88
3.2.1 Influence des contraintes in situ .....	90
3.2.2 Influence de la forme d'une excavation.....	106
3.3 Analyse numérique du comportement mécanique d'un spécimen de roche soumis à l'action simultanée du feu et d'un chargement mécanique.....	111
3.3.1 Cas d'une roche au comportement élastique linéaire : le Granite .....	111
3.3.2. Cas d'une roche au comportement élastique non linéaire : le grès .....	119
3.4. Résultats expérimentaux.....	125
3.4.1. Analyse macroscopique du spécimen.....	126
3.4.2 Essai de compression uni axiale .....	126
3.4.3. Essai de traction indirecte .....	127
3.4.4. Mesure de la porosité.....	128
3.4.5. Analyse des propriétés mécaniques du Gneiss .....	128
Conclusion générale.....	136
<b>RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b> .....	140
<b>LISTE DES PUBLICATIONS DE LA THÈSE</b> .....	147

---

---

## RÉSUMÉ

---

---

Cette thèse traite de deux sujets importants de la mécanique des roches et ses applications en ingénierie.

Premièrement nous avons effectué l'étude expérimentale et numérique d'un spécimen de roche soumis à l'action du feu ISO et d'un chargement mécanique. Trois types de roches ont été considérés : le granite, le grès et le gneiss. A partir de la deuxième loi de Newton, nous avons établi un modèle décrivant la dynamique du spécimen de roche soumis au feu et au chargement mécanique uniaxial. Par la suite, en utilisant la relation contrainte – déformation nous avons introduit la non linéarité matérielle, caractéristique des roches dures dans le modèle. La résolution numérique des équations obtenues par la méthode des différences finis, montre globalement que l'amplitude de la contrainte interne du spécimen décroît graduellement avec l'augmentation de la température. Les résultats expérimentaux montrent également une baisse des résistances à la compression et à la traction avec l'augmentation de la température. Ces résultats numériques et expérimentaux montrent tous comment le feu réduit les performances mécaniques des roches dures et par conséquent l'énergie mécanique nécessaire pour les fragmenter. De plus, les résultats montrent qu'au-delà de 600°C, la rigidité des roches dures chute d'au moins 50%.

Deuxièmement nous utilisons le code CAST3M pour l'analyse numérique en dimension deux, de la redistribution des contraintes et déformations autour des excavations souterraines. Pour une excavation ouverte dans le massif granitique considéré, l'intensité des contraintes horizontales obtenue autour de l'excavation en forme d'anse de panier semble être la plus faible comparativement aux formes rectangulaires, trapézoïdales, et en voûte. Par conséquent pour ce massif, cette forme d'anse de panier est recommandée pour une bonne stabilité et un meilleur design des ouvrages souterrains. Les résultats numériques montrent également que l'intensité de la redistribution des contraintes pour un massif présentant une isotropie transverse est plus faible que pour un massif isotrope. Par conséquent, l'anisotropie du massif considéré améliore la stabilité de l'ouvrage.

---

---

---

**ABSTRACT**

---

---

This thesis deals with two important topics in rock mechanics and their applications in mining engineering.

Firstly, the effect of mechanical load and thermal treatment on hard rock's specimen is numerically and experimentally investigated. We have considered three types of rocks: granite, sandstone and gneiss. Based on Newton's second law, we established the rate-equation model of rock specimen under uniaxial mechanic load and fire. We introduced in the model the material nonlinear stress/strain relationship and the effect of material non linearity is analyzed. We show numerically that globally, the amplitude of the internal stress gradually decreases when the temperature increases. The analysis of the internal stress reveals that the combined effect of the thermal treatment and mechanical load on the specimen lead to the rapid damage of the specimen. The material non linearity parameter slowly affects the thermal destruction of the rocks. Experimental results show that as the hard rock loses its rigidity when temperature increases, fire reduces the mechanical performance of the rocks significantly. Moreover, we find that after being submitted to temperature up to 600°C, the mechanical energy necessary to fragment rocks can be reduced up to 50%.

Secondly, numerical analysis of underground structures, considering the transverse isotropy system of rocks was done using CAST 3M code by varying the shape of excavation and the coefficient of earth pressure 'k'. The magnitude of horizontal stress obtained for the horse shoe shape excavation is lower than the magnitude obtained for circular, rectangular, trapezium, vault hole. Therefore, we have concluded that the horse shoe shape offers the best stability and the best design for engineer. Numerical results revealed that the magnitude of redistribution of horizontal stresses obtained for transverse isotropic rock is less than those obtained in the case of isotropic rock. The more the rock has the anisotropic behavior, the more the mass of the rock around the tunnel is stable.

**Keywords:** ISO fire, rock, internal stress, internal strain, mechanical properties, excavations.

---

---

## LISTE DES ABRÉVIATIONS

---

---



IRGM : Institut de Recherche Géologique et Minière

ISMR: International Society of Rock Mechanic/ Société Internationale de Mécanique de Roche

LABOGENIE : Laboratoire Nationale de Génie Civil

LPA : Lumière Polarisée Analysée

LPNA : Lumière Polarisée Non Analysée

MPa : Méga Pascal

Rc : Resistance à la compression

Rt : Resistance à la traction

UCS : Uniaxial Compressive Strength/ Resistance à la compression uni axiale

---

---

## LISTE DES TABLEAUX

---

---

<i>Tableau 1.1 : Réactions thermique au sein des roches (Somerton, 1992).....</i>	<i>9</i>
<i>Tableau 1.2: Variation du coefficient de dilatation en fonction des axes de symetries par – (Maxime Lion, 2004 )......</i>	<i>24</i>
<i>Tableau 1.3: Revue des travaux expérimentaux.....</i>	<i>43</i>
<i>Tableau 2.1 : Tableau récapitulatif des différents essais réalisés. ....</i>	<i>72</i>
<i>Tableau 3.2 : Résultat des essais de compression uniaxiale sur le Gneiss d’Eloumden .....</i>	<i>126</i>
<i>Tableau 3.3 : Résultats des essais de traction indirecte sur le Gneiss d’Eloumden.....</i>	<i>127</i>
<i>Tableau 3.4 : Résultats des mesures de la porosité du Gneiss d’Eloumden.....</i>	<i>128</i>
<i>Tableau 3.5 : Variations des propriétés mécaniques du Gneiss en fonction de la température. ....</i>	<i>128</i>

---

---

## **LISTE DES FIGURES**

---

---

<i>Tableau 1.1 : Réactions thermique au sein des roches (Somerton, 1992)</i> .....	9
<b>Figure 1.1 : Explosion des fluides d'inclusions ( M. Keshavarz et al., 2011 )</b> .....	10
<b>Figure 1.2: Diagramme de phase de la silice (Fenner, 1913).</b> .....	12
<b>Figure 1.3 : Structure microscopique du Grès en fonction de la variation de la température (Zhang Yuang, 2005)</b> .....	14
<b>Figure 1.4: Porosité du granite en fonction de la température (S. chaky et al., 2007).</b> .....	17
<b>Figure 1.6 : Variation des vitesses d'ondes longitudinales <math>V_p</math> et transversales <math>V_s</math> dans le Grès en fonction de la température (G. Wu et al, 2013)</b> .....	20
<b>Figure 1.7: (a) Évolution du spectre fréquentiel en fonction de l'augmentation de la température, (b) évolution des vitesses longitudinales dans le Granite en fonction de l'augmentation de la température (Mokhfi et al., 2008).</b> .....	21
<b>Figure 1.8 : Perte de masse de deux types de granulats (calcaire et siliceux) d'après Harmathy et Allen en 1973 (Meno, 2004).</b> .....	22
<b>Figure 1.9 : Evolution de la masse du Grès en fonction de la température (G.Wu et al., 2013)</b> .....	22
<b>Figure 1.10 : Evolution du volume du grès en fonction de la température (G.Wu et al., 2013).</b> .....	23
<i>Tableau 1.2: Variatiion du coefficient de dilatation en fonction des axes de symetries par – (Maxime Lion, 2004 )</i> .....	24
<b>Figure 1.11 : Variation du coefficient de dilatation thermique des roches en fonction de la température (Homand, 1986)</b> .....	25
<b>Figure 1.12 : Variation du module de Young en fonction de la température : (a) cas du Granite (Mokfi Takarli et al., 2009), (b) cas du Grabbro (Keshavarz et al., 2010)</b> .....	27
<b>Figure 1.13 : Module d'Young de certaines roches en fonction de la température</b> .....	27
<b>(Zhang Lian et al., 2009).</b> .....	27
<b>Figure 1.14: Module d'Young dynamique du Grès en fonction de la température</b> .....	28
<b>(G.Wu et al., 2013).</b> .....	28
<b>Figure 1.15: Coefficient de Poisson dynamique du Grès en fonction de la température, avant et après le traitement thermique (G. Wu et al., 2013)</b> .....	30
<b>Figure 1.16: Coefficient de Poisson statique du Grès en fonction de la température</b> .....	31
<b>(G. Wu et al., 2013).</b> .....	31
<b>Figure 1.17 : Evolution de la résistance ultime à la compression uni axiale en fonction de la température: (a) : Grès (Rao et al. 2007), (b) : Gabbro (M. Keshavarz et al., 2010), (c) : Grès (G. Wu et al., 2013), (d) : Granite (Mokhfi et al.,2008)</b> .....	32
<b>Figure 1.18 : Résistance à la compression de certaines roches en fonction de la température,</b> .....	33

<i>(Zhang Lian et al. 2009)</i> .....	33
<b>Figure 1.19</b> : Les courbes contrainte axiale-déformation axiale, transversale et volumique typiques des roches dures jusqu'à la rupture ; Mécanismes de ruptures fragiles en compression uni axiale; $C$ est la demi longueur d'une microfissure et $C_0$ la demi-longueur originale ( <b>Gustavo Gomez, 2004</b> ).....	35
<b>Figure 1.20</b> : Relation contrainte-déformation des roches en fonction de la température : (a) Grès ( <b>G. Wu et al., 2013</b> ), (b), Gabbro ( <b>M. Keshavarz et al, 2010</b> ), (c) Grès, ( <b>Zhang Lian et al. 2009</b> ), (d) Grès de Vosges ( <b>Homand, 1986</b> ).....	38
<b>Figure 1.21</b> : Relation contrainte déformation des marbres et calcaires : (a) Marbre, ( <b>Zhang Lian Ying et al. 2009</b> ), (b) Marbre de Carare, ( <b>Homand, 1989</b> ), (c) calcaire, ( <b>Zhang Lian et al. 2009</b> ), (d) Calcaire d'Euville, ( <b>Homand, 1986</b> ) .....	39
<b>Figure 1.22</b> : Relation contrainte déformation des Granites : Granite de Senones à différentes température ( <b>Homand, 1986</b> ). .....	39
<b>Figure 1.23</b> : Cavités souterrains de stockage des déchets radioactifs ( <b>Manuel de Mécanique de roche, tome1</b> ) .....	41
<b>Figure 1.24</b> : Processus d'abattage thermomécanique .....	42
Tableau 1.3: Revue des travaux expérimentaux.....	43
Figure 2.1 : Bloc cylindrique d'un granite exposé au feu sous chargement mécanique. ....	48
Figure 2.2 : Exemples de feux paramétriques.....	56
Figure 2.3: courbe Température-temps du feu ISO 834 .....	57
Figure 2.4 : grille de discrétisation .....	59
Figure 2.5 : Schéma illustrant les différentes étapes de la préparation des échantillons. ....	63
<b>Figure 2.6</b> : Dispositif de traitement thermique des spécimens de roches. ....	64
<b>Figure 2.7</b> : Mesure de la masse immergée pour la détermination de la porosité.....	67
<b>Figure 2.8</b> : Essai de traction indirecte sur l'éprouvette de roche.....	68
<b>Figure 2.9</b> : Dispositif de l'essai de compression uni-axiale sur un échantillon de roche. ....	69
<b>Figure 2.10</b> : Etapes de confection d'une lame mince de gniess.....	72
Tableau 2.1 : Tableau récapitulatif des différents essais réalisés. ....	72
<b>Figure 2.10</b> : Exemples d'excavations souterraines ( <b>Zhao Jian, 2008</b> ).....	73
<b>Figure 2.11</b> : a) Géométrie d'un tunnel crée ; b) Zoom sur un bloc de roche entourant le tunnel et soumis aux contraintes in situ. ....	73
Figure 2.12 : Particule soumise à $n$ forces $\vec{F}_i$ .....	77
<b>Figure 2.13</b> : Système de coordonnées associées .....	81
<b>Figure 2.14</b> : Algorithme de la méthode des éléments finis dans le cas de l'élasticité linéaire. ....	85

**Figure 2.15 :** Algorithme de la méthode des éléments finis dans le cas de l'élasticité non linéaire. .... 86

**Figure 3.16 :** Maillage 2D des excavations: (a) excavation circulaire, (b) excavation en voute, (c) excavation en anse de panier, (d) excavation rectangulaire, (e) excavation trapézoïdale. .... 89

**Figure 3.2 :** Intensité et redistribution des contraintes et déformations pour  $k = 0,5$  (a) iso-valeur de contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales. .... 91

**Figure 3.3 :** Intensité et redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation confinée par des contraintes in situ hydrostatiques ( $\sigma_v = \sigma_h$ ): (a) iso-valeur de contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales. .... 92

**Figure 3.4 :** Magnitude et redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation circulaire soumise à des contraintes verticales in situ qui sont le double des contraintes horizontales in situ (a) iso-valeur de contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales. .... 93

**Figure 3.5 :** Intensité et redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation en anse de panier soumise à des contraintes verticales in situ qui sont le double des contraintes horizontales (a) iso-valeur de contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales. .... 94

**Figure 3.6 :** Magnitude et redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation en anse de panier soumise à un état de contraintes in situ hydrostatique (a) iso-valeur de contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales. .... 95

**Figure 3.7 :** Magnitude et redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation en anse de panier ouverte avec des contraintes horizontales in situ qui sont le double des contraintes verticales in situ (a) iso-valeur de contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales. .... 96

**Figure 3.8 :** Intensité et redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation en voute ouverte avec un rapport  $k = 0,5$  (a) iso-valeur de contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales. .... 97

**Figure 3.9 :** Intensité et redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation en voute ouverte dans un état de contrainte hydrostatique (a) iso-valeur de

*contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales. .... 98*

**Figure 3.10** : *Intensité et redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation en voute ouverte avec un rapport  $k = 2$  (a) iso-valeur de contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales. .... 99*

**Figure 3.11** : *Intensité et redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation en voute ouverte avec un rapport  $k = 0,25$  (a) iso-valeur de contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales. .... 100*

**Figure 3.12** : *Intensité et redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation rectangulaire ouverte dans un état de contrainte hydrostatique ( $k = 1$ ) (a) iso-valeur de contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales. .... 101*

**Figure 3.13** : *Intensité et redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation rectangulaire ouverte lorsque le ratio de contrainte  $k = 2$  (a) iso-valeur de contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales. .... 102*

**Figure 3.14** : *Intensité et redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation en voute ouverte lorsque le rapport de contrainte  $k = 0.25$  (a) iso-valeur de contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales. .... 103*

**Figure 3.15** : *Intensité et redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation de forme trapézoïdale ouverte dans un état de contrainte hydrostatique (a) iso-valeur de contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales. .... 104*

**Figure 3.16** : *Intensité et redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation trapézoïdale ouverte lorsque le ration de contrainte  $k = 2,5$  (a) iso-valeur de contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales. .... 105*

**Figure 3.17** : *Influence de la forme de l'excavation créée dans un massif isotrope transversale (a) contrainte horizontale maximale en fonction du ratio de contraintes  $k$ , (b) contrainte verticale maximale en fonction du ratio de contraintes  $k$ , (c) déformation horizontale maximale en fonction du ratio de contraintes  $k$ , (d) déformation verticale maximale en fonction du ratio de contraintes  $k$  ..... 106*

**Figure 3.18** : *Influence de la forme de l'excavation créée dans un massif isotrope (a) contrainte horizontale maximale en fonction du ratio de contraintes  $k$ , (b) contrainte*



verticale maximale en fonction du ratio de contraintes  $k$ , (c) déformation horizontale maximale en fonction du ratio de contraintes  $k$ , (d) déformation verticale maximale en fonction du ratio de contraintes<sup>k</sup>..... 108

**Figure 3.19** : Influence du système isotrope transverse (a) contrainte horizontale maximale en fonction du ratio de contraintes  $k$ , (b) contrainte verticale maximale en fonction du ratio de contraintes  $k$ , (c) déformation horizontale maximale en fonction du ratio de contraintes<sup>k</sup>, (d) déformation verticale maximale en fonction du ratio de contraintes<sup>k</sup>..... 110

**Figure 3.20** : (a) Variation du module de Young en fonction de la température ;(b) variation du coefficient de dilatation thermique en fonction de la température ..... 111

**Figure 3.21** : Analyse au centre, cas d'un spécimen soumis au feu et au chargement mécanique statique (a) contrainte interne en fonction de la température ; (b) déformation interne en fonction de la température ; (c)contrainte interne en fonction du temps ; (d) déformation interne en fonction du temps..... 113

**Figure 3.22** : Cas d'un chargement sinusoïdal (a) contrainte interne à l'extrémité en fonction de la température ; (b) déformation interne à l'extrémité en fonction de la température ; (c)contrainte interne à l'extrémité en fonction du temps ; (d) déformation interne à l'extrémité en fonction du temps..... 114

**Figure 3.23** : Analyse à l'extrémité, cas d'un spécimen soumis au chargement statique et au feu (a) contrainte verticale interne en fonction de la température ; (b) déformation verticale interne ( $\epsilon_{zz}$ ) en fonction de la température ; (c)contrainte verticale interne en fonction du temps ; (d) déformation verticale interne ( $\epsilon_{zz}$ ) en fonction du temps..... 116

**Figure 3.24**: cas d'un chargement sinusoïdal (a) contrainte verticale interne au centre en fonction de la température ; (b) déformation verticale interne au centre en fonction de la température ; (c)contrainte verticale interne au centre en fonction du temps ; (d) déformation interne verticale au centre en fonction du temps. .... 117

**Figure 3.25**: Distribution de la contrainte verticale interne le long du specimen (a) pour  $T=240^{\circ}\text{C}$  et (b) pour  $T=450^{\circ}\text{C}$  ; distribution de la déformation verticale interne ( $\epsilon_{zz}$ ) le long du specimen (c) pour  $T=240^{\circ}\text{C}$  et (d) pour  $T=450^{\circ}\text{C}$ ..... 118

**Figure 3.26** : Variation en fonction de la température du : (a) module d'Young  $E$ , (b) volume  $V$ , (c) masse volumique  $\rho$  (d) coefficient d'expansion thermique  $\alpha$  ..... 119

**Figure 3.27** : Contrainte interne en fonction de la température (a) et du temps (b).; Déformation interne en fonction de la température (a) et du temps (b). .... 121

**Figure 3.28** : Contrainte interne en fonction de (a) température, (b) temps ; déformation interne en fonction de (a) température, (b) temps..... 122

**Figure 3.29** : Contrainte interne en fonction de (a) température, (c) temps pour un spécimen non chauffé ; contrainte interne en fonction de (b) température, (d) temps pour un spécimen soumis au feu ..... 123

<b>Figure 3.30</b> : Contrainte interne en fonction de la température (a) pour $\beta = 0$ , (b) pour $\beta = 10^{-3}$ , (c) pour $\beta = 10^{-2}$ , (d) amplitude maximale de la contrainte interne en fonction de $\beta$ .....	124
<b>Figure 3.32</b> : Préparation et traitement thermique des échantillons de Gneiss prélevé à différentes températures.....	126
Tableau 3.2 : Résultat des essais de compression uniaxiale sur le Gneiss d'Eloumden .....	126
Tableau 3.3 : Résultats des essais de traction indirecte sur le Gneiss d'Eloumden.....	127
Tableau 3.4 : Résultats des mesures de la porosité du Gneiss d'Eloumden.....	128
Tableau 3.5 : Variations des propriétés mécaniques du Gneiss en fonction de la température. ....	128
<b>Figure 3.33</b> : Variation de la résistance à la compression uniaxiale du Gneiss d'Eloumden en fonction de la température .....	129
<b>Figure 3.34</b> : Variation de la résistance à la traction indirecte du Gneiss d'Eloumden en fonction de la température .....	129
La valeur maximale de la résistance à la traction indirecte est de 18.95 MPa. Elle est obtenue à la température ambiante. Cette valeur reste très faible comparativement à la résistance à la compression uni-axiale. On conclut que le gneiss d'Eloumden, tout comme les bons bétons, résiste plus à la compression qu'à la traction. On peut ainsi au passage affirmer que, si l'on considère que les chaussées sont beaucoup plus soumises aux contraintes de compression, le choix du massif rocheux d'Eloumden pour ravitailler les chantiers des travaux de construction de l'autoroute en granulat est une bonne chose. ....	130
Entre 25 et 100°C on observe une baisse drastique de la résistance à la traction, baisse qui est due à un début de fissuration thermique. Entre 100 et 300°C, on a plutôt une légère augmentation de la résistance à traction jusqu'à la valeur de 13.6 MPa. Au-delà de 300°C, la baisse de la résistance à traction indirecte est graduelle, jusqu'à la valeur de 4.21MPa à la température de 900°C, ce qui représente une baisse d'environ 80%. ....	130
<b>Figure 3.35</b> : Variation de la porosité du Gneiss d'Eloumden en fonction de la température .....	130
On observe une légère croissance de la porosité entre 100 et 300°C. Ce qui s'explique par une modification mineure de la structure rocheuse dans cette plage de température. Cette modification est essentiellement due à une création de nouvelles fissures ou à une ouverture des microfissures préexistantes avec l'augmentation de la température. Une modification majeure de la structure rocheuse s'opère entre 300 et 900°C. Elle induit une augmentation drastique de la porosité. Cela s'explique par une connexion du réseau de microfissures, une coalescence des microfissures ainsi que leur propagation. ....	130
<b>Figure 3.36</b> : Photos des lames minces prise en LPNA (à gauche) et en LPA (à droite).....	134



---

---

## **INTRODUCTION GÉNÉRALE**

---

---

---

Le comportement mécanique des roches fait l'objet de beaucoup de recherches depuis la naissance de la mécanique des roches, qui est une discipline qui s'appuie sur les principes de la mécanique pour décrire le comportement des roches en général. Les roches dures particulièrement sont des géo matériaux qui présentent des structures inhomogènes, anisotropes, discontinues et non linéaires. De nombreux travaux de recherche ont été effectués ces dernières années pour permettre la compréhension des mécanismes plus ou moins complexes de déformation des roches dures ou même des ouvrages construits à leur base. La présence et l'usage ou l'application de ces roches dans différents domaines de l'ingénierie soulèvent beaucoup de problèmes. Particulièrement la prise en compte des hautes températures dans leur comportement dans l'exploitation pétrolière et autres ressources minières profondes, le stockage et l'entreposage des déchets radioactifs, le stockage souterrain de la chaleur, l'exploitation de l'énergie géothermique, la gazéification du charbon souterrain, la construction et l'exploitation des tunnels (**Zhang Yua et al., 2005 ; Homand et al., 1986 ; Berest et al. 1988 ; Somerton, 1992**) est devenue un très grand challenge. D'un autre côté l'augmentation brusque et très élevée des températures dans les ouvrages de génie civil, des bâtiments et autres, due aux incendies nous amène à nous poser des questions sur l'impact des hautes températures sur la durée de vie de ces structures. De même dans les pays sous-développés, comme le Cameroun par exemple, l'abattage thermo mécanique pratiquée dans différentes carrières et mines artisanales depuis de longues années méritent qu'on se penche sur l'influence des hautes températures sur les roches dures telles que le granite, le gneiss, le marbre, le basalte, le grès, etc., généralement rencontrées et exploitées dans ces carrières.

Toutes ces applications tant industrielles qu'artisanales, indépendamment de la nature des roches étudiées, démontrent pourquoi cette thématique de recherche a toujours porté un grand intérêt. Les granulats largement utilisés dans le domaine du BTP « Bâtiments et Travaux Publics » représentent 60% de la composition en volume du béton. Ce qui fait des roches, partant des minerais jusqu'aux granulats, les matériaux les plus utilisés après l'eau. L'importance de ce domaine dans la vie de tous les jours n'est plus à démontrer et témoigne du fait que le comportement des granulats et des bétons soumis aux hautes températures reste toujours une problématique d'actualité et de grande importance sur laquelle il faut profondément se pencher.

Pour ce qui concerne concrètement les travaux de cette thèse, la problématique est de savoir de manière claire **les conséquences des élévations de températures sur les**

---

## **propriétés mécaniques et physiques des roches dures en général, et en particulier celles exploitées dans les carrières de granulats.**

On sait qu'à température élevée, les granulats se décomposent et subissent des modifications physico-chimiques et minéralogiques importantes, qui modifient essentiellement les caractéristiques micro structurelles du matériau. Les granulats sont composés généralement de minéraux, éventuellement d'une matrice et comportent des fissures et des pores. La géométrie et la densité de ces fissures et pores sont les principaux paramètres de contrôle pour leurs propriétés physiques. La variation de température est l'un des facteurs principaux qui influencent l'intégrité de leur structure et par conséquent leurs propriétés physiques. Elle est responsable des changements qui s'opèrent dans la microstructure de la roche, car en étant la source de nouvelles microfissures et en accélérant le développement et la propagation de celles qui existent déjà. Elle conduit à une augmentation considérable du volume et peut entraîner son endommagement. Au vu de tout cela, il est donc incontournable d'étudier les propriétés physicomécaniques des roches afin d'évaluer les impacts induits par des variations importantes de température sur leur entité d'une part, et sur la stabilité de leur structure d'autre part.

Jusqu'ici, pour une meilleure compréhension du comportement mécanique des roches sous contraintes mécaniques et thermiques, plusieurs études expérimentales ont été effectuées sur différentes roches. Entre autres on peut citer les travaux de R. Houpert (**R. Houpert, 1989**) sur le granite en 1989, Rao Qiu-Hua *et al.* (**Rao Qiu-Hua et al., 2007**) sur le Grès en 2007 et ceux de Zhang *et al.* (**Zhang et al., 2009**) sur le marbre, l'argile et le Grès en 2009. Ces travaux montrent d'une part une modification de la microstructure, de la composition minéralogique de la roche avec l'augmentation de la température et d'autre part une baisse du module de rigidité et de la résistance à la compression uniaxiale. D'autres travaux comme ceux de Masri *et al.* (**Masri et al., 2009**) sur l'Argilite en 2009, de M. Keshavarz *et al.* (**M. Keshavarz et al., 2010**) sur le gabbro en 2010, de C. Saiang *et al.* (**Saiang et al., 2012**) sur le granite, le schiste quartzitique en 2012 et de G.WU *et al.* (**G.WU et al., 2013**) sur grès en 2013 ont également largement contribué à une plus profonde compréhension du comportement mécaniques des roches dures.

D'une manière générale il ressort de tous ces travaux de façon quasi unanime, que les élévations de température modifient significativement les propriétés physiques des roches dures. Toutefois ces travaux révèlent aussi de nombreuses lacunes et contradictions sur

---

l'évolution de ces propriétés en fonction de la température. Ceci laisse percevoir, que le comportement des roches dures sous hautes températures n'est pas encore totalement maîtrisé.

Par ailleurs aucun de ces travaux cités, et à notre connaissance aucun autre non cité ici n'aborde le problème dans le sens de la modélisation et de l'analyse numérique des contraintes et déformations des roches dures sous contraintes mécanique et thermique. D'où la nécessité d'orienter d'autres axes de recherches tant expérimentales que théoriques sur ce sujet très important et actuel.

**L'objectif de cette thèse est non seulement de contribuer aux multiples études expérimentales sur les roches dures soumises aux hautes températures, mais aussi :**

- **D'apporter une approche théorique basée sur les équations de la mécanique des roches couplées aux modèles théoriques de feux ISO. Ce qui permet de modéliser la dynamique d'un bloc de roche soumise à une augmentation remarquable de la chaleur par l'action du feu et aux contraintes mécaniques.**
- **D'utiliser les outils mathématiques et numériques pour analyser les contraintes et déformations internes d'un spécimen de roche en fonction de la variation de température.**
- **D'utiliser les outils numériques et le code CAST 3M pour analyser la redistribution des contraintes et déformations autour des excavations en tenant compte de leurs formes, mais aussi de l'anisotropie du massif rocheux et des contraintes in situ.**
- **De faire enfin une étude expérimentale sur le comportement mécanique d'un spécimen de roche dure (le Gneiss d'Eloumden au voisinage de Yaoundé au Cameroun) soumis aux hautes températures.**

C'est fondamentalement ce travail dont le contexte général vient d'être ainsi présenté, qui est développé dans cette thèse qui s'étale sur trois chapitres. Le **chapitre premier** est consacré à la revue de la littérature. Il aborde de façon non exhaustive les résultats des travaux théoriques et expérimentaux sur le comportement des roches soumises aux contraintes mécaniques et thermiques. L'influence des hautes températures sur les différentes propriétés physiques et géologiques des roches est présentée. Le **chapitre deux** présente la modélisation de la dynamique des spécimens de roches soumises au feu et aux contraintes mécaniques ainsi que les outils et méthodes numériques utilisés pour la résolution numérique des équations obtenues. Ensuite la méthodologie des essais de compression uniaxiale, de traction, de mesure

---

---

de porosité et densité sur des spécimens de gneiss au laboratoire est décrite. Le **chapitre trois** est consacré à l'analyse numérique et à la discussion des résultats obtenus. Un résumé général de ce qui précède accompagné de quelques perspectives vient clôturer ce travail.



---

**CHAPITRE 1**

---

**REVUE DE LA LITTÉRATURE**

---

## 1.1. Introduction

Ce premier chapitre comporte deux parties. La première partie est largement consacrée à la revue des travaux qui porte sur l'analyse de la redistribution des contraintes et déformations autour des excavations souterraines. Il s'agit fondamentalement des travaux théoriques. La seconde partie présente les travaux expérimentaux sur le comportement des roches dures soumises aux hautes températures et aux contraintes mécaniques. Des exemples de développements théoriques basés sur des expériences de laboratoire montrent les différentes tendances d'évolution des propriétés physiques des roches en fonction de l'augmentation de la température. Dans un premier temps les effets de l'augmentation de la température sur la microstructure des roches sont présentés. Par la suite, l'influence de la température sur la composition minéralogique des roches est présentée pour enfin ressortir son impact sur les propriétés physiques (porosité, perméabilité, vitesse de propagation des ondes élastiques, coefficient de dilatation thermique, etc.) des roches dures. Enfin une conclusion partielle vient boucler cette revue de la littérature.

## 1.2. Redistribution des contraintes et déformations autour des excavations souterraines

La diminution croissante des espaces nécessaires pour les projets de développement tels que la construction des logements, l'aménagement des espaces pour agriculture ou pour l'élevage dans de nombreux pays, tant développés que sous-développés, oriente de nos jours de grands efforts vers une utilisation plus diversifiée et mieux coordonnée des espaces souterrains. En effet le développement des projets de modernisation entraîne la construction des excavations souterraines telles que les tunnels, les gazoducs, les oléoducs, les cavités de stockage souterrain des déchets, le transport souterrain d'énergie, les structures hydroélectriques, etc. tels que le retrace les travaux de Ganesh Raj Joshi en 2010 (**Ganesh Raj Joshi, 2010**), M. Raji *et al.*, en 2011 (**M. Raji et al., 2011**) et Lu Yan-er and Yang Wu en 2013 (**Lu Yan-er and Yang Wu ; 2013**). Il ressort de ces travaux qu'un dimensionnement approprié de ces excavations souterraines est fondamental pour la sécurité et la durée de vie de tout projet souterrain. Plusieurs facteurs sont alors à prendre en compte lors d'un tel dimensionnement. On peut citer entre autres la forme et la dimension de l'ouverture, l'état des contraintes in situ, les contraintes induites et surtout les déformations qui font suite aux travaux d'ouverture de l'excavation. Pendant ces travaux d'excavations, de nombreuses roches sont perforées, entaillées ou même tout simplement déplacées.

En effet les spécimens de roches rencontrées en profondeur sont soumis aux contraintes résultant du poids des massifs subjacents d'une part, et d'autre part des contraintes latérales d'origines tectoniques. Lorsqu'une excavation est ouverte dans un massif rocheux, le champ de contraintes local est fortement perturbé et redistribué. Cela induit un nouvel état de contraintes dans les roches avoisinant l'excavation. Ganesh Raj Joshi en 2010 (**Ganesh Raj Joshi, 2010**), démontre dans ses travaux que ces contraintes induites dépendent des contraintes in situ existantes avant la percée, de l'anisotropie du massif rocheux, de l'existence des structures géologiques, de la qualité du massif (les paramètres mécaniques adoptées) et des conditions aux limites considérées. Quand l'intensité des contraintes induites est supérieure ou égale à la résistance des blocs de roches, on peut assister à l'initiation des fissures. Celles-ci peuvent progressivement se développer et causer une instabilité du massif. Par conséquent pendant le dimensionnement et la construction d'une excavation souterraine, il est important de connaître l'intensité et les directions des contraintes induites, ainsi que des déformations résultantes. Cela permet de mieux analyser et de prévenir des instabilités afin d'améliorer et de garantir des conditions de sécurité pendant la construction et l'exploitation des constructions souterraines. Par ailleurs cela permet de diminuer considérablement le coût de maintenance de tels ouvrages et d'augmenter leur durée de vie.

Les tunnels sont un des types d'excavations souterraines les plus rencontrés. Leur forme est généralement circulaire. Les travaux de Kirsh effectués en 1898 (**Kirsh, 1898**) ont été sans aucun doute à l'origine de l'adoption de cette forme circulaire, et reste encore aujourd'hui une des principales bases scientifiques de beaucoup d'études récentes sur le comportement mécanique des roches entourant les tunnels. Dans ces travaux, Kirsh propose des solutions analytiques pour la redistribution des contraintes autour d'une excavation circulaire créée dans un massif rocheux isotrope et élastique linéaire. Très récemment encore différents chercheurs tels que Ganesh Raj Joshi en 2010 (**Ganesh Raj Joshi, 2010**), avec le code « 2D Boundary Element Method » Sh. Arshadnejad and K. Goshtasbi en 2011 (**Sh. Arshadnejad and K. Goshtasbi, 2011**), à l'aide du code numérique « PHASE2 CODE » et M. Raji en 2011 (**M. Raji, 2011**), à l'aide du code « FLAC 3D » ont effectué l'analyse numérique de la redistribution des contraintes et déformations autour des excavations circulaires et ellipsoïdales. Les résultats numériques obtenus ont été comparés aux solutions analytiques. Une fois de plus, les modèles les plus pris en compte ont été basés sur les blocs rocheux isotropes, homogènes et de comportements élastiques linéaires.

Dans le présent travail nous utilisons le code CAST 3M pour l'analyse numérique en dimensions deux de la redistribution des contraintes et déformations autour des excavations aux formes particulières généralement rencontrées dans les travaux d'ingénierie au rocher. Ainsi en dehors des formes classiques circulaires et ellipsoïdales, nous considérons en outre les formes rectangulaires, trapézoïdales, en anse de panier et en voûte. L'anisotropie du bloc rocheux pris en compte est l'anisotropie transversale.

### 1.3. Comportement des roches soumises aux hautes températures

#### 1.3.1. Modifications physicochimique des roches

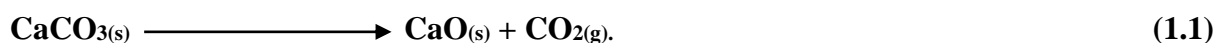
##### 1.3.1.1. Réaction thermique

Les roches dures sont constituées de nombreux minéraux, en majorité de silicates. Les silicates les plus importants sont les feldspaths, le quartz, l'olivine, le pyroxène, l'amphibole, le grenat et le mica. Lorsque ces roches sont soumises à un traitement thermique, les différents minéraux les constituant subissent différentes réactions. Ces dernières sont données dans le tableau 1 ci-dessous.

Tableau 1.1 : Réactions thermique au sein des roches (Somerton, 1992)

Température (°C)	minéral	réaction
25-200	minéraux argileux	désorption
400-700	minéraux argileux	désorption
573	quartz	$\alpha$ - $\beta$ transition
700-830	calcite	décomposition

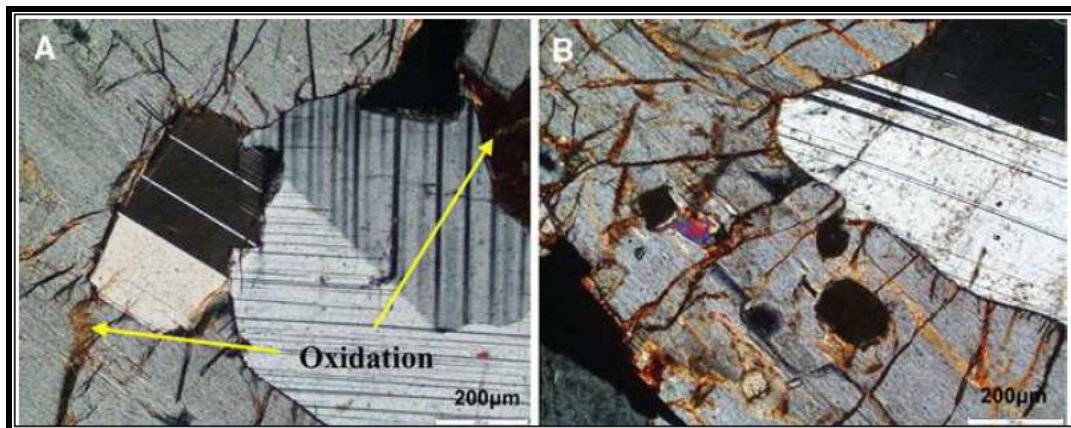
Pour les minéraux argileux, les réactions de désorption évacuent l'eau absorbée entre les couches et dans les canaux structuraux pendant que les réactions de décomposition transforment l'eau liée en ion hydroxyde. La décomposition thermique de la calcite commence à 700°C selon l'équation suivante :



Par conséquent ces réactions jouent un rôle majeur dans la perte de masse et l'endommagement de la structure des roches lors du traitement thermique.

### 1.3.1.2. Réaction d'oxydation

L'oxydation et la transformation de phase sont d'autres phénomènes qui ont lieu dans les roches cristallisées pendant le traitement thermique. L'oxydation des composés de fer et de magnésium enrichis a lieu à la pression ambiante. Les résultats des études microscopiques faites par **M. Keshavarz** en 2011 (**M. Keshavarz et al., 2011**) ont confirmé le phénomène d'oxydation dans des échantillons de gabbro traités à haute température. Cette oxydation des minéraux commence à une température avoisinant 500°C. Elle démarre en une fine couche autour des minéraux Fe-pyroxènes. En augmentant la température, elle se développe sur plusieurs cristaux, pour enfin atteindre les inclusions contenant Fe et Mg à environ 800 °C. Pour les roches ne disposant pas de quartz comme les gabbros d'Afrique du Nord, Keshavarz a démontré que l'oxydation du Fe, du Mg et du Ti renfermant des cristaux joue un rôle majeur dans la modification des paramètres mécaniques et physiques (**M. Keshavarz et al., 2011**). D'après les observations microscopiques faites par **Chen et Dolimore** en 1995 (**Chen et Dolimore, 1995**), l'oxydation n'est autre qu'une transition de phase dans ce type de roche. De même pour **Chen et Dolimore**, la décomposition de l'hydroxyde de calcium qui a lieu à environ 450 °C est un autre aspect de la transition de phase dans les plagioclases, qui sont une suite de silicates minéraux dans la famille des feldspaths.



**Figure 1.1** : Explosion des fluides d'inclusions (**M. Keshavarz et al., 2011**)

La figure 1.1 ci-dessus montre l'explosion des fluides d'inclusions. Basée sur des études microscopiques, elle est reconnue comme une autre cause de la diminution observée dans les paramètres mécaniques et physiques du gabbro traité thermiquement. Les fluides d'inclusions sont de petites quantités de liquide (ou même de vapeur) piégées dans la plupart des petites cavités à l'intérieur de minéraux, généralement localisées sur une étendue de 5 à 30 µm le long du plus grand axe (**Van den Kerkhof et al., 1991**).

Les inclusions des fluides se produisent dans de nombreux minéraux des roches provenant pour la plupart des environnements terrestres. Théoriquement, presque tous les minéraux concernés peuvent être étudiés. Le quartz est l'exemple idéal des inclusions de fluides dans les roches ignées et très particulièrement dans les roches métamorphiques. Il est également stable dans toutes les conditions métamorphiques dans la croûte terrestre.

### 1.3.2. Influence de la température sur la composition minéralogique

D'après les travaux d'Homand en 1986 (**Homand, 1986**) certaines modifications minéralogiques peuvent avoir lieu dans les roches sous l'effet de la température. Ces modifications induisent un changement de leurs propriétés physiques. Dans ce paragraphe nous décrivons les transformations subies par les minéraux, en particulier ceux rencontrés le plus couramment dans les granulats pour béton.

#### a) Quartz

Bien que le quartz soit considéré comme le plus critique minéral, les granulats siliceux, qui en sont constitués principalement, sont fréquemment utilisés pour la fabrication du béton. Le quartz, de formule chimique  $\text{SiO}_2$ , appartient à la famille des tectosilicates où tous les oxygènes sont communs à deux tétraèdres  $\text{SiO}_4$ . Cet arrangement atomique fait que ce minéral soit relativement peu altérable, car la silice passe très difficilement en solution. D'une manière générale et quelle que soit la taille des grains, le quartz peut subir un départ d'eau piégée et/ou les impuretés peuvent subir une déshydroxylation sous l'effet de la température. L'importance de cette perte d'eau dépend de la catégorie cristalline : plus la taille des grains est petite (quartz crypto-cristallins), plus la quantité de silanols (composé chimique contenant au moins un atome de silicium directement lié à un groupe hydroxyle) est importante.

La forme de silice stable à basse température est le quartz  $\alpha$ . Au-dessus de  $573^\circ\text{C}$ , à la pression ambiante, une légère rotation des liaisons entre tétraèdres conduit à une forme cristalline de symétrie hexagonale : le quartz  $\beta$ . Cette transformation est facilitée par la similitude cristallographique de ces deux variétés de quartz et est parfaitement réversible. Des travaux de Bazant (**Bazant, 1996**) et Khou (**Khou, 2007**) ont relevé que ce changement de phase brutal d'un état  $\alpha$  à un état  $\beta$  s'accompagne d'un changement de volume de 1 à 5,7%. Certains auteurs notent même que cette dilatation volumique peut aller jusqu'à 8% (**Gérault, 1992**). Ces changements volumétriques peuvent avoir un effet d'endommagement sur les bétons fabriqués avec de tels matériaux lorsqu'ils sont exposés à des températures élevées. La température de la  $\alpha$ - $\beta$  transition du quartz peut aussi augmenter avec la pression.

Par ailleurs lorsque la température continue d'augmenter au delà de 573°C, on observe la transformation du quartz  $\beta$  en tridymite à 867°C, puis en cristobalite à 1470°C comme le montre la figure 1.2 ci-après (Fenner, 1913). Berry (Berry, 1959) démontre que toutes ces températures de transition de phase dépendent de la pression.

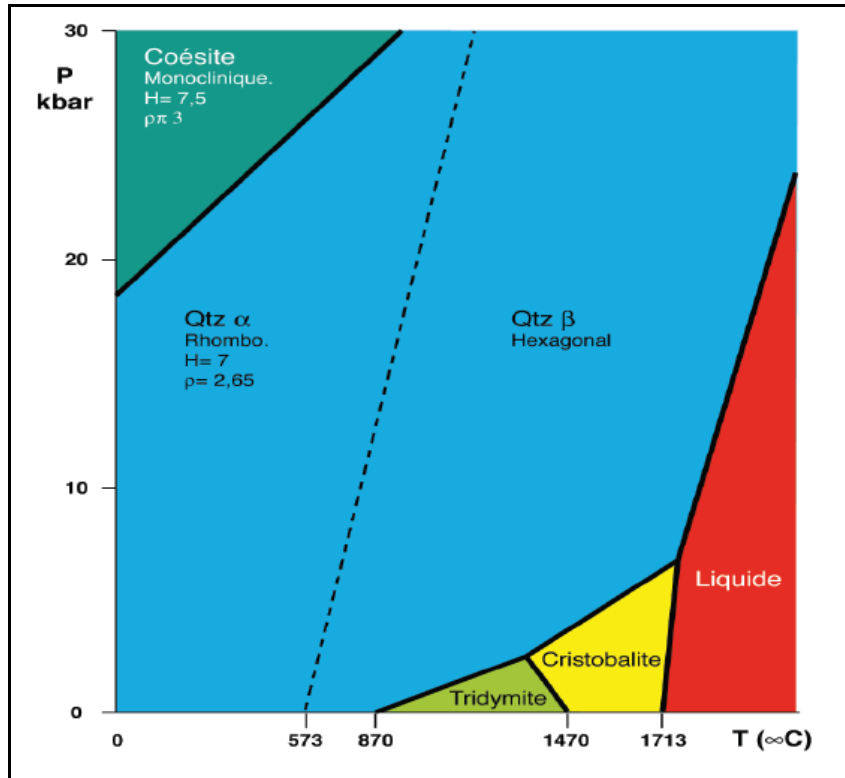


Figure 1.2: Diagramme de phase de la silice (Fenner, 1913).

b) Feldspath

Les travaux de Homand (Homand 1986) montrent que les feldspaths sont des minéraux qui ne présentent aucune altération structurale jusqu'à 700°C

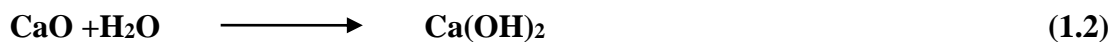
c) Micas

Les micas sont des aluminosilicates de couleur variée selon la composition chimique. On peut citer entre autres la muscovite qui, suivant les variétés, subit des modifications à partir des températures de 750°C à 900°C (Mack, 1957) la biotite (ou micas noir) qui est une solution solide qui ne subit pas de déshydroxylation dans l'intervalle des températures concernées lorsqu'elle est saine.

d) La Calcite

La calcite est, après le quartz, le minéral le plus répandu à la surface de la terre. La calcite commence à se dissocier (décarbonatation) dans un four aéré à partir de 660°C (Joue, 1980). Deer (Deer, 1992) a remarqué par contre que les granulats calcaires présentent un bon comportement thermique jusqu'à 700°C.

Au-delà de cette température, le carbonate de calcium commence à se décomposer en monoxyde de calcium (CaO) appelé chaux. Cette réaction évacue une quantité considérable de CO<sub>2</sub> qui atteint un pic à environ 800°C. A 898 °C Khou (**Khou, 2007**) démontre que la décarbonatation est complète. Cette décarbonatation entraîne une déstructuration du granulat. Un refroidissement et un retour à la température initiale induit l'apparition d'une nouvelle phase de minéral « Portlandite, Ca(OH)<sub>2</sub> » issue de la réaction du CaO avec l'humidité contenu dans l'air selon l'équation suivante :



Cette réaction entraîne un gonflement important se traduisant par un doublement du volume du matériau et conduit à son endommagement (**Rays, 2009 ; Ákos Török & Mónika Hajpál, 2005**).

e) *Les Minéraux argileux*

Les minéraux argileux et phyllosilicatés sont plus sensibles à la chaleur et montrent de sévères transformations à des températures élevées. Dans cette catégorie de minéraux on retrouve les minéraux d'altération des silicates (feldspaths par exemple) tels que la Kaolinite, la séricite et l'illite. La structure de la Kaolinite disparaît totalement autour de 550°C. L'illite est plus stable que la Kaolinite et persiste encore à 900°C bien qu'ayant perdu toute son eau de constitution (déhydroxylation/déshydratation) à 553°C. Généralement les minéraux argileux perdent un peu d'eau (adsorption) aux environs de 105°C. Les réactions de déshydroxylation se situent aux environs de 410°C pour l'illite, de 430°C pour la Kaolinite et 700°C pour la séricite (**Joue, 1980**). À côté des changements minéralogiques, un changement de couleur de la roche chauffée peut également apparaître, indiquant ainsi une transformation des minéraux argileux. La Glauconite, qui par exemple est verte à la température ambiante (22°C), change en couleur orange à 450°C, puis en rouge brun à 900°C. La chlorite quant à elle passe de la couleur verte à 22°C à la couleur jaune à 900°C (**Ákos Török et Mónika Hajpál, 2005**).

f) *La Chlorite*

La Chlorite fait suite très fréquemment à une altération de la biotite. C'est un minéral qui peut perdre un peu d'eau adsorbée vers 130°C. Les travaux de Homand (**Homand, 1986**), révèlent que les réactions de déshydroxylation par contre démarrent vers 450°C et se poursuivent jusqu'à 900°C suivant les variétés.

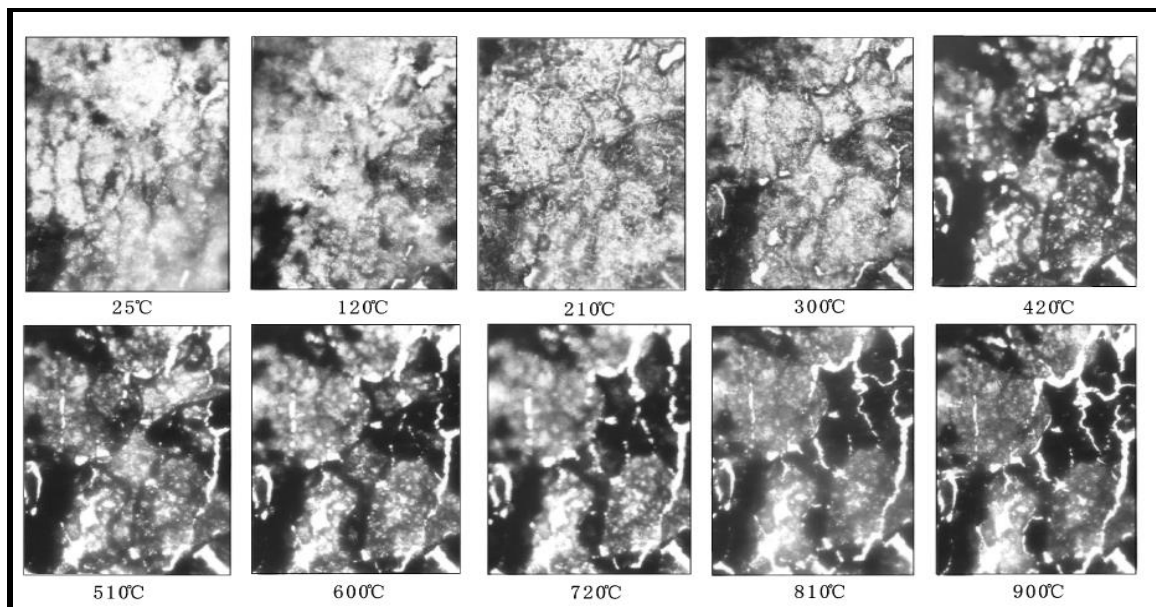


g) *La Goethite*

La goethite ou jarosite aux cristaux relativement rares, est une forme hydratée d'oxyde de fer  $\text{FeO}(\text{OH})$ . Elle est le seul minéral à montrer une altération à des températures élevées. Sa température minimale de début de déshydratation est de  $250^\circ\text{C}$ , avec une perte en eau d'environ 11% (Joue, 1980). Cette réaction de déshydratation conduit à une température de  $900^\circ\text{C}$  à la formation d'une nouvelle phase de minéral appelé Hématite ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ) (Ákos Török et Mónica Hajpál, 2005).

### 1.3.3. Influence des hautes températures sur la microstructure des roches dures

Sous l'effet de la température le réseau cristallin des minéraux et la structure des roches dures changent avec une modification des discontinuités telles que les microfissures et les micropores (Mokhfi et William, 2009). Même un très faible réchauffement de la roche (température à partir de  $50^\circ\text{C}$ ) peut déjà induire des microfissures dans la microstructure de la roche (Mónica Hajpál, 2002). En effet, une augmentation de la température produit une variation différentielle des dimensions de la granulation de la roche, donnant lieu à une microfissuration qui s'accroît avec la température. Ce développement des microfissures conduit à affaiblissement de la résistance de la roche et par conséquent compromet sa durabilité.



**Figure 1.3 :** Structure microscopique du Grès en fonction de la variation de la température (Zhang Yuang, 2005)

En 2007 S. Chaky *et al.* (S. Chaky *et al.*, 2008) nous donnent un exemple concret, en montrant comment les variations de la température induisent des microfissures dans le granite.

Il explique que cela est dû à l'hétérogénéité de sa composition minéralogique ou aux phases de transition de certains minéraux comme le quartz. En effet les minéraux constituant le granite ont des coefficients d'expansion thermique différents. Cette différence conduit à la création des contraintes inter-granulaires qui à leur tour sont à l'origine de la création d'un réseau de microfissures. En fonction de la valeur de la température, les microfissures peuvent s'initier entre les grains de minéraux (microfissures inter-granulaires) ou apparaître à l'intérieur de ceux-ci (microfissures intra-granulaires). C'est le cas dans la phase de transition  $\alpha/\beta$  du quartz. Les microstructures imbriquées des roches ignées et métamorphiques conduisent généralement à un matériau rocheux de haute résistance, tandis que les microstructures des roches sédimentaires conduisent souvent à un matériau rocheux de faible résistance, particulièrement lorsque la cimentation est faible. Toute faiblesse existante dans une matrice de matériau rocheux (microfissures, pores, grains faibles et cimentation) affaiblit aussi le matériel rocheux lui-même. D'une manière générale il ne s'agit là que d'un comportement global du matériau rocheux résultant de nombreux autres paramètres dont certains sont présentés ci-dessous.

*a) Le mode fracturation*

La compréhension des comportements de craquage thermique de la roche contribue non seulement à expliquer la structure interne de la terre, le mécanisme de tremblement de terre et les problèmes théoriques liés mais aussi peut être utilisé dans plusieurs applications.

*b) La formation et le développement des défauts et des micro-défauts*

Certains phénomènes sont observés pendant l'échauffement du rocher. Les défauts initiaux continus à se développer, pendant que de nouveaux se forment à la frontière des grains de minéraux et à l'intérieur des grains cristallins. Ces nouveaux défauts grandissent le long des frontières inter-granulaires avant de se propager à l'intérieur des grains. Ce qui conduit à la formation d'une fissure qui est contrôlée par la forme, la disposition et la cimentation des grains de cristaux minéraux. Généralement la fissuration inter-granulaire est supposée liée à la phase poreuse et la fissuration intra-granulaire à la phase matricielle. Partant de l'état initial (à la température ambiante), l'augmentation continue de la température entraîne aussi une augmentation continue de la quantité des micro-défauts. Ce phénomène est due au développement des défauts d'origine d'une part, et d'autre part à l'initiation et à l'apparition de nouveaux micro-défauts.

*c) Formation des zones de défaillance*

L'augmentation de la température (à partir de 180°C) dans le bloc rocheux entraîne la naissance des zones de défaillance dans certaines parties du cristal minéral et aux interfaces des grains. Ces zones de défaillance commencent à s'étendre progressivement avec l'élévation de la température. Les principales raisons à cette extension sont la décomposition et la transformation des minéraux à faible température de fusion d'une part, et d'autre part le développement permanent des fissures au fur et à mesure que la température continue à s'élever.

*d) Observation microscopique du développement des microfissures*

M. Keshavarz *et al* (**M. Keshavarz *et al*, 2011**) ont effectué en 2011 une observation microscopique des spécimens de disques de gabbro de 10 mm spécialement préparé et traité thermiquement avant les essais mécaniques. Ils se sont servis d'un microscope lumineux dans le but d'expliquer les changements mécaniques s'opérant pendant le traitement thermique. La texture et la minéralogie des spécimens ont été ensuite analysées pour comprendre le mécanisme de formation des microfissures et leur contribution à l'endommagement du matériau.

Les observations microscopiques ont montré qu'en dessous de 600°C, l'initiation des microfissures est beaucoup plus liée à la différence de coefficient d'expansion thermique existant entre les cristaux de minéraux. Cependant, aux hautes températures, l'oxydation des ions Fe<sup>2+</sup> et Mg<sup>2+</sup> présents dans la roche, ainsi que la libération des fluides d'inclusion, sont les facteurs dominants responsables de l'endommagement de la roche.

**1.3.4. Influence des hautes températures sur les propriétés physiques des roches**

En 2004 Maxime Lion dans sa thèse de PhD (**Maxime Lion, 2004**) fait remarquer que la température pouvait engendrer des phénomènes antinomiques comme la densification et la fissuration dans les roches dures, et influencer considérablement leurs propriétés physiques. Cette remarque fait naître différentes tendances de recherche qui vont s'intéresser entre autres à l'évolution de la porosité, de la perméabilité, des propriétés élastiques, de la modification de la densité, du volume et du coefficient de dilatation thermique.

D'une manière générale, l'étude de la variation des propriétés physiques des roches en fonction de la température dépend non seulement de la température d'exposition de la roche, de l'histoire de la roche elle-même (**Hong Tian *et al.*, 2012**), mais également des conditions expérimentales, dont particulièrement du traitement thermique, du mode de chauffage et de refroidissement.

Ses études sur le grès montrent que le principal mécanisme de changement des propriétés physiques après un traitement thermique est l'endommagement structural de la roche. Ce qui peut alors entraîner la modification des propriétés évoquées ci-dessus, qui à leur tour favorisent l'apparition ou le développement des déformations à la suite de la relaxation des contraintes. Tout cela provoque des changements dans l'état de phase de la roche et peut conduire à son affaiblissement. Nous allons essayer ici de regarder avec beaucoup plus de détails ces différents phénomènes.

#### 1.3.4.1. Évolution de la porosité en fonction de la température

La porosité est l'une des propriétés physiques de base des roches. Après le traitement thermique à haute température, les changements qui s'opèrent sur la porosité sont généralement liés à l'expansion thermique, au changement du réseau des microfissures et à l'endommagement de la structure rocheuse comme souligné plus haut. En gros une augmentation de la température entraîne une augmentation de la porosité due à une baisse de la densité du matériau comme le démontre G.Wu *et al.* (G.Wu *et al.*, 2013) dans leur travail. Par ailleurs on démontre que le traitement thermique du granite augmente efficacement sa porosité et entraîne l'apparition de nouvelles microfissures après le chauffage (Takarli *et al.*, 2008). La figure 1.4 ci-dessous donne une bonne illustration de ce phénomène.

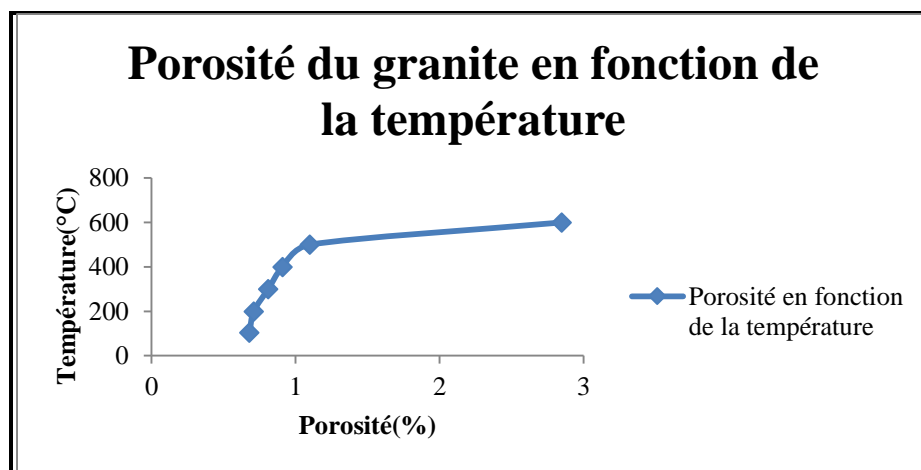


Figure 1.4: Porosité du granite en fonction de la température (S. chaky *et al.*, 2007).

On observe une faible croissance de la porosité pour l'intervalle de température compris entre 100°C à 500°C. Cela montre que l'échantillon subit une modification structurale mineure dans cet intervalle de température, laquelle est due à un agrandissement des microfissures déjà existantes et certainement à une création de nouvelles qui s'élargissent en fonction de la température.

Le plus grand changement qui s'observe entre 500°C et 600°C est induit par une croissance plus significative des microfissures ouvertes, et par conséquent augmente la porosité efficace.

#### 1.3.4.2. Évolution de la perméabilité en fonction de la température

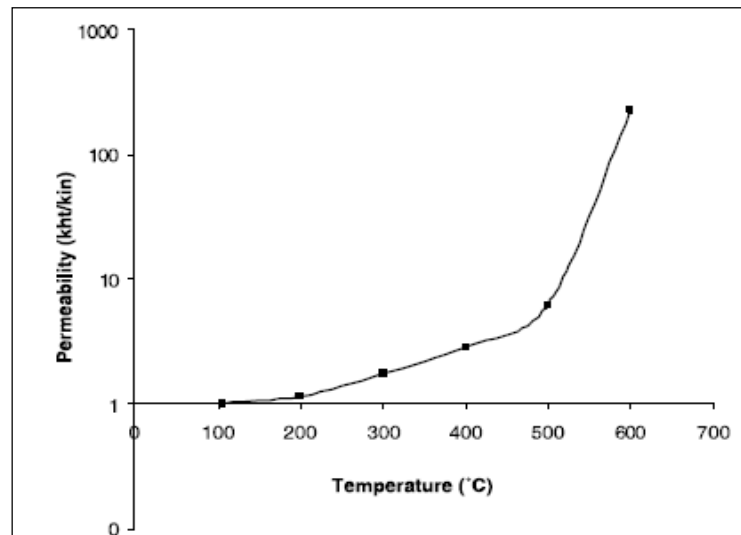
Les différentes mesures de perméabilité donnent une indication spécifique sur la dégradation du matériau et plus précisément sur le changement du réseau des pores. Ce réseau des pores constitue de potentiels sentiers pour l'infiltration des solutions agressives. Cela montre que la perméabilité et la porosité sont très liées. C'est pour cela que la perméabilité est l'une des propriétés les plus importantes utilisées pour la caractérisation des matériaux poreux. Elle permet une évaluation des propriétés de transport de la roche. Elle dépend elle-même aussi de la connectivité des pores, de leur géométrie et de leur forme. Elle est décrite par son coefficient apparent, qui est calculé en utilisant la relation de Hagen Poiseuille pour un écoulement laminaire des fluides compressibles et visqueux à travers un matériau poreux.

$$K_a = \frac{Q}{A} \left( \frac{2\mu L P_{atm}}{P_i^2 - P_{atm}^2} \right) \quad (1.3)$$

Dans cette relation, Q est le débit volumique expérimentalement mesuré,  $P_{atm}$  la pression atmosphérique,  $P_i$  la pression appliquée et  $\mu$  la viscosité du fluide utilisé. Les différents travaux de Greenberg *et al.* (Greenberg *et al.* 1968) ; de Weibrandt *et al.* (Weibrandt *et al.* 1975), de Shmonov *et al.* (Shmonov *et al.* 1994) et de Fischer *et al.* (Fischer *et al.* 1992) montrent que l'évolution de la perméabilité en fonction de la température peut suivre, selon la nature de la roche et de l'intervalle de température trois tendances: une diminution tout d'abord et ensuite une augmentation ou alors tout simplement une augmentation. Ces différentes tendances favorisent les phénomènes de dilatation libre des grains dans les vides tout en ne provoquant pas de fissuration thermique. D'une manière chronologique, on remarque que la densification thermique qui cause une réduction de la perméabilité peut être souvent une première étape de l'évolution de la perméabilité des roches sous température. Elle est alors suivie d'une seconde étape correspondant à la fissuration du matériau. C'est cette seconde étape qui engendre une augmentation de la perméabilité.

Dans le cas de certaines roches selon Le Guen (Le Guen, 1991) aussi en appui aux travaux de Shmonov *et al.* (Shmonov *et al.*, 1994), il se pourrait que seuls les phénomènes de fissuration thermique interviennent. Dans ce cas, la perméabilité connaît uniquement une augmentation continue en fonction de la température.

La Figure 1.5 illustre cette tendance, donne les valeurs de la perméabilité lors du refroidissement et montre que la perméabilité résiduelle est supérieure à la perméabilité initiale, conséquence d'une formation irréversible de fissures.



**Figure 1.5:** Perméabilité du granite en fonction de la température (Chaki et al., 2007).

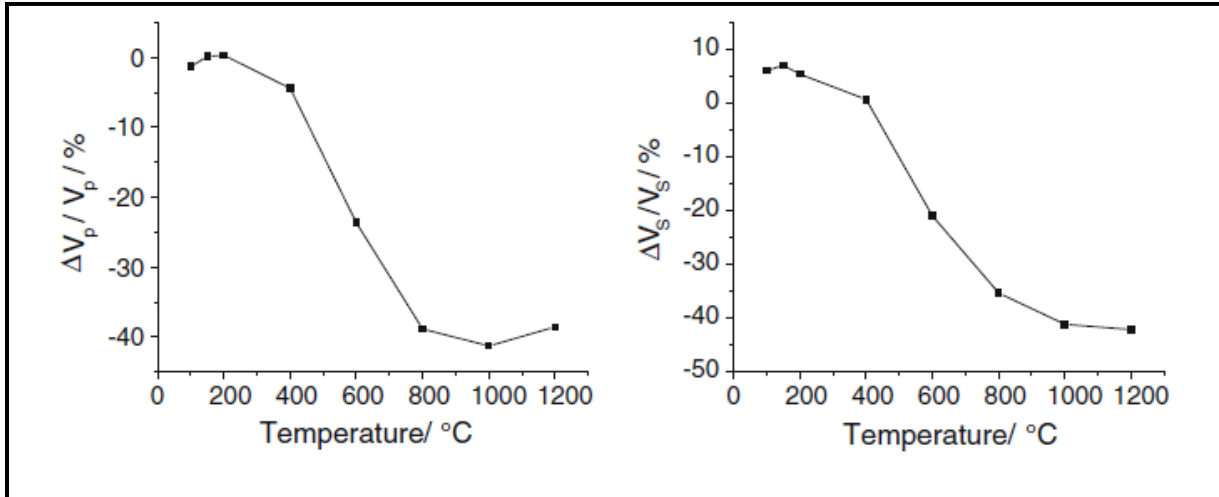
#### 1.3.4.3. Évolution des vitesses d'ondes élastiques en fonction de la température

La détermination de la vitesse de propagation des ondes élastiques (ondes acoustiques) à travers les matériaux avant et après le chauffage est un outil efficace pour évaluer les changements des propriétés de ces derniers en fonction de la température. Les résultats d'un grand nombre de travaux de recherche ont prouvé que la vitesse de propagation de ces ondes dans les roches dépend de leur composition minéralogique, de leur densité, de leur porosité, des microfissures, de la température et surtout de la pression appliquée. Somerton (Somerton, 1992) montre dans ses travaux que la vitesse des ondes longitudinales décroît avec l'augmentation de la température pendant ou après un traitement à haute thermique. Cette diminution est attribuée à la création, sous l'effet des variations thermiques, de nouvelles fissures ou l'extension de celles qui existaient déjà dans le matériau (Mohkfi Takarli et al., 2007). Il affirme cependant que la fissuration décelée par ces mesures acoustiques de vitesses n'est pas une fissuration connectée.

En effet, dans les roches cristallines comme les granites, l'anisotropie thermique des minéraux constitutifs de la roche provoque des inégalités de dilatations ou de contractions, et par conséquent des déplacements relatifs aux limites des cristaux (Perami et al., 1992).

Il en résulte des contraintes inter-granulaires qui peuvent conduire à la fissuration de la roche, notamment au niveau des joints des différents grains (Menéndez, 1999).

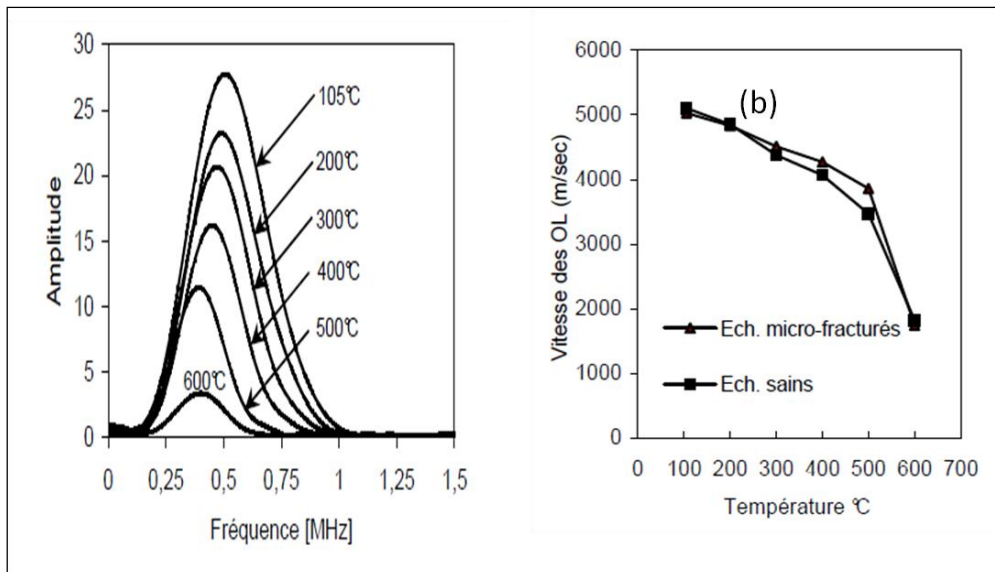
Ces phénomènes conduisent à une réduction significative des vitesses des ondes, tant longitudinale que transversales, au-delà des températures de 200°C comme le ressort G. Wu *et al.* (G.Wu *et al.*, 2013), dans un travail expérimental très récent effectué sur du grès (figure 1.6).



**Figure 1.6 :** Variation des vitesses d’ondes longitudinales  $V_p$  et transversales  $V_s$  dans le Grès en fonction de la température (G. Wu *et al.*, 2013)

En 2008 Mokhfi *et al.* (Mokhfi *et al.*, 2008), par une méthode de transmission électroacoustique, ont mesuré la vitesse de propagation des ondes longitudinales dans un échantillon de granite sain et un échantillon de granité micro-fracturé après traitement thermique. Ils notent un comportement identique pour les deux types d’échantillons. La vitesse diminue progressivement et de manière quasi linéaire jusqu’à 500°C, température à laquelle on observe des pertes de l’ordre de 32% par rapport à l’état initial (105°C). Au-delà de cette température la diminution de vitesses est plus significative et est de l’ordre de 63% à 600°C. Cette diminution des vitesses indique clairement que le traitement thermique induit des transformations irréversibles qui modifient le chemin parcouru par l’onde. La Figure 1.7 ci-dessous montre l’évolution du spectre fréquentiel en fonction de la température sur le granite.

L’analyse de ces courbes montre d’une part la diminution de l’amplitude du signal due à l’atténuation des ondes induites par l’accroissement des vides dans la roche, et d’autre part la diminution de la fréquence centrale. La diffusion des ondes sur les fissures affecte donc plus sensiblement les fréquences élevées du signal.



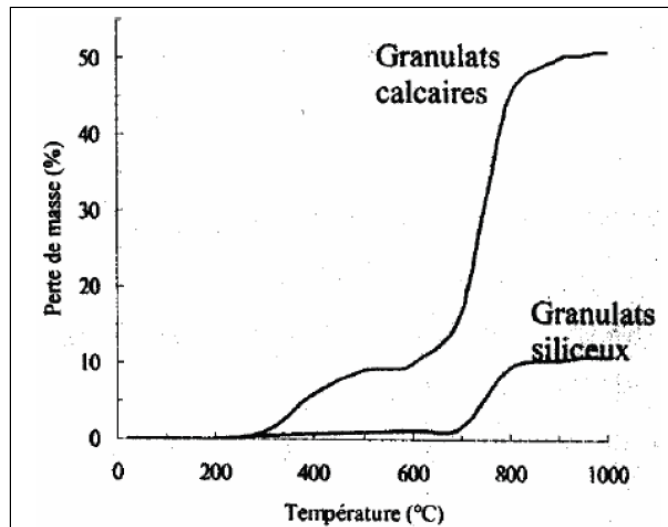
**Figure 1.7:** (a) Évolution du spectre fréquentiel en fonction de l'augmentation de la température, (b) évolution des vitesses longitudinales dans le Granite en fonction de l'augmentation de la température (Mokhfi et al., 2008).

#### 1.3.4.4. Évolution de la densité en fonction de la température

Le traitement thermique des roches (augmentation de la température) entraîne la déshydratation, la déshydroxylation et la décarbonatation des minéraux. Ces phénomènes entraînent la perte de masse et l'augmentation du volume des roches, autrement dit une modification remarquable de la densité. Selon la nature minéralogique de la roche, cette perte de masse peut être variée. Harmathy et Allen en 1973 (Meno, 2004) ont confirmé cette grande différence en travaillant sur des granulats calcaires et des granulats siliceux (figure 1.8). Les granulats calcaires, du fait de la décarbonatation de la calcite et au départ de  $\text{CO}_2$ , subissent une perte de masse plus importante. Les granulats siliceux sont essentiellement composés de quartz qui subit une transformation minéralogique ( $\alpha \rightarrow \beta$  à  $573^\circ\text{C}$ ), mais restent stables chimiquement. La perte de masse de ces granulats induit des variations dimensionnelles, donc de la densité des échantillons.

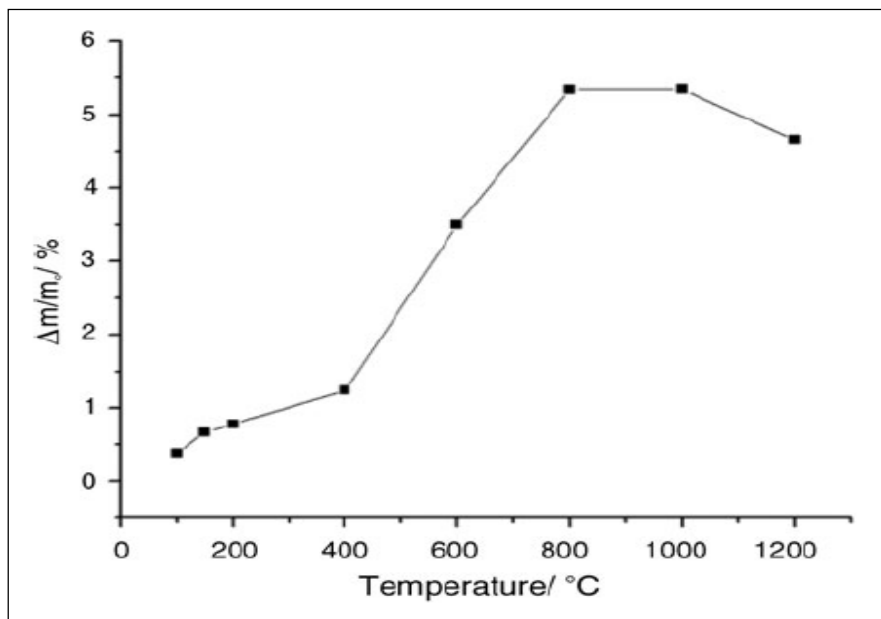
Il y a des raisons de croire que c'est ce phénomène qui peut être à l'origine des endommagements que subissent les bétons sous l'effet de températures élevées.





**Figure 1.8 :** Perte de masse de deux types de granulats (calcaire et siliceux) d'après Harmathy et Allen en 1973 (Meno, 2004).

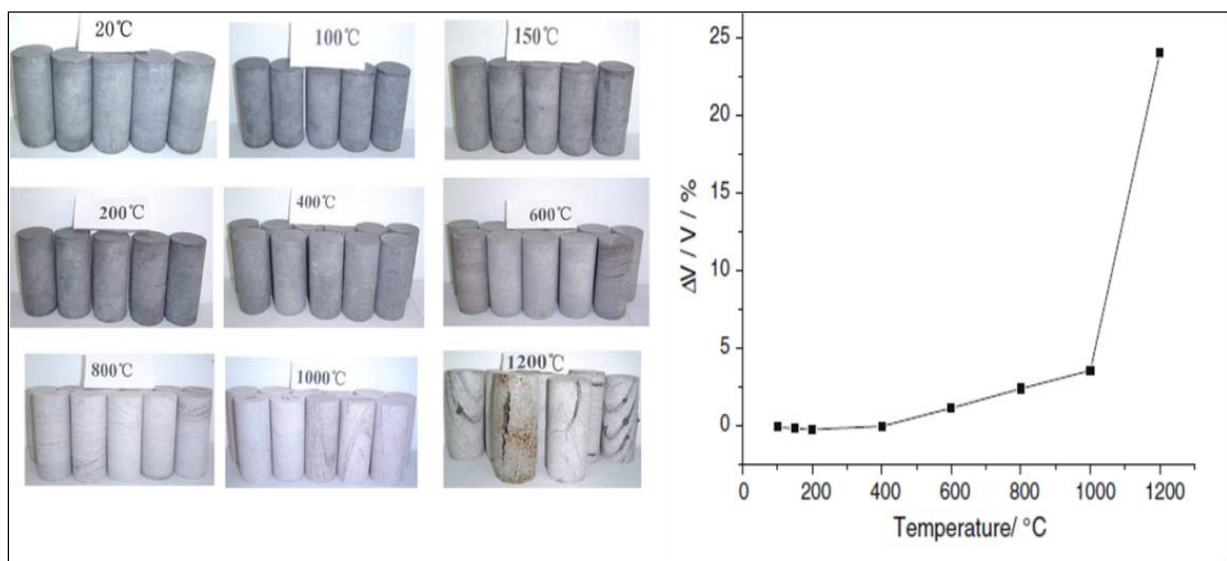
Les travaux de G.WU *et al.* (G.WU *et al.*, 2013) sur du grès confirment ce phénomène de perte de masse lorsque les matériaux sont soumis à une certaine plage de températures, comme le ressort la figure 1.9 ci-dessous. En effet, durant l'échauffement de la roche, sa masse est soumise à une variation due à l'évaporation de l'eau et à la déshydratation progressive.



**Figure 1.9 :** Evolution de la masse du Grès en fonction de la température (G.Wu *et al.*, 2013)

#### 1.3.4.5. Evolution du volume en fonction de la température

De façon générale, les roches soumises aux hautes températures augmentent de volume a cause de l'expansion thermique. Les travaux de Hong Tian *et al.* en 2012 (**Hong Tian *et al.*, 2012** ) et ceux de Somerton en 1992 (**Somerton, 1992**) montrent que ce changement de volume est caractérisé par des élongations permanentes après le refroidissement et le retour à la température ambiante. Par ailleurs, d'après les observations de G.WU en 2013 (**G.Wu *et al.*, 2013**), les échantillons de roches soumis aux traitements thermiques subissent un changement d'apparence durant le processus de chauffage. En dessous de 400°C les échantillons chauffés se contractent (perte de l'eau libre et de l'eau liée ou de constitution) et semblent perdre un peu de volume. Au-dessus de 400°C, les échantillons augmentent remarquablement en volume au fur et à mesure que la température augmente. Pour le cas du grès étudié par G.Wu *et al.*, (**G.Wu *et al.*, 2013**), on a observé approximativement une variation relative en volume de 25% à 1200°C. On observe tout d'abord une contraction, et en suite une expansion avec l'augmentation de la température.



**Figure 1.10** : Evolution du volume du grès en fonction de la température (**G.Wu *et al.*, 2013**).

#### 1.3.4.6. Évolution du coefficient de dilatation thermique en fonction de la température

Le coefficient de dilatation thermique est un paramètre fondamental, utilisé très souvent pour exprimer le changement de volume d'une substance en raison d'un changement de température.

Malgré ses valeurs très faibles il est d'après M. Keshavarz *et al*, (**M. Keshavarz et al, 2010**) l'une des premières causes de l'endommagement thermique de la structure rocheuse. Il est défini par la relation suivante :

$$\alpha_v = \frac{1}{V} \left( \frac{\partial V}{\partial T} \right)_{P=cte} \quad (1.4)$$

Lors d'une augmentation de température, les minéraux qui composent les roches subissent des dilatations et les contractions thermiques. La dilatation thermique est essentiellement anisotrope. Elle amplifie l'hétérogénéité minéralogique des roches et provoque alors des inégalités de dilatation (**Somerton, 1992 ; Zara, 1994**). Les différents coefficients d'expansion thermique le long des différents axes cristallographiques du matériau peuvent également causer l'endommagement de la structure de la roche sous haute température (**Somerton, 1992**). Il survient alors des phénomènes d'incompatibilité de déformation lorsque l'ordre de grandeur des dilatations thermiques n'est plus le même suivant les minéraux (**Homand, 1986**) ou suivants les différents axes du matériau. Chaki *et al.* (**Chaki et al., 2008**) ont suggéré dans leur travaux que la charge thermique des roches génère des fracturations localisées ou micro-fissures via deux mécanismes différents, l'incompatibilité de la dilatation thermique du à l'anisotropie des différentes orientations et la fissuration. Le tableau ci-dessous ressort un peu ce phénomène pour le cas de l'anisotropie dans la calcite et le quartz.

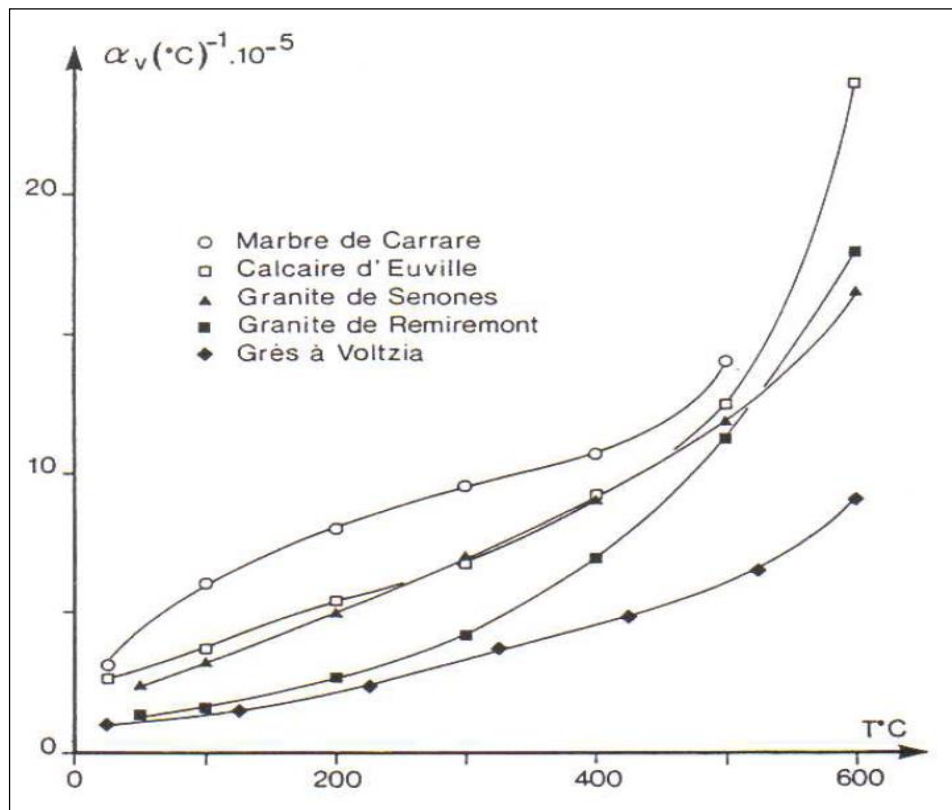
Tableau 1.2: Variation du coefficient de dilatation en fonction des axes de symétries par –  
(**Maxime Lion, 2004**).

Minéral	Axe	Pourcentage de dilatation thermique (%) entre 20 °C et :			
		100 °C	200 °C	400 °C	600 °C
Calcite	// axe c	0,19	0,48	1,12	1,82
	⊥ axe c	-0,04	-0,10	-0,18	-0,22
Quartz	// axe c	0,08	0,18	0,43	1,02
	⊥ axe c	0,14	0,30	0,73	1,75

Les phénomènes de dilatations différentielles provoquent une concentration des contraintes aux joints de grains et donc une fissuration.

De façon générale, le coefficient de dilatation thermique des minéraux croît avec la température. Pour le cas du quartz monzonite, il augmente avec la température et diminue avec l'augmentation de la pression de confinement (**Zhang Yuang et al., 2005**).

Homand (**Homand, 1986**) montre de même dans ses travaux cette variation des coefficients de dilatation thermique en fonction de la température pour le cas des granites de Senones et de Remiremont, le marbre, le calcaire et les gres de Voltzia (*Figure 1.11*).



**Figure 1.11** : Variation du coefficient de dilatation thermique des roches en fonction de la température (**Homand, 1986**)

### 1.3.5. Influence des hautes températures sur les propriétés mécaniques des roches

Les propriétés mécaniques des roches soumises aux hautes températures dépendent de leur microstructure, de leur composition minéralogique et des conditions d'essais (régime d'échauffement et refroidissement, charge mécanique, etc.). Sous haute température, les propriétés mécaniques peuvent changer considérablement et avoir une grande influence sur la déformation et la stabilité des structures rocheuses (**Rao et al. 2009, M. Keshavarz et al. ,2010**). Ceci rend donc primordial l'étude du comportement des propriétés mécaniques.

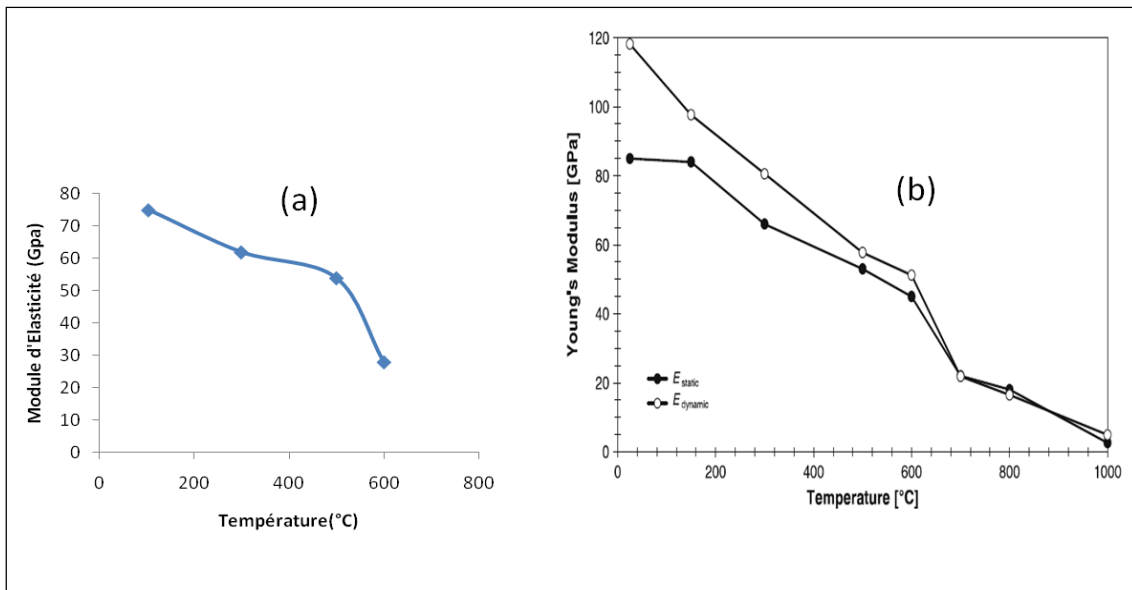
Il a par exemple été démontré que, lors des essais de compression uniaxiale, la température provoque une diminution du module d'Young, du coefficient de Poisson, de la contrainte à la rupture et même du seuil de plasticité (**Homand, 1986**). Il s'agit bien de comportements principalement causés par la fissuration thermique.

Dans cette partie sont présentés les travaux, qui ont contribué aux effets de la température sur le comportement mécanique des principales roches dures comme les granulats issus des carrières telles que les granites, les grès et les gabbros. Tour à tour les travaux sur l'évolution de la résistance mécanique des matériaux et du module élastique longitudinal seront présentés. Il sera alors principalement question de voir comment la température influence ces paramètres après ou pendant les différents essais. Ensuite on se concentrera sur les travaux d'analyse des courbes contrainte-déformation, afin de mieux comprendre les effets de l'augmentation de la température sur le processus de rupture des échantillons.

#### *1.3.5.1. Évolution du module de Young en fonction de la température*

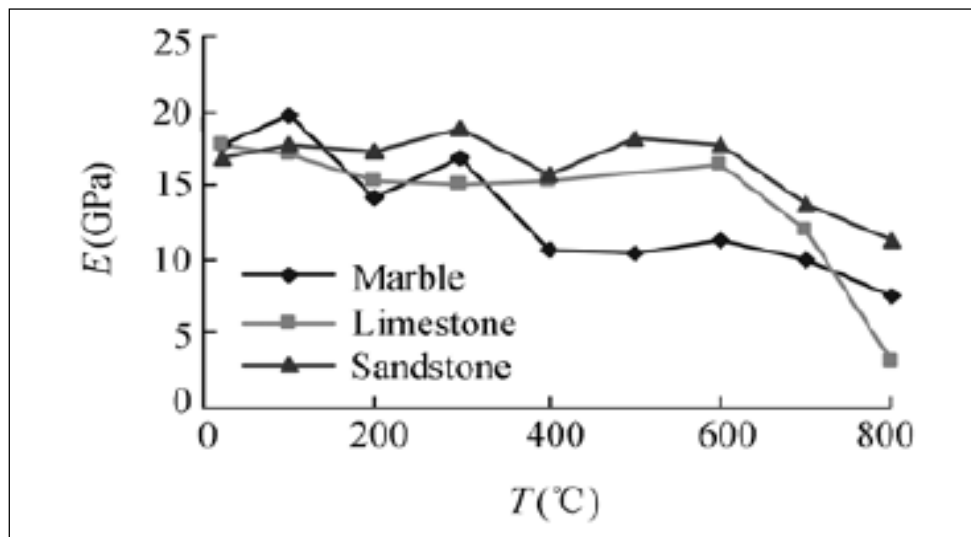
##### *a) Module de Young statique*

L'évolution du module d'élasticité en fonction de la température est déterminée à partir des courbes contrainte-déformation lors des essais de compression uniaxiale. Plusieurs travaux comme ceux de G. Wu *et al.* en 2013 (**G. Wu *et al.*, 2013**); de Rao *et al.* en 2009 (**Rao *et al.*, 2009**) ou de Mokhfi *et al.* en 2009 (**Mokhfi *et al.*, 2008**) se sont basés sur l'influence de la température sur le module d'Young résiduel. De façon générale on observe une décroissance du module d'Young en fonction de la température. Les courbes de la figure 1.15 ci-dessous présentent d'une part la variation du Module d'Young statique et dynamique en fonction de la température du gabbro thermiquement traité (**M. Keshavarz *et al.* 2010**), et d'autre part la variation du module de d'Young statique du granite avec l'augmentation de la température (**Mokhfi Takarli *et al.* 2009**).



**Figure 1.12 :** Variation du module de Young en fonction de la température : (a) cas du Granite (Mokfi Takarli et al., 2009), (b) cas du Grabbro (Keshavarz et al., 2010)

Beaucoup d'autres travaux comme de Zhang et al. (Zhang et al. en 2009) effectués sur trois types de roches différentes (marbre, calcaire et grès) vont d'ailleurs confirmer ce comportement caractéristique du module d'élasticité de Young. Certes que les résultats obtenus sont assez dispersés, mais cela peut s'expliquer par l'hétérogénéité des différentes roches d'une part, et d'autre part aux conditions et paramètres expérimentaux.



**Figure 1.13 :** Module d'Young de certaines roches en fonction de la température (Zhang Lian et al., 2009).

b) Module élastique de Young Dynamique

Le module élastique dynamique d'un matériau est directement lié aux vitesses longitudinale et transversale de propagation des ondes élastiques dans ce dernier. Cette liaison est donnée par la relation ci-après :

$$E_d = \frac{(1-2\nu_d)(1+\nu_d)}{(1-\nu_d)} \rho V_p^2 = \frac{\rho V_s^2 (3V_p^2 - 4V_s^2)}{V_p^2 - V_s^2} \quad (1.6)$$

Contrairement au module d'Young statique, le module élastique dynamique peut être indirectement déterminé par des méthodes de mesure non destructives. Des travaux expérimentaux de Keshavarz en 2010 (**M. Keshavarz, 2010**) réalisés sur le gabbro, ont remarqué également une baisse du module d'Young dynamique quand la température augmente. De même les mesures de G.WU *et al* en 2013 (**G.WU *et al.*, 2013**) sur le grès confirment également ce comportement en donnant les résultats similaires. Cependant on remarque qu'au delà d'une certaine température (800°C) le module d'Young dynamique décroît faiblement

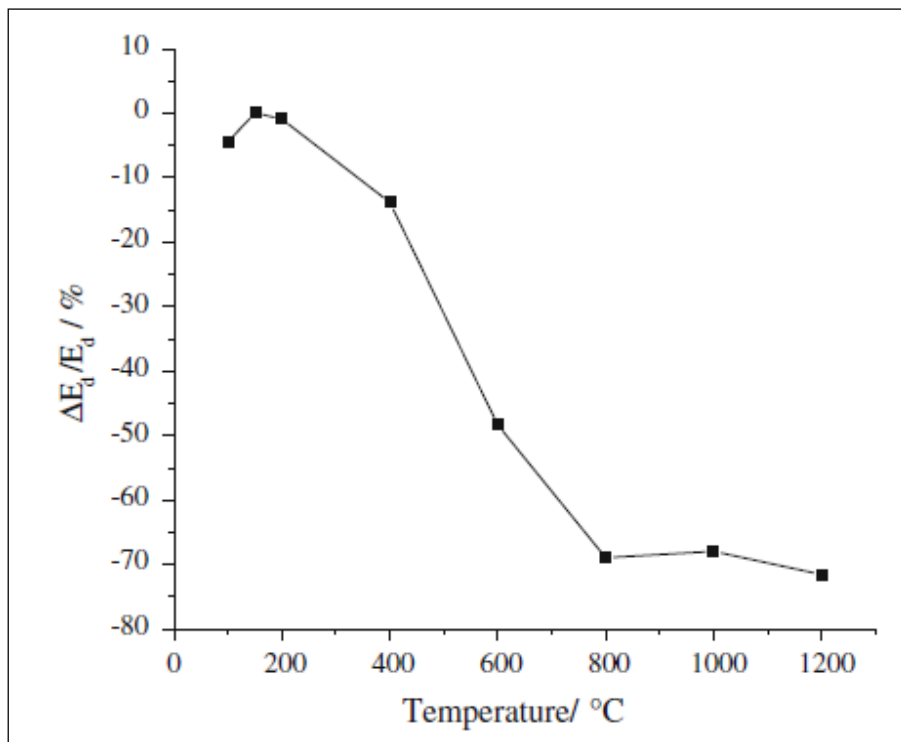


Figure 1.14: Module d'Young dynamique du Grès en fonction de la température

(G.Wu *et al.*, 2013)

1.3.5.2. *Évolution du coefficient de Poisson en fonction de la température*

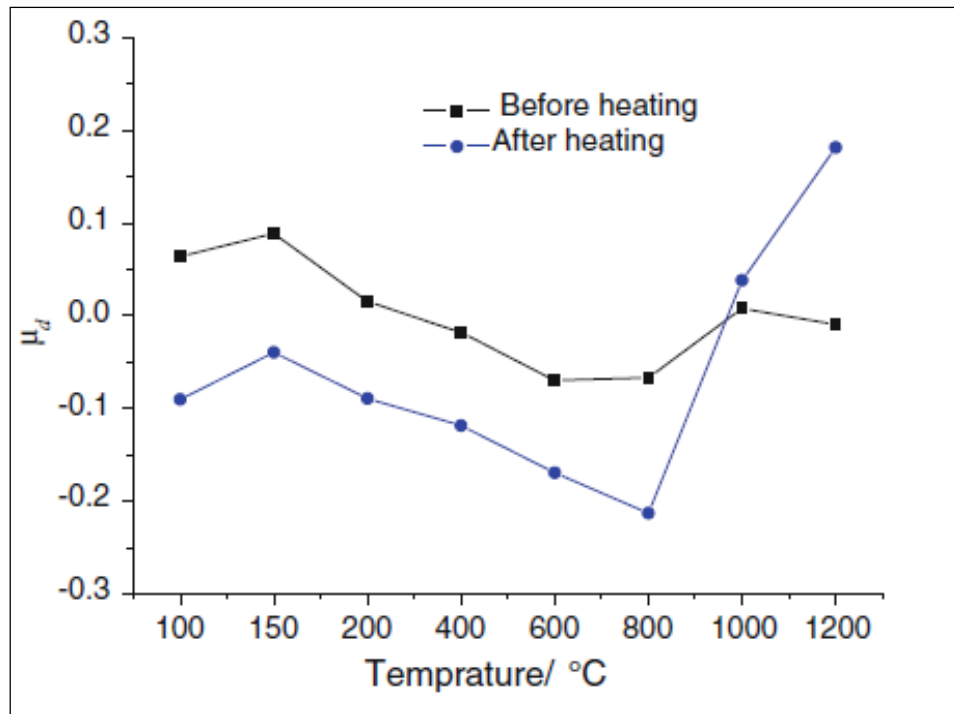
a) *Coefficient de Poisson dynamique*

Le coefficient de Poisson est un paramètre mécanique très caractéristique des matériaux, particulièrement des roches dures. Très lié au module élastique d'Young, il s'exprime aussi à partir des vitesses longitudinale et transversale des ondes élastiques comme l'indique la relation suivante :

$$\nu_d = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)} \quad (1.7)$$

Les mesures du coefficient de Poisson dynamique effectuées par G.Wu *et al.* en 2013 (G.Wu *et al.*, 2013) sur le grès sont présentées sur la figure 1.15 ci-dessous. Ces courbes montrent comment le coefficient de poisson dynamique varie en fonction de la température, et confirme une fois de plus le changement drastique des caractéristiques physiques du matériau en fonction des hautes températures, ici pour des températures au-dessus de 800°C. On remarque qu'au delà de cette température, le coefficient de Poisson dynamique croit de manière significative. Autour de 950°C le coefficient de Poisson dynamique apparaît encore plus affecté.

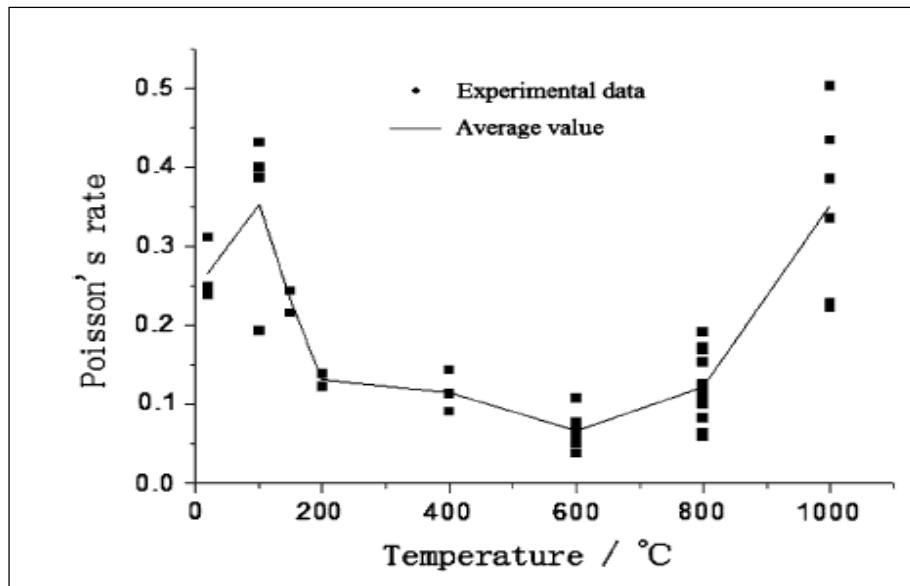




**Figure 1.15:** Coefficient de Poisson dynamique du Grès en fonction de la température, avant et après le traitement thermique (G. Wu *et al.*, 2013)

a) Coefficient de Poisson statique

Le coefficient de Poisson statique est le rapport entre la déformation latérale et la déformation axiale d'un matériau lorsqu'il est soumis à un chargement de compression uniaxiale. On trouve très peu d'informations sur son comportement en fonction de la température dans la littérature. Cependant, les mesures effectuées par G. Wu *et al.* (G. Wu *et al.*, 2013) dans leurs travaux de 2013 laisse apercevoir une variation un peu aléatoire, voir même dispersif du coefficient de Poisson statique avec l'augmentation de la température comme le présente la figure 1.16 ci-dessous.



**Figure 1.16:** Coefficient de Poisson statique du Grès en fonction de la température

(G. Wu et al., 2013)

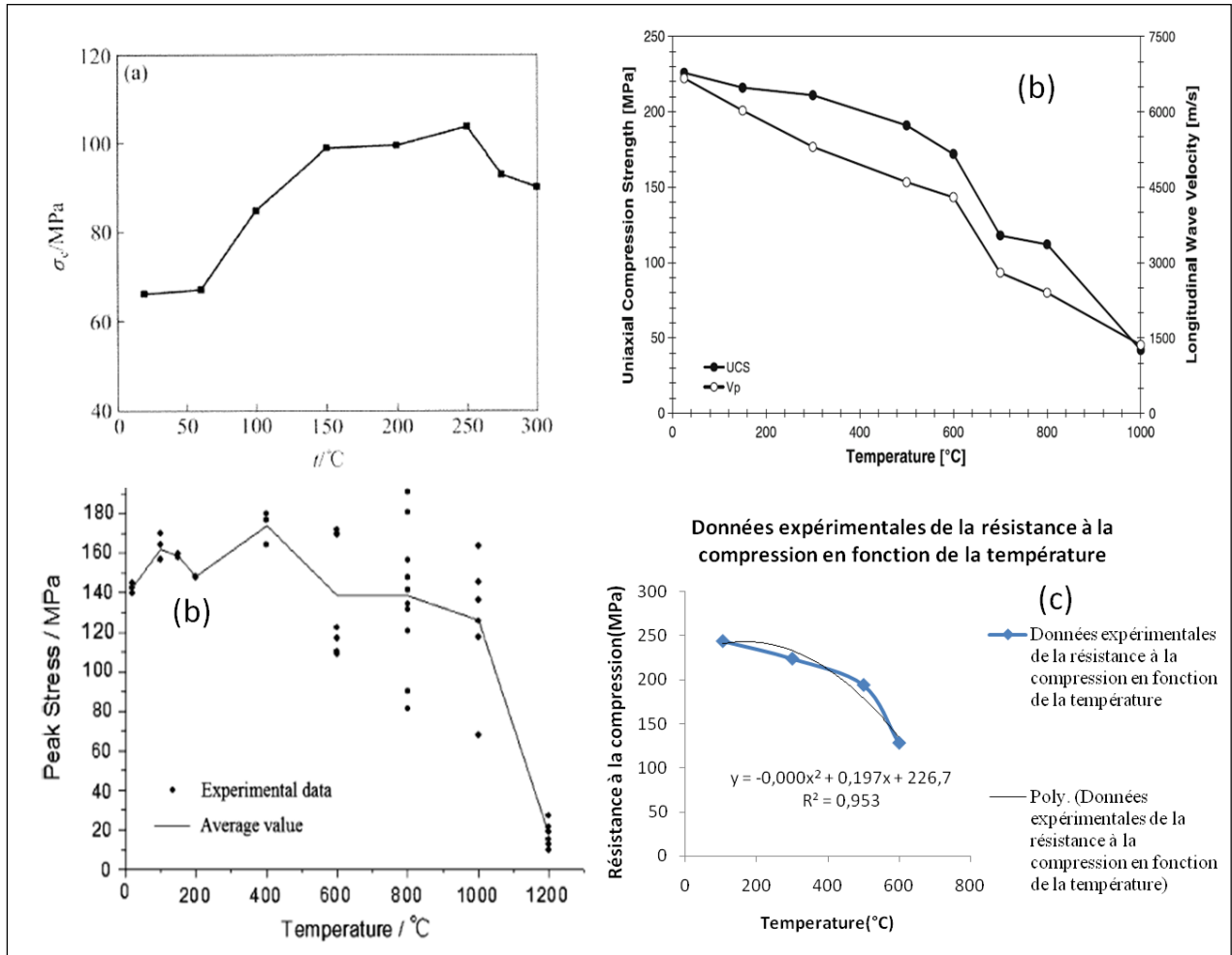
#### 1.3.5.3. Évolution de la résistance à la compression uniaxiale en fonction de la température

La résistance à la compression est la propriété mécanique la plus utilisée dans le dimensionnement et la conception des ouvrages. Elle est déterminée par l'essai de résistance en compression uniaxiale sur des éprouvettes de roches. En raison de la facilité à le réaliser, c'est une expérience très répandue. Elle permet d'estimer les caractéristiques générales de résistance du matériau. La résistance des roches à l'endommagement thermique dépend du type et de la quantité de liant existant entre les grains de minéraux, ainsi que de la dimension des grains de minéraux (Akos Torok and Monika hajpal, 2005).

En effet, soumise à une température pas assez élevée, en dessous de 700 °C (Zhang et al., 2009), la roche se dilate et la contrainte thermique de la structure apparaît. Elle est cependant un peu inférieure à la résistance à la compression ultime et par conséquent il n'y a pas initiation de nouvelles micro-fissures. La résistance de la roche ne change pas beaucoup. Avec une augmentation de la température, la contrainte thermique de la structure peut aussi considérablement augmenter et faire naître de nouvelles micro-fissures. Lorsque la contrainte thermique de la structure est supérieure à la résistance à la compression finale, une extension des microfissures irréversible est inévitable.

Ce qui entraîne la modification de la microstructure du matériau et entraîne une diminution évidente de résistance de la roche (Zhang Lian Ying et al., 2009).

Les études faites par M. Keshavarz *et al.* en 2010 (M. Keshavarz *et al.*, 2010) sur le gabbro ont confirmé une baisse graduelle de la résistance ultime en fonction de l'augmentation de la température (figure 1.17). Les travaux de G. Wu *et al.* (G. Wu *et al.*, 2013) et ceux de Rao *et al.* (Rao *et al.*, 2007) sur le grès présentent les résultats similaires pour des températures au-dessus de 400°C. Cependant, pour les températures en dessous de 300°C ils ont plutôt remarqué une augmentation de la résistance ultime. Cela est certainement due à une densification de la microstructure de la roche (figure 1.17).



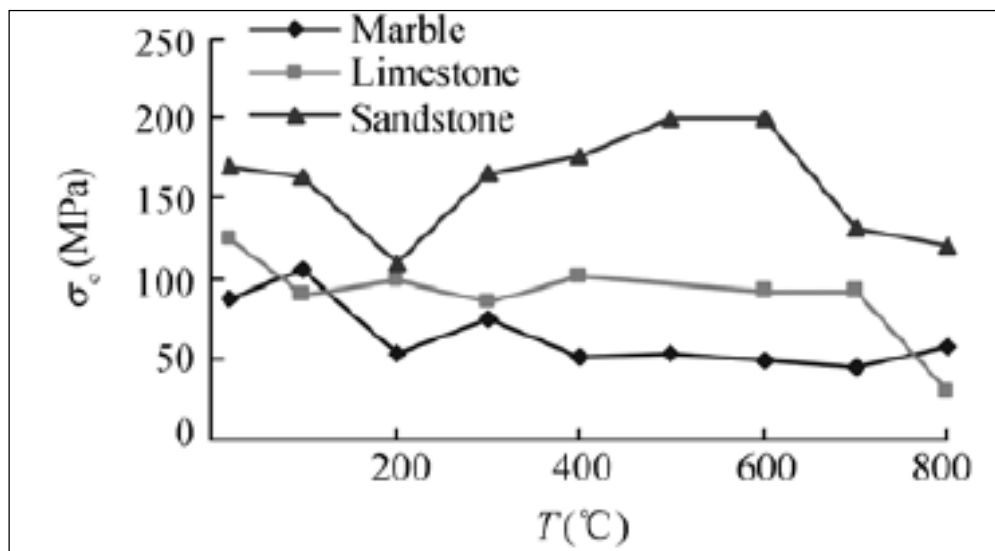
**Figure 1.17 :** Evolution de la résistance ultime à la compression uni axiale en fonction de la température: (a) : Grès (Rao *et al.* 2007), (b) : Gabbro (M. Keshavarz *et al.*, 2010), (c) : Grès (G. Wu *et al.*, 2013), (d) : Granite (Mokhfi *et al.*, 2008)

La figure 1.18 ci-dessous compile les résultats des essais de résistances en compression réalisés par Zhang Lian *et al.* (Zhang Lian *et al.*, 2009) sur trois types de roches différentes.

Pour le marbre on observe une augmentation de la résistance à la compression jusqu'à 100°C. Cette augmentation résulte de la fermeture des microfissures existantes et à la densification de la microstructure. Entre 100°C et 200°C, on observe une décroissance de 100MPa à 53 MPa, représentant une baisse de la résistance d'environ 50%. Ensuite (au-delà de 200°C) on constate un comportement alternant entre croissance et décroissance dans les intervalles de températures bien différents.

La baisse de la résistance à la compression est plus significative avec l'augmentation de la température pour le calcaire (environ de 25% entre 20°C et 100°C). Au-delà de 700°C, on observe une décroissance drastique de la résistance, ce qui laisse penser que la température 700°C pourrait être la température seuil de ce calcaire.

En somme, on constate que de ces trois roches, le calcaire est celle qui est la plus sensible au traitement thermique. Cela s'explique par sa composition minéralogique d'une part, et d'autre part par les différentes réactions chimiques (par exemple la décarbonisation) qui y ont lieu au cours du traitement thermique.



**Figure 1.18** : Résistance à la compression de certaines roches en fonction de la température, (Zhang Lian et al. 2009)

#### 1.3.5.4. Évolution de la résistance à la traction en fonction de la température

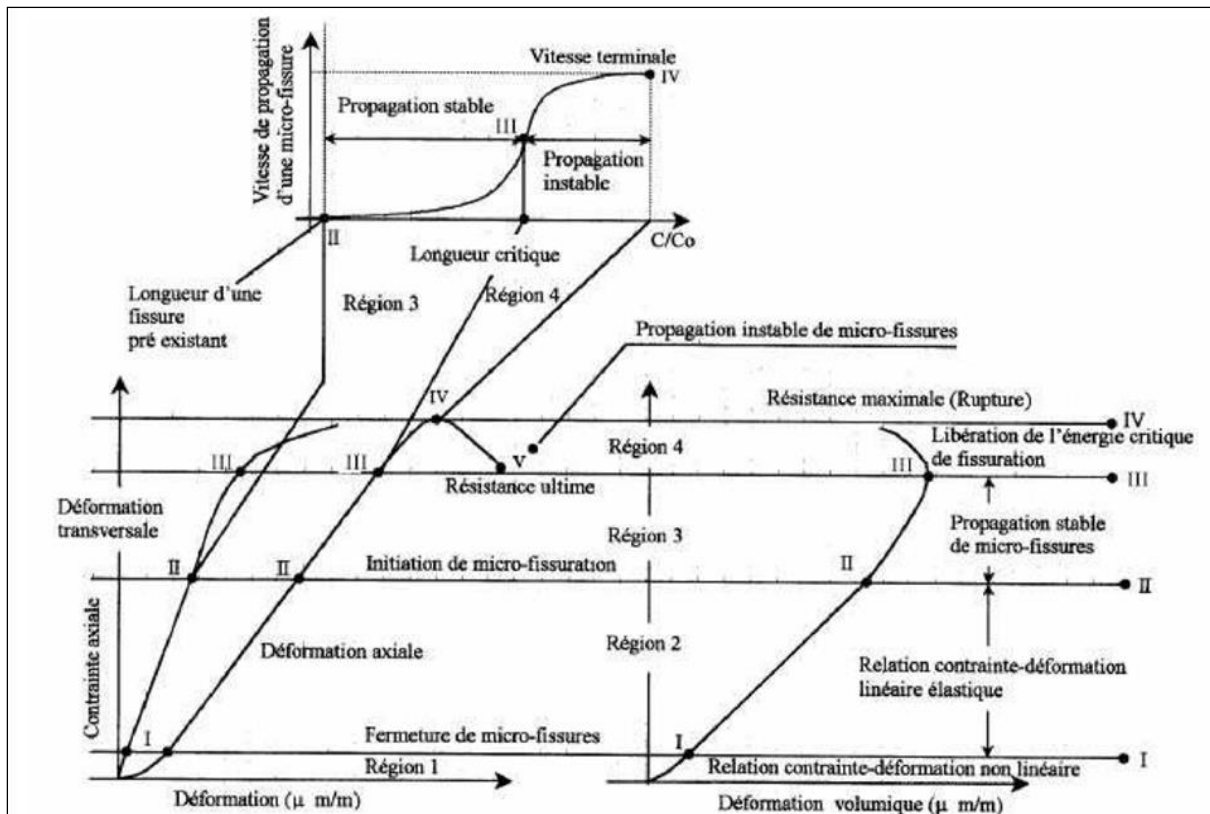
L'évolution de la résistance à la traction des roches en fonction de la température n'a pas aussi souvent été étudiée comme la résistance à la compression. En effet l'essai de traction est beaucoup plus difficile à réaliser. Car la localisation de l'endommagement et le développement d'une macro fissure sont généralement instables, ce qui conduit par la suite à une rupture brutale. Par ailleurs les roches dures présentent un comportement quasi fragile.

Par conséquent on fait généralement appel à des essais indirects de type « flexion en trois points » ou par fendage pour identifier le comportement en traction des roches dures. Les études menées sur la résistance résiduelle en traction s'accordent sur la réduction de la résistance avec l'augmentation de la température. Cette diminution est quasi linéaire, et est plus importante que les baisses de résistance en compression.

### **1.3.6. Comportement mécanique des roches à hautes températures**

#### *1.3.6.1. Relation contrainte-déformation typique des roches dures à la température ambiante.*

Plusieurs chercheurs ont fourni d'énormes efforts dans le but de bien comprendre la relation contrainte-déformation des roches. Au début, les études expérimentales sur le comportement mécanique des roches se restreignaient aux seules observations macroscopiques du comportement fragile. La majorité des travaux était alors concentrée sur la description et la définition des différents types de fractures observées en fonction du type de chargement (**Hoek et al, 1965**). Les efforts consacrés sur la mise au point d'un critère de rupture pour les solides, basé sur les modèles physiques du processus de fracturation ont vite démontrés que le comportement fragile des matériaux était l'apogée d'un processus cumulatif de progression des microfissures déjà existantes, surtout sous un état de compression (**Griffith, 1995**). Ces études ont donné naissance à plusieurs critères de rupture dont les plus connus sont les critères de Griffith et de Mohr. En se basant sur ces deux critères, plusieurs travaux ont décrit la progression de la courbe contrainte-déformation des roches dures soumises à une compression uniaxiale ou triaxiale avec une faible pression de confinement.



**Figure 1.19 :** Les courbes contrainte axiale-déformation axiale, transversale et volumique typiques des roches dures jusqu'à la rupture ; Mécanismes de ruptures fragiles en compression uni axiale;  $C$  est la demi longueur d'une microfissure et  $C_0$  la demi-longueur originale (Gustavo Gomez, 2004).

Les micro-mécanismes de la fissuration et le processus de rupture des roches fragiles ont été largement étudiés par de nombreux chercheurs tels que Brace en 1964 (Brace, 1964), Bieniawski en 1976 (Bieniawski, 1967), Bourbié *et al.* en 1986 (Bourbié *et al.*, 1986) Eberhardt *et al.* en 1998 (Eberhardt *et al.*, 1998) et M. Keshavarz *et al.* en 2010 (M. Keshavarz *et al.*, 2010). La grande majorité de ces travaux était basée sur des observations microscopiques de la microstructure endommagée à divers niveaux de contrainte et sur l'analyse des courbes contrainte-déformation obtenues à partir des essais uniaxiaux ou triaxiaux. Ces travaux ont permis de mettre en place quelques mécanismes conduisant à la rupture fragile des roches sous compression. Dans ce processus de rupture tout au long de la courbe contrainte-déformation, on distingue plusieurs phases principales. Il faut cependant noter que ce processus peut différer légèrement suivant la nature de la roche.

D'après Paulding et les normes de l'ISRM (*International Society of Rock Mechanics*), l'analyse du comportement mécanique des roches doit se faire à partir de trois courbes.

Celles-ci sont : la courbe *contrainte axiale-déformation axiale*, la courbe *contrainte axiale-déformation transversale* et la courbe *contrainte axiale-déformation volumique* (**Brace et al., 1966 ; Adam et al., 1960**). Bien que les courbes contrainte axiale-déformation axiale et contrainte axiale-déformation transversale soient les plus populaires dans la majorité des travaux sur le comportement mécanique des roches, c'est surtout la courbe contrainte axiale-déformation volumique qui offre une vision plus globale de l'état des microfissures et de l'anisotropie des roches. En effet cette courbe fournit des informations précieuses concernant la fermeture et la propagation des microfissures, ainsi que l'orientation du système d'anisotropie dans la roche. La figure 1.19 présente les courbes contrainte axiale-déformation axiale, transversale (latérale) et volumique typiques des roches dures jusqu'à la rupture, ainsi que les mécanismes de rupture fragile en compression uniaxiale. Ces courbes adaptées depuis 1927 par Bieniawski (**Bieniawski, 1967**) peuvent servir pour caractériser le comportement mécanique des roches. Elles permettent d'identifier cinq régions caractéristiques de leur comportement typique.

**Région I (Phase de serrage) :** Cette phase se situe à un niveau de contrainte faible ( $\sigma_I < \sigma_{ucs}$ ). Elle s'accompagne d'une compaction de l'échantillon et se caractérise par une relation contrainte-déformation non linéaire. Elle se situe entre l'origine et le point *i*. Ce comportement est attribué à la fermeture des micros défauts, qui sous influence d'un état de contrainte quasi nul sont ouvertes, et qui se referment au fur et à mesure que l'état de contrainte augmente. Ce qui contribue alors à rendre le matériau de plus en plus rigide et très compressible (**Bieniawski, 1967**).

**Région II (Phase linéaire) :** Pendant cette phase linéaire, la pression est supérieure à la pression de fermeture des microfissures et la déformation volumique est contractante  $\sigma_{II} = [18\%] \sigma_{ucs}$  (**M. Keshavarz et al., 2010**). On ne note aucune présence des discontinuités mécaniquement induites. L'activité de la microfissuration est négligeable. Les concentrations de contraintes à l'échelle microscopique ne sont pas suffisantes pour générer de nouvelles fissures. Paterson conclut que la majeure partie du processus de déformation dans la partie linéaire est due à la déformation élastique des grains et des pores (**Hoek et Bieniawski, 1965**). Au fur et mesure que la contrainte axiale augmente, les relations contrainte axiale-déformation volumique et transversale commencent à s'éloigner du comportement linéaire tandis que la relation contrainte axiale déformation axiale reste linéaire.

**Région III (Phase seuil de la microfissuration) :** Cette phase marque le début d'une phase d'amorçage et de propagation stable de la microfissuration (phase d'endommagement)  $\sigma_{III} = [60-70\%]\sigma_{ucs}$ . Le processus de propagation stable des microfissures est un événement qui se produit à de faibles vitesses de propagation, et au fur et à mesure que le processus évolue la vitesse de propagation augmente. Par contre la force nécessaire pour maintenir la propagation des microfissures décroît (**Bieniawski, 1967**). D'après les travaux de Hoek et Bieniawski en 1965 (**Hoek et Bieniawski, 1965**), pour que le processus de propagation des microfissures soit déclenché, il faut qu'un glissement entre les interfaces fermées des microfissures se produise. Le glissement ainsi produit induit la formation d'un état de contrainte de tension aux extrémités de la microfissure originale. Comme résultat final, on a la progression de la microfissure.

**Région IV (Phase de propagation instable de la microfissuration) :** Cette phase marque le début de la propagation instable de la microfissuration.  $\sigma_{IV} = [90-95\%]\sigma_{ucs}$ . Elle correspond au seuil de localisation. Le processus de propagation instable des microfissures a une influence sur le comportement des courbes contrainte-déformation. La courbe contrainte axiale-déformation axiale s'éloigne du comportement linéaire et par conséquent sa pente diminue jusqu'à s'annuler. En ce qui concerne la courbe contrainte axiale-déformation transversale et la courbe contrainte axiale-déformation volumique la concavité augmente. Cette augmentation de volume est le reflet d'une fissuration généralisée. Le point maximale sur la courbe contrainte axiale-déformation axiale représente la résistance maximale en compression de la roche et marque le début de la Région V.

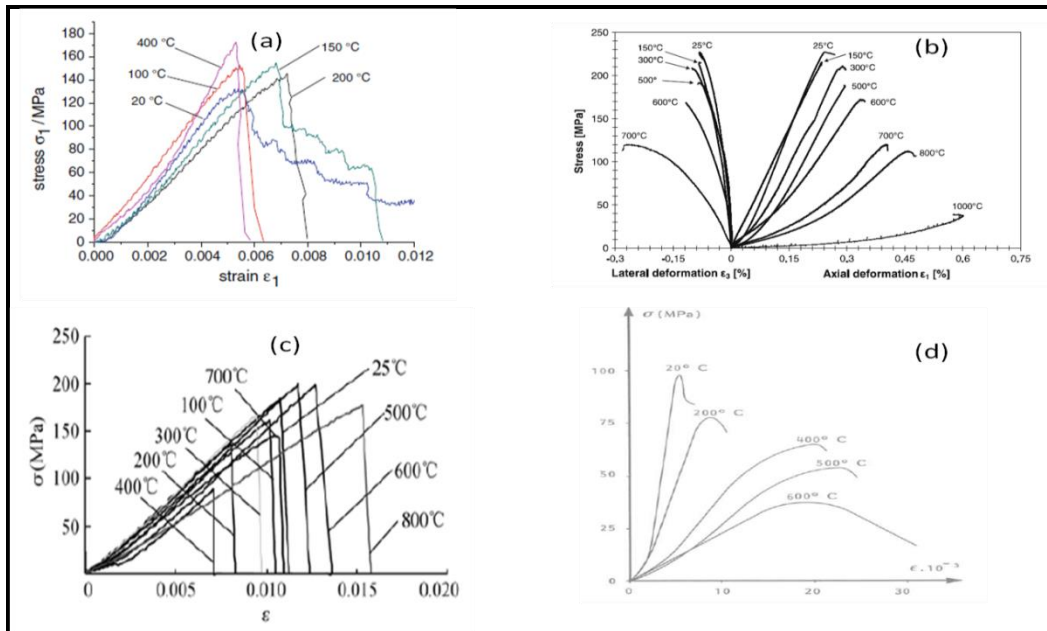
A ce stade (Région V), la coalescence des microfissures peut se produire et une surface macroscopique de rupture peut être générée. Des dégâts irréversibles apparaissent dans la matière.

Comme retracé tout au long de cette précédente, il est bien connu d'après des essais en laboratoire que le comportement mécanique des roches dures n'est pas parfaitement linéaire. En effet les roches dures présentent souvent deux types de non linéarité. La première est associée à la fermeture des microfissures ouvertes (faibles niveaux de contraintes), et la seconde est associée à la propagation des microfissures.

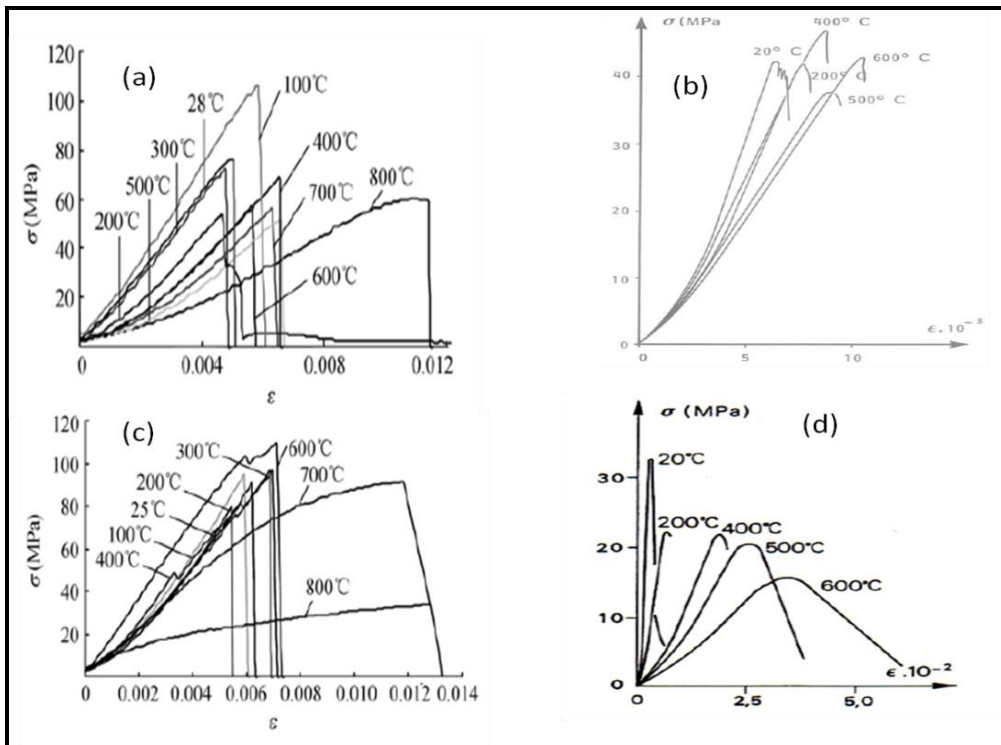


1.3.6.2. Relation contrainte-déformation des roches soumises aux hautes températures

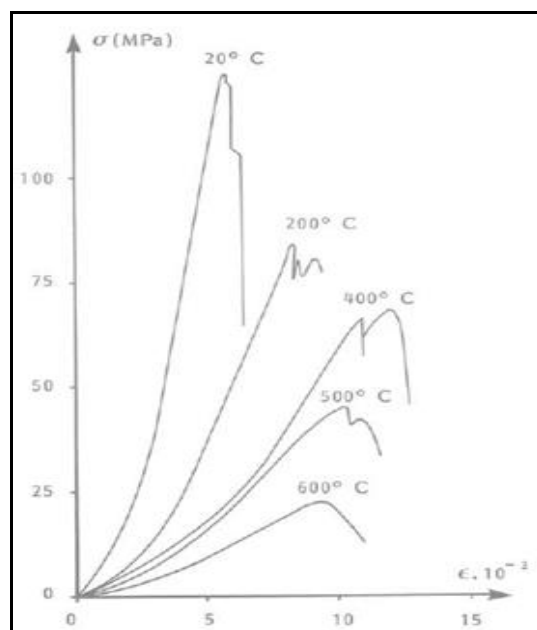
Les figures 1.20, 1.21 et 1.22 ci-dessous présentent les courbes contrainte-déformation de quelques spécimens de roches sous hautes températures issues des essais de compression réalisés par différents chercheurs.



**Figure 1.20 :** Relation contrainte-déformation des roches en fonction de la température : (a) Grès (G. Wu et al., 2013), (b), Gabbro (M. Keshavarz et al, 2010), (c) Grès, (Zhang Lian et al. 2009), (d) Grès de Vosges (Homand, 1986).



**Figure 1.21:** Relation contrainte déformation des marbres et calcaires : (a) Marbre, (Zhang Lian Ying et al. 2009), (b) Marbre de Carare, (Homand, 1989), (c) calcaire, (Zhang Lian et al. 2009), (d) Calcaire d'Euvile, (Homand, 1986)



**Figure 1.22:** Relation contrainte déformation des Granites : Granite de Senones à différentes température (Homand, 1986).

Au regard des résultats des études expérimentales ci-dessus présentées, on constate que les variations de températures ont bien une influence significative sur le comportement des roches dures. En effet chaque courbe de contrainte-déformation relevée à une température donnée est caractérisée essentiellement par sa pente (module de Young) dans sa partie linéaire d'une part, et d'autre part par le point culminant qui représente la résistance à la compression résiduelle. D'une manière générale, on peut remarquer que la pente et le point culminant de chacune de ces courbes diminuent avec l'augmentation de la température.

#### 1.4. Quelques centres d'intérêts de cette thèse

##### 1.4.1. Stockage souterrain des déchets radioactifs

De nos jours le monde énergétique fait face à un grand et permanent challenge : celui de produire une énergie propre, non polluante et dans la mesure du possible à partir des sources renouvelables. Parmi les énergies dites fossiles, en opposition à celles dites renouvelables, on retrouve l'énergie nucléaire qui est produite à partir des combustibles radioactifs tels que l'uranium, le plutonium, etc. Cependant l'un des principaux problèmes du nucléaire est le traitement des déchets générés tout au long des différentes phases d'exploitation des minerais, de production d'énergie, de maintenance des centrales et même de démantèlement de ces dernières le moment venu. On sait que ces déchets sont très radioactifs et dangereux pour toutes les couches de notre environnement.

En dépit des décennies de recherches actives pour trouver des solutions viables pour le stockage des déchets radioactifs, il n'existe toujours aucune technique permettant de garantir une méthode de stockage sûre en matière de protection contre les rayonnements. Les moyens mis en œuvre pour isoler les déchets varient en fonction de leur durée de vie et de leur niveau de radioactivité (courte ou longue durée de vie, faible ou haute activité, etc.).

Dans certains pays (Suède, Finlande, Norvège, Russie, etc.) ces déchets sont stockés dans des cavités souterraines de roches dures de type granite. La mécanique des roches joue un rôle fondamental dans l'étude des conditions de ce type de stockage géologique des déchets radioactifs. Plusieurs travaux de recherches comme ceux de Marsly *et al.* en 1977 (**Marsly *et al.*, 1977**), Côme en 1998 (**Côme en 1998**), Rousset en 1990 (**Rousset, 1990**) ou encore de Habib et Bérest en 1993 (**Habib et Bérest, 1993**) entre autres ont été consacrés à ce problème. Tous ces travaux s'appuient sur le concept selon lequel les formations géologiques possèdent des capacités de confinement des radionucléides contenus dans les déchets pendant de très longues durées, c'est-à-dire à retarder leur transfert vers la biosphère

jusqu'à ce que leur radioactivité devienne négligeable. Il est donc indéniable que l'un des objectifs recherchés est la durabilité, la stabilité, la performance, la sûreté et l'étanchéité de telles cavités géologiques de stockage sur de très longues périodes. Seulement les déchets radioactifs sont généralement exothermiques. Le dégagement de chaleur qui en résulte entraîne une augmentation de la température dans le massif rocheux. Cette variation de température au sein du massif provoque la naissance et le développement des contraintes thermomécaniques qui, en fonction de leur intensité, induiront l'initiation et le développement des microfissures, l'augmentation de la pression des phases fluides, des réactions chimiques et des transformations minéralogiques qui vont altérer les propriétés mécaniques et thermiques de la roche et des barrières géologiques. Après de telles phases d'échauffement, le refroidissement du massif rocheux pourra induire à son tour des gradients thermiques importants qui entraîneront à leur tour éventuellement des fissurations thermiques.



**Figure 1.23 :** *Cavités souterraines de stockage des déchets radioactifs (Manuel de Mécanique de roche, tome1)*

#### **1.4.2. L'abattage thermomécanique des roches dans les carrières artisanales**

Depuis la nuit des temps, l'homme sait que le feu a la capacité d'ouvrir ou d'altérer certaines roches. Phénomène qu'il a pu observer à l'occasion des incendies, lors des feux de campement, au cours d'un essartage ou d'un écobuage.

Il a ainsi très tôt compris l'utilité de maîtriser le feu, autrement la chaleur source des variations de températures, pour travailler les roches dures qui résistaient aux outils conventionnels (pierre taillée, bois ou cornes) (Weisgerber et Willies, 2001).



**Figure 1.24:** *Processus d'abattage thermomécanique*

En effet, l'action du feu sur une roche entraîne une augmentation de son volume qui peut être sans conséquence si elle se produit de manière lente et homogène.

Cependant si l'augmentation de chaleur est brusque et violente, la surface chauffée se dilate plus vite que l'intérieur de la roche. Il se produit alors de fortes tensions qui entraînent une fissuration et un écaillage de la surface. Ce phénomène est d'autant plus prononcé que la roche dure est homogène. De même le feu peut aussi modifier la structure minéralogique de la roche et la rendre plus tendre superficiellement.

Par ailleurs, aujourd'hui le recours au feu pour la destruction des roches à l'air libre semble être un phénomène tout à fait singulier. Pourtant Weisgerber et Willies (**Weisgerber et Willies, 2001**) soulignent dans leurs travaux qu'une littérature abondante relève que ce phénomène a été très courant en Afrique, en Asie, en Amérique jusqu'au milieu du 20<sup>ème</sup> siècle, même si dans certains cas il intervient dans des contextes variés, souvent pour régler des problèmes ponctuels imprévus. D'une manière générale, l'abattage des roches est une nécessité dans différents domaines, tant dans le quotidien que dans l'industrie ou l'ingénierie, tant dans le civil que dans le militaire.

La problématique de l'abattage thermique consiste à pouvoir produire et contrôler la chaleur qui sera administrée sur les massifs rocheux, de contrôler les variations de températures. Autrement dit de trouver les modèles physiques et mathématiques permettant de maîtriser et de contrôler ce processus qui, bien qu'ancestral, reste d'actualité et très attractif.

### 1.5. Récapitulatif des travaux de la revue de la littérature

Tableau 1.3: Revue des travaux expérimentaux

<i>Référence des auteurs</i>	<i>Température</i>	<i>Roche étudiée</i>	<i>Propriétés étudiées</i>
<i>F.E.Heuze, 1983</i>	<i>20-1200°C</i>	<i>Granite</i>	<i>Module d'Young, perméabilité, résistance ultime à la compression, résistance ultime à la traction, coefficient de dilatation thermique</i>
<i>R Houpert et Homand-Etienne, 1986</i>	<i>200-600°C</i>	<i>Granite, calcaire, Marbre, Grès</i>	<i>Courbe contrainte-déformation</i>
<i>Monika Hajpal, 2002</i>	<i>20-900°C</i>	<i>Grès</i>	<i>Couleur, réaction chimique, porosité, densité</i>
<i>Akos Torok et al.(2005)</i>	<i>20°- 900°C</i>	<i>Grès</i>	<i>Resistance à la compression mécanique Porosité /Perméabilité réaction thermique/Composition minéralogique, Vitesse d'ondes élastique</i>
<i>Zhang Yuang et al., 2005</i>	<i>20-1350°C</i>	<i>Grès fin</i>	<i>Microfissures</i>
<i>A.G.Smith, 2006</i>	<i>20-950°C</i>	<i>Grès</i>	<i>Résistance ultime à la compression, courbe contrainte-déformation</i>
<i>RAO Qiu-hua et al., 2007</i>	<i>20 - 300°C</i>	<i>Grès</i>	<i>Module d' Young, résistance ultime à la compression uniaxiale, résistance à la traction, résistance à la fracture en mode I</i>
<i>S. Chaki et al., 2007</i>	<i>200-600°C</i>	<i>Granite</i>	<i>Porosité, perméabilité, vitesse des ondes élastiques</i>

<i>G.Wu et al., 2008</i>	<i>20-1200°C</i>	<i>Grès</i>	<i>Masse, volume, vitesse des ondes élastiques</i>
<i>Mokhfi et al, 2008</i>	<i>-20-20°C et 20-600°C</i>	<i>granite</i>	<i>Module d'Young, perméabilité, porosité, vitesse des ondes élastiques, relation contrainte-déformation</i>
<i>Mokhfi et al, 2009</i>		<i>granite</i>	<i>Module d'Young, perméabilité, porosité, vitesse des ondes élastiques, relation contrainte-déformation</i>
<i>Claude Inserra et al, 2009</i>	<i>20-500°C</i>	<i>Granite</i>	<i>Vitesses des ondes élastiques</i>
<i>Zhang Lian Ying et al., 2009</i>	<i>20-800°C</i>	<i>Marbre, calcaire et grès</i>	<i>Courbe contrainte-déformation, résistance ultime à la compression, module de Young</i>
<i>M.Masri et al., 2009</i>	<i>20-250°C</i>	<i>argilite</i>	<i>Module d'Young, coefficient de poisson et module de cisaillement</i>
<i>H. Yavuz et al., 2009</i>	<i>20-500°C</i>	<i>Calcaire, marbre</i>	<i>Porosité, densité, vitesses des ondes élastiques, composition minéralogique et réaction thermique</i>
<i>Keshavarz et al., 2010</i>	<i>20-1000°C</i>	<i>Gabbro</i>	<i>Module d'Young statique, module d'Young Dynamique, coefficient de Poisson statique et coefficient de Poisson dynamique, réaction thermique, vitesses d'ondes élastique, résistance ultime à la compression, coefficient de dilatation thermique, microfissures</i>
<i>Xiao et Al., 2012</i>	<i>25-1300°C</i>	<i>Granite</i>	<i>Résistance ultime à la compression uniaxiale, module d'Young, coefficient d'expansion thermique</i>
<i>Hong Tian et al., 2012</i>	<i>25-830°C</i>	<i>Grès</i>	<i>Densité, porosité, vitesse d'ondes élastiques, perméabilité, réaction</i>

			<i>thermique, coefficient de dilatation thermique</i>
<i>C. Saiang et al., 2012</i>	<i>20-1100°C</i>	<i>Granite, Shiste quartzitique,</i>	<i>Résistance ultime à la compression, module d'Young, résistance à la traction, composition minéralogique et réaction thermique</i>
<i>G.WU et al.,2013</i>	<i>20-1200°C</i>	<i>Grès</i>	<i>Volume, masse, densité, vitesse d'ondes élastiques, relation contrainte-déformation, résistance ultime à la compression, module d'élasticité et le coefficient de poisson</i>

### **1.6. Conclusion de la revue de la littérature**

La synthèse des travaux tant théoriques qu'expérimentaux présentés dans ce chapitre de revue bibliographique ressort les effets de la température sur les roches dures. Ces travaux révèlent que l'évolution des propriétés mécaniques et physiques est fortement liée à l'évolution de la microstructure et aux réactions de déshydratation. Tout cela se traduit par l'évolution de la porosité, de la taille caractéristique des pores et par là de la perméabilité.

Les travaux expérimentaux présentent des aspects fondamentaux pour une meilleure compréhension du rôle de la température dans le comportement mécanique des roches. Toutefois, il convient de souligner que ces études n'ont pas été menées sur tous les types d'intrusions et de roches. D'autres roches ou catégories de roches et même d'autres propriétés importantes telles que : l'orientation cristallographique, la texture et le grainage, l'état des joints et la taille des grains et la porosité n'ont pas été abordés, ou ne l'ont été que partiellement. Les minéraux et les microstructures des roches naturelles ont une grande influence sur leurs propriétés mécaniques. Qu'on assiste à une amélioration ou une dégradation de ces propriétés, cela dépend grandement des phénomènes considérés et de leur évolutions. Il a été remarqué que la température pouvait engendrer des phénomènes antinomiques comme la densification et la fissuration. C'est la raison pour laquelle différentes tendances ont pu être observées concernant l'évolution des propriétés physiques des roches. Ces résultats peuvent être utiles pour caractériser l'endommagement et par conséquent prévoir les conséquences dramatiques des grandes variations de températures sur les structures d'ingénierie au rocher.



---

**CHAPITRE 2**

---

**MÉTHODOLOGIE**

---

## **2.1 Introduction**

Comme mentionné au chapitre 1, l'étude du comportement des roches sous hautes températures a fait l'objet de nombreuses investigations, tant théoriques qu'expérimentales. Cependant, malgré cette multiplicité de travaux, aucune étude à notre connaissance n'aborde l'approche modélisation théorique pour montrer, grâce aux simulations numériques des équations gouvernant la dynamique de la roche, les variations des performances mécaniques des roches soumises à l'action simultanée des contraintes mécaniques et des hautes températures.

Dans ce chapitre, nous présentons dans un premier temps la modélisation d'un bloc de roche soumis à l'action simultanée du feu et d'un chargement mécanique. Les modèles de feux standards appliqués, les méthodes numériques et analytiques utilisées pour la résolution des équations sur lesquelles repose le modèle sont ensuite présentées. Dans un second temps les techniques et processus expérimentaux des mesures et test effectués, à savoir la mesure de la densité et de la porosité totale, la mesure de la résistance à la compression uni-axiale et la mesure de la résistance à la traction indirecte, sur les spécimens de Gneiss sont décrits et analysés.

Depuis les temps anciens déjà, l'extraction des minerais, la construction des ouvrages civils et militaires ont conduit les hommes à entreprendre de vastes travaux d'excavations souterraines (perçage des tunnels, creusage des puits, construction des galeries et des cavernes) à l'aide de différentes méthodes techniques. Au fil du temps et avec l'évolution de la technologie, ces techniques ont connues des améliorations.

La création d'une excavation au sein d'un massif rocheux induit au sein de ce dernier une redistribution des contraintes in situ. La connaissance de l'intensité, la direction de ces contraintes et déformations induites est essentiellement importante pour le dimensionnement des excavations, pour la sécurité des travaux en souterrain et pour la stabilité de l'ouvrage lui-même.

Enfin, dans ce chapitre nous présentons la modélisation d'un bloc de roche autour d'une excavation souterraine, soumis aux seules contraintes in situ. Les méthodes et outils numériques utilisé pour l'analyse de la redistribution des contraintes et déformations autour de l'excavation sont abordés.

## 2.2. Modélisation d'un bloc de roche soumis à un chargement mécanique et au feu

### 2.2.1. Présentation du modèle

Considérons un bloc de roche de longueur  $L$  et de diamètre  $D$ , soumis à l'action simultanée du feu et d'un chargement mécanique comme présenté à la figure 2.1.

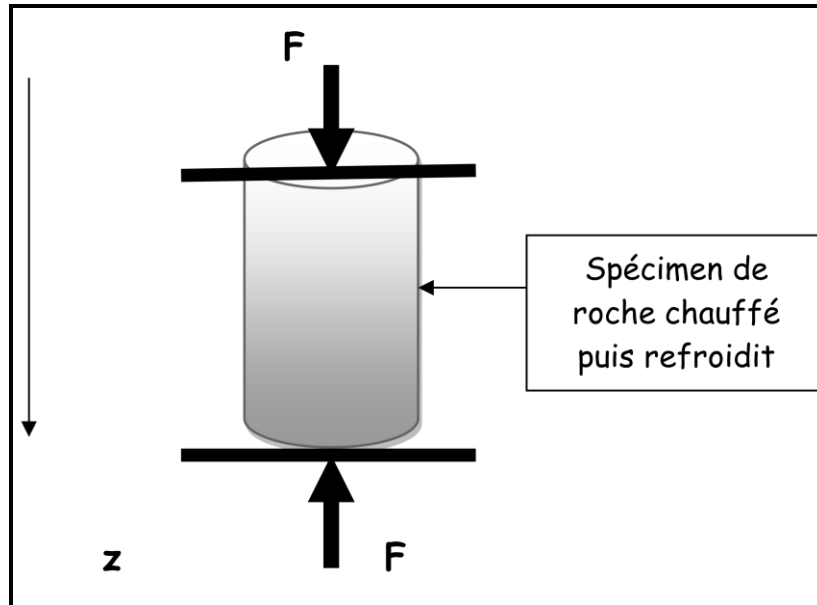


Figure 2.1 : Bloc cylindrique d'un granite exposé au feu sous chargement mécanique.

Les dimensions du système ( $L=11$  cm,  $D=5.5$ cm) ainsi choisi respectent les normes de l'ISRM (International Society of Rock Mechanic) décrites dans le **Manuel de Mécanique des Roches en 2001**. Le rôle du feu est de chauffer le bloc rocher jusqu'à la température d'étude. On suppose que l'espace tridimensionnel occupé par le bloc rocheux a un volume  $V$  qui est délimité par une surface  $S$ . Les forces pouvant agir sur le spécimen sont :

- ✓ la somme des forces dues à la gravité ou force de volume :  $\iiint_V \rho \vec{g} dV$  ;
- ✓ la somme des forces internes dues aux contraintes internes :  

$$\iint_S \sigma ds = \iint_S (\sigma_x n_x + \sigma_y n_y + \sigma_z n_z) ds$$
 ;
- ✓ l'excitation thermique extérieure due au feu ou à un four :  $F_{th}$  ;
- ✓ l'excitation mécanique extérieure due au chargement mécanique:  $F$ .

Sous l'action des forces externes tous les corps se déforment. Ces déformations font apparaître des forces internes dont l'origine se situe à l'échelle atomique. En effet elles sont dues à l'extension ou à la compression des liaisons atomiques qui s'accompagnent des forces

de rappels. Ces forces de rappels, appelées les contraintes, tendent à ramener les différents atomes à leurs positions d'équilibre, autrement dit à ramener le corps à son état initial.

Elles se caractérisent par leur rayon d'action qui est généralement de l'ordre de quelques distances inter atomiques. En effet les contraintes caractérisent l'état de sollicitation mécanique (efforts internes) en tout point du matériau, indépendamment de sa nature et de ses caractéristiques de résistance.

Dans le but de déterminer l'état de contrainte et de déformations du spécimen, résultant de l'action des forces extérieures et des conditions aux limites, il est nécessaire d'établir l'équation d'équilibre. L'application de la deuxième loi de Newton au bloc de roche à la température ambiante et en absence de toute excitation mécanique extérieure permet d'obtenir en tout point du spécimen l'équation suivante :

$$\iiint_V \rho \vec{g} dV + \iint_S \vec{\sigma} ds = \iiint_V \rho \frac{\partial^2 \vec{U}}{\partial t^2} dV \quad (2.1)$$

où  $\vec{U} = (u, v, w)$  est le vecteur déplacement du bloc de roche,  $\vec{\sigma} = [\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z]$  la contrainte interne s'exerçant sur l'élément de surface  $ds$  de normale  $\vec{n}$  du matériau,  $g$  l'intensité du champ de gravité,  $\rho$  la densité volumique du bloc et  $dV$  un élément de volume du matériau.

En appliquant le théorème de divergence sur l'expression de la force interne au spécimen, on obtient :

$$\iint_S \vec{\sigma} \cdot \vec{ds} = \iint_S (\sigma_x n_x + \sigma_y n_y + \sigma_z n_z) ds = \iiint_V \text{div} \vec{\sigma} dV \quad (2.2)$$

avec  $\sigma_x = [\sigma_{xx}, \sigma_{xy}, \sigma_{xz}]$ ,  $\sigma_y = [\sigma_{yx}, \sigma_{yy}, \sigma_{yz}]$ ,  $\sigma_z = [\sigma_{zx}, \sigma_{zy}, \sigma_{zz}]$ ,  $\vec{n} = [n_x, n_y, n_z]$

où les  $\sigma_{ij}$  sont les contraintes appliqué dans la direction  $i$  et sur une surface de normale dirigé sur  $j$

L'équation (2.1) dans les 03 directions X, Y, Z devient :

$$\iiint_V \left( \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial z} \right) dV = \iiint_V \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} dV \quad (2.3)$$

$$\iiint_V \left( \frac{\partial \sigma_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial z} \right) dV = \iiint_V \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} dV \quad (2.4)$$

$$\iiint_V \rho g dV + \iiint_V \left( \frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} \right) dV = \iiint_V \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} dV \quad (2.5)$$

Quelque soit l'élément de volume du bloc de roche choisi arbitrairement, les équations (2.3) à (2.5) doivent rester vraies. Pour tout élément de volume de roche  $dV$ , elles se réécrivent de la façon suivante (Lemme fondamental de la mécanique des milieux continus) :

$$\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial z} - \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0 \quad (2.6)$$

$$\frac{\partial \sigma_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial z} - \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = 0 \quad (2.7)$$

$$\rho g + \frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} - \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = 0 \quad (2.8)$$

Dans ce travail, nous considérons que le spécimen de roche est soumis à une compression uni axiale. En effet le choix de ce type de compression, comme mentionné au chapitre 1, est justifié par les conditions d'essais plus simple à réaliser comparativement aux compressions triaxiales. En tenant donc compte du fait que le cylindre de roche est soumis à une compression uni axiale qui induit les contraintes internes, les équations (2.6) à (2.8) peuvent se résumer à la seule équation (2.8), car seule la direction Z est sollicitée par l'action du chargement. Le tenseur de contrainte  $\left[ \overset{=}{\sigma} \right]$  se résume à une contrainte principale et s'écrit :

$$\left[ \overset{=}{\sigma} \right] = [0, 0, \sigma_z] = [0, 0, \sigma_{zz}, 0, 0, 0] \quad (2.9)$$

En combinant les équations (2.8) et (2.9), on obtient :

$$\rho g + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} - \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = 0 \quad (2.10)$$

### 2.2.2. Théorie de l'élasticité des roches

On considère que le spécimen de roche choisi présente un comportement élastique. Cela sous-entend que sous l'action des faibles contraintes, il se déforme, et lorsque la contrainte cesse, il reprend instantanément sa forme initiale et l'énergie reçue est entièrement restituée. La majorité des roches ignées présentent ce type de comportement. Ainsi la loi de comportement de Hooke donnant la relation entre la contrainte appliquée et la déformation résultante nous s'écrit :

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl}; i, j, k, l \equiv x, y, z \quad (2.11)$$

où  $\sigma_{ij}$  est le tenseur de contrainte qui est d'ordre 2,  $\varepsilon_{kl}$  le tenseur de déformation lui aussi d'ordre 2 et  $C_{ijkl}$  le tenseur d'élasticité de quatrième ordre. Le tenseur  $C_{ijkl}$  tel qu'écrit dans l'équation (2.11) présente 81 composantes (constantes élastiques).

On va supposer que le spécimen présente une symétrie sphérique, c'est-à-dire qu'il a des propriétés équivalentes dans toutes les directions. C'est le cas le plus simple des symétries élastiques, et même le plus utilisé dans la modélisation du comportement des roches ignées.

Ainsi, en tenant compte de la symétrie des tenseurs de contrainte et de déformation ( $\sigma_{ij} = \sigma_{ji}, \varepsilon_{kl} = \varepsilon_{lk}$ ), mais surtout aussi en considérant l'existence du potentiel de déformation (Lekhnitski, 1963), le nombre de constante élastique se réduit à 2 et l'équation (2.11) sous sa forme matricielle dévient :

$$\begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{12} & 0 & 0 & 0 \\ c_{12} & c_{11} & c_{12} & 0 & 0 & 0 \\ c_{12} & c_{12} & c_{11} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(c_{11} - c_{12}) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(c_{11} - c_{12}) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(c_{11} - c_{12}) \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{xz} \end{pmatrix} \quad (2.12)$$

avec  $c_{11} = E_1, c_{12} = -\frac{E}{\nu}, c_{44} = c_{55} = c_{66} = 2(c_{11} - c_{12}) = \frac{E}{2(1+\nu)} = G$ , où  $E$  est le module de Young du matériau,  $G$  le module de cisaillement et  $\nu$  le coefficient de Poisson.

L'équation (2.12) peut encore s'écrire sous la forme :

$$\sigma_{ij} = 2\mu\varepsilon_{ij} + \lambda\varepsilon_{kk}\delta_{ij} \quad (2.13)$$

Où  $\mu$  et  $\lambda$  sont les paramètres ou constantes de Lamé et  $\delta_{ij}$  le symbole de Kronecker. Les constantes de Lamé sont liées au module d'Young et au coefficient de Poisson par les relations :

$$E = \frac{\mu(3\lambda + 2\mu)}{\lambda + \mu} \quad (2.14)$$

$$\nu = \frac{\lambda}{2(\lambda + \mu)} \quad (2.15)$$

L'équation élastique de Lamé prend donc la forme suivante :

$$\sigma_{ij} = \frac{E\nu}{(1-2\nu)(1+\nu)} \varepsilon_{kk}\delta_{ij} + \frac{E}{1+\nu} \varepsilon_{ij} \quad (2.16)$$

Pour un spécimen de roche, soumis à un état de compression uniaxiale, dans la direction z, comme présenté à la figure 1, l'équation (2.16) nous donne :

$$\sigma_{zz} = E.\varepsilon_{zz} \quad (2.17)$$

Plusieurs études expérimentales sur le comportement mécanique des roches dures s'accordent sur le fait que les roches dures comportent des microfissures ayant des orientations préférentielles.

A cause de la présence de ces microfissures, les roches dures présentent une relation contrainte déformation non linéaire contrairement au comportement linéaire isotrope ou anisotrope généralement adopté dans la pratique. De manière générale, les roches présentent deux types de non-linéarité. D'une part une non-linéarité matérielle à de faibles états de contraintes caractérisée par la fermeture des microfissures et la variation des propriétés mécaniques de la roche, et d'autre part une non-linéarité géométrique liée aux états de contraintes élevés caractérisée par la propagation des microfissures et à la modification de la géométrie de la roche.

Dans ce travail, seule la non-linéarité matérielle sera considérée, parce que nous n'aborderons pas les mécanismes de rupture du spécimen qui concernent la non-linéarité géométrique. Ainsi, et en s'appuyant sur les travaux de Claude Inserra *et al.* (**Claude Inserra et al., 2009**), on peut parfaitement conclure que notre spécimen de roche présente une non-linéarité matérielle, caractérisée par une relation contrainte-déformation non linéaire du second ordre. Dans la relation ci-dessous, la non-linéarité est uniquement décrite par le terme non linéaire  $\beta$ . La loi contrainte déformation de l'équation (2.17) devient :

$$\sigma_{zz} = E.\varepsilon_{zz} + E\beta\varepsilon_{zz}^2 = E(\varepsilon_{zz} + \beta\varepsilon_{zz}^2). \quad (2.18)$$

$\varepsilon_{zz}$  est la déformation principale dans la direction  $z$  et  $\beta$  le paramètre quadratique non linéaire.

Sous l'action d'un chargement mécanique, tous les corps subissent un changement de forme, de positions, de volume, et d'orientation entre un état initial (avant l'application de la charge) et un état final. Les déformations caractérisent le changement de forme local en tout point du matériau, indépendamment de sa nature et de ses caractéristiques de résistance. En fait la déformation ici est le déplacement des particules du matériau les unes par rapport aux autres. Il faut donc noter que dans le cas des translations et des rotations rigides où les particules gardent leur position relative les unes par rapport aux autres, il n'y a pas déformation. L'équation donnant la relation déformation déplacement est la suivante :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} + \frac{\partial U_k}{\partial x_j} \frac{\partial U_k}{\partial x_i} \right); i, j, k \equiv 1, 2, 3 \quad (2.19)$$

Pour de petites perturbations (faibles rotations, faibles déplacements, faibles déformations), l'équation donnant les déformations en fonction des déplacements s'écrit :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right); i, j \equiv 1, 2, 3 \quad (2.20)$$

En compression uni axiale, la composante de la déformation dans la direction de la charge s'écrit :

$$\varepsilon_{zz} = \frac{\partial w}{\partial z} \quad (2.21)$$

En combinant les équations (2.10), (2.18) et (2.21), on obtient l'équation suivante :

$$\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} - E \left( \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} + \beta \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{\partial w}{\partial z} \right)^2 \right) - \rho g = 0 \quad (2.22)$$

En présence d'une excitation extérieure dans la direction z, l'équation (2.22) devient :

$$\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} - E \left( \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} + \beta \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{\partial w}{\partial z} \right)^2 \right) - \rho g = F_m(z, t) \quad (2.23)$$

Où  $F_m(z, t)$  est une excitation mécanique extérieure, qui peut être constante ou variable.

Comme mentionné au chapitre 1, les propriétés physiques de roches telles que, le module de Young, le coefficient de dilatation thermique, la densité, le coefficient de Poisson, etc.. changent considérablement avec l'augmentation de la température. En présence du feu ou d'une source de chaleur comme présenté à la figure 1, le spécimen va subir des modifications tant minéralogiques que structurelles, ayant des conséquences directes sur les propriétés thermomécaniques de celui-ci. Dans le présent cas d'une excitation thermique comme le feu, l'équation (2.23) s'écrit :

$$\rho \frac{\partial^2 w(z, t, T)}{\partial t^2} - E(z, T) \left[ \frac{\partial^2 w(z, t, T)}{\partial z^2} + \beta \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{\partial w(z, T)}{\partial z} \right)^2 \right] - \rho g = F_m(z, t) + F_{th}(z, T) \quad (2.24)$$

Dans cette équation  $F_{th}(z, T)$  est l'excitation thermique et  $T$  la température du spécimen.

Nous supposons que les forces agissant sur le volume du spécimen sont dues à la gravité, la température et au gradient de pression. Ces forces agissent de la même façon sur chaque particule. L'excitation thermique due à une élévation de température induit dans la roche des dilatations ou des densifications thermiques, qui à leur tour induisent des contraintes thermiques très élevées. De manière simplifiée et s'appuyant sur les travaux de Hettema (**Hettema, 1996**) comme évoqué au premier chapitre, la contrainte thermique est donnée par :



$$\sigma^{th} \approx E.\alpha.\Delta T = E(z, T)(T - T_0)\alpha(z, T) \quad (2.25)$$

où  $\varepsilon^{th} = (T - T_0)\alpha(z, T)$  est la déformation thermique. L'expression de l'excitation thermique considérée comme une force par unité de volume est donnée par :

$$F_{th}(z, t) = \left[ E(T, z)(T - T_0)\alpha(T, z) \right] / L, \quad (2.26)$$

avec  $L$  étant la longueur du spécimen de roche. La combinaison des équations (2.24) et (2.26), donne alors :

$$\rho \frac{\partial^2 w(z, t, T)}{\partial t^2} - E(z, T) \left[ \frac{\partial^2 w(z, t, T)}{\partial z^2} + \beta \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{\partial w(z, T)}{\partial z} \right)^2 \right] = \rho g + F_m(z, t) + \left[ E(T, z)(T - T_0)\alpha(T, z) \right] / L \quad (2.27)$$

Posons :

$$F_{ext}(z, t, T) = \rho g + F_m(z, t) + \left[ E(T, z)(T - T_0)\alpha(T, z) \right] / L \quad (2.28)$$

comme l'ensemble de toutes les forces extérieures au spécimen de roche.

L'équation (2.27) devient :

$$\rho \frac{\partial^2 w(z, t, T)}{\partial t^2} - E(z, T) \left[ \frac{\partial^2 w(z, t, T)}{\partial z^2} + \beta \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{\partial w(z, T)}{\partial z} \right)^2 \right] = F_{ext}(z, t, T) \quad (2.29)$$

L'équation (2.29) ainsi finalement obtenue dépend de 03 variables :  $z, t, T$ . Ce qui rend très complexe et difficile sa résolution numérique. Dans le paragraphe qui suit, nous allons présenter quelques modèles mathématiques de feux (température-temps) généralement utilisés pour les simulations. L'introduction de l'un quelconque de ces modèles dans l'équation (2.29) viendra alors réduire le nombre de variable de 3 à 2 ( $z$  et  $t$ ).

### 2.2.3. Modélisation des feux

Un feu est une combustion, donc source de chaleur. C'est lui qui sera la sollicitation thermique sur l'élément d'une structure, ou sur la structure elle-même globalement. Son évolution est fonction du temps. On le trouve entre autres dans des fours ou dans les chaudières sous forme de combustion contrôlée. Il faut souligner que dans le cas des incendies il devient une combustion incontrôlée.

La façon la plus simple de représenter un incendie est l'utilisation des courbes nominales qui permettent de donner une évolution de la température en fonction du temps (**Loïc Thomas, 2005**). Il existe dans la littérature plusieurs modèles de courbes température-temps utilisés pour la simulation des structures soumises au feu et des tests de résistance au feu. La modélisation d'un feu a été spécifiée par l'Euro-code, à savoir un feu ISO834. Ainsi on met la différence entre un feu paramétré et un feu naturel ou réel (**Boursas Farid, 2010**).

Les courbes ont été établies à partir de l'expérience sur des feux réels et les plus fréquemment utilisées sont présentées brièvement ici.

- *Feu hydrocarbure*

Développé dans les années 70 par la compagnie pétrolière Mobil, le « *Feu hydrocarbure* » présente une montée de température très rapide avec une température de 900 °C dans les 5 premières minutes et un plateau à 1100 °C. Ces travaux avaient été initiés pour mettre au point une procédure de test permettant d'évaluer les matériaux de protection contre les incendies sur les plates formes de forage en mer et dans les complexes pétroliers (**Jean-François Denoël, 2007**). L'évolution de ce feu est donnée par l'expression suivante :

$$T(t) = 1080.(1 - 0.325e^{-0.167t} - 0.675e^{-2.5t}) + 20 \quad (2.30)$$

- *Feu extérieur*

Lorsque nous examinons la résistance au feu d'une structure extérieurement, on constate que les températures des matériaux de la structure sont plus proches des températures du feu correspondant. On peut donc utiliser une courbe dite d'« *Incendie extérieure* ». Cette courbe est plafonnée à une élévation de la température égale à 680°C, température nettement inférieure à la courbe standard. L'équation décrivant le « *Feu extérieur* » est donnée par (**Seputro J, 2001**):

$$T(t) = 660.(1 - 0.687e^{-0.32t} - 0.313e^{-3.5t}) + 20 \quad (2.31)$$

- *Feu paramétrique*

Les « *Feux paramétriques* » dont les courbes sont données dans la figure 2.2 ci-dessous constituent un moyen simple pour prendre en compte d'importants phénomènes physiques pouvant influencer le développement d'un feu dans une structure ou un environnement particulier. Comme les feux nominaux, ils consistent en la détermination d'une courbe température-temps qui tient compte de certains paramètres destinés à idéaliser des aspects réels. Ces feux sont basés sur l'hypothèse que la température est uniforme dans la structure. Ils constituent un pas significatif vers la considération de la nature réelle d'un feu particulier par rapport aux feux nominaux (**Sekkou Soumaya, 2008**).

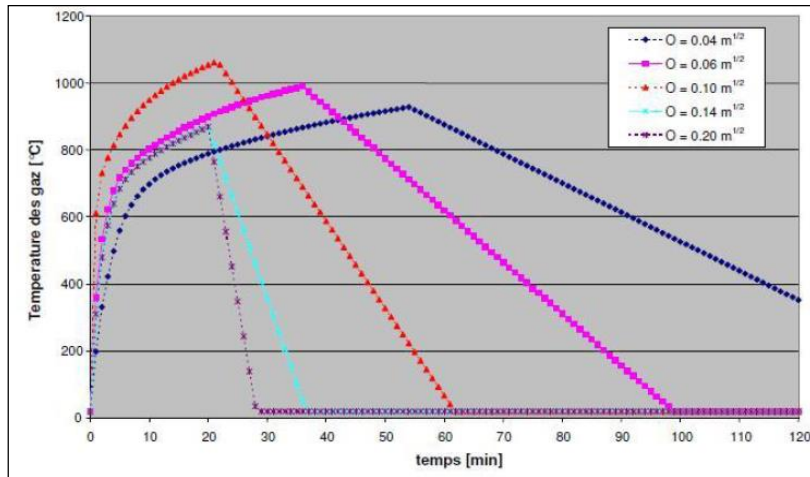


Figure 2.2 : Exemples de feux paramétriques

- Feu réel

Les courbes température-temps naturelles ou réelles sont déterminées généralement pour des structures spécifiques. Il s'agit de projets expérimentaux menés avec une approche de performance. Les courbes température-temps naturelles peuvent être déterminées à partir de différents modèles :

- Modèles d'incendies expérimentaux ;
- Modèles d'incendies numériques simplifiés ;
- Modèle numérique avancé.

- Feu normalisé ISO834 :

Historiquement, les courbes nominales ont été développées pour tester expérimentalement des éléments de construction, en vue d'en établir un classement relatif, tant pour leur résistance que pour leur réaction au feu. De plus elles ont été créées dans le but de réglementer les tests entre les différents laboratoires, assurant ainsi un niveau de sécurité et d'uniformité. Le feu conventionnel est une courbe logarithmique utilisée pour les essais en laboratoire (**Sekkou Soumaya, 2008**). La valeur de la résistance au feu n'indique donc pas la durée réelle pendant laquelle une structure résiste au feu, mais elle constitue une comparaison indiquant la sévérité d'une sollicitation thermique à laquelle la structure peut résister (**Eurocode 2, 1997**). Cette courbe présente l'avantage de n'avoir directement qu'un seul paramètre (le débit combustible), et facilite la reproductibilité et la comparaison des résultats d'essais (**Eurocode 3, 1997**). Elle est décrite par l'équation suivante (**Seputro J, 2001**) :

$$T(t) = 345 \cdot \log_{10}(8t + 1) + 20 \quad (2.32)$$

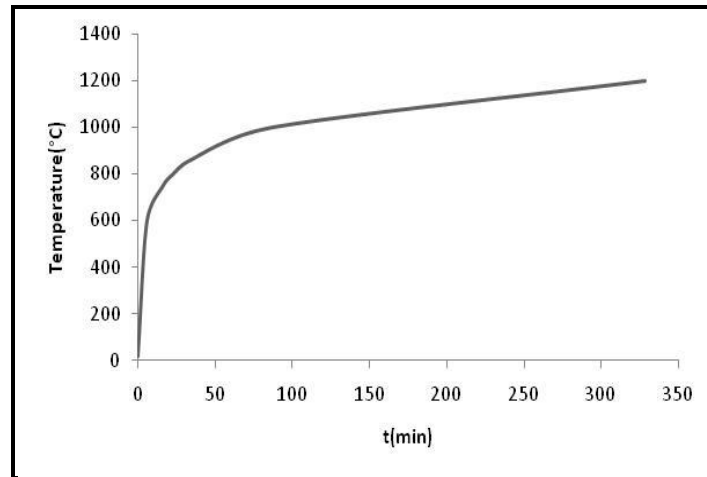


Figure 2.3: courbe Température-temps du feu ISO 834

On peut retenir de cette courbe qu'on atteint environ 500°C après seulement 3 minutes, 800°C après 30 minutes et plus de 1000°C par la suite.

L'équation caractérisant la courbe standard met en évidence 2 phases distinctes. Une première période d'embrassement généralisé du combustible, durant laquelle se produit une élévation très rapide de la température (un choc thermique) jusqu'à 800°C. La deuxième période pendant laquelle la flamme est entièrement développée, est caractérisée par une augmentation moins rapide de la température pouvant aller jusqu'à 1200°C. Cette courbe pour vocation de représenter la combustion des produits cellulosiques (**Toumi Belkacem, 2010**). Elle reproduit une flamme presque autoentretenu et ne tient pas compte de la diminution du combustible comme dans le cas d'un feu réel.

La courbe du « Feu ISO834 », dont l'avantage pratique est certain, présente quelques écarts par rapport aux feux réels tels que les incendies, les feux de bois, les feux de fuel, etc. Elle présente les caractéristiques suivantes :

- il s'agit d'une courbe théorique dont les données peuvent être dépassées durant un temps limité dans un incendie réel ;
- elle prend en compte la nature et le type de matériau chauffé. En réalité, lors d'un incendie par exemple, la répartition spatiale de la température n'est pas uniforme sur le matériau.
- elle implique une température toujours croissante, alors que dans la pratique il est prouvé que les températures commencent à diminuer après que la plus grande part du combustible ait brûlé ;
- elle est unique pour tous les types de matériau, quelque soit les conditions de charge calorifique et de ventilation.

En dépit des limites citées ci-dessus, nous avons utilisé dans cette thèse le feu ISO834 pour notre modélisation, et ceci pour plusieurs raisons. Il est décrit que la façon la plus simple de représenter un feu est d'utiliser des courbes nominales, qui donnent l'évolution de la température de la structure chauffée en fonction du temps (**Jean-François Denoël, 2007**). Pour ce qui est de la modélisation d'un incendie dans une structure, ces courbes constituent une référence conventionnelle (**Jean-François Denoël, 2007**). Comparativement aux autres feux, le feu conventionnel est le plus utilisé. Il est caractérisé par une température ambiante qui augmente de façon continue avec le temps (**Boursas Farid, 2010 ; Sekkou Soumaya, 2008**). De plus, la courbe ISO834 internationalement reconnue, est un feu standard. Elle est très utilisée pour les modélisations numériques des structures soumises au feu (**Daniela Bernhart, 2004**). Il s'agit donc d'un modèle plus simple appliqué pour les tests de résistance au feu (**Izabela Gaweska Hager, 2004**).

Dans notre modèle, la combinaison des équations (2.29) et (2.32) donne l'équation aux dérivées partielles ci-dessous. Il s'agit d'une équation non linéaire et dépendante, comme annoncé plus haut, de deux paramètres  $z$  et  $t$ . Elle régit la dynamique non linéaire du spécimen de roche soumis au feu et à une charge mécanique uni-axiale.

$$\rho(t) \frac{\partial^2 w(z,t)}{\partial t^2} - E(z,t) \left[ \frac{\partial^2 w(z,t)}{\partial z^2} + \beta \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{\partial w(z,t)}{\partial z} \right)^2 \right] = F_{ext}(z,t) \quad (2.33)$$

Posons maintenant les variables sans dimension suivantes :

$$\tau = \frac{t}{T_0}; X = \frac{z}{L}; \Psi = \frac{w}{L}; \chi = \frac{\rho(t)}{\rho_0}; K = \frac{E(t)}{E_0}.$$

La forme adimensionnée de l'équation (2.33) s'écrit:

$$\chi(\tau) \frac{\partial^2 \Psi(z,t)}{\partial \tau^2} - K(\tau) \left[ \frac{\partial^2 \Psi(z,t)}{\partial X^2} + \beta \frac{\partial}{\partial X} \left( \frac{\partial \Psi(X,\tau)}{\partial X} \right)^2 \right] = F_{ext}(X,\tau) \quad (2.34)$$

où même encore :

$$\frac{\partial^2 \Psi(z,t)}{\partial \tau^2} - \frac{K(\tau)}{\chi(\tau)} \cdot \frac{\partial^2 \Psi(z,t)}{\partial X^2} - 2\beta \frac{K(\tau)}{\chi(\tau)} \cdot \frac{\partial \Psi(z,t)}{\partial X^2} \cdot \frac{\partial \Psi(X,\tau)}{\partial X} = P(X,\tau) \quad (2.35)$$

avec  $P(\tau) = \frac{L}{E_0 \chi(\tau)} F_{ext}(\tau)$ .

La résolution analytique de cette équation aux dérivées partielles non linéaire est extrêmement difficile, voir dans une certaine mesure impossible. Une approximation des solutions exactes de l'équation (2.35) se fait par le biais des méthodes numériques.

L'équation (2.35) peut se mettre sur la forme d'une équation aux dérivées partielles hyperbolique de la manière suivante :

$$A \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + B \frac{\partial^2 w}{\partial z \partial t} + C \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} + E = 0 \quad (2.36)$$

Parmi les méthodes numériques de résolution des équations aux dérivées partielles hyperboliques, nous avons opté pour la méthode des différences finies qui est une méthode simple et efficace pour ce type d'équation.

#### 2.2.4. Présentation de la méthode des différences finis

La méthode des différences finies consiste à remplacer les dérivées partielles par des différences divisées ou combinaisons de valeurs ponctuelles de la fonction en un nombre fini de points discrets ou nœuds du maillage. Les dérivées sont alors approximées par des accroissements (les différences finies) de la fonction entre deux points. Cette méthode repose sur deux notions: la discrétisation des opérateurs de dérivation ou différentiation et la convergence du schéma numérique ainsi obtenu. L'avantage de cette méthode est qu'elle présente une grande simplicité d'écriture et un coût réduit des calculs. Elle est pratique et facile d'accès. Les deux ingrédients principaux d'une approximation par différences finies sont le schéma d'approximation des dérivées et la grille de discrétisation donnée par la figure 2.4 ci-dessous.

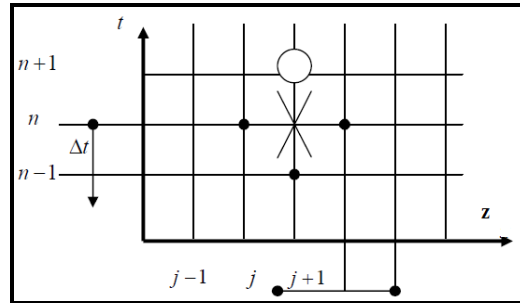


Figure 2.4 : grille de discrétisation

Pour le modèle développé dans cette thèse, nous discrétisons le spécimen de longueur  $L$  selon la grille de discrétisation ci-dessus. Soit  $N \in \mathbb{N}$  le nombre de points de maillage. On définit les points du maillage par :

$$X_{i+1} = X_i + \Delta X \quad ; \quad \text{où } \Delta X = \frac{1}{N+1} \quad (2.37)$$

$$\tau_{j+1} = \tau_j + \Delta \tau \quad ; \quad i \in \{0, 1, \dots, N+1\} \quad (2.38)$$

Les points  $X_1 = 0$  et  $X_{N+1} = L$  (les extrémités du spécimen) constituent les limites du domaine d'étude. Les points  $\tau_1, \dots, \tau_N$  sont appelés points internes du maillage.

On cherche en chacun de ces points une valeur approchée notée  $\Psi_{ij}$  de  $\Psi(X_i, \tau_j)$ . Les différences finis consistent à approcher les opérateurs de dérivation par des opérateurs discrets de dérivation. Les schémas avant, arrière et centrée respectivement permettent d'approcher les dérivées premières spatial et temporelle comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \Psi}{\partial X} = \frac{\Psi_{i+1,j} - \Psi_{i,j}}{\Delta X} \\ \frac{\partial \Psi}{\partial X} = \frac{\Psi_{i,j} - \Psi_{i-1,j}}{\Delta X} \\ \frac{\partial \Psi}{\partial X} = \frac{\Psi_{i+1,j} - \Psi_{i-1,j}}{2\Delta X} \end{array} \right. \quad (2.39)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \Psi}{\partial \tau} = \frac{\Psi_{i,j+1} - \Psi_{i,j}}{\Delta \tau} \\ \frac{\partial \Psi}{\partial \tau} = \frac{\Psi_{i,j} - \Psi_{i,j-1}}{\Delta \tau} \\ \frac{\partial \Psi}{\partial \tau} = \frac{\Psi_{i,j+1} - \Psi_{i,j-1}}{2\Delta \tau} \end{array} \right. \quad (2.40)$$

Les dérivées secondes s'approchent également de la façon suivante :

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial \tau^2} = (\Psi_{i,j+1} - 2\Psi_{i,j} + \Psi_{i,j-1}) / 2(\Delta \tau)^2 \quad (2.41)$$

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial X^2} = (\Psi_{i+1,j} - 2\Psi_{i,j} + \Psi_{i-1,j}) / 2(\Delta X)^2 \quad (2.42)$$

En utilisant les équations (2.38 à 2.42) pour discrétiser l'équation (2.35), on obtient :

$$\begin{aligned} & (\Psi_{i,j+1} - 2\Psi_{i,j} + \Psi_{i,j-1}) / 2(\Delta \tau)^2 - \frac{K(\tau)}{\chi(\tau)} \cdot [(\Psi_{i+1,j} - 2\Psi_{i,j} + \Psi_{i-1,j}) / 2(\Delta X)^2] \\ & - 2\beta \frac{K(\tau)}{\chi(\tau)} \cdot ((\Psi_{i+1,j} - 2\Psi_{i,j} + \Psi_{i-1,j}) / 2(\Delta X)^2) \cdot ((\Psi_{i+1,j} - \Psi_{i,j}) / \Delta X) = P(X, \tau) \end{aligned} \quad (2.42)$$

On obtient alors :

$$\begin{aligned} \Psi_{i,j+1} = & P(X, \tau) \cdot (\Delta \tau)^2 + 2\Psi_{i,j} \left[ 1 - \frac{K(\tau) \cdot (\Delta \tau)^2}{\chi(\tau) \cdot (\Delta X)^2} \left( 1 + \frac{2\beta}{\Delta X} \right) \right] \\ & + \Psi_{i-1,j} \left[ \frac{K(\tau) \cdot (\Delta \tau)^2}{\chi(\tau) \cdot (\Delta X)^2} (1 + 2\beta) \right] + \Psi_{i+1,j} \left[ \frac{K(\tau) \cdot (\Delta \tau)^2}{\chi(\tau) \cdot (\Delta X)^2} \left( 1 + \frac{2\beta}{\Delta X} \right) \right] - \Psi_{i,j-1} \end{aligned} \quad (2.43)$$

Pour un spécimen présentant un comportement élastique linéaire, c'est-à-dire  $\beta = 0$ , l'équation (2.43) devient :

$$\Psi_{i,j+1} = P(X, \tau) \cdot (\Delta \tau)^2 + 2\Psi_{i,j} \left[ 1 - \frac{K(\tau) \cdot (\Delta \tau)^2}{\chi(\tau) \cdot (\Delta X)^2} \right] + \Psi_{i-1,j} \left[ \frac{K(\tau) \cdot (\Delta \tau)^2}{\chi(\tau) \cdot (\Delta X)^2} \right] + \Psi_{i+1,j} \left[ \frac{K(\tau) \cdot (\Delta \tau)^2}{\chi(\tau) \cdot (\Delta X)^2} \right] - \Psi_{i,j-1} \quad (2.44)$$

La résolution de cette équation aux dérivées partielles nécessite deux conditions aux limites et une condition initiale.

### 2.2.5. Condition aux limites :

Dans notre modèle, la compression uniaxiale impose de considérer deux cas de figures :

- **1<sup>er</sup> cas** : Les deux extrémités du spécimen de roche cylindrique sont libres de tout mouvement. Dans ce contexte les conditions aux limites de l'équation (2.44) s'écrivent :

$$\frac{\partial w}{\partial z}(0, t) = \frac{\partial w}{\partial z}(L, t) = 0 \quad (2.45)$$

ou encore:

$$\frac{\partial \Psi}{\partial X}(0, \tau) = \frac{\partial \Psi}{\partial X}(1, \tau) = 0 \quad (2.46)$$

- **2<sup>e</sup> cas** : Selon le dispositif expérimental de presse mécanique, l'une des extrémités est fixe dans la direction verticale (celle qui est posée sur plaque fixe) et l'autre sur laquelle est appliquée la contrainte est libre. Les conditions aux limites s'écrivent donc :

$$\begin{cases} \frac{\partial w}{\partial z}(0, t) = \frac{\sigma_m}{E_0} = \frac{F_m}{SE_c} & \text{(extrémité libre)} \\ w(L, t) = 0 & \text{(extrémité fixe)} \end{cases} \quad (2.47)$$

### 2.2.6. Condition initiale :

La condition initiale de cette équation (2.44) s'obtient en résolvant l'équation (2.33) en absence de toutes les forces extérieures et non linéarités. Dans ce cas, l'équation (2.33) devient :

$$\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} - E \left( \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right) = 0 \quad (2.48)$$

Cette équation est en fait celle qui gouverne la propagation des ondes mécaniques longitudinales dans les spécimens élastiques. Autrement dit elle matérialise la vibration longitudinale dans les barres. La solution générale de cette équation en cas d'extrémités libres du spécimen s'écrit :

$$w(z, t) = \sum_{n=1}^{\infty} (A_n \sin \omega_n t + B_n \cos \omega_n t) \cos n\pi \frac{z}{L} \quad (2.49)$$



$$\text{avec } \omega_n = n \frac{\pi}{L} \sqrt{\frac{E}{\rho}}; n \in \mathbb{N}$$

ou encore :

$$\psi(X, \tau) = \sum_{n=1}^{\infty} (A_n \sin \omega_n \tau + B_n \cos \omega_n \tau) \cos n\pi X \quad (2.50)$$

La condition initiale s'écrit donc :

$$\psi_n(X, 0) = B \cos n\pi X \quad (2.51)$$

La solution générale de l'équation (2.48) en cas d'une extrémité fixe et l'autre libre s'écrit :

$$w(z, t) = \sum_{n=1}^{\infty} (A_n \sin \omega_n t + B_n \cos \omega_n t) \sin(2n-1)\pi \frac{z}{2l} \quad (2.52)$$

$$\text{où: } \omega_n = (2n-1) \frac{\pi}{2l} \sqrt{\frac{E}{\rho}}; n = 1, 2, 3, \dots$$

Une des conditions initiale s'écrit donc:

$$w(z, 0) = 0.012 \sin(3\pi z / L) \quad (2.53)$$

### **Stabilité du schéma :**

On dit qu'un schéma numérique est stable si et seulement si au cours des calculs, l'erreur (erreur d'arrondi, de troncature, etc..) commise d'une itération à l'autre (d'une maille à l'autre) n'affecte pas le calcul suivant. Dans le cas contraire, le calcul peut diverger et on n'aura pas une bonne convergence.

La stabilité du schéma utilisé est une stabilité conditionnelle. C'est-à-dire que nous allons imposer une condition sur  $\Delta \tau$  et  $\Delta X$  pour que la solution n'explose pas. La condition de stabilité adaptée à l'équation (2.35) est donnée par la condition de Courant de Friedrich et Lewy notée CFL (**Francois Coulouvra et Regis Marchiano, 2007**). Cette condition est donnée par :

$$C = C_0 \Delta \tau / \Delta X \leq 1 \quad (2.54)$$

$$\text{avec } C_0 = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

### 2.3. Méthodologie expérimentale

Le processus expérimental consiste en 04 étapes, à savoir:

- La préparation des échantillons et le traitement thermique ;
- Les essais mécaniques (essais de compression uniaxiale et essai brésilien) ;
- La mesure de la porosité ;
- Confection des lames minces et analyses microscopiques.

#### 2.3.1. Choix des échantillons et préparation

Avant de procéder à la mesure des propriétés de la roche, un travail d'observation puis de sélection est fait pour le choix de la roche à étudier, c'est-à-dire des parties de la roche dans lesquelles les spécimens seront concrètement extraits. Ce travail de sélection est basé sur les critères suivants :

- échantillon aussi homogène que possible en termes de lithologie ;
- minéralogie ou lithologie représentative de la variabilité de faciès observée à l'échelle du puits: roche saine, altérée ou rubéfiée ;
- densité des fractures.

Les échantillons, de forme cylindrique, ont été soigneusement prélevés par carottage non destructif in situ à l'aide d'une foreuse. Ensuite on s'est servi d'une petite machine à scier pour tronçonner et rectifier les carottes, afin d'obtenir des échantillons de roches parfaitement usinés (parallélisme et polissage des surfaces) comme présentés à la figure 2.5 ci-dessous. La machine est équipée d'un dispositif de fixation de bloc et d'un circuit d'arrosage qui permet d'éviter le soulèvement des poussières et un réchauffement non contrôlé. Un soin particulier a été apporté à la qualité de la découpe et de la rectification. Les échantillons obtenus sont alors répertoriés et numérotés.



Figure 2.5 : Schéma illustrant les différentes étapes de la préparation des échantillons.

L'étape suivante a consisté à mesurer la longueur des mini-carottes à l'aide d'un pied à coulisse numérique de résolution 0.01 mm.

Pour minimiser les erreurs, les mesures ont été répétées aux moins 3 fois, et ensuite on a établi la moyenne. Après ces différentes mesures préparatoires, on a obtenu des échantillons cylindriques définitifs de 55 mm de diamètre et de longueur 110 mm ( $L/D \in [2-2,5]$ ). Les échantillons ainsi préparés ont été placés dans une étuve à une température de 60°C pour évacuer l'eau se trouvant dans les pores du matériau.

### 2.3.2. Traitement thermique

Le traitement thermique des échantillons de roches a consisté à les chauffer dans un four à une vitesse constante de l'ordre d'un degré Celsius par minute jusqu'à une température maximale choisie. Les températures de traitement choisies étaient les suivantes : 100°C, 200°C, 300°C, 400°C, 500°C, 700°C et 900°C. Pour les essais de mesure envisagés, la vitesse de chauffage doit être lente pour s'assurer que les fissures induites dans le matériau résultent seulement de l'effet de la haute température et non pas du gradient thermique à travers l'échantillon. D'autres expériences ont permis de montrer que les vitesses de chauffage ou même de refroidissement au-dessus de 2°C par minute induisent des microfissures durant le traitement thermique (Simmons and Cooper, 1978). Pour chaque traitement thermique, l'échantillon a été porté à la température fixée et maintenu à celle-ci pendant six heures. Ensuite, il a été refroidi à la même vitesse jusqu'à la température ambiante avant d'être soumis aux tests mécaniques.



Figure 2.6 : Dispositif de traitement thermique des spécimens de roches.

### 2.3.3. Mesure de la porosité et masse volumique

Par définition la porosité est le rapport du volume de vides ( $V_v$ ) au volume total de la roche ( $V_T$ ). On entend par volume des vides le regroupement à la fois des espaces des pores, des fissures et des microfissures. La porosité peut prendre différentes significations à différentes échelles.

On peut noter ainsi : la porosité spécifique, la porosité connectée, la porosité ouverte, la porosité efficace. Dans notre travail nous n'insisterons pas spécifiquement sur ces différents types de porosités. On distingue cependant la porosité dite «*non connectée*» qui correspond aux pores ou fissures non reliés de la porosité «*connectée*» qui correspond au réseau des vides reliés (réseau permettant le transport des fluides). De ces deux différentes porosités, on définit alors la porosité totale comme :

$$\text{Porosité totale} = \text{Porosité totale connectée} + \text{porosité totale non connectée},$$

Et on l'exprime par la relation suivante :

$$P_t(\%) = \frac{V_v}{V_T} * 100 = \frac{V_v}{V_v + V_s} * 100 \quad (2.55)$$

Dans cette relation  $P_t$  est la porosité totale,  $V_v$  le volume des vides,  $V_s$  le volume de solide,  $V_T$  le volume totale de l'échantillon. On peut également exprimer la porosité totale en fonction de la densité apparente :

$$P_t(\%) = \left( 1 - \frac{\rho_a}{\rho_s} \right) * 100 \quad (2.56)$$

où  $\rho_a = \frac{m}{V_T}$  est la masse volumique apparente et  $\rho_s = \frac{m}{V_s}$  où  $m$  est la masse de l'échantillon.

Il existe différentes méthodes pour mesurer la porosité, et cela selon le type d'informations recherchées. On peut citer en autres :

- La porosimétrie par injection de mercure (porosimétrie Hg) qui permet de mesurer la porosité en tenant compte de l'hétérogénéité du matériau (**Leca, 1990; Galle, 1991**). Elle fournit des informations sur la distribution des pores et sur leurs tailles.
- La mesure de la porosité par la Microscopie Electronique à Balayage. Elle donne des informations supplémentaires sur la distribution spatiale des pores (**Ruzyla, 1984; Suzuki et al., 1998**).

Dans notre travail, nous avons utilisé la méthode de triple pesée. Elle est très souvent utilisée, même si elle ne permet pas d'accéder aux informations sur l'hétérogénéité de la porosité à une échelle microscopique. Elle est assez simple à réaliser, et pour les besoins de notre travail, elle permettait de déterminer aisément la porosité et la densité apparente de la roche.

### *2.3.3.1. La méthode de la triple pesée*

Il s'agit d'une technique de mesure par immersion dans laquelle on effectue tour à tour les pesées de l'échantillon à sec, à saturation et immergé. Le fluide utilisé était l'eau, comme assez souvent (**ISRM, 1979; Sammartino, 1998**). On peut aussi utiliser des résines comme le méthyle-méthacrylate (MMA) (**Hellmuth, 1994; Siitari-Kauppi, 2002**). Pour éviter de fausser la mesure de la masse immergée, on recouvre la surface de l'échantillon avec la paraffine. D'une manière générale, le protocole expérimental décrit dans les différents travaux de Mertz (**Mertz, 1991**), Monicard (**Monicard, 1975**) et Pellerin (**Pellerin, 1980**) est celui qui a été suivi dans notre travail.

#### *a) Mesure de la masse sèche*

Pour mesurer la masse sèche, les échantillons de roches préalablement préparés et placés dans une étuve à une température de 50 C° pendant 72 heures, ont été régulièrement pesés (toutes les 6 heures environ) à l'aide d'une balance de précision. Une fois la masse stabilisée, une dernière mesure a été faite pour obtenir la masse sèche.

#### *b) Mesure de la masse saturée*

La mesure de la masse saturée a été réalisée en deux étapes. Premièrement les échantillons de roches sont dégazés dans une cloche à vide pendant 72 heures jusqu'à atteindre un vide primaire. Parallèlement à cette étape, le fluide d'injection (ici l'eau) est lui aussi dégazé grâce à une pompe à eau permettant d'obtenir une pression proche de la vapeur saturante. Cette étape a duré environ 3 heures. Une fois ces deux étapes achevées, on a ouvert la vanne du conduit reliant l'eau dégazée à la cloche contenant les échantillons pour laisser cette dernière pénétrer dans les échantillons durant environ 24 heures. Les échantillons ont été ensuite retirés de la cloche, puis mis dans un bac contenant toujours la même solution. Ensuite ils ont alors été pesés à l'aide de la balance pour déterminer leur masse saturée.

#### *c) Mesure de la masse immergée*

La masse immergée est mesurée à l'aide d'une nacelle baignant dans la même solution que l'échantillon, et attachée au-dessous de la balance de précision. Au départ, la tare est faite avec la nacelle et l'échantillon dans l'eau (l'échantillon n'est pas posé sur la nacelle). Il est ensuite placé dans la nacelle et la mesure est effectuée.

Pour les mesures des trois différentes masses, on a effectué trois pesées, et ensuite on a établi la moyenne.

Pour l'application des résultats des mesures, on a posé :

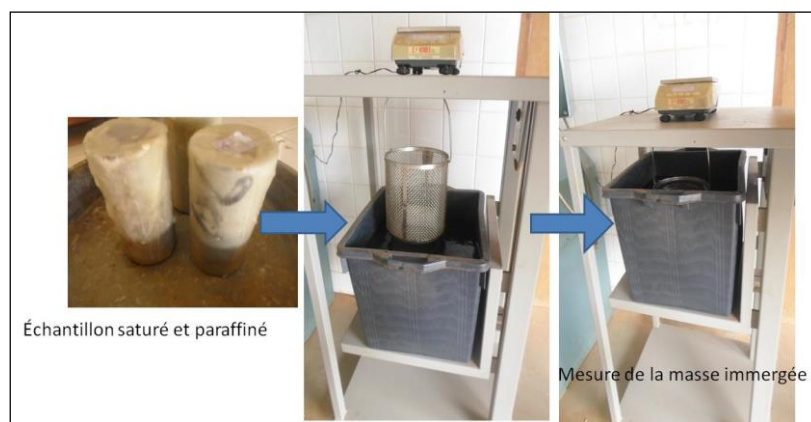
$M_1 = \rho_s V_s$ , masse de l'échantillon sec pesée dans l'air (masse sèche);

$M_2 = \rho_s V_s + \rho_e V_v$ , masse de l'échantillon saturée en eau, sous vide et pesée dans l'air (masse saturée);

$M_3 = \rho_s V_s - \rho_e V_v$ , masse de l'échantillon saturée en eau, sous vide, pesée dans l'eau (poussé d'Archimède).

La porosité se détermine en utilisant l'expression suivante :

$$P_t(\%) = \frac{V_v}{V_T} * 100 = \frac{V_v}{V_v + V_s} * 100 = \frac{M_2 - M_1}{M_2 - M_3} * 100. \quad (2.57)$$



**Figure 2.7 :** Mesure de la masse immergée pour la détermination de la porosité.

### 2.3.4. Essais mécaniques

Les essais mécaniques réalisés sur des échantillons constituent généralement le principal outil de détermination des lois de comportement des matériaux en général, et particulièrement des géo matériaux.

En mécanique des roches et des sols, les données expérimentales utilisées pour définir les lois de comportement proviennent de différents essais : triaxiaux classiques, spéciaux, de type oedométrique ou brésilien. Dans ce travail nous nous sommes limités à deux essais. Dans un premier temps on a réalisé l'essai de compression uni-axiale, qui n'est autre qu'un essai triaxial avec un confinement nul.

Ensuite on a réalisé l'essai de traction indirecte ou essai brésilien, qui nous a permis de mesurer de façon indirecte la résistance à la traction. Tous les deux essais seront réalisés sur des échantillons de Gneiss avec les appareils de mesures fiables. Les incertitudes des essais sont liées à celle de la lecture du dynamomètre et celle du fabricant. Elle vaut la moitié de la plus petite valeur lue : 0.001kN. Cette valeur bien étant faible à été minimiser en utilisant 3 échantillons par essais. Dans cette thèse, nous négligerons ces incertitudes liées aux mesures.

#### 2.3.4.1. Essai de traction indirecte

Le développement de l'essai brésilien a été une réponse aux difficultés de réalisation de l'essai de traction directe, qui présente un problème classique de collage des extrémités des échantillons sur le dispositif intermédiaire de la machine d'essai (**Manuel de Mécanique des Roches, 2001**). Emprunté au domaine du béton, il est beaucoup plus utilisé pour le test des matériaux fragiles tels que les roches, le béton ou le verre.

L'échantillon cylindrique préparé, d'éclatement minimal à 1, a été comprimé suivant deux génératrices opposées. Cette compression s'exerce par l'intermédiaire de pièces métalliques comme indiqué dans la figure 2.8 ci-dessous. Pour éviter que les génératrices laissent des traces éventuelles sur le spécimen, on a interposé entre l'échantillon et elles un carton d'épaisseur millimétrique. La vitesse de mise en charge 200 N/s recommandée par la SIMR a été respectée. La résistance à la traction est donnée par :

$$\sigma_t = \frac{2P_M}{(\pi DL)} \cdot \quad (2.58)$$

$\sigma_t$  est la résistance à la traction,  $P_M$  l'effort à la rupture,  $D$  le diamètre de l'éprouvette et  $L$  la longueur de l'échantillon. On a remarqué que la rupture s'est produite à partir du centre de l'échantillon sous forme d'une fracture unique verticale (voir figure 2.8), comme prescrit dans le protocole expérimental.



**Figure 2.8** : Essai de traction indirecte sur l'éprouvette de roche

2.3.4.2. Essai de compression uniaxiale

L'essai de compression uni-axial est l'essai le plus communément réalisé dans la pratique. Il est effectué sur des échantillons cylindriques d'éclatement ( $L/D$ ) compris entre 2 et 2.5 (**Manuel de Mécanique des Roches, 2001**).

Il consiste à comprimer chaque échantillon de roche chauffée par l'intermédiaire de deux plateaux parallèles d'une presse rigide (figure 2.8). Pour chaque température considérée les essais se font généralement par lots de 3 échantillons par roche pour obtenir une bonne moyenne. Le plateau supérieur est équipé d'une rotule. L'échantillon doit être soigneusement centré avant le début de l'essai. L'incertitude des essais est liée à celle de la lecture du dynamomètre. Elle vaut la moitié de la plus petite valeur lue : 0.001kN

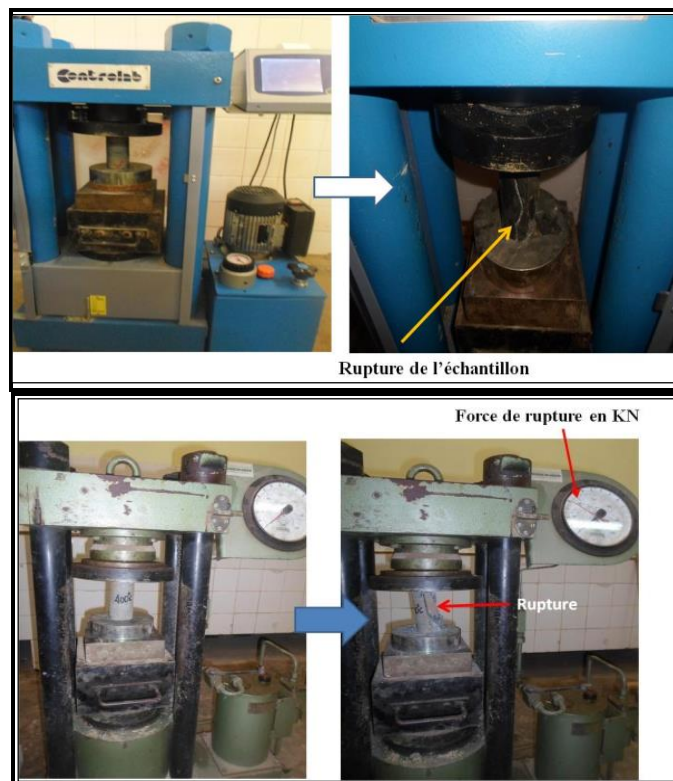


Figure 2.9 : Dispositif de l'essai de compression uni-axiale sur un échantillon de roche.

Le dispositif d'essai étant prêt, pour chaque échantillon de roche chauffée, l'essai a été conduit à partir d'un chargement monotone croissant. On a fait augmenter graduellement la charge axiale qui est alors transmise de façon hydraulique aux plateaux, jusqu'à la rupture. La rupture apparaît quand la pression hydraulique a subitement chuté, et dès lors on peut lire la valeur de la force ultime exercée par la presse de compression sur l'échantillon et avant d'en



déduire la résistance à la compression. La résistance à la compression uni-axiale notée  $\sigma_c$ , est la contrainte ultime d'un échantillon de roche cylindrique sous chargement axial.

C'est la plus importante des propriétés mécaniques de la roche utilisée pour les dimensionnements, l'analyse et la modélisation. Cette valeur constitue une première information très utile et parfois suffisante sur les performances mécaniques escomptées d'une roche. Elle est donnée par :

$$\sigma_c = P_M / S \quad (2.59)$$

Avec  $\sigma_c$  est la résistance à la compression,  $P_M$  l'effort à la rupture, la section  $S$  de l'échantillon.

Le rapport entre la résistance à la compression uni-axiale et la résistance à la traction donne un indice de fragilité, qui est une caractéristique importante de fragilité.

### **2.3.5. Confection des lames minces**

Pour chaque température considérée, on a confectionné au laboratoire de l'IRGM (annexe de Yaoundé-NKobisson), des lames minces des échantillons de gneiss selon le protocole suivant :

#### ✓ *Préparation du sucre*

Il faut définir la zone d'un échantillon de roche qui est à analyser. Avec une grosse scie diamantée, on découpe un « sucre », petit volume de roche n'excédant pas 8 à 10 cm<sup>3</sup>. La référence de la roche est notée sur le dos du sucre afin d'avoir une traçabilité sans défaut.

#### ✓ *Imprégnation*

Étape facultative : dans le cas où la roche est peu cohérente ou très fracturée, une étape d'imprégnation sous vide à la résine fluide est nécessaire pour la consolider. Voir une inclusion complète et la fabrication d'un « faux sucre ».

#### ✓ *Etat de surface*

Les sucres comme les lames de verre qui seront utilisés doivent avoir une planéité parfaite pour être collés ensemble. On réalise cette rectification des surfaces grâce à un lapidaire. C'est un plateau en fonte (lui-même d'une excellente planéité) qui tourne, sur lequel on dispose des poudres abrasives au carbure de silicium de différentes granulométries (de la plus grossière à la plus fine) et qui vont venir user la surface du sucre ou de la lame pour obtenir une surface la plus plane possible.

✓ *Collage*

Les sucres sont collés sur les lames en verre à l'aide d'une résine bi-composants.

La manipulation est délicate car il ne doit pas subsister de bulles d'air entre la lame et le sucre, et la couche de résine doit être la plus fine possible... Toutes ces précautions visent à assurer une observation finale dans les meilleures conditions.

La prise définitive de la résine se fait dans un four ou sous lampes ultraviolettes.

✓ *Sciage*

La résine résiduelle est enlevée, et la référence de la roche est inscrite directement sur la lame. Le sucre est scié avec un disque diamant de précision qui garde un parallélisme des faces (face collée par rapport à la face sciée). L'épaisseur de la lame est alors de 300 à 400 micromètres.

✓ *Rodage*

Il faut maintenant abaisser progressivement l'épaisseur de la lame jusqu'à ce qu'elle devienne transparente.

On utilise une rodeuse qui, à l'aide d'un dispositif d'abrasion au diamant, permet une usure progressive par étapes de 5 à 10 micromètres. Un peu de patience est nécessaire... La roche atteint maintenant une épaisseur de 60 à 80 micromètres.

✓ *Rodage final*

Le lapidaire de l'étape 3 est à nouveau utilisé pour réaliser la dernière étape, la plus délicate, celle qui demande le plus de finesse: abaisser l'épaisseur de la lame à 30 micromètres (moins du tiers de l'épaisseur d'un cheveu). Avec les poudres abrasives au carbure de silicium en passes successives, on diminue très lentement l'épaisseur de la roche en vérifiant fréquemment l'avancement du rodage. La mesure de l'épaisseur peut se faire par un micromètre, ou bien directement au microscope sur des minéraux repères. Une fois le rodage terminé, la surface de la roche est plastifiée, polie au diamant ou bien recouverte d'une lamelle de verre.



Figure 2.10 : Etapes de confection d'une lame mince de gniess

Tableau 2.1 : Tableau récapitulatif des différents essais réalisés.

	<i>Essai de compression uniaxiale</i>	<i>Essai Brésilien</i>	<i>Mesure de porosité</i>	<i>Lame mince</i>
<i>Température de chauffage (°C)</i>	25, 100, 200, 300, 400, 500, 700, 900	25, 100, 200, 300, 400, 500, 700, 900	25, 100, 200, 300, 400, 500, 700, 900	25, 100, 200, 300, 400, 500, 700, 900
<i>Nombre d'échantillons</i>	24 (3essais par température)	24 (3essais par température)	24 (3essais par température)	(08 lames)

## 2.4. Modélisation du comportement mécanique d'un bloc de roche autour d'une excavation souterraine

### 2.4.1. Présentation du Model



Figure 2.10 : Exemples d'excavations souterraines (Zhao Jian, 2008).

Pour développer le modèle, nous allons considérer une excavation ouverte à 500 mètres de profondeur dans un massif rocheux, et un bloc de roche autour de cette excavation comme présenté à la figure 2.11 ci-dessous.

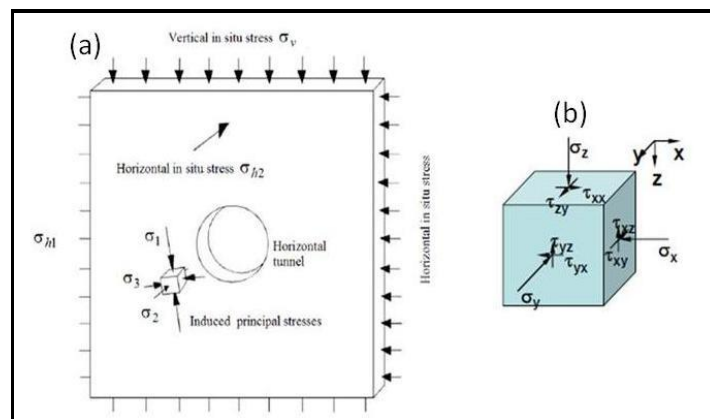


Figure 2.11 : a) Géométrie d'un tunnel crée ; b) Zoom sur un bloc de roche entourant le tunnel et soumis aux contraintes in situ.

Le bloc de roche en profondeur est soumis aux contraintes verticales résultant du poids des terrains subjacents et aux contraintes horizontales d'origines tectoniques (**Brown et al., 1983**). L'intensité de ces contraintes in situ préexistantes se trouve être très variable et dépend de l'histoire géologique du massif dans lequel elle a été mesurées. Le poids et l'action des terrains subjacents sont bien reconnus depuis plusieurs siècles comme étant la source primaire des contraintes induites autour de l'excavation créée (**Erick Eberhardt, 2013**). La contrainte verticale peut être estimée par le poids des terrains subjacents selon la relation suivante :

$$\sigma_v = \gamma g H \quad (2.60)$$

où  $\gamma = 2600 \text{ kg/m}^3$  la densité du massif,  $H = 500 \text{ m}$  la hauteur des terrains subjacents et  $g$  la constante de gravité. Cependant il est très difficile d'estimer les contraintes horizontales. En général les contraintes horizontales sont estimées par un ratio de pression latéral terrestre. On a :

$$\sigma_h = k \sigma_v = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_v \quad (2.61)$$

où  $\nu$  est le module de Poisson et  $k = \frac{\nu}{1 - \nu}$ , le ratio de contrainte ou le coefficient de pression latéral.

### Prise en compte de l'anisotropie des roches autour de l'excavation souterraine :

Nous avons considéré dans ce travail, que l'excavation est ouverte dans un massif isotrope transverse et homogène. Le comportement isotrope transverse est un comportement généralement rencontré dans les roches ignées et ayant une grande importance dans le domaine de la mécanique des roches (**Berry et al., 1974**).

Cela signifie que chaque point du massif rocheux est traversé par un plan où les propriétés élastiques sont les mêmes quelque soit la direction considérée.

Dans ce cas la relation contrainte-déformation des roches entourant l'excavation s'écrit :

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{zy} \\ \gamma_{zx} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} & 0 & 0 & 0 \\ c_{21} & c_{11} & c_{23} & 0 & 0 & 0 \\ c_{31} & c_{23} & c_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(c_{11} - c_{12}) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & c_{44} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & c_{44} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \end{pmatrix} \quad (2.62)$$

$$\text{où } c_{11} = \frac{1}{E_1}, c_{33} = \frac{1}{E_2}, E_1 = E_y = E_x, c_{12} = -\frac{\nu_1}{E_1}, c_{13} = \frac{\nu_2}{E_2}, c_{44} = \frac{1}{G_2}, 2(c_{11} - c_{12}) = \frac{1}{G_1}$$

Les paramètres  $E_1$  et  $\nu_1$  sont respectivement le module d'élasticité de Young et le coefficient de Poisson dans le plan d'isotropie.

$E_2$  le module d'élasticité de Young dans le plan perpendiculaire au plan d'isotropie.  $\nu_2$  le coefficient de Poisson donnant la déformation transversal dans le plan d'isotropie, résultant de la déformation axiale perpendiculaire au même plan.  $G_1$  et  $G_2$  sont respectivement les modules de cisaillement dans le plan d'isotropie et dans le plan perpendiculaire au dit plan.

Comme mentionnée au chapitre 1, lorsqu'une excavation est ouverte dans un massif rocheux, le champ de contrainte local est perturbé, redistribué et un nouvel état de contrainte est induit dans les roches entourant l'excavation. Ces contraintes induites dépendent des contraintes in situ existant avant la création de l'excavation, de l'anisotropie du massif rocheux, de l'existence des structures géologiques, de la qualité du massif (les paramètres mécaniques adoptées), de la forme de l'excavation et des conditions aux limites considérées (**Ganesh Raj Joshi, 2010**). De plus, plusieurs excavations souterraines ont des formes irrégulières, ce qui rend d'avantage assez difficile la détermination analytique de l'état de contrainte des roches entourant l'excavation.

Par conséquent, l'analyse des contraintes et déformations induites au sein des roches isotropes transversales, entourant l'excavation de forme particulière (trapèze, rectangle, anse de panier) ne peut se faire que par les méthodes numériques.

#### **2.4.2. Analyse numérique de la redistribution des contraintes et déformations autour de l'excavation**

L'analyse numérique a été faite par le biais du code Cast 3M. C'est un code de calcul qui permet d'analyser les structures à l'aide de la méthode des éléments finis.

Ce code permet de modéliser différents comportements complexes de la mécanique. Il a été développé en 1968 par le département de mécanique et thermique du Commissariat Français à l'énergie atomique.

##### **2.4.2.1. Méthode des éléments finis**

###### *a) Présentation :*

La méthode des éléments finis est une méthode basée sur la mécanique des milieux continus. La mécanique des milieux continus permet de décrire le comportement d'un corps qui se déforme ou se déplace sous influence des contraintes externes.

Une telle déformation ainsi que les contraintes qu'elles engendrent à l'intérieur du matériau vont permettre de calculer les déplacements des particules à l'intérieur du matériau. En dehors des cas très particuliers, les solutions analytiques des problèmes d'élasticité linéaire sont difficiles à obtenir, pire encore quand l'on doit tenir compte de l'anisotropie du système.

L'usage de la méthode des éléments finis permet de discrétiser la structure étudiée. Le principe étant de diviser la structure complexe à étudier en un nombre déterminé de régions plus simples appelées éléments. C'est ce processus de subdivision en différents éléments qui est la discrétisation. On obtient alors pour chaque élément des points de référence appelés nœuds sur lesquels sont effectués tous les calculs. C'est sur ces nœuds que sont appliquées les forces et calculés les déplacements (**Stasa Frank, 1985**). La génération des relations entre les forces et les déplacements est la partie la plus importante de la méthode des éléments finis. Si des relations adéquates peuvent être établies, il est possible d'assembler les éléments pour satisfaire les conditions d'équilibre de la structure. Ce processus entraîne une série d'équations algébriques simultanées qui, une fois résolues, donnent les déplacements des nœuds de chaque élément en fonction des forces qui ont été appliquées.

Un grand avantage de la méthode des éléments finis est sa souplesse. Du moment où l'on peut établir des relations entre forces et déplacements pour un élément donné, il n'y a donc pas de limite aux formes que l'on veut modéliser.

Lorsqu'on utilise la méthode des éléments finis, il faut toujours avoir en idée que les résultats que l'on obtient ne sont que des approximations. Cependant, plus le nombre d'éléments est important dans un modèle, plus les résultats obtenus sont précis, et plus les calculs sont plus complexes. Ainsi l'usage de la méthode des éléments finis nécessite chaque fois de faire un compromis entre la précision des résultats et la complexité des calculs engendrés (**Chandruptala Tirupathi, 1997**).

Il faut retenir que, pour la discrétisation, il existe différentes méthodes parmi lesquelles on note la méthode de Galerkin et celle de Raleigh-Ritz. Dans ce travail nous avons utilisé la méthode de Rayleigh-Ritz.

*b) Méthode de Rayleigh-Ritz :*

La méthode de Raleigh-Ritz repose soit sur le principe des déplacements virtuels, soit sur le principe de l'énergie potentielle minimum. Nous allons tout d'abord présenter ces deux principes, pour ensuite introduire la méthode des éléments finis.

- Principe des déplacements virtuels

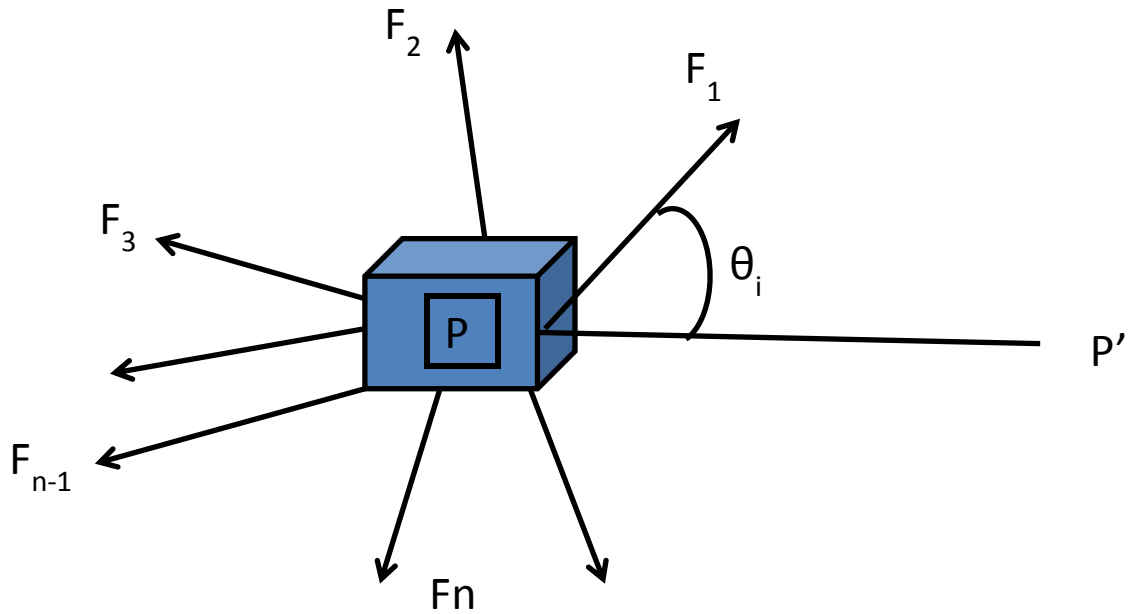


Figure 2.12 : Particule soumise à  $n$  forces  $\vec{F}_i$

On considère une particule simple  $P$  soumise à  $n$  forces  $\vec{F}_i$  tel que présenté dans la figure 2.12 ci-dessus. On s'imagine alors que celle-ci subit un petit déplacement  $\delta a$  dans une direction  $\overrightarrow{PP'}$ .

Un tel déplacement est dit virtuel car il n'a rien à voir avec le déplacement réel de la particule. On doit considérer ce déplacement comme étant petit pour pouvoir supposer que les forces appliquées sur  $P$  ne change pas durant ce déplacement.

Le travail effectué dans ces conditions est appelé travail virtuel  $\delta w$ . Il est égal à la somme du produit scalaire du déplacement virtuel avec toutes les forces exercées dans la direction de ce déplacement soit :

$$\delta w = \sum_{i=1}^n \overrightarrow{\delta a} \cdot \vec{F}_i = \delta a \sum_{i=1}^n F_i \cos \theta_i, \quad (2.63)$$

où  $\theta_i$  est l'angle entre le vecteur force  $\vec{F}_i$  et la direction  $\overrightarrow{PP'}$ . On suppose maintenant que la particule est en équilibre sous l'action de ces forces après le déplacement virtuel. Ce qui signifie que la résultante de toutes ces forces est nulle, et que par conséquent la composante de la résultante dans la direction  $\overrightarrow{PP'}$  doit être égale à zéro. Si cette composante est  $F_i \cos \theta_i$ , on peut conclure que le travail réalisé par les forces  $\vec{F}_i$  est nul lorsque la particule est en équilibre.



Comme le déplacement  $\delta a$  est totalement arbitraire, on peut conclure que si une particule est en équilibre sous l'action d'un certains nombres de forces, le travail total exercé par ces forces lors d'un déplacement virtuel est nul. C'est ce qu'on appelle principe des déplacements virtuels pour une particule. Il peut aussi être exprimé d'une autre façon : à savoir qu'une particule soumise à des forces est en équilibre lorsque le travail total réalisé par ces forces durant un déplacement virtuel aléatoire est nul. Ce principe peut être étendu à un système de plusieurs particules, et donc à un spécimen de roche quelconque. Ce travail peut être divisé en deux parties : une correspondant au travail virtuel exercé par toutes les forces externes et notée  $\delta W_{ext}$  et l'autre au travail exercé par les forces internes noté  $\delta W_{int}$ .

Le principe du déplacement virtuel pour un solide déformable peut donc s'exprimer ainsi : un objet déformable est en équilibre si le travail total réalisé par toutes les forces externes additionné au travail total exercé par toutes les forces internes est nul. On a :

$$\delta W_{int} + \delta W_{ext} = 0. \quad (2.64)$$

- *Principe d'énergie potentielle minimum*

Le principe d'énergie potentielle minimum est basé sur le principe du travail virtuel énoncé ci-dessus. On sait aussi que les forces internes sont liées aux contraintes internes pour un système élastique. Par conséquent le travail virtuel interne, lorsqu'il est associé à un déplacement virtuel, est égal à l'inverse de l'énergie développée par les contraintes internes  $\delta U_p$  du matériau. L'équation obtenue par le principe du déplacement virtuel peut donc être remplacé par :

$$\delta U_p + \delta W_{ext} = 0. \quad (2.65)$$

Comme on a une conservation des forces internes et externes, on peut alors exprimer le travail réalisé par ces forces pendant un déplacement virtuel en termes de potentiel. Très fréquemment, on peut prendre comme énergie potentielle l'inverse du travail  $\delta W_{ext}$ . Ce qui donne alors :

$$\delta U_p + \delta V_p = 0 \quad (2.66)$$

Cette équation permet de mieux voir comment durant un déplacement virtuel, la somme des changements de l'énergie des contraintes internes et des changements de l'énergie potentielle des forces extérieures est nulle. Pour l'instant, le déplacement a été vu comme quelque chose de virtuel, mais il aurait pu, sans que cela ne change quoique ce soit aux équations précédentes, être interprété comme une simple variation d'un déplacement réel.

C'est comme cela qu'on le voit lorsqu'on élabore le principe d'énergie potentiel minimum. Si on appelle  $\Pi_p$  l'énergie potentielle totale du médium élastique, l'équation précédente peut alors être exprimée par :

$$\delta \Pi_p = 0 \quad (2.67)$$

où  $\Pi_p = U_p + V_p$ . Ici le symbole  $\delta$  est vu comme un opérateur définissant une variation. L'équation précédente permet de voir que, si un objet élastique en équilibre est soumis un petit déplacement, le changement de l'énergie potentielle est nul. Ce qui signifie que l'énergie potentielle reste constante à la position d'équilibre. Cette valeur peut être quelconque, mais on démontre que, pour les systèmes élastiques stables, l'énergie potentielle est strictement convexe. L'extrémum est un minimum et il est unique. Ceci permet finalement d'établir le principe d'énergie potentielle minimum : Les déplacements statiquement admissibles pour un médium élastique sont ceux qui satisfont la condition d'équilibre, c'est à dire que l'énergie potentielle totale soit minimum (**Zienkiewicz, 1977**). L'énergie potentielle totale pour les média élastiques isothermes est définie par :

$$\Pi_p = \frac{1}{2} \int_V \sigma^t \varepsilon dV - \int_V U^t f dV - \sum_i U_i^t P_i - \int_s U^t T dS, \quad (2.68)$$

où  $\sigma$  est la contrainte interne au matériau,  $\varepsilon$  la déformation du matériau,  $U_i$  le déplacement de la particule  $i$ ,  $P_i$  la force ponctuelle appliquée sur la particule  $i$ ,  $T$  la contrainte appliquée au médium,  $V$  le volume du matériau,  $t$  la transposé et  $f$  la force de volume.

La méthode de Rayleigh-Ritz permet d'obtenir une solution approximative aux problèmes dont la solution exacte est difficile, voir même impossible à trouver. Pour y arriver, on doit tout d'abord imposer un domaine de déplacement possible au système :

$$\begin{cases} U = \sum_i a_i \phi_i(x, y, z) \\ V = \sum_j a_j \phi_j(x, y, z) \\ W = \sum_k a_k \phi_k(x, y, z) \end{cases} \quad (2.69)$$

Dans ce système les fonctions  $\phi$  sont généralement des fonctions polynomiales. Si on utilise les expressions  $\vec{\varepsilon} = \left[ \frac{\partial U}{\partial x}, \frac{\partial V}{\partial y}, \frac{\partial W}{\partial z}, \frac{\partial V}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial y}, \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial x}, \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial U}{\partial y} \right]$  et  $\vec{\sigma} = [C] \vec{\varepsilon}$ , et si on insère l'équation (2.67) dans l'expression de l'énergie potentielle totale on obtient :

$$\prod_p = \prod_p(a_1, a_2, a_3, \dots, a_r), \quad (2.70)$$

où  $r$  est le nombre d'inconnues provenant des fonctions polynomiales. La solution est finalement donnée par résolution des  $r$  équations, chacune étant obtenue en cherchant son minimum :

$$\frac{\partial \prod_p}{\partial a_i} = 0. \quad i = 1, 2, 3, \dots, r \quad (2.71)$$

Enfin pour mieux cerner la résolution numérique des problèmes d'élasticité par la méthode des éléments finis, nous allons considérer un problème à trois dimensions.

*c) Problème trois dimensions :*

L'énergie potentielle totale et les relations entre contraintes déplacements et contraintes dilatations vont maintenant être utiles pour développer la méthode des éléments finis dans des problèmes à trois dimensions. Dans ce contexte, les contraintes  $\sigma$ , la déformation  $\varepsilon$ , les déplacements  $u, v, w$  et la force  $F$  dépendent des variables  $x, y, z$ .

Les forces exercées sur le médium peuvent être réparties en trois groupes : les forces générées par sa masse, les forces de traction ou de compression et les forces ponctuelles.

La première étape de la méthode des éléments finis consiste à découper l'objet en plusieurs éléments. La surface, les forces de compressions et les forces générées par la masse du médium sont considérées comme constantes à l'intérieur d'un élément. Par contre ces paramètres varient d'un élément à l'autre.

Pour discrétiser le médium, nous allons utiliser des éléments tétraédriques (figure 2.13) composés de quatre nœuds, ce qui permettra de simplifier les équations. Chaque nœud a une position suivant les axes  $x, y, z$ , ainsi qu'un numéro unique. On assigne à chaque nœud  $i$  du modèle, trois degrés de liberté  $q_{3i-1}, q_{3i}, q_{3i+1}$ . Chacun de ces degrés de liberté étant unique dans le modèle, on peut donc formuler le vecteur des degrés de liberté global :

$$q = [q_1, q_2, q_3, \dots, q_N]^T. \quad (2.72)$$

C'est le vecteur représentant les déplacements de chacun de ces nœuds.  $N$  est le nombre total de degrés de liberté. Il faut retenir que, comme l'affirmait Christophe Frey (**Christophe Frey, 1999**) dans ses travaux en 1999, les différents concepts de degrés de liberté, de déplacements des nœuds et de charges appliquées sur ces nœuds, sont très importants lors du développement de la méthode des éléments finis.

Considérons le système de coordonnées  $0, \xi, \eta, \zeta$  associé et présenté dans la figure 2.13 ci-dessous pour définir quatre fonctions associées. Ces fonctions sont de type lagrangien  $\psi_1, \psi_2, \psi_3, \psi_4$ , et serviront pour l'interpolation des déplacements  $u, v, w$  entre les différents nœuds.

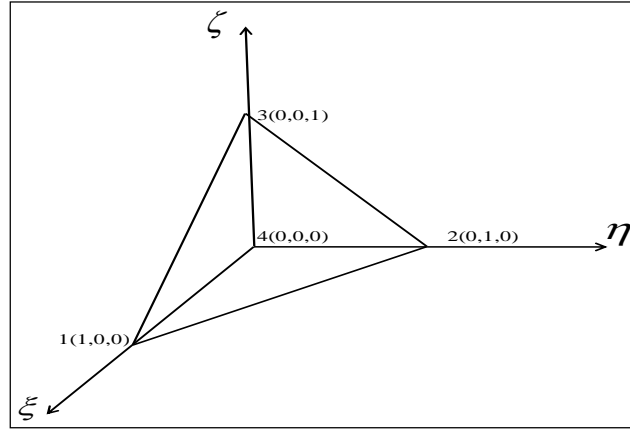


Figure 2.13 : Système de coordonnées associées

Chaque fonction  $\psi_i$  a la valeur zéro aux trois autres nœuds différents de  $i$  et croit linéairement jusqu'atteindre 1 au nœud  $i$ . Pour implanter une telle interpolation, on peut définir les quatre fonctions associées :  $\psi_1 = \xi, \psi_2 = \eta, \psi_3 = \zeta, \psi_4 = 1 - \xi - \eta - \zeta$ . Les déplacements  $u, v, w$  peuvent être définis grâce à ces fonctions d'interpolations :

$$U = \begin{pmatrix} \psi_1 & 0 & 0 & \psi_2 & 0 & 0 & \psi_3 & 0 & 0 & \psi_4 & 0 & 0 \\ 0 & \psi_1 & 0 & 0 & \psi_2 & 0 & 0 & \psi_3 & 0 & 0 & \psi_4 & 0 \\ 0 & 0 & \psi_1 & 0 & 0 & \psi_2 & 0 & 0 & \psi_3 & 0 & 0 & \psi_4 \end{pmatrix} q = \bar{\psi} q. \quad (2.73)$$

En considérant notre problème comme iso-paramétrique, les fonctions d'interpolation des déplacements sont égales aux fonctions d'interpolation géométrique. De ce fait on utilise les fonctions associées pour déterminer les coordonnées  $x, y, z$  des points dont les déplacements  $u, v, w$  sont interpolés. On a :

$$X = \psi_1 x_1 + \psi_2 x_2 + \psi_3 x_3 + \psi_4 x_4 \quad (2.74)$$

$$Y = \psi_1 y_1 + \psi_2 y_2 + \psi_3 y_3 + \psi_4 y_4 \quad (2.75)$$

$$Z = \psi_1 z_1 + \psi_2 z_2 + \psi_3 z_3 + \psi_4 z_4 \quad (2.76)$$

Ce qui donne, en substituant  $\psi_1, \psi_2, \psi_3, \psi_4$  par leurs valeurs et en utilisant la notation

$$X_{ij} = x_i - x_j, Z_{ij} = z_i - z_j, Y_{ij} = y_i - y_j :$$

$$X = x_4 + \xi x_{14} + \eta x_{24} + \zeta x_{34} \quad (2.77)$$

$$Y = y_4 + \xi y_{14} + \eta y_{24} + \zeta y_{34} \quad (2.78)$$

$$Z = z_4 + \xi z_{14} + \eta z_{24} + \zeta z_{34}. \quad (2.79)$$

Si on utilise les règles des dérivées partielles sur  $U$  par exemple on obtient :

$$\begin{pmatrix} \frac{\partial U}{\partial \xi} \\ \frac{\partial U}{\partial \eta} \\ \frac{\partial U}{\partial \zeta} \end{pmatrix} = J \begin{pmatrix} \frac{\partial U}{\partial X} \\ \frac{\partial U}{\partial Y} \\ \frac{\partial U}{\partial Z} \end{pmatrix} \quad (2.80)$$

Ainsi la relation ci-dessus montre que les dérivées partielles par rapport  $\xi, \eta, \zeta$  sont liées aux dérivées partielles par rapport  $X, Y, Z$  par le Jacobien défini par :

$$J = \begin{pmatrix} \frac{\partial X}{\partial \xi} & \frac{\partial Y}{\partial \xi} & \frac{\partial Z}{\partial \xi} \\ \frac{\partial X}{\partial \eta} & \frac{\partial Y}{\partial \eta} & \frac{\partial Z}{\partial \eta} \\ \frac{\partial X}{\partial \zeta} & \frac{\partial Y}{\partial \zeta} & \frac{\partial Z}{\partial \zeta} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} x_{14} & y_{14} & z_{14} \\ x_{24} & y_{24} & z_{24} \\ x_{34} & y_{34} & z_{34} \end{pmatrix} \quad (2.81)$$

avec :  $DetJ = x_{14}(y_{24}z_{34} - y_{34}z_{24}) + y_{14}(z_{24}x_{34} - z_{34}x_{24}) + z_{14}(x_{24}y_{34} - x_{34}y_{24})$ .

Le volume de l'élément est égal à :

$$V_e = \int_0^1 \int_0^{1-\xi} \int_0^{1-\xi-\eta} (DetJ) d\xi d\eta d\zeta = |DetJ| \int_0^1 \int_0^{1-\xi} \int_0^{1-\xi-\eta} d\xi d\eta d\zeta \quad (2.82)$$

En utilisant la relation suivante :

$$\int_0^1 \int_0^{1-\xi} \int_0^{1-\xi-\eta} \xi^m \eta^n \zeta^p d\xi d\eta d\zeta = \frac{m!n!p!}{(m+n+p+3)!} \quad (2.83)$$

On obtient finalement :

$$V_e = \frac{1}{6} \|DetJ\| \quad (2.84)$$

De plus, on peut introduire maintenant la matrice  $\overline{\overline{A}}$  qui est l'inverse du Jacobien :

$$\overline{\overline{A}} = J^{-1} = \frac{1}{DetJ} \begin{pmatrix} y_{24}z_{34} - y_{34}z_{24} & y_{34}z_{14} - y_{14}z_{34} & y_{14}z_{24} - y_{24}z_{14} \\ z_{24}x_{34} - z_{34}x_{24} & z_{34}x_{14} - z_{14}x_{34} & z_{14}x_{24} - z_{24}x_{14} \\ x_{24}y_{34} - x_{34}y_{24} & x_{34}y_{14} - x_{14}y_{34} & x_{14}y_{24} - x_{24}y_{14} \end{pmatrix} \quad (2.85)$$

Les équations précédentes permettent alors de mettre la relation déformation-déplacement sous la forme suivante :

$$\varepsilon = \overline{\overline{B}}q \quad (2.86)$$

où  $\overline{\overline{B}}$  est une matrice donnée par :

$$[B] = \begin{pmatrix} A_{11} & 0 & 0 & A_{12} & 0 & 0 & A_{13} & 0 & 0 & -\overline{A}_1 & 0 & 0 \\ 0 & A_{12} & 0 & 0 & A_{22} & 0 & 0 & A_{23} & 0 & 0 & -\overline{A}_2 & 0 \\ 0 & 0 & A_{31} & 0 & 0 & A_{32} & 0 & 0 & A_{33} & 0 & 0 & -\overline{A}_3 \\ 0 & A_{31} & A_{21} & 0 & A_{32} & A_{22} & 0 & A_{33} & A_{22} & 0 & -\overline{A}_3 & -\overline{A}_2 \\ A_{31} & 0 & A_{11} & A_{32} & 0 & A_{12} & A_{33} & 0 & A_{13} & -\overline{A}_3 & 0 & -\overline{A}_1 \\ A_{12} & A_{11} & 0 & A_{22} & A_{12} & 0 & A_{23} & A_{13} & 0 & -\overline{A}_2 & -\overline{A}_1 & 0 \end{pmatrix} \quad (2.87)$$

avec  $\overline{A}_1 = A_{11} + A_{12} + A_{13}$ ,  $\overline{A}_2 = A_{21} + A_{22} + A_{23}$ ,  $\overline{A}_3 = A_{31} + A_{32} + A_{33}$ . On en déduit l'expression de la contrainte :

$$\sigma = [C]\varepsilon = [C][B]q \quad (2.88)$$

Les équations (2.73, 2.86 et 2.88) représentent respectivement le déplacement, la déformation et la contrainte à un nœud. L'énergie potentielle totale d'un élément devient :

$$\Pi_p = \frac{1}{2} \int_e \sigma' \varepsilon dV - \int_e U' f dV - \sum_i U'_i P_i - \int_e U' T dS \quad (2.89)$$

Le premier terme de l'équation de l'énergie potentielle nous donne :

$$U_1 = \frac{1}{2} \int_e \sigma' \varepsilon dV = \frac{1}{2} \int_e \varepsilon' [C] \varepsilon dV = \frac{1}{2} \int_e q' [B]' [C] [B] q dV \quad (2.90)$$

En élasticité linéaire les coefficients de  $[C]$  sont constants et  $U_1$  dévient :

$$U_1 = \frac{1}{2} q' [B]' [C] [B] q \int_e dV = \frac{1}{2} q' [B]' [C] [B] q V_e = \frac{1}{2} q' K_e q \quad (2.91)$$

où  $K_e = [B]' [C] [B] V_e$  est la matrice de contrainte de l'élément et  $[C]$  la matrice d'élasticité.

Le deuxième terme  $U_2$  de l'énergie potentielle nous donne :

$$U_2 = \int_e U' f dV = q' \int_e \psi' f \text{Det} J d\xi d\eta d\zeta = q' f_e, \quad (2.92)$$

avec  $f_e = \frac{V_e}{4} (f_x, f_y, f_z, f_x, f_y, f_z, \dots, f_x, f_y, f_z)$ .

Si on considère les forces de compression exercées uniformément sur la surface  $A_e$  du tétraèdre, le quatrième terme de l'équation de l'énergie potentielle dévient :

$$U_3 = \int_e U' T dS = q' \int_{A_e} \psi' T dA = q' T_e \quad (2.93)$$

avec  $T_e = \frac{A_e}{3}(T_x, T_y, T_z, T_x, T_y, T_z, T_x, T_y, T_z, 0, 0, 0)$ . En combinant les relations (2.91 à 2.93), l'énergie potentielle de l'élément devient :

$$\Pi_{pe} = \frac{1}{2} q' K_e q - q' f_e - q' T_e - \sum_i U_i' P_i. \quad (2.94)$$

Comme notre médium a été discrétisé en un certains nombre d'éléments, l'énergie potentielle totale du médium est :

$$\Pi_p = \sum_e \frac{1}{2} q' K_e q - \sum_e q' f_e - \sum_e q' T_e - \sum_e q' P = \frac{1}{2} q' K q - q' F \quad (2.95)$$

où  $K = \sum_e K_e$  est la matrice de contrainte globale,  $F = \sum_e (f_e + T_e) + P$  est le vecteur de charge globale et  $q$  le vecteur déplacement global.

Pour déterminer les déplacements nodaux ou les contraintes à l'intérieur des éléments, il faut tenir compte du principe de l'énergie potentiel minimum : c'est-à-dire de tous les déplacements possibles qui satisfont les conditions initiales.

Ceux qui correspondent à une position d'équilibre entraînent aussi que l'énergie potentielle soit minimum. Par conséquent les équations d'équilibre sont obtenues en minimisant l'énergie potentielle totale  $\Pi_p$  en fonction des déplacements  $q_i$  ; soit :

$$\frac{d \Pi_p}{dq_i} = 0; i = 1, 2, 3, \dots, N \quad (N \text{ est le nombre de nœuds}) \quad (2.96)$$

En minimisant l'énergie potentielle totale, on obtient l'équation matricielle suivante :

$$[K]q = F \quad (2.97)$$

L'équation (2.95) est l'équation donnant les déplacements des nœuds en fonction des forces appliquées. L'introduction des conditions initiales dans cette équation matricielle permet de réduire le nombre d'inconnus. En effet si on tient compte des conditions initiales, certains nœuds ne peuvent subir de déplacement suivant un, deux ou les trois degrés de libertés qui leurs sont attribués. Il est donc intéressant d'enlever les lignes et les colonnes de la matrice de contrainte globale correspondant à ces degrés de libertés pour avoir un système réduit, et donc un temps de calcul réduit.

La taille de cette matrice de contrainte globale réduite dépend du nombre de degrés de liberté fixé. S'il y a  $k$  degrés de libertés fixés parmi les  $n$ , alors la matrice de contrainte globale est réduite  $n - k$  lignes et  $n - k$  colonnes.

Pour la monter, il suffit de supprimer les lignes et les colonnes de la matrice de contrainte globale ayant des indices correspondant au numéro des  $k$  degrés de liberté fixé. Dans la même optique, on supprime les lignes du vecteur des forces ayant des indices correspondants aux numéros des  $k$  degrés de libertés fixés. Le vecteur sera donc composé de  $n - k$  lignes. On se retrouve donc finalement avec le système linéaire d'équations matricielles  $K_r Q_r = F_r$ . Ce système se résout aisément avec l'algorithme d'élimination de Gauss.

En conclusion l'algorithme de résolution d'un problème d'élasticité par la méthode des éléments finis est schématisé comme ci-dessous.

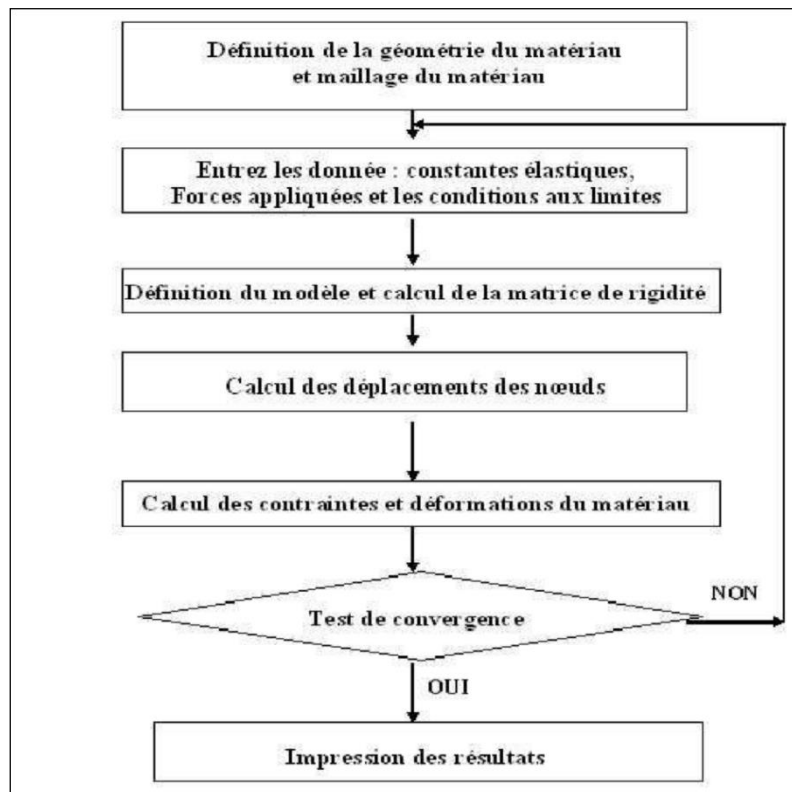


Figure 2.14 : Algorithme de la méthode des éléments finis dans le cas de l'élasticité linéaire.

Cet algorithme est valable pour les matériaux montrant un comportement élastique linéaire isotrope ou anisotrope, car les constantes élastiques restent constantes tout le long du chargement. Pour ce qui est des matériaux élastiques non linéaires comme les roches dures, où les constantes élastiques varient avec le niveau de contrainte, il est nécessaire d'ajouter une autre boucle à l'algorithme précédent. Cette boucle a pour rôle le calcul des constantes élastiques connaissant le modèle et les charges appliquées.



Ainsi à chaque itération une nouvelle matrice de rigidité va être calculée pour déterminer les nouveaux déplacements et de nouvelles contraintes pour chaque élément. Le test de convergence est effectué sur le niveau de contrainte entre deux itérations. En modifiant donc l'algorithme précédent par l'ajout d'une autre boucle, on obtient le nouveau schéma ci-dessous.

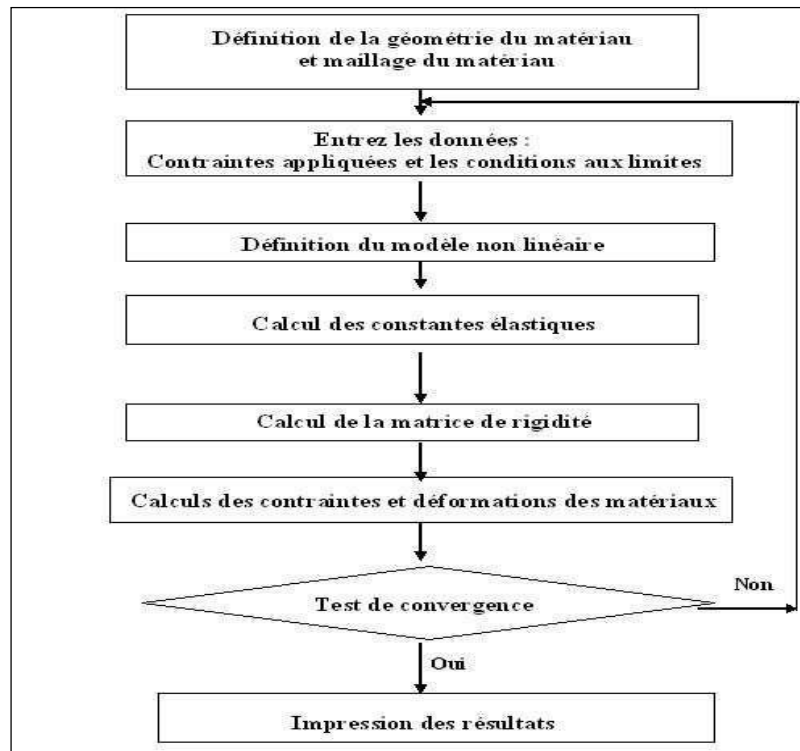


Figure 2.15 : Algorithme de la méthode des éléments finis dans le cas de l'élasticité non linéaire.

## 2.5. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons premièrement modélisé un spécimen de roche dure soumis à l'action simultanée du feu ISO834 et d'un chargement mécanique uni-axiale. L'équation aux dérivées partielles du second ordre obtenue et régissant la dynamique du système a été résolue numériquement en utilisant la méthode des différences finies.

Par la suite nous avons décrit le protocole des tests expérimentaux utilisés pour la réalisation des essais de compression et de mesure de porosité sur les échantillons de gneiss prélevés dans la carrière d'Eloumden au voisinage de Yaoundé au Cameroun.

Deuxièmement nous avons modélisé un bloc de roche autour d'une excavation souterraine, soumis aux seules contraintes in situ. Nous avons utilisé le code CAST 3M, basé sur la méthode des éléments finis pour l'analyse de la redistribution des contraintes et déformation autour de l'excavation. Le prochain chapitre de ce travail est consacré aux résultats.

---

---

**CHAPITRE 3**

---

**RÉSULTATS**

---

### 3.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à la présentation et l'analyse des résultats obtenus au cours des travaux de cette thèse. Nous aborderons d'abord l'influence de la forme de l'excavation, de l'anisotropie des roches et des contraintes in situ sur la redistribution des contraintes et déformations autour des excavations souterraines. Ensuite, nous présenterons les résultats de l'analyse numérique des contraintes et déformations au sein d'un spécimen de roche soumis à l'action du feu et d'une compression uni-axiale. Enfin les résultats expérimentaux issus des essais de compression, de traction, de la mesure de porosité, de mesure de densité et des lames minces seront interprétés.

### 3.2 Redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation souterraine.

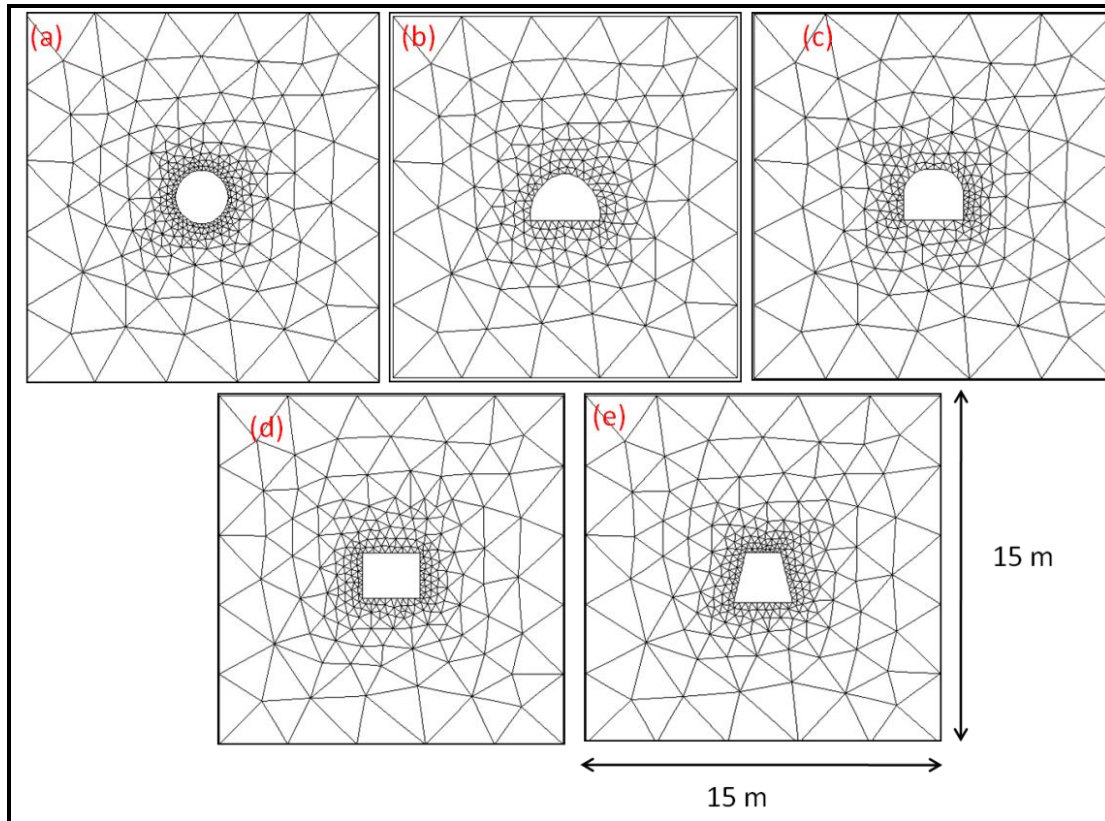
Comme dans toutes les simulations numériques, certains facteurs influençant les systèmes sont maintenus constants pendant que l'on fait varier d'autres. De même dans nos travaux, les facteurs influençant la redistribution des contraintes tels que la taille de l'excavation, les paramètres mécaniques et élastiques du massif rocheux sont constants lors de nos simulations.

#### - *Forme des excavations souterraines :*

La stabilité des excavations souterraines est aussi bien affectée par les contraintes in situ, la qualité du massif, que par la forme et la taille de l'excavation elle-même (**Ganesh Raj, 2011**). Même si la forme de l'excavation est dictée primordialement par ce pourquoi elle est destinée, son bon dimensionnement et sa construction requiert une bonne connaissance de la distribution des contraintes et déformations qui apparaissent autour d'elle. Pour le dimensionnement d'une excavation souterraine dans ce travail, nous avons considéré les géométries circulaires, en anse de panier, rectangulaire, trapézoïdale et en voûte. Ces différentes formes d'excavations sont les plus étudiées dans la littérature et même les plus utilisées dans la construction des structures souterraines.

Nous avons supposé que toutes ces géométries ont la même taille, c'est-à-dire une même surface  $S = 24m^2$ . Pour simplifier les calculs, et tout en tenant compte des formes considérées, nous avons utilisé les éléments triangulaires à six nœuds pour créer un maillage des excavations dans le code CAST 3M comme l'indique la figure 3.1 ci-dessous.

Le maillage a été densifié autour de l'excavation, permettant ainsi d'obtenir de meilleurs résultats numériques. Les excavations maillées comportent chacune en moyenne 1400 éléments.



**Figure 3.16 :** Maillage 2D des excavations: (a) excavation circulaire, (b) excavation en voute, (c) excavation en anse de panier, (d) excavation rectangulaire, (e) excavation trapézoïdale.

- Paramètres mécaniques du massif rocheux :

La qualité du massif rocheux (les paramètres mécaniques adoptés) a une grande influence sur le développement des contraintes induites, ainsi que les déformations conséquentes. On a supposé que les excavations souterraines ont été créées dans un massif granitique. Dans un tel contexte minéralogique, les blocs de roche entourant l'excavation sont des roches dures et fragiles. Aucun comportement plastique n'est observé avant la rupture du bloc de roche. Par conséquent, nous pouvons considérer que les blocs de roche présentent un comportement élastique linéaire, comme généralement adopté dans les applications en ingénierie. Par ailleurs nous avons considéré comme mentionné au chapitre 2, que le massif granitique présente un comportement isotrope transverse.

Les paramètres mécaniques du massif utilisés pour la simulation numériques sont :

$E_1=50.10^9$  Pa,  $E_2=10^9$  Pa,  $\nu_1 = 0.1$ ,  $G_1=8.065.10^9$  Pa,  $\nu_2=0.09$ ,  $G_2=7.10^9$  Pa (**Gomez Gustavo Gonzaga, 2008**).

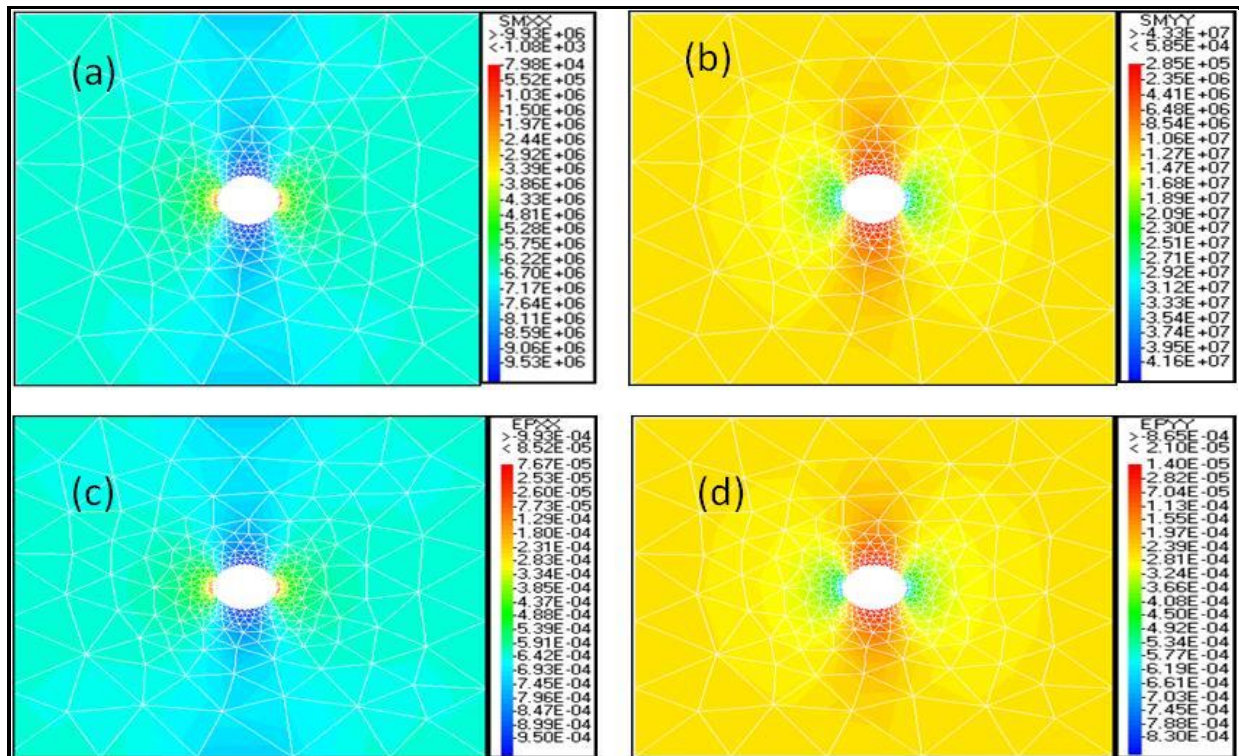
### 3.2.1 Influence des contraintes in situ

Pour étudier l'influence des contraintes in situ, nous avons fait varié le ratio de pression latérale  $k$  (rapport entre la contrainte verticale et la contrainte horizontale) suivant les valeurs 0,25 ; 0,5 ; 1 ; 1,5 ; 2 et 2,5. Par conséquent, seules les contraintes horizontales  $\sigma_h$  qui sont d'origine tectonique varient. Nous avons supposé dans nos simulations que la profondeur de l'excavation est constante et égale à 500 mètres. La contrainte verticale  $\sigma_v$  due au poids des terrains subjacents est donc constante et égale à 13 Mpa. De plus, nous avons supposé que l'excavation est soumise uniquement aux contraintes in situ  $\sigma_h$  et  $\sigma_v$ . La redistribution des contraintes et déformations autour de l'excavation est observée en traçant en dimension 2, l'iso-valeur de surface des contraintes et l'iso-valeur de surface des déformations. L'analyse a alors été faite pour toutes les formes d'excavations considérées à la figure 3.1.

a) *Redistribution des contraintes et déformations autour de l'excavation de circulaire*

- **Pour**  $k = 0,5$  ( $\sigma_h = 0,5\sigma_v$ )

La figure 3.2 présente l'intensité et la redistribution des contraintes et déformations principales lorsque  $k = 0,5$ .



**Figure 3.2 :** Intensité et redistribution des contraintes et déformations pour  $k=0,5$  (a) iso-valeur de contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales.

La figure 3.2 ci-dessus présente l'intensité et la redistribution des contraintes et déformations principales lorsque  $k=0,5$ .

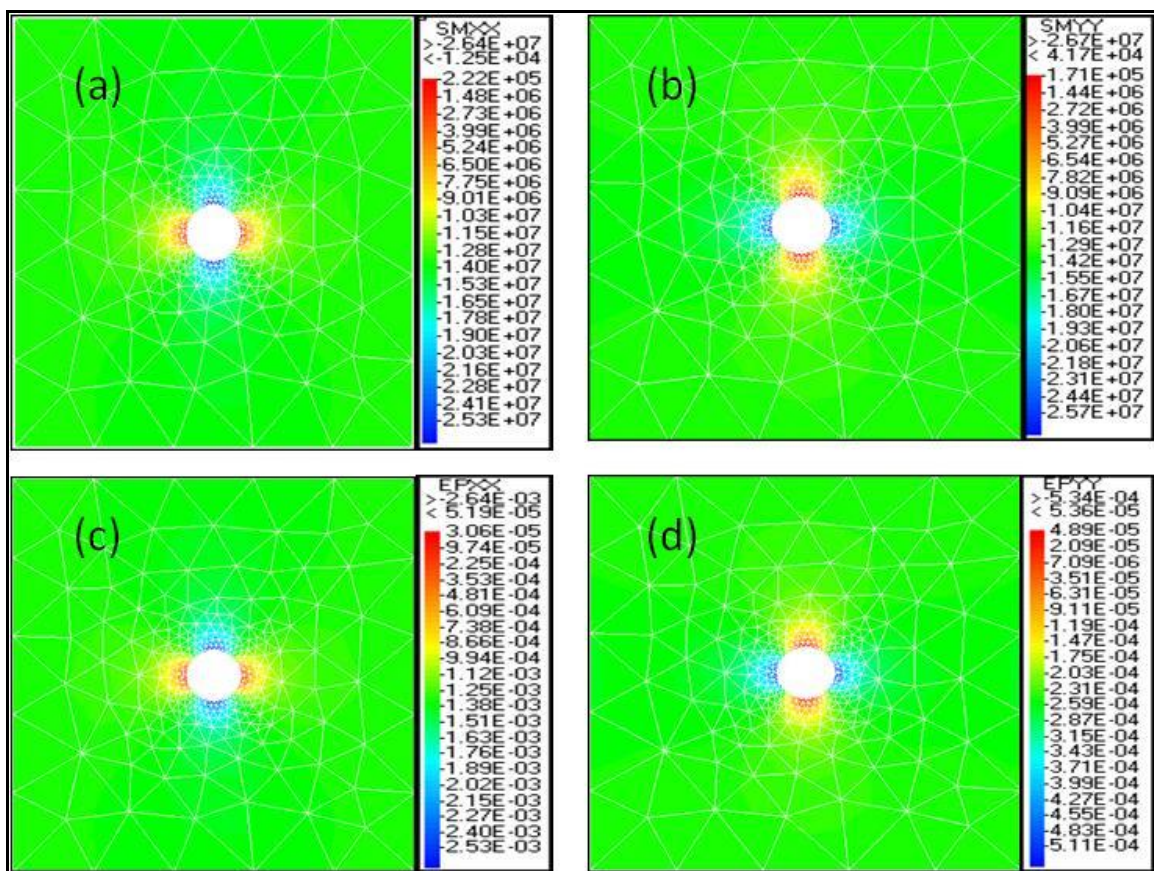
Dans les figures 3.2a et 3.2c, les parties de l'excavation coloriées en bleu et en rouge représentent respectivement les zones de compression et de tensions. Comme il est d'usage en mécanique des roches, les valeurs de contraintes de signe négatif représentent les contraintes de compression tandis que celles de signe positif représentent les contraintes de tension. Les zones de tension sont plus petites que les zones de compressions. On conclut donc que notre excavation est globalement en état de compression. La valeur maximale des contraintes horizontales est de 9.93 Mpa et la valeur maximale des déformations horizontales est de  $9,9 \times 10^{-4} \text{m}$ .

Dans les figures 3.2b et 3.2d, les zones coloriées en bleu et vert représentent les zones de tension tandis que les parties coloriées en rouge représentent les zones de compressions. La valeur maximale des contraintes verticales est de 43,3 Mpa et la valeur maximale des déformations verticales est de  $5,65 \times 10^{-4} \text{m}$ .

On remarque que La valeur maximale des contraintes verticales (43,3 Mpa) est quatre fois supérieure à la valeur maximale des contraintes horizontales (9,93 Mpa). Ce qui laisse conclure que l'excavation est plus confinée et plus sollicitée par les contraintes de compression. Elle est plus affectée par les contraintes verticales que les contraintes horizontales. Ce résultat est un point de départ très important pour le dimensionnement des ouvrages de soutènement en cas d'instabilité de l'excavation.

- Pour  $k=1$  ( $\sigma_v = \sigma_h$ )

La figure 3.3 présente l'intensité et la redistribution des contraintes et déformations principales autour d'une excavation soumise à un état de contraintes in situ hydrostatique.

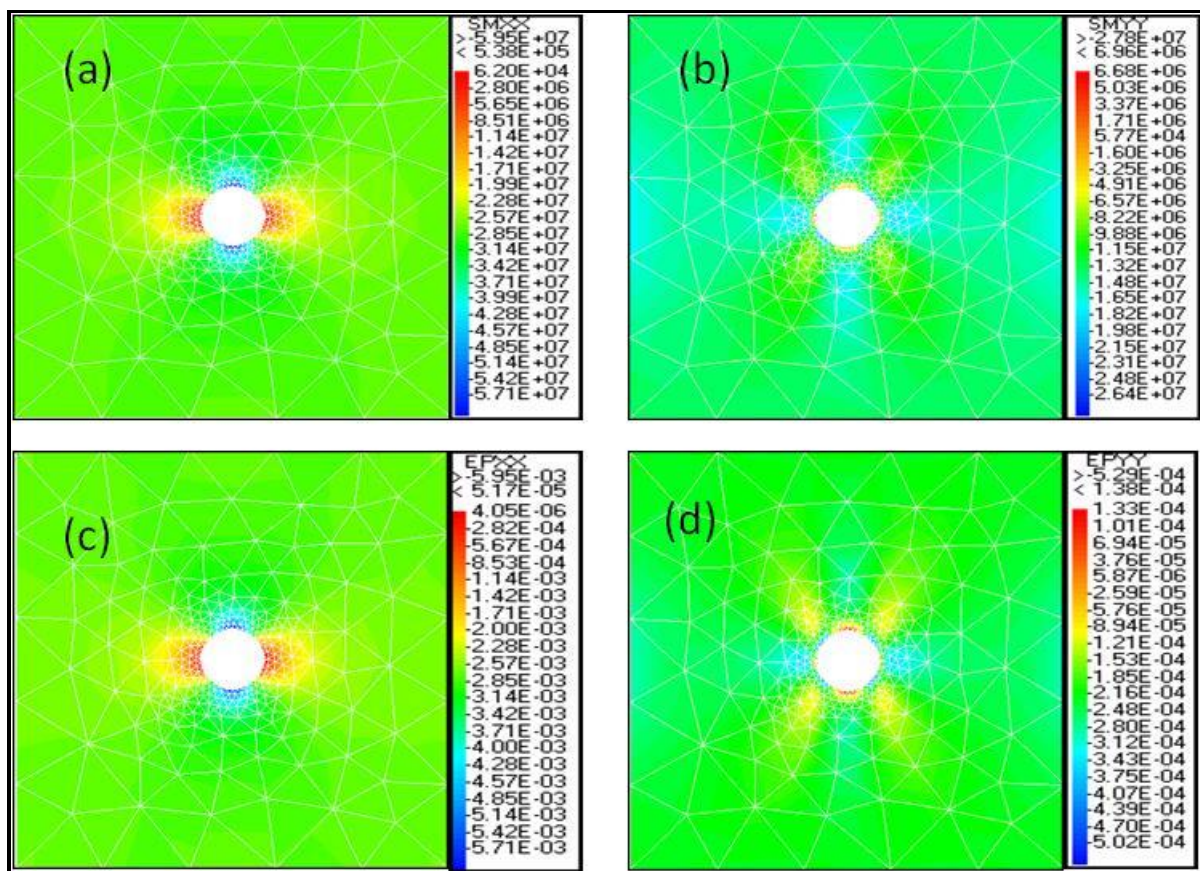


**Figure 3.3 :** Intensité et redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation confinée par des contraintes in situ hydrostatiques ( $\sigma_v = \sigma_h$ ): (a) iso-valeur de contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales.

On remarque dans la figure 3.3 que les contraintes de compression sont concentrées dans les zones de l'excavation coloriées en rouge. Les zones coloriées en bleu représentent des zones de tensions. La valeur maximale des contraintes horizontales est de 26,4 MPa, alors que celle des contraintes verticales est de 26,7 MPa. On constate que l'excavation est globalement dans un état de compression hydrostatique. La forme circulaire de l'excavation a redistribué les contraintes de façon isotrope.

- Pour  $k=2$  ( $\sigma_h=2\sigma_v$ )

La figure 3.4 présente l'intensité et la redistribution des contraintes et déformations principales autour d'une excavation pour laquelle  $k$ , le rapport de contrainte in situ vaut 2.



**Figure 3.4 :** Magnitude et redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation circulaire soumise à des contraintes verticales in situ qui sont le double des contraintes horizontales in situ (a) iso-valeur de contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales.

Dans les figures 3.4a et 3.4c, les parties de l'excavation coloriées en bleu représentent les zones en état de compression, tandis que les zones en état de tension sont coloriées en rouge. Les valeurs maximales des contraintes et déformations horizontales sont respectivement 59,5 MPa et  $5,95 \times 10^{-3} \text{m}$ .

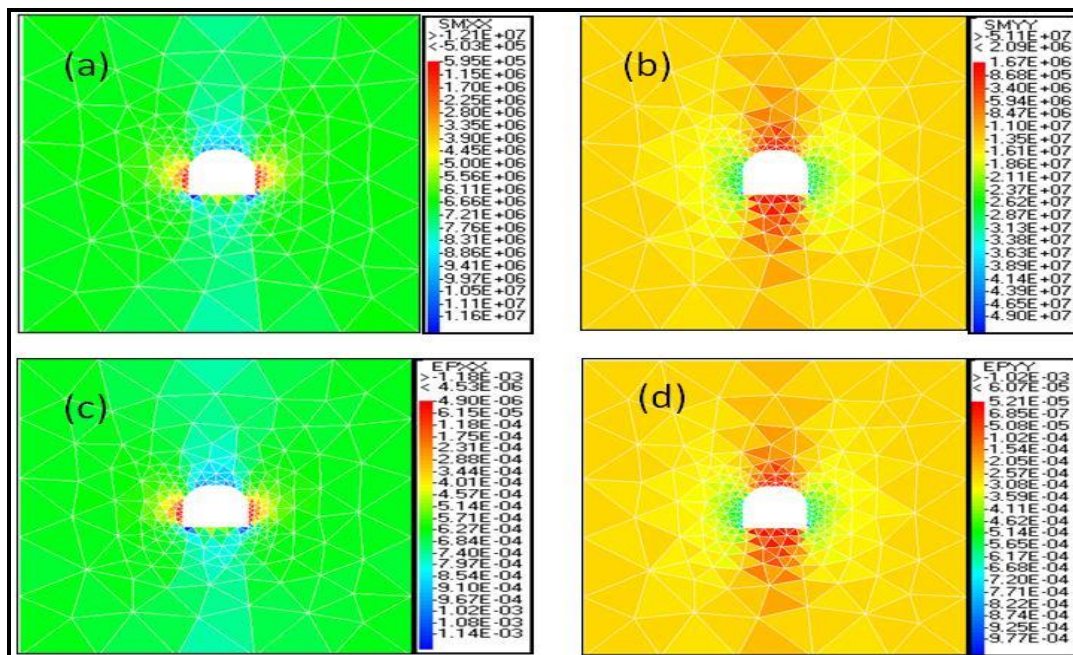


Cependant, dans les figures 3.4b et 3.4d, la redistribution montre une faible concentration des contraintes verticales autour de l'excavation. Ces contraintes sont beaucoup plus répandues dans le massif. La valeur maximale des contraintes verticales est de 27,8 MPa, et la valeur maximale des déformations verticales est de  $5,29 \times 10^{-3}$  m. La valeur maximale des contraintes verticale (59,5 MPa) est supérieure à la valeur maximale des contraintes horizontales (27,8 MPa).

Au regard des trois valeurs de  $k$  considérées (0,5 ; 1 ; 2), la redistribution des contraintes montre que l'intensité des contraintes entraîne une augmentation du coefficient de pression latérale.

b) *Redistribution des contraintes et déformations autour de l'excavation en anse de panier*

- Pour  $k=0,5$  ( $\sigma_h = 0,5\sigma_v$ )



**Figure 3.5 :** Intensité et redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation en anse de panier soumise à des contraintes verticales in situ qui sont le double des contraintes horizontales (a) iso-valeur de contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales.

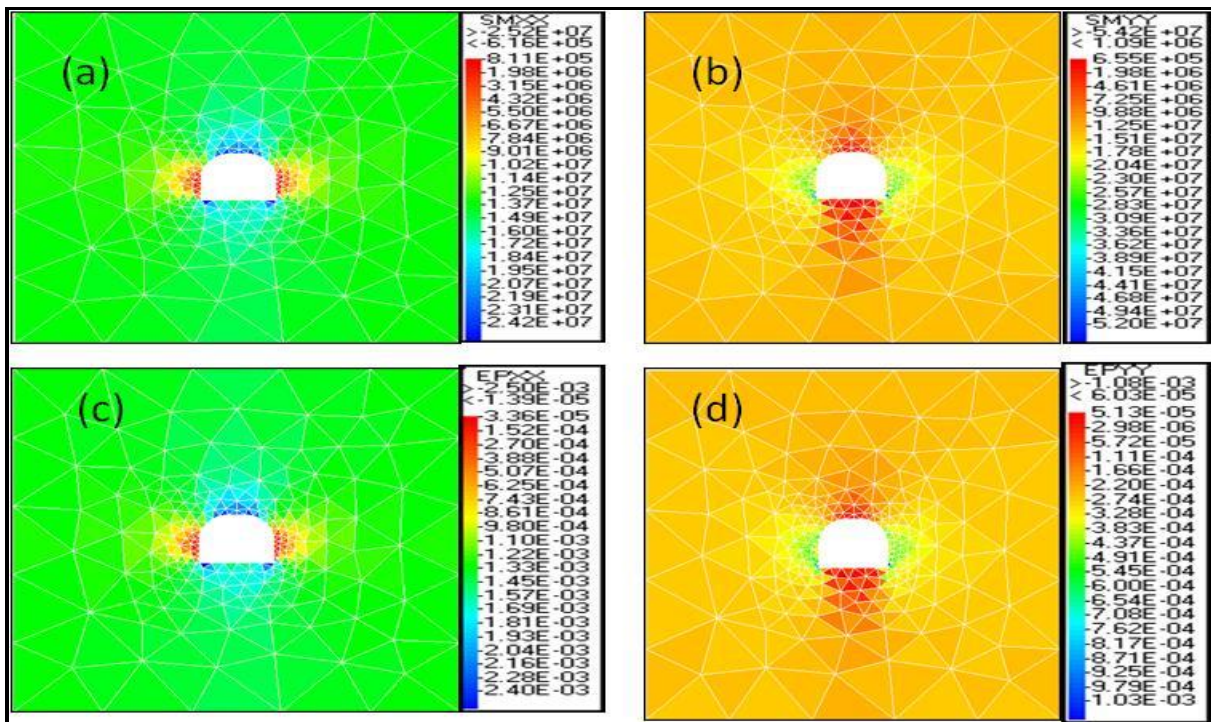
Dans les figures 3.5a et 3.5c coloriées en bleu, le toit et les deux coins de l'excavation sont sollicités par les contraintes de compressions. Par contre les 2 murs de l'excavation coloriés en rouge sont sollicités par des contraintes de tensions. Les contraintes de compressions ont une valeur maximale de 12,1MPa.

Nous observons que le toit et les 2 coins de l'excavation sont plus sollicités par les contraintes que les murs et par conséquent, présentent les plus grandes déformations. La valeur maximale de la contrainte horizontale est de 12,1 MPa et la valeur maximale de la déformation horizontale est de  $1,18 \times 10^{-3} \text{m}$ .

Dans les figures 3.5b et 3.5d, les contraintes verticales sont plus répandues dans le massif. La valeur maximale de la contrainte verticale est 51,1 MPa et la déformation maximale est de  $1,02 \times 10^{-4} \text{m}$ . Ces valeurs sont observées aux coins de l'excavation.

- Pour  $k=1$  ( $\sigma_h = \sigma_v$ )

La figure 3.6 présente la redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation en anse de panier, soumise à un état de contrainte in situ hydrostatique.



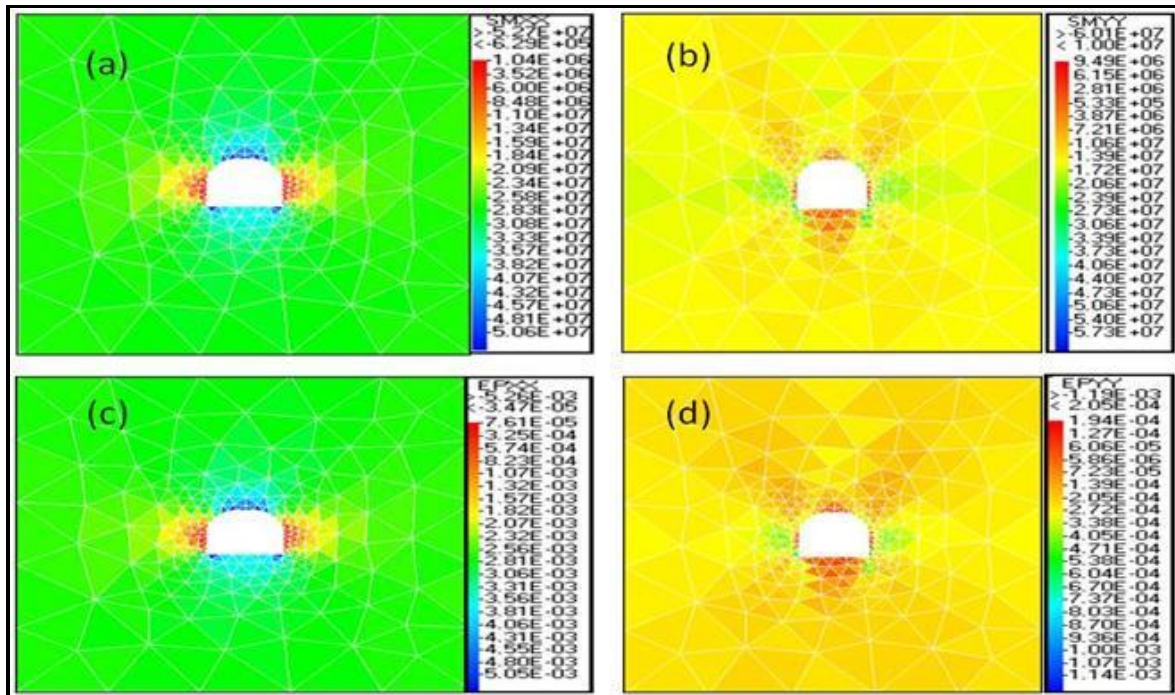
**Figure 3.6 :** Magnitude et redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation en anse de panier soumise à un état de contraintes in situ hydrostatique (a) iso-valeur de contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales.

Dans ce contexte de sollicitation hydrostatique, le constat est le même que dans le cas où  $k=0,5$ . Le toit et les coins de l'excavation sont les plus sollicités et présentent les plus grandes déformations. Dans les figures 3.6a et 3.6c, les valeurs maximales des contraintes horizontales et des déformations horizontales sont respectivement de 25,2 MPa et  $2,5 \times 10^{-3} \text{m}$ .

De même dans les figures 3.6b et 3.6d, les valeurs maximales des contraintes verticales et des déformations verticales sont respectivement de 54,42 MPa et  $1.08 \times 10^{-3}$  m.

- Pour  $k=2$  ( $\sigma_h=2\sigma_v$ ) :

La redistribution des contraintes et déformations dans le cas d'une excavation en anse de panier, soumise aux contraintes in situ horizontales qui sont le double des contraintes in situ verticales.



**Figure 3.7 :** Magnitude et redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation en anse de panier ouverte avec des contraintes horizontales in situ qui sont le double des contraintes verticales in situ (a) iso-valeur de contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales.

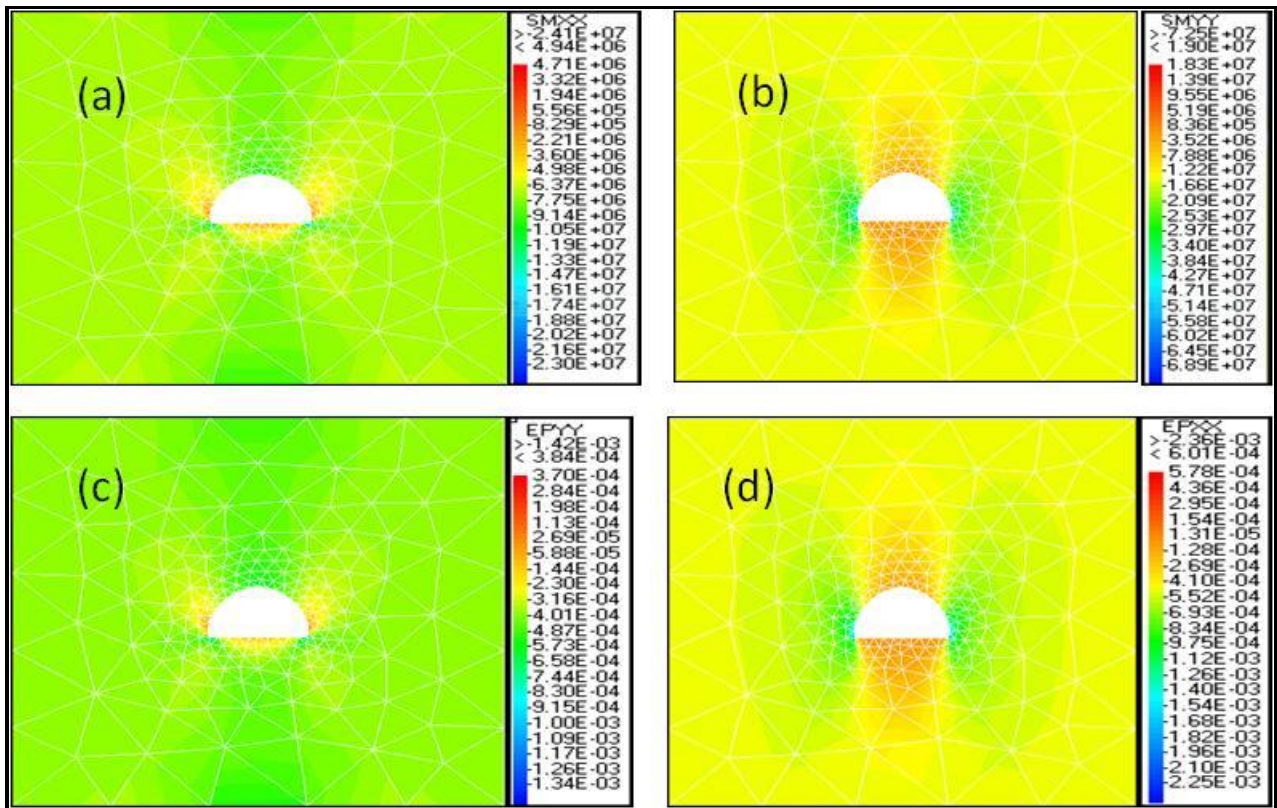
Les figures 3.7a et 3.7b montrent des résultats similaires à ceux obtenus à la figure 3.5a. La valeur maximale des contraintes horizontales est de 52,7 Mpa et la valeur maximale des déformations horizontales est de  $5,26 \times 10^{-3}$  m.

De même, dans les figures 3.7b et 3.7d, les valeurs maximales des contraintes verticales et déformations verticales sont respectivement 60,1Mpa et  $1,19 \times 10^{-3}$  m. L'excavation est donc plus affectée par les contraintes horizontales.

L'analyse des figures 3.4, 3.5 et 3.6, montre que le toit et les deux coins de l'excavation sont les plus sollicités dans le cas où  $k=0,5$ .

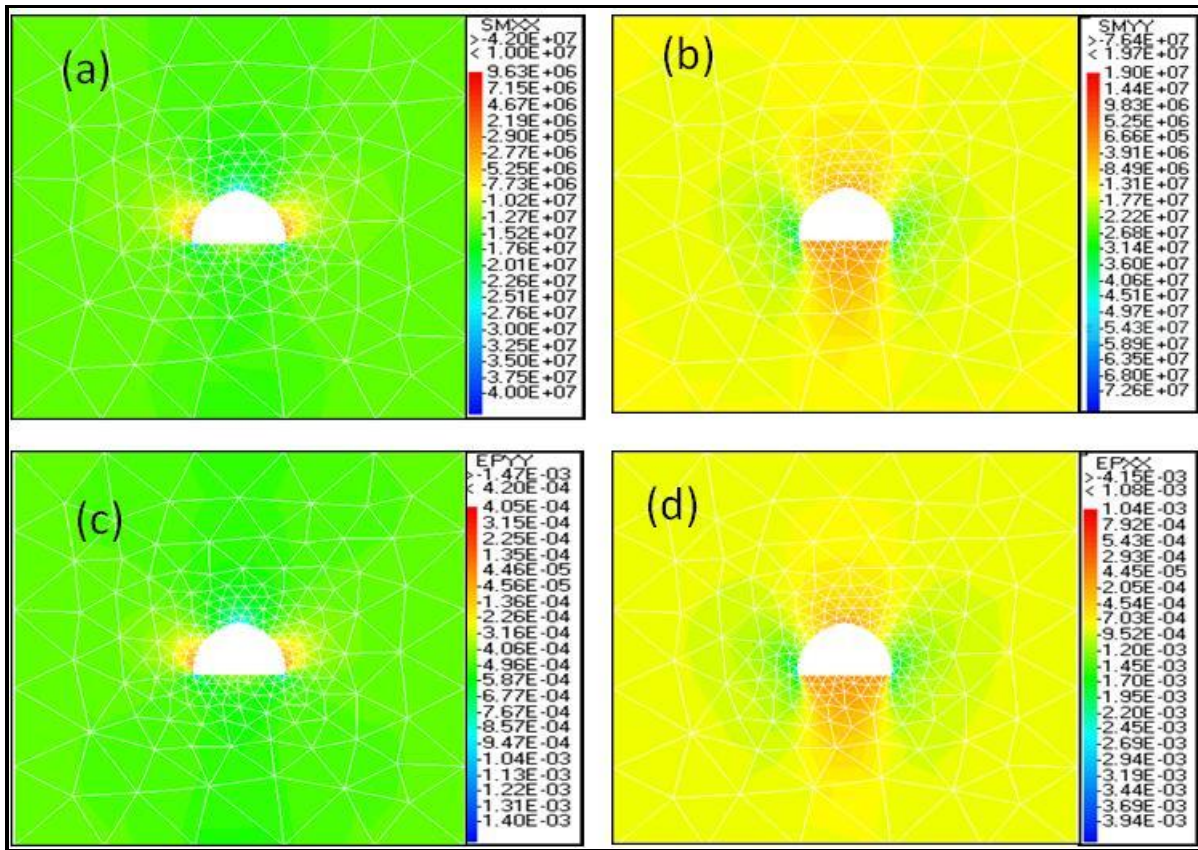
c) Redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation en voute

- Pour  $k=0,5$  ( $\sigma_h=0,5\sigma_v$ )



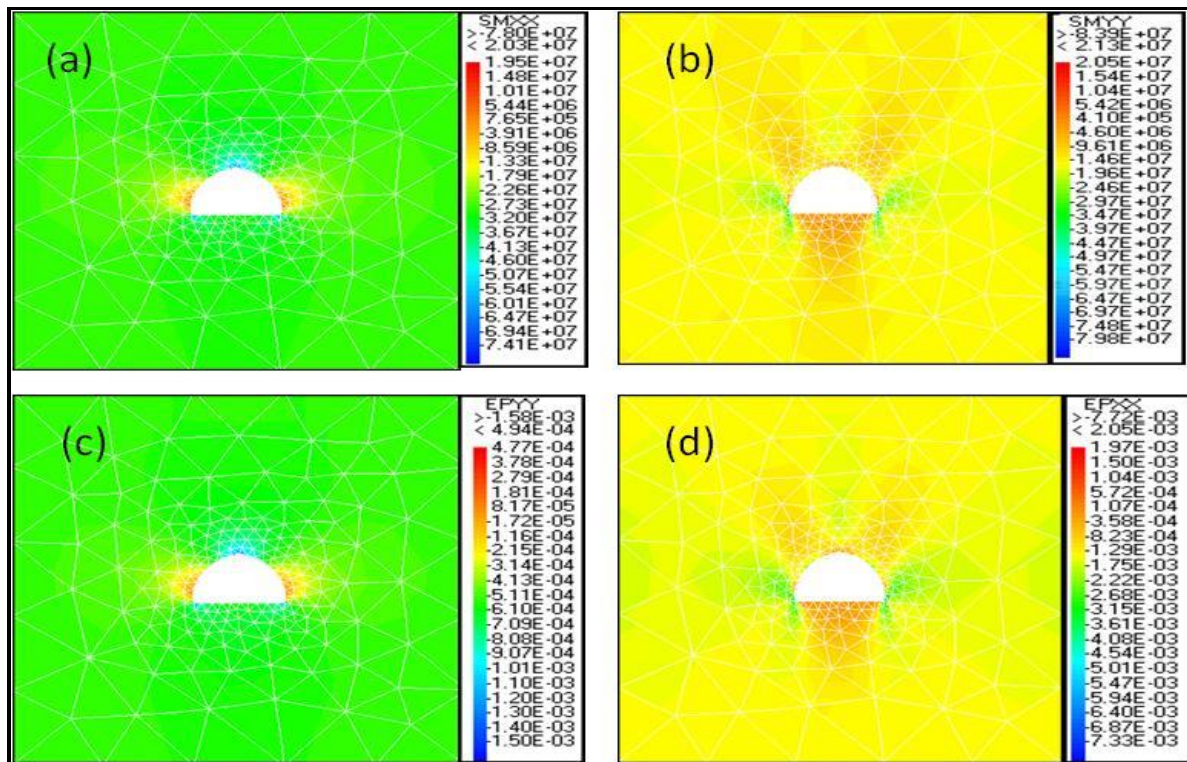
**Figure 3.8 :** Intensité et redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation en voute ouverte avec un rapport  $k=0,5$  (a) iso-valeur de contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales.

- Pour  $k=1$  ( $\sigma_v = \sigma_h$ )



*Figure 3.9 : Intensité et redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation en voute ouverte dans un état de contrainte hydrostatique (a) iso-valeur de contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales.*

- Pour  $k=2$  ( $\sigma_v < \sigma_h$ )



**Figure 3.10** : Intensité et redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation en voute ouverte avec un rapport  $k = 2$  (a) iso-valeur de contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales.

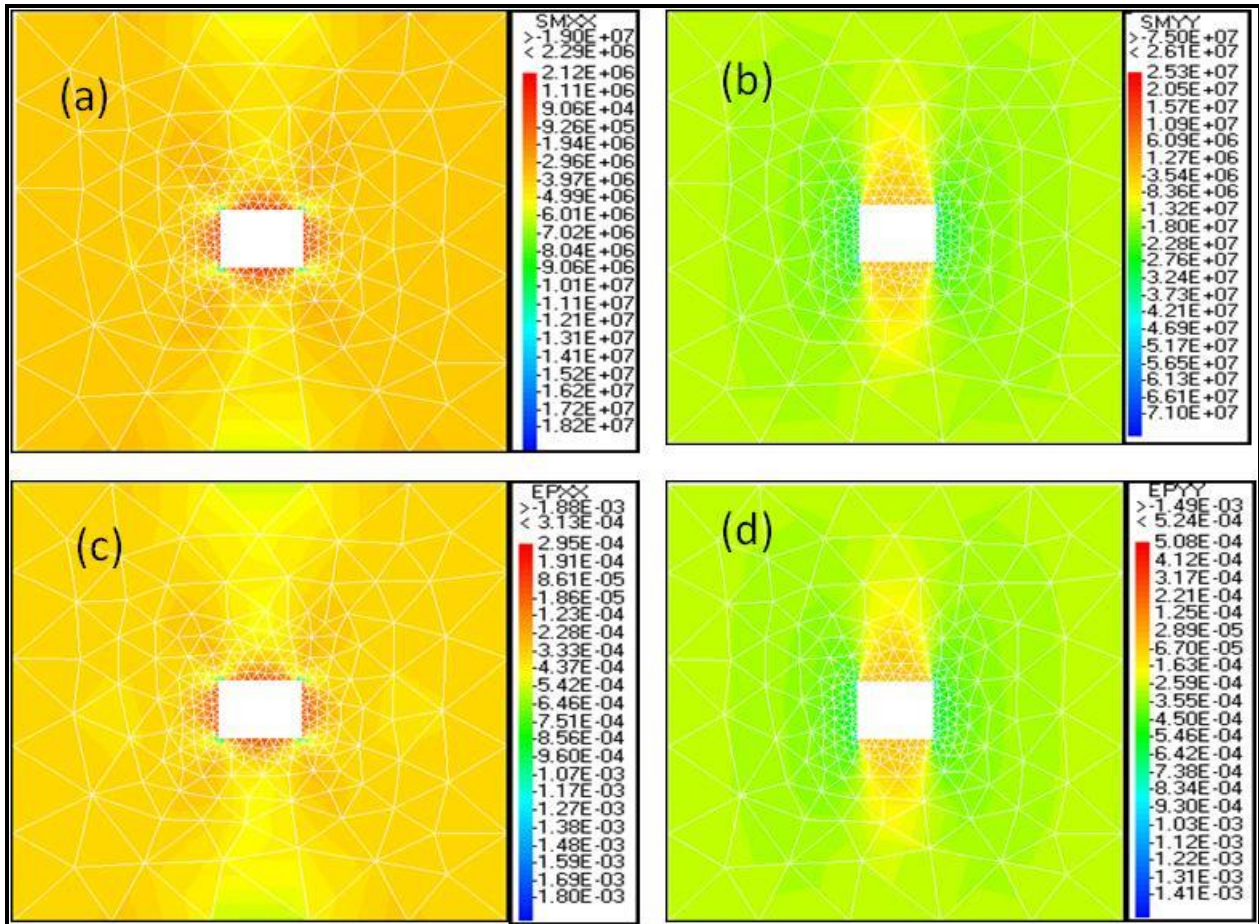
Dans les figures 3.8 à 3.10, les valeurs maximales des contraintes horizontales et verticales sont observées sur le mur l'excavation. Ces deux murs sont coloriés en rouge et sont soumis aux contraintes de tension. Ces extrêmes tensions observées autour des murs de l'excavation indiquent les grandes déformations possibles de ces régions.

Les valeurs maximales des contraintes horizontales sont respectivement 24,1 MPa, 42 MPa et 78 MPa pour  $k=0,25$ , 1 et 2,5. Les valeurs maximales de contraintes verticales sont respectivement 72,5 MPa, 76,4 MPa et 83,9 MPa. On constate une croissance des contraintes horizontales en fonction du ratio de contraintes. Cette croissance graduelle des contraintes peut être un signe précurseur d'une rupture du bloc de roche et occasionner une instabilité de l'excavation. Les déformations verticales maximales sont  $1,42 \times 10^{-3} \text{m}$ ,  $1,47 \times 10^{-3} \text{m}$ ,  $1,58 \times 10^{-3} \text{m}$  respectivement pour  $k=0,25$ , 1 et 2. Les déformations horizontales maximales sont  $2,36 \times 10^{-3} \text{m}$ ,  $4,15 \times 10^{-3} \text{m}$ ,  $7,72 \times 10^{-3} \text{m}$  respectivement pour  $k=0,25$ , 1 et 2. On constate une croissance des déformations verticales et horizontales avec le ratio des contraintes  $k$ .

Une croissance graduelle et plus prononcée des déformations horizontales peut indiquer une initiation ou une propagation d'une fissure autour de l'excavation.

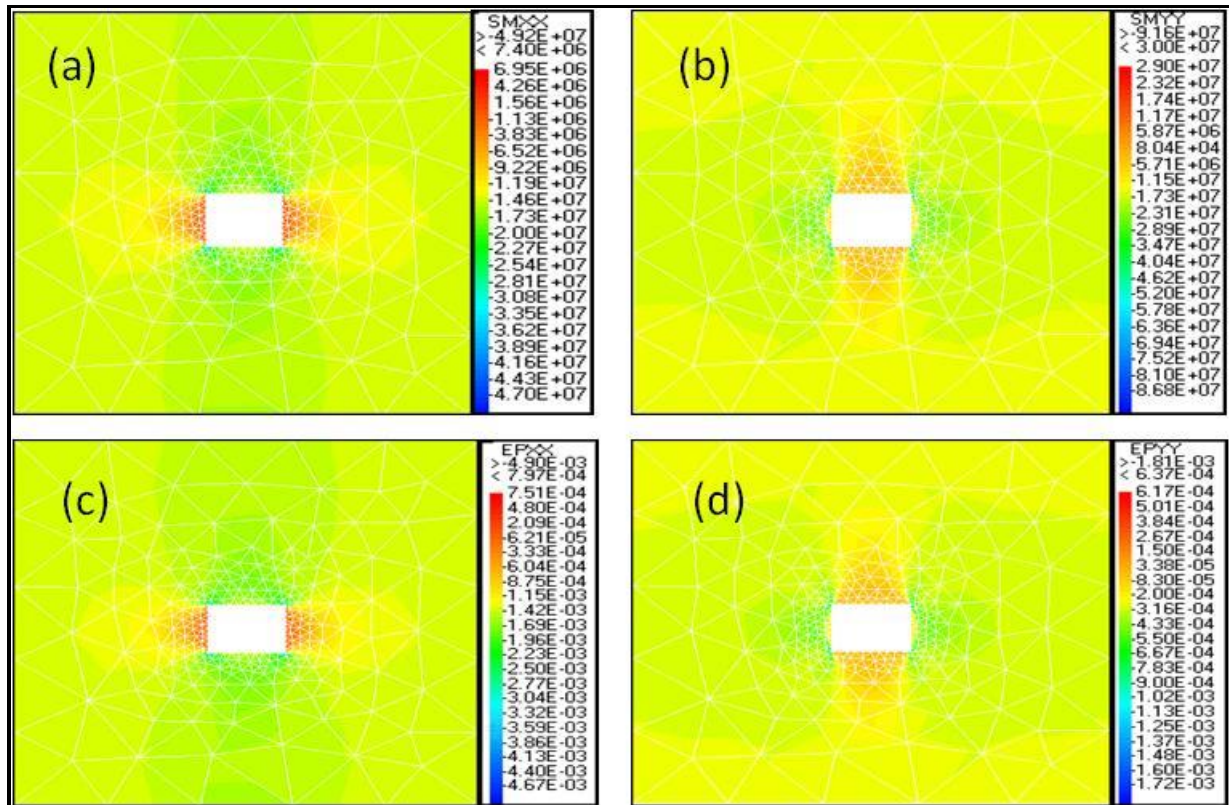
d) *Redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation rectangulaire*

- Pour  $k=0,25$  ( $\sigma_h=0,25\sigma_v$ )



**Figure 3.11** : Intensité et redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation en voute ouverte avec un rapport  $k = 0,25$  (a) iso-valeur de contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales.

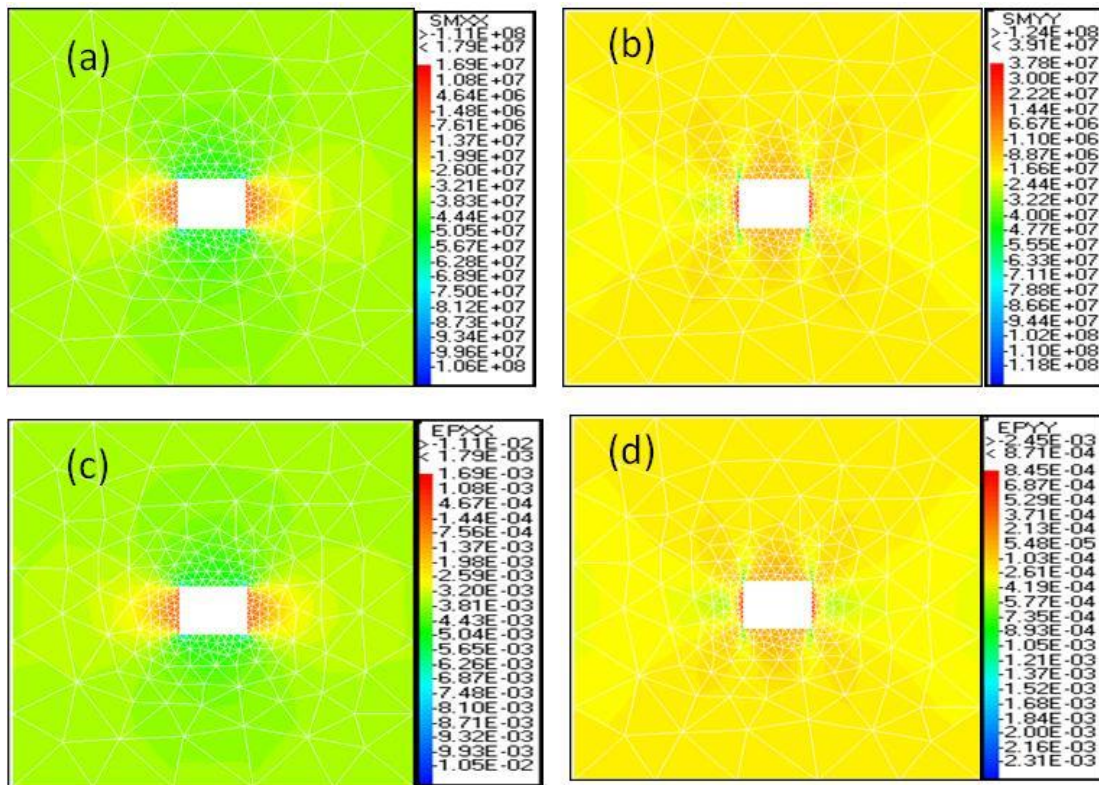
- Pour  $k=1$  ( $\sigma_v = \sigma_h$ )



**Figure 3.12 :** Intensité et redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation rectangulaire ouverte dans un état de contrainte hydrostatique ( $k=1$ ) (a) iso-valeur de contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales.



- Pour  $k=2$  ( $\sigma_h=2\sigma_v$ )



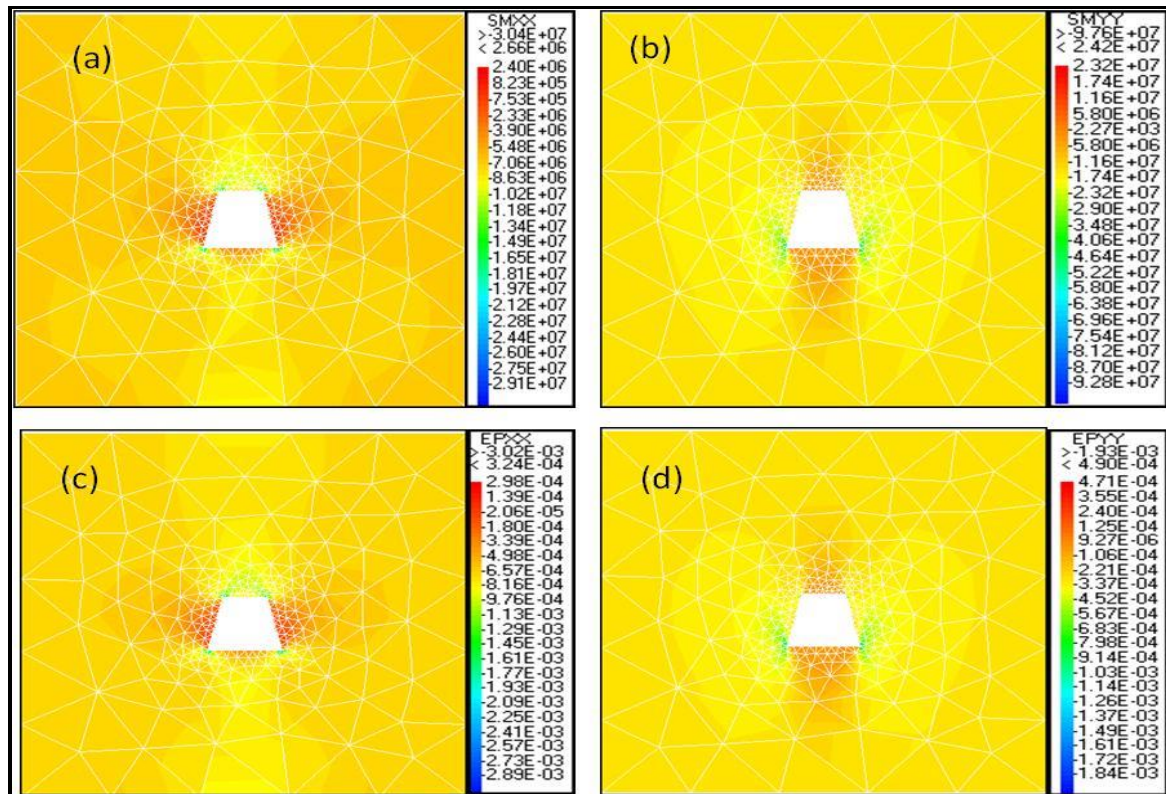
**Figure 3.13** : Intensité et redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation rectangulaire ouverte lorsque le ratio de contrainte  $k=2$  (a) iso-valeur de contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales.

Dans les figures 3.11 à 3.13, les valeurs maximales des contraintes horizontales et verticales sont observées sur les quatre coins de l'excavation. Ces coins sont coloriés en bleu et sont soumis aux contraintes de compression. Ces fortes compressions observées ainsi autour des murs de l'excavation indiquent les grandes déformations possibles dans ces régions. Les valeurs maximales des contraintes verticales sont respectivement 75 MPa, 91 MPa, 124 MPa pour  $k=0,25, 1$  et  $2,5$ . Les valeurs maximales de contraintes horizontales sont respectivement 19Mpa, 49,2 MPa et 111 MPa. On constate une croissance rapide des contraintes horizontales en fonction du ratio de contraintes. Cette croissance graduelle des contraintes peut annoncer une rupture du bloc de roche et occasionner une instabilité de l'excavation. Les déformations horizontales maximales sont  $1,88 \times 10^{-3}$  m,  $4,9 \times 10^{-3}$  m,  $11,1 \times 10^{-3}$  m respectivement pour  $k = 0,25, 1$  et  $2$ . Les déformations verticales maximales sont  $1,49 \times 10^{-3}$  m,  $1,81 \times 10^{-3}$  m,  $2,45 \times 10^{-3}$  m respectivement pour  $k = 0,25, 1$  et  $2,5$ .

On constate une croissance des déformations verticales et horizontales avec le ratio des contraintes  $k$ . Cependant, les déformations horizontales sont plus grandes que les déformations verticales. Cette croissance plus rapide des déformations horizontales peut indiquer une initiation ou une propagation des fissures autour de l'excavation.

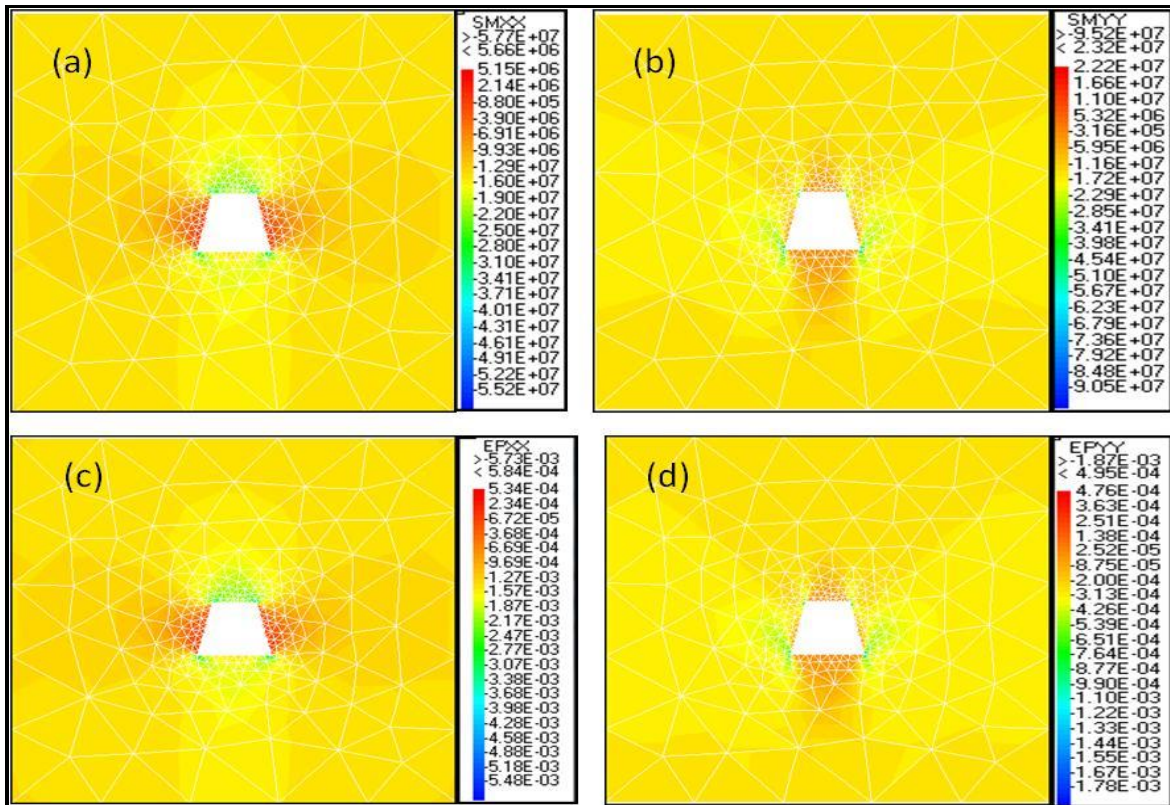
e) *Redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation trapézoïdale*

- Pour  $k=0,25$  ( $\sigma_h=0,25\sigma_v$ )



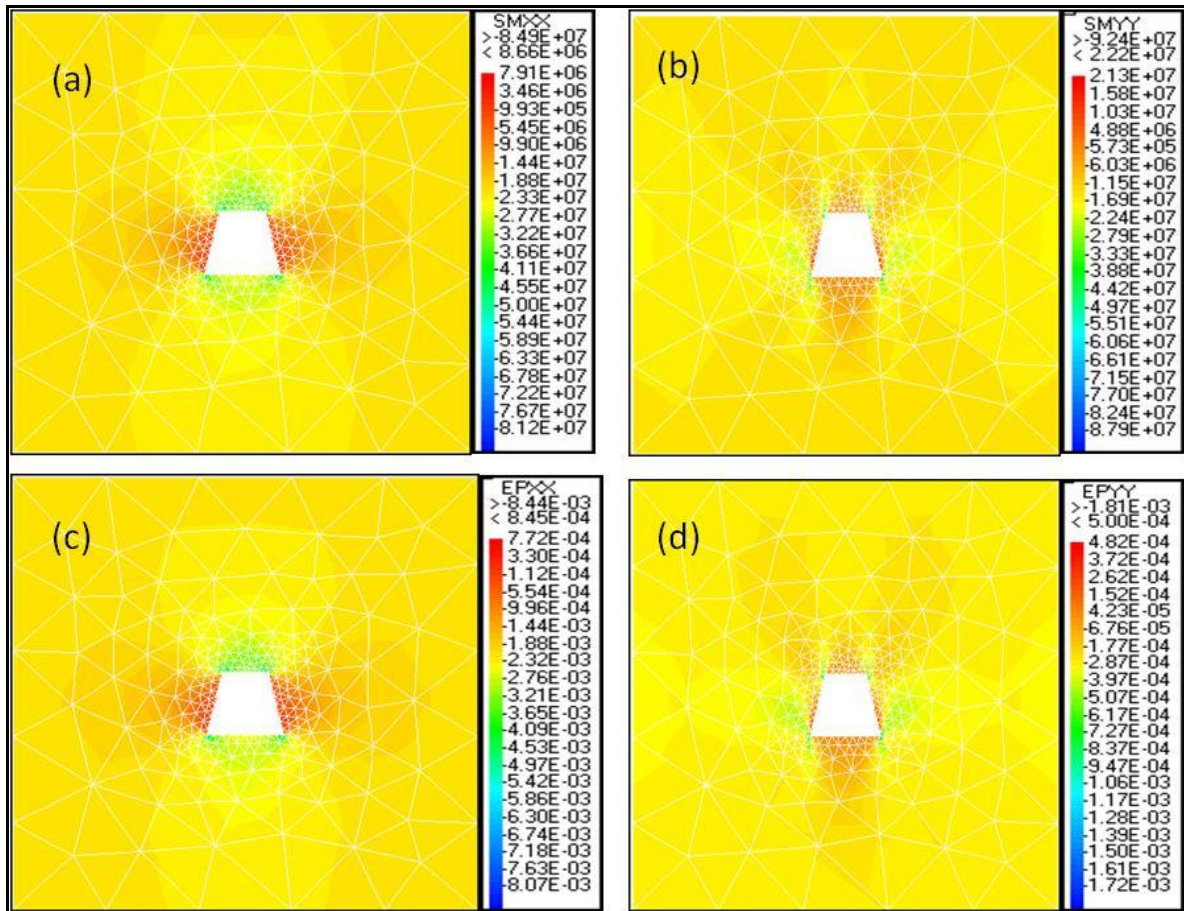
**Figure 3.14** : Intensité et redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation en voute ouverte lorsque le rapport de contrainte  $k=0.25$  (a) iso-valeur de contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales.

- Pour  $k=1$  ( $\sigma_v = \sigma_h$ )



**Figure 3.15** : Intensité et redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation de forme trapézoïdale ouverte dans un état de contrainte hydrostatique (a) iso-valeur de contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales.

- Pour  $k=2,5$  ( $\sigma_v < \sigma_h$ )



**Figure 3.16 :** Intensité et redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation trapézoïdale ouverte lorsque le ratio de contrainte  $k=2,5$  (a) iso-valeur de contraintes principales horizontales, (b) iso-valeur des contraintes principales verticales, (c) iso-valeur des déformations horizontales, (d) iso-valeur des déformations verticales.

Dans les figures 3.14 à 3.16, les résultats observés sont similaires à ceux obtenus pour une excavation rectangulaire. Les valeurs maximales des contraintes horizontales et verticales sont observées sur les quatre coins de l'excavation. Ces quatre coins sont colorés en vert et sont soumis aux contraintes de compressions. Ces fortes compressions observées autour des murs de l'excavation indiquent les grandes déformations possibles de ces régions.

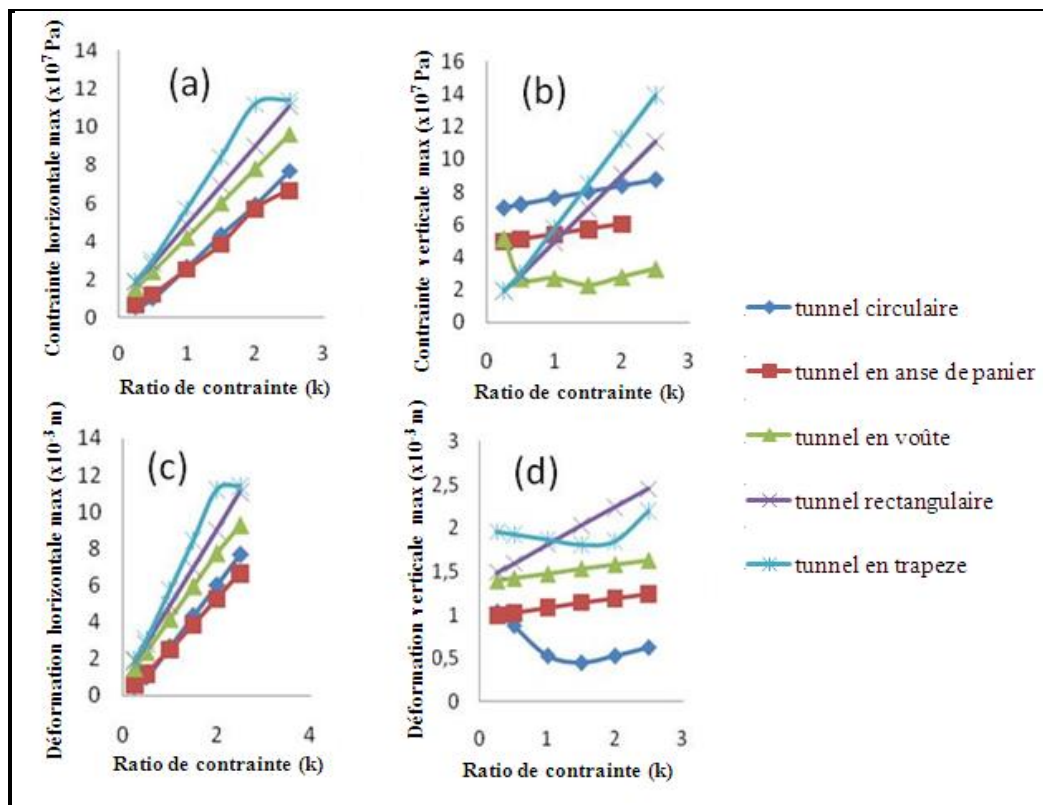
Les valeurs maximales des contraintes verticales sont respectivement 97,6 MPa, 95,2 MPa, 124 MPa pour  $k = 0,25$ , 1 et 2,5. Les valeurs maximales de contraintes horizontales sont respectivement 30,4 MPa, 57,9 MPa et 84,9 MPa. On constate une croissance des contraintes horizontales et verticale en fonction du ratio de contraintes. Cette croissance est plus rapide avec les contraintes horizontales.

Les déformations horizontales maximales sont  $3,02 \times 10^{-3}$  m,  $5,73 \times 10^{-3}$  m,  $8,44 \times 10^{-3}$  m respectivement pour  $k = 0,25$ , 1 et 2,5. Les déformations verticales maximales sont  $1,93 \times 10^{-3}$  m,  $1,87 \times 10^{-3}$  m,  $1,81 \times 10^{-3}$  m respectivement pour  $k = 0,25$ , 1 et 2,5. On constate une décroissance des déformations verticales et une croissance des déformations horizontales avec le ratio des contraintes  $k$ . On conclut que seules les contraintes horizontales sont susceptibles de causer une instabilité.

### 3.2.2 Influence de la forme d'une excavation

a) Cas d'une excavation créée dans un massif isotrope transversale.

La figure 3.17 ci-dessous présente l'influence de la forme de l'excavation et du ratio des contraintes sur la redistribution des contraintes et déformations. Ici nous traçons pour chaque forme d'excavation, les valeurs maximales des contraintes et déformations en fonction du ratio des contraintes.



**Figure 3.17 :** Influence de la forme de l'excavation créée dans un massif isotrope transversale (a) contrainte horizontale maximale en fonction du ratio de contraintes  $k$ , (b) contrainte verticale maximale en fonction du ratio de contraintes  $k$ , (c) déformation horizontale maximale en fonction du ratio de contraintes  $k$ , (d) déformation verticale maximale en fonction du ratio de contraintes  $k$ .

La figure 3.17a montre que, pour toutes les formes considérées, la contrainte horizontale maximale croît avec le ratio de contraintes. Cela signifie qu'une augmentation de la contrainte horizontale in situ fait apparaître des contraintes très élevées autour de l'excavation. Ces contraintes peuvent conduire à des fissures ou à un développement de celles qui existaient déjà. Cette figure montre également que la forme trapézoïdale de l'excavation fait apparaître les plus grandes contraintes horizontales autour de l'excavation, alors que la forme en anse de panier fait apparaître les contraintes horizontales les plus faibles. Il est donc clair que la redistribution des contraintes autour d'une excavation en forme trapézoïdale fait apparaître des états de contraintes plus élevés, comparé aux autres formes considérées. En situation d'un massif rocheux de mauvaise qualité (paramètres mécaniques faibles, et présence de plusieurs discontinuités) en profondeur, le choix de la forme trapézoïdale n'est pas conseillé, à cause des fortes concentrations de contraintes qu'elle fait apparaître aux coins de l'excavation. Dans certains cas, des fissures peuvent être initiées à ces coins de l'excavation provoquant son instabilité totale.

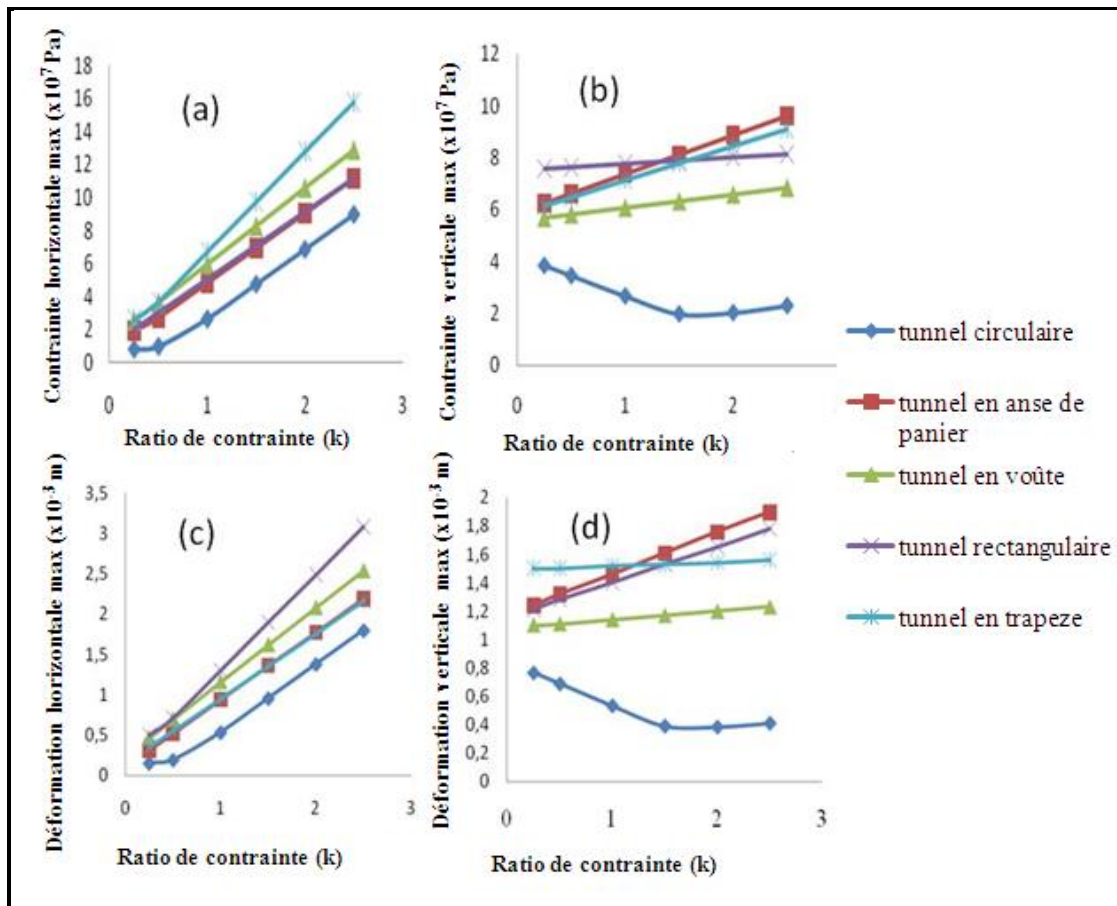
De même sur cette figure 3.17a, on peut constater que la forme en anse de panier fait apparaître les plus faibles concentrations de contraintes et par conséquent, offre une meilleure stabilité de l'excavation et donc un meilleur choix pour les ingénieurs. Cela explique pourquoi c'est la forme la plus utilisée par les ingénieurs de mine ou dans la construction des tunnels. Pour ce qui est des tunnels, on rencontre plusieurs centaines de kilomètres de tunnel en anse de panier à travers le monde (**Palmstorm A., 1995**). Dans les travaux souterrains, elle offre un sol uniforme pour la stabilité des équipements et une large plate forme agréable pour le travail (**M. Raji et al., 2011**). Des observations similaires sont faites à la figure 3.17c.

Cependant dans les figures 3.17b et 3.17d, les observations sont différentes. Dans ces figures, il est clair que l'intensité de la redistribution des contraintes et des déformations est plus grande pour les formes trapézoïdale et rectangulaire, comparé aux autres formes. Par conséquent, ces formes ne sont pas souhaitables pour un meilleur design des excavations. Les faibles concentrations de contraintes sont obtenues pour la forme circulaire, suivie de la forme en anse de panier. Pour les formes trapézoïdale et circulaire, la contrainte verticale maximale commence par décroître quand le ratio de contraintes croît, et au-delà de  $k = 2$ , on observe une croissance. Pour les autres formes, la tendance observée est une croissance de la contrainte verticale maximale avec le ratio de contrainte.

De plus, la contrainte verticale in situ affecte plus les formes rectangulaire et trapézoïdale, que les formes en anse de panier, circulaire et en voûte. De façon générale, les contraintes horizontales in situ affectent plus les blocs de roche entourant l'excavation, que les contraintes verticales in situ.

Au regard de toute l'analyse faite, il est clair que la forme de l'excavation a une grande influence sur la redistribution des contraintes et des déformations autour de l'excavation souterraine. Le choix de la forme de l'excavation occupe une place importante dans le dimensionnement et le design des structures souterraines. Dans le souci de vérifier si tous ces résultats sont également valables pour un massif isotrope et élastique linéaire, nous allons reprendre ces courbes dans ce cas précis dans la figure 3.18.

b) Cas d'une excavation créée dans un massif isotrope.



**Figure 3.18 :** Influence de la forme de l'excavation créée dans un massif isotrope (a) contrainte horizontale maximale en fonction du ratio de contraintes  $k$ , (b) contrainte verticale maximale en fonction du ratio de contraintes  $k$ , (c) déformation horizontale maximale en fonction du ratio de contraintes  $k$ , (d) déformation verticale maximale en fonction du ratio de contraintes  $k$ .

Contrairement aux résultats présentés à la figure 3.17, la figure 3.18 montre que les plus faibles concentrations de contraintes sont obtenues pour l'excavation circulaire.

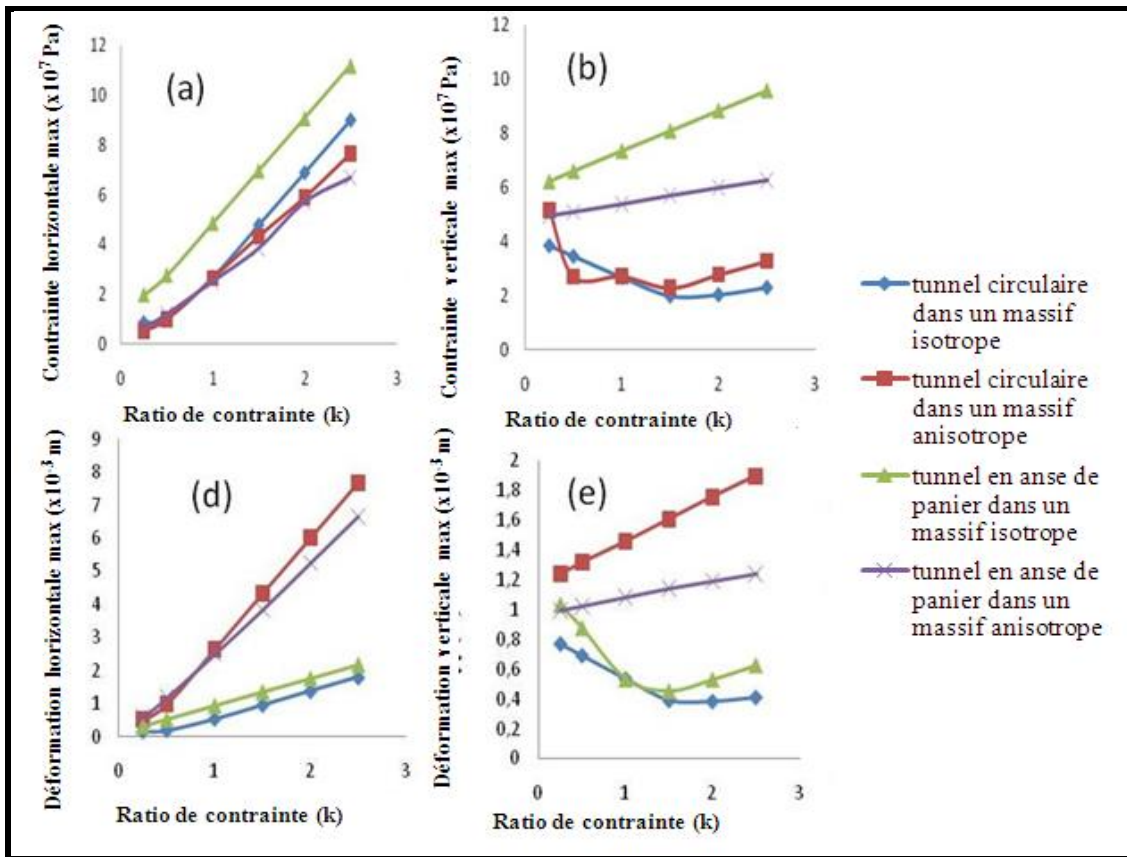
Par conséquent, la forme circulaire nécessite des coûts de soutènement plus faibles pour une stabilité.

Pour les autres formes, la contrainte horizontale maximale et la déformation horizontale maximale croissent graduellement avec le ratio de contraintes. L'allure de la courbe de redistribution des contraintes verticales en fonction du ratio de contraintes varie beaucoup plus. Elle croit faiblement avec le ratio de contraintes pour les formes rectangulaire, en voute, trapézoïdale et en anse de panier. Pour la forme circulaire, elle décroît, puis croît faiblement pour un ratio de contraintes supérieur à 1,5. Dans l'optique de mieux comprendre l'influence du comportement anisotrope d'un massif rocheux, il est important de comparer la redistribution des contraintes et des déformations obtenue dans un massif isotrope à celle obtenue dans un massif isotrope transversal.

*c) Influence du comportement anisotropique du bloc de roche sur la redistribution des contraintes et déformations*

L'étude de l'influence du système isotrope transverse des roches sur la redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation circulaire et en anse de panier est présentée à la figure 3.19. Nous avons choisi ces deux formes d'excavations parce qu'elles font apparaître de faibles concentrations de contraintes et par conséquent nécessitent des coûts de soutènement plus faibles pour une stabilité de l'excavation.





**Figure 3.19 :** Influence du système isotrope transverse (a) contrainte horizontale maximale en fonction du ratio de contraintes  $k$ , (b) contrainte verticale maximale en fonction du ratio de contraintes  $k$ , (c) déformation horizontale maximale en fonction du ratio de contraintes  $k$ , (d) déformation verticale maximale en fonction du ratio de contraintes  $k$ .

Les figures 3.19(a-d) montrent clairement que, quelque soit la forme de l'excavation considérée, l'anisotropie des roches et du massif influencent la redistribution des contraintes et déformations. On constate que l'influence de l'anisotropie des roches est plus marquée dans le cas d'une excavation en anse de panier que dans celle d'une excavation circulaire. On constate également que, quelque soit la forme considérée, l'intensité de la redistribution des contraintes dans le cas d'un système isotrope transverse est plus faible que dans le cas d'un système anisotrope. On peut donc conclure que plus le massif ou la roche sont anisotropes, plus l'excavation est stable. Le comportement d'anisotropie contribue donc à la stabilité de l'excavation souterraine.

### 3.3 Analyse numérique du comportement mécanique d'un spécimen de roche soumis à l'action simultanée du feu et d'un chargement mécanique

#### 3.3.1 Cas d'une roche au comportement élastique linéaire : le Granite

Le comportement d'une roche dure telle que le granite devient très complexe quand celle-ci est soumise simultanément aux contraintes d'origine thermique et mécanique. Comme présenté dans le chapitre de la revue de la littérature, plusieurs paramètres physiques résiduels (Module de Young, Résistance à la traction, Résistance à la compression, Coefficient d'expansion thermique, etc.) montrent des variations significatives avec l'élévation de la température. La figure 3.20 ci-dessous présente l'évolution du module de Young et du coefficient de dilatation thermique en fonction de la température.

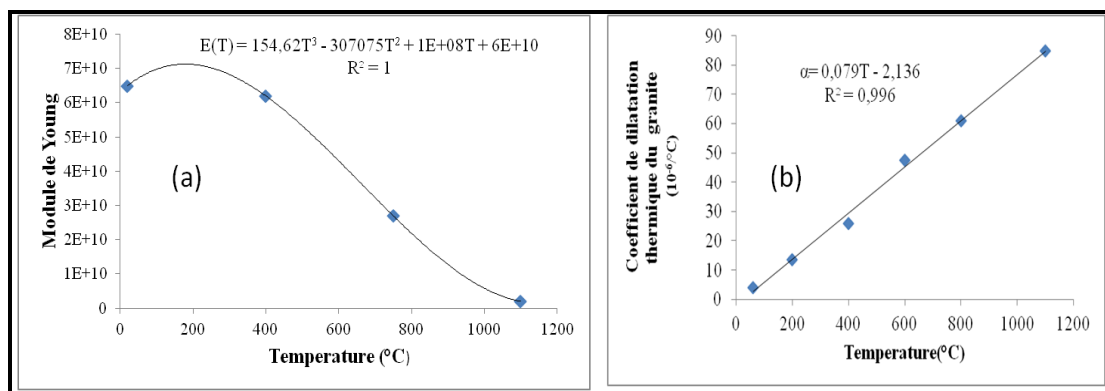


Figure 3.20 : (a) Variation du module de Young en fonction de la température ;(b) variation du coefficient de dilatation thermique en fonction de la température

Comme évoqué au premier chapitre, Saiang et Miskovsky ont (Saiang et Miskovsky, 2012) démontré expérimentalement que le module d'élasticité du granite croît avec la température. Ce dernier est déduit en prenant la tangente de la partie linéaire de la courbe contrainte-déformation (avant le pic de rupture) obtenue lors des essais. Par ailleurs en faisant une interpolation des points obtenus lors des essais, Saiang et Miskovsky ont obtenu une courbe de regression polynomiale, donnant ainsi une relation mathématique entre le module d'élasticité  $E$  et la température  $T$  (voir figure 3.20). Dans ce travail, la regression polynomiale a également été préférée, car elle permet d'avoir un coefficient de corelation maximal  $R = 1$ . D'une façon générale, le coefficient de dilatation thermique du granite croît avec l'augmentation de la température comme souligné au chapitre 1.

En faisant également une interpolation des points obtenus par Gaweska Hager (Gaweska Hager, 2004), on peut trouver une courbe de regression linéaire, donnant ainsi une relation mathématique entre le coefficient de dilatation thermique  $\alpha$  et la température  $T$  (voir figure 3.20).

Ici on a opté pour la régression linéaire, car elle permet d'avoir un coefficient de corrélation maximal  $R = 0,982$ .

Dans ce travail on suppose, comme Saiang et Miskovsky, que le granite étudié est élastique linéaire, non altéré et non friable. C'est donc une roche ignée, une roche plutonique, très dure, compacte, ayant une très faible porosité et presque sans microfissures. Par conséquent, on considère les variations de la masse du spécimen liées aux pertes d'eau, comme négligeables. En rappel, l'équation qui régit la dynamique non linéaire d'un tel spécimen de roche soumise au feu et au chargement mécanique uni-axial est donnée par (cf chapitre 2) :

$$\rho(t) \frac{\partial^2 w(z,t)}{\partial t^2} - E(z,t) \left[ \frac{\partial^2 w(z,t)}{\partial z^2} + \beta \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{\partial w(z,t)}{\partial z} \right)^2 \right] = F_{ext}(z,t) \quad (3.1)$$

En tenant compte de l'action du feu sur le granite, et l'expression du feu ISO 834, la réponse dynamique du spécimen de granite se traduit par l'équation suivante :

$$m \frac{\partial^2 w(z,t,T)}{\partial t^2} - V(-6.10^{-2}(T_0 + 345 \log(8t+1)) + 70)10^9 \cdot \frac{\partial^2 w(z,t,T)}{\partial z^2} - m \cdot g = V \cdot F_m(z,t) + S \left[ (-6.10^{-2}(T_0 + 345 \log(8t+1)) + 70)10^9 (T - T_0)(0.079(T_0 + 345 \log(8t+1)) - 2.145)10^3 \right] \quad (3.2)$$

Considérons un spécimen de granite ayant les paramètres suivants (**Saiang Christine, 2012**) :

$$\rho = 2650 \text{ Kg.m}^{-3}; \quad L = 0.5 \text{ m}; \quad D = 0.25 \text{ m}; \quad T_0 = 20 \text{ }^\circ\text{C}; \quad \sigma_r = 231 \text{ Mpa}; \quad S = 0.04906 \text{ m}^2; \quad V = 0.0245 \text{ m}^3$$

$$E_0 = 65 \times 10^9 \text{ Pa, où } \sigma_r \text{ est la résistance à la compression unie axiale du spécimen.}$$

Dans l'analyse faite dans ce travail, on n'insiste pas sur la rupture du spécimen, les contraintes restent faibles, car le modèle qui y a été est basé sur une relation contrainte-déformation linéaire. Par conséquent, aucune rupture ne doit être observée dans la partie linéaire des courbes contrainte-déformation des roches dures (**Takarli et al., 2008**).

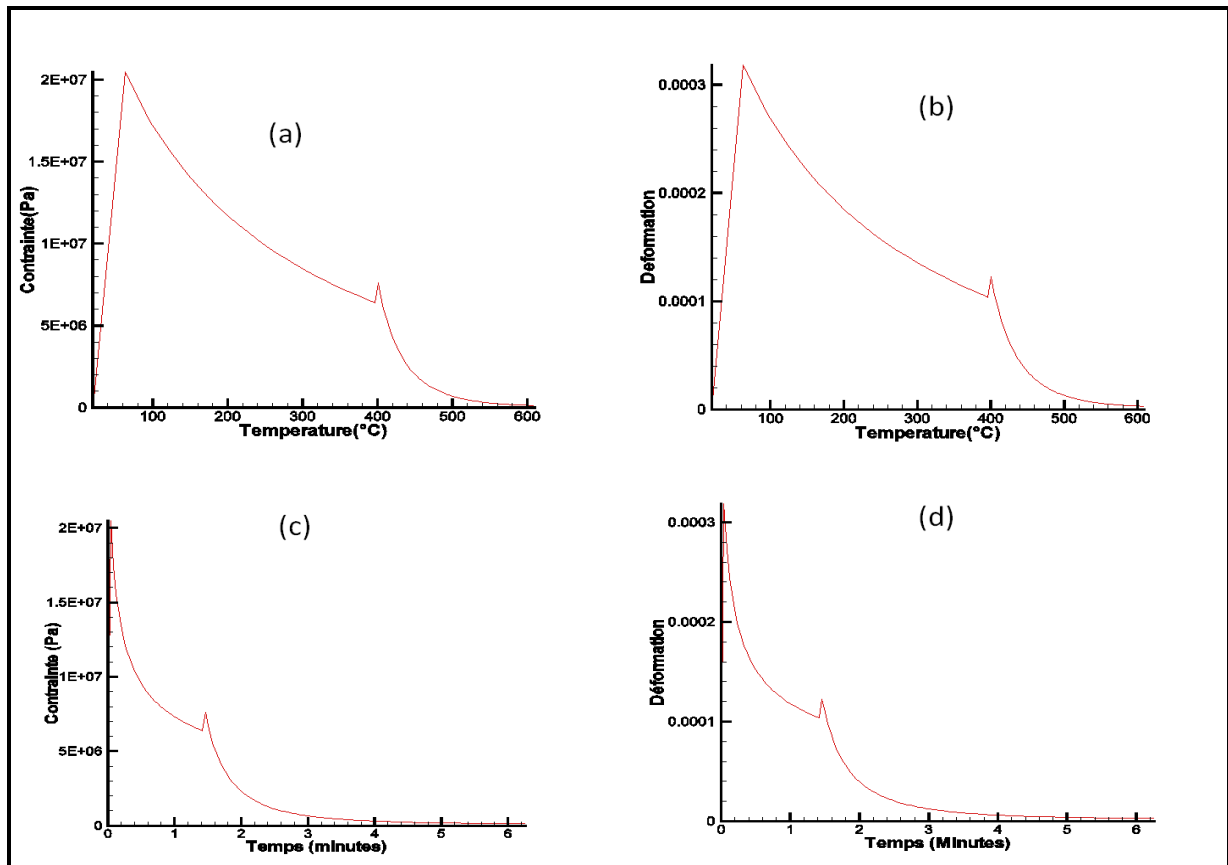
Dans ce qui suit on considère, comme c'est la situation dans l'abattage mécanique et artisanal pratiqué dans les carrières de granulats et les mines, deux cas. D'abord le cas d'un spécimen de granite soumis à un chargement mécanique statique  $F_m(t) = 2.10^7 \text{ N}$  occasionné par l'action des outils tels qu'un marteau, une massette ou un pointerolle, etc. Par la suite, on discute celui où le spécimen est soumis à un chargement mécanique sinusoïdal  $F_m(t) = 2.10^7 \sin(20t) \text{ N}$ , causé par l'action des engins mécaniques de type marteau piqueur, brise roche, etc. Par ailleurs, il faut noter que face à la rigidité de certaines roches, on se trouve parfois contraint d'appliquer la contrainte plus d'une fois pour arriver à sa fragmentation.

Enfin, on analysera l'effet du traitement thermique du spécimen sur les contraintes et déformations internes du matériau. Toutes les analyses seront faites au centre et aux extrémités du spécimen.

a) *Analyse numérique des contraintes et déformations au centre du spécimen*

- *Cas d'un spécimen soumis au feu et au chargement mécanique statique*

La figure 3.21 présente les contraintes internes et déformations internes au centre du spécimen, en fonction de la température et du temps d'exposition au feu.



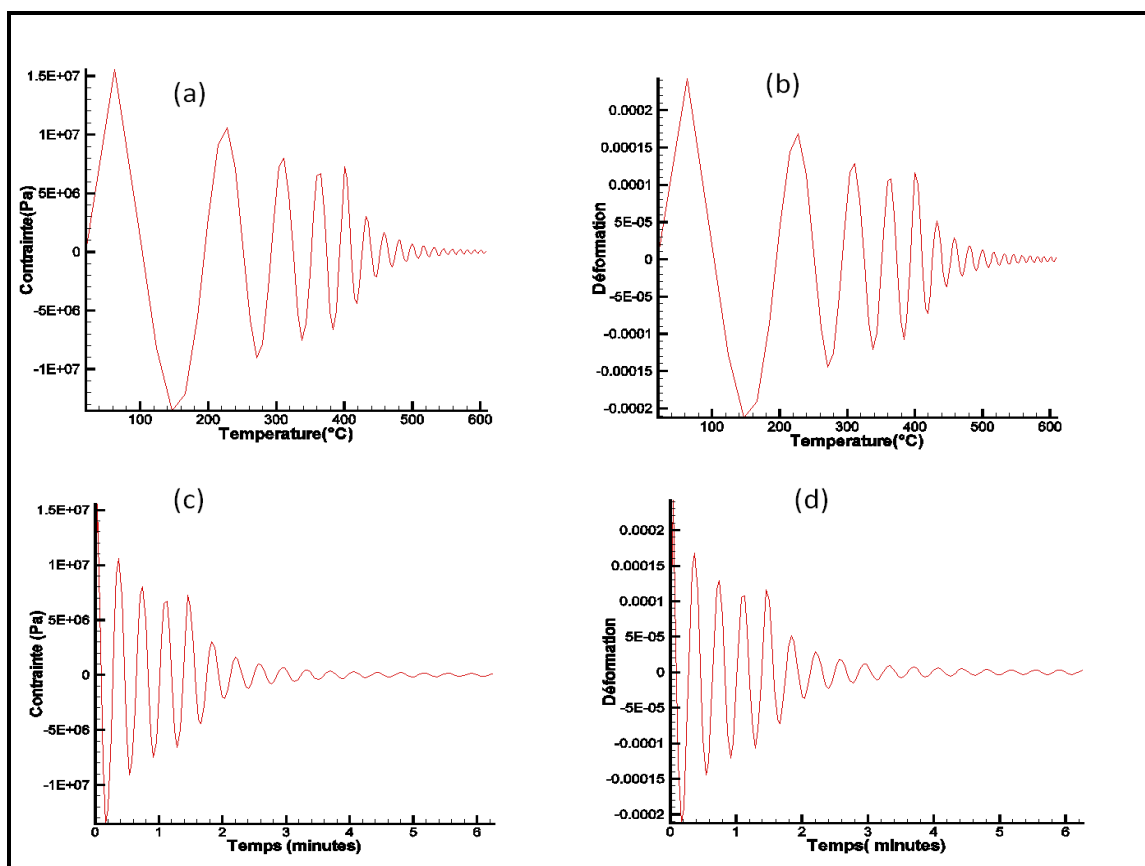
**Figure 3.21** : Analyse au centre, cas d'un spécimen soumis au feu et au chargement mécanique statique (a) contrainte interne en fonction de la température ; (b) déformation interne en fonction de la température ; (c) contrainte interne en fonction du temps ; (d) déformation interne en fonction du temps.

La figure 3.21 ci-dessus présente les contraintes et déformations internes au centre du spécimen d'une roche dure en fonction de la température et du temps lorsqu'il est exposé au feu. Dans cette figure on observe que, de 0 à 1,2 minutes ou de 20 à 100 °C, la déformation interne et la contrainte interne au centre du spécimen croient globalement quand la température augmente. Le phénomène peut être attribué à la prédominance de densification des microstructures du spécimen sur la fissuration thermique. On peut alors conclure que, pour cette plage de température, le traitement thermique rend le spécimen plus rigide.

Cependant, au-dessus de 350°C, on observe une décroissance très rapide de la contrainte interne et de la déformation interne avec l'augmentation de la température. Cette décroissance est attribuée au fait que la fissuration thermique du spécimen prédomine sur la densification. Cette observation montre qu'au-dessus de 350°C, le traitement thermique du matériau réduit considérablement ses performances mécaniques. Au delà de 6 minutes, ou 600°C, la contrainte interne ainsi que la déformation interne tendent vers zéro. Le spécimen de roche devient très fragile et la valeur de la contrainte interne à 600°C est cinq fois plus petite que la contrainte interne à 20°C. Il en découle qu'un chargement mécanique cinq fois plus petit que celui qu'il fallait appliquer à 20°C peut entraîner la rupture du spécimen. Les valeurs maximales de la contrainte interne et de la déformation interne qui sont respectivement de 18 Mpa et  $3,2 \times 10^{-4}$  m sont obtenues à 100°C.

- Cas d'un spécimen soumis au feu et au chargement mécanique sinusoïdal

Dans cette sous-section, nous considérons un chargement sinusoïdal dans le but d'étudier l'effet des chocs mécaniques répétés sur le spécimen.



**Figure 3.22 :** Cas d'un chargement sinusoïdal (a) contrainte interne à l'extrémité en fonction de la température ; (b) déformation interne à l'extrémité en fonction de la température ; (c) contrainte interne à l'extrémité en fonction du temps ; (d) déformation interne à l'extrémité en fonction du temps

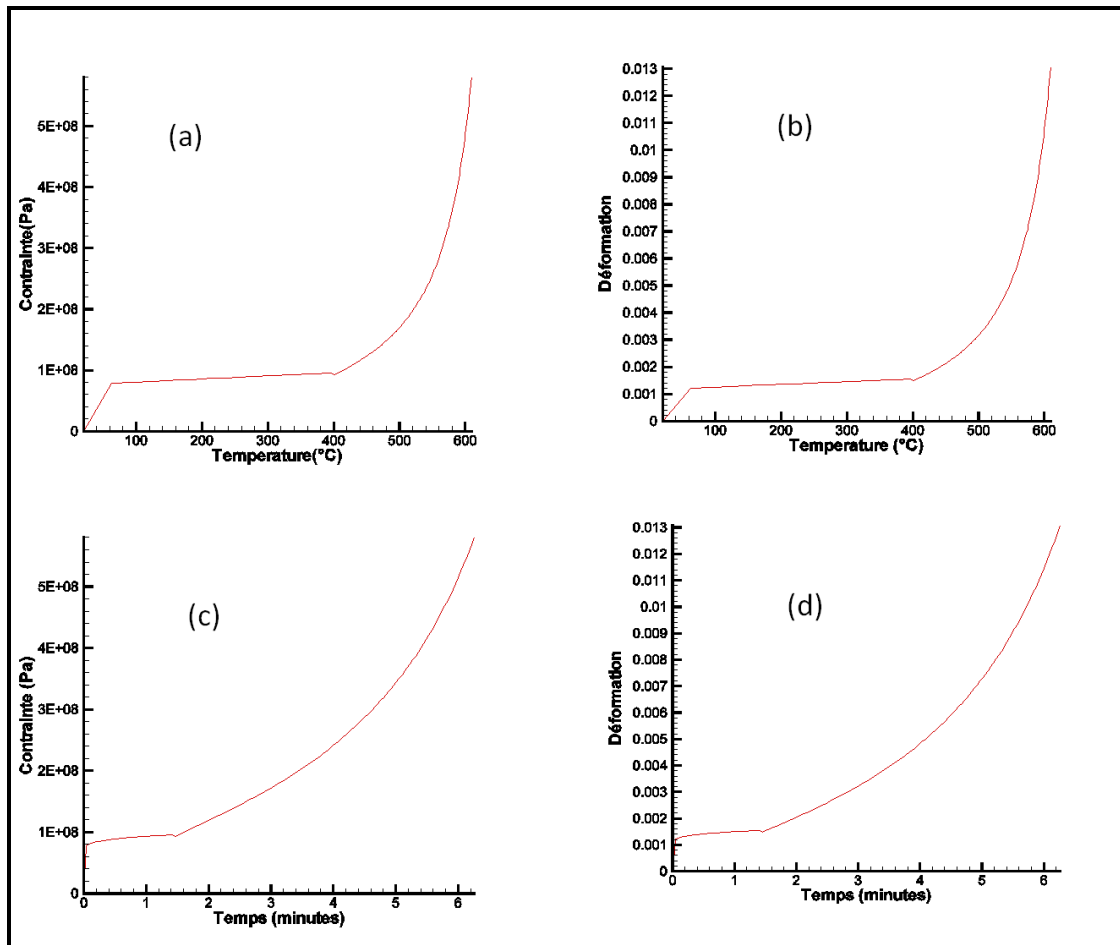
Sur la figure 3.22, on observe que l'amplitude de la contrainte interne et de la déformation interne décroît quand la température croît. Cette décroissance se fait à deux vitesses. De 0 à 1.2 minutes (entre 20 et 400°C) elle est moins rapide, et au-dessus de 400°C elle est beaucoup plus rapide. L'allure de la contrainte interne en fonction de la température est très influencée par le comportement du module d'Young en fonction de la température. On note également que, pour un chargement mécanique sinusoïdal, la contrainte interne maximale est de 16 MPa. Cette valeur est inférieure à celle obtenue pour un chargement statique (21 MPa). Après 3 minutes de chauffage (500°C), on obtient une baisse d'environ 70% de la contrainte interne. Au-delà de 600°C, l'amplitude de la contrainte interne tend vers zéro. On n'en déduit que le traitement thermique fait perdre à la roche de manière significative sa rigidité. Par conséquent, on enregistre un gain considérable d'énergie nécessaire pour sa fragmentation.

Ce résultat explique pourquoi dans les travaux sur les roches, les ingénieurs ou les artisans miniers utilisent le feu pour chauffer la roche dure, avant d'engager au moyen d'outils mécaniques, les actions de fragmentation.

Dans l'optique de vérifier si les observations faites au centre du spécimen sont les mêmes à l'extrémité libre du spécimen, nous avons étendu notre analyse à l'extrémité dudit spécimen.

- b) Analyse numérique des contraintes et déformations à l'extrémité libre du spécimen*
- Cas d'un spécimen soumis au feu et au chargement mécanique constant*

Les variations des contraintes verticales internes ( $\sigma_{zz}$ ) et déformation verticales internes ( $\varepsilon_{zz}$ ) en fonction de la température et du temps sont présentées à la figure 3.23.



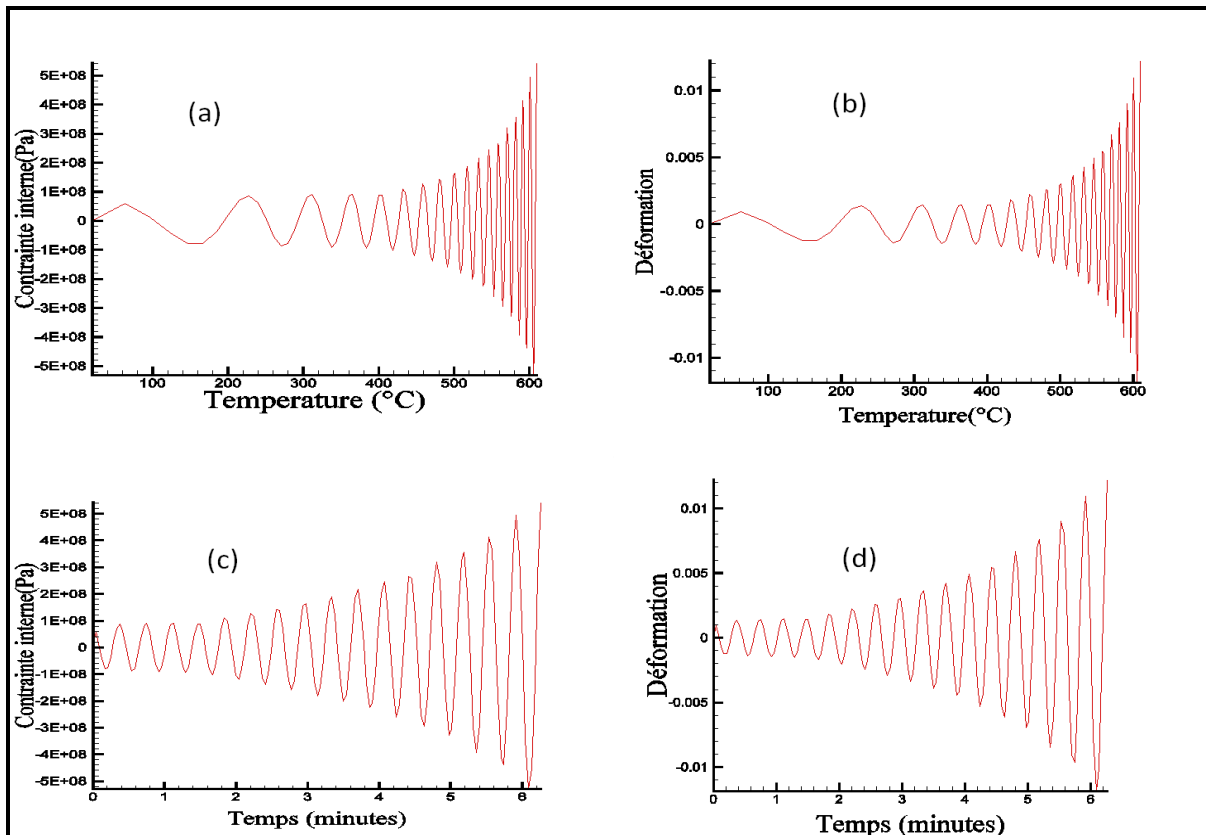
**Figure 3.23 :** Analyse à l'extrémité, cas d'un spécimen soumis au chargement statique et au feu (a) contrainte verticale interne en fonction de la température ; (b) déformation verticale interne ( $\varepsilon_{zz}$ ) en fonction de la température ; (c) contrainte verticale interne en fonction du temps ; (d) déformation verticale interne ( $\varepsilon_{zz}$ ) en fonction du temps.

Dans les figures 3.23b et 3.23d, la déformation interne varie très peu pendant les 2 premières minutes de chauffage (de 20 à 450°C). Les minéraux à l'extrémité de base du spécimen semblent être légèrement déformés. Seuls les points au centre sont très affectés par la compression uni-axiale. Au-dessus de 450°C (c'est à dire au-delà de 2 minutes), les points à l'extrémité commencent aussi à se déformer de façon significative, jusqu'à atteindre des valeurs de 0.013 m. Une croissance très rapide de la déformation interne peut indiquer une rupture imminente du spécimen. Contrairement aux résultats obtenus au centre, au-dessus de 450°C, la déformation interne croît avec la température.

Dans les figures 3.23a et 3.23c, la variation de la contrainte interne au centre est très faible entre 20 et 450°C. Au-dessus de 450°C, la contraintes interne à l'extrémité du spécimen croît avec la température et atteint une valeur maximale de 60MPa.

- Cas d'un spécimen soumis au feu et au chargement mécanique sinusoïdal

La figure 3.24 ci-dessous présente l'évolution des contraintes et déformations verticales en fonction de la température et du temps.



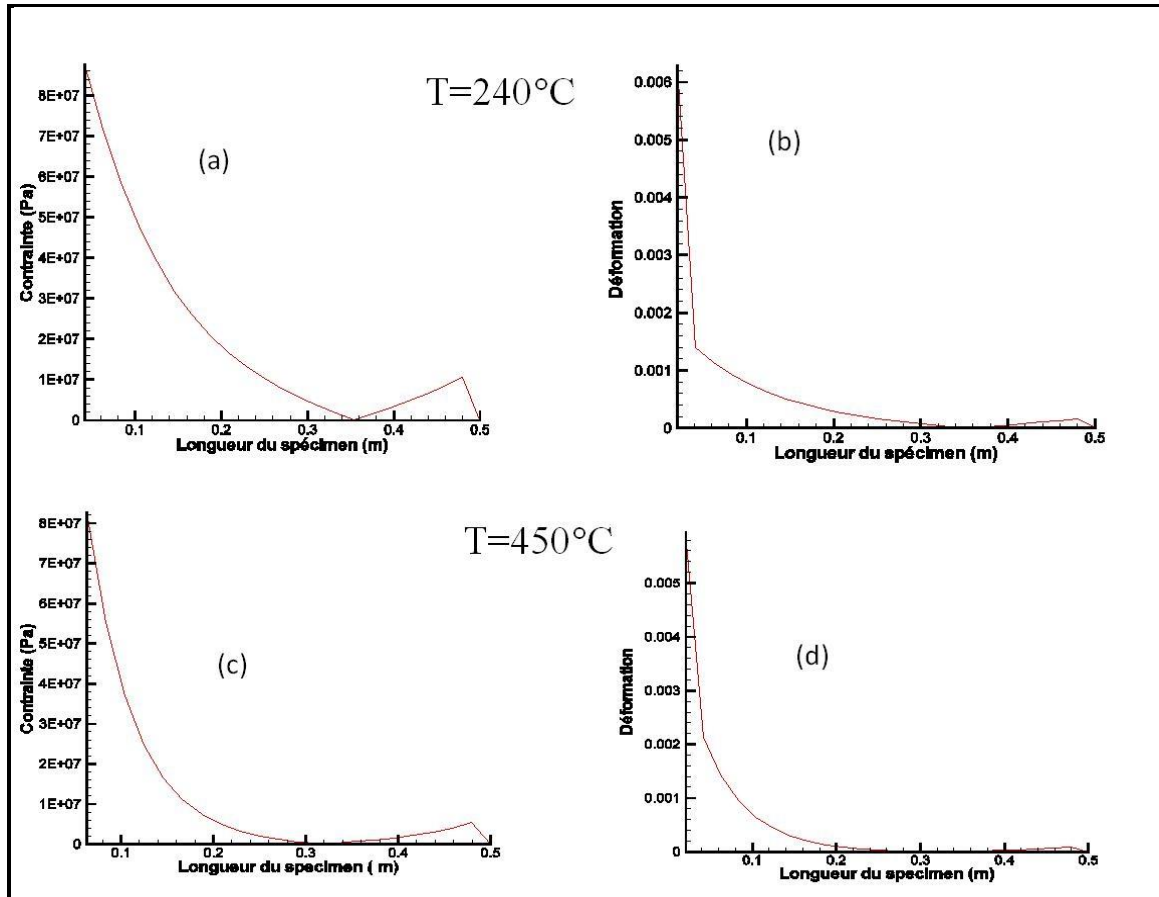
**Figure 3.24:** cas d'un chargement sinusoïdal (a) contrainte verticale interne au centre en fonction de la température ; (b) déformation verticale interne au centre en fonction de la température ; (c) contrainte verticale interne au centre en fonction du temps ; (d) déformation interne verticale au centre en fonction du temps.

Les résultats obtenus à la figure 3.24 sont similaires à ceux obtenus à la figure 3.23. On remarque qu'à partir de 400°C, la déformation interne croit très rapidement, annonçant un début de la prédominance du phénomène de fissuration thermique et éventuellement une rupture imminente. Cependant les contraintes verticales internes et les déformations verticales internes obtenues dans le cas d'un chargement statique (60MPa, 0,013 m) sont supérieures à celles obtenues pour un chargement sinusoïdal (50MPa, 0,011 m). Le comportement observé dans les deux cas de chargement est le même. Les contraintes internes se transmettent de façon irréversible des extrémités au centre du spécimen. Pendant qu'ils commencent à devenir significatifs au centre du spécimen, ils ont tendance à disparaître aux extrémités.



c) Redistribution des contraintes et déformations le long du spécimen

La figure 3.25 présente à différentes températures, la distribution des contraintes et déformations verticales au sein d'un spécimen soumis au feu et au chargement mécanique.



**Figure 3.25:** Distribution de la contrainte verticale interne le long du spécimen (a) pour  $T=240^{\circ}\text{C}$  et (b) pour  $T=450^{\circ}\text{C}$  ; distribution de la déformation verticale interne ( $\varepsilon_{zz}$ ) le long du spécimen (c) pour  $T=240^{\circ}\text{C}$  et (d) pour  $T=450^{\circ}\text{C}$ .

Nous observons que la position  $L= 0,35 \text{ m}$  est un point critique en deca duquel la contrainte verticale ( $\sigma_{zz}$ ) et la déformation verticale ( $\varepsilon_{zz}$ ) décroissent, et au delà duquel elles croissent faiblement. L'extrémité libre du spécimen où est appliquée la contrainte est plus sollicitée que les autres points. Le point situé à 0,35 m semble ne pas être sollicité et par conséquent est non déformé. A partir de ce point, la contrainte verticale et la déformation verticale augmentent, puis s'annulent à l'extrémité fixe.

### 3.3.2. Cas d'une roche au comportement élastique non linéaire : le grès

#### 3.3.2.1. Propriétés thermomécaniques d'un spécimen de grès soumis au feu

Comme mentionné au chapitre 1, le feu ou les hautes températures ont un effet marqué sur les propriétés physiques des roches. Dans plusieurs cas, une interpolation linéaire des résultats expérimentaux suffit pour décrire la relation liant ces propriétés à la température. Cependant, pour l'étude menée dans ce travail, on a opté pour une régression donnant un coefficient de régression  $R$  maximal. En appliquant la même démarche utilisée précédemment pour le granite, l'interpolation des points issus des travaux expérimentaux de G.Wu *et al.*, (Wu *et al.*, 2013) a permis de tracer les figures 3.26a à 3.26d. Ces figures présentent les variations du module de Young du volume, de la densité et du coefficient d'expansion thermique en fonction de la température respectivement.

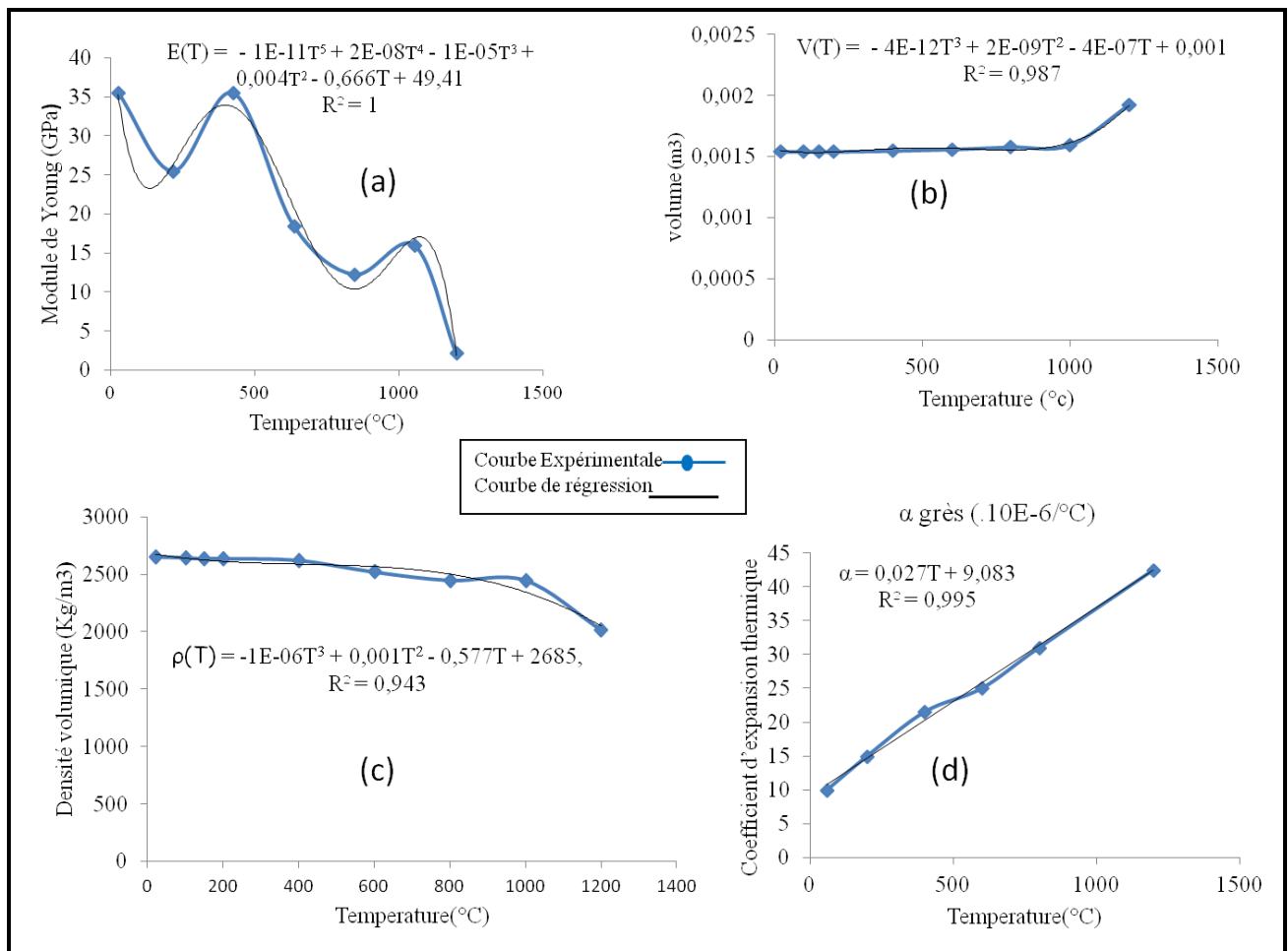


Figure 3.26 : Variation en fonction de la température du : (a) module d'Young  $E$ , (b) volume  $V$ , (c) masse volumique  $\rho$  (d) coefficient d'expansion thermique  $\alpha$ .

En rappel, l'équation qui régit la dynamique non linéaire de notre spécimen de roche soumise au feu et au chargement mécanique uni-axial comme développé dans le chapitre 2 est donnée par :

$$\rho(t) \frac{\partial^2 w(z,t)}{\partial t^2} - E(z,t) \left[ \frac{\partial^2 w(z,t)}{\partial z^2} + \beta \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{\partial w(z,t)}{\partial z} \right)^2 \right] = F_{ext}(z,t). \quad (3.3)$$

En tenant en compte de l'action du feu sur le Grès, des expressions mathématiques donnant les variations des propriétés physiques du Grès en fonction de la température, ainsi que de l'expression du feu ISO834, la réponse dynamique non linéaire du spécimen de Grès est traduite par l'équation suivante :

$$V(T) \rho(T) \cdot \frac{\partial^2 w(z,t,T)}{\partial t^2} - V(T) E(T) \left[ \frac{\partial^2 w(z,t,T)}{\partial z^2} + \beta \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{\partial w(z,T)}{\partial z} \right)^2 \right], \quad (3.4)$$

$$-V(T) \rho(T) \cdot g = V(T) \cdot F_m(z,t) + S(T) \left[ E(T) ((T - T_0) \alpha(T)) \right]$$

où :

$$E(T) = (-1.10^{-11} T^5 + 2.10^{-8} T^4 - 1.10^{-5} T^3 + 4.10^{-3} T^2 - 0.66T + 49.41) 10^9,$$

$$V(T) = -4.10^{-12} T^3 + 2.10^{-9} T^2 - 4.10^{-7} T + 0.001,$$

$$\rho(T) = -1.10^{-6} T^3 + 1.10^{-3} T^2 - 0.577T + 2685,$$

$$\alpha(T) = 2.7 \cdot 10^{-8} T + 9.083 \cdot 10^{-6},$$

$$T(t) = T_0 + 345 \log(8t + 1).$$

On considère selon Wu *et al.* que le spécimen de Grès a les paramètres :

$$E_0 = 35 \times 10^9 \text{ Pa} ; \rho = 2650 \text{ kg/m}^3 ; L = 0.1 \text{ m} ; D = 0.05 \text{ m} ; T_0 = 20^\circ\text{C} ; \sigma_{usc} = 139 \text{ MPa} ;$$

$S = 1.96 \times 10^3 \text{ m}^2 ; V_0 = 1.96 \times 10^4 \text{ m}^3 ; \beta = 10^{-2}$ , où  $\sigma_{usc}$  est la résistance à la compression uni-axiale.

L'analyse de l'effet des hautes températures sur les propriétés mécaniques du Grès se fait en résolvant numériquement, par la méthode des différences finies, l'équation (3.4). Dans les deux sous-sections qui vont suivre, on considère d'abord le cas d'un spécimen de Grès soumis uniquement au feu. Par la suite, on considère le cas où le spécimen est soumis à l'action simultanée du feu et d'un chargement mécanique sinusoïdal  $F_m(t) = 1.10^9 \cos(15t) N$  comme c'est le cas sous action des outils mécaniques tels que le marteau, la massette, le pointerolle, etc. ou des engins mécaniques de type marteau piqueur, brise roche utilisés pour fragmenter les roches.

Enfin, une analyse de l'effet du traitement thermique du spécimen sur les contraintes internes et déformations internes du matériau. Les analyses sont faites aux extrémités du spécimen.

a) Cas d'un spécimen de grès soumis à la seule action du feu ( $F_m = 0N$ )

La figure 3.27 présente les variations de la contrainte interne et la déformation interne en fonction du temps et de la température.

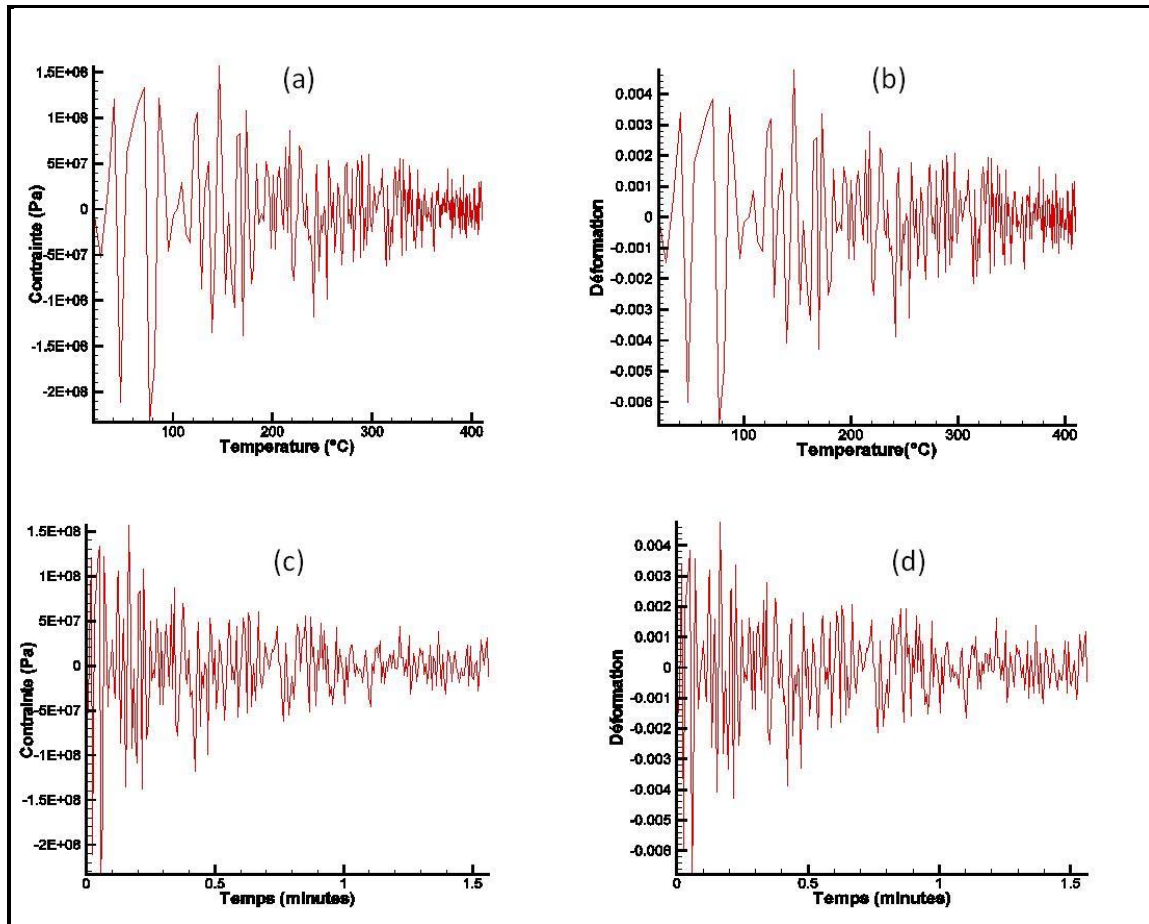


Figure 3.27 : Contrainte interne en fonction de la température (a) et du temps (b); Déformation interne en fonction de la température (a) et du temps (b).

De 20 à 100°C, l'amplitude de la contrainte interne croît avec la température jusqu'à atteindre une valeur maximale de  $1,38 \times 10^8$  Pa à 0.25 minute. Cette croissance des contraintes internes est due à la naissance des contraintes thermiques au sein du spécimen. Ces contraintes thermiques entraînent une densification des microstructures dans le spécimen et le rendent plus rigide. Au dessus de 100°C, les contraintes internes commencent à baisser de façon drastique avec l'augmentation de la température, marquant ainsi la prédominance du phénomène de fissuration thermique. Ce phénomène se caractérise par une propagation instable des microfissures, suivie d'une coalescence de celles-ci, entraînant un endommagement thermique du spécimen.

L'allure de la courbe de la contrainte interne montre clairement l'influence des hautes températures sur les performance mécanique du grès. Au dessus de 450°C, la contrainte interne tend vers zéro et par conséquent, le spécimen devient très vulnérable.

Dans le souci de mieux appréhender l'effet des hautes températures sur le spécimen de roche, on analyse et on compare ici les contraintes internes dans un Grès non traité thermiquement aux contraintes internes au sein d'un grès soumis au feu. La figure 3.28 ci-après montre les variations des contraintes internes en fonction de la température et du temps dans le cas d'un spécimen traité thermiquement ou non.

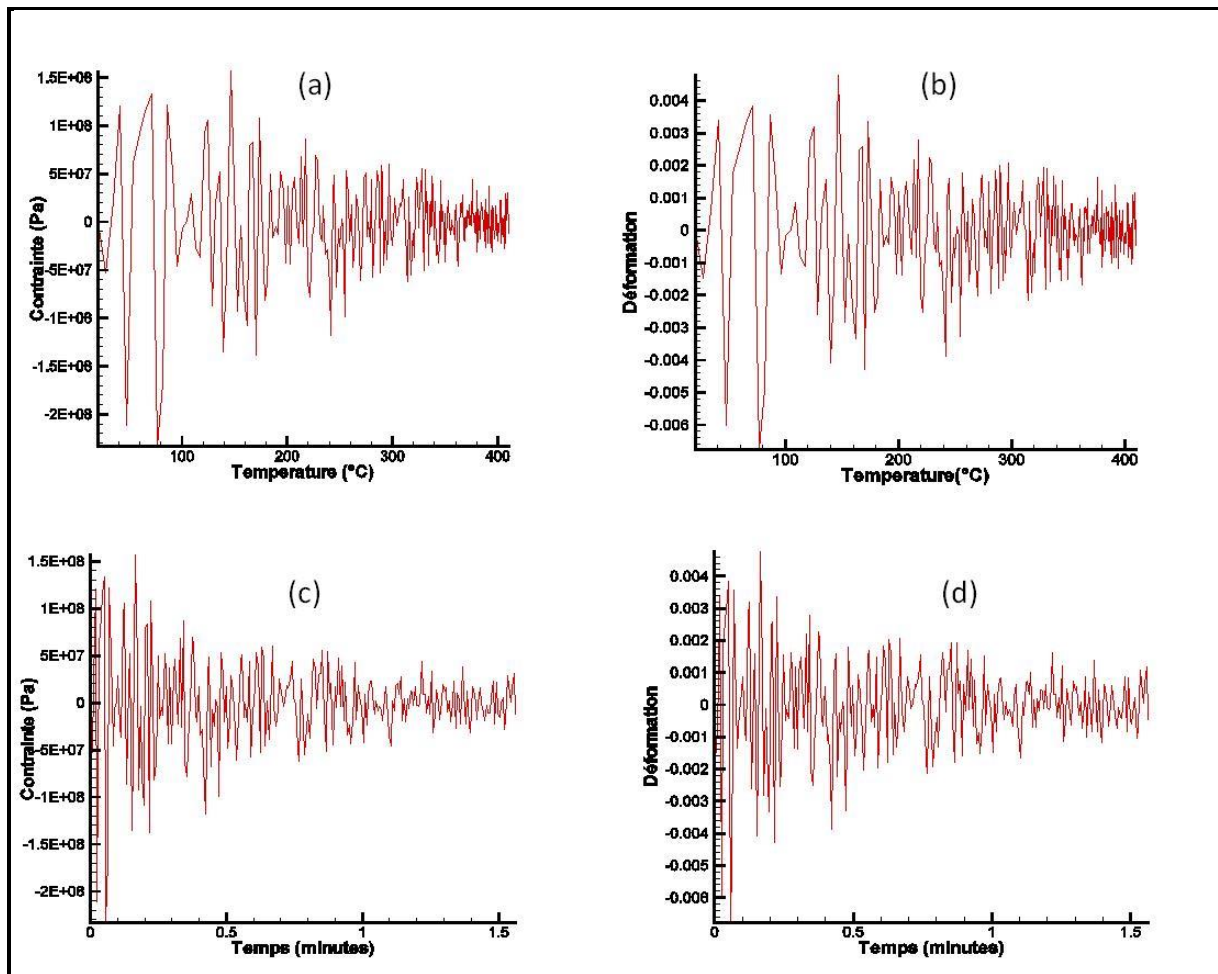


Figure 3.28 : Contrainte interne en fonction de (a) température, (b) temps ; déformation interne en fonction de (a) température, (b) temps.

De 20°C à 100°C, l'amplitude de la contrainte interne croît avec la température jusqu'à atteindre une valeur maximale de  $1,38 \times 10^8$  Pa à 0.25 minute. Cette croissance des contraintes internes est due à la naissance des contraintes thermiques au sein du spécimen. Ces contraintes thermiques entraînent une densification des microstructures du spécimen et le rendent plus rigide.

Au dessus de 100°C, les contraintes internes commencent à baisser de façon drastique avec l'augmentation de la température, marquant ainsi la prédominance du phénomène de fissuration thermique.

Ce phénomène se caractérise par une propagation instable des microfissures, suivie d'une coalescence de celles-ci, entraînant un endommagement thermique du spécimen. L'allure de la courbe de la contrainte interne montre clairement l'influence des hautes températures sur les performances mécaniques du grès. Au dessus de 450°C, la contrainte interne tend vers zéro et par conséquent, le spécimen devient très vulnérable.

Dans le souci de mieux appréhender l'effet des hautes température sur le spécimen de roche, analysons et comparons les contraintes internes dans un grès non traité thermiquement aux contraintes internes au sein d'un grès soumis au feu. La figure 3.29 montre les variations des contraintes internes en fonction de la température et du temps dans le cas d'un spécimen traité thermiquement ou non.

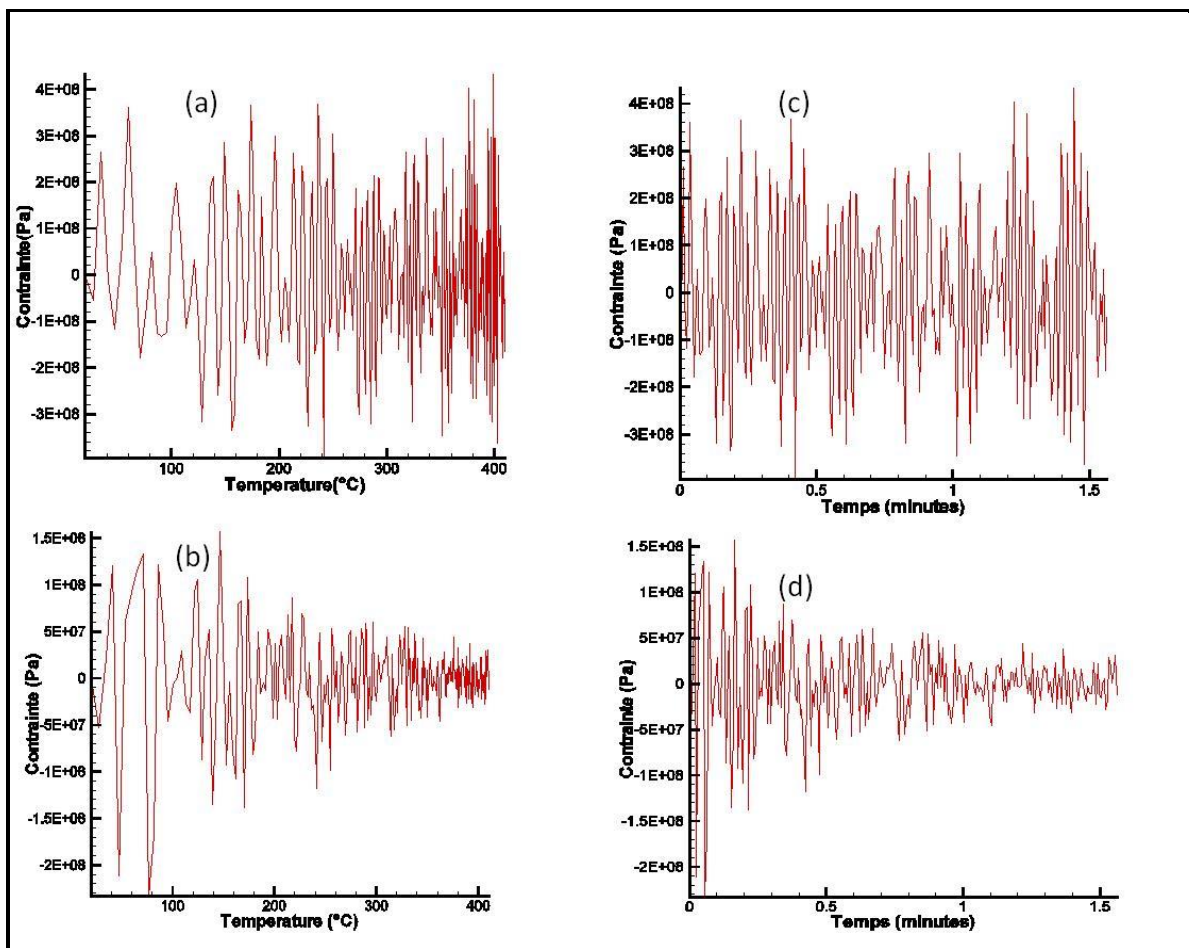
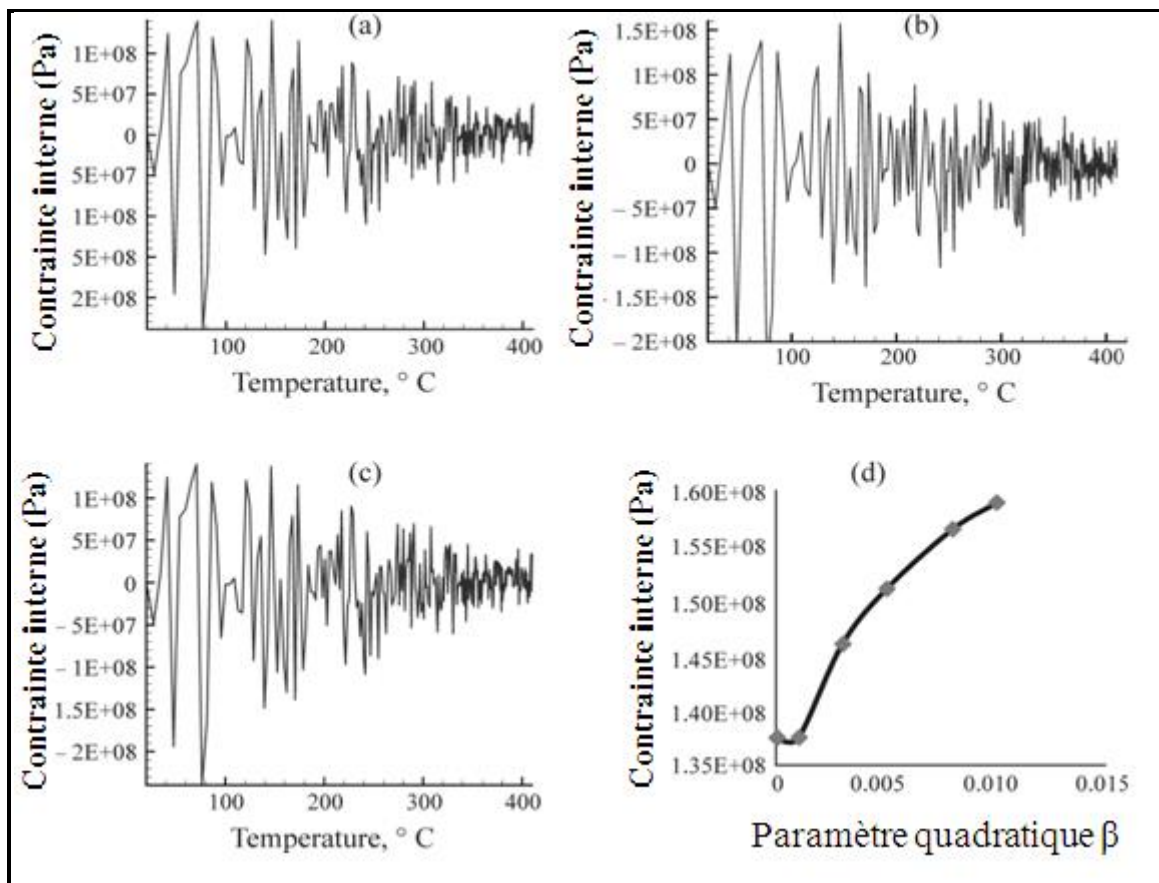


Figure 3.29 : Contrainte interne en fonction de (a) température, (c) temps pour un spécimen non chauffé ; contrainte interne en fonction de (b) température, (d) temps pour un spécimen soumis au feu.

Dans les figures 3.29a et 3.29c, on observe qu'au sein du spécimen l'amplitude de la contrainte interne est globalement constante.

Cela est due à l'excitation initiale imposée  $w(z,0) = 0.00012 \cos(5\pi z/L)$  au spécimen. L'amplitude maximale des contraintes internes au sein du spécimen non chauffé est de 420 MPa. Par contre les figures 3.29b et 3.29d montrent globalement une baisse graduelle de l'amplitude de la contrainte interne avec l'augmentation de la température. La valeur maximale de la contrainte interne est de 150 MPa. Cette valeur est bien inférieure à celle obtenue pour le cas du spécimen non traité. Au-dessus de 450°C, les contraintes internes tendent vers zéro. Le chauffage du spécimen à 100°C réduit de 30% l'amplitude de la contrainte interne. Ce résultat montre que le traitement thermique, autrement dit l'action du feu, réduit significativement la rigidité du Grès. Dans ce qui suit, les effets combinés du feu et du chargement uni-axial sur le Grès sont analysés.



**Figure 3.30 :** Contrainte interne en fonction de la température (a) pour  $\beta = 0$ , (b) pour  $\beta = 10^{-3}$ , (c) pour  $\beta = 10^{-2}$ , (d) amplitude maximale de la contrainte interne en fonction de  $\beta$

La figure 3.30 ci-dessus, donne une investigation de l'effet du paramètre non linéaire  $\beta$  sur les contraintes internes du spécimen. Elle montre comment la contrainte interne du spécimen varie en fonction du paramètre  $\beta$ . A la figure 3.30a, le spécimen de Grès a un comportement élastique linéaire ( $\beta=0$ ). La contrainte interne décroît graduellement avec l'augmentation de la température. Après 460°C elle tend vers la valeur zéro. Son amplitude maximale est de 137,5 MPa. Dans les figures 3.30b et 3.30c, le spécimen de grès a un comportement élastique non linéaire pour  $\beta=10^{-2}$  et  $\beta=10^{-3}$  respectivement. Dans ce contexte, l'observation est la même, c'est-à-dire que l'amplitude de la contrainte interne baisse graduellement avec l'augmentation de la température. Les valeurs maximales de l'amplitude de la contrainte interne sont alors de 140 MPa pour  $\beta=10^{-2}$  et de 156,4 MPa pour  $\beta=10^{-3}$ . On constate que le paramètre de non linéarité  $\beta$  n'influence pas l'allure de la courbe de la contrainte interne, mais amplifie plutôt légèrement son amplitude. Celle amplitude croît légèrement avec la valeur de  $\beta$ . On conclue qu'un spécimen présentant une non-linéarité matérielle est plus rigide qu'un spécimen élastique linéaire.

### 3.4. Résultats expérimentaux

Dans ce paragraphe les résultats des études et essais expérimentaux de l'effet des hautes températures sur les propriétés physiques et mécaniques des roches dures, à l'exemple du Gneiss, sont présentés. Les échantillons (figure 3.32 ci-dessous) ont été traités thermiquement à des températures de 100°C, 200°C, 300°C, 400°C, 500°C, 700°C, 900°C, et ensuite refroidis à la température ambiante, avant d'être soumis aux tests mécaniques. Par ailleurs un échantillon non traité a également été soumis aux essais mécaniques. Les essais mécaniques réalisés étaient l'essai de compression uni-axiale et l'essai de traction indirecte. Les résultats de l'essai de triple pesé, qui a permis la mesure de la porosité, sont également présentés. Des lames minces des échantillons traités et non traités thermiquement ont été confectionnées et également analysées au microscope, avec pour but d'étudier l'effet des hautes températures sur la composition minéralogique et sur la structure de la roche. Tous les essais mécaniques, ainsi que la mesure de la porosité ont été réalisés au Laboratoire national de Génie civil (LABOGENIE) de Yaoundé au Cameroun. La confection des lames minces et les analyses microscopiques ont, quant à elles, été réalisées à l'IRGM de Yaoundé également.



### 3.4.1. Analyse macroscopique du spécimen

Il faut tout d'abord rappeler que le spécimen de roche étudié a été prélevé dans le massif rocheux d'Eloumden, une petite localité située aux environs de Yaoundé. Ce massif a retenu notre attention, parce qu'il s'agit du massif rocheux choisi par une société chargée de la construction de l'Autoroute Yaoundé-Douala. C'est ce massif qui alimente la carrière de granulat devant servir entre autres pour les travaux de construction de l'autoroute.

Les observations macroscopiques réalisées montrent une foliation fruste, ainsi qu'une alternance des roches claires et sombres, qui laissent conclure qu'il s'agit là d'un ortho Gneiss, une roche métamorphique. Les carottes examinées montrent la présence des veines de quartz feldspathiques, qui résultent d'une intrusion des quartzo-feldspathiques ayant rempli les fissures développées lors du métamorphisme des roches endogènes.



**Figure 3.32 :** Préparation et traitement thermique des échantillons de Gneiss prélevé à différentes températures.

### 3.4.2 Essai de compression uni axiale

Le tableau 3.1 ci-dessous présente la moyenne des valeurs de la résistance à la compression obtenue à la suite de trois essais. L'échantillon à la température de 25°C est celui qui n'a pas été chauffé.

**Tableau 3.2 :** Résultat des essais de compression uniaxiale sur le Gneiss d'Eloumden

Température (°C)	25	100	200	300	400	500	700	900
Résistance à la compression (GPa)	17,3	12,7	9,3	10,54	13,5	6,3	4,21	3,79

### 3.4.3. Essai de traction indirecte

Le tableau 3.2 ci-dessous présente la moyenne des valeurs de la résistance à la traction obtenue à la suite de trois essais. Comme ci-dessus, l'échantillon à la température de 25°C est celui qui n'a pas été chauffé.

Tableau 3.3 : Résultats des essais de traction indirecte sur le Gneiss d'Eloumden

Température (°C)	25	100	200	300	400	500	700	900
Résistance à la traction indirecte (MPa)	18,95	10,52	10,52	13,68	11,58	11,58	7,36	4,21

### 3.4.4. Mesure de la porosité

Le tableau 3.4 présente les valeurs de la porosité du Gneiss d'Eloumden obtenues pendant les mesures effectuées.

Tableau 3.4 : Résultats des mesures de la porosité du Gneiss d'Eloumden

Température (°C)	25	100	200	300	400	500	700	900
Masse de l'échantillon sec pesée dans l'air (M1)	749,17	755,61	729,24	785,46	773,08	721,56	738,16	784,52
Masse de l'échantillon saturée pesée dans l'air (M2)	776,69	755,95	729,66	785,91	800,71	722,88	742,72	791,11
Masse de l'échantillon saturée pesé dans l'eau (M3)	506,76	514,32	478,78	524,82	506,85	473,65	491,45	540
Porosité $\Phi = (M2-M1)/(M2-M3)$	0,10195	0,001407	0,00167	0,001723	0,094	0,00529	0,01814	0,0262
Densité humide	3,136	3,097	2,879	2,98	2,865	2,871	2,924	3,119
Densité apparente	2,873	2,898	2,797	3,012	2,965	2,767	2,831	3,009

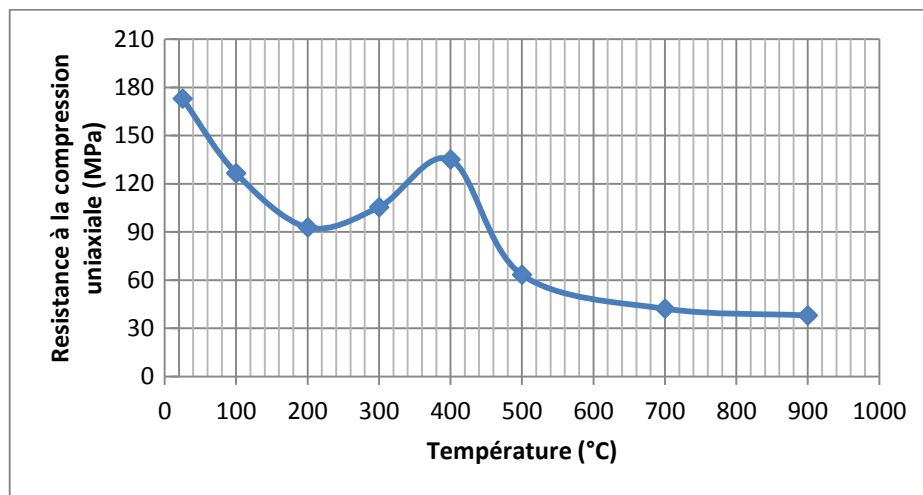
### 3.4.5. Analyse des propriétés mécaniques du Gneiss

Tableau 3.5 : Variations des propriétés mécaniques du Gneiss en fonction de la température.

Propriétés mécanique du Gneiss	25°C (échantillon non chauffé)	100°C	200°C	300°C	400°C	500°C	700°C	900°C
Résistance à la compression $R_c$ (MPa)	173	127	93	105,4	135	63,2	42,1	37,9
Variations de $R_c$	-	Baisse de 26%	Baisse de 46,24 %	Baisse de 39,07%	Baisse de 21,9%	Baisse de 63,46%	Baisse de 75,66%	Baisse de 78,09%
Résistance à la traction $R_t$ (MPa)	18,95	10,52	10,52	13,68	11,58	11,58	7,36	4,21
Variations de $R_t$	-	Baisse de 44 %	Baisse de 44 %	Baisse de 22,81%	Baisse de 38,9%	Baisse de 38,9%	Baisse de 61,16%	Baisse de 77,78%
porosité	0,0010195	0,001407	0,00167	0,001723	0,0035	0,00529	0,01814	0,0262
Variation de la porosité	-	Hausse de 38%	Hausse de 63%	Hausse de 64%	Hausse de 418,8%	Hausse de 427%	Hausse de 1679%	Hausse de 2469%

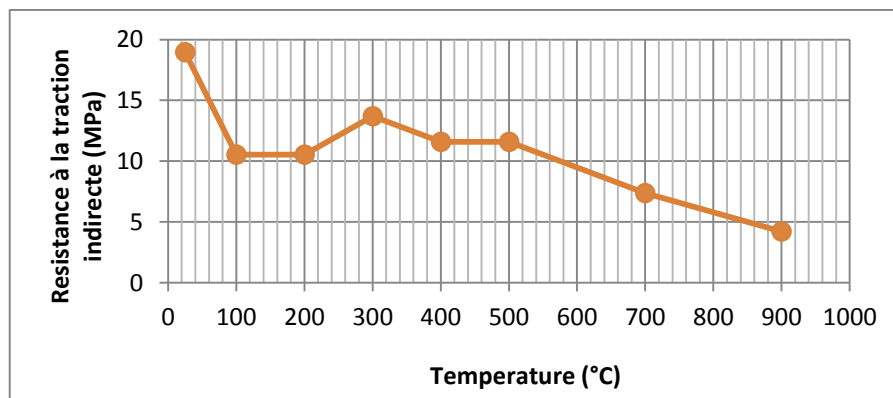
La figure 3.33 ci-dessous présente la résistance à la compression uni-axiale du Gneiss soumis à différentes températures. La valeur maximale de la résistance est celle obtenue à la température ambiante (25 °C) :  $R_c=173\text{MPa}$ .

À 300°C la résistance baisse de 173 à 105 MPa, représentant ainsi une baisse d'environ 40%. Cette baisse peut être attribuée à un début de la fissuration thermique. Entre 300 et 400°C, on observe une augmentation de 20% de la résistance à compression, augmentation attribuée à une densification du réseau de fissures. Au-delà de 400°C, on observe une baisse drastique de la résistance à la compression jusqu'à une valeur de 37.9 MPa, soit une décroissance d'environ 80%. A ce stade les performances mécaniques de la roche sont considérablement réduites et le spécimen est dans un état de fissuration thermique maximale.



**Figure 3.33 :** Variation de la résistance à la compression uniaxiale du Gneiss d'Eloumden en fonction de la température

La figure 3.34 présente la résistance à la traction indirecte du gneiss soumis à différents degrés de température.



**Figure 3.34 :** Variation de la résistance à la traction indirecte du Gneiss d'Eloumden en fonction de la température

La valeur maximale de la résistance à la traction indirecte est de 18.95 MPa. Elle est obtenue à la température ambiante. Cette valeur reste très faible comparativement à la résistance à la compression uni-axiale. On conclut que le gneiss d'Eloumden, tout comme les bons bétons, résiste plus à la compression qu'à la traction. On peut ainsi au passage affirmer que, si l'on considère que les chaussées sont beaucoup plus soumises aux contraintes de compression, le choix du massif rocheux d'Eloumden pour ravitailler les chantiers des travaux de construction de l'autoroute en granulat est une bonne chose.

Entre 25 et 100°C on observe une baisse drastique de la résistance à la traction, baisse qui est due à un début de fissuration thermique. Entre 100 et 300°C, on a plutôt une légère augmentation de la résistance à traction jusqu'à la valeur de 13.6 MPa. Au-delà de 300°C, la baisse de la résistance à traction indirecte est graduelle, jusqu'à la valeur de 4.21MPa à la température de 900°C, ce qui représente une baisse d'environ 80%.

La figure 3.35 suivante présente la courbe de porosité totale du gneiss soumis à différentes températures

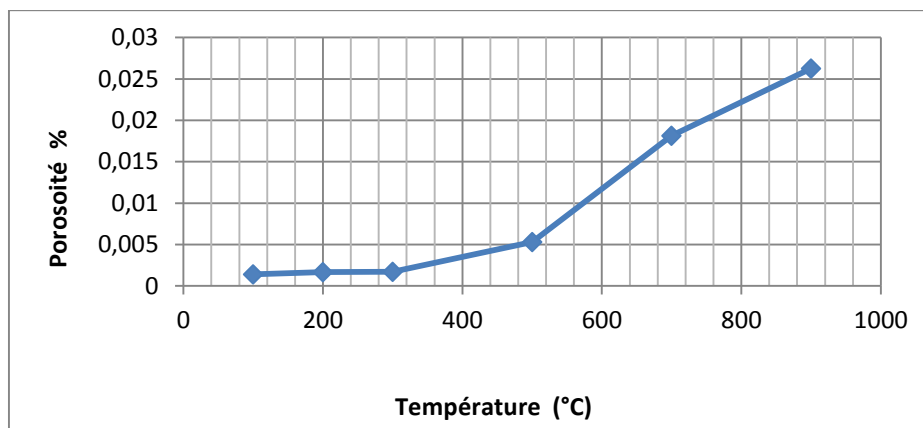


Figure 3.35 : Variation de la porosité du Gneiss d'Eloumden en fonction de la température

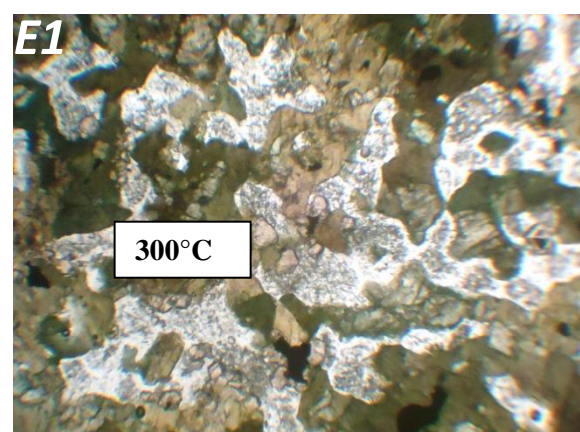
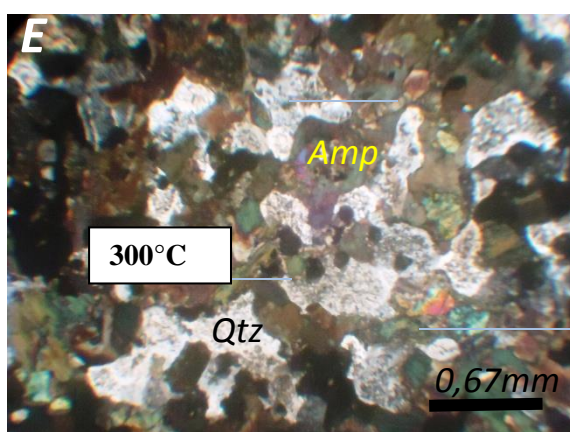
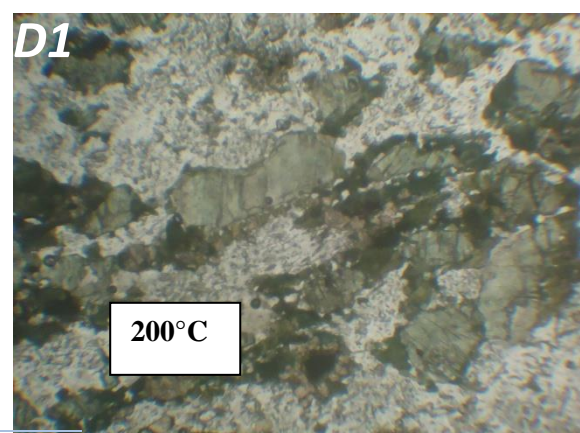
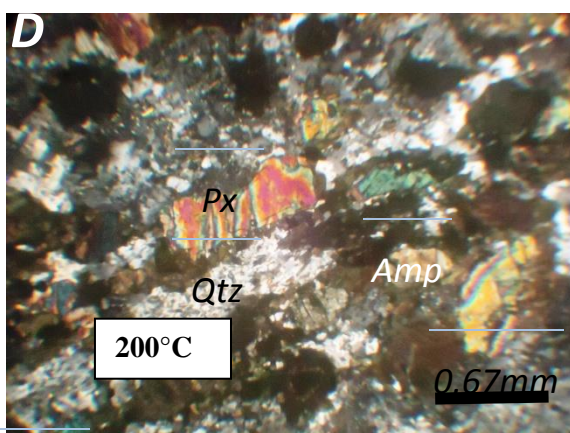
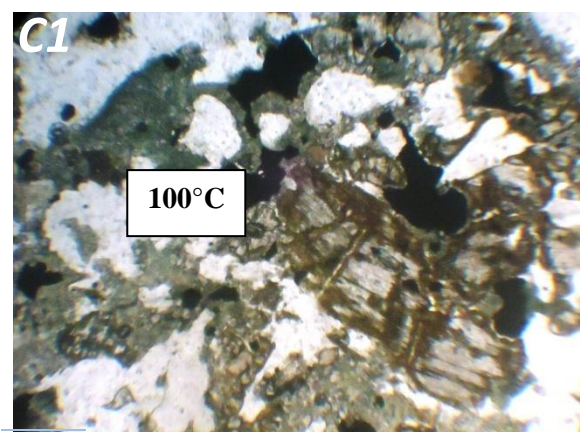
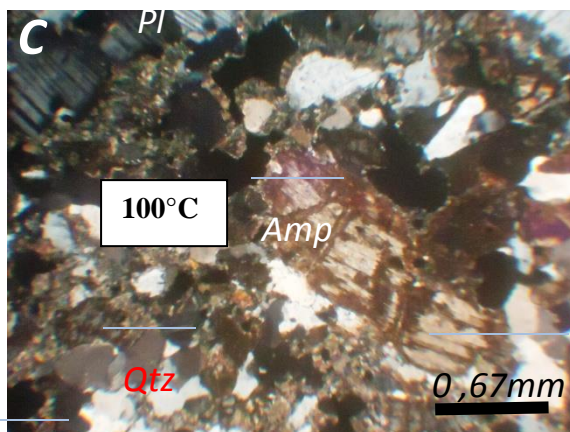
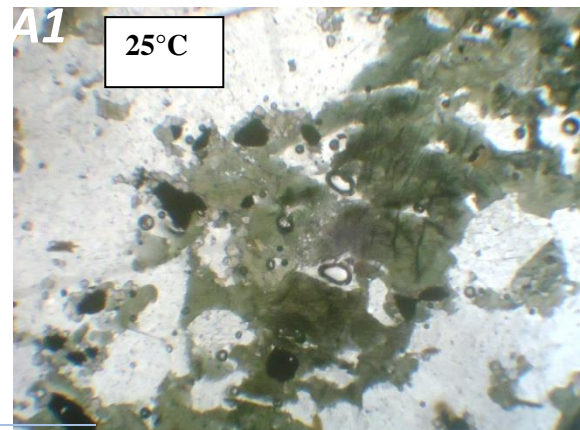
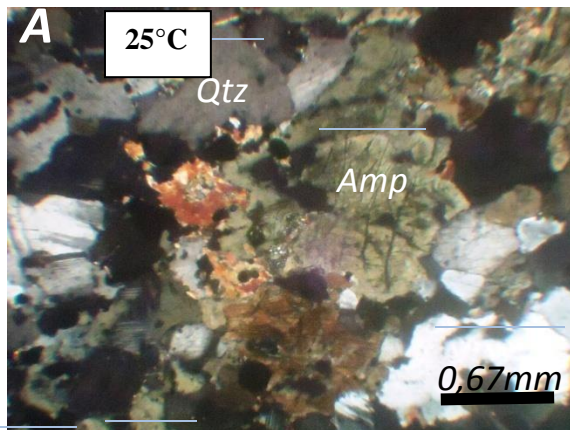
On observe une légère croissance de la porosité entre 100 et 300°C. Ce qui s'explique par une modification mineure de la structure rocheuse dans cette plage de température. Cette modification est essentiellement due à une création de nouvelles fissures ou à une ouverture des microfissures préexistantes avec l'augmentation de la température. Une modification majeure de la structure rocheuse s'opère entre 300 et 900°C. Elle induit une augmentation drastique de la porosité. Cela s'explique par une connexion du réseau de microfissures, une coalescence des microfissures ainsi que leur propagation.

### **3.4.6. Analyse microscopique du gneiss chauffé**

Afin de mieux appréhender le comportement mécanique de la roche (le Gneiss chauffé), des lames minces confectionnées à partir des échantillons préparés et thermiquement traités ont été examinées, afin d'observer les changements microscopiques et minéralogiques s'opérant au sein du spécimen. Le tableau ci-dessous présente l'étude pétrographique de ces échantillons.

**Tableau 3.5 : Etude pétrographique des différents échantillons**

Echantillons chauffés		25°C	100°C	200°C	300°C	400°C	500°C	700°C	900°C
Composition minéralogique	Feldspath (Plagioclase)	20-25%	15-20%	15-20%	15-25%	20-25%	20-30%	15-25%	20-30%
	Quartz	10-12%	20-30%	20-25%	10-15%	10-12%	10-12%	10-15%	10-12%
	Amphibole et pyroxène	50-60%	30-35%	40-50%	50-60%	55-60%	50-65%	45-60%	55-60%
	Grenat	2-3%	1-3%	5-10%	10-15%	3-5%	2-5%	1-2%	2-3%
	Oxyde	2-2.5%	10-12%	1-2%	4-5%	2-3%	2-3%	2-3%	1-2%
	Calcite	1-2%	-	-	-	-	-	-	-
	biotite	-	<1%	-	1-2%	1-2%	-	-	-
Microstructure		Nemato-grano-blastique, hétéro-granulaire	Grano-nemato-blastique, hétéro-granulaire	Nemato-grano-blastique, orientée	Nemato-grano-blastique, hétéro-granulaire	Nemato-grano-blastique, hétéro-granulaire	Nemato-grano-blastique, hétéro-granulaire	Nemato-grano-blastique, hétéro-granulaire	Nemato-grano-blastique
Nom		gneiss à amphibole	gneiss à amphibole et pyroxène	gneiss à amphibole	gneiss à amphibole et grenat	gneiss à amphibole	gneiss à amphibole et pyroxène	gneiss à amphibole et pyroxène	gneiss à amphibole et pyroxène





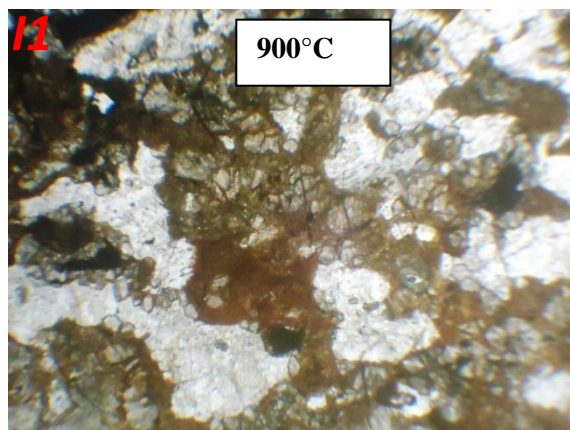
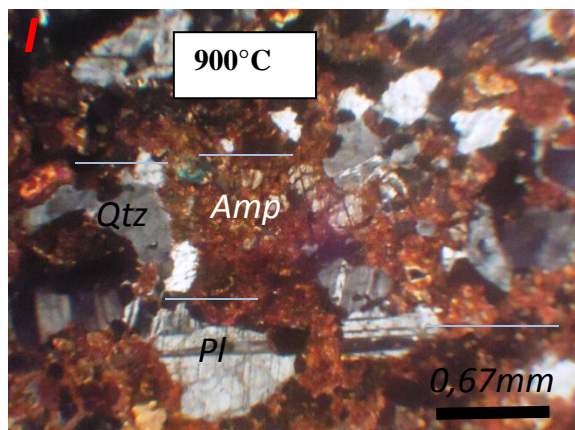
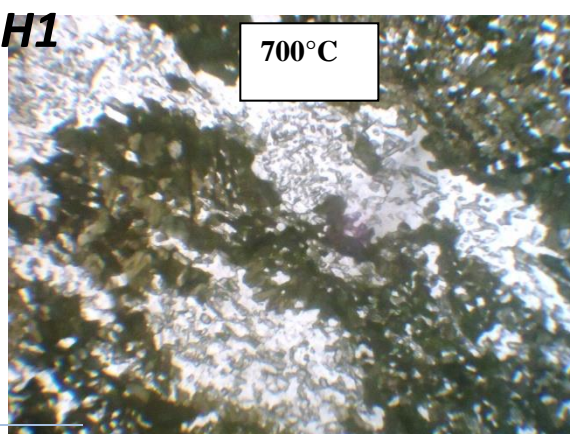
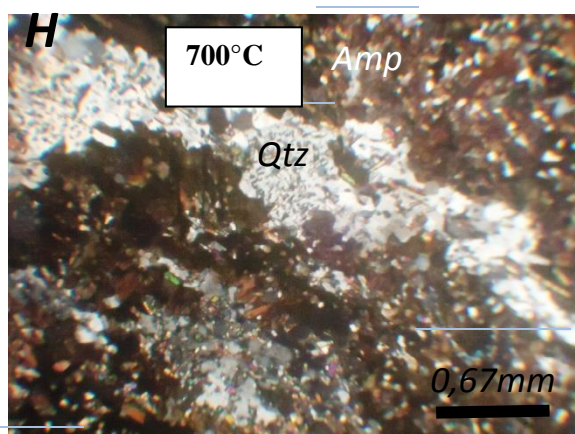
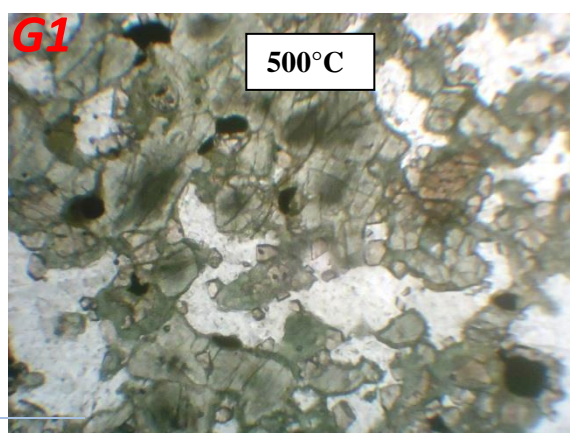
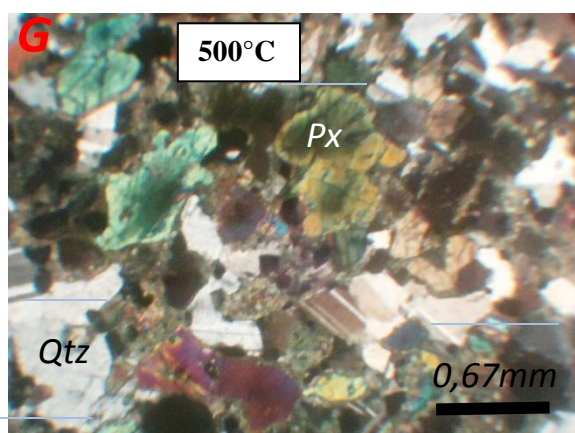
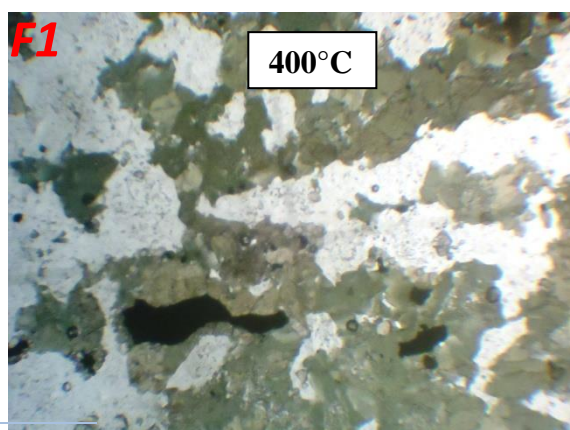
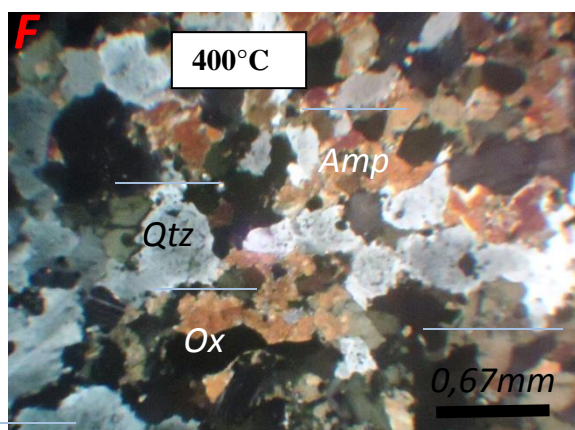


Figure 3.36 : Photos des lames minces prise en LPNA (à gauche) et en LPA (à droite)

Ces observations microscopiques laissent apparaître, qu'à partir de 200°C, le quartz et le feldspath prennent un aspect trouble (présence de nombreuses cavités) dû à un début de fusion. Entre 300 et 700°C, ils se forment des couronnes siliceuses autour des grains de quartz. A partir de 500°C les amphiboles et pyroxènes prennent progressivement un aspect plus sombre, si bien qu'à partir de 700°C un aspect trouble, lié à un début de fusion avec formation des couronnes réactionnelles au tour des grains, s'installe. A partir de 900°C les amphiboles et pyroxènes prennent un aspect de rouille (rougeâtre) lié à une accumulation du fer après la déshydratation totale de l'eau et leur association aux cristaux de quartz et feldspath recristallisés.

Il ressort de ces observations et de cette analyse que les roches dures, riches en amphiboles ou pyroxènes (ferromagnésiens), résistent aux hautes températures grâce à leurs températures de fusion élevées au départ. C'est le cas des basaltes. Par contre les roches dures riches en quartz et feldspath ne résistent pas aux hautes températures à cause de leur faible degré de fusion.

Il est par conséquent conseillé de construire avec des roches sombres, ou des granulats issus des roches sombres, telles que les basaltes ou des gneiss aux amphiboles.

## **Conclusion générale**

Cette thèse, constituée de trois chapitres a traité essentiellement deux problèmes de la mécanique des roches à savoir :

- le comportement mécanique des roches dures soumises aux contraintes thermiques et mécaniques ;
- la redistribution des contraintes et déformations autour d'une excavation souterraine, ouverte dans un massif anisotrope.

Dans le premier chapitre, consacré à la revue de la littérature, la synthèse des observations et des études expérimentales concernant l'effet des contraintes mécaniques et des hautes températures sur les roches, a révélé que l'évolution des propriétés mécaniques et physiques est fortement liée à l'évolution de la microstructure, au départ de l'eau et aux réactions de déshydratations.

Toutefois, il convient de souligner que ces études n'ont pas été menées sur tous les types de roches. Les roches ont des propriétés différentes, comme par exemple l'orientation cristallographique, la texture, le caractère des joints de grains, la porosité, la taille des grains etc. Cette composition va affecter leur comportement mécanique lorsqu'elles sont soumises aux effets thermiques et aux contraintes mécaniques. Par conséquent, l'extrapolation des résultats d'un type de roche à l'autre, nécessite des recherches plus approfondies.

On a pu remarquer que la température pouvait engendrer dans les roches des phénomènes antinomiques comme la densification et la fissuration. C'est la raison pour laquelle différentes tendances ont pu être observées concernant l'évolution des propriétés physiques et mécaniques des roches.

Dans le deuxième chapitre, un spécimen de roche dure soumis à l'action simultanée du feu ISO834 et d'un chargement mécanique uni-axiale a été dans un premier temps modélisé. L'équation aux dérivées partielles du second ordre obtenue et régissant la dynamique du système a été résolue numériquement en utilisant la méthode des différences finies centrées. Par la suite le protocole expérimental utilisé pour la réalisation des essais de compression, de traction et la mesure de porosité sur un échantillon de gneiss d'Eloumden a été décrit.

Dans un deuxième temps, un bloc de roche autour d'une excavation souterraine, soumis aux seules contraintes in situ a été aussi modélisé.

Pour le faire on a fait usage du code CAST 3M, basé sur la méthode des éléments finis pour l'analyse de la redistribution des contraintes et déformations autour de l'excavation.

Le troisième chapitre, qui est celui des résultats a été consacré premièrement à l'étude expérimentale et numérique des spécimens de roches soumises à l'action du feu ISO et d'un chargement mécanique. Pour l'analyse numérique deux types de roches ont été considérés : le granite et le grès, au comportement mécanique linéaire et non linéaire respectivement.

Trois modes de sollicitations ont été considérés : le spécimen soumis uniquement au chargement mécanique, le spécimen soumis uniquement au feu ISO834 et le cas où spécimen est soumis au feu ISO834 et au chargement mécanique.

Pour les spécimens de roches soumises uniquement au feu ISO834, on a observé que, comparativement au spécimen non chauffé, l'amplitude des contraintes internes décroît avec l'augmentation de la température. Au dessus de 500°C, ces contraintes internes tendent à s'annuler, témoignant ainsi d'une baisse significative du module de rigidité et de la résistance à la compression. Ce résultat montre que le feu seul (les hautes températures) réduit considérablement les performances mécaniques des roches et par conséquent réduit l'effort mécanique nécessaire pour la fragmentation de celles-ci.

Pour les spécimens de roches soumises au chargement mécanique uniquement, l'amplitude des contraintes internes augmente globalement avec la force appliquée, jusqu'au point de rupture.

Pour les spécimens de granite et de grès soumis au feu ISO834 puis au chargement mécanique, l'amplitude des contraintes internes décroît avec l'augmentation de la température, témoignant une fois de plus l'influence du feu sur les propriétés mécaniques de la roche. Pour le spécimen de grès présentant une non-linéarité matérielle, l'influence du paramètre quadratique de non linéarité sur les contraintes internes est négligeable.

Les résultats expérimentaux des essais mécaniques réalisés sur le Gneiss d'Eloumden montrent également une baisse des résistances à la compression et des résistances à la traction avec l'augmentation de la température. Les résultats des mesures de la porosité du Gneiss ont montré une augmentation de celle-ci avec la température.

Une analyse microscopique des échantillons de gneiss chauffés a montré également un changement de la microstructure et de la composition minéralogique du gneiss.

Ces résultats numériques et expérimentaux ont montré tous comment le feu réduit les performances mécaniques des roches dures et par conséquent réduit l'énergie mécanique nécessaire pour fragmenter celles-ci. De plus, les résultats ont révélé qu'au delà de 600°C, la rigidité des roches dures baisse d'au moins 50%.

La deuxième partie des résultats a été consacrée à l'analyse de la redistribution des contraintes et déformations autour des excavations souterraines. L'analyse a été faite par le biais du code CAST 3M basé sur la méthode des éléments finis. Les paramètres considérés ont été la forme de l'excavation, le coefficient de pression latérale et l'anisotropie du massif. Il ressort de l'analyse de la redistribution des contraintes et déformations, que plusieurs facteurs peuvent influencer le comportement mécanique des roches autour de l'excavation souterraine : l'état des contraintes in situ, la résistance du massif rocheux, l'anisotropie du massif et la géométrie de l'excavation.

Quelle que soit la forme de l'excavation souterraine considérée, les contraintes verticales in situ stabilisent mieux l'excavation que les contraintes latérales in situ. Pour toutes les formes considérées, l'intensité des contraintes et déformations horizontales des roches augmente graduellement avec le coefficient de pression latérale. Les grandes déformations horizontales et verticales observées par endroit autour de l'excavation indiquent les régions les plus instables. Ce résultat permet de positionner et dimensionner les ouvrages de soutènements adéquats (boulonnage, étais métalliques, étauçons, etc.) pour l'excavation.

La forme de l'excavation est également un facteur de stabilité. Les résultats numériques ont montré qu'une forme en anse de panier donne une intensité de redistribution des contraintes et déformations latérales plus faible que les autres formes. On a conclu que la forme en anse de panier offre donc une meilleure stabilité de l'excavation, comparativement aux formes en voute, en trapèze et rectangle. Ce qui permet de comprendre pourquoi cette forme est la plus rencontrée dans les excavations souterraines. Cependant, en considérant les valeurs des contraintes verticales obtenues autour de l'excavation, la forme circulaire semble offrir plus de stabilité, même si celle-ci est rarement adoptée.

L'anisotropie du système influence également la redistribution des contraintes et déformations autour de l'excavation. En effet, pour toutes les formes d'excavations, un massif anisotrope offre plus de stabilité que les massifs isotropes.

### **Perspectives**

Dans ce travail un modèle qui décrit d'abord le comportement mécanique d'un spécimen de roche autour d'une excavation souterraine a été présenté. Ensuite la dynamique d'un spécimen de roche soumis à l'action du feu et d'un chargement mécanique a été modélisée. Ces modèles unidimensionnels ainsi présentés ne tiennent pas compte de la non-linéarité géométrique caractéristique des grandes déformations et de la rupture. Ils ne prennent pas également en compte les phénomènes de transfert de chaleur dans le spécimen.

Il serait donc intéressant, à la suite de ce travail, de considérer un modèle tridimensionnel qui prend en compte les critères de ruptures et les équations de transfert de chaleur des spécimens de roche.

Ce travail s'est consacré uniquement à l'analyse des contraintes autour d'une excavation souterraine soumise aux contraintes in situ. Il sera aussi intéressant par la suite de prendre en compte les facteurs extérieurs tels les incendies généralement rencontrés dans les tunnels.

---

---

## **RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

---

---

- Adam, L.H and Williamson e.d** " *on the compressibility of mineral and rocks at high pressure* ",j.franklin inst, vol195, pp 475-529(1923).
- Akos Torok and Monika Hajpal**, *Effect of temperature changes on the mineralogy and physical properties of Sandstone. A laboratory study*, Restoration of Building and Monuments, Bauinstandsetzen und Baudenkmalpflege, Vol.11, N° 4,1-8 (2005).
- Bazant Z.P. and M.F. Kaplan** "Concrete at high temperature: Material properties and mathematical models"", Longman Group Limited, London, 196 pages, (1996).
- Bernhart, D.** "The Effect of Support Conditions on the Fire Resistance of a Reinforced Concrete Beam",Fire Engineering Research Report 04/5, August.(2004).
- Berry, P., Crea, G., Martino, D., Ribacchi, R.** "the influence of fabric on the deformability of anisotropic rocks",. Proc. 3rd int. Cong. Isrm, denver, vol. 2. Part a, pp. 105 110 (1974).
- Bieniawski, Z.T.** "mechanism of brittle fracture of rock", part i, ii et iii,.Int. J. Rock Mech. Min. Sci., vol. 4, pp. 395- 430 (1967).
- Brace, W. F.** "Relation of elastic properties of rocks to fabric",J. Geophys. Res., vol. 70, no. 22, pp. 5657-5667(1965).
- Brace, W.F.; Paulding, B.W. et Scholz, C.** "dilatancy in the fracture of crystalline rocks";J. Geophys. Res., vol. 71, pp. 3939-3953(1966).
- Bruno Ansel et Vanessa Py** "Abattage par le feu, technique Minière ancestrale" ; Dossier Archéo page 22 (juillet 2008).
- Chaki S., Takarli, M., Agbodjan W.P.** "Influence of thermal damage on physical properties of a granite rock: porosity, permeability and ultrasonic wave evolutions". Constr Build Mater 22:1456-61(2008).
- Chen D. and Dollimore, D.** "Kinetic analysis of the calcium hydroxide formed in the hydration of pure C3S and with the addition of Ca (NO<sub>3</sub>)<sub>2</sub>, Journal of Thermal Analysis and Calorimetry, 44 (5), 1001-1011(1995).
- Chou, P.C. And Pagano, Nj** "Elasticity: tensor, dynamic and engineering approaches",.d over publication int, New York, 290 p (1992).
- Craggs, J.W.**"on the propagation of crack in a elastic-brittle material",. Mech. Phys. Solids, vol.8, pp 66-65(1960).
- Demelza H. J.,** "Thermal expansion of MgSiO<sub>3</sub> and FeSiO<sub>3</sub> ortho-and clinopyroxenes, design of concrete structures-materials, structures and modelling", State-of-art report,(1997).



- Fenner C.N.**, *"The stability relations of the silica minerals"*, Amer Jour Sci, 4th, 36 Freeman Company, San Francisco, 630 pages ( 1959).
- Géraud Y. Mazerolle F, Raynaud S.** *Comparison between connected and overall porosity of thermally stressed granites.* J struct Geol;14(8/9):981-90 (1992)
- Gomez G. Gonzaga, M.H. Leite, R Corthesy,** *Determination of anisotropic deformability parameters from a single standard rock specimen;* International Journal of Rock Mechanic and Mining science, 45, 1420-1438(2008)
- Hearmon, R.F.C.** *"an introduction to applied anisotropic elasticity"*,.oxford university press, London, 136 p (1961).
- Hettema M.H.H, De Pater C.J.,** *"The poromechanical behaviour of Felsler sandstone: stress - and temperature - dependent"*, Eurock 98,
- Heuze F.** *High – temperature mechanical, physical and thermal properties of granitic Rocks-* A review. Int J Rock Mech Min Sci; 20:3-10(1983).
- Hoek, et Bieniawsski,** *"Brittle fracture propagation in rock compression"*,.Massachusetts institute of technology (1965).
- Homand-Etienne F.,** *"Comportement mécanique des roches en fonction de la température"*, Sciences de la terre, Série «Mémoires», 261 pages, n°46, (1986).
- Hong T., Kempka, T., Neng-Xiong, X., Ziegler, M.** *"Physical Properties of Sandstones after high temperature treatment"*, Rock Mech Rock Eng 45:1113–1117(2012).
- Houpert R., Homand F.,** *Comportement mécanique des roches en fonction de la température,* Revue Française de Géotechnique, Vol. 28, pp. 41-47, (1989)
- Inserra, C., Biway, S. and Youqing C.** *Nonlinear Ultrasonic Characterization of Thermally Damaged Westerly Granite,* Jpn J Appl Phys 48(2009).
- Jouenne C.A.** *Traité de céramiques et matériaux minéraux,* Septima, 657p, Paris,
- Keshavarz, M., F.L., Pellet, and Loret, B.** *Damage and changes in Mechanical Properties of a Gabbro thermally loaded up to 1000°C,* Pure Appl. Geophys. 167(1511-1523),(2010),.
- Lekhnitskii, S.G.** *Theory of elasticity an isotropic body"*,.Holden day inc. Serres in mathematical physics, San Francisco (1963).
- Love, A.E.H** *"a treatise on the mathematical theory of elasticity"*. Dover publications inc; new york, 643 p (1944)
- Masri, J.F.Shao, M. Sibai.,** *Etude de l'effet de la haute température sur le comportement anisotrope de l'Argile de Tournemire,* 19<sup>e</sup> Congrès Français de Mécanique(2009).

- Ménendez .B, David C, Darot M.** *A study of a crack network in thermally and mechanically cracked granite samples using confocal scanning laser microscopy.* Phys Chem Earth(A); 24(47):627-32 (1999)
- Ndoukouo A.N., Noubissie, A., Wafo, P.** *On the dynamics of fire exposed steel beam under mechanical load.* J Constr Steel Res 67:1864-1871.(2011).
- Nubissie, A., Ndoukouo, N. A., Wofo, P.** *Dynamical Behavior of a wooden beam under mechanical loading and fire.* Mater Design (2010).
- Paterson, M.S.** *"experimental rock deformation-the brittle eld"*, .sprinler verlag, new york 254 p (1978).
- Pickering, D.J.** *"anisotropic elastic parameters for soils"*,. Géotechnique, vol.20 no.3, pp. 271-276 (1978).
- Qiu-hu R, Wang Z , Xie H, Xie Q.** *Experimental study of mechanical properties of sandstone at high temperature.*J Cent South Univ Technol. s1-0478-06, (2007).
- Rao, Q., Wang, Z., XIE, H., and Xie, Q;** *Experimental study of mechanical properties of sandstone at high temperature,* J Cent South Univ Technol. s1-0478-06 (2007),.
- Rijaniaina Niry,** *Influence de la composition chimique et minéralogique des granulats sur leur comportement à températures élevées, colloque « performance du béton soumis à haute température(2012).*
- Saiang C., Miskovsky, K.** *Effect of heat on the mechanical properties of selected rock types – a laboratory study.* Harmonising Rock Eng Environment(2012),
- Shmonov V.M., Vitovtova V.M., Zarubina I.V.,** *"Permeability of rocks at elevated temperatures and pressures dans Fluids in the crust,* Chapman et Hall, (1994)
- Somerton, W.H.** *"Thermal properties and temperature-related behavior of rock/fluids system"*. Elsevier, Amsterdam, pp 22.29,187(1992),
- Sosna K.** *Laboratory determination of the mechanical properties of granite rock.* Geotech Eng: New Horizon. pp. 306-311(2012).
- Takarli M, Agbodjan WP, Siddique R.** *Damage in granite under heating/cooling cycles and waterfreeze–thaw condition.* Int J Rock Mech Min Sci; 45:1164-1175(2007).
- Takarli M, Agbodjan WP.** *Temperature effects on physical properties and mechanical behavior of Granite: Experimental investigation of material damage.* J ASTM Int (JAI); 5: Issue 3, 10.1520/JAI100464(2008).

- Van den Kerkhof, A. M., Touret, J. L. R., Maijer, C. and Jansen, J. B. H.,** , *Retrograde methane-dominated fluid inclusions from high-temperature granulites of Rogaland, southwestern Norway*. Geochim. Cosmochim. Acta, 55, 2533 - 2544(1991)
- Voegele M.D., Brace W.F.,** *Measurement of permeability at elevated stresses and temperatures dans Measurement of rock properties at elevated pressures and temperatures*, Ed. Pincus et Hoskins, ASTM STP 869, (1985).
- Deer W.A., R.A. Howie, J. Zussman,** *An introduction to the rock-forming minerals*
- Walsh, J.B. et Brace, W.F.** "elasticity of rock : a review of some recent theoretical studies., Rock mech. Eng. Geol., vol. 4, pp. 283-297(1966).
- Weisgerber, Willies,** *The use of fire in prehistoric and ancien mining: fire setting*, Paleorient, Vol.26/2 page 131-146(2001).
- Wu G., Wang, Y., Swift G., and Chen. J.** "*Laboratory Investigation of the Effects of Temperature on the Mechanical Properties of Sandstone*" , Geotech Geol Eng DOI 10.1007/s10706-013-9614-x. . (2013).
- Xiao L X, Feng G.** "*Experimental study on the strength and deformation quality of granite with effect of high temperature*". App Mech Mater; 226-228:1275-1278. (2012).
- Yavuz H, Demirdag S, Caran S.** "*Thermal effect on the physical properties of carbonate rocks*". Int J Rock Mech Min Sci; 47:94-103.(2010).
- Zhang, L., Mao, X., and Lu** "*An Experimental study on the mechanical properties of rocks at high temperature*", Science in China Series E: Technological Sciences. (2009).
- Zhang. ZZ, Gao F, Xu Xiao-L.** "*Experimental study of temperature effect of mechanical properties of granite*". Rock Soil Mech 2011; 32:N°8.

**Mémoires ou thèses:**

**Arnaud Dizier** "*Caractérisation des effets de température dans la zone endommagée autour de tunnels de stockage de déchets nucléaires dans des roches argileuses*" Thèse de PhD, septembre, Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquées, département ARGENCO (2011).

**Boursas Farid** "*Analyse du comportement des structures sous influence du feu*" ; Magistère, Université Mentouri Constantine, Faculté des Sciences de l'Ingénieur, Alger(2010).

**Gustavo Gomes Gonzaga** "*Développement d'une loi de comportement pour les roches élastiques transversales et isotropes non linéaires*", thèse de PhD génie minéral, département de génie civil, géologique et des mines, école polytechnique de Montréal (2004)

**Hager, G.** "*Comportement à haute température des bétons à haute performance - évolution des principales propriétés mécaniques*", PhD Thesis, Polytechnic School of Cracovie (2004).

**Jean Pierre Basque** "*Méthode numérique d'analyse des contraintes pour les matériaux anisotropes non linéaire*", mémoire de maîtrise; département de génie minéral, civil et de mine, école polytechnique de Montréal (2000).

**Maxime Lion** "*Influence de la température sur le comportement poromécanique ou hydraulique d'une roche carbonatée et d'un mortier*", Thèse de doctorat de l'Université des sciences et technologies de Lille, (2004).

**Menou, A.** "*Etude du comportement thermomécanique des bétons à haute température : Approche multi-échelles de l'endommagement thermique*", Thèse de doctorat, Université de Pau et des Pays de l'Adour, (2004).

**Meyer-Ottens C.,** "*The question of spalling of concrete structural elements under fire loading*" , PhD Thesis, Technical University of Braunschweig, Germany, (1972).

**Seputro J** "*Effect of Support Conditions on Steel Beams Exposed to Fire*", Master Thesis in Fire Engineering, School of Engineering, University of Canterbury, New Zealand, (2001).

**Toumi, Belkacem** "*Etude de l'influence des hautes Températures sur le comportement des bétons*, Université Mentouri Constantine, Alger, Thèse de PhD (2010).

**Tran the Truyen** "*Contribution à l'étude du comportement mécanique et hydromécanique du béton*", Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquées, Thèse, PhD (2009).

**Zhi Xing** "*Influence de la nature minéralogique des granulats sur leur comportement et celui du béton à haute température*", Université Cergy Pontoise, Thèse de PhD (2011).

**Livre :**

**Cécile Poursac**, *Techniques d'exploitation du Haut Moyen Age*, L'Actualité Poitou-Charentes – N° 45

**Comité Français de Mécanique des Roches**, *Manuel de mécanique des roches, Tome 1 : fondements*, Presses de l'Ecole des Mines de Paris, (2000).

**Dmitriyev A. P, L. S. Kuzyayev, Yu. I. Protasov, and V. S. Yamshchikov**, *Physical properties of rocks at high temperatures*, NASA, Nedra Press Moscow) (1972).

**Fei. Y.**, *Mineral Physics and Crystallography*, A Handbook of Physical Constants, 1995

**ISRM "Rock characterization testing and monitoring, ". Isrm suggested methods**, ed. E. Brown, Pergamon press, oxford, 212 p (1981).

---

---

**LISTE DES PUBLICATIONS DE LA THÈSE**

---

---

- **Articles on line**

- a) **L. L. Ngueyep Mambou**, J. Ndop, and J. M. B. Ndjaka, *Theoretical investigations of mechanical properties of sandstone rock specimen at high temperatures*, ISSN 1062-7391, Journal of Mining Science, Springer, 2014, vol. 50, no. 1, pp. 69–80, DOI: 10.1134/S1062739114010116.
- b) **MAMBOU NGUEYEP Luc Leroy**, NDOP Joseph, NDJAKA Jean Marie Bienvenu, *Modeling and numerical analysis of granite Rock specimen under mechanic load and fire*, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2014 Elsevier, DOI 10.106 (j.jrmge.2014.07.007)
- c) **MAMBOU NGUEYEP Luc Leroy**, NDOP Joseph, NDJAKA Jean Marie Bienvenu, *Redistribution and magnitude of stresses around horse shoe and circular excavations opened in anisotropic rock*. International Journal of Mining Science and Technology, Elsevier, July 2015, Volume 25, Issue 4, Page 615-621.

- **Articles accepted for publication:**

- a) **MAMBOU NGUEYEP Luc Leroy**, NDOP Joseph, NDJAKA Jean Marie Bienvenu, *Numerical analysis of stresses and strain redistribution around the tunnel: influence of transverse isotropic behavior of granitic rock, the in situ stress and the shape of tunnel*, Journal of Mining Science, Springer, May, 2015