

Année 1999

THESE

pour obtenir le grade de
DOCTEUR DE L'UNIVERSITE LILLE I

Discipline : Génie-Civil
présentée et soutenue publiquement
par

Marc QUIERTANT

date de soutenance prévue : le 4 février 1999

Tirage provisoire

Titre :

**ETUDE DES CONTRAINTES IN SITU :
INFLUENCES DES COMPORTEMENTS ANELASTIQUES
ET APPLICATION DE LA METHODE INVERSE**



Directeur de thèse : J.F. SHAO

JURY

M^{me} Françoise HOMAND,
M. Jean Pierre HENRY,
M. Gérard VOUILLE,
M. Nasser HOTEIT,
M. Pierre-Yves HICHER,
M. Maurice BOUTECA,
M. Jian-Fu SHAO,

Professeur, ENSG Nancy
Professeur, Ecole des Mines d'Alès
Professeur, Ecole des Mines de Paris
Docteur, ANDRA
Professeur, Ecole Centrale de Nantes
Docteur, IFP
Professeur, Université Lille I

Rapporteur
Rapporteur
Rapporteur
Examineur
Examineur
Examineur
Examineur

TABLE DES MATIERES

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE PORTANT SUR LES CONTRAINTES.....	0-7
SUR LA NOTION DE CONTRAINTE EN MECANIQUE DES ROCHES.....	0-8
<i>Mise en garde</i>	0-8
<i>Classification des contraintes dans le massif rocheux</i>	0-8
SUR LA CONNAISSANCE DE L'ETAT DE CONTRAINTES <i>IN SITU</i>	0-10
<i>Les raisons de l'étude des contraintes naturelles</i>	0-10
<i>Cartographie des contraintes naturelles de part le monde</i>	0-12
PRESENTATION DES TECHNIQUES EXPERIMENTALES D'ESTIMATION DES CONTRAINTES <i>IN SITU</i>	0-14
<i>Méthodes empiriques d'estimation des contraintes</i>	0-14
<i>Méthodes de mesure directe des contraintes</i>	0-15
<i>Techniques d'analyse des carottes</i>	0-16
<i>Techniques de relâchement local des contraintes</i>	0-18
<i>Généralités sur la mesure des contraintes et motivation de la présente étude</i>	0-19
MODELISATION DU SURCAROTTAGE.....	1-20
DESCRIPTION DE LA TECHNIQUE DE SURCAROTTAGE UTILISANT LA CELLULE C.S.I.R.	1-21
<i>Présentation de la mesure par surcarottage</i>	1-21
<i>Description et fonctionnement de la cellule C.S.I.R.</i>	1-22
SIMULATION NUMERIQUE DU SURCAROTTAGE.....	1-24
<i>Modélisation par Eléments Finis</i>	1-24
<i>Validation de la procédure</i>	1-28
ETUDE ET MODELISATION DU COMPORTEMENT ANELASTIQUE DE CERTAINES ROCHES.....	2-29
QUELQUES PRECISIONS TERMINOLOGIQUES.....	2-30
PRISE EN COMPTE DU COMPORTEMENT PLASTIQUE.....	2-32
<i>De la roche</i>	2-32
... <i>à la modélisation</i>	2-34
DEVELOPPEMENT D'UN MODELE ELASTOPLASTIQUE COUPLE A L'ENDOMMAGEMENT ET DESTINE AUX ROCHES ARGILEUSES.....	2-37
<i>Présentation de la roche</i>	2-37
<i>Formulation thermodynamique d'un modèle rhéologique couplant plasticité et endommagement</i>	2-39
ANALYSE DE L'INFLUENCE DU COMPORTEMENT RHEOLOGIQUE SUR LES MESURES PAR SURCAROTTAGE :.....	3-55
PRESENTATION DU PROBLEME ET DU CONTEXTE DE L'ETUDE.....	3-56
QUELQUES RESULTATS DU PROBLEME DIRECT.....	3-57
ANALYSE DES RESULTATS DU PROBLEME DIRECT.....	3-60
<i>Analyse des résultats pour le cas de contraintes initiales hydrostatiques</i>	3-60
<i>Analyse des résultats pour le cas de contraintes initiales non hydrostatiques</i>	3-65
CONCLUSION DU PRESENT CHAPITRE.....	3-71
APPLICATION DES METHODES INVERSES A LA MESURE DE CONTRAINTES....	4-72
APPROCHE THEORIQUE.....	4-73
<i>Positionnement du problème</i>	4-73
<i>Définition de la solution optimale d'un problème inverse</i>	4-74
<i>Approche statistique</i>	4-75
RESOLUTION NUMERIQUE.....	4-77
<i>Méthode de résolution</i>	4-77
<i>Présentation du code de calcul MIDAS</i>	4-82
VALIDATION NUMERIQUE.....	4-84
ANALYSE DE L'INFLUENCE DU COMPORTEMENT RHEOLOGIQUE SUR LES RESULTATS D'UNE INVERSION.....	4-86
<i>Methodologie et résultats de la comparaison "numérique"</i>	4-86

<i>Quelques remarques sur les résultats de l'inversion</i>	4-88
CONCLUSION DU PRESENT CHAPITRE	4-88
EXEMPLES D'APPLICATIONS ::.....	5-91
INTERPRETATION DES RESULTATS D'UNE CAMPAGNE DE MESURE (ANDRA).....	5-92
<i>Caractéristiques géométriques du problème étudié</i>	5-93
<i>Résultats numériques</i>	5-95
<i>Conclusion de l'étude ANDRA</i>	5-97
VALIDATION EXPERIMENTALE DU PROCESSUS D'INVERSION.....	5-98
<i>Principe de la simulation expérimentale du surcarottage</i>	5-98
<i>Dispositif expérimental</i>	5-100
<i>Caractérisation mécanique du calcaire d'Anstrude</i>	5-102
<i>Résultats de l'interprétation des déformations enregistrées lors de la simulation expérimentale du surcarottage</i>	5-107
CONCLUSION	6-110

INTRODUCTION

Dans la plupart des applications souterraines de la mécanique des roches (génie civil, minier ou pétrolier), l'étude de la stabilité des ouvrages nécessite la maîtrise de deux groupes de données fondamentales. Le premier concerne les lois de comportement décrivant les réponses mécaniques du matériau rocheux soumis à des sollicitations variées (thermique, hydraulique, mécanique et physico-chimique). Le second groupe englobe l'ensemble des données caractérisant les conditions régnant au sein du milieu rocheux (conditions *in situ*). Parmi celles-ci se trouve une donnée essentielles, qui est l'état de contraintes naturelles.

Depuis une vingtaine d'années, de nombreux travaux ont été menés sur l'étude expérimentale et la modélisation du comportement mécanique et du couplage des phénomènes des géomatériaux. On peut ainsi dire qu'une certaine maîtrise, ou tout au moins une certaine démarche claire, a été développée dans ce domaine. En revanche, la collecte d'informations précises sur les conditions présentes *in situ*, reste bien souvent délicate. Notamment, la détermination des contraintes naturelles pose encore de nombreux problèmes et reste un sujet de recherche actuel comme en témoigne le nombre important de publications récentes qui y sont consacrés.

Après une rapide synthèse bibliographique concernant les contraintes *in situ* et les diverses méthodes de détermination au chapitre I, nous porterons notre attention sur une famille de méthodes de détermination des contrainte naturelles largement utilisées, ce sont les méthodes dites de mesure par surcarottage. Plus particulièrement, nous nous intéresserons aux méthodes d'interprétation associée à cette technique pour l'estimation des contraintes naturelles à partir des mesures *in situ*. On montrera notamment la faiblesse des méthodes d'interprétation classiques, basées sur l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire, tout en mettant en évidence la nécessité de tenir compte des comportements anélastiques des formations rocheuses.

Afin justement de pouvoir étudier finement les conséquences du comportement rhéologique du matériau dans l'interprétation des contraintes naturelles, un outil numérique est d'abord mis en œuvre dans le chapitre II. Il consiste en fait à développer une procédure de simulation numérique des étapes opératoires incluses dans la technique du surcarottage, dans le cadre d'utilisation du code de calcul par éléments finis CESAR L.C.P.C.. Dans le cas d'un matériau élastique linéaire, la validité de la procédure numérique est testée par comparaison entre les solutions numériques et analytique de Kirsch (1898).

Comme nous l'avons souligné plus haut, la plupart des matériaux rocheux présentent un comportement anélastique. Le chapitre III portera donc sur l'étude de quelques comportements

types des roches. En se basant sur les études antérieures, deux types de comportement représentatif seront considérés, le comportement élastoplastique et le comportement élastoplastique couplé à l'endommagement par microfissuration. Pour le premier cas, un modèle de comportement existant sera adapté à une roche spécifique étudiée (marne à hydrobies). Pour le deuxième cas, un nouveau modèle sera formulé, dans le cadre de la thermodynamique et en utilisant les données expérimentales obtenue sur une roche argileuse. Les hypothèses retenues dans la formulation du modèle seront discutées. Pour les deux modèles, les paramètres matériels seront identifiés et des comparaisons entre les simulations et les données expérimentales seront présentées.

En poursuivant l'objectif fixé, le chapitre IV sera consacré à l'étude des problèmes dits directs. Ils consistent à étudier les influences du comportement du matériau sur les mesures des déformations obtenues, en comparant les résultats issus des deux modèles anélastiques précédents et la théorie d'élasticité linéaire. Un nombre conséquent d'états de contraintes naturelles seront considérés. Les résultats de ces simulations, comparés aux solutions fournies par l'élasticité démontrent une forte influence du comportement anélastique sur les mesures du surcarottage, du moins pour certains états de contrainte initiaux.

Le chapitre V portera sur l'élaboration d'une technique générale d'estimation des contraintes naturelles dans les milieux au comportement anélastique. Pour cela nous proposons une adaptation des techniques de résolution des problèmes inverses, à l'interprétation des déformations expérimentales mesurées lors du surcarottage. Cette approche probabiliste permet de tenir compte du comportement mécanique complexe du matériau et de profiter de la richesse du caractère surabondant des données expérimentales lors d'une campagne de mesure *in situ*. La technique dite d'inversion générale, consiste alors à chercher l'état de contraintes le plus probable par rapport aux déformations mesurées expérimentalement. Cette technique est mise en oeuvre par le développement d'un module de calcul spécifique nommé MIDAS (Méthode d'Inversion Destinée aux Structures). La méthode d'inversion sera ensuite validée sur des tests numériques, en exploitant les résultats de diverses simulations du surcarottage.

Enfin, dans le chapitre VI nous proposons deux applications de notre méthode d'interprétation. La première concerne une campagne de mesures par surcarottage dans une formation marne à hydrobies (Bigarre et Camus 1993) menée par l'ANDRA (Agence Nationale pour la gestion des Déchets Radioactifs). La seconde consiste en un test original de validation expérimentale au laboratoire, mené à l'aide de la presse triaxiale vraie de Lille.

Pour terminer, l'ensemble des travaux et des résultats présentés dans ce manuscrit, fera l'objet d'une conclusion générale avant de tracer quelques perspectives à la présente étude.

**I. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE PORTANT SUR LES CONTRAINTES
IN SITU ET REVUE SOMMAIRE DE QUELQUES TECHNIQUES
EXPERIMENTALES DE DETERMINATION**



I.1 Sur la notion de contrainte en mécanique des roches

I.1.a Mise en garde

Le concept de contrainte, subie par une masse rocheuse, est habituellement étudié dans le contexte de la mécanique des milieux continus. Celle-ci est alors décrite en chaque point (au sens mathématique de ce terme) par un tenseur cartésien de second ordre. Ce type de description, bien que fournissant un formidable outil de modélisation, doit être utilisé pour les roches avec précaution, car il ne procure, quelque soit l'échelle utilisée, qu'une grandeur fictive ayant peu de rapport avec la réalité "matérielle". En effet, au niveau microscopique (à l'échelle du grain) la roche se présente comme un riche assemblage de différents composants (les minéraux) aux répartitions et aux formes géométriques complexes (quartz, feldspaths, opale, cristobalite ...), formant ainsi un matériau fortement hétérogène où la contrainte variant en chaque point, de manière discontinue parfois, est impossible à déterminer localement. Sa valeur au sens de la M.M.C. n'a alors que la signification d'une moyenne effectuée sur le V.E.R. (Volume Élémentaire Représentatif).

Au niveau du massif, ce sont d'autres hétérogénéités telles que des joints ou des cavités qui font fortement varier le champs de contrainte. Et donc, là encore, une mesure locale (fournie pour un volume représentatif et supposée exacte) ne peut permettre de révéler l'état de contrainte du massif. Seule une série de mesures utilisée de manière statistique permet d'appréhender l'intensité de la contrainte présente dans ce massif. La notion de contrainte peut alors être étendue à l'échelle du massif si plusieurs mesures dans ce nouveau volume de définition sont comparables entre elles. On parle alors d'homogénéité de l'état de contrainte (notion de milieu continu équivalent). Pourtant, dans la suite de ce document, l'utilisation de la notion de contrainte est reliée (comme elle l'est en M.M.C.) à une valeur représentative de celle présente dans le V.E.R. mais sera aussi considérée comme représentative de la contrainte active dans le massif rocheux (ici traité comme un milieu homogène). Le lecteur devra donc toujours garder à l'esprit les remarques précédentes.

I.1.b Classification des contraintes dans le massif rocheux

On partage habituellement l'état actuel de contrainte d'un massif rocheux en une première partie dite de "contraintes naturelles" et une seconde qualifiée de "contraintes induites". La contrainte naturelle (ou contrainte *in situ* ou bien encore contrainte initiale) est définie comme

étant celle présente avant toute perturbation. A l'opposé donc, la contrainte induite est celle créée par ces mêmes perturbations, généralement imputée aux travaux de l'homme (creusements, chargements mécaniques divers, hydraulique ou thermique) ou alors aux récents changements naturels (assèchement ou au contraire forte augmentation de l'humidité, consolidation pour les sols, etc.). Le massif rocheux ayant subi plusieurs cycles de chargement (physico-chimiques, thermiques et mécaniques), les contraintes naturelles apparaissent comme le produit de cette histoire complexe du matériaux. Afin de familiariser le lecteur à la terminologie habituellement utilisée dans la littérature, nous proposons dans le présent paragraphe une courte étude bibliographique concernant ces problèmes de syntaxe ainsi qu'une définition simple du vocabulaire qui sera par la suite utilisé dans cet ouvrage .

De nombreux auteurs ont proposé diverses classifications des contraintes *in situ*. Voight (1966) partage celles-ci en deux groupes : les contraintes gravitationnelles (dues au poids du massif) et les contraintes tectoniques. Il divise de plus ces dernières en une partie "actuelle" et une partie "résiduelle". Obert (1968) voit quant à lui dans la contrainte naturelle, une composante "externe" comprenant contrainte gravitationnelle et contrainte tectonique, et une composante "interne" formée des contraintes résiduelles. Les contraintes externes sont aussi nommées dans la littérature, contraintes régionales (Fairhurst 1967).

En se basant sur les récents travaux de différents auteurs (Bielenstein et Barron 1971, Hyett, Dyke et Hudson 1986 ainsi que Price et Cosgrove 1990), Amadei et Stephanson (1997) proposent un très clair récapitulatif de l'état de l'art pour ces problèmes de terminologie, que nous reproduisons sur la figure I-1. Néanmoins, si une telle classification semble nécessaire pour comprendre les divers phénomènes provoquant un état de contraintes actuel, pour la suite du travail que propose ce rapport, il n'est utile que de discerner les contraintes d'origine naturelles et celles induites. Pour cela, nous retiendrons la définition proposée par Bielenstein et Barron (1971) :

"La contrainte induite est celle créée par l'homme, par ajout ou suppression de matière. Elle se combine à la contrainte naturelle qui existait avant l'excavation ... " (traduit de l'anglais).

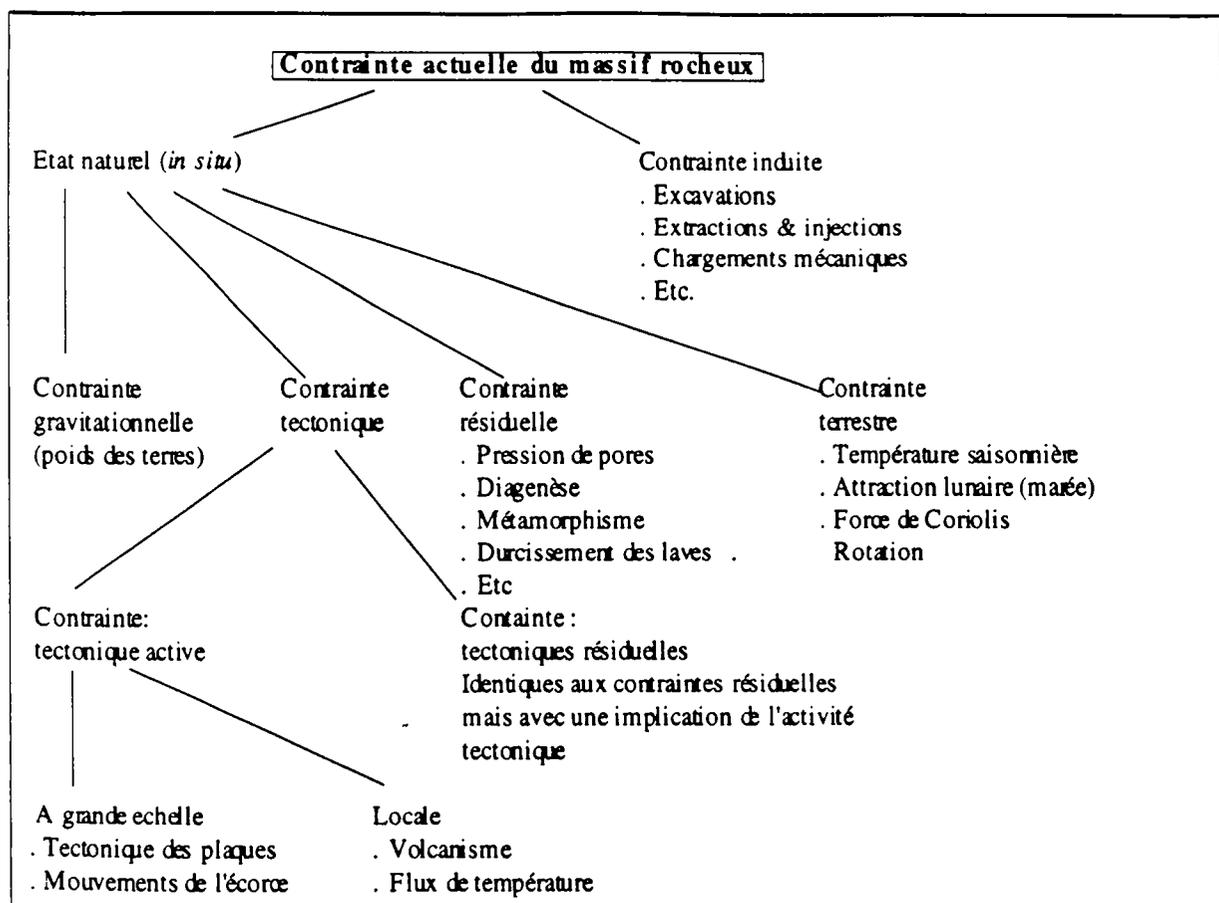


Fig. I-1. Terminologie sur le concept d'état de contrainte dans un massif rocheux (d'après Amadei et Stephanson 1997).

I.2 Sur la connaissance de l'état de contraintes *in situ*

I.2.a Les raisons de l'étude des contraintes naturelles

Pourquoi la connaissance de l'état de contraintes *in situ* est-elle si importante dans le génie civil (ouvrage souterrains et montagneux), en génie minier et pétrolier, en géologie et géophysique ?

Pour ces deux dernières disciplines, l'étude des contraintes dans les massifs rocheux apporte de nombreuses informations sur des domaines aussi variés que l'orogénèse (formation des chaînes de montagnes), la prédiction des tremblements de terre, la tectonique des plaques, la néotectonique (tectonique développée à l'ère quaternaire) ou encore la vulcanologie.

En génie civil, minier ou pétrolier, le rôle des contraintes naturelles est prépondérant. En effet, l'état de contraintes initial de la roche est un des facteurs décisifs de la stabilité de l'édifice souterrain, car il va contrôler la distribution et l'amplitude de la contrainte autour de l'ouvrage. La présence de l'excavation peut ainsi créer des zones de concentration de contrainte où la

résistance de la roche est dépassée, ou alors des zones de sollicitation de la roche en traction, qui la aussi peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage en ouvrant des fissures existantes, où en en créant de nouvelles. Un exemple de tels phénomènes nous est donné par Gale et Blackwood (1987), qui décrivent comment, en Australie dans la région sud du bassin houiller de Sydney, des cassures sont apparues au toit et au mur des voies lors du creusement. Cependant, même lorsqu'elle ne provoque pas l'apparition et/ou la propagation de fissures, l'émergence d'importantes contraintes, importantes vis à vis de la résistance du massif encaissant, peut amener un endommagement diffus sur les parois de l'excavation (en contact avec la roche), ou sur la roche elle-même (micro dégradation de la structure de la roche). Il se produit alors un vieillissement prématuré de l'ouvrage, dû à l'augmentation de la porosité des roches présentes autour de l'ouvrage, et de l'ouvrage lui-même, et donc à la multiplication des interactions mécaniques et physicochimiques entre la roche et l'eau, puis à l'interface roche/béton (phénomènes d'infiltration), et enfin entre le béton et l'eau. Dans le cadre du stockage souterrain de matériaux dits "sensibles" (polluants, radioactifs, ...), de tels scénarii doivent impérativement être évités pour prévenir la contamination des zones voisines au stockage. Consciente de ces problèmes, la commission américaine aux affaires nucléaires (US Nuclear Regulatory Commission (10CFR60) spécifie que les contraintes naturelles doivent être mesurées avant et durant la construction de l'entrepôt souterrain (Kim 1986). Notons qu'en France l'ANDRA (Agence Nationale pour la gestion des Déchets RadioActifs) déploie elle aussi de considérables efforts pour connaître précisément l'état de contrainte des formations rocheuses pressenties pour le stockage (cf. par exemple : Baroudi et al. 1991, Bigarre et Camus 1993 ainsi que Giraud et Shao 1996). La méthode originale que nous proposons dans ce travail de thèse, et qui fera l'objet d'une présentation ultérieure dans ce manuscrit, a notamment été mise en oeuvre sur les résultats d'une campagne de mesure *in situ* menée par cette agence (Quiertant et Shao 1996).

Pour augmenter la durée de vie, et assurer la stabilité de son futur ouvrage, et en prévoir le coût de construction, l'ingénieur a besoin de connaître avec le maximum de précision l'amplitude et la direction des contraintes présentes sur le site choisi. En effet, ces données sont nécessaires aux divers calculs prédictifs. Elles déterminent notamment les caractéristiques du renforcement et du soutènement à mettre en oeuvre pour assurer la stabilité. De plus, dans le cas où la géométrie de l'ouvrage n'est pas imposée, il est possible d'en accroître la stabilité en modifiant ses formes (élancement, dimension ...) et son orientation par rapport aux contraintes initiales (cf. par exemple Al Heid et al. 1994). Nous ne désirons pas ici faire une large présentation de ces techniques actuellement en grand essor. Voici néanmoins les grandes lignes de ce que l'on nomme dans la littérature anglaise "the harmonic hole concept" :

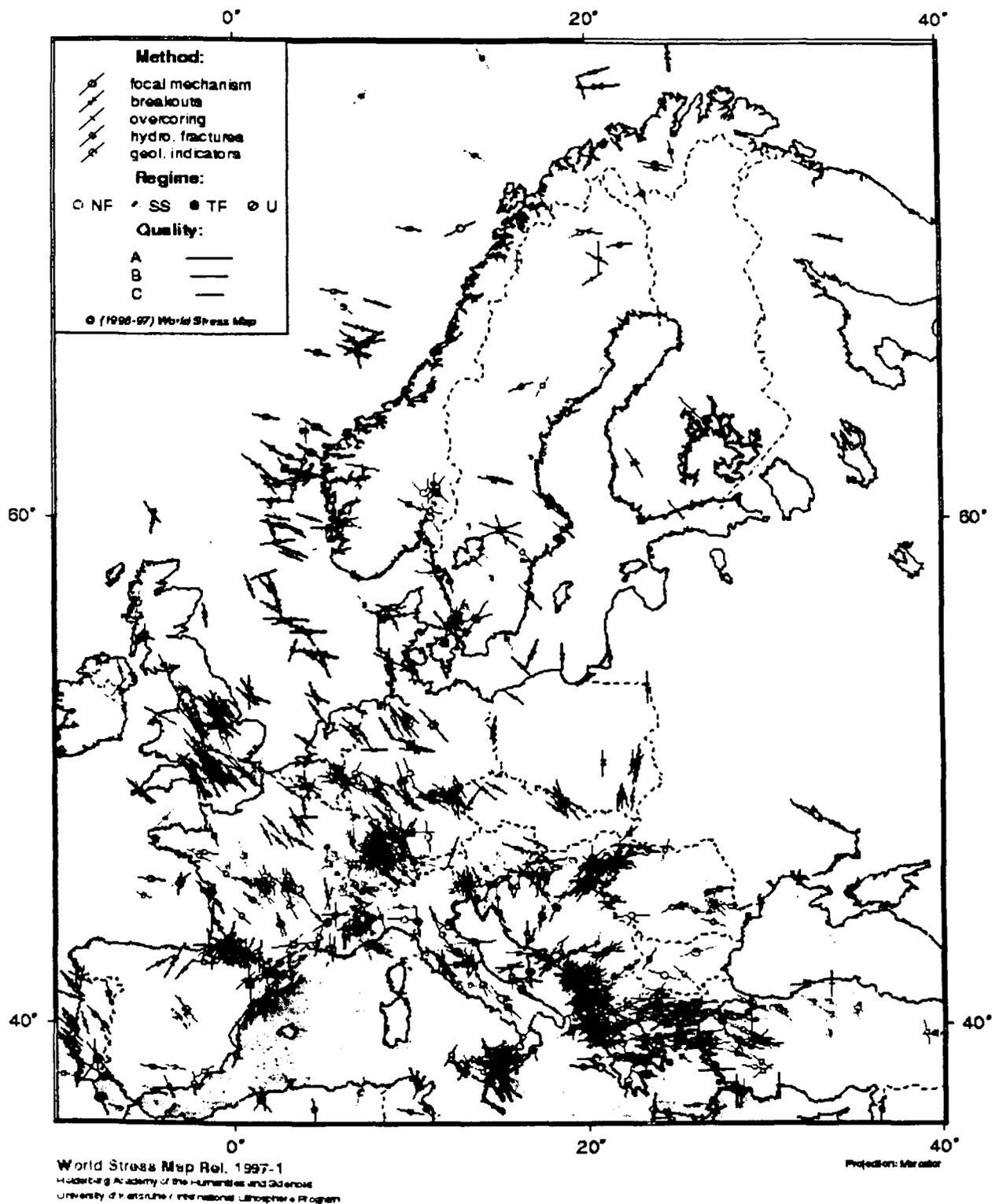
- L'ingénieur se doit de minimiser les effets de concentration de contraintes lors du creusement d'un tunnel (contrainte induite) et donc de créer un champs de contraintes aussi uniforme que possible. Il doit de même éviter l'apparition de zones de traction. Par exemple, une excavation circulaire convient parfaitement à un champs de contrainte hydrostatique, alors

qu'un tunnel horizontal à grand élanement est plus adapté à un massif dont les contraintes horizontales sont plus importantes que la contrainte verticale (nous faisons ici référence aux contraintes principales).

L'existence d'importantes contraintes, lorsqu'elles sont connues et estimées avec précision, peut aussi être une caractéristique recherchée pour l'installation d'édifices souterrains. Par exemple, la construction, pour les jeux de Lillehammer, du bâtiment de 61 m de large, de 91 m de long et de 24 m de haut, situé à faible profondeur (de 40 à 100 m) abritant la patinoire olympique de hockey, fut réalisable non seulement grâce aux bonnes caractéristiques géologiques du terrain, mais aussi grâce à la présence de fortes contraintes horizontales (4-5 MPa) assurant la stabilité du bâtiment. De même, les propriétés mécaniques des massifs rocheux situés en profondeur et/ou soumis à de fortes pressions naturelles peuvent être intéressantes pour l'ingénieur. En effet, bien souvent la rigidité et la résistance des roches présente est accrue, alors que leur perméabilité décroît (diminution des risques de diffusion des polluants, stockage des gaz Enever 1993, ...).

I.2.b Cartographie des contraintes naturelles de part le monde

En général, les problèmes de stabilité interviennent là où préexistent de fortes contraintes. Tout naturellement, chacun pense aux forages très profonds (pétroliers par exemple) soumis à de fortes sollicitations verticales. De tels problèmes peuvent aussi apparaître pour des excavations menées dans les formations montagneuses ou pour des travaux souterrains peu profonds (0-200m) où siègent d'importantes contraintes verticales. Citons, par exemple, les études menées dans le sud de l'Ontario (Adams et Bell 1991, Lo 1978 ainsi que Lo et Morton 1976), en Suède (Carlson et Olson 1982) et en Australie (Enever et al. 1990). Pour tenter de comprendre de tels phénomènes, et pour fournir à l'ingénieur une connaissance *a priori* de l'état de contrainte des zones d'accueil de ses travaux souterrains, de larges études ont été menées de part le monde. La plus vaste, connue sous le nom de "World Stress Map Project" fournit à ce jour la plus complète documentation sur la répartition des contraintes dans les couches supérieures de l'écorce terrestre (lithosphère). Ce gigantesque travail, portant sur des milliers de mesures, a permis la création de cartes décrivant la distribution de contrainte en chaque région du monde. Il apparaît alors que ces distributions concordent avec la localisation des plaques lithosphériques et sont directement influencées par leur tectonique. De plus, le W.S.M.P. a confirmé la présence majoritaire de contrainte de compression dans les couches souterraines (associées à des failles de chevauchement ou des failles combinant chevauchement et décrochement, cf. Annexe 1), alors que les régions situées en altitude peuvent être plus souvent sollicitées en extension (failles normales ou normales à décrochement). Nous proposons sur la figure I-2 un exemple des résultats obtenus pour l'Europe.



Légende : NF, NS, SS, TS, TF : voir annexe 1
 Qualité des mesures (degrés de confiance sur l'orientation) :
 A: de 10° à 15° d'incertitude, B: de 15° à 20°, C autour de 25°

Fig. I-2 - Carte européenne des contraintes naturelles.
 (Extrait du site internet de l'Académie des Sciences et Sciences Humaines de Heideberg
<http://www-gpi.physik.uni-karlsruhe.de>)

I.3 Présentation des techniques expérimentales d'estimation des contraintes *in situ*

Comme nous l'avons vu précédemment, la connaissance de l'état de contrainte *in situ* est indispensable dans les applications rencontrées en mécanique des roches. Afin de déterminer ces contraintes naturelles, de nombreuses méthodes expérimentales ont été mises au point. La description et la comparaison de ces différentes techniques a fait l'objet de multiples publications dans la littérature spécialisée. Nous citerons, à titre indicatif, les articles de Leeman (1964), Voight (1966), Fairhurst (1967), Obert et Duval (1967), Mac Garr et Gay (1978), Goodman (1989), l'excellent ouvrage de Amadei et Stephanson (1997) ainsi que les thèses récentes publiées à Lille par Venet (1991) et Misbahi (1994) puis à Nancy par Fouial (1997) et Nechnech (1998). Nous ne désirons donner, dans ce paragraphe, qu'un rapide aperçu de l'état de l'art en matière de détermination de contrainte. Le lecteur est donc invité à se référer aux travaux cités précédemment pour compléter sa documentation.

I.3.a Méthodes empiriques d'estimation des contraintes

Pour obtenir une estimation des contraintes dans un massif rocheux, le moyen le plus simple, le plus rapide, le moins coûteux et sans conteste le moins précis consiste à employer un certain nombre de formules empiriques dont nous rappelons ici les principes :

- Les contraintes σ_v (contrainte verticale), σ_H (contrainte horizontale majeure) et σ_h (contrainte horizontale mineure) sont supposées contraintes principales.

N.B. : L'expérience a démontré que cette hypothèse reste valable dans un grand nombre de cas, les directions principales ne déviant le plus souvent au maximum que de 30° par rapport aux directions verticales et horizontales (Amadei et Stephanson 1997).

- La contrainte verticale σ_v , constante dans le plan horizontal, est égale au poids par unité de surface des terrains sus-jacents.

N.B. Bien souvent, la masse volumique des roches (γ) varie de 2500 à 3300 Kg/m³. La contrainte verticale doit donc augmenter linéairement avec la profondeur (z) de 0.027 MPa/m (valeur moyenne). Cette grandeur est en accord avec la plupart de celles fournies dans la littérature (cf. Amadei et Stephanson 1997, table 2.2 p. 27).

- Les contraintes σ_H et σ_h , supposées égales, sont proportionnelles à σ_v suivant un coefficient de poussée K (i.e. $\sigma_H = K \sigma_v$). Talobre (1967) a tout d'abord proposé, comme hypothèse de travail de choisir $K=1$. Dans la littérature, un tel état de contrainte hydrostatique où

chaque contrainte est égale à γz est qualifié de "lithostatique". Néanmoins, le plus souvent, le coefficient de poussée est calculé en fonction du coefficient de Poisson (ν) selon:

$$K = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad \text{I-1}$$

soit: $K < 1$

En général, les hypothèses, que nous venons de formuler ci-dessus, ne sont pas vérifiées. Cependant, Erikson et Michalski (1986) ont montré que la contrainte présente dans les dômes de sel* était hydrostatique (hypothèse $K=1$) pour des valeurs inférieures à 2 MPa. Néanmoins pour leur plus grande part, les contraintes mesurées à travers le monde sont anisotropes ($\sigma_v \neq \sigma_H \neq \sigma_h$) et sans rapport avec (I-1). Notons que la majorité des roches possédant un coefficient de Poisson approximativement égal à 0.25, d'après (I.1.), nous obtenons un coefficient de poussée de 1/3 (soit un accroissement de contrainte horizontale de 0.009 MPa/m). Une telle valeur de K est rarement observée, surtout à faible profondeur. Aytomatov (1986) nous apprend, par exemple, que dans 65-70% des cas, la contrainte horizontale est supérieure à σ_v ($K > 1$).

Afin de remédier aux graves imprécisions que peuvent occasionner l'estimation des contraintes par les méthodes précédemment citées, un grand nombre de techniques expérimentales de détermination ont été mises au point. Celles ci sont habituellement classées en deux grandes catégories : les techniques de mesure directe et les techniques de relâchement de contraintes. Nous présentons ici ces deux familles de techniques.

I.3.b Méthodes de mesure directe des contraintes

Les méthodes de mesures directes sont ainsi dénommées, car elles s'attachent à déterminer "directement" la pression appliquée à la roche. Citons :

i) la méthode du **vérin plat** qui consiste à creuser une saignée dans le massif rocheux afin d'y introduire un vérin. On évalue ensuite la pression nécessaire, injectée dans le vérin, pour ramener la roche dans l'état initial, c'est à dire, avant l'ouverture de la saignée. La pression ainsi mesurée est considérée comme étant équivalente à la contrainte subie par le massif, dans la direction normale à la saignée (Revalor 1985).

* Masse essentiellement composée de sel gemme, d'anhydrite, de gypse, formant une sorte de colonne, débouchant ou non à la surface du sol, et qui s'est formée par la montée par gravité de ces roches salines ... (Foucault et Raoult 1980).

ii) la méthode de **fracturation hydraulique** qui profite des discontinuités naturelles ou artificielles du milieu pour mesurer les pressions d'ouverture et de réouverture des fissures lors d'une injection de fluide. Les mesures obtenues par cette méthode, actuellement intensivement utilisée en génie pétrolier, peuvent être dépouillées par les techniques dites de I.S.I.P. (Instantaneous Shut In pressure, cf. Cornet 1986) ou bien de H.T.P.F. (Hydrolic Test on Pre-existing fractures). Pour résumer, indiquons que la première de ces techniques, nécessite un sondage parallèle à l'une des contraintes principales et dont l'ouverture se fait parallèlement à l'axe du sondage, alors que la seconde méthode, apparaissant comme une généralisation de la précédente, ne requière aucune hypothèse sur l'orientation de la fracture. Dans le cas de l'utilisation d'une discontinuité naturelle, l'orientation de celle-ci est repérée soit par prise d'empreinte à l'aide d'un packer d'impression orienté, soit par des méthodes de diagraphies géophysiques.

I.3.c Techniques d'analyse des carottes

Pour ces techniques, on présume que dès sa formation et pendant toute son histoire, la roche a été soumise aux contraintes *in situ*, et que donc, dans cet état naturel la roche est un milieu continu (dans le sens où elle est vierge de microfissures) et isotrope. L'extraction, à la profondeur d'étude désirée, d'un échantillon de roche (la carotte), provoque l'expansion de celui-ci. On suppose de plus que ce déconfinement est responsable de l'endommagement de la carotte. Largement employé par les pétroliers, ce type d'étude se décline en une large gamme de techniques d'observation de l'échantillon. Parmi celles-ci, les plus répandues sont :

i) La méthode **A.S.R.** (Anelastic Strain Recovery) qui consiste à déduire l'amplitude et la direction des contraintes *in situ* à partir de la mesure des déformations de la carotte prélevée (fluage). Elle est basée sur les travaux de Voight (1968) qui fait l'hypothèse d'une proportionnalité entre la déformation élastique instantanée (non mesurable) et la déformation différée (visqueuse) de l'échantillon*. La contrainte est alors déduite de la somme de ces deux déformations, représentant la déformation totale due au déconfinement, à l'aide d'une loi de comportement appropriée au matériau. De plus, l'existence d'une population dominante de microfissures (quelquefois complétée par des macrofissures) identiquement orientées représente un indicateur de la direction de la contrainte principale majeure (perpendiculaire à cette population).

* Le comportement visqueux de la roche permet d'obtenir un relâchement de l'échantillon malgré les quelques heures nécessaires à son extraction du puits et son instrumentation. La stabilisation totale de l'échantillon est, dans la plus part des cas, observée 40h après son carottage (Holtzer 1998).

ii) L'**étude par émission acoustique** dont le principe est d'imposer à l'échantillon relaxé une nouvelle "re"-compression, uniaxiale ou triaxiale (cf. par exemple Holcomb 1993). Les microfissures ouvertes lors du déconfinement se referment alors en produisant des émissions acoustiques enregistrées par des capteurs. Lorsqu'un certain niveau de contrainte est atteint, les microfissures reprennent brusquement leur propagation, ce phénomène est alors lié d'une manière complexe (Kurita et Fuji 1979) à une forte augmentation de l'émission acoustique. Ce phénomène, appelé l'effet Kaiser a été observé pour la première fois sur les roches par Goodman (1963). On relie alors la contrainte expérimentale génératrice de l'effet Kaiser à celle présente initialement, soit en la supposant simplement égale à la contrainte naturelle orientée suivant l'axe de l'échantillon, ou alors par l'emploi de formules plus complexes permettant d'estimer l'ensemble des composantes du tenseur de contraintes naturelles (cf. par exemple Michihiro et al. 1985).

iii) La méthode **D.S.C.A.** (Differential Strain Curves Analysis) qui examine les courbes contrainte/déformation obtenues après sollicitation en compression hydrostatique de l'échantillon (généralement cubique). Le dépouillement des mesures de chaque jauge de déformation se fait, là encore, sous l'hypothèse d'un endommagement de la carotte essentiellement dû à son déconfinement. Sur chaque courbe, la première phase de compression provoque une forte déformation du fait de la fermeture des microfissures. Ensuite, la déformation évoluant plus faiblement (fermeture des microfissures), on en conclut que la contrainte imposée à l'échantillon est égale à celle présente *in situ* dans la direction de la jauge concernée. Une description plus complète de cette technique est fournie dans Simmons Siegfried et Feves (1974) ou Hamamdjian et Charlez (1990).

iv) Les méthodes dites **D.W.V.A.** (Differential Wave Velocity Analysis) et **A.V.A.** (Acoustic Velocity Anisotropy), qui basées sur la même idée, mesurent les vitesses de propagation d'ondes dans l'échantillon soumis à une pression hydrostatique. La technique D.W.V.A. consiste à augmenter cette pression jusqu'à obtenir une vitesse d'onde égale dans toutes les directions. La contrainte appliquée, ayant refermé les microfissures est donc présumée équivalente à la contrainte *in situ*. Dans la seconde technique, la différence de vitesse d'onde dans chaque direction est supposée proportionnelle à l'anisotropie de l'échantillon, elle-même représentative de la géométrie des populations de microfissures. On relie alors, par différentes techniques, cette configuration de l'endommagement aux contraintes naturelles (se reporter, par exemple à Fjaer Holt et Raaen 1989).

I.3.d Techniques de relâchement local des contraintes

Les techniques de relâchement de contrainte consistent à isoler intégralement, ou partiellement, une partie de la roche du champs de contrainte régnant autour de celle-ci. L'observation des déformations (ou déplacements) induites par cette perturbation permet alors, sous certaines hypothèses (par exemple : isotropie, homogénéité, comportement élastique, ...) de déduire la contrainte initiale du massif. Notons que pour de telles méthodes, l'expression "mesure de contrainte", n'est plus adaptée, puisque les quantités mesurées correspondent à des déformations (ou déplacements), les contraintes étant ensuite déduites à partir de ces mesures. Bien qu'il s'agisse d'un abus de langage, celui ci étant très largement répandu et admis dans la littérature, nous continuerons dans ce manuscrit à nous référer à de tels techniques comme à des techniques de "mesure de contrainte". Parmi ces différentes techniques nous trouvons :

i) les techniques dites de **souscarottage**, telle que celle proposée par Duval (1974) ou Kaiser et Wiles (1995). Ces techniques imposent de placer des plots (Duval) ou de positionner des cellules de mesure (de déplacement ou de déformation) dans des trous (Kaiser et Wiles) situés autour de l'emplacement choisi pour le trou central (de rayon plus important). On enregistre alors les déplacements des plots, ou les mesures des cellules, après excavation de ce trou central. Ces données permettent alors, après calcul (en supposant un comportement élastique du massif) de déduire l'état de contrainte initial.

ii) les techniques de **surcarottage** en fond ou en paroi de forage (cf. Baroudi & Revalor 1994 ainsi que Leeman 1964). La première (méthode du Doorstopper) consiste à positionner une rosette formée de trois jauges d'extensiométrie sur le fond plat du forage, alors que la seconde impose d'y introduire une cellule de mesure enregistrant, en paroi, les déformations (cellule U.S.B.M.) ou les déplacements (cellule de type C.S.I.R.O.). On réalise alors une libération locale des contraintes de la partie du massif située autour du système de mesure choisi (rosette ou cellule). Les informations enregistrées (déformations ou déplacements) sont alors interprétées en appliquant une loi de comportement adéquate, souvent celle associée à l'élasticité linéaire dans les méthodes classiques d'interprétation.

Une explication plus détaillée de la technique de mesure par surcarottage est proposée dans le chapitre suivant, ainsi qu'une présentation de la cellule développée par le C.S.I.R. (Council for Scientific and Industrial Research, Afrique du sud) avec laquelle nous nous proposons de réaliser nos essais. Signalons que les caractéristiques de cette cellule sont proches de celle créée par le C.S.I.R.O. (Commonwealth Scientific and Industrial Research Organisation), dont une description précise est fournie dans Baroudi et Revalor (1994). Les spécificités de la cellule biaxiale B.D.G. (Borehole Deformation Gage) du U.S.B.M. (United States Bureau of Mines) sont quant à elle fournies par Merrill (1967). Notons de plus, qu'un nombre croissant de cellules, inspirées des deux précédentes, existe, possédant chacune leurs particularités; le lecteur pourra compléter son information en particulier sur les cellules

D.B.D.G. (Deep Borehole Deformation Gage) dans l'article de Thompson (1990), la cellule L6 dans celui de Kovari, Amstad et Grob (1972) ou encore sur la cellule développée en France par le CERCHAR (Centre d'Etude et de Recherches des CHARbonnages de France) dans Helal et Schwartzmann (1983) ou sur la cellule de Liège (Bonnechere 1971 Buyle-bodin 1980).

I.3.e Généralités sur la mesure des contraintes et motivation de la présente étude

La comparaison des méthodes d'estimations de contrainte obtenues par différentes techniques sur les mêmes sites ont montré une bonne concordance, du moins tant que ces mesures ont été suffisamment répétées pour fournir un résultat représentatif et que le comportement des roches est resté (linéaire) élastique (Amadei et Stephansson 1997). Malheureusement, bien souvent, la détermination des contraintes est basée sur un certain nombre d'hypothèses simplificatrices qui ne correspondent pas aux conditions réelles (milieu homogène, isotrope, linéaire élastique, pas d'influence de l'eau ni de la température ..). Amadei et Stephansson estiment que dans les meilleures conditions expérimentales possibles, l'erreur sur les mesures de contrainte est de l'ordre de 10 % à 20 % (orientation et valeur). Dans les pires conditions (comportement complexe de la roche et mauvaises conditions expérimentales), il est difficile d'évaluer une marge d'incertitude.

Comme nous venons de le signaler, deux phénomènes bien distincts conditionnent la qualité des mesures *in situ*. Le premier concerne les erreurs dues à l'incertitude qui entache toute mesure expérimentale. Pour les techniques qui nous intéressent, la qualité des collages de jauges (présence de bulles d'air ...), des surfaces de collage (qui doivent être plane et non endommagées), du calibrage des divers appareils de mesure (pression, déformation ou déplacement) ainsi que le rôle de la température et de la présence de fluides (liquides ou gaz), sont autant d'éléments qui peuvent gravement perturber les résultats expérimentaux. En général, la mise en oeuvre est d'autant plus délicate que la profondeur d'investigation est grande.

La seconde source d'erreur, relative à l'interprétation des données expérimentales, concerne les hypothèses émises sur le comportement de la roche. En effet, dans les méthodes classiques d'interprétation des mesures obtenues avec les techniques de relâchement, ces mesures (déplacement ou contraintes) sont supposées résulter d'une réponse élastique, linéaire et isotrope du matériau. Ce type d'hypothèse semble fortement discutable lorsqu'on étudie des roches qui, dans leur grande majorité, peuvent présenter des comportements complexes. C'est pourquoi, nous nous intéressons donc dans ce document à l'étude de l'influence du comportement rhéologique sur les données récoltées *in situ* lors de la mise en oeuvre de l'une de ces techniques de relâchement, la technique du surcarottage. De plus, une méthode originale d'estimation des contraintes, basée sur l'interprétation des mesures de surcarottage et tenant compte du comportement rhéologique de la roche sera proposée.

II. MODELISATION DU SURCAROTTAGE



II.1 Description de la technique de surcarottage utilisant la cellule C.S.I.R.

Lors du précédent chapitre, nous avons succinctement décrit les différentes méthodes de détermination de contrainte in situ les plus courantes. Parmi celles-ci, la technique du surcarottage utilisant une cellule C.S.I.R. nous est apparu comme particulièrement intéressante. Ce choix a été principalement motivé par l'expérience acquise dans la technique du surcarottage par les laboratoires de mécanique de Lille (L.M.L.) et de Nancy (LABoratoire Environnement, Géomécanique et Ouvrages) lors de la thèse de Misbahi (1994), du stage de Dopane (1990 au CERCHAR) et des séminaires de formation assurés à Nancy par Choquet (1994) ainsi que Baroudi et Revalor (1994). Ce procédé est de plus employé par l'ANDRA (Agence Nationale pour la gestion des Déchets RAdioactifs), organisme impliqué dans de nombreuses collaborations avec ces deux laboratoires. Enfin, dans un but de validation, des essais en laboratoire simulant la technique de mesure expérimentale ayant été envisagés (cf. Chap. IV), les mesures par fracturation hydraulique (impliquant d'importants volume de roche) ne purent être retenues. Néanmoins, la méthode d'interprétation des données que nous proposons par la suite est totalement applicable à l'ensemble des techniques expérimentales de mesure.

II.1.a Présentation de la mesure par surcarottage

La technique de surcarottage consiste tout d'abord à mesurer les déformations (dans le cas de l'utilisation de la cellule C.S.I.R. ou C.S.I.R.O.) provoquées par la libération locale des contraintes qui s'exercent sur le site de mesure. Pour cela, un premier forage est effectué à la profondeur de mesure désirée (Fig. II.1.a.), puis le creusement est poursuivi par un second forage d'une longueur approximative de 1m, concentrique au premier mais de diamètre plus faible (Fig. II.1.b.). La cellule de mesure, comprenant douze jauges de déformation est alors introduite à l'intérieur du dernier forage (Fig. II.1.c.). Après collage (habituellement à l'époxy), les jauges et le massif deviennent solidaires. Un surcarottage de gros diamètre est enfin effectué (Fig. II.1.d.): il s'agit d'une saignée cylindrique (de même axe que le sondage) réalisée par un carottier à paroi mince qui délivre de toute contrainte la partie de la roche en contact avec la cellule. Cette détente entraîne des déformations qui sont alors enregistrées par les différentes jauges de la cellule. Ces mesures sont ensuite interprétées, généralement sous l'hypothèse d'un déchargement élastique pour estimer l'état de contrainte initial du massif (solutions de Kirsch 1898, cf. Annexe 2).

Le plus souvent, la méthode est utilisée dans des sondages "courts", c'est à dire mis en oeuvre jusqu'à 30 m environ à partir de la paroi d'un ouvrage. Théoriquement, un essai unique de surcarottage permet d'écrire un système de 12 équations, et donc de déterminer (analytiquement dans le cas de l'élasticité) entièrement le tenseur de contraintes initiales (6 inconnues). Néanmoins, pour minimiser les conséquences d'erreurs expérimentales et pour

obtenir des valeurs représentatives à l'échelle du massif (et non pas une mesure locale), on réalise habituellement des campagnes de plusieurs mesures, les résultats étant alors traités de manière statistique (suppression des valeurs suspectes, utilisation de la méthode des moindres carrés, ...).

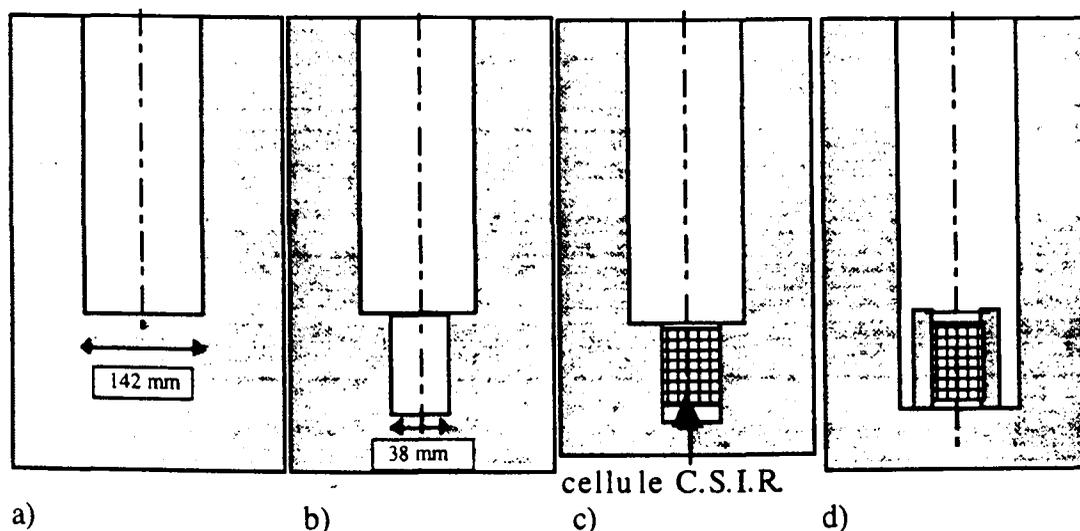


Fig. II.1. : Les différentes étapes du surcarottage

II.1.b Description et fonctionnement de la cellule C.S.I.R.

Cette cellule, développée en Afrique du Sud par le Council for Scientific and Industrial Research (Leeman et Hayes 1966) s'apparente à la cellule C.S.I.R.O. (Australie) et est de type inclusion creuse. Elle est qualifiée de déformable dans la mesure où son module de déformation est très petit devant celui de la roche. Elle est formée d'un corps de cellule cylindrique creux (Fig. II.2.), entourant un piston central, et possède 12 jauges réparties en 3 rosettes (Fig. II.3.). Ces rosettes sont elles même placées au sommet de 3 petits pistons affleurant à la surface du corps de cellule (Fig. II.3.c et II.3.d). La colle est appliquée manuellement sur chaque rosette. Une fois la cellule mise en place dans un sondage de 38 mm, une pression de l'ordre de 900 KPa actionne le piston central qui déplace vers l'extérieur les pistons contenant les rosettes. Ces dernières viennent ainsi au contact des parois latérales du trou, permettant de mesurer les déformations occasionnées par le relâchement artificiel des contraintes (surcarottage).

La longueur des jauges (10 mm), ainsi que leur largeur (2,5 mm), permet d'assurer des mesures correctes jusqu'à une dimension de grains de 4 mm. Sur la version de cellule que nous possédons (dite C.S.I.R. modifiée), la répartition des jauges est la suivante :

- 3 jauges axiales
- 3 jauges tangentielles (ou cylindriques)
- 3 jauges inclinées à 45° par rapport à l'axe du forage
- 3 jauges inclinées à 135° par rapport à l'axe du forage

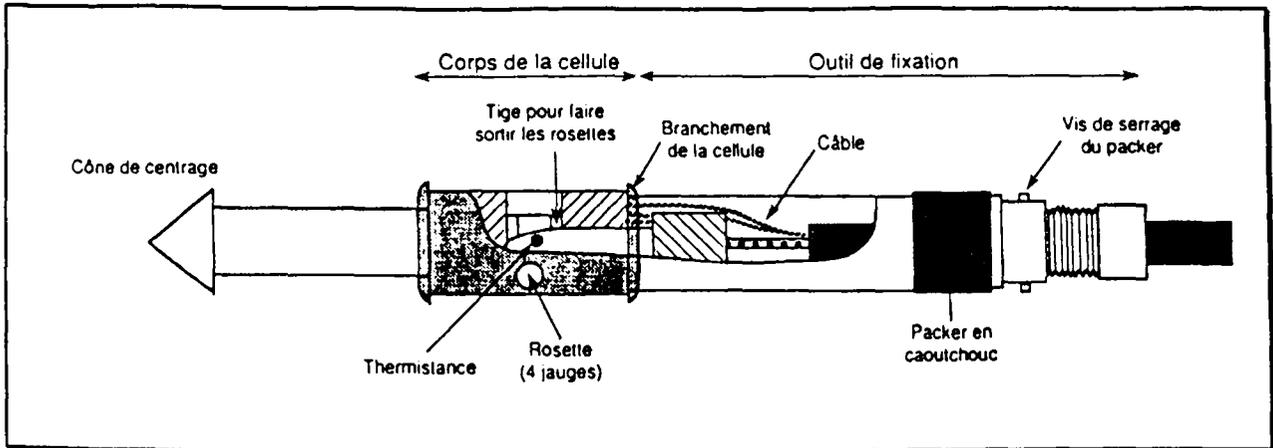


Fig. II.2. Vue schématique de la cellule C.S.I.R. modifiée (d'après Baroudi et Revalor 1994).

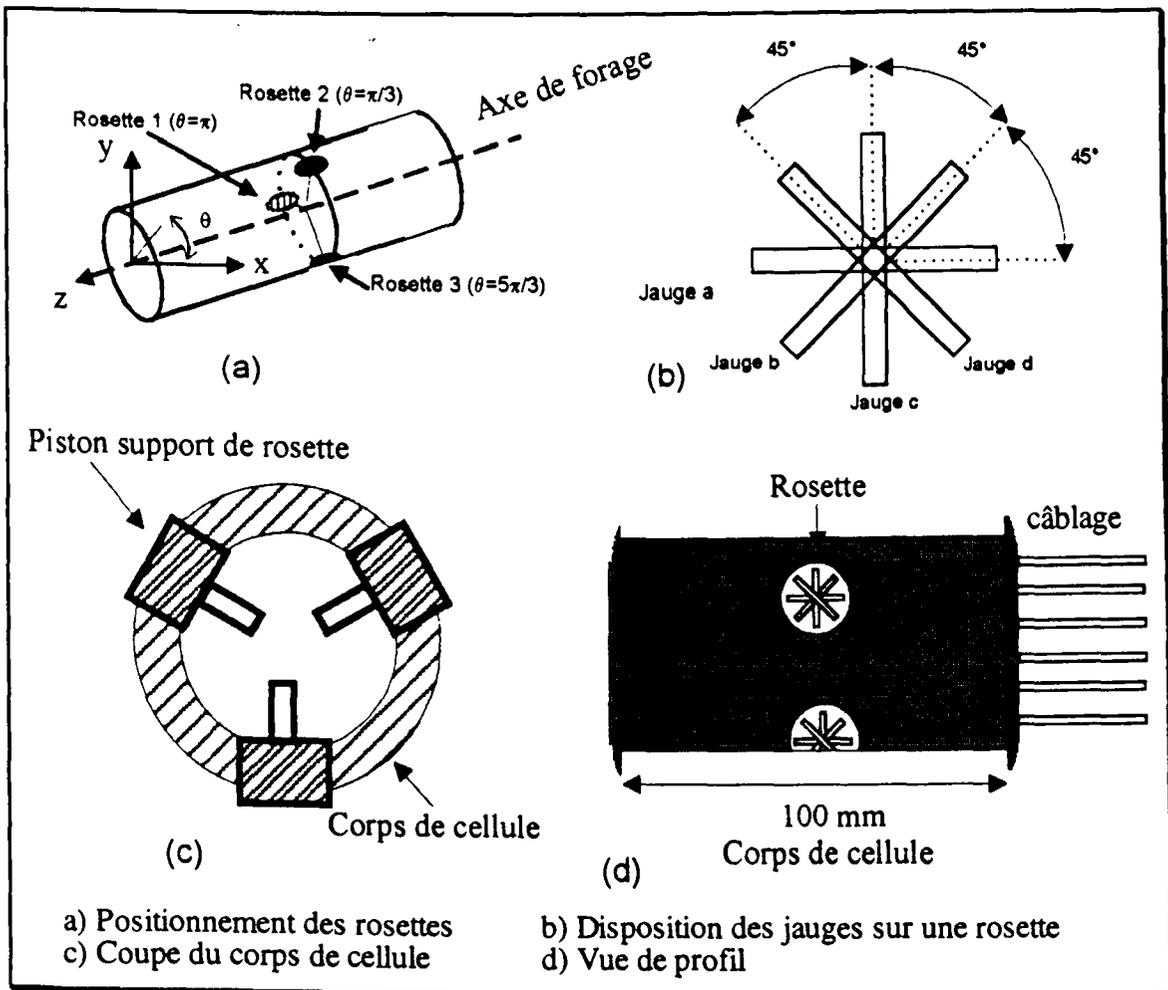


Fig. II.3. Descriptif de la cellule C.S.I.R. modifiée.

II.2 Simulation numérique du surcarottage

Le problème du calcul des déformations engendrées lors d'un déconfinement ne possède pas de solution exacte pour des comportements rhéologiques complexes, il est alors nécessaire d'utiliser un outil numérique pour disposer de solutions fiables. La méthode des éléments finis est retenue dans le présente étude, cependant le choix de la méthode de calcul importe peu et la modélisation par élément finis proposée ici pourrait être remplacée par d'autres types de techniques de résolution (méthode des éléments de frontière, méthodes mixtes, ...) sans aucune conséquence sur le mode d'utilisation ultérieur des résultats.

II.2.a Modélisation par Eléments Finis

La modélisation par éléments finis des ouvrages souterrains en milieux anélastiques est maintenant une pratique largement répandue et maîtrisée, tant sur le point du développement théorique que sur la mise en oeuvre numérique (Zienkiewicz et Taylor 1991, Dhatt et Touzot 1984). De plus, différents codes de calculs sont disponibles sur le marché pour effectuer des calculs courants. Ces codes peuvent être modifiés ou étendus pour des applications spécifiques. Pour l'étude présentée dans ce document, le code CESAR-LCPC est retenu en raison de sa large distribution en France. Par la suite, il n'est pas envisagé de donner une présentation complète de la méthode des éléments finis ni de son application au calcul des ouvrages souterrains ni encore du logiciel CESAR-LCPC. Nous nous limiterons ici à préciser la procédure spécifique utilisée pour la modélisation numérique du problème de surcarottage.

Précisons cependant que la modélisation numérique du surcarottage, telle que nous la décrivons dans les paragraphes suivants est tout à fait classique et semblera même inutile à tout utilisateur coutumier du calcul de structure par éléments finis.

i) Génération du maillage

Le problème étudié est celui d'un domaine initialement en équilibre sous l'effet de contraintes naturelles (Fig. II.4.a.) puis soumis à deux déconfinements successifs sur ses frontières (Fig. II.4.b. & II.4.c.).

Modélisation du surcarottage

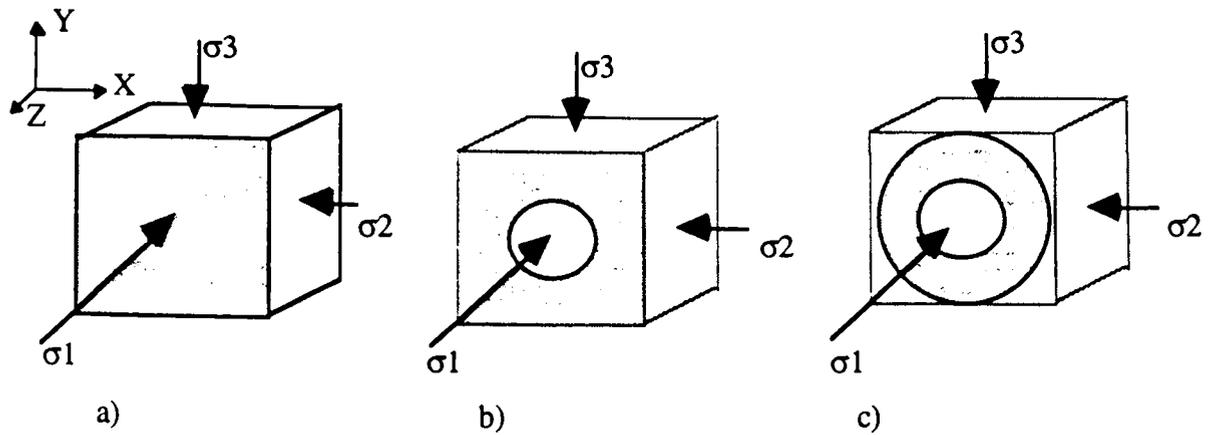


Fig. II.4. Evolution du domaine d'étude (grisé) lors des phases de carottage et de surcarottage.

Pour décrire un tel problème, le maillage utilisé, présenté sur la figure II.5., doit donc tenir compte des spécificités suivantes:

- Division du domaine en deux zones indépendantes (le surcarottage fait en effet disparaître une partie du domaine).
- Existence de forts gradients de déformation en bord d'excavation nécessitant un raffinement du maillage.
- Symétrie des conditions de chargement (dans le cas d'un comportement rhéologique isotrope) et de la géométrie.

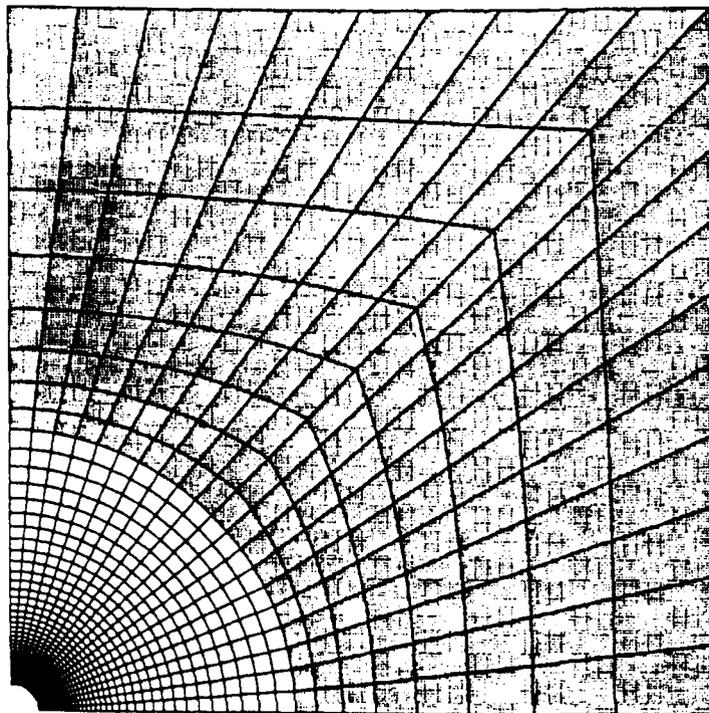


Fig. II.5. Maillage complet (zone surcarottée en gris).

Dans le cadre d'un projet de collaboration entre le L.M.L. et le Laboratoire de Géomécanique de Nancy, coordonné par l'ANDRA, un maillage type a été défini en commun. Celui-ci comprend 1060 éléments (quadrilatères à huit noeuds) formant 3 327 noeuds.

ii) Reproduction des phases de carottage et de surcarottage

D'un point de vue mécanique, la modélisation du creusement consiste à transformer le bord de la zone de formation à excaver en bord libre sur lequel la contrainte radiale est nulle. Dans un calcul par éléments finis (en deux dimensions), à cette opération succède la création de forces de surface telles que l'équilibre avant excavation soit entièrement restauré. La diminution de ces forces de soutènement fictives simule alors l'avancée du front de taille.

Une telle procédure est donc mise en oeuvre pour simuler le carottage, puis le surcarottage après avoir annulé les modules élastiques de la partie retirée (partie grise du maillage).

iii) Enregistrement des mesures

Dans le cadre d'une modélisation bidimensionnelle, seule les déformations orthoradiales (i.e. tangentiels) sont prises en compte. Celles-ci sont mesurées par les jauges installées dans le plan perpendiculaire à l'axe commun aux différents forages. La figure II.6. indique la dénomination ainsi que la position de ces jauges. Nous ferons souvent référence à ces informations dans la suite de ce document.

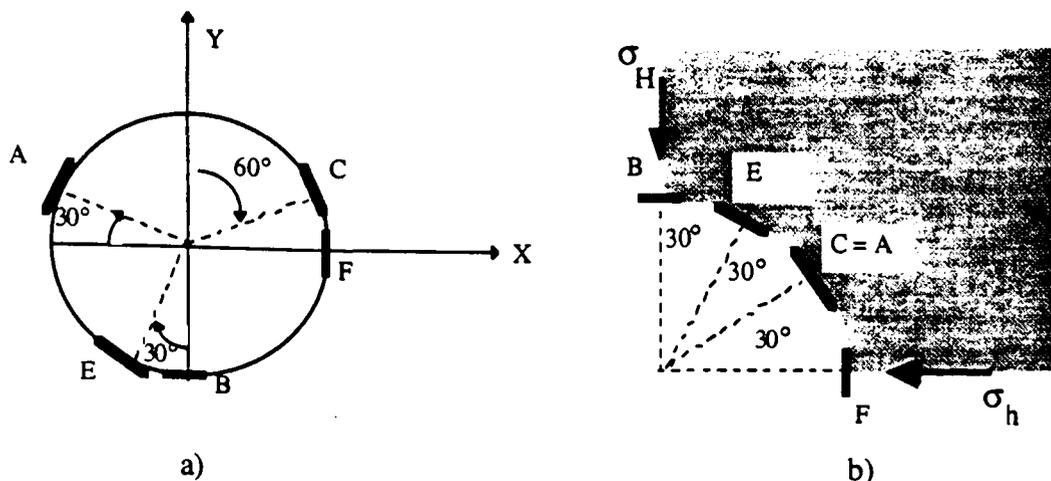


Fig. II.6. Dénomination usuelle et positionnement des jauges (cellule C.S.I.R.).
équivalence entre la configuration *in situ* et le domaine d'étude numérique.

Le progiciel CESAR-LCPC ne fournissant que les valeurs du champ de contrainte et de déplacement, nous l'avons donc complété d'un module indiquant les déformations aux points de Gauss les plus proches des positions des jauges. Bien qu'elles ne soient pas accessibles à l'utilisateur, le code numérique effectue, bien entendu, le calcul des déformations dans le repère cartésien associé à la structure (repère (X, Y, Z) dans la figure II.6.a.). Nous précisons maintenant les étapes simples de la transformation des déformations exprimées dans le repère cartésien, à leur expression dans le repère cylindrique.

- Le repère cylindrique ((R, θ , Z) sur la figure II-7.), retenu pour le calcul des déformations orthoradiales, est obtenu par simple rotation du repère (X, Y, Z) d'un angle θ autour de l'axe du forage. L'intersection de l'axe Z (axe de forage) avec le plan (X, Y) définit le centre du repère cylindrique.

Le calcul du tenseur de déformation dans la base cylindrique se fait d'une manière classique selon l'expression suivante :

$$\bar{\bar{\epsilon}}_{(\bar{e}_r, \bar{e}_\theta, \bar{z})} = P \bar{\bar{\epsilon}}_{(\bar{X}, \bar{Y}, \bar{Z})} P^T$$

où P est la matrice orthogonale dite "de passage", telle que $(\bar{e}_r, \bar{e}_\theta, \bar{z}) = P (\bar{X}, \bar{Y}, \bar{Z})^T$.

En exprimant P en fonction de θ , on obtient pour les déformations orthoradiales :

$$\epsilon_{\theta\theta} = \sin^2(\theta) \epsilon_{XX} + \cos^2(\theta) \epsilon_{YY} - \frac{\sin(2\theta)}{2} \epsilon_{XY}$$

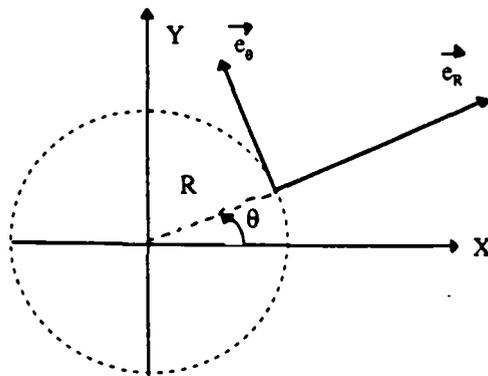


Fig. II.7. Passage du repère cartésien au repère cylindrique.

II.2.b Validation de la procédure

Dans le cas d'un comportement élastique (isotrope et linéaire), il existe des solutions analytiques au problème de concentration de contraintes autour d'une cavité circulaire creusée dans un massif initialement soumis à un état de contrainte homogène (cf. Kirsch 1898 et l'annexe 2). Comparées aux résultats des simulations, ces solutions montrent une bonne concordance (cf. tab. II.1.) validant ainsi le processus numérique.

Notons qu'il est fait ici une comparaison entre les valeurs théoriques des déformations orthoradiales et celles fournies par le code. Cependant, le calcul des déformations orthoradiales se faisant à partir des déformations exprimées dans le repère cartésien, une telle validation est redondante par rapport à la validation effectuée avec les déformations exprimées dans le repère cartésien, elle permet cependant de valider le calcul des déformations orthoradiales.

Tableau II.1. Comparaison des résultats numériques avec les solutions exactes dans le cas d'une jauge (jauge E) placée à 60° par rapport à la contrainte mineure (Direction X).
(Données du problème : $\sigma_H=15$ MPa et $\sigma_h=5$ MPa).

Phase de carottage :

Contraintes (MPa)	Solutions exactes	Solutions numériques	Erreur relative %
σ_{xx}	7,50	7,231	0,04
σ_{yy}	2,50	2,30	0,08
σ_{xy}	-4,33	-4,07	0,06
Déformations (E-04)	Solutions exactes	Solutions numériques	Erreur relative %
ϵ_{xx}	3,57	3,51	0,02
ϵ_{yy}	-6,17	-6,00	0,03
ϵ_{xy}	-2,81	-2,99	0,06
$\epsilon_{\theta\theta}$	3,57	3,72	0,04

Phase de surcarottage :

Contraintes (MPa)	Solutions exactes	Solutions numériques	Erreur relative %
σ_{xx}	0	1,90 E-3	/
σ_{yy}	0	-1,08 E-3	/
σ_{xy}	0	6,04 E-4	/
Déformations (E-05)	Solutions exactes	Solutions numériques	Erreur relative %
ϵ_{xx}	6,50	6,50	0
ϵ_{yy}	-58,50	-58,50	0
ϵ_{xy}	0	-0,006	/
$\epsilon_{\theta\theta}$	-9,75	-9,74	0

III. ETUDE ET MODELISATION DU COMPORTEMENT ANELASTIQUE DE CERTAINES ROCHES



III.1 QUELQUES PRECISIONS TERMINOLOGIQUES

Dans une discipline en plein essor telle que la mécanique des roches, la richesse des sujets d'étude, des outils mis en oeuvre et la diversité d'origines des multiples équipes de recherche (géologues, géophysiciens, mécaniciens du solide, des fluides ou du thermique, spécialistes du génie civil, mathématiciens, numériciens, chimistes ...), font que peuvent apparaître certains malentendus résultant de l'utilisation d'un vocabulaire à la signification mal définie. Nous n'avons pas la prétention de présenter ici une synthèse exhaustive de la terminologie nécessaire à une juste compréhension de la mécanique des roches, nous allons cependant nous efforcer d'apporter, dans les lignes qui suivent, quelques précisions sur le sens que nous avons voulu allouer à certains termes de ce document.

Soumises à des contraintes, les roches se déforment. Or, s'il est possible de récupérer une partie de cette déformation lors du relâchement de contrainte, le retour à l'état initial n'est pas toujours possible car des processus mécaniques irréversibles peuvent être mis en oeuvre. Pour décrire le comportement rhéologique des roches, la littérature spécialisée emploie souvent les termes d'**élasticité**, de **plasticité**, d'**endommagement**, de **microfissuration**, de **fracturation** et de **couplage**. Nous nous proposons de préciser ces notions.

Les roches sont des solides polycristallins hétérogènes. Partant de cette constatation simple il est possible de clarifier le rôle fondamental de la structure dans le comportement mécanique de la roche.

Tout d'abord, au niveau microscopique, on observe que les atomes d'un cristal sont distribués suivant une structure périodique tridimensionnelle. Cette distribution régulière des atomes permet d'expliquer de manière satisfaisante les propriétés élastiques dans le milieu cristallin. En effet, pour de faibles sollicitations, l'équilibre des forces est assuré par la cohésion atomique qui permet des déplacements relatifs faibles et réversibles. A l'échelle supérieure, il est possible de montrer que le comportement **élastique** global du milieu polycristallin résulte du comportement élastique individuel des cristaux.

Les dislocations sont des défauts d'arrangement cristallin à l'échelle atomique. Elles jouent un rôle essentiel dans la déformation **plastique** des cristaux. En effet, lors de la déformation plastique, les liaisons atomiques se cassent une à une. Dans cette propagation diffuse d'une extrémité à l'autre du cristal, un défaut qui bien qu'initialement ponctuel (atome ou impureté en position interstitielle) devient ensuite une ligne de dislocation. Pour les agrégats polycristallins, les joints de grain qui séparent des cristaux d'orientation différente s'opposent à la propagation de ces dislocations. Plus les joints de grains sont nombreux, c'est à dire plus les grains sont fins, plus la résistance à la déformation plastique est importante. Retenons que les mécanismes de multiplication des dislocations et les mécanismes de glissement aux joints de

grain (fluage superplastique) sont, en mécanique des roches, à l'origine des déformations irréversibles que l'on qualifie de déformations plastiques. Toutefois, ces phénomènes sont plutôt observés dans des conditions de hautes températures et/ou de fortes pressions de confinement.

L'hétérogénéité des roches est à la source de la formation et de la propagation des **microfissures**. En effet, sollicités mécaniquement, les différents cristaux réagissent de manière distincte, suivant leur propre complaisance. Il en résulte des concentrations locales de contrainte qui se libèrent soit par déformation plastique, soit par fissuration des joints de faible cohésion, ou soit par propagation du réseau, plus ou moins important, des microfissures initiales (craquelures intracristallines ou microfissures intercristallines). On emploie alors pour cette microdégradation progressive du matériau, le terme d'**endommagement**. La déformation globale de la roche est modifiée par l'ensemble des familles de microfissures. Néanmoins, lors d'un faible chargement, le matériau est sollicité de manière élastique, mais met aussi en jeu des mécanismes d'ouverture (sans propagation) des microfissures, ces mécanismes apparaissent comme un phénomène non dissipatif et réversible (refermeture). La création et/ou la propagation de microfissures sont par contre des phénomènes dissipatifs. Ces phénomènes, dissipatifs ou non, diminuent la résistance globale du matériau mais ne créent pas de déformations résiduelles lorsque les lèvres de microfissures ont la possibilité de glisser l'une sur l'autre de manière réversible. Toutefois, on associe habituellement, par abus de langage, l'endommagement à une dégradation des propriétés élastiques du matériau.

Tel que nous venons de les décrire, les processus d'endommagement et de plasticité semblent être des évolutions dissipatives bien dissociées. Néanmoins, il est possible d'observer une mobilité des dislocations existant au voisinage des microfissures, qui sont entraînées lors de la propagation de ces microfissures. Ce traînage des dislocations par le champ de contrainte induit par la microfissure implique donc une interaction dislocations-fissures. On obtient ainsi un phénomène de **couplage** plasticité-endommagement.

La **fracturation** d'une roche apparaît comme l'assemblage de multiples fissures (formées par la coalescence des *microfissures*). Elle conduit, lors du développement instable d'une fracture, à la ruine du matériau et de la structure rocheuse complète.

Dans ce document, nous ne nous intéresserons plus au phénomène de fracturation, mais par contre les termes de plasticité et d'endommagement seront largement employés. Il est essentiel que le lecteur garde à l'esprit le sens simple (voir simpliste) que nous donnons à ces deux mots. Dans l'approche de modélisation de type phénoménologique que nous avons choisi d'adopter, le terme de plasticité sera utilisé pour décrire tout phénomène dissipatif provoquant des déformations irréversibles alors que l'emploi du mot endommagement aura la signification d'une dégradation des propriétés, et donc des modules, élastiques de la roche.

III.2 PRISE EN COMPTE DU COMPORTEMENT PLASTIQUE

Dans le cadre des nombreuses études géomécaniques menées par l'ANDRA concernant le stockage souterrain de déchets radioactifs, un programme d'essais *in situ* a été réalisé dans une galerie expérimentale des mines de potasse d'Alsace. Ce programme nommé CASAMANCE (CAvité en Site Argilo-marneux, Modélisation et ANalyse du Comportement En place) consiste à étudier et prédire le comportement d'un puits creusé à 520 m de profondeur dans des marnes dites "marnes à hydrobies". Une telle roche a été choisie car elle est représentative des types de roches présentes sur les deux sites présélectionnés en France pour l'implantation de laboratoires souterrains (Ben Slimane et al. 1996). Or, comme nous l'avons présenté et discuté au chapitre premier, tout calcul prédictif, concernant les travaux souterrains, doit se baser sur une juste connaissance de l'état de contrainte du site d'accueil. Il nous est donc apparu naturel d'appliquer les simulations du surcarottage au cas d'un massif constitué de ces marnes. Une telle étude, basée sur un cas concret, nous permettra par la suite d'évaluer l'impact du comportement réelle du matériau sur un tel type de mesure de contrainte, et de tester l'intérêt de la méthode originale d'interprétation des mesures par surcarottage que nous présenterons par la suite.

III.2.A De la roche ...

La composition moyenne minéralogique des marnes étudiées est la suivante (Homand et al. 1996) :

- Calcite :	53%
- Argile :	26%
- Quartz détritiques	3%
- Dolomite	3%
- Halite	3%

N.B. : Les argiles (30% de kaolinite, 39% d'illite, 11% de chlorite et 20 % d'interstratifiés d'illite-smectite) sont essentiellement détritiques. Les smectites représentant 5% seulement de la phase totale d'argile, ces marnes ne sont donc pas très hydrophiles.

L'observation de la roche révèle des plans de sédimentation parallèles et à peu près horizontaux. Elle dévoile de plus un aspect relativement hétérogène à l'échelle centimétrique et du point de vue structural (microfissures plus ou moins remplies parallèles à la stratification).

D'après les résultats expérimentaux obtenus par le Laboratoire de Mécanique de Lille (Sibai et al. 1993), les principales caractéristiques du comportement mécanique des marnes à hydrobies sont les suivantes :

- 1) Le comportement mécanique global est plutôt élasto-plastique qu'élasto-endommageable dans le sens où la dégradation des modules élastiques n'est pas significative.
- 2) La dilatance de volume (Ndl. : souvent associée à l'endommagement) a été observée seulement pour des essais triaxiaux à faibles pression de confinement.
- 3) Le comportement mécanique est isotrope transverse (anisotropie de déformation et de résistance), cependant cette anisotropie reste relativement faible et est de plus atténuée quand la pression de confinement augmente .
- 4) Le module élastique dans le plan de sédimentation est quasiment constant tandis qu'il augmente avec la pression de confinement dans la direction perpendiculaire à ce plan.

Les résultats des essais triaxiaux effectués pour différentes pressions de confinement (P_c sur les différentes figures) sont présentés sur la figure III.1. Signalons que pour ceux-ci, la contrainte axiale a été imposée perpendiculairement au plan de stratification. De plus, les valeurs obtenues pour un confinement de 10 MPa ne nous semblant pas cohérente avec l'ensemble des essais, elles n'ont donc pas été retenues.

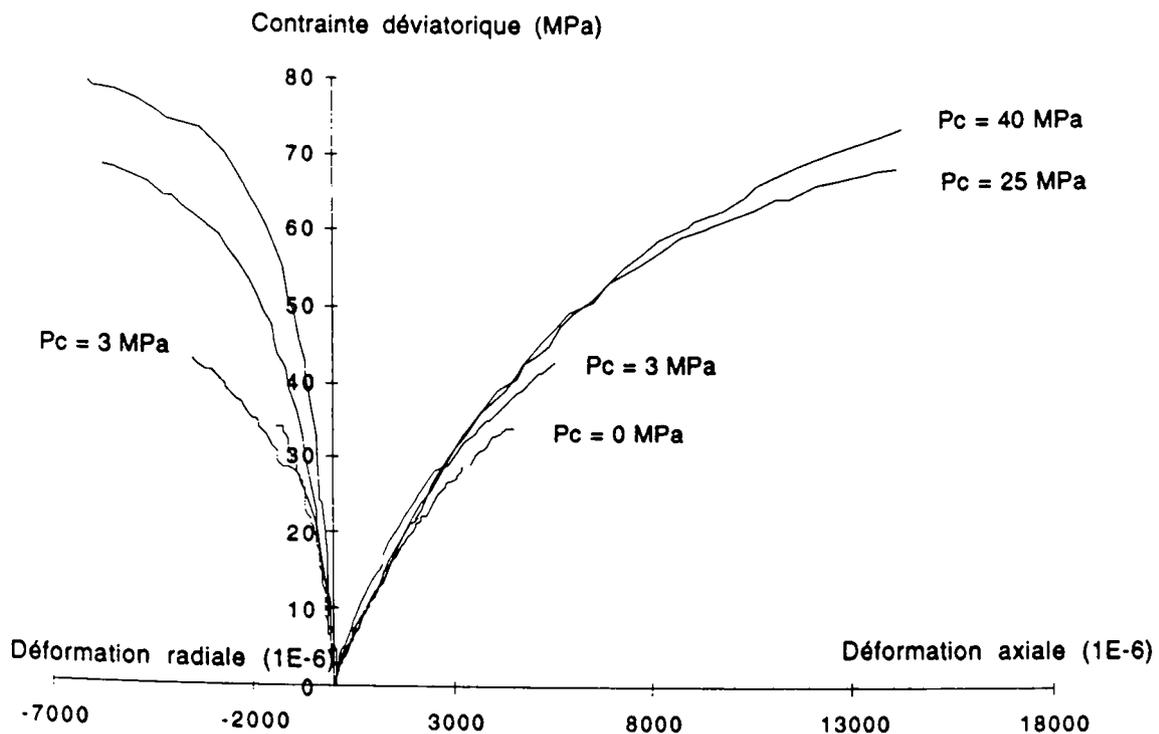


Fig. III.1. - Essais triaxiaux monotones réalisés sur les marnes à hydrobies, pour différentes pressions de confinement (P_c) (D'après les résultats de Sibai et al. 1993).

III.2.B ... à la modélisation

En accord avec la première observation, notre choix de modélisation du comportement mécanique des marnes à hydrobies s'est porté sur un modèle **élasto-plastique**. Notons que celui-ci est destiné à effectuer des calculs de simulation du surcarottage, pour lesquels le creusement est effectué verticalement, et donc perpendiculairement aux plans de sédimentation. Dans une telle configuration, le matériau est sollicité essentiellement dans son plan d'isotropie. Pour une modélisation bidimensionnelle, il est alors raisonnable d'utiliser un modèle **isotrope**.

L'allure des courbes contrainte-déformation, obtenues pour la marne considérée, révèle une première phase caractéristique d'un comportement **élastique** (globalement) **linéaire** ainsi que l'existence d'un seuil de non-linéarité, après lequel le matériau présente un comportement d'autant plus ductile (avec écrouissage) que la pression de confinement est élevée. Les modules élastiques initiaux variant peu avec la pression de confinement, nous supposons par la suite qu'ils sont **constants**.

En conclusion des précédentes remarques, il apparaît que, dans une première approche, un modèle rhéologique de type élastique linéaire isotrope plastique à écrouissage isotrope soit apte à décrire les principales caractéristiques du comportement mécanique du matériau étudié. Désirant donc disposer d'un modèle à la fois simple et adapté à notre roche, une recherche bibliographique nous a conduit au modèle établi par Khan et al. (1991 & 1992), que nous présentons ici brièvement.

Modèle de Khan

Le modèle de Khan (1991 & 1992) a initialement été proposé pour modéliser le comportement d'un grès (grès de Berea). Formulé sous l'hypothèse des petites perturbations dans le contexte d'une évolution quasi-statique et isotherme, il admet la règle classique de partition de la déformation totale ($\bar{\varepsilon}$) en une partie élastique ($\bar{\varepsilon}^e$) et plastique ($\bar{\varepsilon}^p$), soit :

$$\bar{\varepsilon} = \bar{\varepsilon}^e + \bar{\varepsilon}^p \quad (\text{III.1})$$

En ce qui concerne le comportement plastique, la formulation du modèle est basée sur les constatations suivantes :

i) Le seuil initial de plasticité (i.e. surface de charge) est de la forme :

$$F_1(\bar{\sigma}) = \sqrt{2J_2} - (a_0 + a_1 I_1 + a_2 I_1^2) = 0 \quad (\text{III.2})$$

avec I_1 : Premier invariant du tenseur des contraintes,

et J_2 : Second invariant du déviateur de contraintes,
 a_0 , a_1 et a_2 étant des paramètres caractéristiques du matériau.

N.B. : Pour l'ensemble des modèles présentés, les conventions de signe utilisées sont celles de la mécanique des roches (compression positive).

ii) De même la surface de rupture $F_2(\bar{\sigma})$ s'écrit :

$$F_2(\bar{\sigma}) = \sqrt{2J_2} - (b_0 + b_1 I_1 + b_2 I_1^2) = 0 \quad (\text{III.3})$$

b_0 , b_1 et b_2 étant des constantes du matériau

iii) Il existe un coefficient de proportionnalité (β_{\max}) entre les paramètres de $F_1(\bar{\sigma})$ et ceux de $F_2(\bar{\sigma})$ soit :

$$\frac{b_0}{a_0} \approx \frac{b_1}{a_1} \approx \frac{b_2}{a_2} \approx \beta_{\max} \quad (\text{III.4})$$

Il paraît alors naturel de formuler la fonction de charge actuelle $F(\bar{\sigma}, \beta)$, comme une évolution de la forme initiale $F_1(\bar{\sigma})$ jusqu'à sa position ultime $F_2(\bar{\sigma})$. L'évolution de cette fonction de charge est assurée par la valeur de β selon :

$$F(\bar{\sigma}, \beta) = \sqrt{2J_2} - \beta (a_0 + a_1 I_1 + a_2 I_1^2) \quad (\text{III.5})$$

avec : $1 \leq \beta \leq \beta_{\max}$

En accord avec les observations expérimentales faites sur la marnes à hydrobies, et à l'instar de Khan et al. (1991 & 1992),

i) on postule la forme suivante de la fonction d'érouissage isotrope β :

$$\beta = \beta_{\max} - (\beta_{\max} - 1) e^{-M \eta}, \quad (\text{III.6})$$

la variable d'érouissage isotrope (ζ) choisie étant la déformation plastique équivalente, soit :

$$\eta = \Sigma(d\epsilon^P : d\epsilon^P)^{1/2} \quad (\text{III.7})$$

ii) l'hypothèse d'un écoulement plastique associé a été retenue :

$$\dot{\varepsilon}^P = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma} . \quad (\text{III.8})$$

Contrairement au grès étudié par Khan et al. (1991 & 1992) manifestant un comportement hypoélastique, pour notre matériau la progression de la déformation élastique lors du chargement reste (globalement) linéaire et peu sensible à la pression de confinement. **Pour la marne à hydrobies**, le comportement élastique sera donc simplement (et efficacement) représentée par la loi (linéaire) de Hooke. Notons que ce modèle entraîne l'apparition de déformations plastiques volumiques non nulles, ce qui permet de rendre compte des phénomènes de dilatance rencontrés.

Les valeurs suivantes des paramètres ont été identifiées :

a) Paramètres élastiques:

$$E=13\,500 \text{ MPa}$$

$$\nu=0,18$$

b) Paramètres plastiques:

$$b_0=1,87 \text{ MPa},$$

$$b_1=0,395$$

$$b_2=-0.0012 \text{ MPa}^{-1}$$

$$M=730$$

$$\beta_{max} = 2$$

Le modèle de Khan a ensuite été introduit dans le code de calcul CESAR-LCPC. Il a ainsi permis l'application de la procédure de simulation du surcarottage (Chap. II) au cas d'un massif rocheux constitué des marnes étudiées. Au chapitre suivant, ces simulations nous permettront d'analyser le rôle d'un comportement plastique (tel que nous le décrivons dans ce modèle) sur la valeur des déformations orthoradiales mesurées *in situ*.

Nous ne désirons pas faire ici la description de l'algorithme suivi pour implanter ce modèle dans le code de calcul, car celui-ci est basé sur un schéma classique de type implicite. Signalons cependant que la vérification de l'implantation de ce modèle, ainsi que de son calage a été effectuée en simulant les différents essais de compression triaxiale. L'enveloppe des courbes contrainte-déformation a ainsi, dans tous les cas, été reproduite de manière satisfaisante. Nous proposons, à titre d'exemple (Fig. III.2.) une confrontation des valeurs expérimentales avec celles obtenues par la modélisation pour l'essai à 25 MPa de confinement.

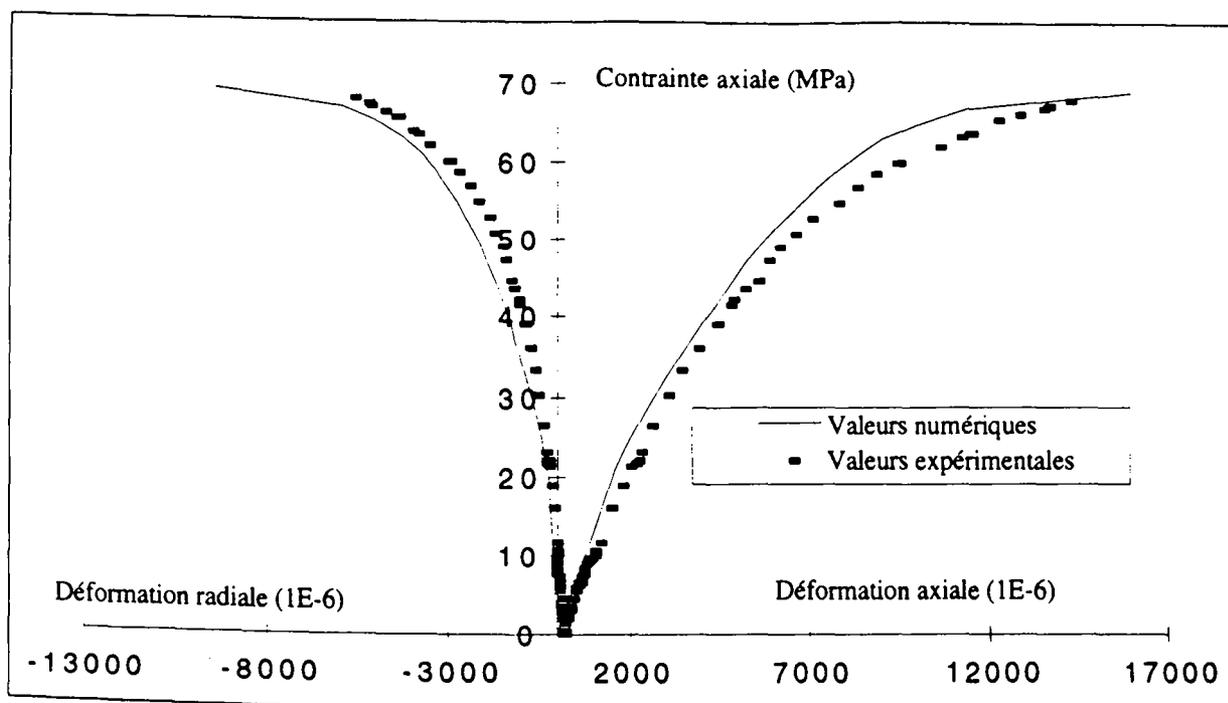


Fig. III.2. Confrontation des valeurs expérimentales avec la modélisation, pour un essai triaxial monotone effectué à 25 MPa de confinement.

III.3 DEVELOPPEMENT D'UN MODELE ELASTOPLASTIQUE COUPLE A L'ENDOMMAGEMENT ET DESTINE AUX ROCHES ARGILEUSES

Désirant étudier l'influence d'un comportement rhéologique complexe, couplant plasticité et endommagement, sur les résultats d'une mesure de contrainte, il nous a semblé intéressant de mettre en oeuvre un tel modèle sur un problème concret, et donc sur une roche dont l'étude représente un enjeu scientifique et économique d'actualité. Comme dans l'exemple précédent, notre attention s'est dirigée vers certains travaux de l'ANDRA dont les données étaient disponibles au sein du L.M.L..

III.3.A Présentation de la roche

Dans le cadre des études préliminaires à la mise en place d'un futur laboratoire souterrain de l'ANDRA dans une formation argileuse, des essais de caractérisation mécanique ont été effectués sur une roche silteuse (la siltite du Gard). Nous donnons ici une description synthétique de ce matériau, le lecteur devra se reporter aux divers rapports pour une plus ample information.

La siltite du Gard est un matériau d'aspect gris clair à sombre, compact et homogène d'une densité (humide ou naturelle) moyenne de 2.5 (cette valeur varie avec la profondeur des échantillons). Sa porosité, calculée à partir des valeurs de densité des grains γ_g et de la densité

sèche γ_s selon : $n = (1 - \frac{\gamma_g}{\gamma_s}) \times 100$, est égale à 9.35 (± 3.5 %). Cette valeur, relativement

élevée pour une roche argileuse compactée, situe néanmoins le matériau parmi les roches faiblement poreuse. L'examen de sections des échantillons révèle une orientation préférentielle des grains. A titre indicatif, car pouvant évoluer de manière significative avec la profondeur des sondages, la composition moyenne minéralogique relevée est la suivante :

- 45% de quartz
- 25% de carbonates
- 25% d'argiles (20% interstratifiés smectite/illites et 5% kaolinite)
- 5% répartis entre différents minéraux (chlorite, micas, pyrite, feldspaths, sidérite, dolomie, ...).

D'un point de vue mécanique, une importante campagne d'essais a été réalisée au L.M.G. de Nancy (Homand 1996) et au L.M.L (Chiarelli 1998). Ces essais de résistance en traction (essai brésilien) et de caractérisation du comportement en compression (hydrostatique, uniaxiale monotone ou cyclique et triaxiale), mettent en évidence les caractéristiques suivantes :

1) Les cycles de chargement déchargement révèlent une dégradation des caractéristiques élastiques du matériau. Selon la terminologie précédemment définie, nous parlerons alors d'endommagement (cf. Fig. III.6.).

2) La réponse du matériau présente une non linéarité qui apparaît très tôt au cours du chargement, on remarque de plus que l'augmentation du confinement permet une transition fragile - ductile.

3) L'anisotropie initiale de comportement, bien qu'existante, se manifeste peu. De même, alors qu'une certaine dépendance à la vitesse de chargement apparaît (viscosité du matériau), elle ne semble pas être un mécanisme prépondérant, du moins à l'échelle de temps envisagée lors des essais.

4) L'impact de la microfissuration (endommagement) apparaît de manière significative à l'approche de la rupture, selon les analyses microscopiques et les observations macroscopiques (Chiarelli 1998).

Nous proposons à titre d'exemple en figure III.3., les résultats d'un essai triaxial comprenant des cycles de chargement / déchargement, pour un confinement de 10 MPa.

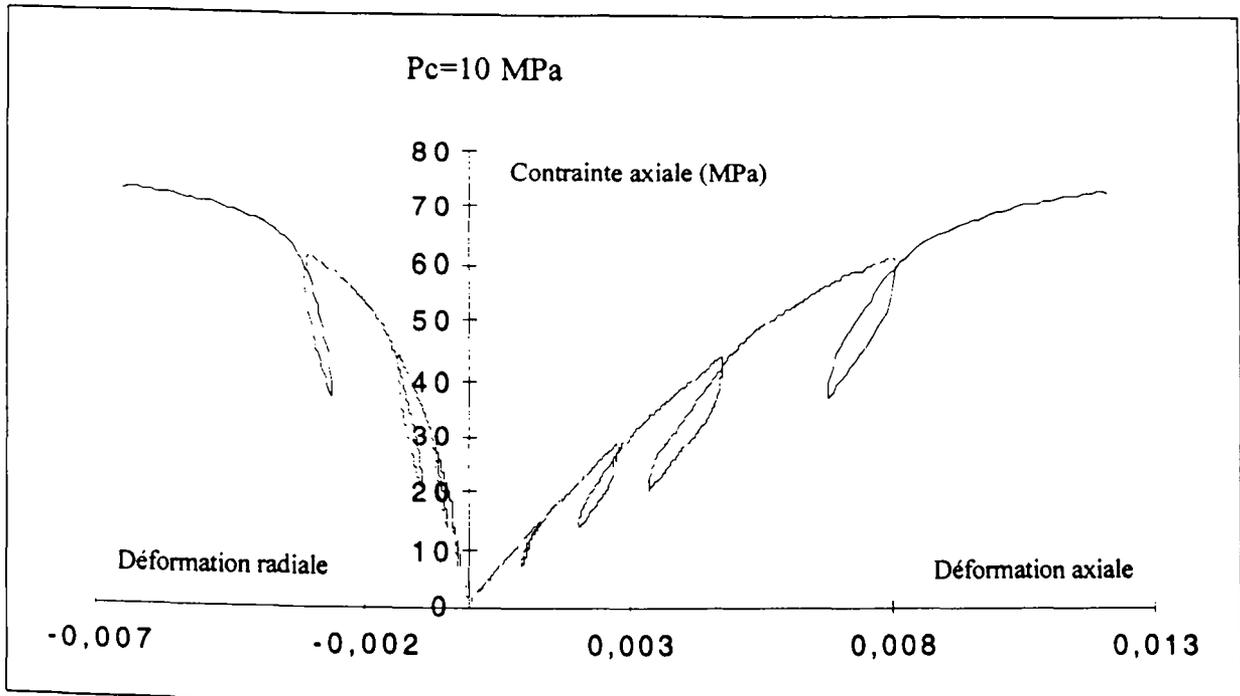


Fig. III.3 Essai de compression triaxiale avec cycle de chargement/déchargement réalisé sur la siltite du Gard sous 10 MPa de confinement (D'après Homand 1996).

L'ensemble des caractéristiques énoncées correspond alors au type de modèle recherché (élasto-plastique endommageable). Les phénomènes relatifs à un comportement visqueux et anisotrope ne semblant pas prépondérant, ils ne seront donc pas pris en compte (dans un but évident de simplification).

III.3.B Formulation thermodynamique d'un modèle rhéologique couplant plasticité et endommagement

L'élaboration d'un modèle de comportement est un exercice amplement répandu en géomécanique, où pour chaque famille de roche et/ou pour chaque type d'application, le modèle choisi doit être adapté au problème envisagé, afin de rendre compte des phénomènes étudiés. Cette banalisation du travail de modélisation a certes entraîné un enrichissement général des bibliothèques du génie civil, mais a parallèlement, abouti quelquefois à des excès et des erreurs (aucune justification physique des choix de modélisation, nombre excessif de paramètres, utilisation d'outils mathématiques à la complexité superflue, non vérification des principes de la thermodynamique, ...). Cherchant à étudier l'impact des comportements anélastiques dans l'interprétation des essais de surcarottage, nous proposons par la suite un modèle phénoménologique simple comprenant peu de paramètres, tout en rappelant le cadre thermodynamique de son développement. Le lecteur ne doit donc pas y voir un exposé inutile de

la thermodynamique, mais plutôt un effort de l'auteur pour rester dans un contexte conforme de modélisation.

Tout d'abord, nous plaçons notre étude sous l'hypothèse des petites perturbations dans le cas d'une évolution isotherme et quasi-statique. La partition des déformations en une partie élastique (élasticité linéaire isotrope), ε^e et plastique (ε^p) est alors postulée, soit :

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

La notion d'endommagement utilisée est relative à l'évolution de microfissures induisant la dégradation des propriétés élastiques (modules) initiales du matériau. Sa répartition (initiale et/ou induite) est isotrope quelque soit le chemin de sollicitation (pas de direction préférentielle pour les microfissures) et les conséquences de la refermeture des microfissures pouvant conduire à une restauration partielle ou totale des modules élastiques ne sont pas ici prises en compte (effet unilatéral). Ces restrictions permettent alors de faire le choix d'une variable scalaire d'endommagement (d), déterminée à partir de la diminution du module élastique, dans un essai de compression triaxiale selon :

$$d = 1 - \frac{E}{E_0} \quad (\text{III.10})$$

où E représente le module d'Young actuel et E_0 sa valeur initiale.

Sous ces diverses hypothèses, nous supposons que l'état du milieu matériel est entièrement caractérisé par l'ensemble k des variables internes choisies :

$$k = (\varepsilon^e, \eta, d) \quad (\text{III.11})$$

où η est la variable interne scalaire caractérisant l'écroutissement plastique supposé isotrope.

On postule l'existence d'un potentiel thermodynamique (énergie interne) ψ fonction des variables internes retenues, soit :

$$\psi \equiv \psi(\varepsilon^e, \eta, d) \quad (\text{III.12})$$

A l'instar de Ju (1989), nous admettons la forme suivante de l'énergie libre :

$$\psi(\varepsilon^e, \eta, d) = (1 - d) \psi^0(\varepsilon^e, \eta) \quad (\text{III.13})$$

où $\psi^0(\varepsilon^e, \eta)$ représente l'énergie libre du matériau dans son état non endommagé.

Nous supposons, le découplage de ψ^0 en une partie exclusivement due à la déformation élastique (i.e. récupérable) et une seconde partie produite par l'écroissage plastique (i.e. bloquée), soit :

$$\psi^0(\varepsilon^e, \eta) = \psi_e^0(\varepsilon^e) + \psi_p^0(\eta) \quad (\text{III.14})$$

avec (matériau élastique isotrope) :

$$\psi_e^0(\varepsilon^e) = \frac{1}{2} \varepsilon^e : C^0 : \varepsilon^e \quad (\text{III.15})$$

où C^0 représente le tenseur d'élasticité initial.

En appliquant l'inégalité de Clausius-Duhem, la dérivation du potentiel thermodynamique permet de formuler les lois d'état et de définir les variables forces respectivement associées à l'endommagement Y_d et à l'écroissage plastique Y_p :

$$\sigma = \frac{\partial \psi}{\partial \varepsilon^e} = (1-d) \frac{\partial \psi_e^0}{\partial \varepsilon^e} = (1-d) C^0 : \varepsilon^e \quad (\text{III.16})$$

$$Y_d = -\frac{\partial \psi}{\partial d} = \psi^0(\varepsilon^e, \eta) \quad (\text{III.17})$$

$$Y_p = \frac{\partial \psi}{\partial \eta} = (1-d) \frac{\partial \psi^0(\varepsilon^e, \eta)}{\partial \eta} \quad (\text{III.19})$$

La dissipation intrinsèque (ϕ) est positive, elle doit donc vérifier l'inégalité suivante :

$$(\sigma : \dot{\varepsilon}^p - Y_p \dot{\eta}) + Y_d \dot{d} \geq 0 \quad (\text{III.20})$$

Les mécanismes dissipatifs présents (plasticité et endommagement), correspondent à des mécanismes physiques différents. Cependant, la présence de microfissures modifie la microstructure du matériau et affecte le comportement plastique. On parle alors de couplage entre ces deux phénomènes. Selon les travaux antérieurs de différents auteurs, l'impact de l'endommagement sur le comportement plastique peut être pris en compte à l'aide du concept de contrainte effective. Dans le cas isotrope qui nous intéresse, on utilise la contrainte effective selon l'hypothèse de l'équivalence en déformation (voir par ex : Lemaitre et Chaboche 1985, Lemaitre 1990 ou Ju 1989), qui est exprimée par :

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma}{1-d} \quad (\text{III.21})$$

Cette définition nous permet d'exprimer les équations constitutives du matériau endommagé selon :

$$\bar{\sigma} = \frac{\partial \psi_e^0}{\partial \varepsilon^e} = C^0 : \varepsilon^e \quad (\text{III.22})$$

Dans le cadre général, les évolutions de l'endommagement et des déformations plastiques (variables flux) sont déterminées par l'intermédiaire de pseudo-potentiels de dissipation, fonction des variables forces, tels que :

$$\dot{d} = - \frac{\partial \phi_d^*(Yd, d)}{\partial Yd} \quad (\text{III.23})$$

$$\dot{\varepsilon}^p = \frac{\partial \phi_p^*(\bar{\sigma}, d, \bar{\varepsilon}^p)}{\partial \bar{\sigma}} \quad (\text{III.24})$$

A) Evolution et Caractérisation de l'endommagement

En supposant une dissipation normale indépendante du temps, l'évolution de l'endommagement est déterminée par la donnée d'un critère d'endommagement g caractérisant un convexe élastique dans l'espace des variables forces associées à l'endommagement (Yd). Le pseudo-potential ϕ_d^* est alors devenue fonction indicatrice de ce convexe. Le critère g adopte alors la forme suivante :

$$g(\zeta, d) \leq 0 \quad (\text{III.25})$$

où ζ représente une mesure de la force d'endommagement, soit :

$$\zeta = Yd = \psi^0(\varepsilon^e, \eta) = \psi_e^0(\varepsilon^e) + \psi_p^0(\eta). \quad (\text{III.26})$$

où encore :

$$\zeta = \frac{1}{2} \varepsilon^e : C^0 : \varepsilon^e + \int_0^{\varepsilon^p} Yp : d\eta \quad (\text{III.27})$$

En pratique, l'évolution de l'énergie plastique bloquée est difficile à évaluer, on admet alors une l'approximation de ζ (Ju 1989) selon :

$$\zeta = \frac{1}{2} \varepsilon^e : C^0 : \varepsilon^e + \int_0^{\varepsilon^p} \sigma : d\varepsilon^p \quad (\text{III.27})$$

L'expression du critère d'endommagement est déterminé par le dépouillement des essais triaxiaux disponibles. Pour différents états de contrainte, on évalue alors la variation du module élastique par rapport à sa valeur initiale, à partir de l'observation des courbes de déchargement tels que celles présentées figure III.4. (obtenues pour un confinement de 2 MPa). Dans le même temps, on calcule la valeur correspondante de la variable force ζ selon (III.27). La corrélation entre d et ζ permet d'identifier le critère $g(\zeta, d)$ (voir Fig. III.5.). Pour le matériau étudié, l'expression suivante à été obtenue :

$$g(\zeta, d) = d_{\max} \left[1 - e^{-M(\zeta - \zeta_0)} \right] - d \leq 0 \quad (\text{III.28})$$

où M est un paramètre du modèle, d_{\max} représente la valeur critique de l'endommagement à la rupture et ζ_0 le seuil initial d'endommagement, et pour lequel on pose :

L'évolution de l'endommagement (associé) est donnée par la règle de normalité :

$$\dot{d} = \lambda_d \frac{\partial g(\zeta, d)}{\partial \zeta} \quad (\text{III.29})$$

Le multiplicateur d'endommagement (λ_d) est déterminé par la relation de consistance, soit :

$$\dot{\lambda}_d = \dot{\zeta} \quad (\text{III.30})$$

En l'absence d'écoulement plastique, la loi de comportement élastique - endommageable est donnée par :

$$\dot{\sigma} = C^{ed} : \dot{\varepsilon} = \left[(1-d) C^0 - \frac{1}{(1-d)} \frac{\partial g}{\partial \zeta} (\bar{\sigma} \otimes \bar{\sigma}) \right] : \dot{\varepsilon} \quad (\text{III.31})$$

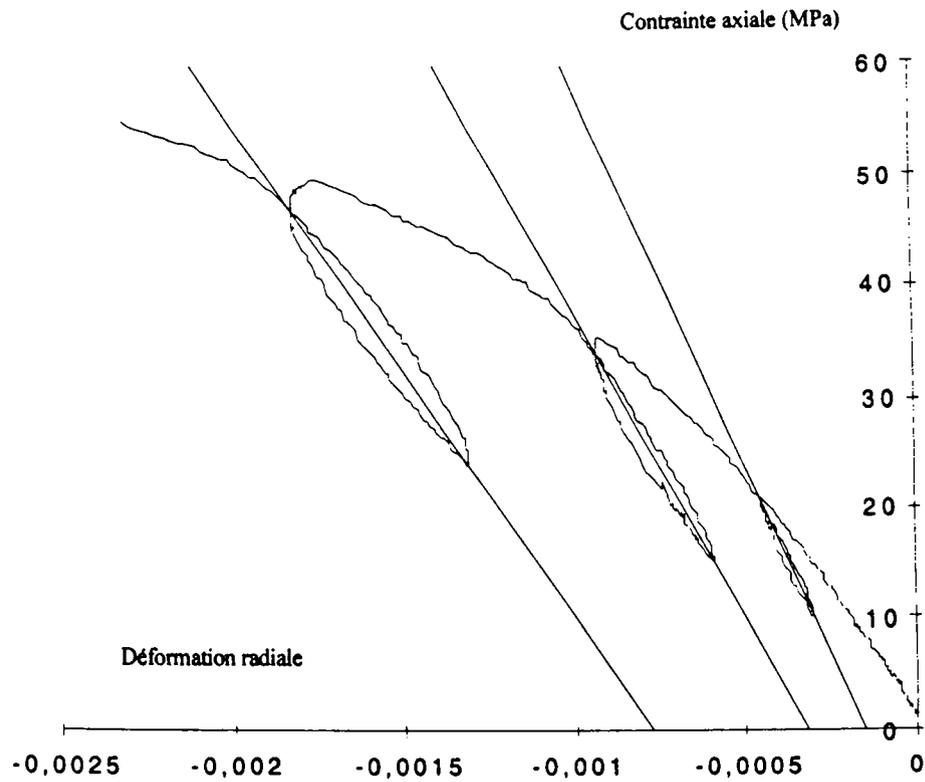
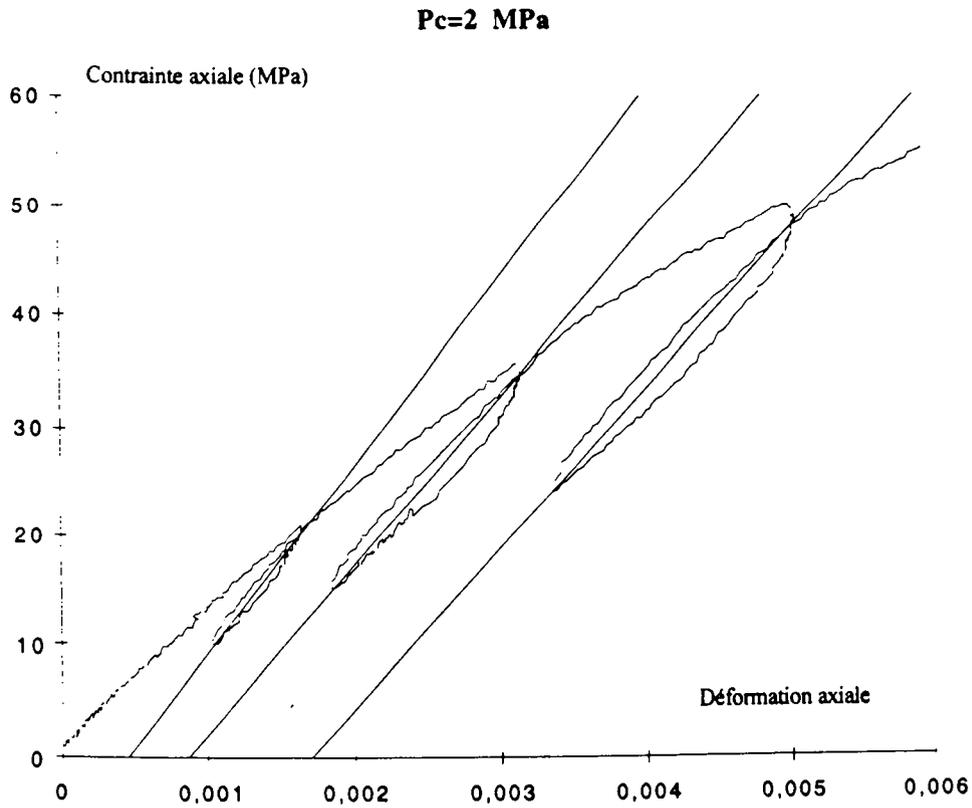


Fig. III.4. Mise en évidence de l'évolution des propriétés élastiques du matériau lors du déchargement (courbe de compression triaxiale à 2 MPa de confinement).

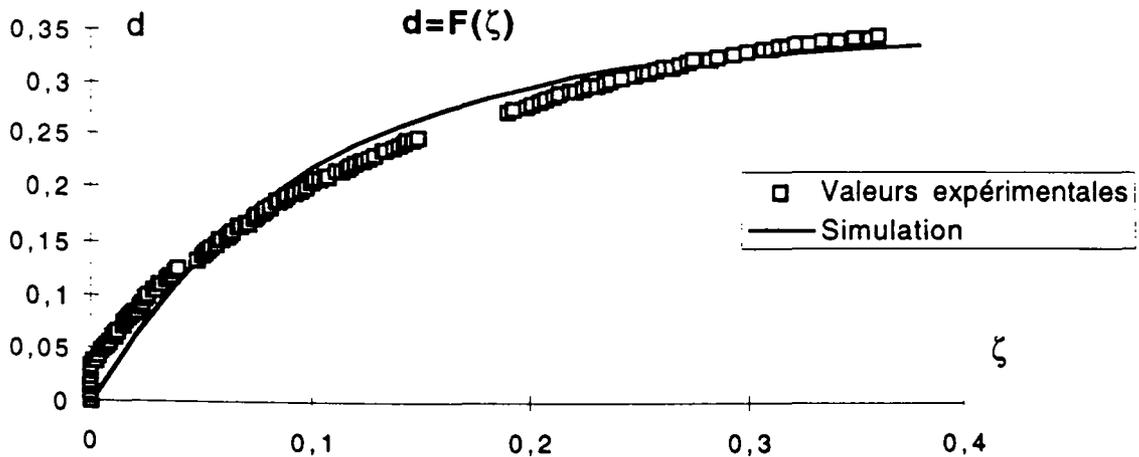


Fig. III.5. Evolution de l'endommagement en fonction de l'énergie ζ (exemple à $P_c = 2$ MPa), comparaison entre l'interpolation (III.28) et les valeurs expérimentales.

L'observation des résultats expérimentaux indique qu'il existe un seuil initial d'endommagement lié à la pression de confinement (fermeture des microfissures initiales). Néanmoins, dans un but de simplification du modèle, nous choisissons de ne pas tenir compte de l'existence de ce seuil nous posons donc :

$$\zeta_0 = 0 \quad (\text{III.32})$$

Nous verrons plus tard que cette hypothèse permet tout de même de rendre compte d'une manière satisfaisante des phénomènes d'endommagement observés (cf. Fig.III.9.).

B) Caractérisation de l'écoulement plastique couplé à l'endommagement.

Outre la création et l'évolution de microfissures, le modèle se propose de décrire un second phénomène dissipatif, celui relatif à l'apparition de déformations irréversibles, dues principalement (pour les roches) aux mécanismes de développement des dislocations et de glissement aux joints de grain (fluage superplastique) et dans une moindre mesure au glissement irréversible des lèvres de microfissures. Ces mécanismes sont ici décrits par la plasticité.

Cependant, comme nous l'avons déjà précisé, il est nécessaire de rendre compte de l'influence de l'endommagement dans les mécanisme plastiques. Pour exprimer un tel couplage, la fonction de charge proposée est formulée dans l'espace des contraintes effectives.

La forme de la surface seuil de plasticité est motivée par les deux remarques suivantes :

- Quelque soit la pression de confinement (dans la gamme étudiée), la déformation plastique apparaît dès l'application du déviateur.

- La surface de rupture (F_2), considérée comme surface ultime du critère de plasticité est linéaire dans le plan (\bar{p}, \bar{q}) (cf. Fig. III.6.), soit :

$$F_2(\bar{\sigma}, \varepsilon^P) = \bar{q} - (B\bar{p} + C) \quad (\text{III.33})$$

avec :

$$\begin{cases} \bar{p} = \frac{1}{3} \text{tr}(\bar{\sigma}) \\ \bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2} \bar{S} : \bar{S}} \end{cases}, \bar{S} \text{ étant le déviateur du tenseur de contrainte effective}$$

Nous proposons alors l'expression suivante pour la fonction de charge $f(\bar{\sigma}, \eta)$:

$$f(\bar{\sigma}, \eta) = \bar{q} - \beta (B\bar{p} + C) \quad (\text{III.34})$$

avec : $0 \geq \beta \geq 1$

Conformément aux observations expérimentales (Fig. III.7.), l'évolution de la surface de charge est assurée grâce à la fonction d'érouissage :

$$\beta = 1 - e^{-N\eta}, \quad (\text{III.35})$$

où la variable d'érouissage choisie est comme pour le modèle de Khan, la déformation plastique équivalente, soit :

$$\eta = \Sigma(d\varepsilon^P : d\varepsilon^P)^{1/2} \quad (\text{III.36})$$

En analysant les données expérimentales, une loi d'écoulement plastique associée semblait acceptable du moins pour les chemins étudiés, soit :

$$\dot{\varepsilon}^P = \dot{\lambda}_p \frac{\partial f(\bar{\sigma}, \eta)}{\partial \bar{\sigma}} \quad (\text{III.37})$$

La forme de $\dot{\lambda}_p$ est donnée par la condition de consistance, soit :

$$\dot{\lambda}_p = \frac{\frac{\partial f(\bar{\sigma}, \eta)}{\partial \bar{\sigma}} : C^o : \dot{\sigma}}{\frac{\partial f(\bar{\sigma}, \eta)}{\partial \bar{\sigma}} : C^o : \frac{\partial f(\bar{\sigma}, \eta)}{\partial \bar{\sigma}} - \frac{\partial f(\bar{\sigma}, \eta)}{\partial \gamma^p} \sqrt{\frac{\partial f(\bar{\sigma}, \eta)}{\partial \bar{\sigma}} : \frac{\partial f(\bar{\sigma}, \eta)}{\partial \bar{\sigma}}}} \quad (\text{III.38})$$

Dans le cas d'un écoulement plastique sans évolution de l'endommagement, le comportement élastoplastique (effectif) du matériau endommagé est donné par :

$$\dot{\bar{\sigma}} = \bar{C}^{ep} : \dot{\varepsilon} = \left[C^o - \frac{(C^o : \frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}}) \otimes (C^o : \frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}})}{\frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}} : C^o : \frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}} - \frac{\partial f}{\partial \eta} \sqrt{\frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}} : \frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}}}} \right] : \dot{\varepsilon} \quad (\text{III.39})$$

La réponse élastoplastique avec évolution de l'endommagement est enfin déterminée par la loi de comportement suivante :

$$\dot{\sigma} = C^{epd} : \dot{\varepsilon} = \left[(1-d)\bar{C}^{ep} - \frac{1}{1-d} \frac{\partial g}{\partial \xi} C^1 \right] : \dot{\varepsilon} \quad (\text{III.40})$$

avec :

$$C^1 = \bar{\sigma} \otimes \bar{\sigma} + \frac{\left(\frac{d\psi_p^o}{d\eta} : \frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}} - \varepsilon^e : C^o : \frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}} \right) \bar{\sigma} \otimes \left(C^o : \frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}} \right)}{\frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}} : C^o : \frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}} - \frac{\partial f}{\partial \eta} \sqrt{\frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}} : \frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}}}} \quad (\text{III.41})$$

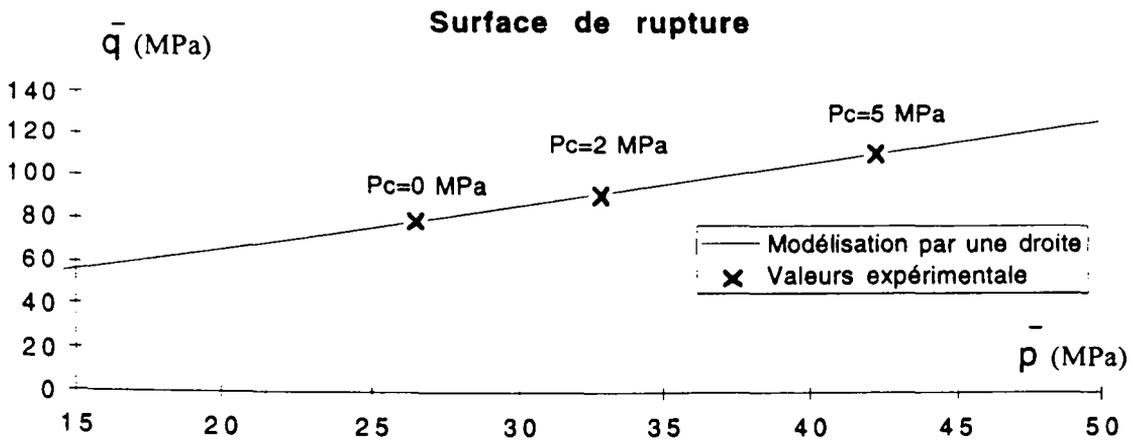


Fig. III.6. - Modélisation de la surface de rupture dans le plan (\bar{p}, \bar{q}) et confrontation aux résultats expérimentaux (P_c : pression de confinement).

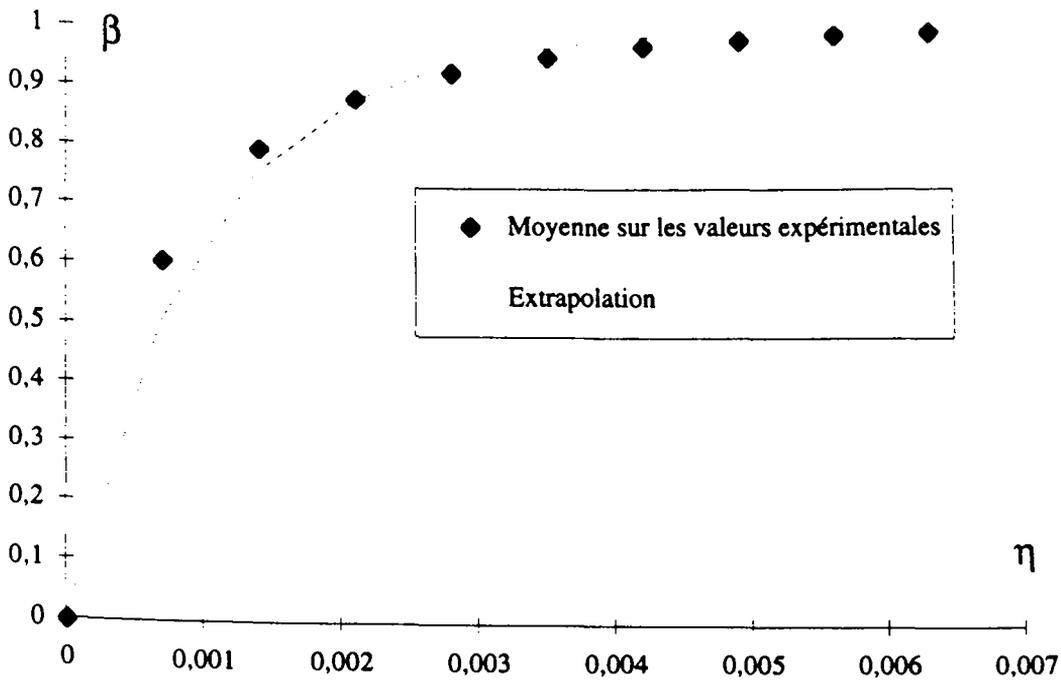


Fig. III.7. Interpolation de la fonction d'écroutissement β à partir des valeurs expérimentales.

C) Identification des paramètres et simulation des essais triaxiaux

L'ensemble des paramètres du modèle peut être identifié à partir des essais de laboratoire (cf. Fig. III.4., III.5. et III.6.), les valeurs de ces différents paramètres sont répertoriés sur le tableau III.1. Il faut souligner que chaque paramètre possède une interprétation physique. En conséquence, leur détermination est couplée à la formulation des différentes "lois" utilisées. Par exemple, les deux paramètres de l'endommagement d_{max} et M sont identifiés à partir de la corrélation des valeurs expérimentales de d et ζ (Fig. III.5.)

L'introduction du modèle dans le code d'éléments finis a permis de simuler les tests de compression triaxiale (cf. Fig. III.8. et III.9.). On observe alors une bonne concordance entre les simulations et les résultats expérimentaux, aussi bien pour l'allure générale des courbes enveloppes (Fig. III.8.) que pour la description de l'endommagement (Fig. III.9.).

Notons que le logiciel CESAR-LCPC n'a pas été prévu pour accueillir des lois d'endommagement. Il a donc été nécessaire d'y introduire l'algorithme décrit en annexe 5

Tableau III.1. Paramètres du modèle identifiés pour la siltite du Gard

Elastiques:	Plastiques	Endommagement
$E=17\ 000\ \text{MPa}$	$B=1,8\ \text{MPa}^{-1}$	$d_{max}=0,36$
$\nu=0,25$	$C=31$	$M=10$
	$N=1500$	$\zeta_0=0$

N.B. : Les conditions dans lesquelles se sont déroulés les essais de caractérisation mécanique de la roche, peuvent être assez différentes des sollicitations subies par le matériau lors du surcarottage (conditions thermiques, hydriques, mais aussi vitesse de sollicitation, taille de l'échantillon, ...). Il nous faut alors admettre que le comportement identifié en laboratoire peut être considéré comme une moyenne représentative des réponses réelles du matériau *in situ*. Cette hypothèse simplificatrice reste un point discutable qui nécessiterait une étude complémentaire, du moins dans le cadre de la simulation du surcarottage.

Modélisation du comportement anélastique ...

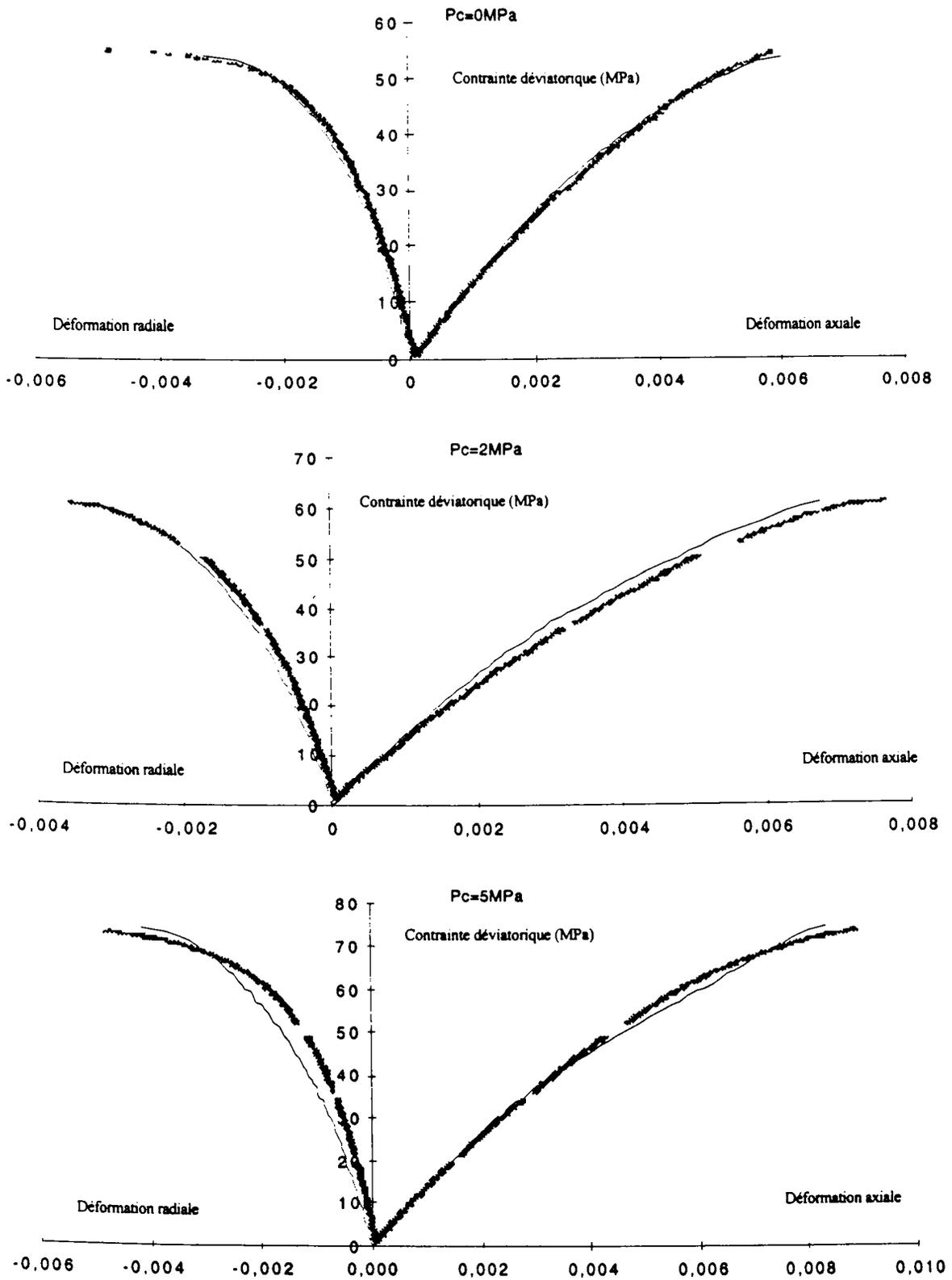


Fig. III. 8. Confrontation simulations / valeurs expérimentales pour les courbes contraintes -déformations (P_c : Pression de confinement).

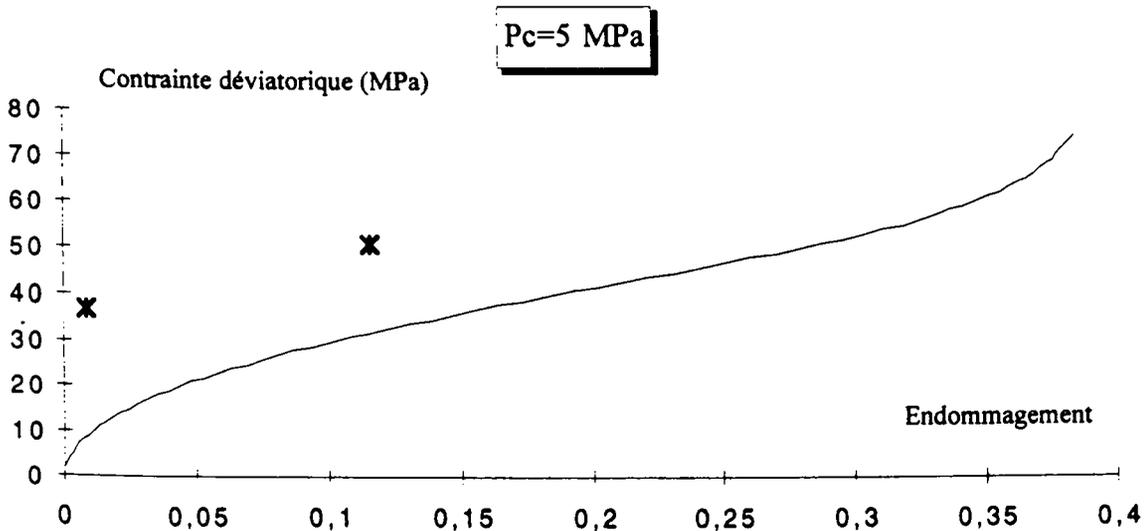
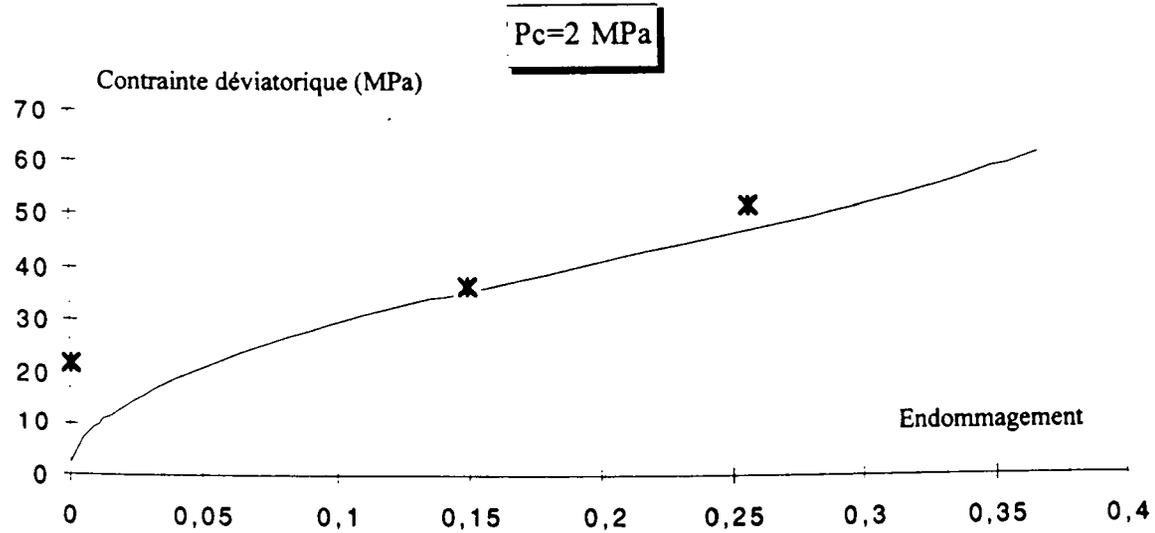
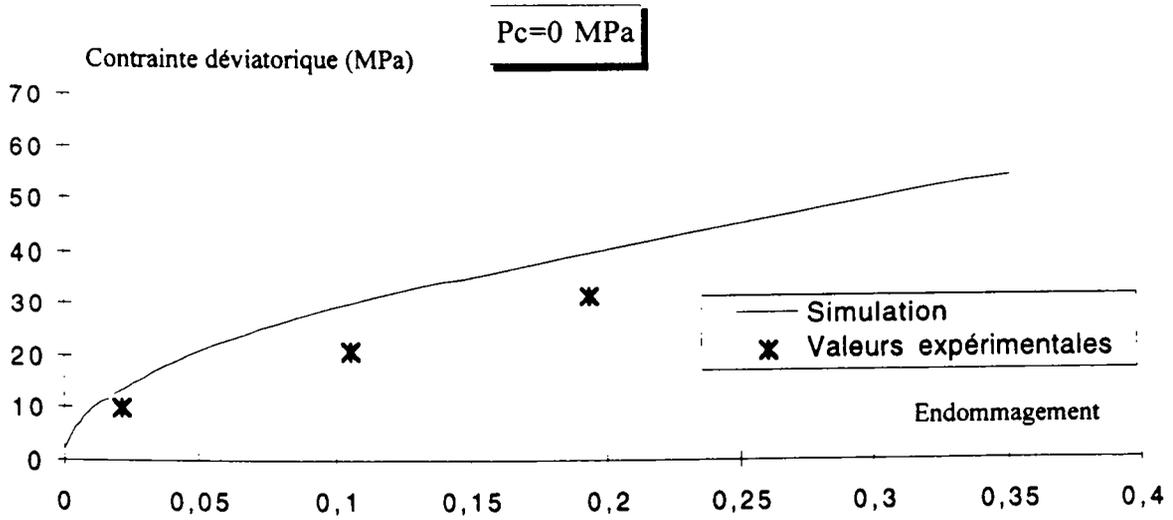


Fig. III.9 Evolution de l'endommagement en fonction du déviateur de contrainte
 Comparaison simulations /valeurs expérimentales pour différentes pressions de confinement.

D) Un exemple d'application du modèle élastoplastique endommageable

Le calcul par éléments finis, présenté dans ce paragraphe, a pour objet de tester les performances du modèle proposé sur un problème classique en mécanique des roches, celui de l'étude d'une cavité circulaire. Pour mieux cerner l'apport de l'endommagement dans une telle étude, nous comparons les résultats fournis par notre modèle à ceux d'un modèle élastoplastique dont les paramètres ont aussi été calés sur la siltite du Gard. Ce modèle élastoplastique prend la forme proposée au paragraphe III. 3. mais ne se présente plus comme une fonction de la contrainte effective ($\bar{\sigma}$), mais dépend "seulement" de la contrainte homogénéisée (σ).

Son expression est alors : $f(\sigma, \eta) = q - \beta (B_0 p + C_0)$

avec $0 \geq \beta \geq 1$

où :

$$\begin{cases} p = \frac{1}{3} \text{tr}(\sigma) \\ q = \sqrt{\frac{3}{2} S : S} \end{cases} \quad \text{S étant le déviateur du tenseur de contrainte } (\sigma)$$

et où β et η ont les définitions précédentes selon les équations III.35. et III.7.

Ainsi, l'enveloppe des courbes contraintes déformation observées expérimentalement est reproduite, mais sans décrire la dégradation des modules élastiques.

Le problème étudié est celui du creusement d'un tunnel circulaire dans un massif rocheux. Le maillage, tenant compte des symétries du problème est composé de 200 éléments (quadrilatères à quatre noeuds). Le problème à été étudié sous l'hypothèse des déformations planes. Une représentation schématique des conditions aux limites ainsi que de la géométrie du domaine est proposée sur la figure III.9.

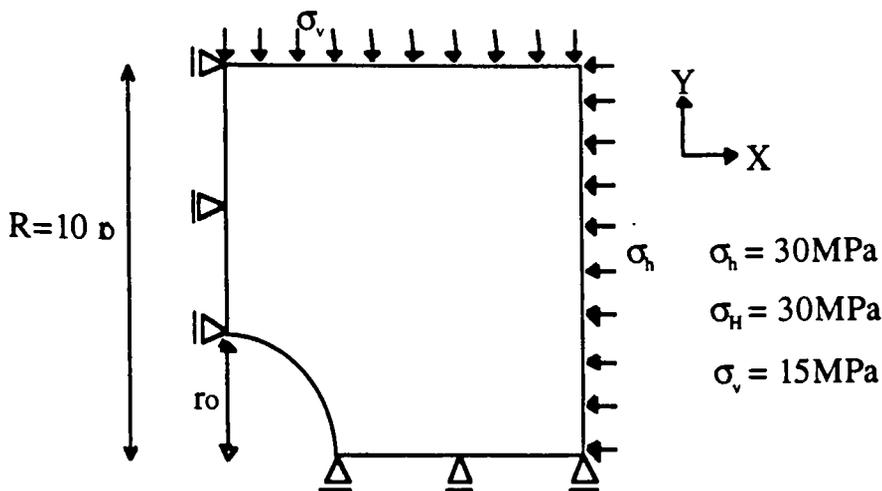


Fig. III.10. Représentation schématique du problème étudié (Géométrie et conditions aux limites).

Les résultats obtenus (sous l'hypothèse des déformations planes) montrent que la répartition des contraintes en bord d'excavation est fortement influencée par le modèle utilisé. Pour s'en convaincre, nous proposons (cf. Fig. III.11.) les courbes de répartition de la contrainte σ_{xx} suivant l'axe X (cf. Fig. III.10.) pour les deux modèles proposés. Il est intéressant de noter que la zone située en bord de tunnel pour laquelle on observe une diminution de cette contrainte correspond à la zone ayant subi un fort endommagement (cf. Fig. III.11.). Ce type de résultat peut être important, puisque, lors d'une mesure de contraintes *in situ*, c'est à partir de la connaissance de la déformation (tangentielle) en bord d'excavation, que l'on calcule l'état de contraintes naturelles ($\sigma_v, \sigma_H, \sigma_h$). Pour une telle détermination, il est donc en effet nécessaire de rendre compte le plus précisément possible du champs de contrainte à proximité des jauges. Plus généralement, l'étude de la stabilité du forage se trouve enrichie d'un indicateur de l'état d'endommagement à proximité de l'excavation (cf. Fig.

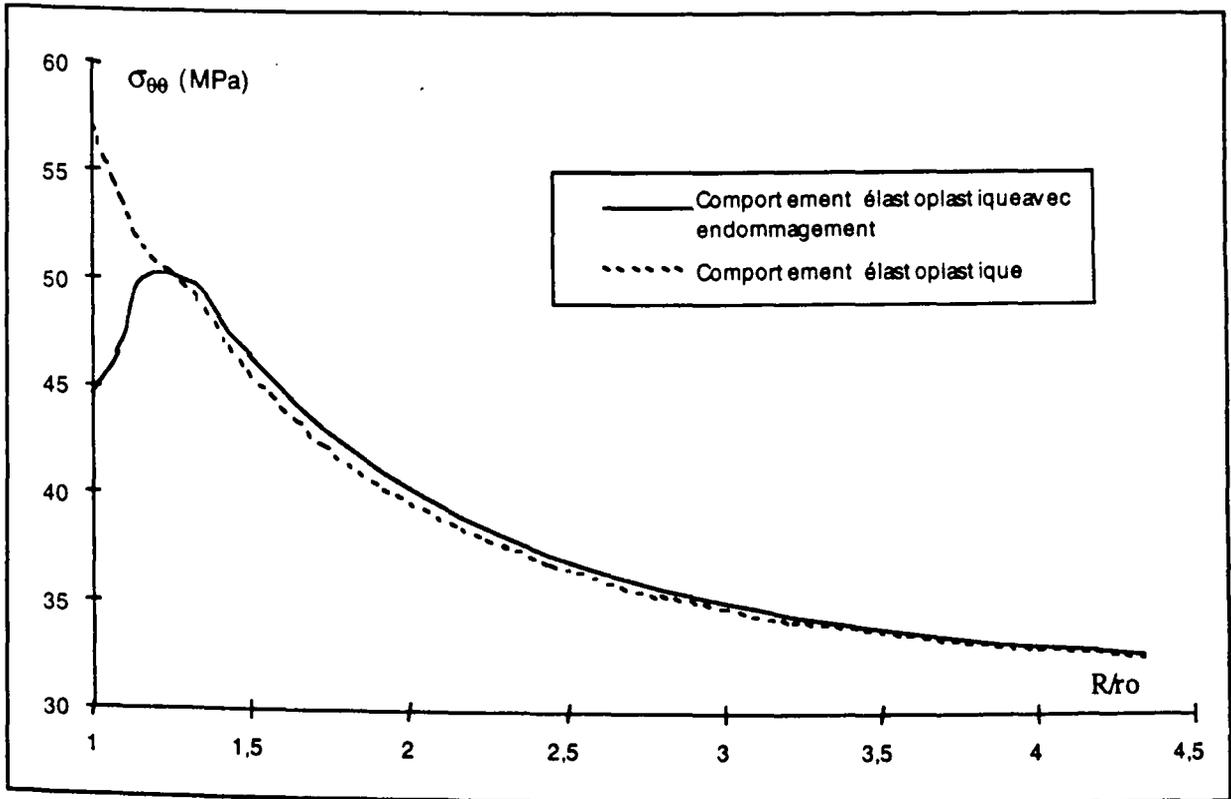


Fig. III.11. Variation de la contrainte (σ_{xx}) selon l'axe X pour les deux modèles utilisés.

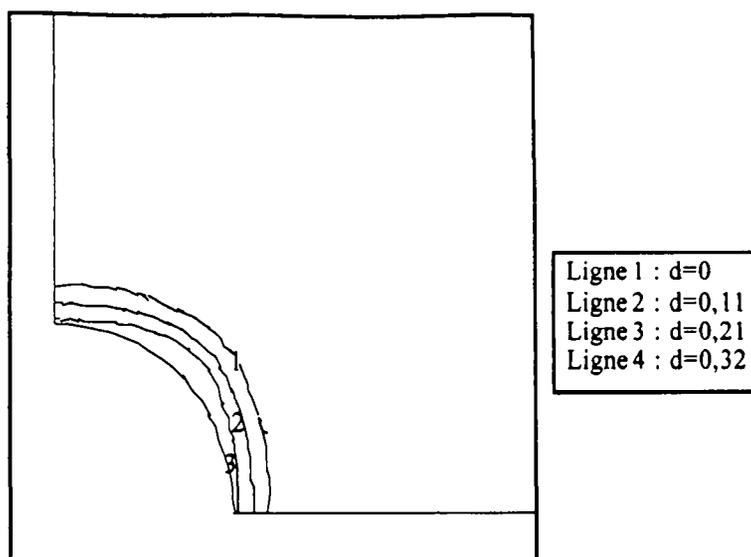


Fig. III.12. Localisation des zones d'endommagement en bord d'excavation.

E) Conclusion

Nous avons proposé dans ce paragraphe un modèle phénoménologique couplant plasticité et endommagement afin de décrire le comportement d'une roche argileuse. Le choix (physiquement motivé) de l'utilisation d'une variable scalaire d'endommagement nous a permis de formuler naturellement ce couplage grâce à la notion de contrainte effective introduite dans un modèle élastoplastique simple. Les différents paramètres du modèle ont ensuite été calés sur les résultats des essais triaxiaux effectués sur la siltite du Gard. Le modèle s'est montré apte à décrire les courbes contraintes déformation, ainsi que l'évolution de l'endommagement observés expérimentalement. Les principaux aspects de l'introduction du modèle dans un code d'éléments finis ont été précisés, et les premières simulations (simples) du creusement dans un massif rocheux ont été mises en oeuvre. Les résultats obtenus démontrent alors que la prise en compte du phénomène d'endommagement est susceptible de jouer un rôle important dans la distribution des champs de contrainte présents dans la structure considérée. L'utilisation d'un modèle d'endommagement adapté aux réalités du comportement des massifs rocheux, peut donc apporter des précisions complémentaires dans l'étude qui nous intéresse, c'est à dire l'interprétation des mesures de déformation obtenues lors du surcarottage. Nous allons développer ces investigations dans le chapitre suivant.

**IV. ANALYSE DE L'INFLUENCE DU COMPORTEMENT RHEOLOGIQUE
SUR LES MESURES PAR SURCAROTTAGE :
ETUDE DU PROBLEME DIRECT**



IV.1 PRESENTATION DU PROBLEME ET DU CONTEXTE DE L'ETUDE

Dans le cadre de l'étude de la technique du surcarottage, de nombreuses simulations ont été effectuées à l'aide du code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC, suivant la procédure décrite au chapitre II. Ces simulations, permettant d'obtenir les déformations aux différentes jauges considérées, seront dorénavant qualifiées de calculs directs. A l'opposé, le calcul d'interprétation des valeurs mesurées par les jauges, qui doit être mis en oeuvre pour estimer l'état de contrainte naturel, sera désigné dans la suite de ce document comme un calcul inverse. Nous nous proposons, dans ce chapitre, d'étudier l'influence du comportement rhéologique sur les valeurs mesurées lors d'un surcarottage et par la même de vérifier la pertinence de l'hypothèse d'un relâchement élastique habituellement formulée.

Cette démarche paraît importante, car sous l'hypothèse d'un comportement élastique du massif encaissant, c'est à partir des solutions exactes de Kirsch (1898) que l'on opère les méthodes classiques de résolution du problème inverse. Cependant, l'expérience nous a depuis longtemps appris que le matériau rocheux manifeste bien souvent des comportements particulièrement complexes, du fait de l'hétérogénéité de ses constituants et des nombreux défauts de sa structure. Il est donc nécessaire, avant d'utiliser les équations de Kirsch, d'appréhender leur domaine de validité, c'est à dire, de connaître l'importance des phénomènes anélastiques dans la réponse globale du massif rocheux (i.e. : dans sa déformation).

Pour cette étude du rôle du comportement rhéologique dans les résultats obtenus lors d'une mesure de contrainte *in situ*, une importante "campagne" de calculs a été réalisée en collaboration avec le Laboratoire Environnement, Géomécanique et Ouvrages (LAEGO) de Nancy. Celle-ci est basée sur l'utilisation des quatre modèles suivants :

- le modèle élasto-plastique de Drucker-Prager (sans écrouissage),
- le modèle élasto-plastique de Cam-Clay modifié (Roscoe et Burland (1968)),
- le modèle élasto-plastique de Khan (avec écrouissage),
- le modèle élasto-plastique anisotrope de Cazacu (sans écrouissage, Cazacu (1995)).

Pour ce travail, le Laboratoire de Mécanique de Lille a été chargé de l'introduction des modèles de Khan et Cazacu dans le progiciel CESAR-LCPC. (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées), du développement d'une interface de calcul des déformations orthoradiales à l'emplacement des jauges, ainsi que de la détermination des paramètres de chacun de ces deux modèles. L'ensemble de ces travaux fait l'objet (d'une partie) du travail de thèse présenté dans ce document.

L'application des modèles de Drucker-Prager et Cam-Clay au problème du surcarottage a été réalisée lors de la thèse de Nechnech (Laboratoire Environnement, Géomécanique et Ouvrages), alors que les calculs utilisant les deux derniers modèles ont été réalisés en parallèle par chaque équipe. Un rapport de synthèse a enfin été rédigé conjointement par les deux laboratoires (cf. Giraud et Shao 1996). Signalons que cette étude portait sur une large gamme d'états de contraintes initiales, mise en oeuvre pour chacun des modèles rhéologiques.

Concernant la partie de l'étude qui nous a été confiée (modèle élasto-plastique de Khan et modèle élasto-plastique anisotrope de Cazacu) nous ne présentons dans la suite de ce document que les résultats obtenus avec le premier modèle. Il nous a en effet semblé illusoire de synthétiser en quelques pages les très intéressants (mais complexes) résultats fournis par le modèle de Cazacu. Un dépouillement intégral de tels résultats, nécessite un important effort de recherche qui, à ce jour, reste à accomplir. Signalons de plus, que ce modèle reste à compléter, puisqu'il est, en fait, un critère de rupture, et n'est donc pas apte à rendre compte du phénomène d'écroutissage.

En complément du travail de collaboration décrit précédemment, et au vu des résultats d'essais de laboratoire, il nous est apparu nécessaire d'envisager des lois de comportement aptes à décrire les phénomènes de dégradation des propriétés élastiques des matériaux rocheux. Le modèle couplant plasticité et endommagement, présenté au chapitre précédent, a donc été introduit dans le code d'éléments finis.

Nous proposons, dans la suite de ce chapitre, la description des différents états de contraintes étudiés dans les simulations du surcarottage, ainsi que la présentation des résultats des simulations de ce problème pour ces états initiaux de contrainte. L'analyse et la discussion de ces résultats seront alors ensuite développées.

IV.2 QUELQUES RESULTATS DU PROBLEME DIRECT

Disposant donc d'un modèle apte à décrire les fortes non-linéarités rencontrées par la roche présente sur le site de mesure (Chap. III), un grand nombre de simulations du surcarottage dans les formations anélastiques (marnes à hydrobies et siltite du Gard) a pu être mis en oeuvre. En parallèle, et pour chaque état initial de contrainte envisagé, des calculs postulant une réponse exclusivement élastique du matériau ont été effectués. L'intérêt d'une telle approche consiste à vérifier l'influence de la loi de comportement sur les valeurs obtenues lors d'une mesure *in situ*. Pour parvenir à une description plus globale de la réponse en paroi de forage, nous avons indiqué les valeurs de déformations orthoradiales calculées en quatre points de cette paroi. La localisation de ces points est rappelée sur la figure IV.1.. Signalons qu'ils correspondent aux emplacements des jauges de déformations orthoradiales sur une cellule C.S.I.R.. Pour rester cohérent avec le travail de recherche réalisée lors de la coopération

LAEGO, L.M.L. et ANDRA, les calculs complémentaires (modèle élastoplastique endommageable) que nous présentons ici ont été envisagés avec les mêmes rapports de contrainte que ceux utilisés pour les modèles de cette étude. Pour chaque modèle de comportement, nous avons considéré (convention de compression positive) :

- trois états de contraintes hydrostatiques (notés H_i , $i = 1,3$) :

$$H_1 \quad \sigma_H = \sigma_h = \sigma_v = 10 \text{ MPa (K=1)}$$

$$H_2 \quad \sigma_H = \sigma_h = \sigma_v = 20 \text{ MPa (K=1)}$$

$$H_3 \quad \sigma_H = \sigma_h = \sigma_v = 30 \text{ MPa (K=1)}$$

- neuf états de contraintes déviatoriques (notés D_i , $i = 1,9$) précisés dans le tableau IV.1..

Tableau IV.1. Dénomination des états initiaux de contraintes déviatoriques pris en compte.

Dénomination	σ_v (MPa)	σ_H (MPa)	σ_h (MPa)	K
D1	10	12	8	1,5
D2			6	2
D3			4	3
D4	20	24	16	1,5
D5			12	2
D6			8	3
D7	30	36	24	1,5
D8			18	2
D9			12	3

Ces différents états de contraintes initiales sont caractérisés par les contraintes principales mineures (σ_h), majeures (σ_H) fixées dans le plan d'étude (modélisation bidimensionnelle), par la contrainte verticale à ce plan (σ_v) ainsi que par le coefficient K, rapport σ_H / σ_h . Par abus de langage, K est souvent nommé "rapport d'anisotropie" (de contrainte).

Une synthèse des résultats obtenus est fournie sur le tableau IV.2. pour le modèle élastoplastique de Khan et sur le tableau IV.3. pour le modèle couplant élastoplastique couplé à l'endommagement.

Tableau IV.2. Comparaison des déformations orthoradiales en fin de surcarottage ($1E-4$) pour les modèles élastiques (Hooke) et élasto-plastique (Khan).

Jauge :	Modèle	H_1	H_2	H_3
toutes	élastique	8,62	17,33	25,4
	Khan	8,66	17,32	26,0

- Cas des contraintes initiales hydrostatiques.

Jauge	Modèle	D_1	D_2	D_3	D_4	D_5	D_6	D_7	D_8	D_9
B	élastique	5,22	2,64	0,05	10,4	5,28	0,1	15,7	7,90	0,15
	Khan	5,43	2,88	0,32	11,2	7,15	4,04	16,9	13,1	5,91
E	élastique	7,00	5,30	3,60	14,0	10,6	7,20	21,0	15,9	10,8
	Khan	7,07	5,39	3,70	13,9	11,0	8,65	20,9	17,0	12,6
C	élastique	10,3	10,3	10,3	20,6	20,6	20,5	31,0	30,9	30,8
	Khan	10,0	10,0	9,94	20,2	19,3	18,2	29,6	28,2	28,1
F	élastique	12,1	13,0	13,8	24,2	25,9	27,6	36,3	38,9	41,4
	Khan	11,8	12,8	13,8	24,1	25,17	25,3	34,1	34,7	39,6

- Cas des contraintes initiales déviatoriques.

Tableau IV.3. Comparaison des déformations orthoradiales en fin de surcarottage ($1E-4$) pour les modèles élastiques (Hooke) et élastoplastique endommageable (ep- e).

Jauge :	Modèle	H_1	H_2	H_3
toutes	élastique	11,0	21,9	32,9
	ep-e	11,1	22,6	35,3

- Cas des contraintes initiales hydrostatiques.

Jauge	Modèle	D_1	D_2	D_3	D_4	D_5	D_6	D_7	D_8	D_9
B	élastique	6,61	3,33	0,06	13,2	6,68	0,12	19,8	10,0	0,20
	ep-e	6,65	3,31	0,04	13,1	6,53	0,05	19,62	9,55	0,15
E	élastique	8,86	6,71	4,56	17,7	13,4	9,11	26,6	20,1	13,7
	ep-e	8,88	6,69	4,52	17,9	13,3	8,83	27,2	19,8	12,9
C	élastique	13,1	13,0	13,0	26,1	26,1	26,0	39,2	39,1	39,0
	ep-e	13,3	13,2	13,1	27,5	27,4	27,3	43,9	44,1	44,2
F	élastique	15,3	16,4	17,5	30,6	32,8	34,9	45,9	49,2	52,4
	ep-e	15,6	16,8	17,95	33,1	35,9	38,9	53,6	58,8	64,0

- Cas des contraintes initiales déviatoriques.

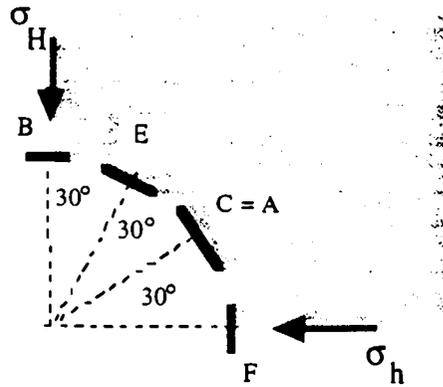


Fig. IV.1. Rappel du positionnement des jauges (cellule C.S.I.R.).

IV.3 ANALYSE DES RESULTATS DU PROBLEME DIRECT

IV.3.A Analyse des résultats pour le cas de contraintes initiales hydrostatiques

Notons tout d'abord que dans le cas d'un état de contraintes initiales hydrostatiques, le problème possède une symétrie de révolution par rapport à l'axe du carottier. Les réponses des différentes jauges sont donc identiques autour de la paroi de forage. Il est donc inutile par la suite de préciser la localisation des jauges citées dans le texte de ce paragraphe. Les graphiques (cf. Fig. IV.2. et Fig. IV.3.) représentent l'évolution de la déformation orthoradiale en fonction du taux de déconfinement λ durant les phases de carottage ($0 \geq \lambda \geq 1$) et surcarottage ($1 \geq \lambda \geq$

2). Ce coefficient λ peut être relié à la position du carottier suivant :

$$\lambda(z) = \frac{1}{2} \left[1 - \text{th} \left(\frac{1}{3} - \frac{Z}{D} \right) \right]$$

avec D : diamètre du trou

La première constatation concernant les résultats des différents calculs envisagés avec les états de contraintes initiaux hydrostatiques présentés, est que l'on vérifie la symétrie de révolution dans la répartition des champs de contrainte et de déformation, mais aussi dans la localisation des différents champs représentatifs des phénomènes dissipatifs décrits (Déformation plastique sur les figure IV.5. et IV.6., endommagement sur les figures IV.7. et IV.8.). Ce résultat, tout à fait prévisible, peut être considéré comme une vérification du bon

déroulement du processus numérique considéré (procédure de simulation du surcarottage et introduction des modèles anélastiques).

L'étude de la solution élastique, numérique ou exacte (Kirsch 1898), permet une certaine analyse du problème. Par exemple, la comparaison entre les réponses des jauges, lorsqu'elles simulent un comportement élastique ou anélastique, met clairement en avant le rôle des phénomènes dissipatifs. De plus les solutions exactes de Kirsch permettent de calculer aisément la variation de contrainte durant les phases de carottage et de surcarottage, et donc l'évolution des invariants de contrainte (par ex : I_1 et J_2). Il est alors possible de "prédire" l'apparition de la plasticité en vérifiant la valeur du critère initial (Khan par exemple). Rappelons que dans le cas d'un état initial de contraintes hydrostatiques, l'évolution des contraintes est, sous l'hypothèse d'un comportement élastique, de type déviatorique durant le carottage (cf. Fig. IV.2.). Cette augmentation du second invariant, sans variation de la contrainte moyenne, est propice à l'émergence de la plasticité durant la phase de carottage, du moins pour des modèles plastiques ayant la forme de ceux proposés dans ce document. Cette analyse est confirmée par les résultats numériques (cf. Annexe 3 et Fig. IV.2.).

Pour le modèle élastoplastique endommageable, la prévision de l'apparition de la plasticité reste simple, puisque le critère initial (surface seuil initiale) est violé dès l'augmentation du déviateur de contrainte. Cependant, il est à noter que ce modèle n'admet pas de seuil initial d'endommagement. Donc, le matériau s'endommage dès qu'il se déforme. La vérification du critère de plasticité doit donc s'effectuer dans l'espace des contraintes effectives.

Pour les deux modèles envisagés (élastoplastique et élastoplastique avec endommagement) on observe que le carottage provoque toujours l'apparition des phénomènes dissipatifs. Cette perturbation est d'autant plus marquée que la contrainte initiale (hydrostatique) est importante (cf. annexes 3 et 4). On notera que la plasticité et l'endommagement se localisent autour du trou (Fig. IV.5. et Fig. IV.7.), perturbant ainsi la déformation des jauges, par rapport à la réponse élastique.

Le surcarottage, par contre, continue de solliciter les mécanismes dissipatifs d'une manière sensible (Fig. IV.6. et Fig. IV.7.) mais beaucoup plus diffuse. Ainsi, la plasticité et l'endommagement varient peu autour du trou. La déformation enregistrée par les jauges est alors proche de celle produite par un comportement élastique. Rappelons que lors de la mise en oeuvre de la technique du surcarottage, seules les déformations induites par le surcarottage (et non pas le carottage initial) sont accessibles à la mesure. C'est à partir de ces valeurs que l'estimation de contrainte est effectuée. Au vu des résultats numériques, il semble donc que pour les états de contraintes (hydrostatiques) envisagés dans cette étude, les déformations anélastiques jouent un rôle mineur dans le résultat des mesures de jauges d'un essai *in situ*. L'interprétation élastique classique de ces valeurs semble donc être à même de fournir une évaluation efficace des contraintes naturelles.

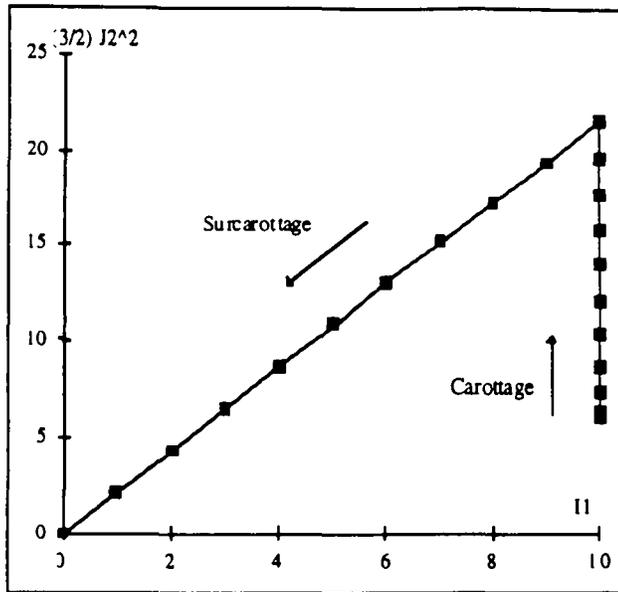


Fig. IV.2. Evolution des deux premiers invariants de contrainte durant les phases de carottage et de surcarottage.

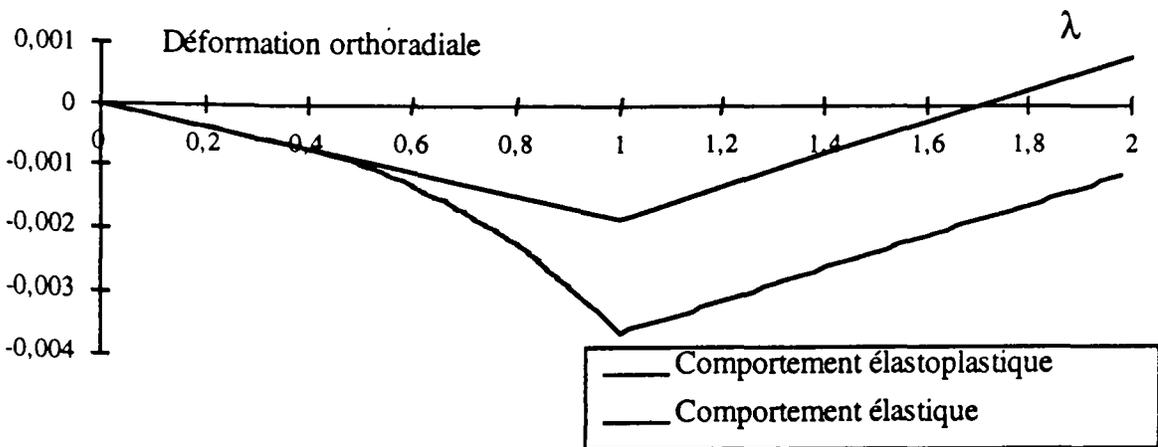


Fig. IV.3. Evolution de la déformation orthoradiale durant les phases de carottage ($0 \geq \lambda \geq 1$) et de surcarottage ($1 \geq \lambda \geq 2$). Cas hydrostatique H3.

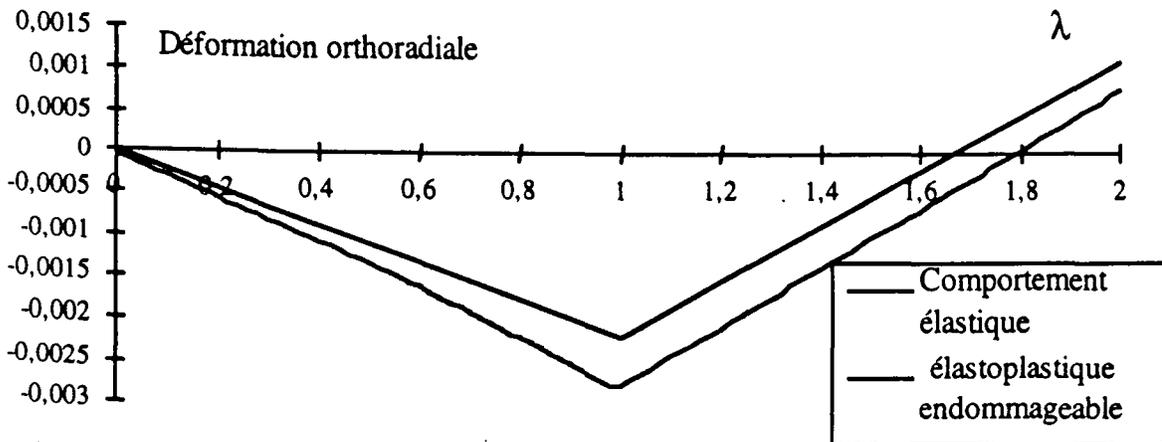
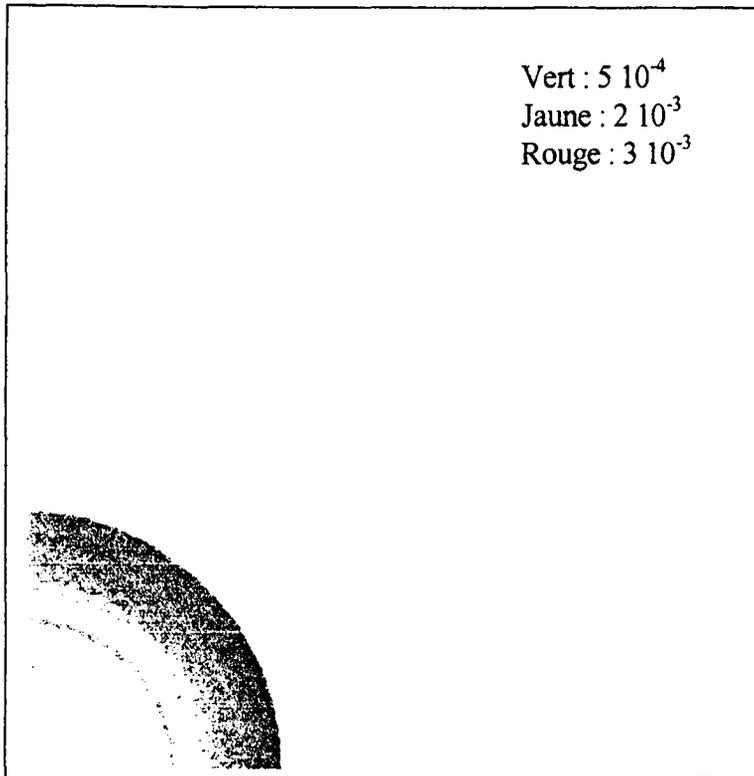
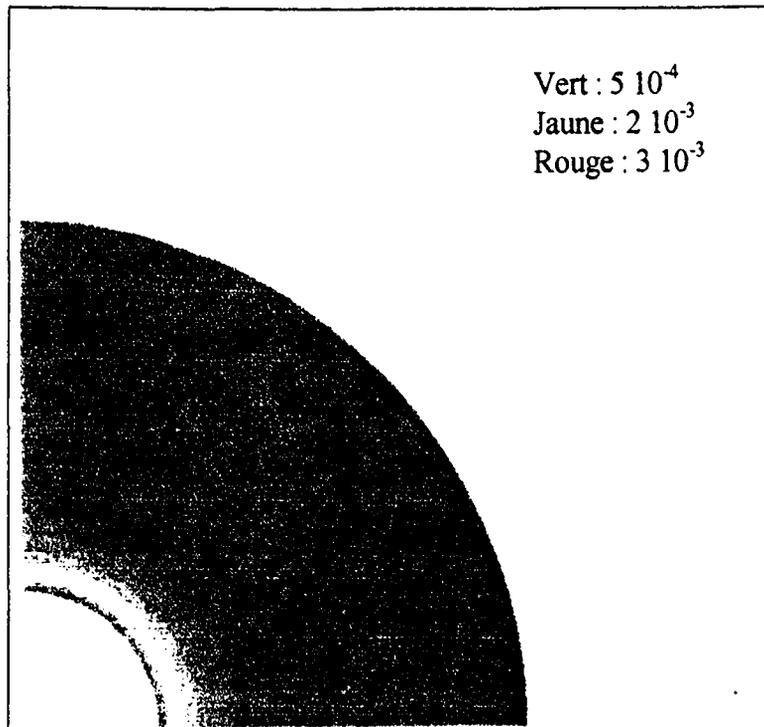


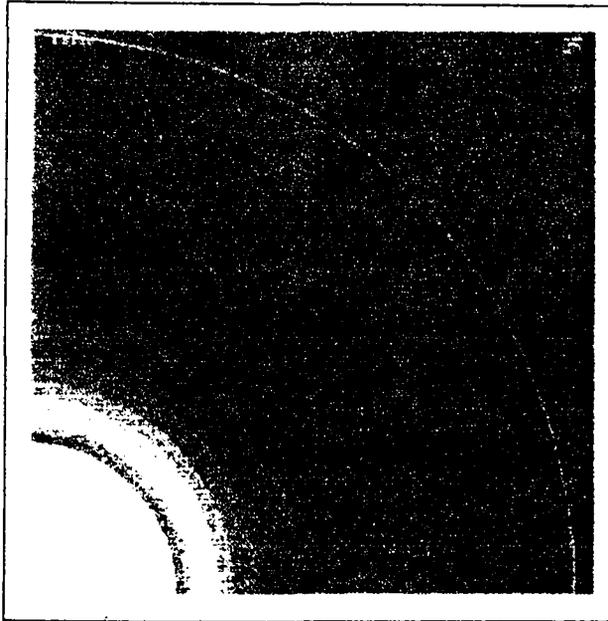
Fig. IV.4. Evolution de la déformation orthoradiale durant les phases de carottage ($0 \geq \lambda \geq 1$) et de surcarottage ($1 \geq \lambda \geq 2$). Cas hydrostatique H3.



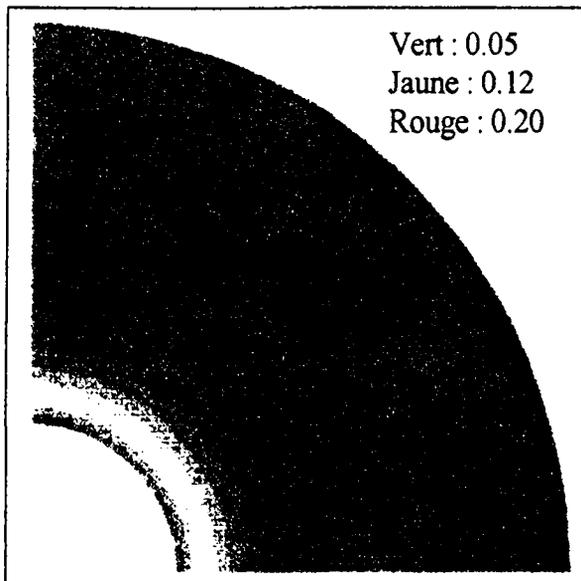
**Fig. IV.5. Zone plastique en fin de carottage. Cas hydrostatique H3
(modèle élastoplastique de Khan)**



**Fig. IV.6. Zone plastique en fin de surcarottage. Cas hydrostatique H3
(Modèle élastoplastique de Khan).**



**Fig. IV.7. Zone endommagée en fin de carottage. Cas hydrostatique H3
(Modèle élastoplastique couplé à l'endommagement).**



**Fig. IV.8. Zone endommagée en fin de surcarottage. Cas hydrostatique H3
(Modèle élastoplastique couplé à l'endommagement).**

IV.3.B Analyse des résultats pour le cas de contraintes initiales non hydrostatiques

Le problème du surcarottage en champs de contraintes non hydrostatiques, dans un milieu au comportement anélastique est un problème complexe. L'évolution du premier et second invariants de contrainte (I_1, I_2), durant le carottage puis le surcarottage est précisé sur la Fig. IV.9. pour les différentes jauges. L'analyse des réponses de jauge doit tenir compte de trois données déterminantes :

- la position de la jauge,
- le rapport d'anisotropie de contrainte K ,
- la contrainte moyenne.

Le couplage de ces trois facteurs influe fortement sur la déformation mesurée par la jauge. Il est néanmoins possible de formuler quelques remarques générales.

Tout d'abord, précisons que la plasticité (modèle de Khan) s'initie toujours, durant la phase de carottage. Comme pour les états de contraintes hydrostatiques, on remarque que la plasticité et l'endommagement sont des phénomènes qui se localisent en bord d'excavation lors du carottage et se propagent dans le massif lors du surcarottage (Fig. IV.10 à IV.17.). Pour cette raison, et comme précédemment, les déformations orthoradiales sont généralement plus influencées par les phénomènes dissipatifs durant la phase de carottage que dans la phase de surcarottage (par ex. Fig. VI.19.). Néanmoins, et contrairement au cas des contraintes initiales hydrostatiques, la plasticité et / ou l'endommagement modifient profondément les champs de contrainte autour de l'excavation lors du carottage. Le déchargement correspondant au surcarottage s'initie donc à partir d'un état sensiblement différent de celui prévu par l'élasticité. La réponse des jauges peut alors être fortement influencée par la valeur de ce champ "perturbé" par la plasticité et / ou l'endommagement. Les cas les plus favorables à l'émergence des déformations plastiques et de l'endommagement, sont les plus grands rapports d'anisotropie de contrainte (ici $K=3$) associés à la plus forte valeur de la contrainte moyenne initiale. Ce résultat était attendu, si l'on considère la forme des différents critères (fortement influencés par la valeur du déviateur de contrainte), et si l'on se réfère au chemin de contrainte qui correspond à la technique de surcarottage (c'est à dire au passage d'un état initial à un état de contrainte nulle). Ce chemin est donc d'autant plus long, et doit donc mobiliser plus de déformation que la contrainte initiale est élevée.

La comparaison des résultats mis en évidence sur les figures IV.10. et IV.12. (comportement élastoplastique) ainsi que sur les figures IV.14. et IV.16. (modèle couplant plasticité et endommagement) met en évidence un phénomène de concentration de la plasticité et de l'endommagement autour du point F (cf. Fig. IV.1.). Ce phénomène est d'autant plus marqué que le rapport d'anisotropie de contrainte K est important. De même, la propagation

dans le massif des déformations anélastiques est d'autant plus diffuse que K est faible. Les figures IV.12. et IV.13. (cas D5) nous montre l'émergence d'une bande dans laquelle se regroupe les déformations plastiques ($K=2$), alors qu'après surcarottage, le calcul D4 ($K=1,5$) indique que la portion de roche conservée après surcarottage est entièrement plastifiée (Fig. IV.15).

Pour des contraintes non hydrostatiques, on note donc une importante concentration des phénomènes dissipatifs autour du point F. Pourtant les calculs de déformations orthoradiales démontrent que l'influence du comportement anélastique est surtout marquée au point B (annexes 3 et 4). Ce résultat démontre, s'il le fallait, que le problème étudié correspond à un déchargement de structure, et non pas au comportement d'un point isolé.

L'ensemble des courbes présentant la variation de déformations orthoradiales lors des deux étapes d'une mesure par surcarottage est présenté en annexe (annexe 3 pour le modèle élastoplastique et annexe 4 pour le modèle couplant l'endommagement et la plasticité). Les figures IV.18. et IV.19. sont représentatives de l'effet du comportement anélastique sur la mesure des jauges lors du surcarottage. Bien que représentatifs des tendances observées, signalons tout de même que ces deux exemples correspondent (quantitativement) à des cas particuliers, puisque pour le rapport d'anisotropie considéré ($K=3$), et à l'emplacement choisi pour la jauge B (cf. Fig. IV.1.), la contrainte est nulle dans le cas élastique après carottage, la déformation orthoradiale n'évolue donc plus pendant le surcarottage. Ce phénomène permet de distinguer nettement l'influence du comportement anélastique.

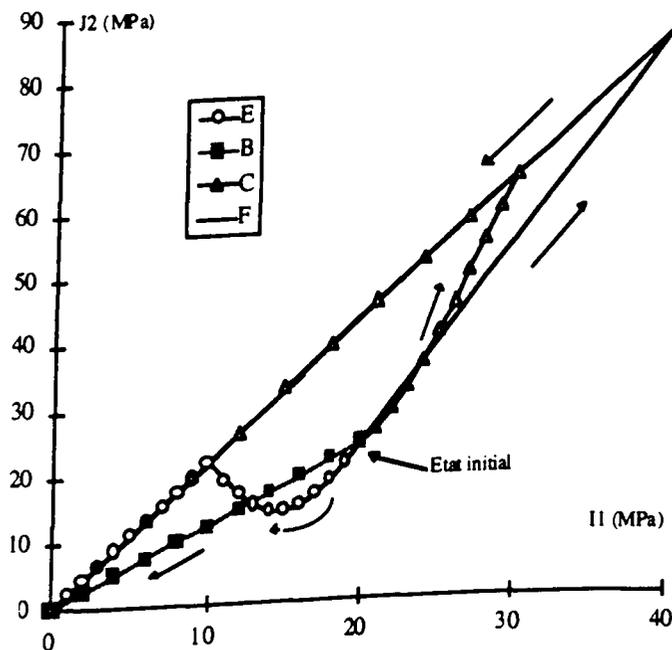
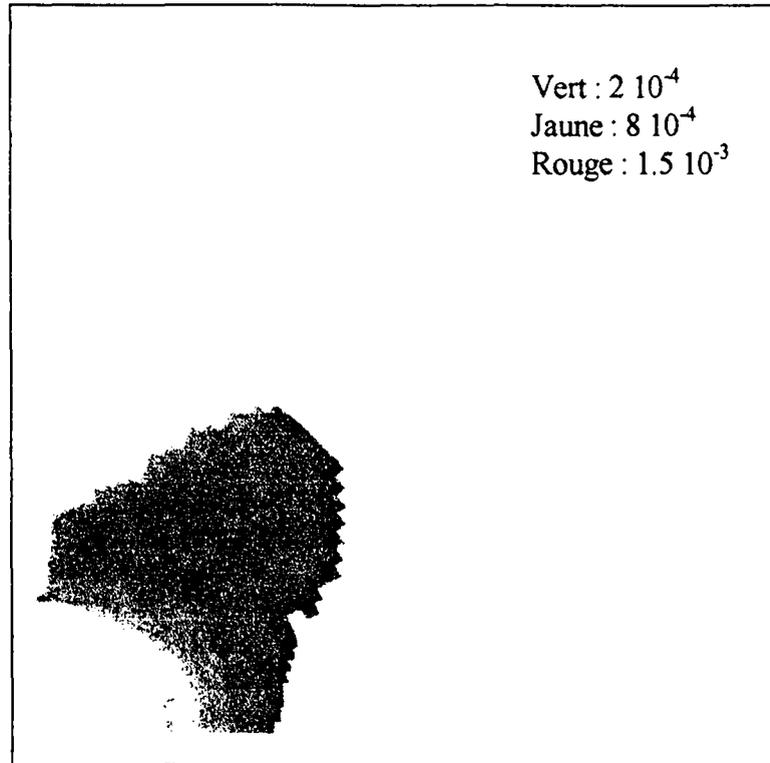
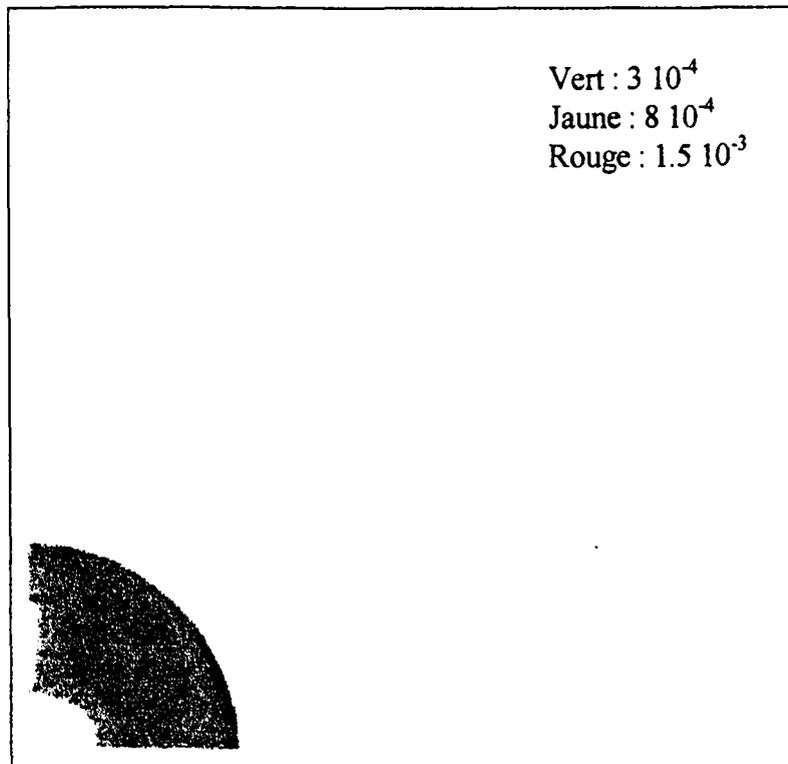


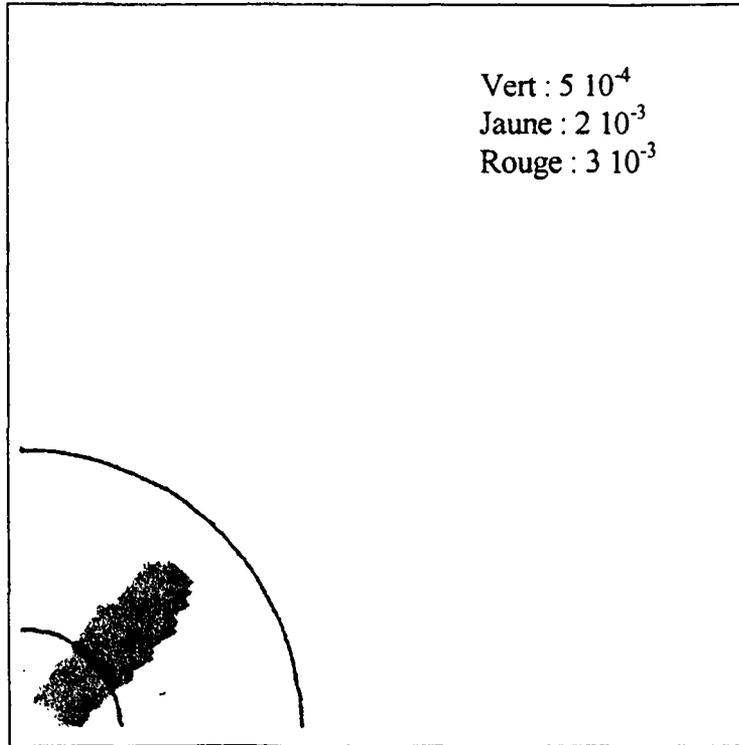
Fig. IV.9. Evolution des deux premiers invariants de contrainte durant les phase de carottage et de surcarottage.



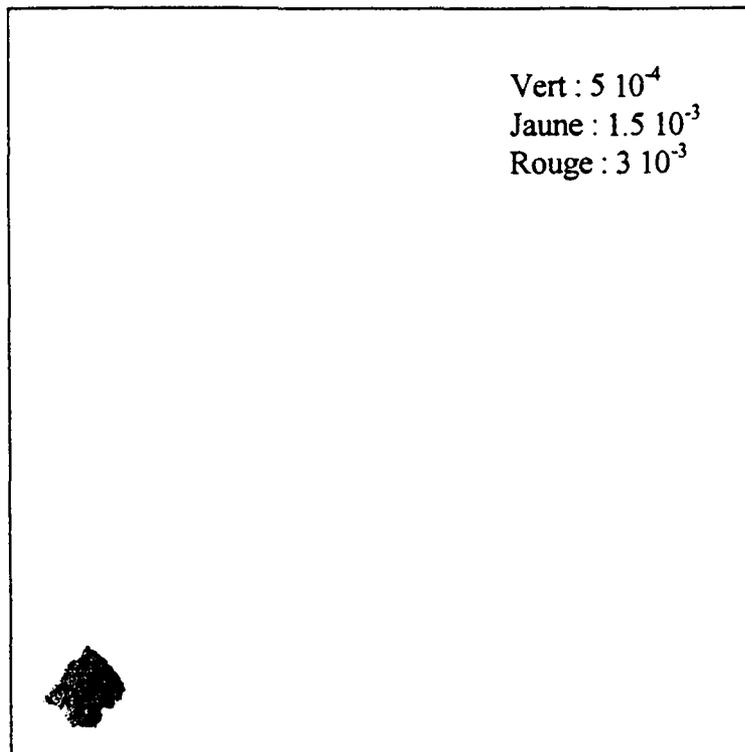
**Fig. IV.10. Zone plastique en fin de carottage. Cas non hydrostatique D4
(Modèle élastoplastique de Khan).**



**Fig. IV.11. Zone plastique en fin de surcarottage. Cas non hydrostatique D4
(Modèle élastoplastique de Khan).**



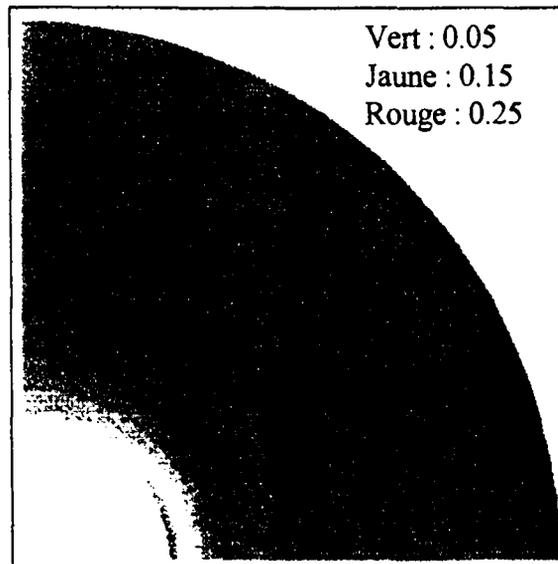
**Fig. IV.12. Zone plastique en fin de carottage. Cas non hydrostatique D5
(Modèle élastoplastique de Khan).**



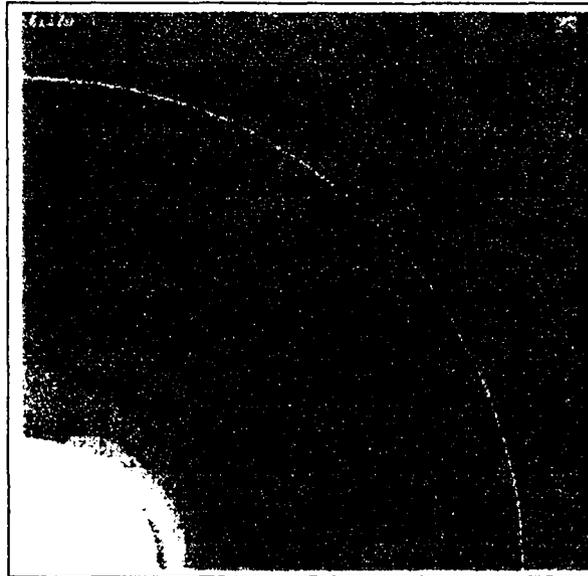
**Fig. IV.13. Zone plastique en fin de surcarottage. Cas non hydrostatique D5
(Modèle élastoplastique de Khan).**



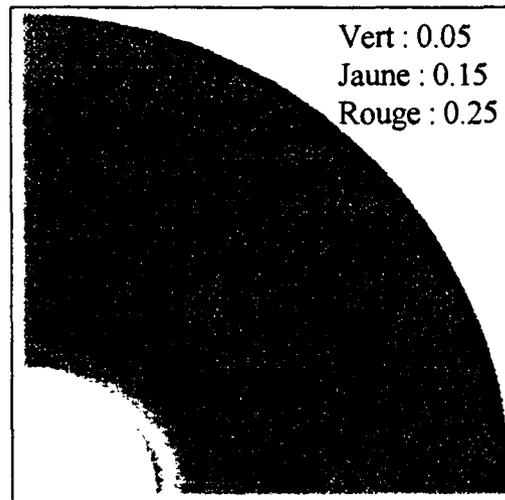
**Fig. IV.14. Zone endommagée en fin de carottage. Cas non hydrostatique D8
(Modèle élastoplastique couplé à l'endommagement).**



**Fig. IV.15. Zone endommagée en fin de surcarottage. Cas non hydrostatique D8
(Modèle élastoplastique couplé à l'endommagement).**



**Fig. IV.16. Zone endommagée en fin de carottage. Cas non hydrostatique D9
(Modèle élastoplastique couplé à l'endommagement).**



**Fig. IV.17. Zone endommagée en fin de surcarottage. Cas non hydrostatique D9
(Modèle élastoplastique couplé à l'endommagement).**

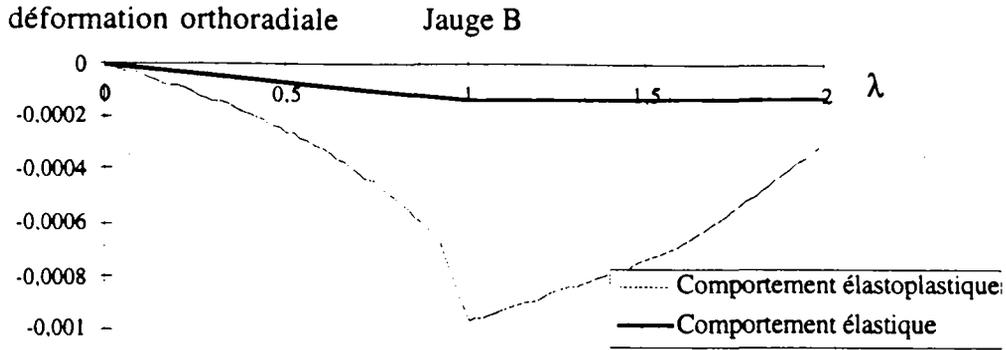


Fig. IV.18. Evolution de la déformation orthoradiale durant les phases de carottage ($0 \geq \lambda \geq 1$) et de surcarottage ($1 \geq \lambda \geq 2$). Cas non hydrostatique D9.

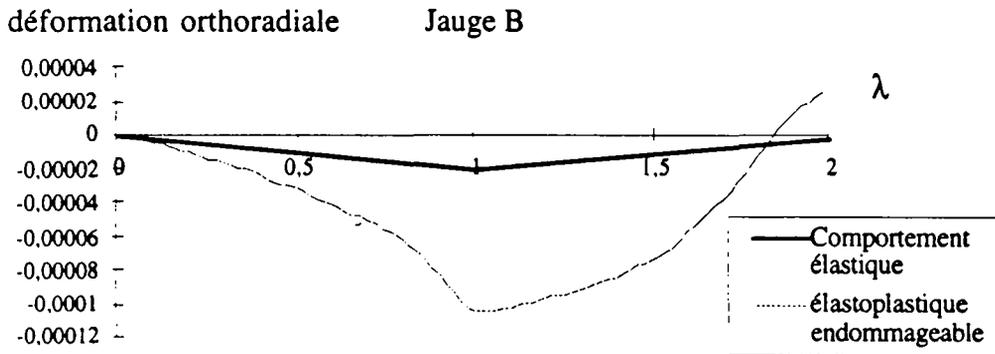


Fig. IV.19. Evolution de la déformation orthoradiale durant les phases de carottage ($0 \geq \lambda \geq 1$) et de surcarottage ($1 \geq \lambda \geq 2$). Cas hydrostatique D9.

IV.4 CONCLUSION DU PRESENT CHAPITRE

La large gamme d'états de contrainte envisagés nous a permis de réaliser de nombreux calculs de simulation du surcarottage, et de l'évolution de la déformation orthoradiale. Nous avons ainsi pu dégager quelques conclusions intéressantes.

Tout d'abord, pour les états initiaux de contraintes hydrostatiques, et bien que l'on puisse noter une influence des lois de comportement anélastiques sur la déformation orthoradiale lors du carottage, il semble que leur rôle ne soit pas prépondérant lors du surcarottage. Une interprétation élastique des mesures semble à même de fournir une indication fiable de la contrainte initiale.

Pour les états initiaux de contraintes non hydrostatiques, bien au contraire, les mécanismes de plasticité et d'endommagement envisagés entraînent une redistribution des champs de contrainte (par rapport à l'élasticité) après carottage. Le surcarottage entraîne donc des réponses de jauges différentes de celles obtenues par le calcul élastique. L'inversion des données par la méthode classique n'est donc plus envisageable, et il est alors nécessaire d'envisager des méthodes d'interprétation des déformations orthoradiales prenant en compte le comportement réel du matériau.

V. APPLICATION DES METHODES INVERSES A LA MESURE DE CONTRAINTES



V.1 Approche théorique

V.1.a Positionnement du problème

Plaçons nous dans la suite de ce chapitre, dans le cas idéal d'une modélisation numérique parfaitement adaptée au problème du surcarottage, et évacuons donc toutes les difficultés liées à la description numérique de ce problème (discrétisation du domaine, caractéristiques du maillage, ...). Seule la pertinence de la modélisation rhéologique sera discutée.

Le calcul des déformations orthoradiales dues à un déconfinement, tel que nous venons de le présenter dans les chapitres précédents, constitue un problème que nous qualifierons dorénavant de problème direct. Pour un tel problème, l'état de contrainte initial, la géométrie du système étudié (frontières du domaine, conditions aux limites, ...) ainsi que la loi rhéologique du matériau représentent l'ensemble des paramètres définissant le problème. La donnée de ces paramètres (désormais notés \bar{P}) permet alors de mettre en oeuvre les outils de calcul retenus, et d'obtenir un résultat \bar{R} (dans notre cas, les déformations orthoradiales).

Ce type de problème peut être décrit par une relation du type :

$$\bar{R} = F(\bar{P}) \quad (\text{V.1})$$

où F représente une fonctionnelle reliant donc \bar{R} (à déterminer) à \bar{P} (connu).

N.B. Dans le cas d'un comportement anélastique, il n'existe généralement pas de solution analytique permettant de calculer \bar{R} suivant V.1. D'une manière classique, on a alors recours à des méthodes numériques conduisant à des solutions approchées. Il est donc impossible de déterminer la forme explicite de la fonctionnelle F . L'écriture du problème selon l'équation V.1 n'est donc pas possible au sens strict. Néanmoins nous garderons cette écriture, qui bien qu'abusive, nous permet de signifier que les réponses à déterminer (\bar{R}) sont uniquement fonction des paramètres retenus (\bar{P}).

Cependant, lors d'un essai de surcarottage, le problème d'interprétation ne se pose pas comme un problème direct ayant la forme proposée en V.1. En effet, il s'agit alors de déterminer certains des paramètres \bar{P} (les seules inconnues sont les contraintes initiales, la géométrie ainsi que le comportement étant supposés connus) conduisant à un ensemble de réponses mesurables : \bar{R} (les déformations connues). Il est alors nécessaire de résoudre un problème, qualifié d'inverse et pouvant se présenter sous la forme :

$$\bar{P} = F^{-1}(\bar{R}) \quad (\text{V.2})$$

où F^{-1} représente une fonctionnelle reliant donc \bar{R} (connu) à \bar{P} (à déterminer).

D'un point de vue mathématique, il s'agit donc de réaliser l'inversion de la fonctionnelle F . Il est alors évident que dans le cas général, si l'utilisation de méthodes numériques "classiques" permet de résoudre le problème direct (cf. chap. II), il est par contre quasiment impossible d'obtenir une expression explicite de F^{-1} , et par la même de déterminer "directement" \bar{P} . Confrontés à cette difficulté, nous verrons par la suite que la résolution de V.2 entraînera la résolution d'un problème d'optimisation non linéaire, consistant à déterminer un ensemble de paramètres (\bar{P}) engendrant des solutions proches des données expérimentales.

N.B. : Sous l'hypothèse d'un comportement rhéologique élastique isotrope linéaire (Kirsch 1898), élastique anisotrope linéaire (Lekhnitski 1963 et Amadei 1983) ou sous certaines conditions simplificatrices (comportement parfaitement plastique et contraintes initiales hydrostatiques (cf. Brown et al. 1983), des solutions analytiques pour le calcul des déformations existent. Il est donc possible, sous ces conditions restrictives de formuler le problème selon (V.2) et de résoudre "simplement" le problème inverse.

V.1.b Définition de la solution optimale d'un problème inverse

Pour l'application qui nous intéresse, c'est à dire l'interprétation des mesures du surcarottage, la résolution du problème inverse consiste à trouver un jeu de contraintes initiales (\bar{P} , les paramètres du problème direct) qui permet d'obtenir, après calcul (de type direct), un résultat numérique (\bar{R}^{num} , les déformations orthoradiales) égal aux déformations expérimentales mesurées *in situ* (\bar{R}^{exp}). Idéalement on obtient :

$$F(\bar{P}) = \bar{R}^{exp} \quad (V.3)$$

Pour un tel problème les sources d'erreur sont multiples. La prise de mesure *in situ* est par exemple toujours entachée d'une erreur expérimentale, alors que la résolution du problème non-linéaire nécessite l'utilisation d'une méthode numérique fournissant des solutions approchées. La solution \bar{P} du problème inverse est alors telle que :

$$F(\bar{P}) = \bar{R}^{num} \approx \bar{R}^{exp} \quad (V.4)$$

C'est à dire:

$$\| \bar{R}^{num} - \bar{R}^{exp} \| < \varepsilon \quad (V.5)$$

où ε représente la précision désirée.

V.1.c Approche statistique

Dans la mesure où les valeurs expérimentales sont toujours obtenues avec un certain degré d'incertitude, il est habituel de multiplier les prises de mesure. Nous considérons donc comme $i^{\text{ème}}$ composante du vecteur \bar{R}^{exp} , la moyenne des différentes valeurs obtenues pour la quantité stockée à chaque essai en R_i^{exp} . A cette moyenne calculée sur chaque composante, il est possible d'associer l'écart type S_i^R .

N.B. : A titre d'exemple, dans notre étude, pour chaque essai effectué *in situ*, on associe à la mesure de chaque jauge (repérée par sa position) une composante du vecteur \bar{R}^{exp} . Dans le cas où plusieurs essais ont été réalisés, pour chaque position de jauge, on effectue une moyenne sur l'ensemble des essais. Puis chaque moyenne est stockée dans le vecteur \bar{R}^{exp} , dont chaque composante est, là encore, représentative des mesures d'une unique position de jauge. S'il n'a été fait qu'une seule prise de mesure, S_i^R représente la variation habituellement admissible pour le type de jauge utilisé.

En lui associant un ensemble d'écarts types, le vecteur des déformations mesurées est alors considéré comme aléatoirement réparti suivant une distribution de Gauss. Cela nous permet donc de définir la fonction de densité de probabilité suivante:

$$\Pi_1 = A \exp \left[-\frac{1}{2} [(\bar{R}^{\text{num}} - \bar{R}^{\text{exp}}) [C^R]^{-1} (\bar{R}^{\text{num}} - \bar{R}^{\text{exp}})] \right] \quad (\text{V.6})$$

où A est une constante.

$$\text{Notons : } \Pi_1 = \Pi_1(\bar{P}) \text{ car } \bar{R}^{\text{num}} = \bar{R}^{\text{num}}(\bar{P}). \quad (\text{V.7})$$

$[C^R]$ est la matrice de covariance calculée à partir des écarts types suivants :

$$[C^R]^{-1} = \begin{bmatrix} C_1^R & 0 & .. & 0 \\ 0 & C_2^R & .. & 0 \\ .. & .. & .. & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_n^R \end{bmatrix} \quad (\text{V.8})$$

où n représente le nombre de mesures expérimentales, et :

$$C_i^R = \left(\frac{1}{S_i^R} \right)^2 \quad (\text{V.9})$$

La résolution d'un problème inverse (tel que décrit par l'équation V.2) consiste donc à trouver \bar{P} maximisant Π_1 . Néanmoins, la solution d'un tel problème d'optimisation admet parfois plusieurs solutions. Afin d'assurer que celles-ci restent physiquement acceptables, nous définissons une nouvelle densité de probabilité : Π_2 , qui contraint la solution \bar{P} à se situer dans un domaine de valeurs logiquement satisfaisantes. Pour cela, il est nécessaire d'évaluer une valeur représentative \bar{P}_0 qui constitue une première estimation de \bar{P} . Cette valeur peut être déterminée par l'interprétation élastique des déformations enregistrées, ou alors être obtenue par divers moyens empiriques. Le domaine physiquement acceptable est alors défini comme l'ensemble des valeurs de \bar{P} suffisamment proches de \bar{P}_0 . Nous donnons donc à Π_2 l'expression suivante :

$$\Pi_2 = B \exp \left[-\frac{1}{2} [{}^t(\bar{P} - \bar{P}_0) [C^P]^{-1} (\bar{P} - \bar{P}_0)] \right] \quad (\text{V.10})$$

où B est une constante et $[C^P]$ est la matrice de covariance des paramètres, ayant une forme similaire à $[C^R]$ mais calculée à partir des écarts types admissibles pour les paramètres (S_i^p). Les valeurs de ces écarts types restent à définir suivant la confiance que l'on peut attribuer à \bar{P}_0 .

La résolution du problème inverse impose donc de trouver \bar{P} maximisant Π_1 dans un domaine physiquement satisfaisant (maximisant Π_2). Ceci correspond à définir une fonction globale de densité de probabilité:

$$D(\bar{P}) = \Pi_1 \cdot \Pi_2 = A \cdot B \cdot \exp (-S) \quad (\text{V.11})$$

Avec :

$$S = \frac{1}{2} [{}^t(\bar{R}^{num} - \bar{R}^{exp}) [C^R]^{-1} (\bar{R}^{num} - \bar{R}^{exp}) + {}^t(\bar{P} - \bar{P}_0) [C^P]^{-1} (\bar{P} - \bar{P}_0)] \quad (\text{V.12})$$

Notons : $S = S(\bar{P})$ car : $\bar{R}^{num} = \bar{R}^{num}(\bar{P})$.

Nous pouvons donc en conclure que la résolution du problème inverse (tel que formulé en (V.2)), peut consister en la recherche d'une valeur de \bar{P} minimisant la quantité S.

V.2 Résolution numérique

V.2.a Méthode de résolution

Par la suite, nous noterons systématiquement V_i , la $i^{\text{ème}}$ composante de tout vecteur \bar{V} .

Nous nous proposons de chercher l'ensemble des n paramètres P_i (i variant de 1 à n) qui minimisent la quantité $S(\bar{P})$. Dans le cas où la fonction $S(\bar{P})$ est continue et dérivable par rapport à chacun de ses arguments P_i , s'il existe \bar{P}^{\min} tel que $S(\bar{P}^{\min})$ soit minimum, alors la fonction S doit vérifier :

$$\left. \frac{\partial S}{\partial P_i} \right|_{\bar{P}^{\min}} = 0 \quad \text{quelque soit } i=1..n. \quad (\text{V.13})$$

Définissons le vecteur \bar{G} suivant :

$$\bar{G} = \left(\frac{\partial S}{\partial P_1}, \frac{\partial S}{\partial P_2}, \dots, \frac{\partial S}{\partial P_n} \right), \quad (\text{V.14})$$

alors (V.13) est équivalent à :

$$\bar{G} \Big|_{\bar{P}^{\min}} = \bar{0}. \quad (\text{V.15})$$

Soit $d\bar{P}$ un accroissement de \bar{P} . Un développement limité, au premier ordre et au voisinage de \bar{P} , s'écrit pour toute fonction G_i :

$$G_i(\bar{P} + d\bar{P}) = G_i(\bar{P}) + \sum_{j=1}^n \left. \frac{\partial G_i}{\partial P_j} \right|_{\bar{P}} dP_j + r \quad (\text{V.16})$$

où r, représentant les termes d'ordre supérieur, est supposé négligeable pour un faible accroissement $d\bar{P}$.

(V.16) s'écrit alors :

$$\left. \frac{\partial S}{\partial P_i} \right|_{\bar{P}+d\bar{P}} = \left. \frac{\partial S}{\partial P_i} \right|_{\bar{P}} + \sum_{j=1}^n \left. \frac{\partial^2 S}{\partial P_i \partial P_j} \right|_{\bar{P}} dP_j \quad (\text{V.17})$$

La méthode de Newton-Gauss (Tarantola 1987) consiste à chercher $d\bar{P}$ tel que :

$$\bar{P} + d\bar{P} = \bar{P}^{\text{min}}, \quad (\text{V.18})$$

on vérifie alors :

$$\bar{G}(\bar{P} + d\bar{P}) = \bar{0}, \quad (\text{V.19})$$

soit pour tout i :

$$\left. \frac{\partial S}{\partial P_i} \right|_{\bar{P}} + \sum_{j=1}^n \left. \frac{\partial^2 S}{\partial P_i \partial P_j} \right|_{\bar{P}} dP_j = 0 \quad (\text{V.20})$$

Nous sommes donc amenés à résoudre le système :

$$[H(\bar{P})]d\bar{P} = -\bar{G}(\bar{P}) \quad (\text{V.21})$$

avec $[H]$ matrice Hessienne :

$$H_{ij} = \left. \frac{\partial^2 S}{\partial P_i \partial P_j} \right|_{\bar{P}} \quad (\text{V.22})$$

L'égalité (V.19) n'est valable qu'au voisinage immédiat de \bar{P} . La résolution du système (V.21) n'est donc en général pas suffisante pour fournir une solution satisfaisante du problème d'optimisation. Néanmoins, on vérifie souvent que la valeur de $S(\bar{P} + d\bar{P})$ est inférieure à celle de $S(\bar{P})$. Pour trouver le minimum de S , il est alors nécessaire de mettre en oeuvre le processus itératif suivant :

On suppose,

- soit débiter la recherche du minimum de S , dans ce cas on pose : $\bar{P}_K = \bar{P}_0$
- soit être à une étape quelconque du processus de minimisation, et dans ce cas la valeur actuelle de \bar{P} est \bar{P}_K .

1°) On cherche à déterminer $d\bar{P}_K$ tel que :

$$[H(\bar{P}_K)]d\bar{P}_K = -\bar{G}(\bar{P}_K)$$

2°) Après résolution de 1°, il est aisé de réactualiser la solution approchée \bar{P}_K en la valeur \bar{P}_{K+1} suivant :

$$\bar{P}_{K+1} = \bar{P}_K + d\bar{P}_K$$

3°) Après vérification de la convergence, et si la solution du problème n'est pas trouvée avec la précision désirée, on retourne à l'étape 1°.

Ce type de résolution est dorénavant classique dans la plupart des applications numériques, le processus itératif est clairement représenté sur la figure V.1 pour le cas d'un problème uni-paramétrique .

N.B. : Le vecteur $\bar{G}(\bar{P})$ est appelé gradient de $S(\bar{P})$. Chaque composante de celui-ci, nous l'avons vu (V.13), s'annule lorsque S atteint son minimum. Pourtant, la réciproque n'est pas vraie, et chaque "minimum local" satisfait aux équations (V.13). On bute alors sur un problème général lors de la résolution des problèmes de minimisation, qui consiste à trouver le minimum absolu. Il n'existe pas, après résolution de (V.21), de test local permettant d'affirmer que le problème de minimisation a été solutionné. La seule possibilité numérique réside dans une exploration du domaine des solutions, c'est à dire consiste à tester plusieurs valeurs initiales du processus itératif (\bar{P}_0). On vérifie alors la stabilité de la solution numérique (cas d'une solution unique), où les différentes solutions sont comparées entre elles, la solution globale fournissant bien évidemment la plus petite valeur de S .

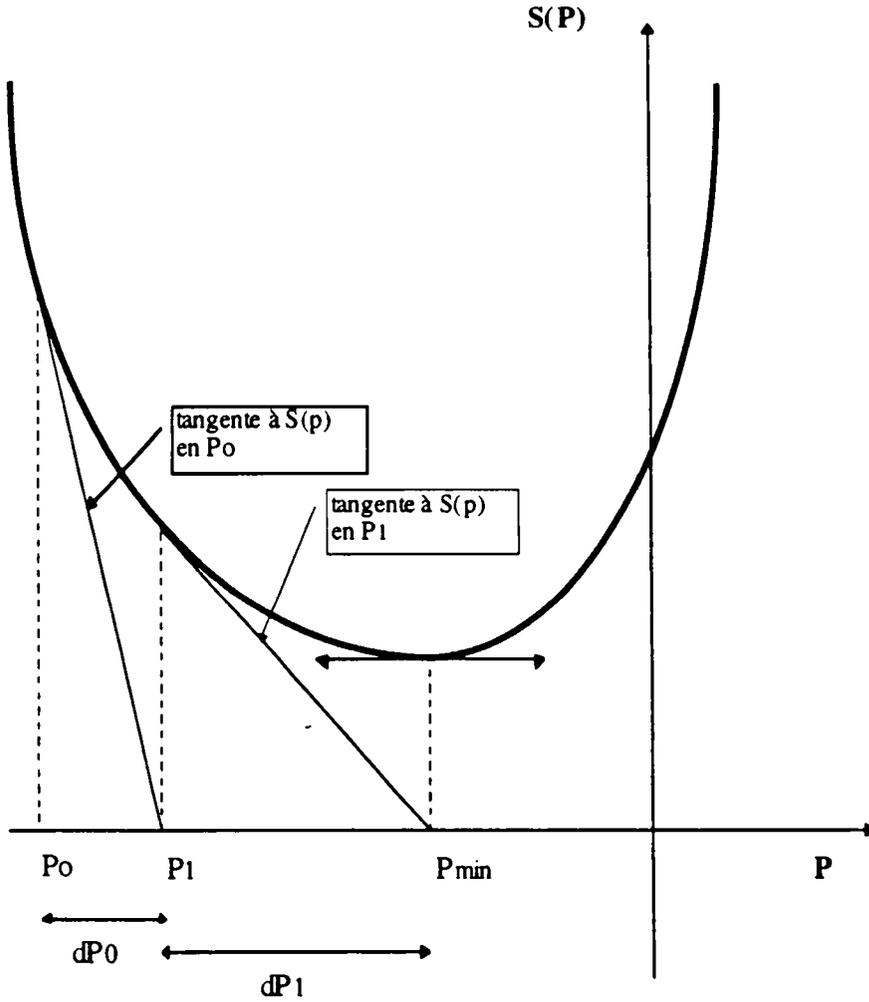


Fig. V.1. Représentation schématique de la recherche du minimum de la fonction $S(P)$, pour le cas d'un problème uni-paramétrique.

Le type de résolution proposée nécessite de calculer $[H]$ et \tilde{G} , dont nous donnons par la suite les expressions.

a) Calcul de \tilde{G}

Rappelons que :

$$G_i(\bar{P}) = \left. \frac{\partial S}{\partial P_i} \right|_{\bar{P}} \quad (V.23)$$

et que :

$$2S = \sum_{j=1}^m \left[\frac{(R_j^{num} - R_j^{exp})}{SR_j} \right]^2 + \sum_{i=1}^n \left[\frac{(P_i - P_{0,i})}{S_{p_i}} \right]^2 \quad (V.24)$$

m représentant le nombre de résultats expérimentaux

Par simple dérivation de (V.24), on obtient :

$$\frac{\partial S}{\partial P_L} = \sum_{J=1}^m \left[\frac{(R_J^{num} - R_J^{exp})}{S_J^R} \right] \frac{\partial R_J^{num}}{\partial P_L} + \frac{(P_L - P_{0L})}{S_L^P}, \quad (V.25)$$

ce qui nous permet de donner l'expression suivante à \bar{G} :

$$\bar{G} = {}^t [DF] [C_R]^{-1} (\bar{R}^{num} - \bar{R}^{exp}) + [C^P]^{-1} (\bar{P} - \bar{P}_0) \quad (V.26)$$

avec :

$$[DF]_{ij} = \frac{\partial R_i^{num}}{\partial P_j} \quad (V.27)$$

b) Calcul de l'Hessien [H]

A partir de (V.13) et par dérivation, on obtient :

$$\frac{\partial^2 S}{\partial P_L \partial P_K} = \sum_{J=1}^m \frac{1}{(S_J^R)^2} \frac{\partial R_J^{num}}{\partial P_L} \frac{\partial R_J^{num}}{\partial P_K} + \sum_{i=1}^m \left[\frac{(R_i^{num} - R_i^{exp})}{S_i^R} \right]^2 \frac{\partial R_i^{num}}{\partial P_L \partial P_K} + \frac{1}{(S_L^P)^2} \delta_{LK} \quad (V.28)$$

où $\delta_{LK} = 0$ pour $L \neq K$, $\delta_{LK} = 1$ sinon.

Soit :

$$[H] = {}^t [DF] [C^R]^{-1} [DF] + [A] + [C^P]^{-1} \quad (V.29)$$

avec :

$$[A] = [[DFF]] [C^R]^{-1} (\bar{R}^{num} - \bar{R}^{exp})^2 \quad (V.30)$$

où :

$$[[DFF]]_{ijk} = \frac{\partial^2 R_K^{num}}{\partial P_i \partial P_j} \quad (V.31)$$

Le terme $[A]$ est très petit si le résidu $(\bar{R}^{num} - \bar{R}^{exp})$ est lui même très petit, ou si la fonction (problème direct) est quasi-linéaire. Classiquement, dans la méthode de Newton, ce terme est négligé. Ceci nous donne donc l'expression approchée de l'Hessien :

$$[H] \approx '[DF] [C^R]^{-1} [DF] + [C^P]^{-1}$$

V.2.b Présentation du code de calcul MIDAS

Afin de mettre en oeuvre les méthodes inverses pour le problème d'interprétation des mesures expérimentales du surcarottage, nous avons créé le module **MIDAS** (Méthodes Inverses Destinées Aux Structures). Celui-ci est destiné à réaliser une optimisation des données de la simulation du surcarottage, afin de fournir à l'utilisateur une valeur estimée des contraintes in situ en accord avec les mesures expérimentales. Un organigramme décrivant les différentes étapes de ce processus d'optimisation est représenté Fig. V.2. Pour bien comprendre celui-ci, rappelons, en suivant le formalisme des paragraphes précédents, que : le problème direct ($F(\vec{P})$) est traité à l'aide d'une simulation numérique incluant un calcul par éléments finis (effectué par le logiciel CESAR-LCPC) ; que les paramètres du problème (\vec{P}) sont les deux contraintes horizontales (σ_H et σ_h) ; que les résultats (\bar{R}^{num}) sont les déformations orthoradiales calculées à l'emplacement des jauges (ici quatre déformations considérées pour une cellule de type C.S.I.R.O.) et que celles-ci sont comparées (dans le calcul de S) avec les déformations mesurées expérimentalement.

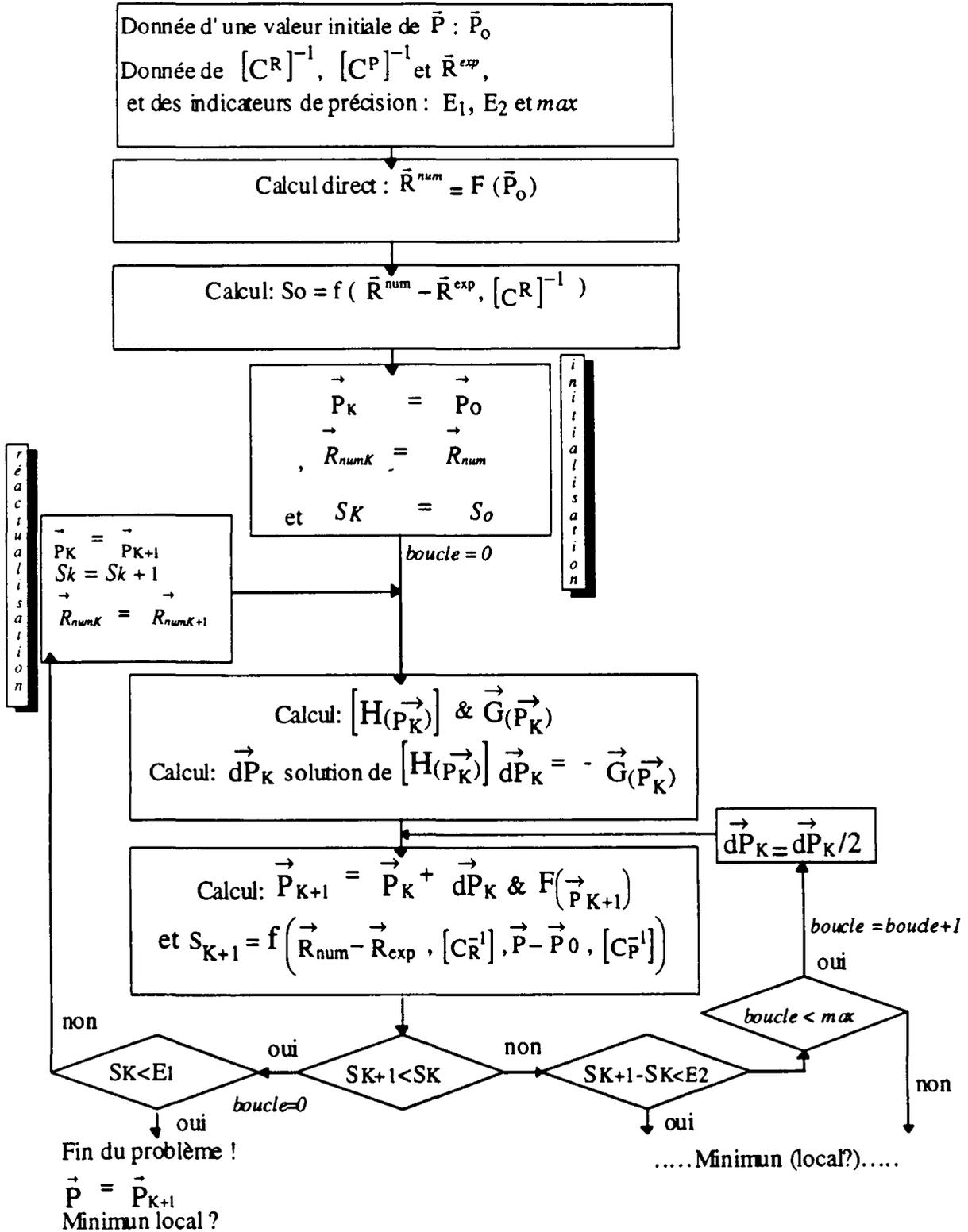


Fig. V.2 Organigramme du logiciel MIDAS

V.3 Validation numérique

Dans le but de tester les performances du code d'optimisation proposé, et plus généralement d'éprouver notre approche du problème par méthode inverse, une validation a été effectuée. Celle-ci consiste, à réaliser un premier calcul direct (simulation du surcarottage) à partir de la donnée de contraintes initiales σ_H^* et σ_h^* (quelconques), les déformations alors obtenues ont ensuite été injectées dans MIDAS, qui ne disposait donc que de ces données pour "retrouver" les valeurs de σ_H^* et σ_h^* .

De nombreux tests de validation ont été réalisés pour différentes structures (calcul direct effectué avec le maillage du problème du surcarottage, mais aussi, lors des phases de développement, avec des maillages plus simples tels qu'un carré possédant quatre éléments). Ces tests ont été mis en oeuvre pour le cas où la structure envisagée possède soit un comportement linéaire (élasticité), soit un comportement non linéaire (élastoplastique ou élastoplastique endommageable). Dans tous les cas les contraintes solutions du problème inverse ont été déterminées avec une précision satisfaisante (cf. tableau V.1.). Avec la condition que le point de départ du processus itératif (\bar{P}_0) ne se situe pas "trop" loin de la solution réelle (pas de solution initiale irréaliste), la convergence a toujours été obtenue quelque soit ce point de départ, montrant ainsi la stabilité de la solution. Notons que le calcul converge vers la solution exacte (σ_H^* , σ_h^* tel que $\sigma_H^* \geq \sigma_h^*$) même lorsque l'ordre des contraintes principales proposées en $\bar{P}_0 : (\sigma_H^0, \sigma_h^0)$ est l'inverse de celui de la solution (soit $\sigma_H^0 \leq \sigma_h^0$, cf. Tab. V.1. et V.2., première colonne).

Il est nécessaire de préciser que pour une telle approche purement numérique, aucune valeur des écarts types ne représente de sens physique. En effet, les déformations soumises à MIDAS sont exactement celles qui ont été obtenues par le calcul direct, il n'existe donc pas d'incertitude sur ces valeurs comme on peut en trouver sur des valeurs expérimentales. Les écarts types (S^R_i) sont alors simplement choisis comme étant de l'ordre de grandeur des valeurs en question, afin de donner le même "poids" à chaque information. Par exemple, si les déformations orthoradiales obtenues pour les jauges 1 et 2 sont :

$$\varepsilon_1 = 2.5 \text{ E-6 et } \varepsilon_2 = 7 \text{ E-4,}$$

alors nous imposons :

$$S_1^R = 1E-6 \text{ et } S_2^R = 1E-4.$$

Pour les contraintes, nous avons défini un domaine admissible de solutions très large. Ceci revient à annuler dans le calcul de S la contribution de la fonction de densité de probabilité Π_2 (cf. V.12). Pour cela, de écarts types importants (S_i^P) ont été introduits, la valeur de $((P_i - P_{o_i}) / S_i^P)$ devenant ainsi très petite.

Nous ne présentons ici que quelques résultats représentatifs (acquis pour le problème du surcarottage). Signalons que dans le cas de l'inversion effectuée avec un modèle anélastique (élastoplastique avec ou sans endommagement), les contraintes initiales ont été choisies de telle sorte que les déformations soient influencées par la plasticité.

Tableau V.1. Comparaison des résultats d'inversion (MIDAS) avec les solutions exactes : Tests de validation numérique.

Solution initiale proposée \bar{P}_0	Solutions fournies par MIDAS	Solutions exactes
Cas d'un comportement élastique		
$\sigma_H=7 \text{ MPa}$	$\sigma_H=14,99 \text{ MPa}$	$\sigma_H=15 \text{ MPa}$
$\sigma_h=15 \text{ MPa}$	$\sigma_h= 4,99 \text{ MPa}$	$\sigma_h=5 \text{ MPa}$
Cas d'un comportement élastoplastique (Khan)		
$\sigma_H=6 \text{ MPa}$ Cas 1	$\sigma_H=14,38 \text{ MPa}$	$\sigma_H=15 \text{ MPa}$
$\sigma_h=12 \text{ MPa}$ Cas 1	$\sigma_h=4,65 \text{ MPa}$	$\sigma_h=5 \text{ MPa}$
$\sigma_H=10 \text{ MPa}$ Cas 2	$\sigma_H=14,62 \text{ MPa}$	$\sigma_H=15 \text{ MPa}$
$\sigma_h=10 \text{ MPa}$ Cas 2	$\sigma_h=4,74 \text{ MPa}$	$\sigma_h=5 \text{ MPa}$
Cas d'un comportement élasto-plastique endommageable		
$\sigma_H=10 \text{ MPa}$ Cas 1	$\sigma_H= 24,00 \text{ MPa}$	$\sigma_H= 24 \text{ MPa}$
$\sigma_h=60 \text{ MPa}$ Cas 1	$\sigma_h= 16,00 \text{ MPa}$	$\sigma_h= 16 \text{ MPa}$
$\sigma_H=10 \text{ MPa}$ Cas 2	$\sigma_H= 20,00 \text{ MPa}$	$\sigma_H= 20 \text{ MPa}$
$\sigma_h=60 \text{ MPa}$ Cas 2	$\sigma_h= 20,00 \text{ MPa}$	$\sigma_h= 20 \text{ MPa}$

V.4 ANALYSE DE L'INFLUENCE DU COMPORTEMENT RHEOLOGIQUE SUR LES RESULTATS D'UNE INVERSION.

Comme nous l'avons souligné dans les chapitres précédents, les processus de déformations irréversibles jouent un rôle non négligeable dans la réponse du massif rocheux lors d'une mesure par surcarottage, tout du moins en bord d'excavation, pour certains états de contraintes initiales et pour les roches étudiées. De plus, nous avons présenté un code d'optimisation (MIDAS) qui s'est montré apte à "retrouver" les contraintes naturelles (σ_H et σ_h), à partir de la donnée des déformations calculées suite au déconfinement généré lors d'une mesure par surcarottage, et ceci, pour le cas de comportements rhéologiques simples (élasticité linéaire isotrope) ou tenant compte de phénomènes dissipatifs plus complexes tels que la plasticité ou/et l'endommagement. Néanmoins, nous l'avons souligné, le processus d'inversion proposé nécessite un réel effort de modélisation. Il est donc nécessaire de justifier cet effort par un gain de précision lors de l'interprétation des mesures. Dans ce paragraphe, nous allons nous attacher à évaluer les performances fournies par cette nouvelle méthode en les confrontant à une interprétation "classique". Notons que cette comparaison reste numérique, c'est à dire basée sur des simulations. Une approche expérimentale sera présentée dans le chapitre suivant.

V.4.a Méthodologie et résultats de la comparaison "numérique"

Pour un même état de contrainte (notamment dans le cas de contraintes déviatoriques), les calculs directs nous ont montré qu'il peut exister de fortes divergences entre les réponses (mesures des déformations orthoradiales) selon la loi rhéologique envisagée. Ces différences, générées par les non-linéarités de comportement du matériau, peuvent alors être très marquées dans certaines zones situées en bord de paroi. Ces résultats ont été mis en évidence dans le chapitre précédent.

Afin d'évaluer l'erreur entraînée par la prise en compte de telles valeurs dans une inversion supposant un comportement élastique, une première simulation du surcarottage a été effectuée en utilisant l'un des modèles non linéaires. Pour un état de contrainte initial choisi (nommé ici $\bar{\sigma}$), un ensemble de déformations orthoradiales en bord d'excavation ($\epsilon_{\theta\theta}$) a donc été obtenu (calculé). Pour simplifier, nous appellerons dorénavant celles-ci : **déformations non-linéaires**. Si l'on suppose que la simulation du surcarottage est correcte, les déformations non-linéaires sont représentatives de celles mesurées *in situ*.

Nous nous proposons de reproduire le processus habituel d'interprétation des mesures, et donc d'exploiter les déformations relevées *in situ* par une inversion élastique (i.e. supposant un relâchement élastique). Ce type d'inversion sera ensuite comparé à une inversion menée par MIDAS et pour laquelle un comportement rhéologique adapté (c'est à dire identique à celui ayant permis d'obtenir les déformations non-linéaires) est utilisé.

Un exemple de résultat est proposé dans le tableau V.2. pour une formation rocheuse de marnes à hydrobies (modèle de Khan) et dans le tableau V.3 pour la siltite du Gard.

Tableau V.2 Comparaison des résultats d'une inversion menée par MIDAS (utilisant le modèle élastoplastique de Khan) avec ceux d'une inversion élastique.

	Solution exacte $\vec{\sigma}$ (MPa)	Solution de MIDAS (MPa)	Inversion élastique (MPa)
Solution initiale $\vec{P}_o : (\sigma_H=8 \text{ MPa}, \sigma_h=8 \text{ MPa})$			
σ_H	40	45.7	48.5
σ_h	12	16.8	21.2
Solution initiale $\vec{P}_o : (\sigma_H=20 \text{ MPa}, \sigma_h=8 \text{ MPa})$			
σ_H	40	46.3	48.5
σ_h	12	17	21.2

Tableau V.3 Comparaison des résultats d'une inversion menée par MIDAS (utilisant le modèle élastoplastique endommageable) avec ceux d'une inversion élastique.

	Solution exacte $\vec{\sigma}$ (MPa)	Solution de MIDAS (MPa)	Inversion élastique (MPa)
Solution initiale $\vec{P}_o : (\sigma_H=8 \text{ MPa}, \sigma_h=8 \text{ MPa})$			
σ_H	40	40,2	45,4
σ_h	40	40,0	45,1
Solution initiale $\vec{P}_o : (\sigma_H=20 \text{ MPa}, \sigma_h=8 \text{ MPa})$			
σ_H	45	$\sigma_H= 45,0$	$\sigma_H= 56,2$
σ_h	15	$\sigma_h= 15,0$	$\sigma_h= 16,6$

V.4.b Quelques remarques sur les résultats de l'inversion

L'inversion dite classique ou élastique que nous avons menée ici, est en fait effectuée par le code MIDAS. Cependant, l'inversion effectuée par ce code se déroule à l'aide d'une loi de comportement élastique linéaire (Hooke). Il ne s'agit donc pas réellement d'une inversion telle qu'elle est habituellement réalisée par l'ingénieur, puisqu'elle inclut l'approche statistique présentée précédemment (i.e. résolution d'un système surabondant). Bien entendu, afin que la comparaison des méthodes d'inversion ait un sens, les caractéristiques élastiques de chaque matériau restent les mêmes quelque soit le type d'inversion pratiquée.

Il semble que les calculs élastoplastiques, par définition plus "complexes" que l'élasticité linéaire, créent des minimums locaux autour de la solution, minimums qui sont interprétés comme autant de solutions par MIDAS. Un déconfinement moins "rapide", c'est à dire effectué avec un nombre d'incrémentes plus important dans le calcul direct, permet notamment de réduire ce phénomène d'apparition de minimums locaux dus essentiellement à des erreurs numériques, sans pour autant le faire disparaître. Il apparaît nécessaire d'améliorer à l'avenir, pour ce type de problème, la précision de l'algorithme d'inversion de façon à pouvoir distinguer efficacement ces minimums locaux du minimum global. L'inversion employant le modèle élastoplastique endommageable semble par contre plus efficace, l'algorithme d'intégration de telles lois (dans le code d'éléments finis) étant vraisemblablement plus stable.

V.5 Conclusion du présent chapitre

La méthode d'inversion proposée a montré ses performances à traiter efficacement les informations que constituent les déformations obtenues lors de la simulation d'un surcarottage, permettant ainsi de "retrouver" l'état naturel de contrainte du massif. De plus, il apparaît possible de résoudre ce problème tant pour le cas "classique" d'un milieu élastique (linéaire isotrope) que pour celui de roches au comportement plastique avec ou sans endommagement.

Les principales difficultés de cette méthode consistent à modéliser fidèlement le comportement du matériau présent sur le site de mesure, et donc à effectuer en laboratoire des essais de caractérisation. Cette démarche est évidemment plus lourde à mettre en oeuvre qu'une simple détermination des modules élastiques. Nous verrons plus tard qu'elle s'avère nécessaire, dans certains cas, pour disposer de mesures de contrainte fiables. Il faut tout de même signaler que les temps de calcul requis pour une inversion sont généralement importants (de l'ordre de

2/3 jours). Néanmoins, ce problème semble mineur, tant les moyens informatiques mis à notre disposition étaient (relativement) faibles, et tant les progrès dans ce domaine sont importants.

Malgré donc une mise en oeuvre plus délicate qu'un simple calcul élastique, le procédé numérique que nous proposons présente de multiples avantages. Parmi ceux-ci, citons le caractère général de ce travail. En effet, tel que nous le présentons, il peut, sous le couvert d'une modélisation adaptée du problème direct, être mis en oeuvre pour tous types de mesures expérimentales de contrainte. En aucun cas le surcarottage n'est son unique domaine d'application, et l'utilisateur a toujours la possibilité de transformer le code d'inversion pour lui permettre d'analyser telle ou telle mesure *in situ* (vérin plat, fracturation hydraulique ...). La généralité du procédé réside de plus dans sa capacité à traiter les différents types de non-linéarités qui peuvent influencer les résultats du problème considéré. Dans le cadre d'une modélisation du comportement rhéologique plus complète que celle présentée dans les chapitres précédents, il pourrait alors être possible de tenir compte, dans la réponse globale de la structure rocheuse, du rôle du temps (comportement visqueux), des actions thermomécaniques et poromécaniques du milieu.

Cette possibilité d'adaptation à d'autres types de comportement rhéologique n'est pas le seul avantage de la méthode proposée. Elle permet en effet un meilleur traitement des données surabondantes. Rappelons que la méthode généralement appliquée à la détermination des contraintes *in-situ* consiste à inverser un jeu de valeurs mises en relation plus ou moins complexe avec la contrainte. Pour cela, il est nécessaire d'écrire un système comportant le même nombre d'équations que d'inconnues, la résolution de ce système apportant une évaluation des contraintes. Pourtant, lorsque plusieurs prises de mesure ont été effectuées, ou lorsqu'une seule mesure fournit de nombreuses indications (par ex : grand nombre de jauges sur la cellule), le système à résoudre comporte plus d'équations que d'inconnues. Habituellement, l'ingénieur diminue alors la taille de ce système surabondant en éliminant le nombre nécessaire d'équations. Il est donc amené à choisir arbitrairement les données qui lui semblent les plus fiables ou, et cette démarche est plus dangereuse, à ne retenir que celles qui lui paraissent le plus conformes à l'idée qu'il possède (prématurément) de la solution. Sans éliminer de données, il est possible de formuler à partir du système surabondant, un ensemble de systèmes comportant chacun le nombre nécessaire d'équations, et construit par combinaison des multiples équations du système initial (appelé système principal). Dans ces méthodes, dites combinatoires, chaque système fournit sa propre solution. Il est donc alors inévitable de choisir, là encore subjectivement, la solution à retenir, ou bien de calculer une moyenne des solutions. Il est possible de démontrer que cette solution moyenne n'est pas une solution optimale. L'écart type associé à la moyenne n'a pas alors de signification puisque les solutions ne sont pas indépendantes entre elles. Ces

différents types d'approches déterministes ne tiennent pas compte de certains paramètres décisifs dans la recherche d'une solution optimale stable du problème traité. En effet, elles ne prennent pas en compte l'aspect positif des données surabondantes et des dispersions expérimentales.

L'approche probabiliste que nous proposons, est par contre globale, elle permet d'utiliser l'ensemble des données, sans faire de choix, tout en les associant à une incertitude expérimentale. Bien que le domaine physiquement acceptable soit préalablement défini pour la solution, la donnée d'une valeur initiale différente lors de chaque début de processus itératif, permet d'éliminer les minimums locaux mais assure de plus "l'impartialité" de la solution qui doit alors se montrer indépendante de cette valeur initiale. On élimine ainsi tout dangereux (car arbitraire)présupposé de la solution finale.

VI. EXEMPLES D'APPLICATIONS :
INVERSION DE DONNEES EXPERIMENTALES.



INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous allons présenter deux applications concrètes, c'est à dire basées sur des mesures expérimentales, de la technique d'inversion proposée précédemment. Cette dernière partie nous a semblé nécessaire, car elle représente le but réel du travail présenté dans ce manuscrit. En effet, tout travail scientifique, développé dans un contexte théorique n'a de sens que s'il apporte des réponses adaptées aux réalités matérielles qui peuvent. Nous n'avons pas ici la prétention de répondre à tous les problèmes que peut poser l'interprétation des mesures *in situ*. Celles-ci sont en effet le fruit de l'addition et du couplage de phénomènes mécaniques complexes (thermiques, poromécaniques, physicochimiques ...). Toutefois, ces deux exemples vont nous permettre d'évaluer l'étendue des difficultés expérimentales, et donc de juger du réalisme qu'il faut accorder aux diverses modélisations qui ont structuré notre travail.

La première de ces études concerne l'application de notre code d'optimisation (MIDAS) aux valeurs relevées lors d'une campagne de mesure de l'ANDRA (Bigarre et Camus 1993). Cette étude ne peut en aucun cas être considérée comme une validation, puisque bien évidemment, il n'est pas possible de comparer la solution fournie par l'optimisation avec la solution réelle des contraintes *in situ* présente sur le massif.

Le but de la seconde étude était, par contre, de fournir une validation expérimentale à nos travaux. Pour cela il nous a fallu mettre au point une technique qui avait la particularité de fournir des valeurs expérimentales de déformation dues à un déconfinement mais qui nous permettait parallèlement de connaître la valeur réelle des contraintes présentes dans le massif. Cette technique, n'a pas entièrement fournie satisfaction. Cependant, les problèmes expérimentaux ayant perturbé sa réalisation étant identifiés, elle reste une technique tout à fait valable, et devrait par la suite permettre de réaliser de nombreuses validations pour les futurs développements de ce travail.

VI.1 Interprétation des résultats d'une campagne de mesure (ANDRA)

Lors d'une précédente campagne de mesure des contraintes naturelles dans les marnes par surcarottage en gros diamètre, l'ANDRA a obtenu une série de valeurs expérimentales délicates à interpréter (Bigarre et al. 1993). Pourtant le mode opératoire de ces essais correspondant parfaitement au cadre de nos travaux numériques, nous avons donc soumis les résultats de ces mesures au logiciel MIDAS.

VI.1.A Caractéristiques géométriques du problème étudié

Tout d'abord, précisons que la méthode expérimentale d'estimation des contraintes est celle étudiée dans ce travail, c'est à dire la méthode du surcarottage.

Pendant la période de campagne, trois séries de mesure ont été réalisées. Les caractéristiques de chacune d'elles sont présentées dans le rapport ANDRA (Bigarre et al. 1993). Sur ce rapport, on remarque qu'aucune corrélation n'est possible entre les trois essais (divergence très importante des valeurs des déformations). Seule la troisième série, qualifiée de plus fiables par les auteurs a retenu notre attention. Celle-ci se caractérise par l'obtention d'une carotte d'aspect "intacte" sur une longueur de 42 cm (la plus grande des trois), dont la tête ne présente aucun discage apparent. Cette carotte s'est, de plus, révélée être la moins endommagée des trois lors des essais biaxiaux.

La figure VI.1. présente l'orientation de l'écaillage observé lors du creusement du puits de diamètre un mètre. Ces écaillages très marqués, qui s'expliquent par une rupture par compression, peuvent être un indicateur de la direction des contraintes principales (cf. fig. VI.1.). Cette dernière hypothèse a été retenue.

Répetons ici que la modélisation bidimensionnelle choisie pour ce travail ne nous permet pas de tenir compte de l'ensemble des jauges situées à la paroi de forage. Sur l'ensemble des douze jauges utilisées, seule les valeurs fournies par les cinq jauges orthoradiales sont prises en compte. Nous présentons sur la figure VI.2., l'emplacement des jauges de déformation orthoradiale sur la cellule, ainsi que l'orientation de celles-ci dans le site de mesure (Fig. VI.2.).

Les marnes présentes sur le site de mesure, sont celles sur lesquelles le modèle élastoplastique de Khan (Chap. II) a été identifié. Ce modèle rhéologique sera donc utilisé pour la modélisation du surcarottage dans ces roches. Le comportement des marnes étant supposé isotrope dans le plan perpendiculaire au creusement, le domaine d'étude est donc subdivisé afin de profiter des symétries, et un emplacement équivalent pour les jauges (même valeur des déformations tangentielles) est déterminé (Fig. VI.3.).

Les déformations enregistrées, une fois stabilisées, se sont révélées très inférieures aux valeurs aux pics survenues durant le surcarottage. C'est à partir de ces valeurs maximums (cf. tableau VI.I.) que nous procédons à l'inversion. Ce sont d'ailleurs ces mêmes valeurs qui furent utilisées pour l'interprétation menée par l'ANDRA.

Si les valeurs stabilisées nous paraissent être un indicateur peu fiable, il sera nécessaire, dans de futures études, de trouver une explication au phénomène de relâchement qu'elles semblent indiquer. En comparaison des déformations enregistrées par les jauges 12 et 8, celle fournie par la jauge 6 nous paraît peu sûre; elle est donc éliminée.

Exemples d'applications

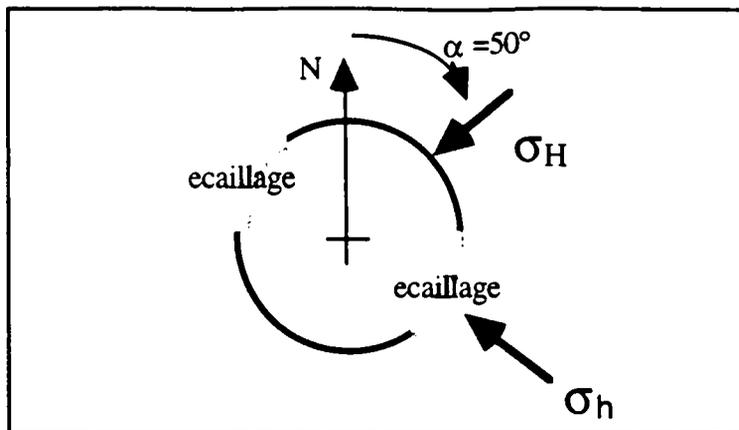


Fig. VI.1. Position des écaillages et directions des contraintes principales.

Jauge N°	α degrés
2	300
6	180
8	60
11	210
12	90

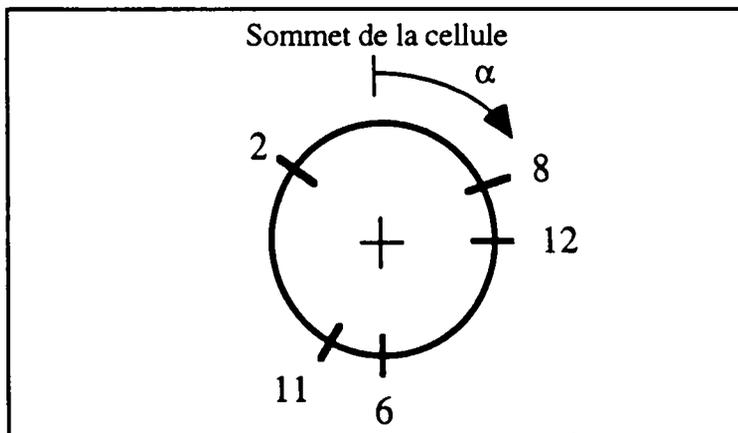


Fig. VI.2. Disposition des jauges de déformation orthoradiale sur la cellule.

Jauge N°	α degrés
2	260
6	140
8	20
11	170
12	50

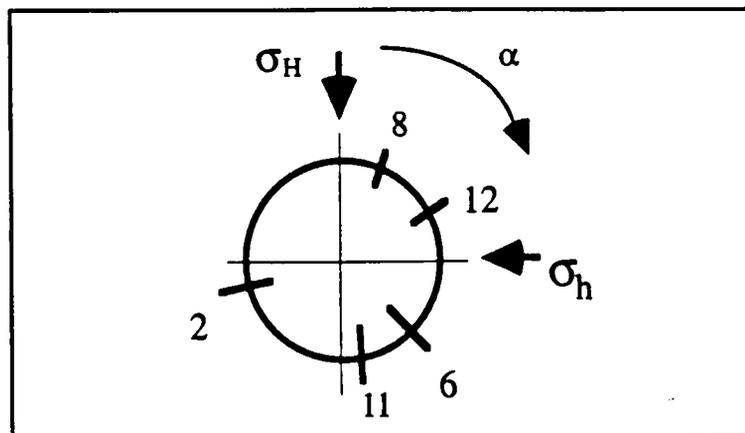


Fig. VI.3. Disposition des jauges de déformation orthoradiale sur le site de mesure.

Exemples d'applications

Jauge N°	α degrés
2	80
6	40
8	20
11	10
12	50

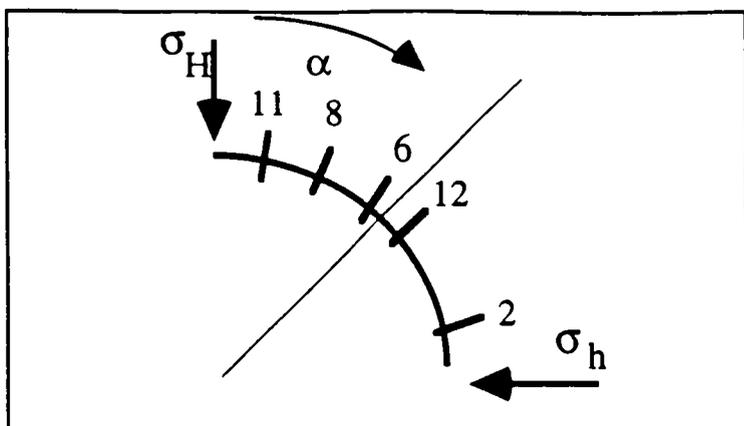


Fig. VI.4. Disposition des jauges de déformations sur le domaine d'étude.

VI.1.B Résultats numériques

Trois séries de calculs ont été envisagées. Chacune d'elles se caractérise par des valeurs différentes des contraintes (\bar{P}_0) proposées pour débiter le processus itératif (cf. tableau VI.1.). Les résultats de chacun de ces calculs sont présentés au tableau VI.2., ainsi que le résultat d'une inversion supposant un comportement élastique. Il est à noter que malgré la dispersion des solutions initiales (\bar{P}_0) proposées (cf. tableau 5), MIDAS. converge vers une solution stable (cf. tableau VI.2).

La plus petite valeur de S a été obtenue pour le premier jeu de valeurs de \bar{P}_0 , nous considérons donc les contraintes associées à ce résultat comme étant la solution la plus probable ($\sigma_H=15,05$ MPa et $\sigma_h=9,02$ MPa).

Les déformations calculées (à partir des contraintes solutions de ce problème) peuvent être comparées avec les valeurs expérimentales mesurées (voir tableau VI.3.). Les erreurs relatives (si l'on considère les mesures expérimentales comme étant des valeurs de référence) sur les jauges 2, 12 et 11 ne dépassent pas les 20%, ce qui pour ce type de problème correspond à un bon résultat. Seule la déformation mesurée par la jauge 8 présente un écart important.

Mais plus que ce point isolé, l'ensemble des mesures fournies par les essais de cette campagne doit, à notre sens, être pris avec prudence, même si la série choisie (série 3) semble être la meilleure.

Exemples d'applications

Tableau VI.1 Valeurs initiales (\bar{P}_0) des contraintes pour les divers calculs.

Solutions initiales proposées	Calcul 1	Calcul 2	Calcul 3
σ_H (MPa)	8	12.5	16
σ_h (MPa)	8	6.5	5

Tableau VI.2. Valeurs des solutions (contraintes) des divers calculs.

Solutions des divers calculs	Calcul 1	Calcul 2	Calcul 3	Calcul élastique (ANDRA)
σ_H (MPa)	15,05	13,64	15,44	19,0
σ_h (MPa)	9,02	8,71	8,11	12,4
Valeurs de S	0,186	0,23	1,445	/

Tableau VI.3. Valeurs des déformations orthoradiales.

Jauge n°	Déformations expérimentales (E-03)	Déformations calculées (E-03)
2	-1,366	-1,564
12	-1,398	-1,181
8	-1,01	-0,698
11	-0,624	-0,62997

VI.1.C Conclusion de l'étude ANDRA

En ce qui concerne l'application du logiciel aux données des mesures de l'ANDRA, des solutions réalistes ont été fournies par l'inversion (cf. tab. VI.3). De plus, elles marquent une différence significative avec celles obtenues par la solution élastique fournie par l'ANDRA (cf. tab. VI.3).

Les solutions que nous proposons, doivent pourtant être considérées avec beaucoup de prudence. En effet, il n'a pas été possible d'envisager une approche statistique (moyennes et écarts types) telle que prévu dans la conception du logiciel MIDAS, tant les valeurs mesurées étaient beaucoup trop dispersées entre les différents essais. Il a donc été nécessaire de choisir une seule série de mesures, qui bien que semblant meilleure contenait à l'évidence des valeurs peu fiables. On souligne ainsi une faiblesse de l'approche que nous préconisons. En effet, une méthode statistique globale devrait prendre l'intégralité des résultats des différentes mesures menées *in situ*, en supposant que la présence d'une grande quantité d'information "dilue" la perturbation créée par des mesures défectueuses. Mais cette approche n'a de sens que lorsque les mesures sont nombreuses et qu'il existe une certaine cohérence entre elles. Si ces conditions ne sont pas réunies, la pertinence de l'approche statistique que nous avons développé dans ce document est grandement mise en difficulté. L'obtention d'un résultat fiable nécessite alors une étude préalable des mesures récoltées *in situ*. Cette démarche bien que souvent efficace, n'est pourtant pas satisfaisante, puisqu'elle nécessite un présupposé de la solution finale, ce qui à notre sens représente un danger. En effet la réponse d'une jauge fortement influencée par un phénomène complexe, tel qu'une déformation anélastique, peut être une importante source de renseignement, mais elle peut aussi être éliminée car considérée comme suspecte. Avec la valeur rejetée de la jauge, on perd alors une information.

Soulignons tout de même que les résultats des calculs (tableau VI.3.) fournissent des valeurs des déformations proches de celles mesurées. Néanmoins, les incertitudes qui existent sur les données expérimentales, ainsi qu'un nombre insuffisant de mesures fiables, ne permettent pas d'estimer que le problème de la détermination des contraintes sur le site choisi soit un problème résolu. Cependant, notre logiciel a prouvé qu'il est en mesure de procéder à une estimation fiable des contraintes présentes dans le massif, malgré les difficiles conditions de la mise en oeuvre du calcul (trie des valeurs de jauges).

Cette étude, répétons le, n'a pas la valeur d'une validation de notre méthode d'interprétation des mesures de surcarottage, elle représente tout de même un test de sa capacité de mise en oeuvre sur des valeurs expérimentales. Au vu des résultats (tab. VI.3.), nous estimons que ce test est ici globalement concluant.

VI.2 VALIDATION EXPERIMENTALE DU PROCESSUS D'INVERSION

VI.2.A Principe de la simulation expérimentale du surcarottage

L'écriture d'un modèle rhéologique, son calage sur des essais de chargement homogène, tel les essais de compression triaxiale, et son introduction dans un code de calcul (type éléments finis) représente une démarche classique dans l'étude du comportement d'un ouvrage. Néanmoins, le nombre limité d'essais de caractérisation mécanique habituellement mis en oeuvre, n'assure aucunement la validité du modèle pour des chemins de contraintes plus complexes que ceux pratiqués en laboratoire (traction, cisaillement pur, chemins non proportionnels, ...). Or, lors du chargement d'une structure, les contraintes imposées à chaque point matériel peuvent être quelconques et le modèle utilisé peut donc se révéler incapable de rendre compte du comportement local de la structure, et donc par extension, de sa réponse globale. Dans la mesure du possible, il est donc nécessaire d'envisager des procédures expérimentales maîtrisées, simulant les phénomènes étudiés afin de vérifier la pertinence des modèles proposés.

C'est donc dans un but de validation que nous avons élaboré une simulation expérimentale originale d'une prise de mesure *in-situ*. Celle-ci consiste :

- a) à soumettre un échantillon cubique de roche, préalablement carotté et dont le comportement mécanique nous est connu, à un chargement biaxial simulant un état de contrainte naturel (cf. Fig. VI.2.A),
- b) à introduire dans le forage une cellule de type C.S.I.R. afin de mesurer en paroi, comme dans le cas d'une mesure réelle, toute variation des déformations,
- c) à relâcher ensuite les contraintes par pallier (cf. Fig. VI.2.B), de telle sorte que le rapport initialement imposé entre les deux contraintes soit conservé pendant tous le déchargement, ceci dans le but de reproduire un déconfinement progressif.

Bien qu'il existe des divergences entre une réelle prise de mesure *in situ* par surcarottage et la procédure expérimentale proposée *, nous considérons que les différents cycles de chargement mécanique subis par la roche sont comparables pour les deux processus envisagés (mesure *in situ* et simulation cf. Fig. VI.5.). Le but de cette validation, est de tester l'aptitude du code MIDAS à retrouver les contraintes initialement imposées au bloc, à partir de la connaissance des déformations enregistrées lors du déconfinement de ce bloc. L'éventuelle réussite de cette inversion étant alors considéré comme une démonstration des capacités du code de calcul à être réellement mis en oeuvre sur des valeurs mesurées *in situ* lors d'un surcarottage.

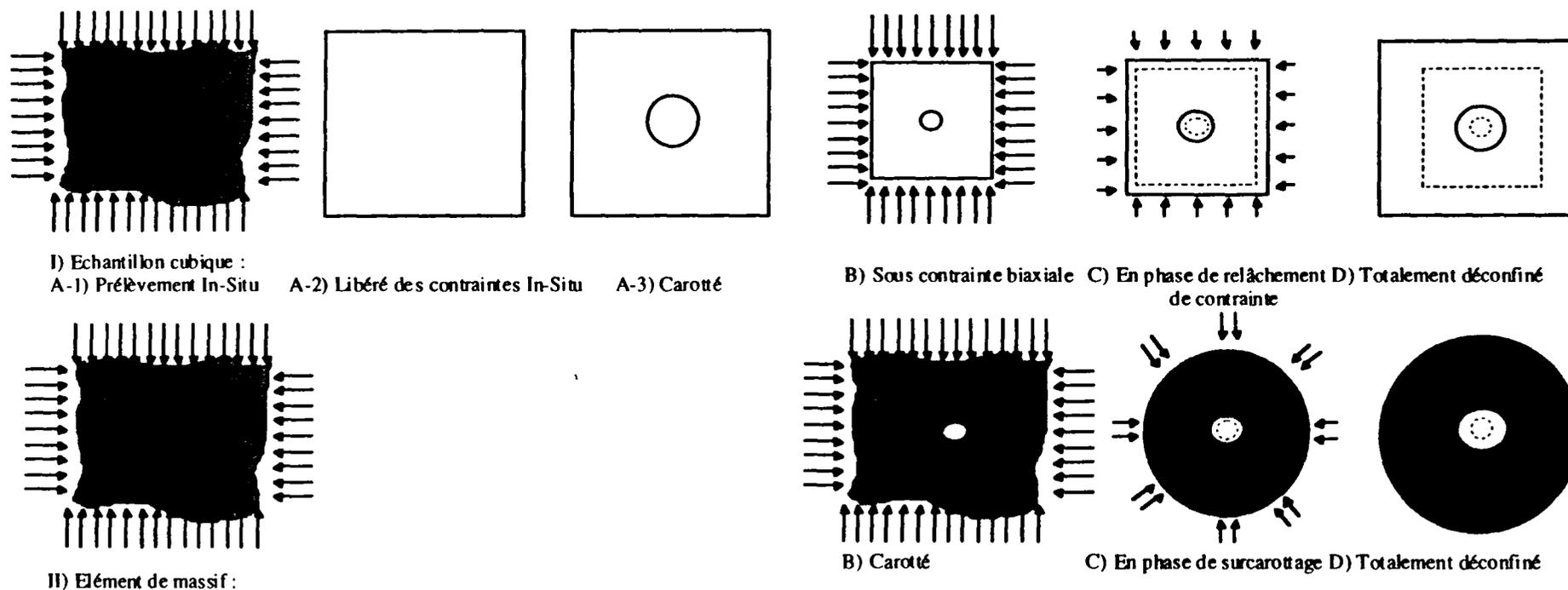


Fig. VI.5. Analogie et divergence entre simulation et prise réelle de mesure par surcarottage

* Notons que la procédure expérimentale proposée diverge d'une réelle prise de mesure par surcarottage car :

- La découpe des blocs de calcaire, à partir d'un massif rocheux, a créé un premier déconfinement de ces blocs. Rien n'assure que ce déconfinement soit entièrement élastique et n'ait pas entraîné de phénomènes irréversibles tels qu'un endommagement diffus. Notons tout de même que les essais de caractérisation du calcaire ont été mis en oeuvre à partir d'échantillons issus de ces mêmes blocs. Un éventuel endommagement initial, présent dans le bloc et donc dans les échantillons, est donc naturellement pris en compte par le calage du modèle.

- Le forage du trou dans lequel est placée la sonde de mesure est, dans le cas de la simulation du surcarottage, effectué dans le bloc libre de contrainte, alors que *in situ*, cette opération est pratiquée sous contrainte. Bien que le bloc percé soit ensuite soumis à une compression (cf. Fig. VI.1.B.), il n'existe pas d'équivalence stricte entre ces deux processus de chargement mécanique, tout du moins dans le cas d'un comportement non-linéaire du matériau rocheux. Notons que de nombreuses simulations numériques réalisées par l'auteur ainsi que Nechnech (1998), à partir de divers modèles rhéologiques, ont montré que la phase de carottage était génératrice de déformations plastiques, voire d'endommagement (modèle du chapitre 4), du moins pour la plupart des états de contraintes initiales envisagées. Signalons tout de même que la conception du triaxial vrai de L'Université de Lille permet d'effectuer un carottage sous contrainte (Boumahdi 1990). Néanmoins, le choix d'un carottage préalable nous a permis de confier cette opération à une entreprise spécialisée (Sansons), et d'effectuer un collage plus aisé de la cellule de mesure.

VI.2.B Dispositif expérimental

Trois blocs de calcaire (calcaire d'Anstrude) ont été mis à notre disposition. L'un d'entre eux a fourni, après carottage (cf. Fig. VI.4), l'ensemble des échantillons nécessaires à la caractérisation du comportement mécanique de la roche (voir le paragraphe VI.2.C). Il a été décidé de procéder à la réalisation de la simulation du surcarottage sur les deux blocs suivants. Cette simulation mettant en oeuvre une instrumentation relativement complexe, nous avons choisi de répéter une simulation identique pour chaque bloc. Le même état initial de contrainte ($\sigma_H = 27$ MPa et $\sigma_h = 9$ MPa) a donc été imposé à chacun des blocs. Cette répétition de l'essai avait pour but d'augmenter le nombre de points de mesure (disposition différente de la cellule pour chaque essai) et de vérifier sa répétabilité (cohérence entre les mesures des deux essais). Malheureusement, l'analyse de la cellule de mesure après le second essai dévoilera un collage partiel des jauges et rendra donc ce second essai inexploitable. Nous proposons sur la Fig. VI.6 une description schématique des conditions initiales de la simulation expérimentale, précisant

Exemples d'applications

notamment l'emplacement des jauges de déformation, ainsi qu'une présentation simplifiée des caractéristiques géométriques employés lors de la simulation par éléments finis. Le triaxial vrai de Lille, employé dans ces travaux expérimentaux fait l'objet d'une rapide présentation sur la Fig. VI.7., le lecteur est invité à se référer à Boumahdi (1990) pour une description plus complète de ce remarquable appareil. Enfin, le Tableau VI.4. indique les mesures effectuées lors de la simulation expérimentale.

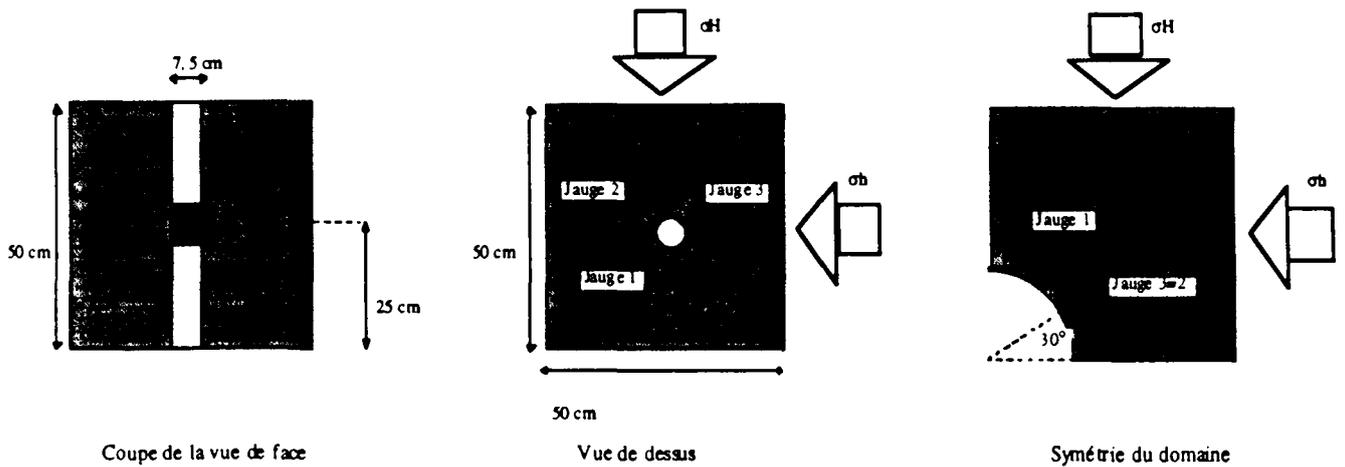
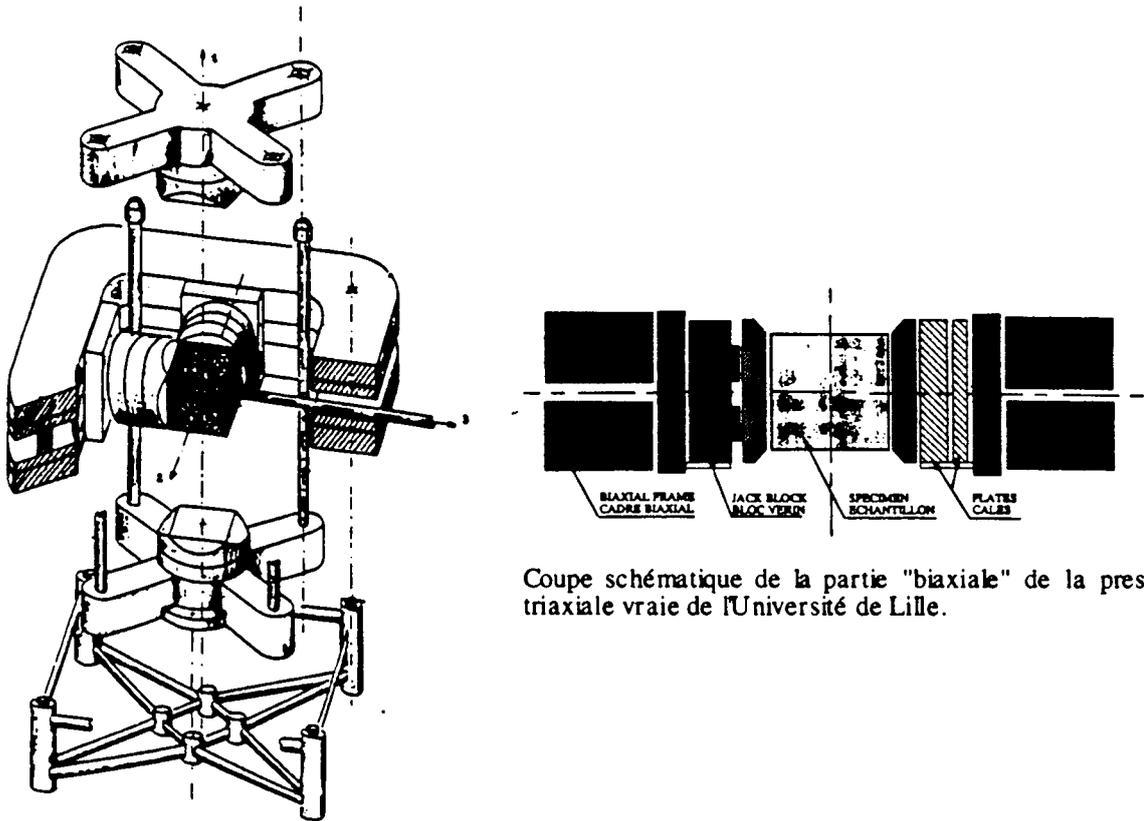


Fig. VI.6. Caractéristiques géométriques de l'échantillon cubique et localisation des jauges.

Tableau VI.4. Mesures des jauges de déformation durant le déconfinement du bloc

σ_H (MPa)	27	21	15	9	3	0
σ_h (MPa)	9	7	5	3	1	0
Jauge 1 (E-6)	0	99	275	365	489	468
Jauge 2 (E-6)	0	485	1634	2058	3642	5013
Jauge 3 (E-6)	0	223	687	833	1369	1898

L'exploitation de ces résultats par une quelconque méthode d'inversion (élastique ou telle que proposée dans MIDAS) nécessite une connaissance préliminaire du comportement rhéologique du calcaire formant ces blocs. La caractérisation de ce matériau fait donc l'objet du paragraphe suivant.



Coupe schématique de la partie "biaxiale" de la presse triaxiale vraie de l'Université de Lille.

Fig. VI.7. Représentation de la presse triaxiale vraie de grande capacité de l'Université de Lille

VI.2.C Caractérisation mécanique du calcaire d'Anstrude

Il ne nous a pas été possible de trouver de résultats d'essais d'identification pouvant nous renseigner sur la nature et l'état du calcaire d'Anstrude, sa composition minéralogique ne nous est donc pas connu. Néanmoins, cette information ne nous paraissant pas essentielle, il n'a pas été envisager d'effectuer d'analyse physique de la roche (M.E.B. ou autre). La connaissance du comportement rhéologique de cette roche représente par contre un élément déterminant dans notre méthode d'interprétation des déformations consécutives au relâchement de contrainte. Une série d'essais de caractérisation de ce comportement a donc été mise en oeuvre. Nous nous proposons de décrire rapidement celle-ci.

A Dispositif expérimental

Un ensemble de 6 échantillons a tout d'abord été prélevé à partir de l'un des blocs cubiques mis à notre disposition (cf. Fig. VI.8.a.). Après cet opération de carottage à l'eau, l'instrumentation de chaque échantillon a nécessité le collage de 4 jauges de mesure de déformation (i.e. jauges d'extensiométrie). Deux de ces jauges ont été placées parallèlement à l'axe de l'échantillon, deux autre perpendiculairement (Fig. VI.8.b.). Les mesures de déformations axiales et radiales utilisées par la suite sont donc le résultat d'une moyenne calculée sur les réponses de deux jauges.

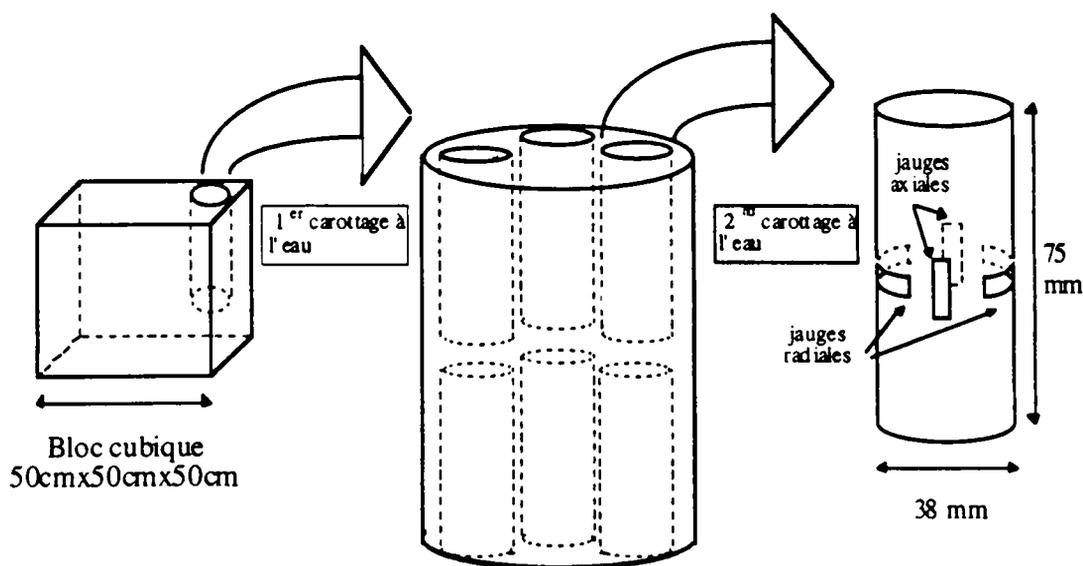


Fig. VI.8. Carottage et instrumentation des échantillons

L'échantillon instrumenté est placé dans une cellule remplie d'huile (dite huile hydraulique) après avoir été gainé de manière à l'isoler du fluide de confinement (gaine de silastène). Les signaux des jauges sont enregistrés sur une chaîne d'acquisition. Les fils de jonction jauge / centrale d'acquisition traversant la gaine, leur isolation du fluide est localement assuré par un mastic à base de silicone.

La cellule est disposée sous une presse hydraulique (INSTRON) qui produit la contrainte déviatorique (suivant l'axe de l'échantillon) par l'intermédiaire d'un piston. L'huile transmet la pression de confinement. La vitesse de déplacement axiale imposée à la presse est de 10^{-4} mm/s lors du chargement et du double ($2 \cdot 10^{-4}$ mm/s) lors du déchargement. Avant chaque cycle de chargement-déchargement, un palier d'une durée de 5 mm est imposé. Lors d'un cycle, à la fin du déchargement, 2 mm de relaxation sont imposées avant la remontée en contrainte axiale.

Une sensible influence des vitesses de chargement, ainsi que de la durée des paliers de relaxation a été notée lors de la réalisation du premier essai¹. Notre intention étant de simuler en laboratoire une prise de mesure par surcarottage, puis de l'interpréter à partir d'un modèle rhéologique raisonnablement simple, une réflexion a été conduite pour le déroulement des essais de caractérisation mécanique ainsi que de la simulation expérimentale envisagée. Il en a résulté les choix suivants :

Les essais de compression triaxiale ont été poursuivis suivant le même mode opératoire que celui décrit précédemment, notamment en terme de vitesse de chargement.

La mesure des déformations lors de la simulation du surcarottage sur bloc se doit d'être "assez rapide" afin d'assurer une certaine cohérence entre cette simulation de laboratoire et les essais de caractérisation effectués préalablement **. Il a donc été décidé que la durée d'une simulation du surcarottage (déconfinement) serait approximativement semblable au temps moyen nécessaire au déroulement d'un essai triaxial (quelques heures). Cette précaution n'assure en rien que les effets de viscosité soit comparables pour les deux types d'essais. Nous espérons cependant que l'erreur induite par cette hypothèse reste faible. Ce choix reste à l'heure actuelle, et sans plus d'information sur le calcaire étudié, un point fort discutable mais, qui nous paraissait *a priori* être "raisonnable" quand au type d'essais sur bloc envisagé par la suite.

B Résultats des essais de caractérisation mécanique

Signalons tout d'abord, que l'essai de compression simple (i.e. sans confinement) n'a pas donné de résultats exploitables, tant la dispersion des résultats était importante, et ceci bien qu'il ait été répété sur deux échantillons.

¹ ** Dans le but d'obtenir un comportement mécanique du calcaire susceptible d'être comparable entre les essais de compression triaxial et la simulation en laboratoire du surcarottage, il aurait été possible d'effectuer un chargement très lent lors des compression triaxial (chargement quasi-statique) et d'effectuer des paliers de relaxation très longs lors du déconfinement du bloc de calcaire. Cette méthode, qui aurait vraisemblablement apporté une meilleure homogénéité de réponse entre les deux types de réalisations expérimentales, n'a pas été retenue, car alors la simulation expérimentale du surcarottage aurait été fort différente d'une réelle prise de mesure *in situ*, où les déformations sont généralement enregistrées simultanément au surcarottage.

Exemples d'applications

Nous avons effectué 4 essais exploitables de compression triaxiale avec respectivement 2, 5, 10 et 20 MPa de confinement. Deux exemples de résultats sont donnés sur les figures VI.9. et VI.10. Les résultats expérimentaux obtenus sur le calcaire d'Anstrude (fig. VI.10. et fig. VI.11.) sont qualitativement comparables à ceux observés sur la siltite du Gard, dans le sens où les deux phénomènes dissipatifs envisagés (plasticité et endommagement) apparaissent de manière significative. En supposant un comportement initial isotrope du matériau, une anisotropie induit a été observée lors des essais, elle se caractérise par une dégradation plus importante du module élastique dans la direction radiale. Néanmoins, là encore, l'anisotropie induite par l'endommagement restant faible, ce phénomène ne sera pas pris en compte. Signalons que pour l'essai à 5 MPa de confinement, on ne constate aucune variation du module élastique axial, alors que le module élastique radial se dégrade sensiblement.

D'une manière comparable aux siltites du Gard, la plasticité semble apparaître dès l'application du déviateur de contrainte. Pour ces différentes raisons, et dans un but évident de simplification, le modèle rhéologique couplant plasticité et endommagement proposé au chapitre 3 sera utilisé pour décrire le comportement du calcaire d'Anstrude. Les paramètres du modèle, calés sur les essais triaxiaux sont répertoriés dans le tableau VI.5. En utilisant ces paramètres, des simulations des essais de compression triaxiale ont été réalisées. Une bonne concordance générale a été obtenue. Sur les figures VI.11. et VI.12, l'essai à 10 MPa de confinement est présenté.

La qualité de ces simulations nous permet de conclure que le modèle est tout à fait adapté à rendre compte du comportement du calcaire considéré (Anstrude), bien qu'il ait été formulé pour un type de roches différent.

Tableau VI.5. Paramètres du modèle pour le calcaire d'Anstrude

Elastiques	Plastiques	Endommagement
$E=30\ 000\ \text{MPa}$	$B=1,33\ \text{MPa}^{-1}$	$d_{\max}=0,22$
$\nu=0,27$	$C=20,5$	$M=9$
	$N=1000$	$\zeta_0=0$

Exemples d'applications

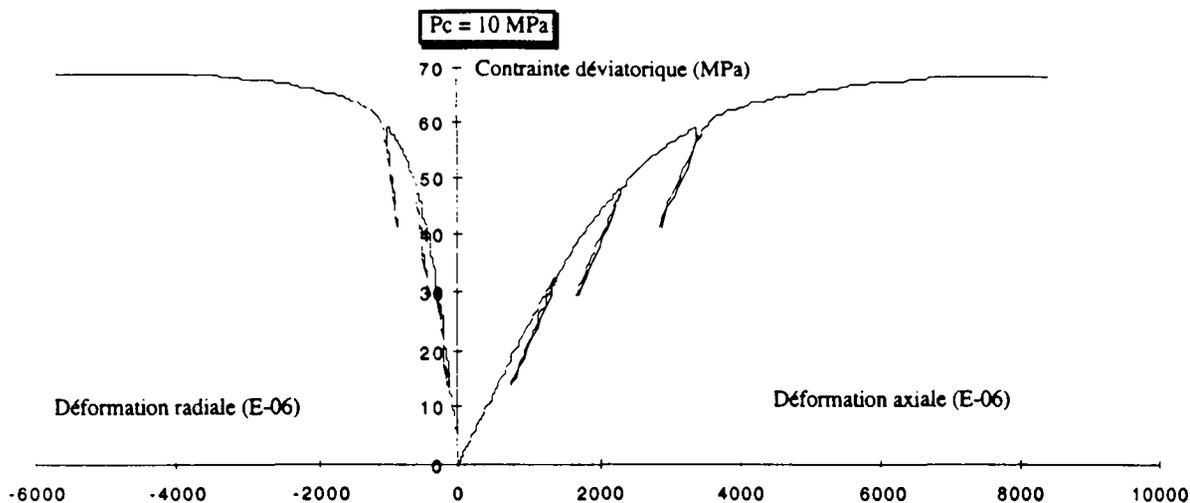


Figure VI.9. Essais de compression triaxiale avec cycles de chargement - déchargement, effectués sur le calcaire d'Anstrude pour différentes pressions de confinement (P_c).

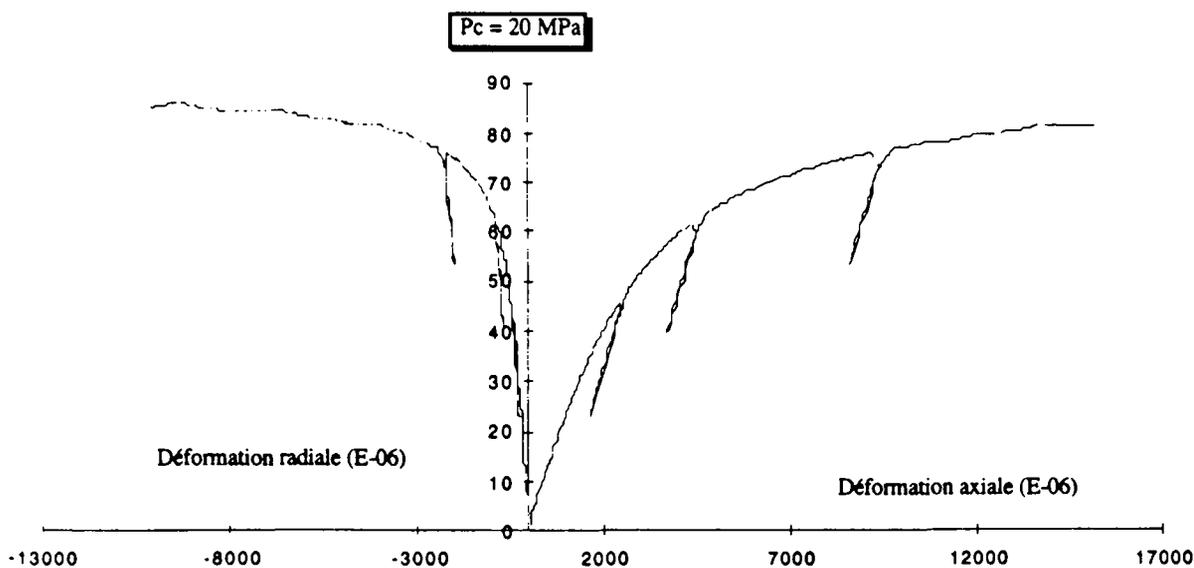


Fig. VI.10. Essais de compression triaxiale avec cycles de chargement - déchargement, effectués sur le calcaire d'Anstrude pour différentes pressions de confinement (P_c).

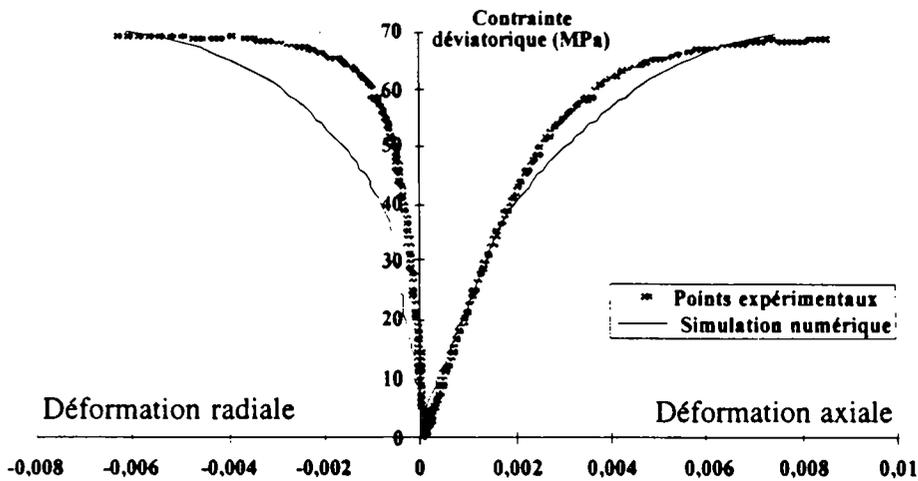


Fig. VI.11. Confrontation simulations / valeurs expérimentales pour la courbe contraintes -déformations (Pression de confinement de 10 MPa).

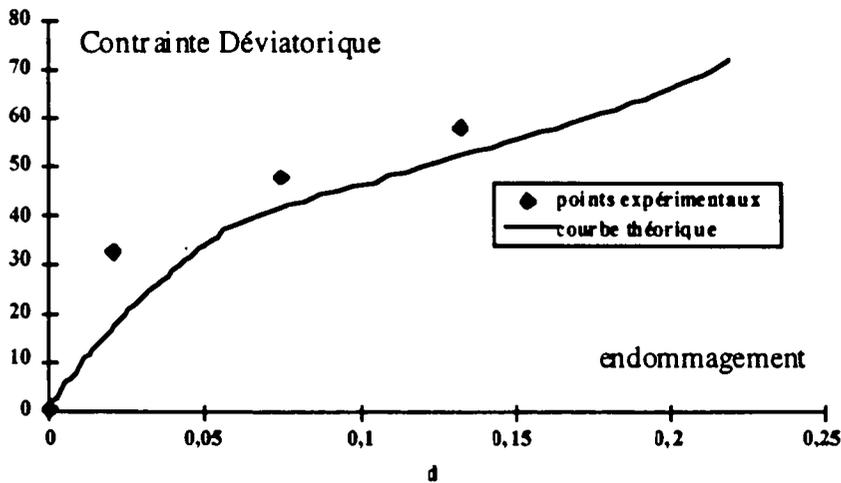


Fig. VI.12. Evolution de l'endommagement en fonction du déviateur de contrainte. Comparaison simulations /valeurs expérimentales pour différentes pressions de confinement.

VI.2.D Résultats de l'interprétation des déformations enregistrées lors de la simulation expérimentale du surcarottage

A Observations expérimentales

Après avoir réalisé la simulation du surcarottage, selon le principe exposé en VI.5., une seconde compression du bloc a été effectuée. Celle-ci avait pour but d'étudier les mécanismes de rupture de l'échantillon cubique (percé).

Pour ce type de problème, le processus de rupture s'initie généralement par l'apparition de microfissures en bord d'excavation. Ces fissures traversant ensuite l'intégralité de l'échantillon, pour rejoindre ses bords, provoquent sa ruine. Or, dans notre cas les

Exemples d'applications

macrofissures se sont initiées en bord d'échantillon, et ont provoqué une rupture sur deux de ses angles (cf. Fig. VI.13.) Ce mode de rupture observé indique que les efforts maximums ne se sont pas localisés en bord d'excavation, mais plutôt, donc, en bord d'échantillon. Une étude bibliographique sur l'origine de ses blocs nous indique que Boumahdi (1990) voulant les utiliser pour valider le triaxial vrai sur des essais de compression homogène, a noté que les déformations enregistrées par les différentes jauges placées sur l'échantillon, n'indiquaient pas une répartition homogène du champ de déformation. Cependant ces validations étaient réalisées avec succès lorsque l'auteur les mettait en oeuvre sur d'autres types de blocs (granite). Il précise de plus que les cubes de calcaire ont été obtenus par découpe classique, alors les cubes de granite ont été découpés, puis rectifiés, leurs tolérances géométriques de perpendiculaire et de parallélisme étant alors inférieures à 0.5 mm. Enfin, il conclut que les défauts géométriques de l'échantillon de calcaire ont contribué, pour une part importante à l'hétérogénéité du champs de contrainte. Le triaxial ne rattrape donc pas ces défauts à basses contraintes, et l'utilisation d'échantillons rectifiés est conseillée.

Il est alors évident que notre échantillon possédait le même type de défaut géométrique. Les contraintes appliquées en ses bords ne sont donc pas générées par une pression uniformément répartie sur la surface. Ce problème n'est donc plus réellement équivalent à celui du problème direct modélisé par éléments finis. Il est donc certain que cette nouvelle répartition complexe des contraintes perturbe la réponse enregistrées par les jauges en bord d'excavation. cette perturbation du problème direct entraîne alors inmanquablement une perturbation du processus d'inversion.

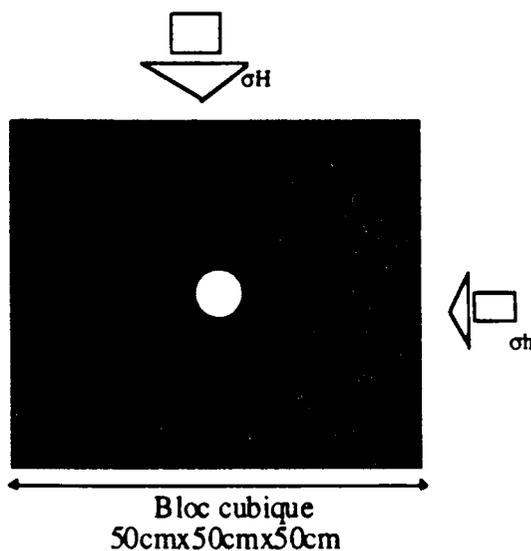


Fig. VI.13. Etat de l'échantillon cubique observé en surface peu avant la rupture.

B Résultats

Tout d'abord, notons que les jauges 2 et 3 (Fig. VI.6.), symétriquement placées sur échantillon fournissent des valeurs des déformations orthoradiales sensiblement différentes (tab. VI.4.). Cette constatation est en accord avec les précédentes remarques concernant un éventuel défaut de parallélisme de l'échantillon. Afin d'estomper cet effet perturbateur, nous affectons la moyenne de ces deux déformations à la jauge 2 dans le logiciel MIDAS. Les résultats de l'inversion sont reportés sur le tableau IV.6. Ils indiquent une précision supérieure de l'inversion réalisée par notre méthode par rapport aux solutions élastiques. Néanmoins, l'interprétation des déformations expérimentales fournies par le logiciel MIDAS n'offre pas une solution représentative de la contrainte réellement exercée par la presse triaxiale, (double de la solution exacte, et triple pour la solution élastique).

Ce résultat est intéressant, car jamais dans nos études numériques une telle différence était apparue entre les solutions fournies par les deux types d'interprétation (élastique et anélastique). Cette constatation intéressante est cependant à fortement modérer lorsque l'on constate l'écart qui existe entre la solution réelle et celle de nos validations.

Donc, plus qu'une réelle validation de notre méthode d'interprétation des contraintes, cet essai souligne à quel point la mesure par surcarottage est une méthode qui nécessite le plus grand soin dans sa mise en oeuvre.

Précisons, que l'inversion élastique de deux valeurs des déformations orthoradiales (deux jauges) conduit à résoudre un système parfaitement déterminé de deux équations à deux inconnus (les deux contraintes), selon les équations de Kirsch (annexe 2). Cette méthode est employée ici.

Tableau VI.6. Solution de l'inversion des données de la simulation expérimentale du surcarottage.

Sollicitation	Initial (MIDAS)	MIDAS	élastique	exacte
σ_H (MPa)	20	56	98	27
σ_h (MPa)	20	19	28	9

CONCLUSION



que ceux traités dans ce document (par exemple des comportements dépendants du temps, anisotropes ou hydromécaniques). De plus, l'augmentation du nombre de paramètres à déterminer ne pose pas de problème fondamental. Il est donc probable, que ces travaux seront poursuivis pour procéder à la recherche d'informations supplémentaires telles que l'orientation des contraintes (supposée connue dans nos travaux) ou le passage aux problèmes tridimensionnels, permettant d'évaluer la contrainte parallèle au sondage (souvent la contrainte verticale). Il est également possible de modéliser un autre type de mesure expérimental, ou d'utiliser d'autres outils numériques de modélisation, sans qu'il soit nécessaire d'apporter de modification significative à la technique d'optimisation.

L'application du code d'optimisation MIDAS à l'interprétation des résultats d'une campagne de mesure réalisée par l'ANDRA, a fourni des résultats intéressants et a ainsi démontré la capacité de ce code à être mis en oeuvre sur un problème concret.

Enfin, une procédure expérimentale de simulation en laboratoire du surcarottage est proposée. Celle-ci, réalisée sur des blocs cubiques comprimés à l'aide d'une presse triaxiale vraie, permettra, dans de futurs travaux, une étude générale de la technique du surcarottage (test du matériel de mesure et du comportement du matériau), en condition maîtrisée (thermique, humidité, contrainte). Les tests de validation de notre nouvelle technique d'évaluation des contraintes sur cette simulation du surcarottage n'ont pas donné les résultats espérés en raison de problèmes techniques rencontrés. Néanmoins, dans la solution proposée par MIDAS, l'ordre et le rapport des contraintes a été respecté par rapport à la solution exacte. De plus les résultats se sont montrés plus précis que ceux procurés par une interprétation élastique.

En guise de conclusion générale, le présent travail a permis de montrer l'influence importante des lois de comportement anélastiques sur l'estimation des contraintes naturelles, et la possibilité d'utiliser une stratégie générale d'interprétation des mesures *in situ*.

A la vue des différents résultats obtenus, il nous est alors possible de formuler les perspectives suivantes :

- Une validation avancée de la démarche par la procédure expérimentale sur blocs.
- Une nouvelle mise en oeuvre sur les résultat de campagnes de mesure *in situ*.
- L'extension du code MIDAS au cas tridimensionnel

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES



- Adams J. et Bell J.S.** (1991) - Crustal stresses in Canada, in the Geology of North America, Decade Map Vol. 1, Neotectonics of North America, Geological Society of America, Boulder, Colorado, pp. 367-386.
- Alheid M., Laouini H. et Piget J.P.** (1994) - Le choix de la position d'un ouvrage souterrain par rapport à l'orientation des contraintes principales naturelles. Revue Française de Géotechnique N°68, pp. 33-39.
- Amadei B.** (1996) - Importance of Anisotropy When Estimating and Measuring In Situ Stresses in Rock. Int. J. Rock Mech. Min. & Geomech. Abstr. Vol. 33, N° 3, pp. 293-325.
- Amadei B. and Stephansson O.** (1997) - Rock stress and its measurement. Chapman & Hall, 2 - 6 Boundary Row, London SE1 8HN, UK.
- Aytomatov I.T.** (1986) - On virgin stress state of a rock mass in mobile folded areas, in Proc. Int. Symp. on Rock Stress and Rock Stress Measurements, Stockholm, Centek Publ., Luleå, pp. 387-396.
- Baroudi H., Lizeur A. et Pignon C.** (1991) - Schiste - Etude Méthodologique en milieu anisotrope. Adaptation des méthodes de mesures des contraintes naturelles : Réalisation d'une campagne de mesures - Rapport INERIS - Réf. 623 RP CER 91303
- Baroudi H. et Revalor R.** (1994) - Descriptif des techniques de mesure de contraintes. Méthodes de surcarottage - Suivi de l'évolution des contraintes. Séminaire de formation C.E.E.C. (programme COMETT), Mesure des Sollicitations et des Contraintes dans les ouvrages et les terrains, 12/16 septembre 1994, Ecole des Mines de Nancy.
- Bielenstein H.U. and Barron K.** (1971) - In-situ stresses. A summary of presentations and discussions given in Theme I at the Conference of Structural Geology to Rock Mechanics Problems. Dept. of Energy, Mines and Resources, Mines Branch, Ottawa, Internal Report MR71. Also published in Proc. 7th Can. Symp. Rock Mech., Edmonton.
- Bigarre P. et Camus P.** (1993) - Mesures des contraintes naturelles dans les marnes par surcarottage en gros diamètre, Rapport A.N.D.R.A. (identification : 621 RP INE 93-004).
- Bonnechere F.J.** (1971) - Contribution à la détermination de l'état de contrainte des massifs rocheux. Thèse, Faculté des Sciences appliquées, Liège.
- Boumahdi M.** (1990) - Conception et réalisation d'un triaxial vrai de grande capacité simulateur d'ouvrages souterrains. Thèse de Doctorat présentée à l'Université des Sciences et Techniques de Lille. Spécialité Génie civil.
- Buyle-Bodin F.** (1980) - Mesures des contraintes in situ dans les massifs rocheux. Thèse de Doctorat présentée à l'Université des Sciences et Techniques de Lille. Spécialité Génie civil.
- Carlson A. and Olson T.** (1982) - Rock bursting phenomena in a superficial rock mass in southern Central Sweden. Rock Mech., 15, pp. 99-110.
- Cazacu O.** (1995) - Contribution à la modélisation du élasto viscoplastique d'une roche anisotrope, Thèse de Doctorat de l'Université des Sciences et Technologies de Lille.
- Chiarelli A.S., Kondo D. Shao J.F.** (1998) - Rapport de synthèse sur les Siltites du Gard. Rapport A.N.D.R.A. (identification : DSPA GEM 97-013/A).
- Choquet P.** (1994) - La mesure des contraintes par les méthodes de surcarottage - Séminaire de formation C.E.E.C. (programme COMETT), Mesure des Sollicitations et des Contraintes dans les ouvrages et les terrains, 12/16 septembre 1994, Ecole des Mines de Nancy.

Dhatt G. et Touzot G. (1984) - Une présentation de la méthode des éléments finis. 2ème édition. Maloine Editeur, Paris.

Duval W.I. (1974) - Stress relief by center hole. Appendix in US Bureau of Mines Report of Investigation RI 7894.

Enever J.R. (1993) - Case studies of hydraulic fracture stress measurements in Australia, in Comprehensive Rock Engineering (ed. J.A. Hudson), Pergamon Press, Oxford, Chapter 20, Vol. 3, pp. 498-531.

Enever J.R., Walton R.J. et Windsor C.R. (1990) - Stress regime in the Sydney basin and its implication for excavation design and construction, in Proc. Tunnelling Conf., Sydney, The Institution of Engineers, Australia, pp. 49-59.

Fairhurst C. (1967) - Methods of determining in situ rock stresses at great depths. Tech. Rept. N°. 1-68, Missouri River Division, Corps of Engineers, Omaha, Nebraska 68102.

Fjaer E, Holt R.M. and Raaen A.M. (1989) - Rock Mechanics and Rock Acoustic, pp. 355-362, Rock at Great Depth, Vol. 1, eds. Maury and Fourmintaux A.A. Balkema, Rotterdam.

Foucault A. et Raoult J.-F. (1980) - Dictionnaire de Géologie. Paris, Masson édit.

Fouial K. (1997) - Nouvelle méthode d'interprétation des mesures des contraintes par surcarottage adaptée aux roches à comportement non linéaire ou fracturées. Ecole Nationale Supérieure de Nancy.

Gale W.J. et Blackwood R.L. (1987) - Stress distribution and rock failure around coal mine roadways. Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 24, N°3, pp. 165-173.

Giraud A. et Shao J.F. (1996) - Interprétation des mesures de contraintes par surcarottage en milieu élastoplastique - Sensibilité aux chemins de chargement, à la plasticité et aux contraintes anisotropes. Rapport A.N.D.R.A. (identification : B RP O ENG 96-010/A).

Goodman R. E. (1989) - Introduction to Rock Mechanics, 2nd edn, John Wiley & sons.

Halidou N. (1994) - Etude du comportement rhéologique et modélisation de l'argilite de tournemire. Applications à la stabilité d'ouvrages souterrains. Thèse de Doctorat présentée à l'Université des Sciences et Techniques de Lille. Spécialité Génie civil.

Hamamdjian C. et Charlez Ph. (1990) Modélisation et inversion de la D.S.C.A. Rapport du Centre Scientifique et Technique de la Compagnie Française des Petroles (TOTAL).

Hamamdjian-Trentesaux C. (1989) - Détermination de l'état de contrainte géostatique par l'étude de la microfissuration des roches - Thèse de Doctorat en Mécanique des sols, Ecole Centrale de Paris.

Helal H. and Schwartzmann R. (1983) - In situ stress measurements with CERCHAR dilatometric cell, in Proc. Int. Symp. on Field Measurements in Geomechanics, Zurich, Balkema, Rotterdam, pp. 127-136.

Holcomb D.J. (1993) - Observation of the Kaiser Effect under Multiaxial Stress States : Implications for its use Determining In Situ Stress, pp. 2119-2122. Geophysical Research Lett., N°. 20

Holtzer F. and T.E. Scott Jr. (1998) - A Literature Review of Indirect Techniques for the Determination of In-Situ Stresses, Rapport interne de l'Institut de Mécanique des Roches de

l'Université d'Oklahoma (U.S.A) & Rapport de fin d'étude de l'Ecole Universitaire des Ingénieurs de Lille, Université des Sciences et Techniques de Lille.

Homand F., Hoxha D., Shao J.F., Sibai M. et Duveau G., (1996) - Endommagement de granites et de marnes : Essais mécaniques, identification des paramètres d'un modèle d'endommagement et simulation. Rapport A.N.D.R.A. (identification : 6B6 RP ENG 96.001 6B6 RP LML 96-001).

Hyett A.J., Dyke C.G. and Hudson J.A. (1986) - A critical examination of basic concepts associated with the existence and measurement of in-situ stress, in Proc. Int. Symp. on Rock Stress and Rock Stress Measurements, Stockholm, Centek Publ., Luleå, pp. 387-396.

Ju J.W. (1989) - On energy based coupled elastoplastic damage theories : constitutive modeling and computational aspects, Int. J. Solids Structures, Vol. 25, N° 7, pp. 803-833

Khan, A.S., Xiang, Y. and Huang, S. (1992) - Behavior of berea sandstone under confining pressure part I : Yield and Failure Surfaces, and non-linear Elastic Response ", Int. J. Plast., Vol 7, pp. 607.

Kurita K. et Fujii N. - Stress Memory of Crystalline Rock in Acoustic Emission, Geophysical Research Lett., N° 6, pp. 9-12, (1979)

Khan, A.S., Xiang, Y. and Huang, S. (1992) - Behavior of berea sandstone under confining pressure part II : Elastic-plastic Response ", Int. J. Plast., Vol 8, pp. 209.

Kirsch, G., (1898) - Die theorie der elastizitat und die bedurfnisse der fertigkeitshre ", Veit. Ver. Deut. Ing., Vol 28, 797.

Kim K. et al. (1986) - Characterization of the state of in situ stress by hydraulic fracturing for a nuclear waste repository in basalt, in Proc. Int. Symp. on Rock Stress and Rock Stress Measurements, Stockholm, Centek Publ., Luleå, pp. 456-472.

Kovari K., Amstad Ch. and Grob H. (1972) - Contribution to the problem of stress measurements in rock, in Proc. Int. on Underground Openings, Luzern, Swiss Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 501-512.

Leeman E.R. (1964) - The measurement of stress in rock. J. South Afr. Inst. Mining Metall., 65, pp. 45 - 114.

Lemaitre J. (1990) - A course on damage mechanics, Second Edition, Springer-Verlag (Berlin)

Lemaitre J. et Chaboche J.L. (1985). Mécanique des Matériaux Solides, DUNOD (Paris)

Lo K.Y. (1978) - Regional distribution of in-situ horizontal stresses in rocks in southern Ontario. Can. Geotech. J., 15, pp. 371-381.

Lo K.Y. and Morton J.D. (1976) - Tunnels in bedded rock with high horizontal stresses. Can. Geotech. J., 13, pp. 216-230.

Mac Garr A. and Gay N.C. (1978) - State of stress in the earth's crust. Ann. Rev. Earth Planet. Sci, 6, pp. 405-436.

Merrill R.H. (1967) - Three component borehole deformation gage for determining the stress in rock. US Bureau of Mines Report of Investigation RI 7015.

Michihiro K., Fujiwara T. et Yoshioka T. (1985) - Study on estimating Geostresses by the Kaiser effect of Acoustic Emission, Proceeding of the 26th U.S. Symposium on Rock Mechanics, N.K. and Hudson.

Misbahi A. (1994) - Contribution à la détermination des contraintes in situ dans les milieux rocheux anisotropes. Thèse de Doctorat présentée à l'Université des Sciences et Techniques de Lille. Spécialité Génie civil.

Misbahi A., Shao J.F., Henry J.P. (1993) - Application of the inverse method for in situ stresses determination with U.S.B.M. cell. First Canadian Symp. on Numerical Modelling Applications in Mining and Geomechanics, pp. 287-296, March 27-30, Montreal, Quebec

Nechnech A. (1998) - Modélisation numérique du problème du surcarottage : influence de la loi de comportement de la roche. Thèse de Doctorat présentée à l'Ecole Nationale Supérieure de Géologie de Nancy. Spécialité Génie civil.

Nguyen Minh, D. et Berest, P. (1979). Etude de la stabilité des cavités souterraines avec un modèle de comportement élastoplastique radoucissant. Proceeding of the fourth Congress of the International Society for Rock mechanics, Vol. 1, A.A. Balkema, Rotterdam Holland, 249-256

Obert L. (1968) - Determination of stress in rock. A state of the art report. Appendix 5 in report by Fairhurst titled: Methods of determining in-situ rock stresses at great depths. Tech. Report. N° 1-68, Corps of Engineers, Omaha, Nebraska.

Obert L. and Duval W.L. (1967) - Rock Mechanics and the Design of structures in Rock, John Wiley & sons.

Price N.J. and Cosgrove J.W. (1990) - Analysis of Geological Structures, Cambridge University Press, Cambridge.

Quiertant M. et Shao J.F. (1996) - Interprétation des mesures de contraintes par surcarottage en milieu élastoplastique. Application des méthodes inverses. Rapport A.N.D.R.A. (identification : B RP O LML 96-004/A).

Quiertant M., Shao J.F. et Trentesaux C. (1997) - Stress measurement in elastoplastic ductile geomaterials, in Proc. 6th Int. Symp. on Numerical Models in Geomech., Montreal, pp. 513-518.

Quiertant M., Shao J.F. et Xu W.Y. (1999) - In situ stress determination in rock materials with damage. 9th Congress of the International Society for Rock mechanics. (Paris) A paraître.

Rahn W. (1984) - Stress Concentration Factors for the interpretation of "Doorstopper" Stress Measurements in Anisotropic Rocks, Int. J. Rock Mech. Min. & Geomech. Abstr. Vol. 21, N° 6, pp. 313-326.

Revalor et al (1985) - In situ rock stress measurements in French coal mines : Relation between virgin stress and rockbursts. Proc. 26th U.S. Rock Mech. Symp., Rapid city, pp. 1103-1112.

Salençon J. (1966) - Expansion quasi-statique d'une cavité à symétrie sphérique ou cylindrique dans un milieu élastoplastique. Annales Ponts et Chaussées 3, 117-187.

Shao J.F., Dahou A. et Henry J.P. (1991) - Application de la théorie des problèmes inverses à l'estimation des paramètres rhéologiques. Revue Française de Géotechnique.

Simmons G., Siegfried II R.W. and Feves M. (1974).- Differential Strain Curve Analysis: A New Method for Examining Cracks in Rocks, Journal of Geophysical Research, Vol. 79, N°. 29, Oct. 10, pp. 4383-4385

Simo J.C. and Ju J.W. (1987.a) - Stress and strain based continuum damage models - I. Formulation. Int. J. Solids Structures 23, pp. 821-869

Simo J.C. and Ju J.W. (1987.b) - Stress and strain based continuum damage models - II. Computational aspects. Int. J. Solids Structures 23, pp. 821-869

Talobre J.A. (1967) La mécanique des roches, 2nd edn, Dunod, Paris.

Tarantola A. (1987) - Inverse problem theory. Elsevier (New York).

Thompson P.M. (1990) - A borehole deformation gauge for stress determinations in deep borehole, in Proc. 31st US Symp. Rock Mech., Balkema, Rotterdam, pp. 579-586.

Thorel L. (1995) - **Caractérisation géomécanique des argiles du gard** Rapport A.N.D.R.A. (identification : B RP O.G3S 95-006).

Venet V. (1991) - Modélisation de l'initialisation du discage par éléments finis : Elaboration d'une optimisation du carottage. Thèse de Doctorat présentée à l'Université des Sciences et Techniques de Lille - Flandres - Artois. Spécialité Génie civil.

Voight B. (1966) - Interpretation of in-situ stress measurements in proc. 1st Cong. Int. Soc. Rock Mech. (ISRM), Lisbon, Lab. Nac. de Eng. Civil, Lisbon, Vol. III, pp. 332-348.

Voight, B. (1968) - Determination of the Virgin State of Stress in the Vicinity of a Borehole from Measurements a Partial Anelastic Strain Tensor in Drill Core, Feldmechanick V. Ingenieurrol, Vol. 6, pp. 201-215

Zienkiewicz O.C. and Taylor R.L. (1991) - The Finite Element Method, Fourth Edition, Vol. 2. Solid and Fluid Mechanics Dynamics and Non-linearity. Mc Graw-Hill Book Company UK

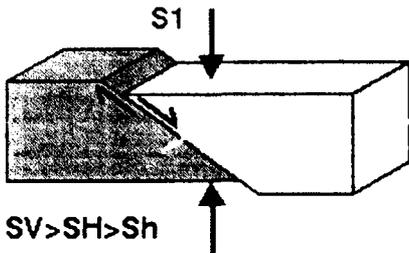
ANNEXES



Annexe 1

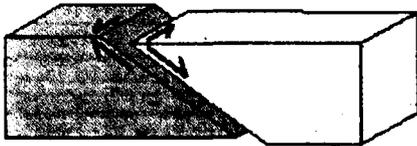
Complément à la fig. I.1

Cette annexe, complément de la légende de la carte européenne des contraintes naturelles (Chap. I.) indique la classification des failles. Les notations usuelles de mécanique des roches sont ici utilisées (contraintes de compression positives). S_1 , S_2 et S_3 sont les contraintes principales classées en ordre croissant, S_V est la contrainte verticale et S_H ainsi que S_h sont les contraintes horizontales ($S_H > S_h$).



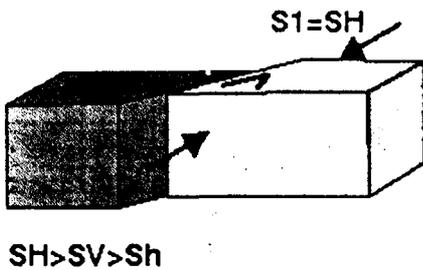
NF : Normal faulting

Faille normale



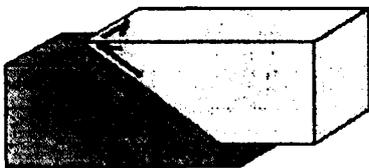
NS : Predominately normal with strike-slip

Faille normale à décrochement



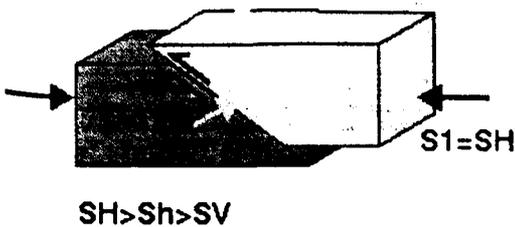
SS : Strike-slip faulting (includes minor normal or thrust component)

Faille à décrochement comprenant une composante mineure (normale ou de chevauchement)



TS : Predominately thrust with strike-slip

Faille de chevauchement à décrochement



TF: Thrust faulting

Faille de chevauchement

Annexe 2

Rappels des solutions élastiques

1. Cas du carottage

Basés sur les travaux de Kirsch (1898), Muskhelishvili (1963) ainsi que Jaeger et Cook (1979) concernant les potentiels complexes et leur applications aux problèmes d'élasticités, une solution analytique à été formulée pour décrire les perturbations causées par une excavation creusée dans milieu élastique (élasticité linéaire) infini initialement soumis à un champs de contrainte homogène. Le développement de ces travaux faisant appel à des notions très ardues, nous nous contenterons ici de n'en présenter que les résultats.

Soit O un point quelconque de l'espace et $\vec{i}, \vec{j}, \vec{k}$ un triplet de vecteurs unitaires deux à deux orthogonaux. Considérons que le champs de contrainte initial soit représenté, dans le repère orthonormé $\mathcal{R} (O, \vec{i}, \vec{j}, \vec{k})$, par le tenseur $\overline{\overline{\sigma}}_{ini}$. Ce tenseur s'exprime dans \mathcal{R} suivant :

$$\overline{\overline{\sigma}}_{ini} = \begin{pmatrix} \sigma_H & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_h & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_v \end{pmatrix}_{\vec{i}, \vec{j}, \vec{k}}$$

$\vec{i}, \vec{j}, \vec{k}$ étant les vecteurs associés aux directions principales du tenseur de contrainte.

On nome X,Y,Z les axes passant par le point O et respectivement dirigés par $\vec{i}, \vec{j}, \vec{k}$. Introduisons le repère local $\mathcal{R}' (O, \vec{e}_R, \vec{e}_\theta, \vec{k})$, dit repère cylindrique, déduit du repère \mathcal{R} par une rotation d'angle θ autour de l'axe Z. Dans ce repère, l'expression de $\overline{\overline{\sigma}}_{ini}$ est :

$$\overline{\overline{\sigma}}_{ini} = \begin{pmatrix} \frac{\sigma_h + \sigma_H}{2} + \frac{\sigma_h - \sigma_H}{2} \cos 2\theta & -\frac{\sigma_h - \sigma_H}{2} \sin 2\theta & 0 \\ -\frac{\sigma_h - \sigma_H}{2} \sin 2\theta & \frac{\sigma_h + \sigma_H}{2} - \frac{\sigma_h - \sigma_H}{2} \cos 2\theta & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_v \end{pmatrix}_{\vec{e}_R, \vec{e}_\theta, \vec{k}}$$

Conformément aux notations utilisées dans ce mémoire, σ_H représente la contrainte initiale, supérieure à σ_h , exercée suivant la direction définie par une valeur de $\frac{\pi}{2}$ radians pour l'angle polaire θ (σ_h étant donc exercée en $\theta = 0$ radians).

Le creusement d'une cavité circulaire, de rayon r , centrée en O et d'une longueur infinie suivant l'axe Z entraîne une nouvelle distribution du champs de contrainte. Sous l'hypothèse des déformation planes, celui ci s'exprime dans le repère \mathcal{R} en tout point du massif définie par ses coordonnées (R, θ, Z) suivant :

$$\underline{\underline{\sigma^c}} = \begin{pmatrix} \sigma^c_R & \sigma^c_{R\theta} & 0 \\ \sigma^c_{R\theta} & \sigma^c_\theta & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_Z \end{pmatrix}_{\vec{e}_R, \vec{e}_\theta, \vec{k}}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \sigma^c_R = (\sigma_H + \sigma_h) \frac{(1-\alpha^2)}{2} - (\sigma_H - \sigma_h) \frac{(1-4\alpha^2 + 3\alpha^4)}{2} (\cos 2\theta) \\ \sigma^c_\theta = (\sigma_H + \sigma_h) \frac{(1+\alpha^2)}{2} + (\sigma_H - \sigma_h) \frac{(1+3\alpha^4)}{2} (\cos 2\theta) \\ \sigma^c_{R\theta} = (\sigma_H - \sigma_h) \frac{(1+2\alpha^2 - 3\alpha^4)}{2} (\sin 2\theta) \end{cases}$$

ou α représente le rapport R/r

En paroi d'excavation ($\alpha=1$), on retrouve donc un résultat bien connu en travaux sous terrains :

$$\begin{aligned} \sigma_R &= 0 \\ \sigma_\theta &= (\sigma_H + \sigma_h) + 2(\sigma_H - \sigma_h) (\cos 2\theta) \\ \sigma_{R\theta} &= 0 \end{aligned}$$

Il est alors aisé de calculer la variation de contrainte $\partial \underline{\underline{\sigma}}$ responsable des déformations enregistrées en paroi :

$$\begin{aligned} \partial \sigma_R &= - \left(\frac{\sigma_h + \sigma_H}{2} + \frac{\sigma_h - \sigma_H}{2} \cos 2\theta \right) \\ \partial \sigma_\theta &= \frac{\sigma_h + \sigma_H}{2} + \frac{3(\sigma_H - \sigma_h)}{2} \cos 2\theta \end{aligned}$$

$$\partial\sigma_{R\theta} = \frac{\sigma_h - \sigma_H}{2} \sin 2\theta$$

Le problème étudié est invariant suivant Z. Sous l'hypothèse des déformations planes,

$\partial\sigma_Z = \sigma_Z - \sigma_V$ est calculé en fonction de $\partial\sigma_\theta$ et $\partial\sigma_\theta$ suivant :

$$\partial\sigma_Z = \nu(\partial\sigma_Z + \partial\sigma_V)$$

ou ν représente le coefficient de poisson du milieu rocheux.

Connaissant donc la variation de contrainte en bord d'excavation, il est possible de calculer les déformations induites par cette perturbation, soit :

$$\varepsilon^c_R = \frac{(1+\nu)}{2E} ((4\nu-1)(\sigma_h - \sigma_H) \cos 2\theta - (\sigma_h + \sigma_H))$$

$$\varepsilon^c_\theta = \frac{(1+\nu)}{2E} ((4\nu-3)(\sigma_h - \sigma_H) \cos 2\theta + (\sigma_h + \sigma_H))$$

$$\varepsilon^c_{R\theta} = \frac{(1+\nu)}{2E} (\sigma_h - \sigma_H) \sin 2\theta$$

ou E représente le module d'Young de la roche.

Notons qu'il n'est pas possible d'évaluer ces déformations lors d'une mesure de contrainte par surcarottage.

2. Cas du surcarottage

Le cas du surcarottage représente un passage du champs de contrainte décrit par σ^c à un état final de contrainte nulle (dans le cas de l'élasticité). Les déformations enregistrées lors d'une mesure de contrainte naturelles correspondent donc à celles provoquées par un tel déchargement des contraintes. Cependant, nous nous référerons souvent dans ce document aux déformations totales (en bord d'excavation), c'est à dire aux déformations dues à l'évolution du champs de contrainte de son état initial à un champs nul. Les valeurs de telles déformations sont données par :

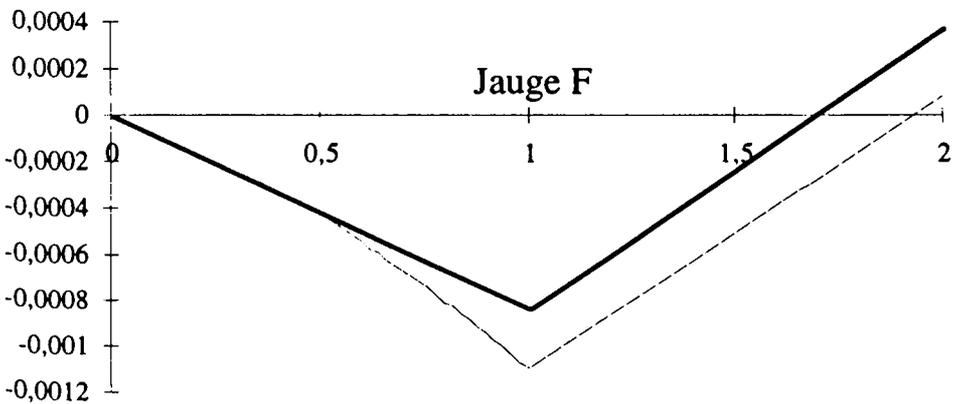
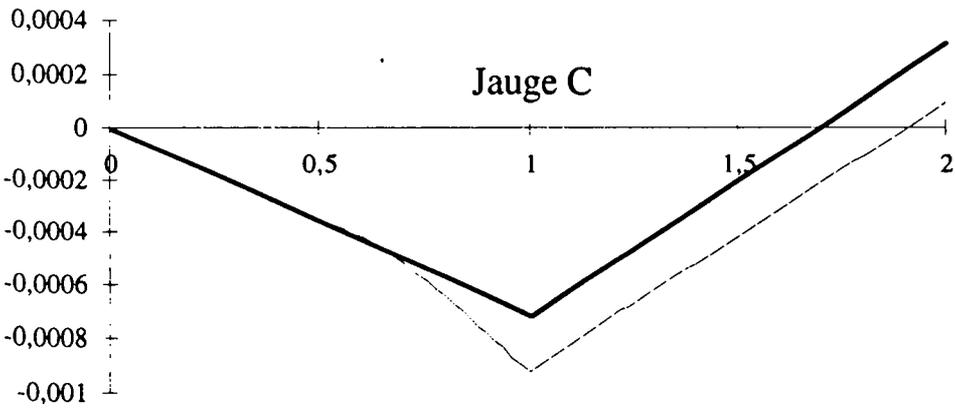
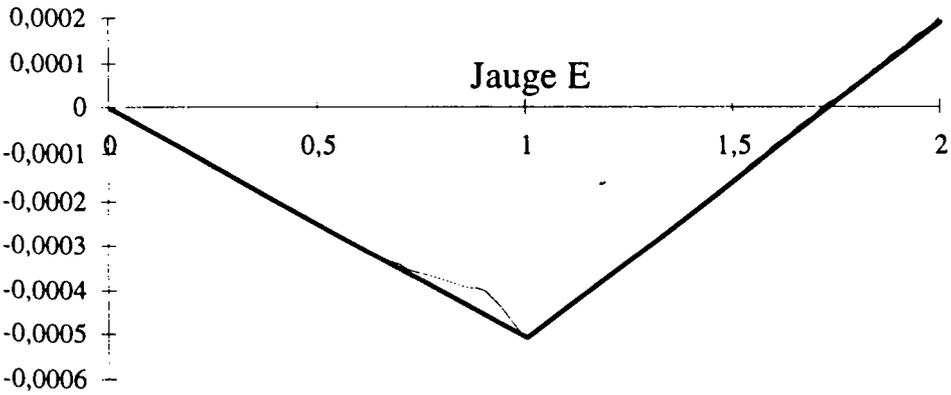
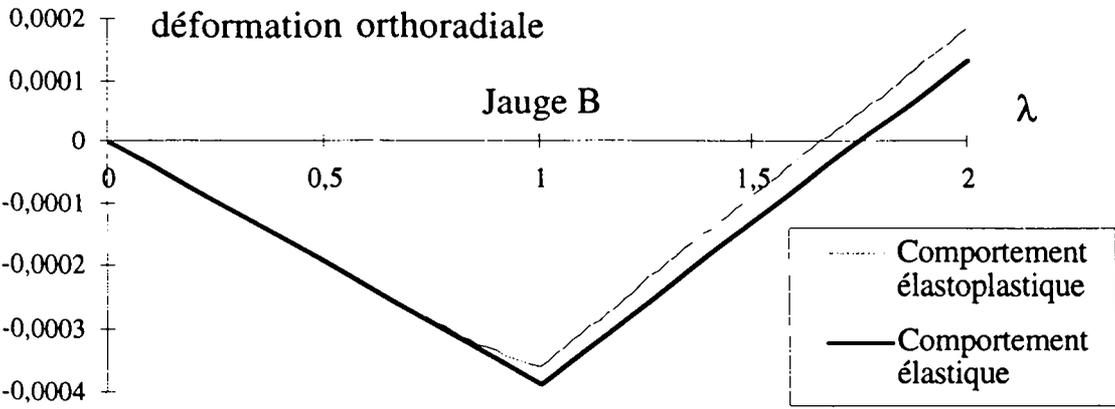
$$\varepsilon_R = \frac{(1+\nu)}{2E} ((1+2\nu)(\sigma_h + \sigma_H) + (\sigma_H - \sigma_h) \cos 2\theta)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{(1+\nu)}{2E} ((-1+2\nu)(\sigma_h + \sigma_H) + (\sigma_H - \sigma_h) \cos 2\theta)$$

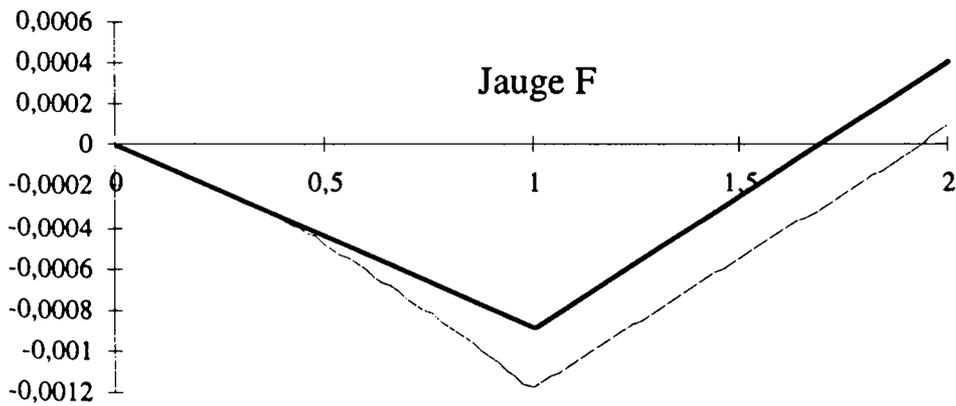
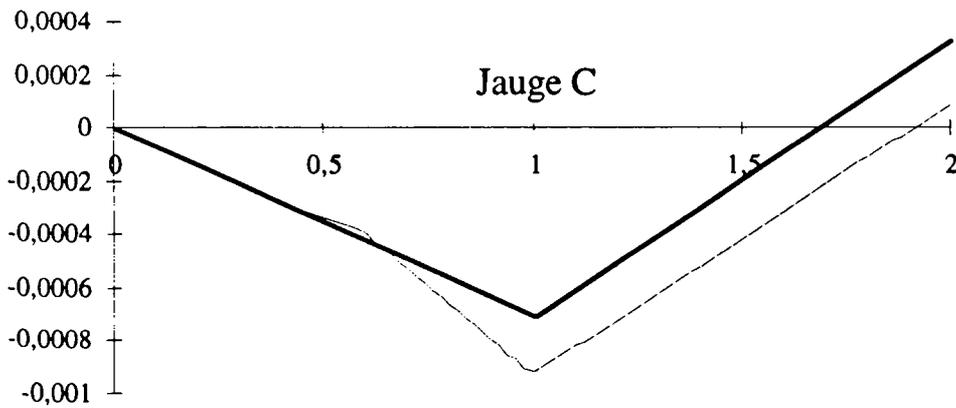
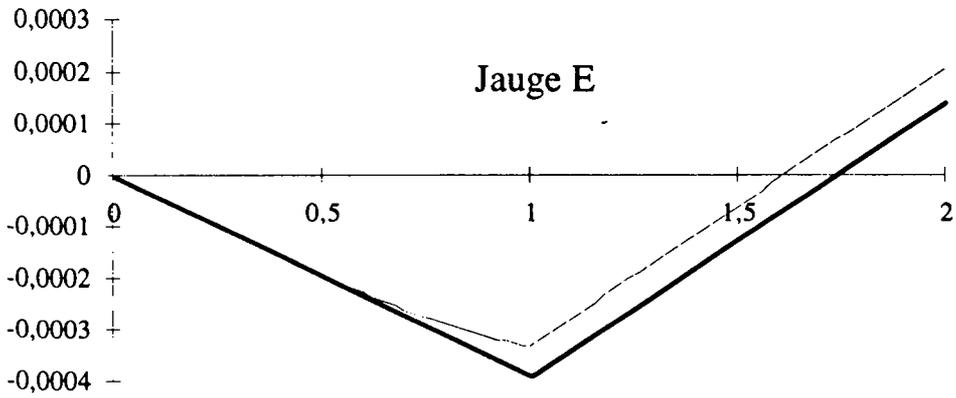
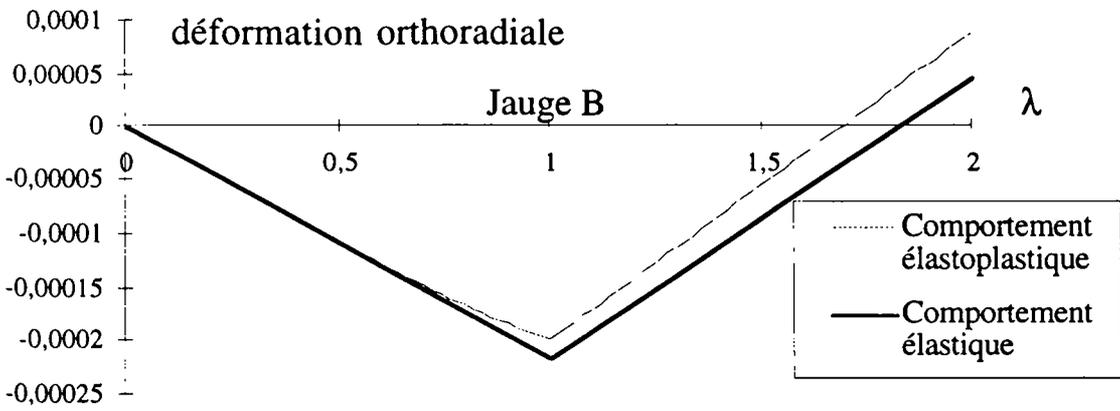
$$\varepsilon_{R\theta} = \varepsilon^c_{R\theta} = \frac{(1+\nu)}{2E} (\sigma_h - \sigma_H) \sin 2\theta$$

Pour obtenir les déformations mesurées *in situ*, notamment les déformations orthoradiales (ε_θ), il suffit donc de retrancher aux déformations totales les valeurs de déformations dues au premier carottage (notés : ε^c).

Annexe 3
Calculs directs,
modèle élastoplastique



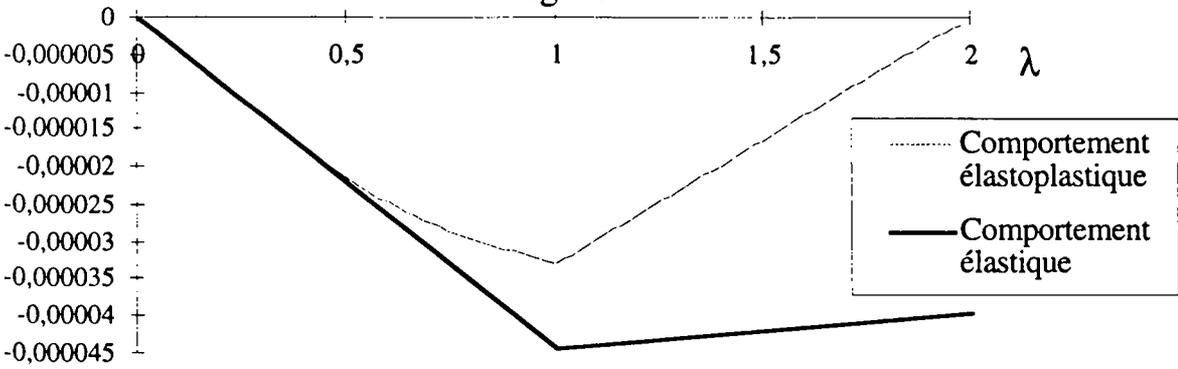
D1



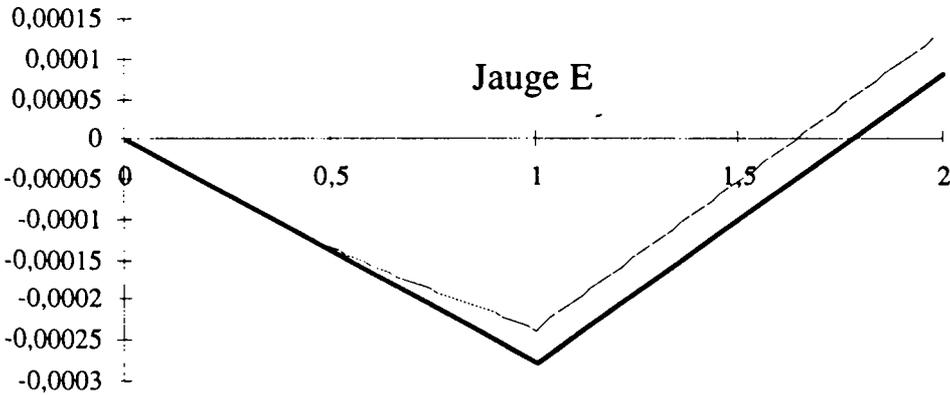
D2

déformation orthoradiale

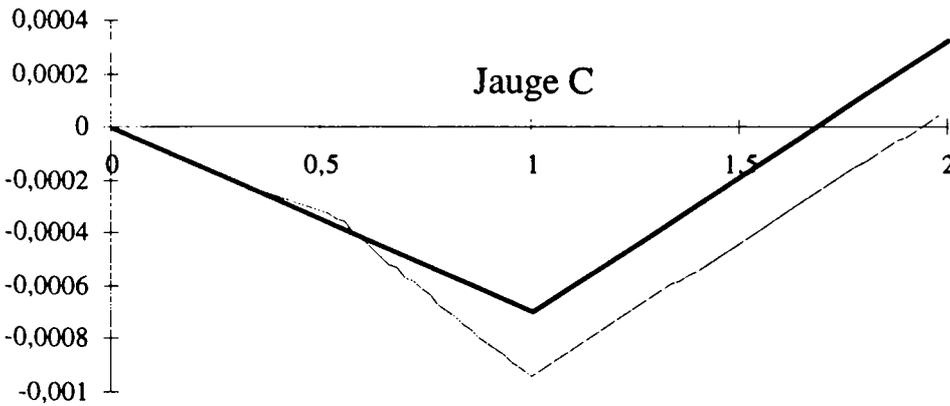
Jauge B



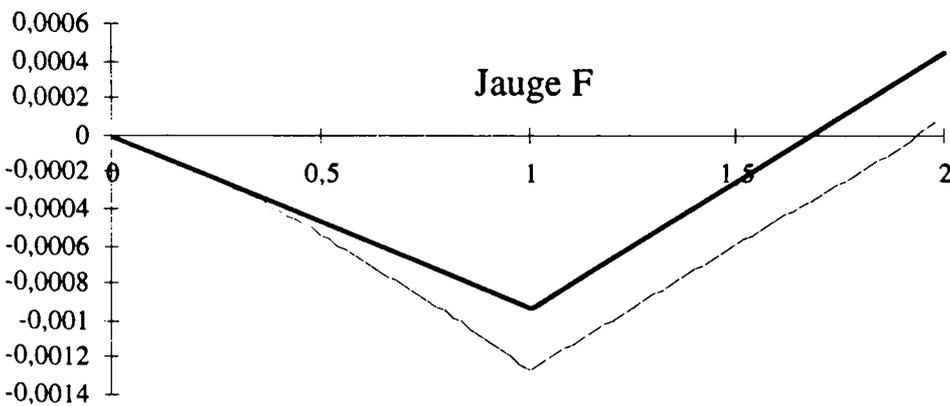
Jauge E



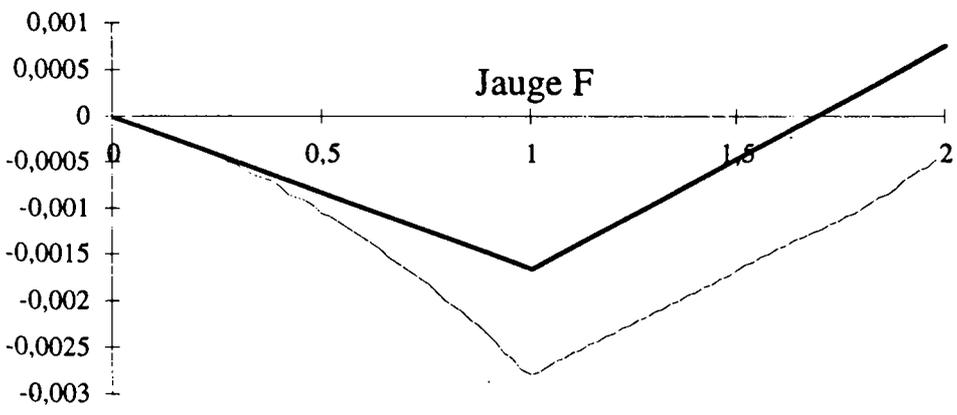
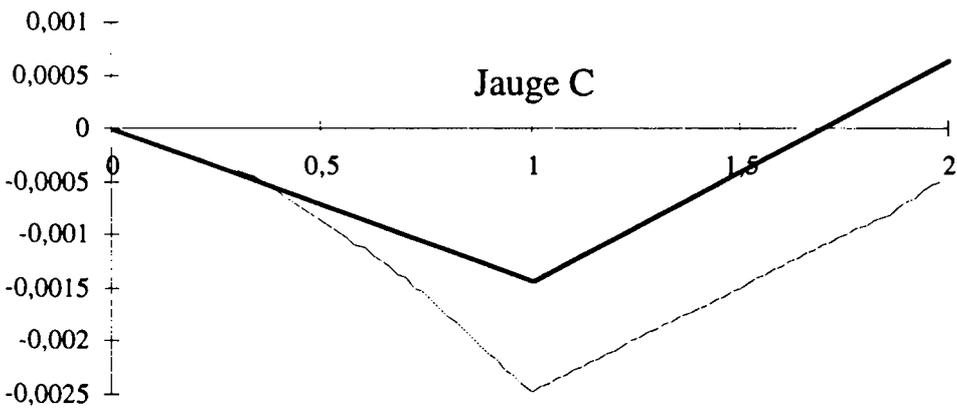
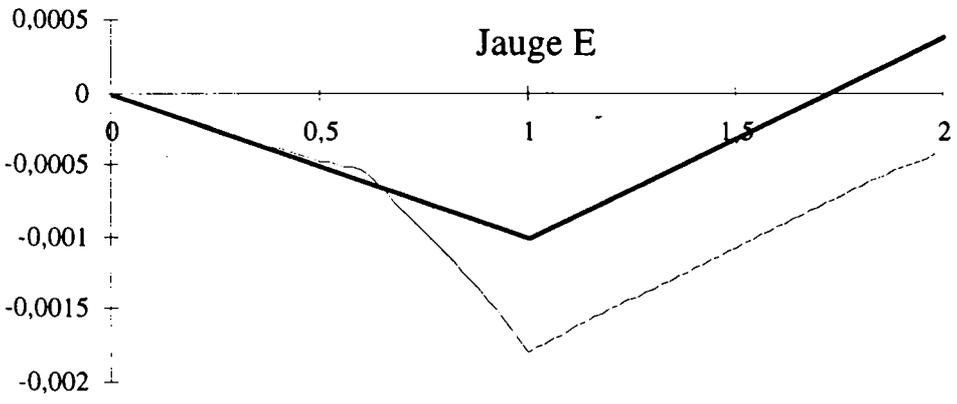
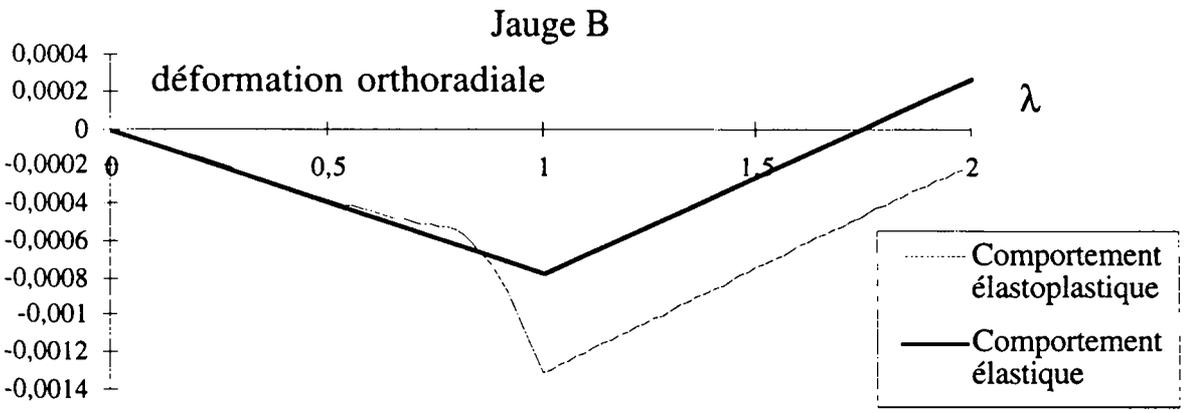
Jauge C



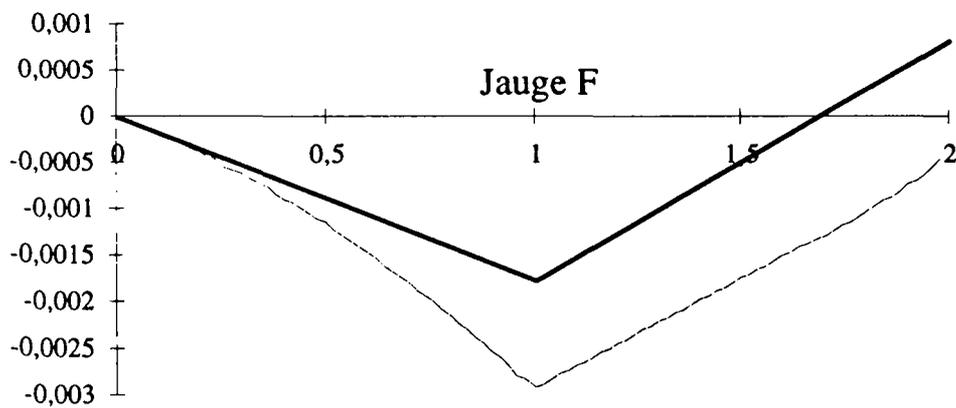
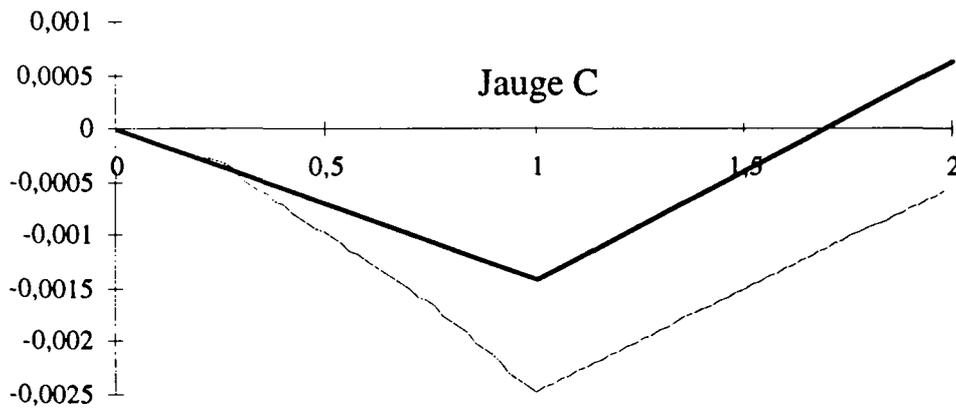
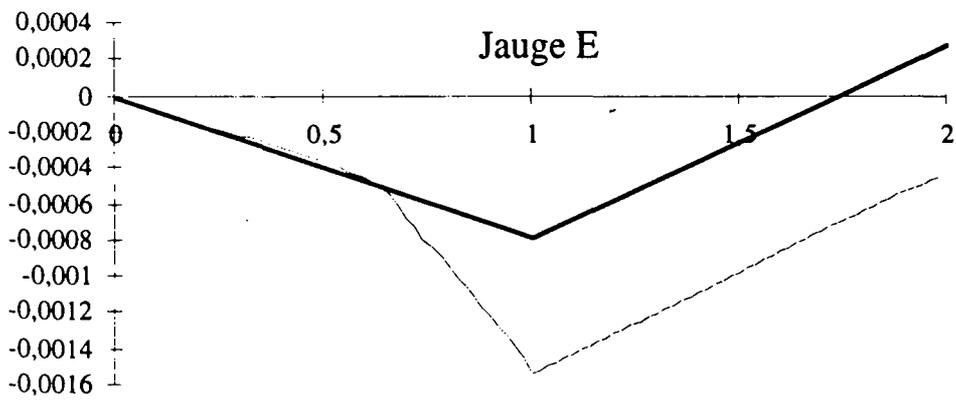
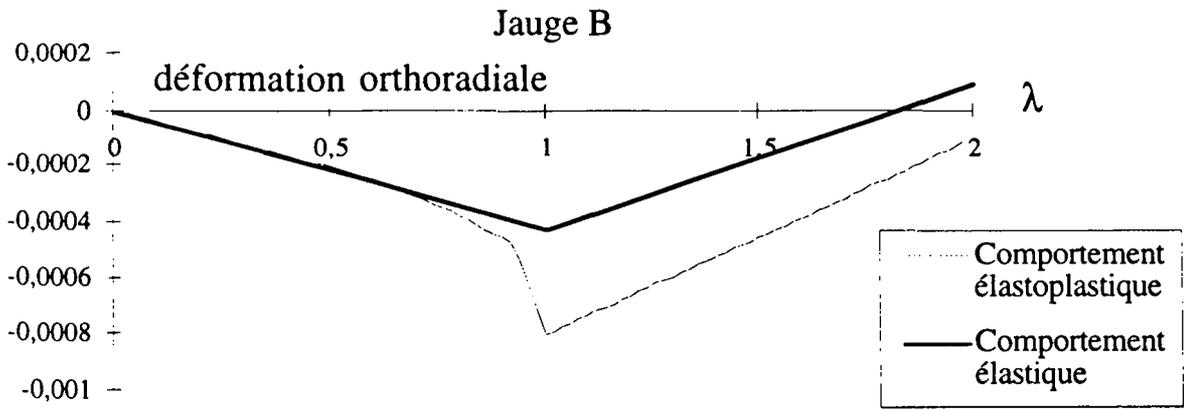
Jauge F



D3



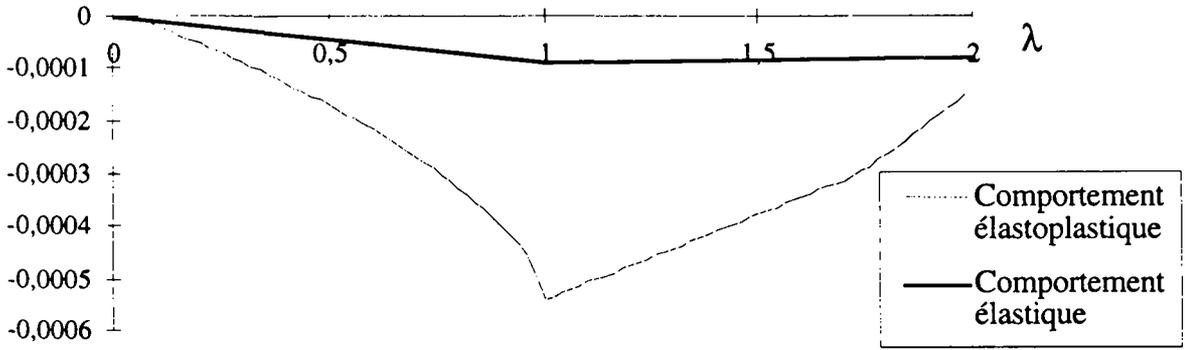
D4



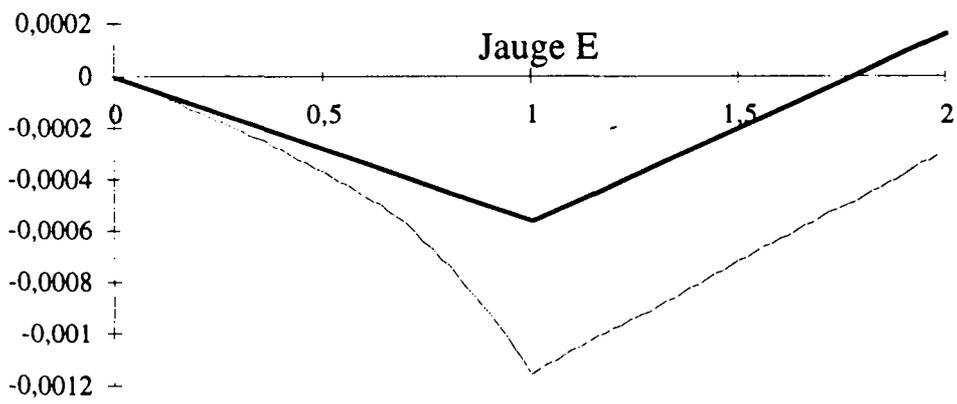
D5

déformation orthoradiale

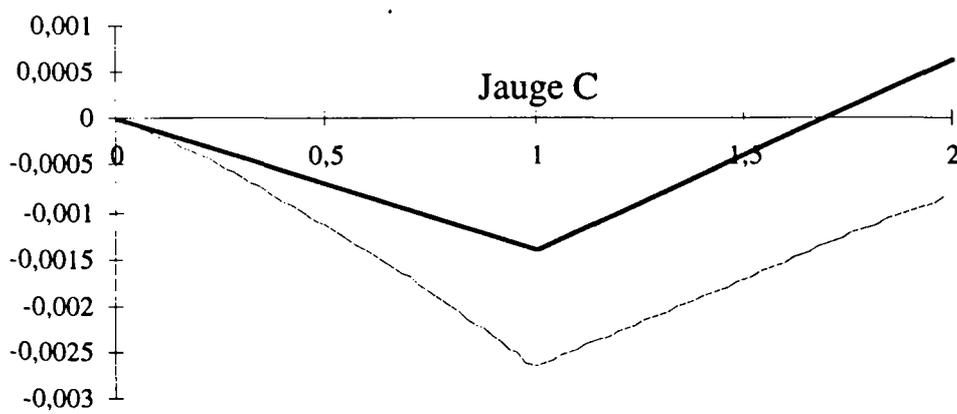
Jauge B



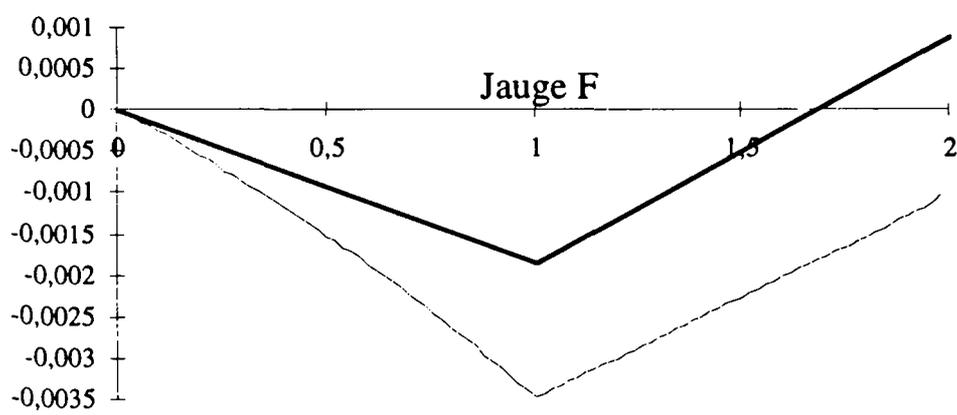
Jauge E



Jauge C



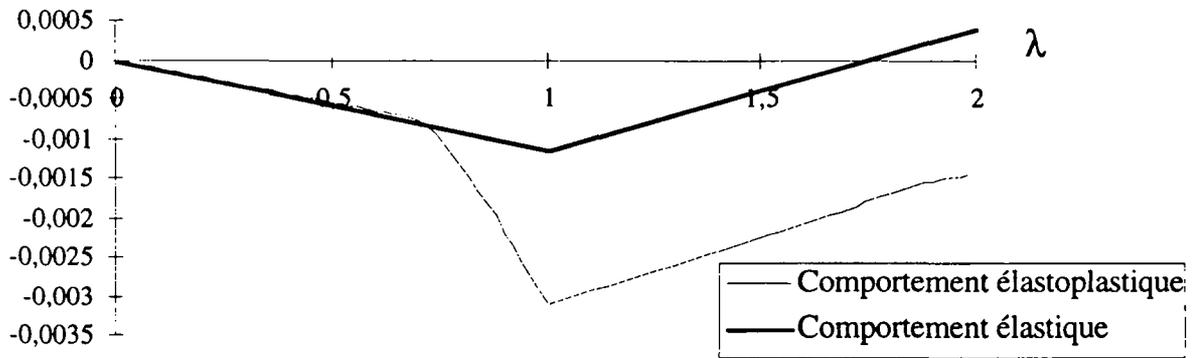
Jauge F



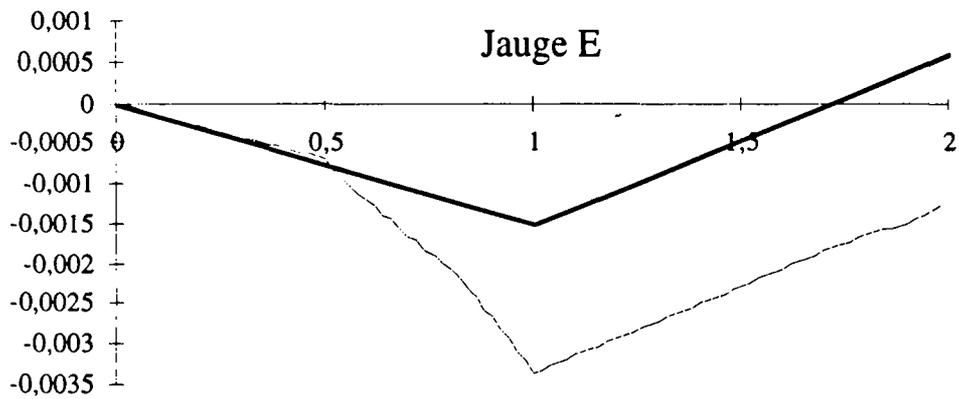
D6

déformation orthoradiale

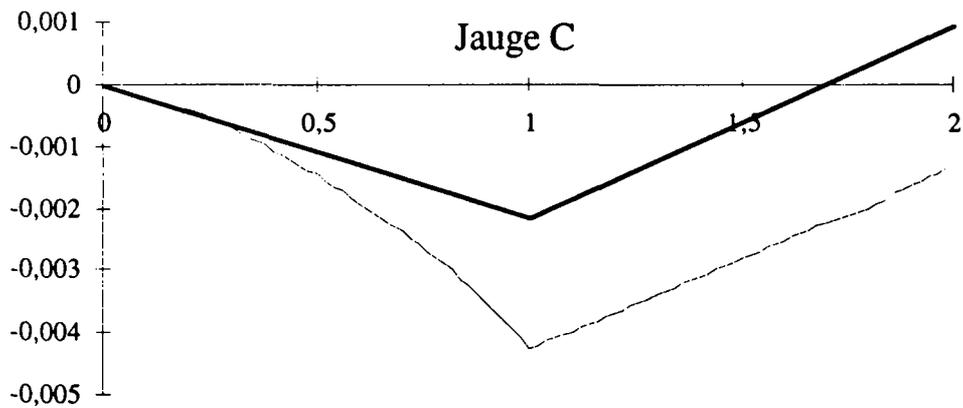
Jauge B



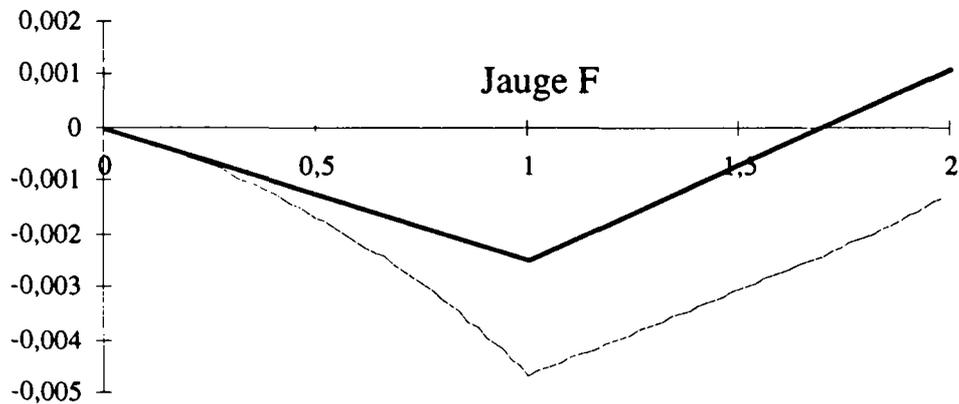
Jauge E



Jauge C



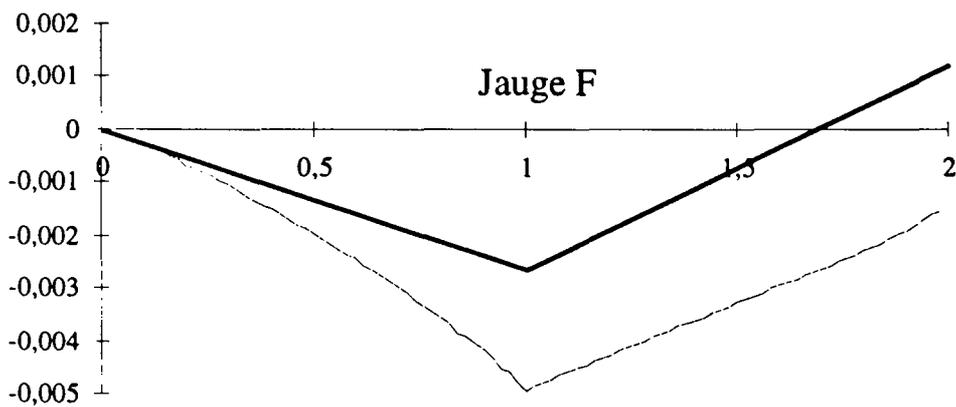
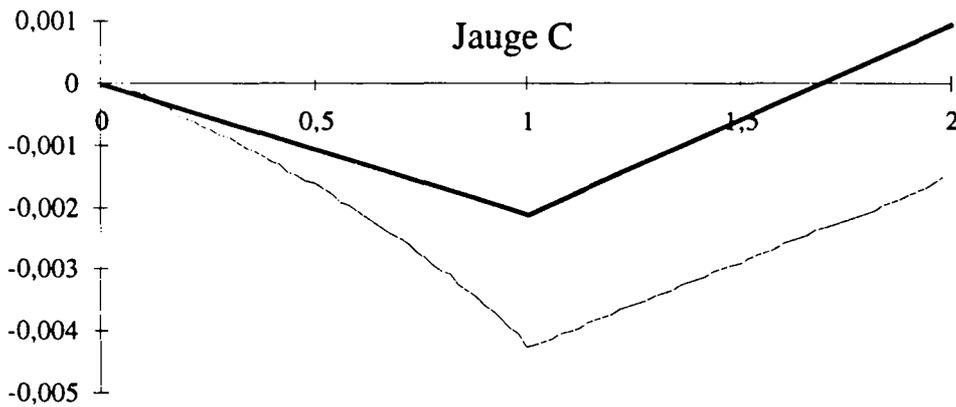
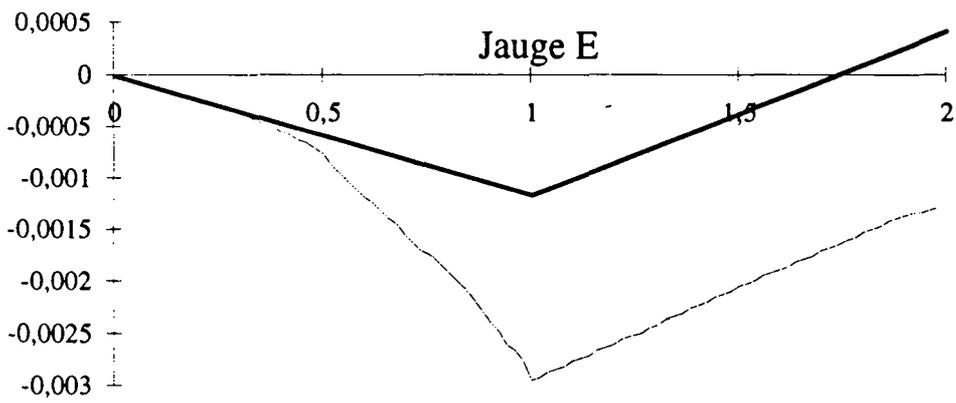
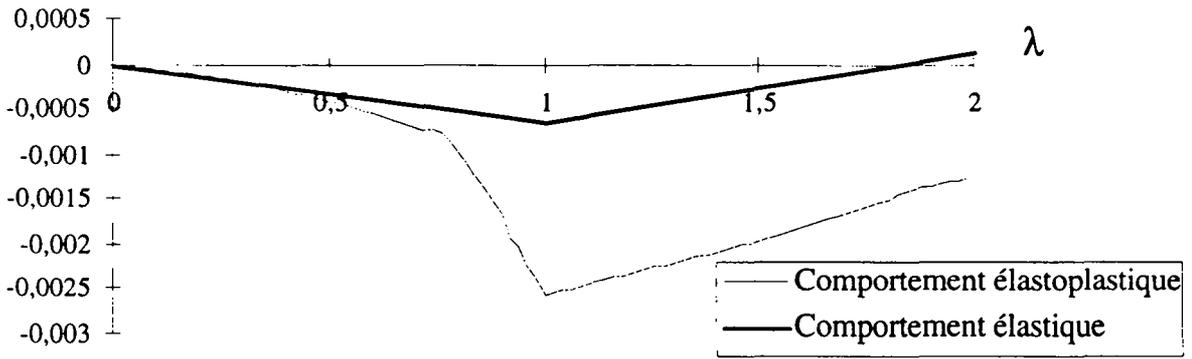
Jauge F



D7

déformation orthoradiale

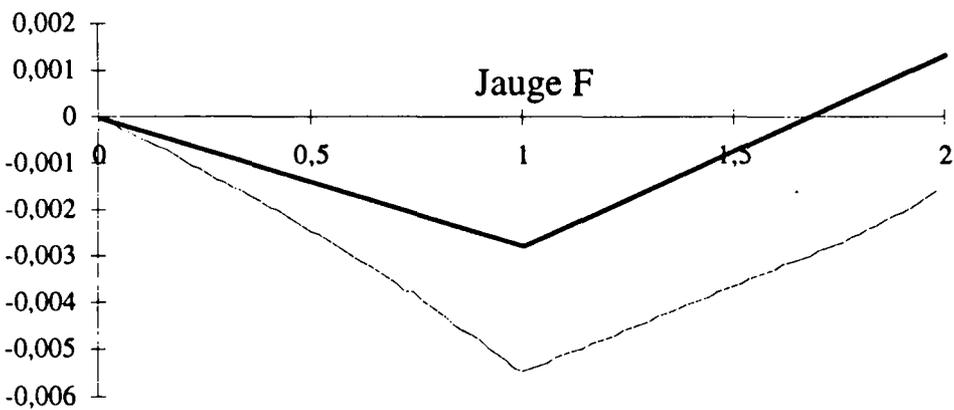
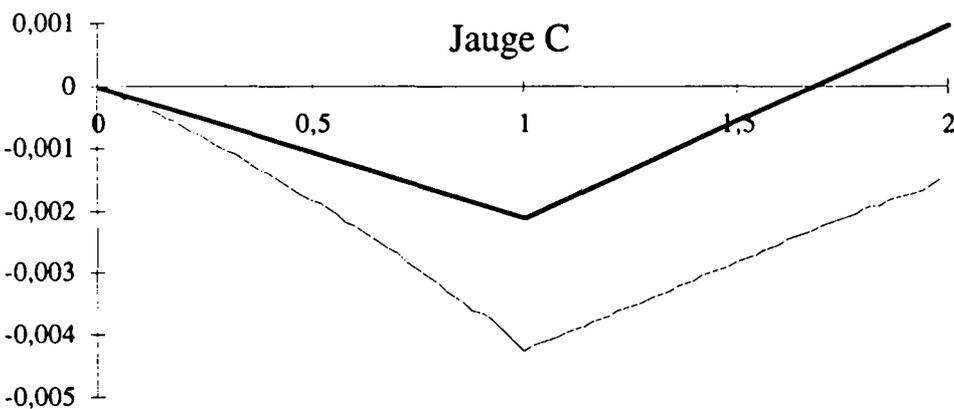
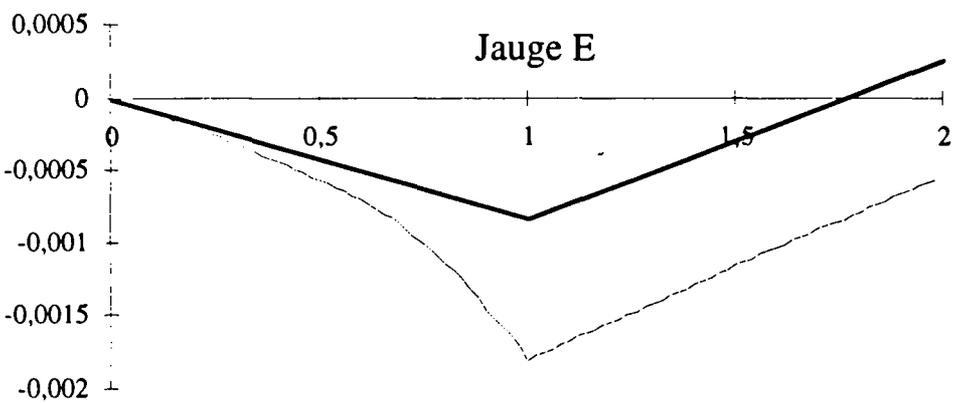
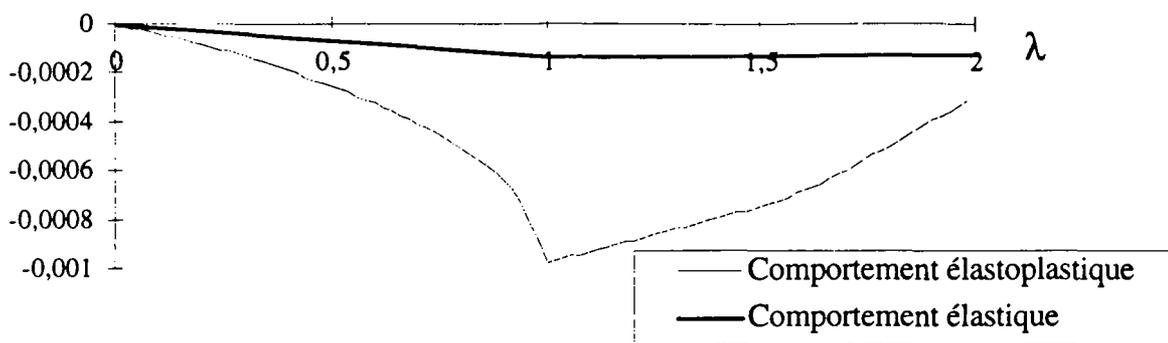
Jauge B



D8

déformation orthoradiale

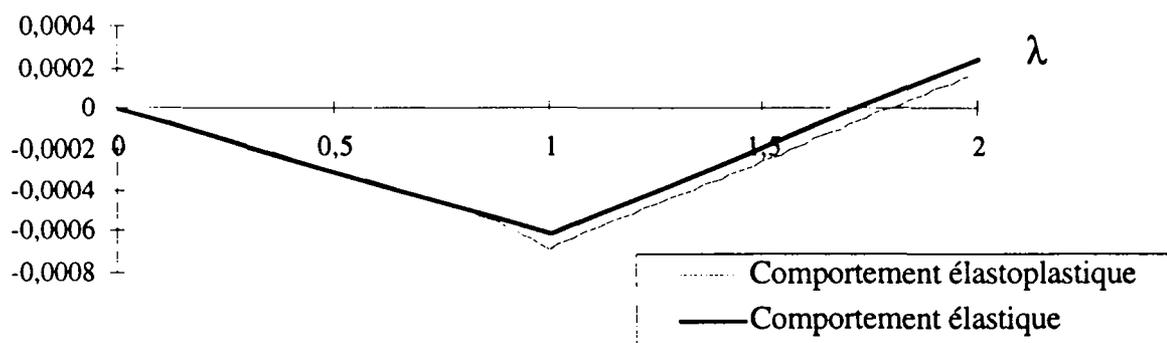
Jauge B



D9

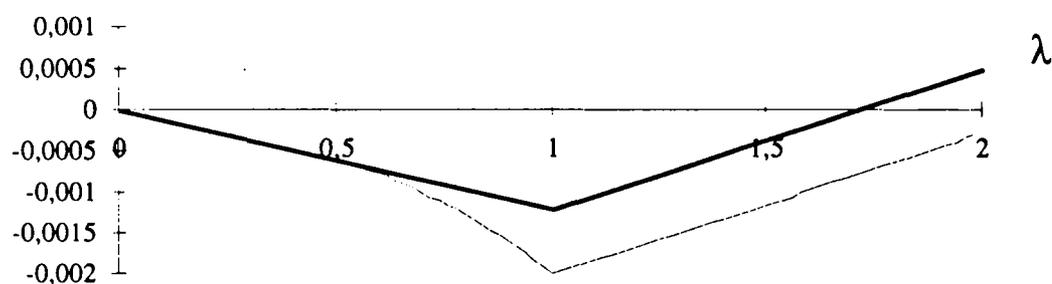
déformation orthoradiale

H1



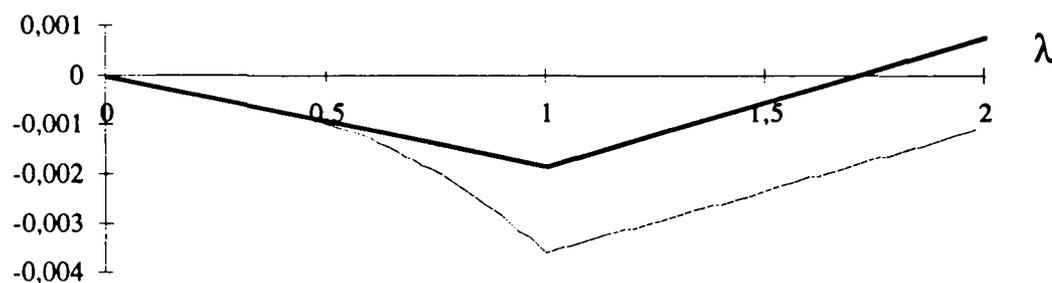
déformation orthoradiale

H2



déformation orthoradiale

H3



Cas des contraintes initiales hydrostatiques

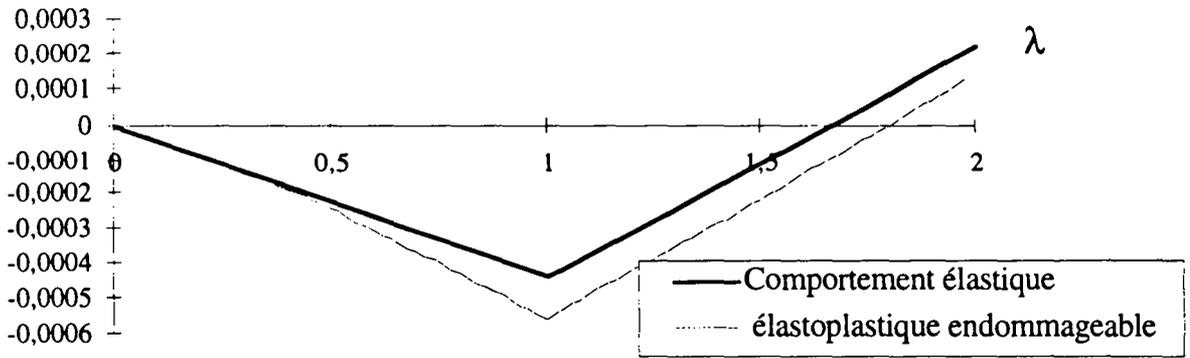
Annexe 4

Calculs directs,
modèle élastoplastique endommageable

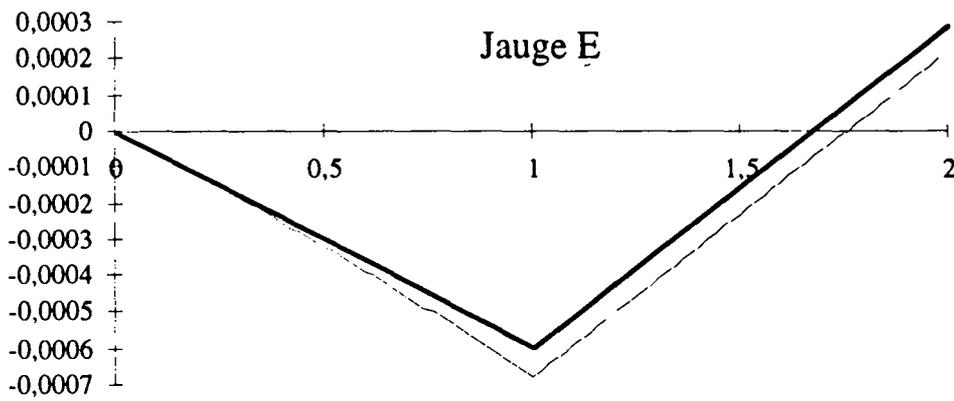
Annexe

déformation orthoradiale

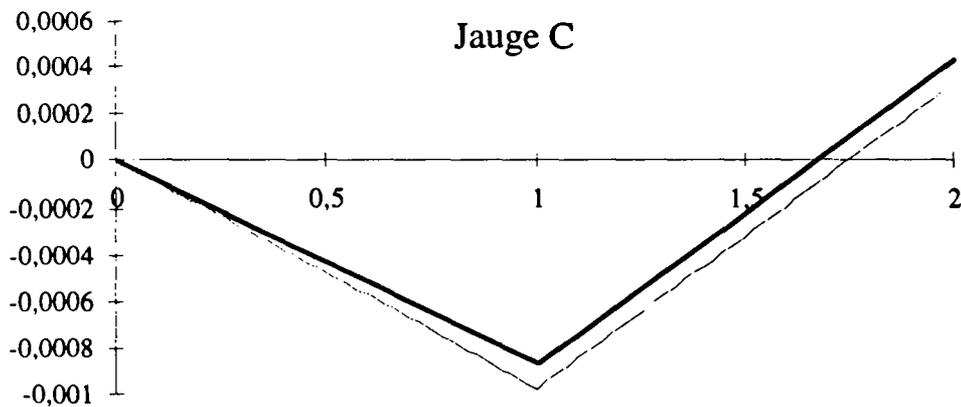
Jauge B



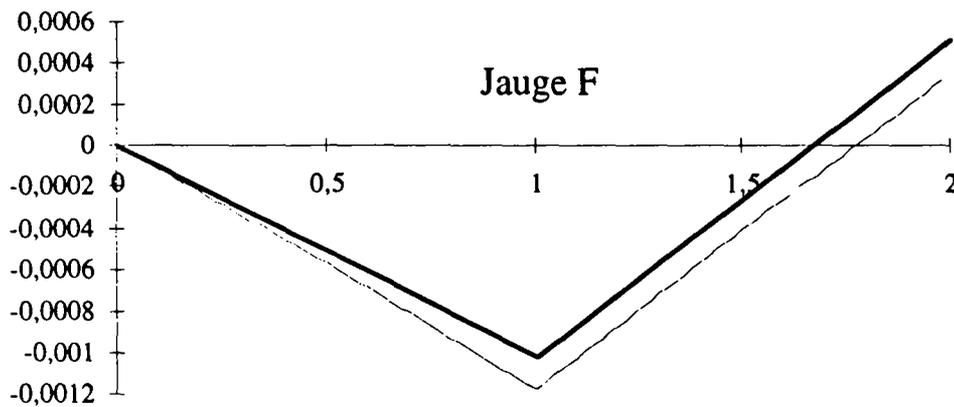
Jauge E



Jauge C



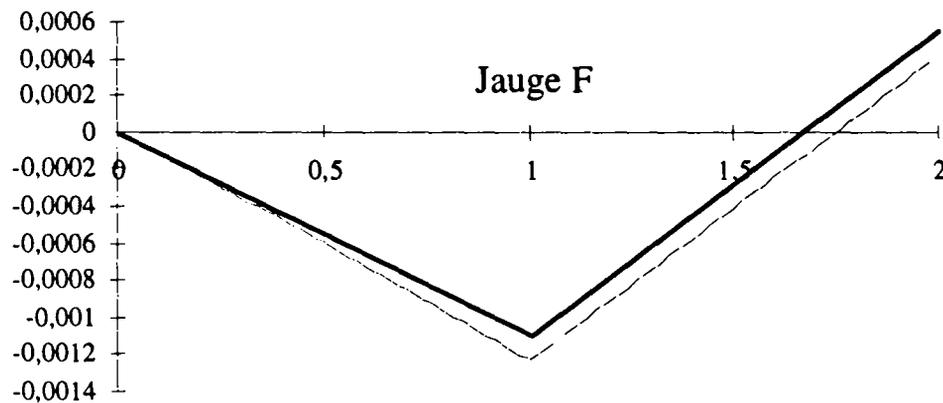
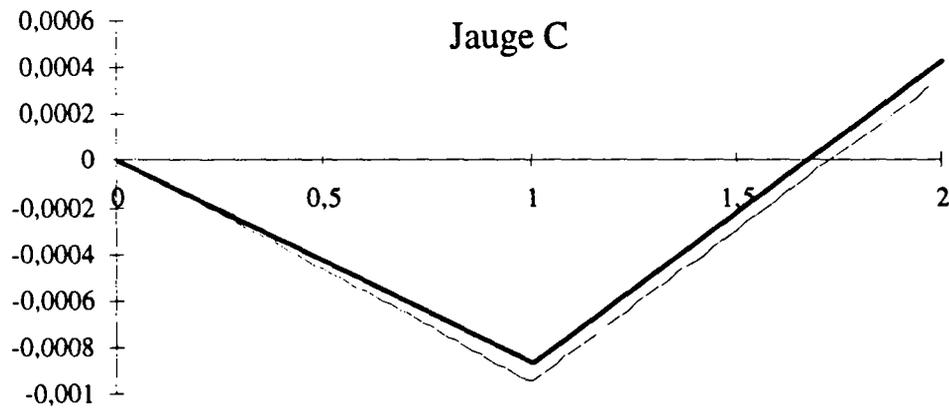
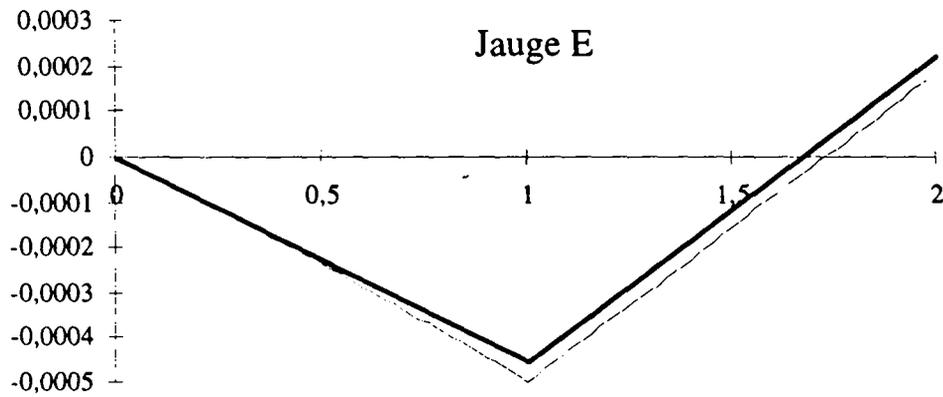
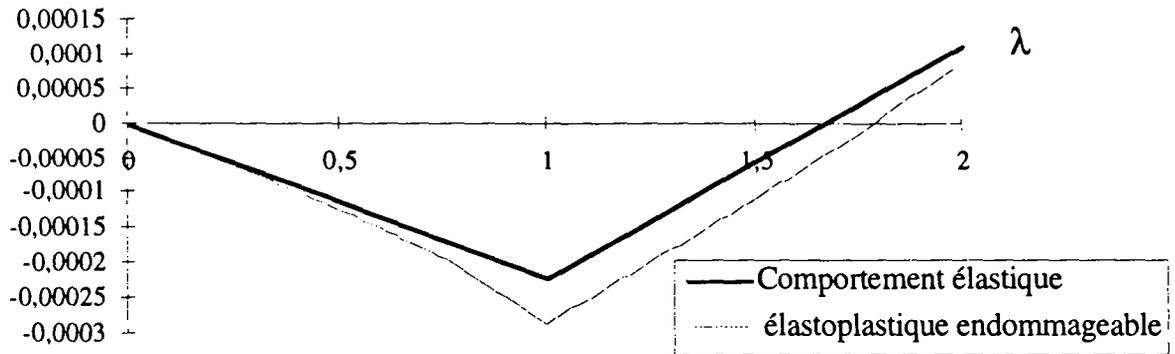
Jauge F



D1

déformation orthoradiale

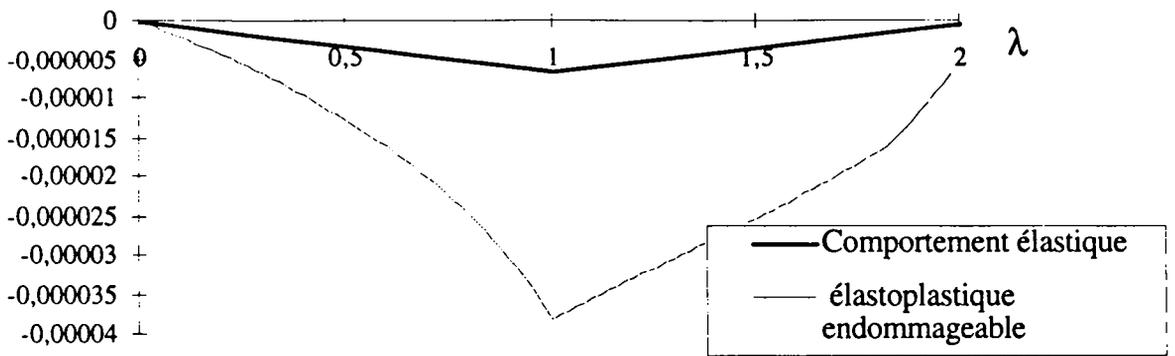
Jauge B



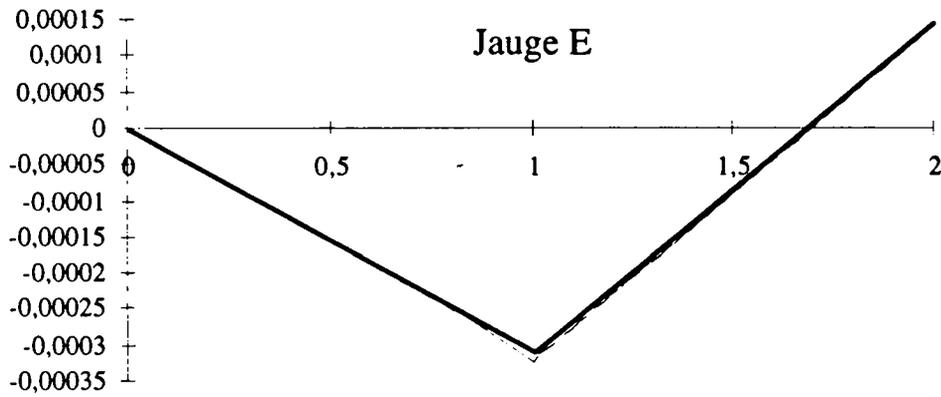
D2

déformation orthoradiale

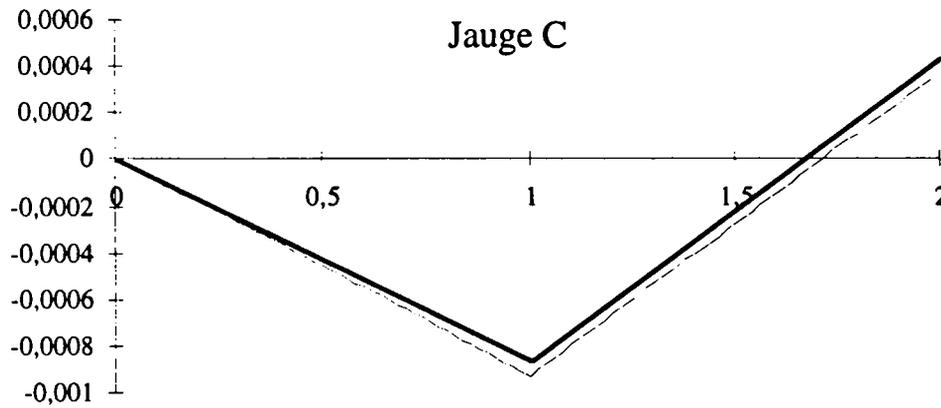
Jauge B



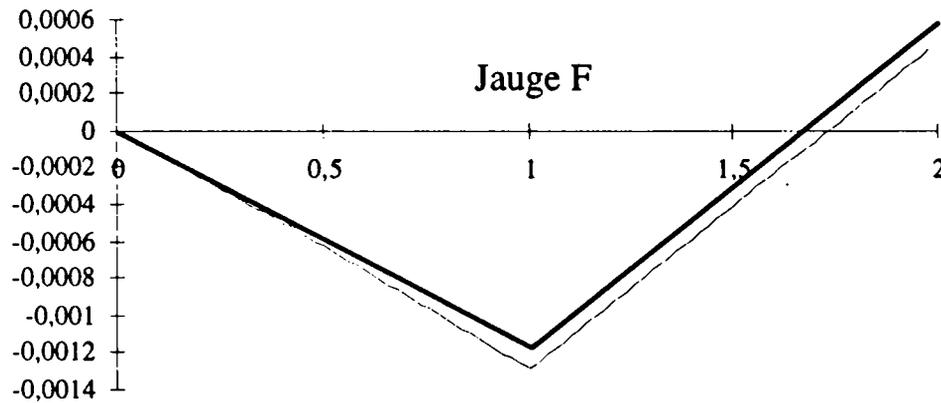
Jauge E



Jauge C



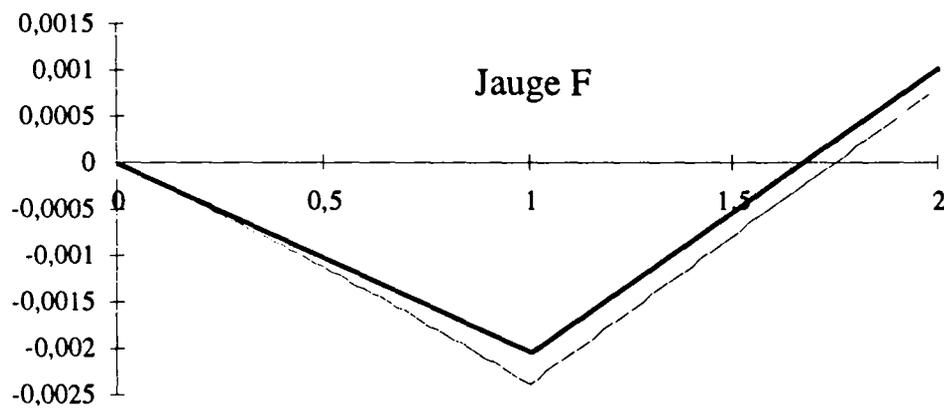
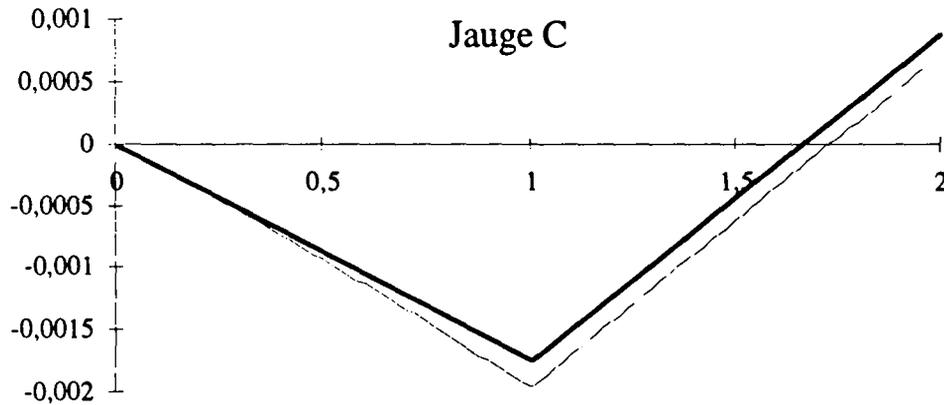
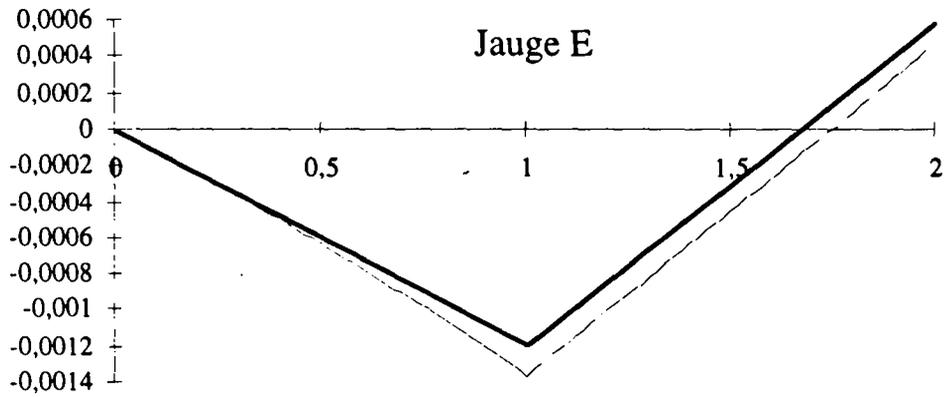
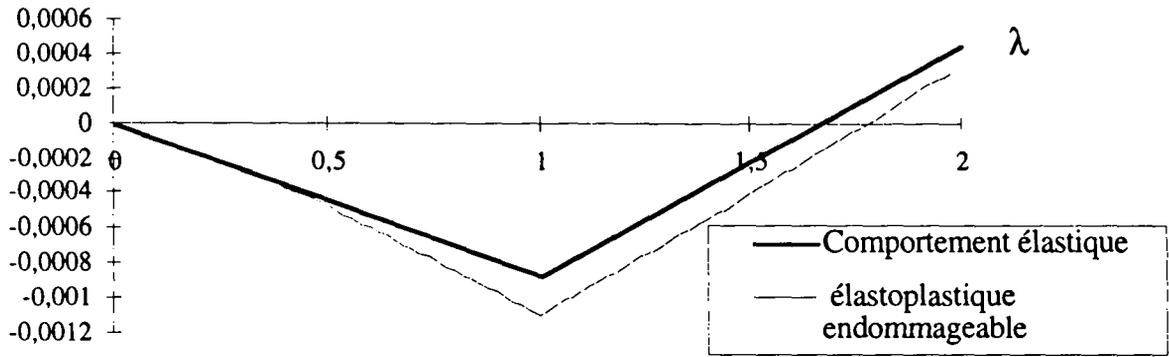
Jauge F



D3

déformation orthoradiale

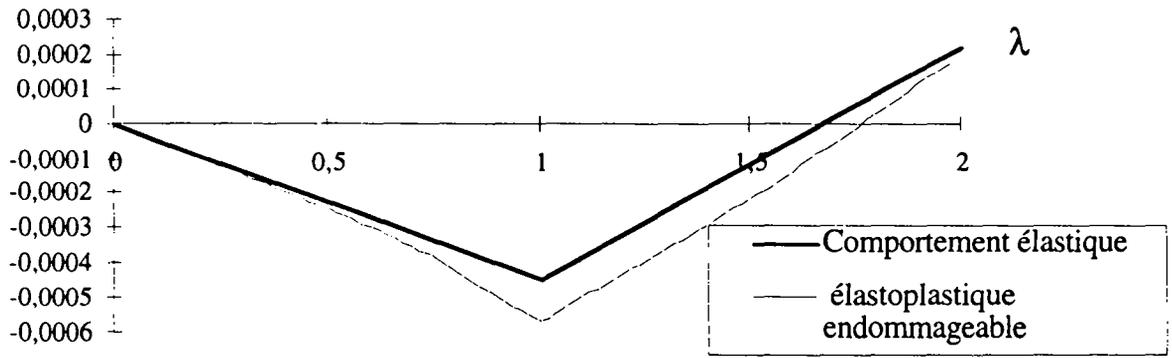
Jauge B



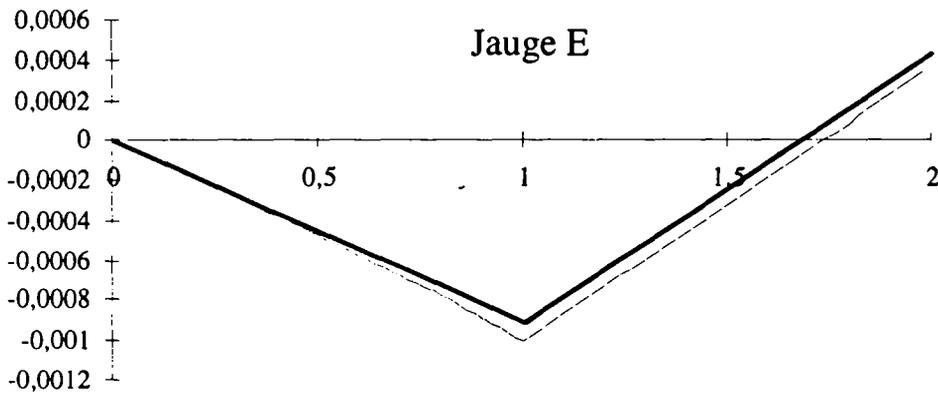
D4

déformation orthoradiale

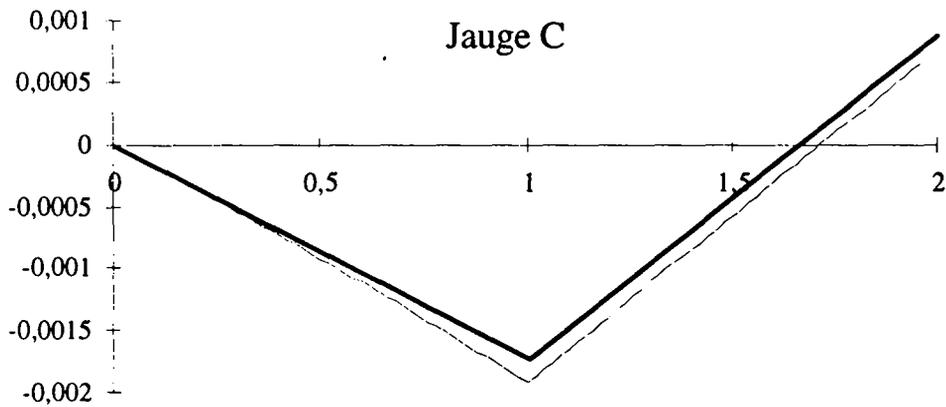
Jauge B



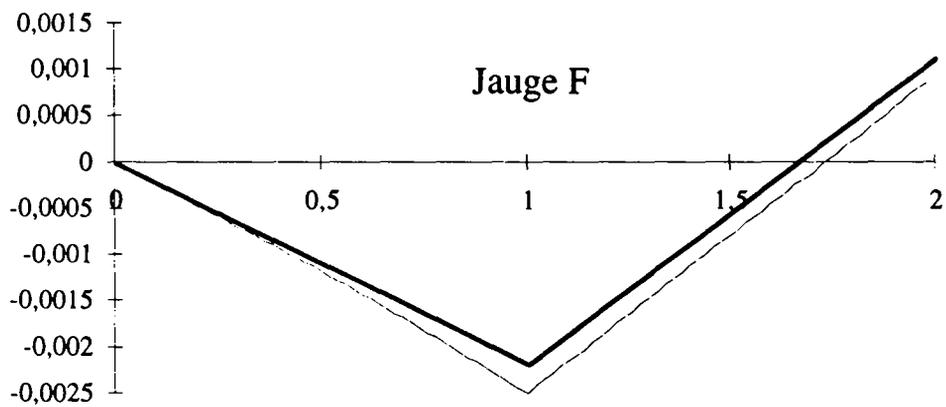
Jauge E



Jauge C



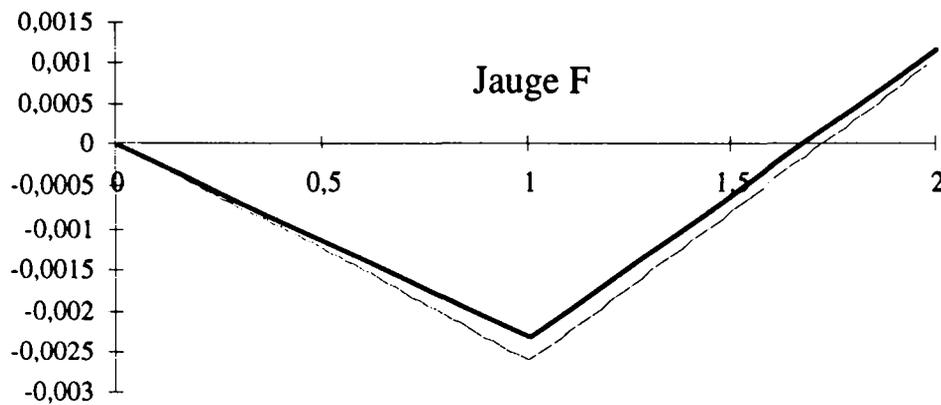
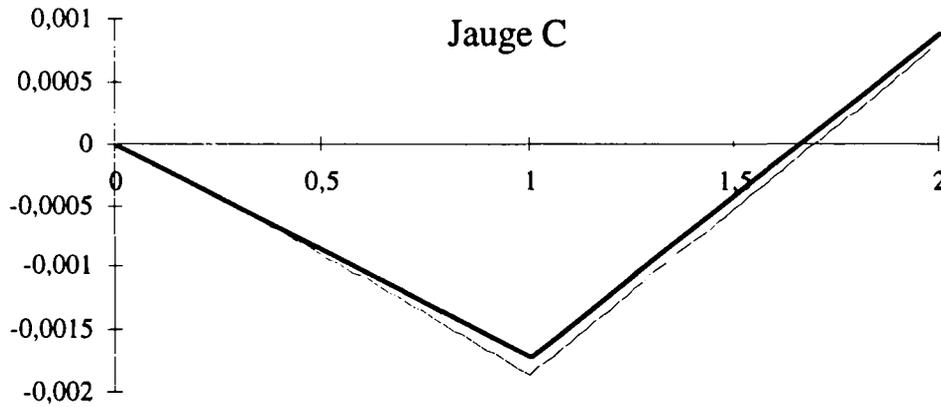
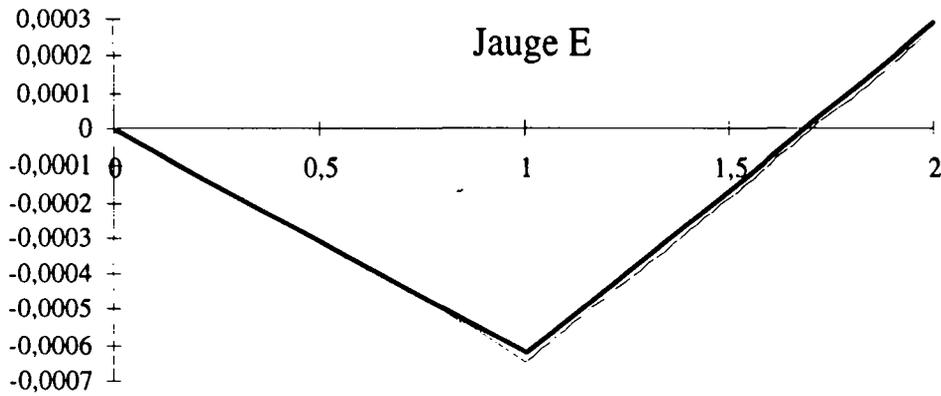
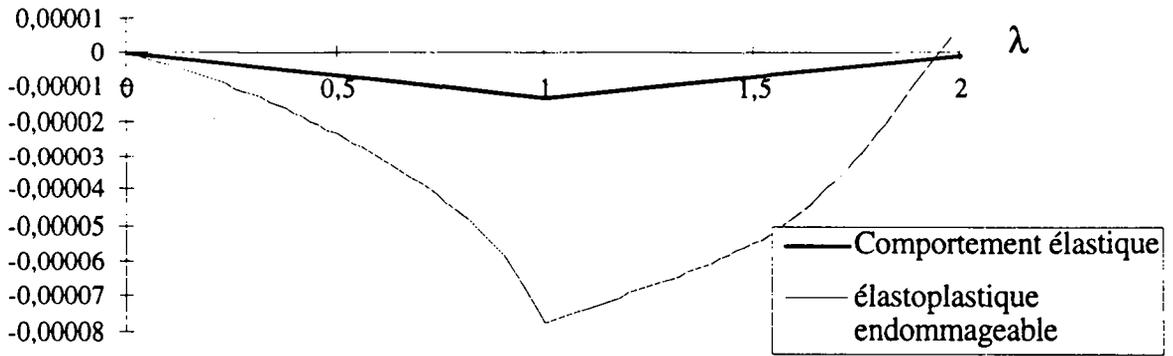
Jauge F



D5

déformation orthoradiale

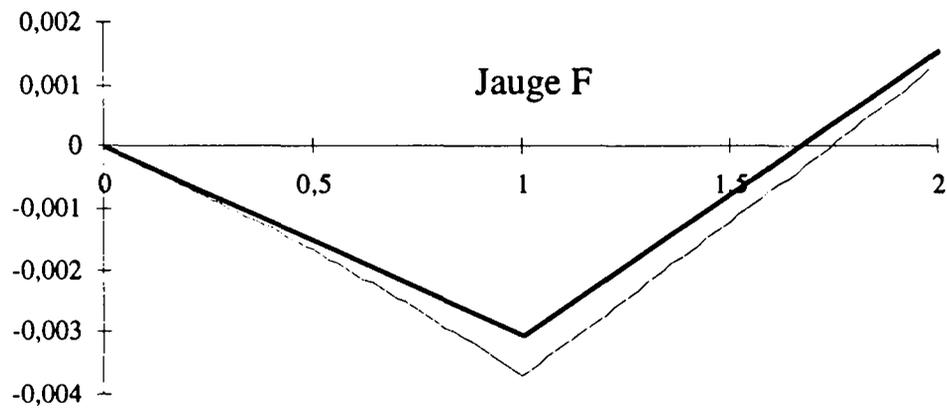
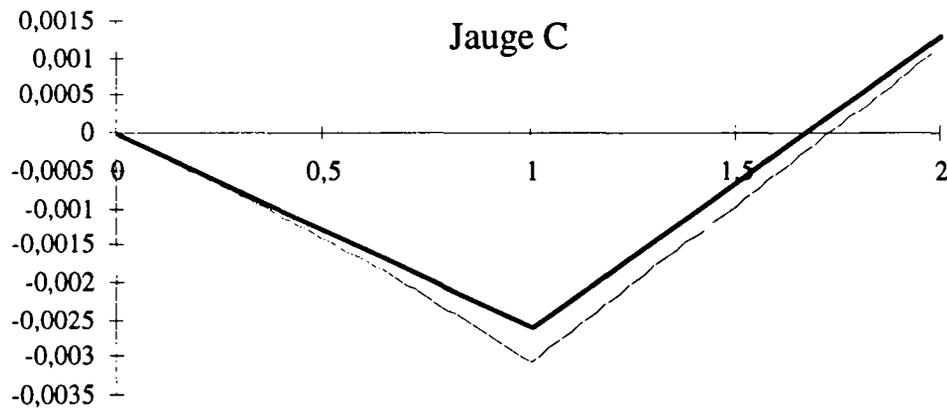
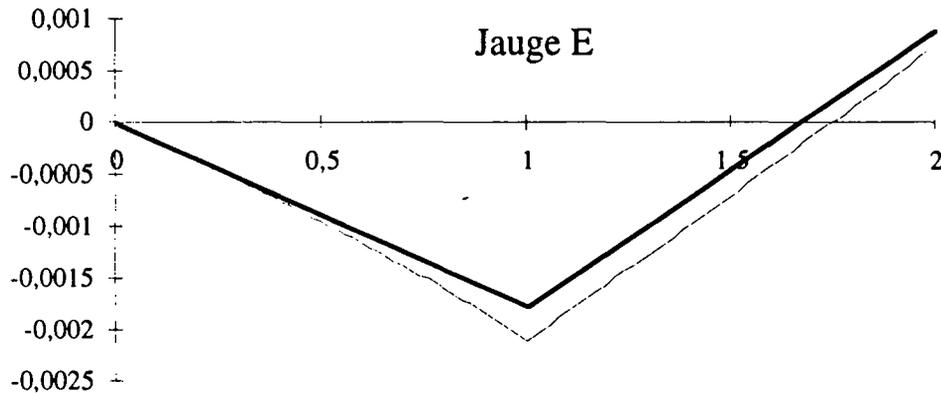
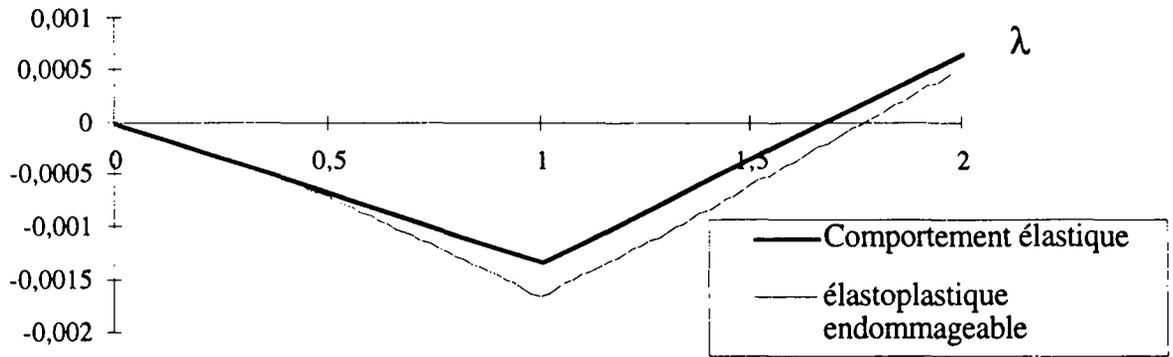
Jauge B



D6

déformation orthoradiale

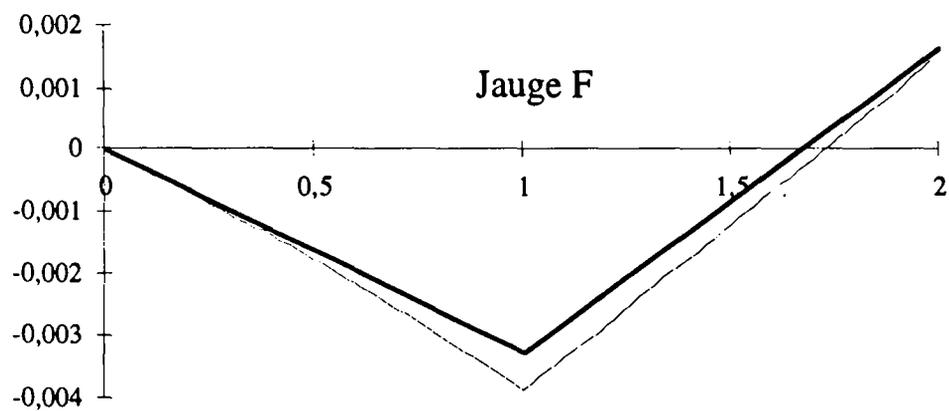
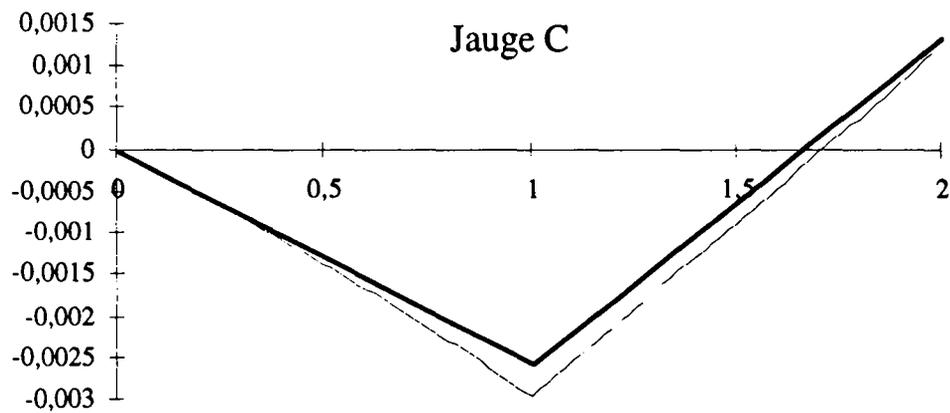
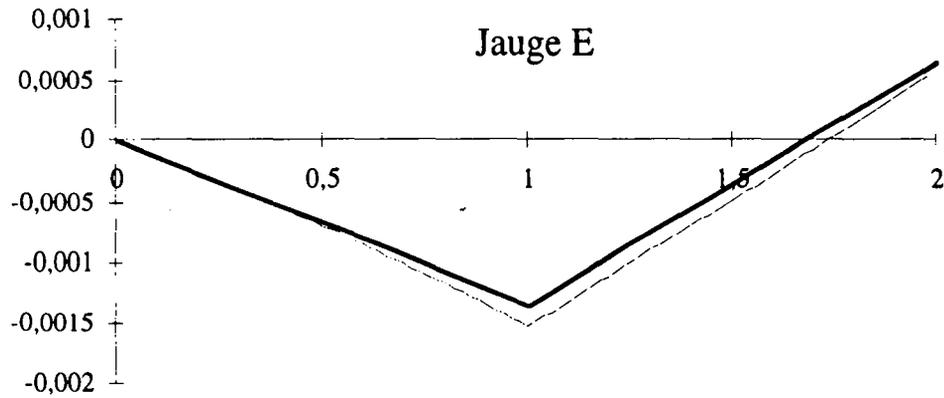
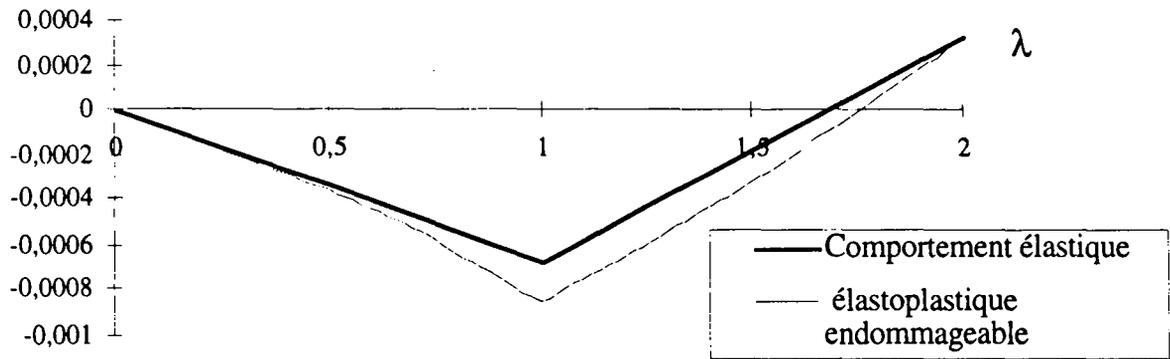
Jauge B



D7

déformation orthoradiale

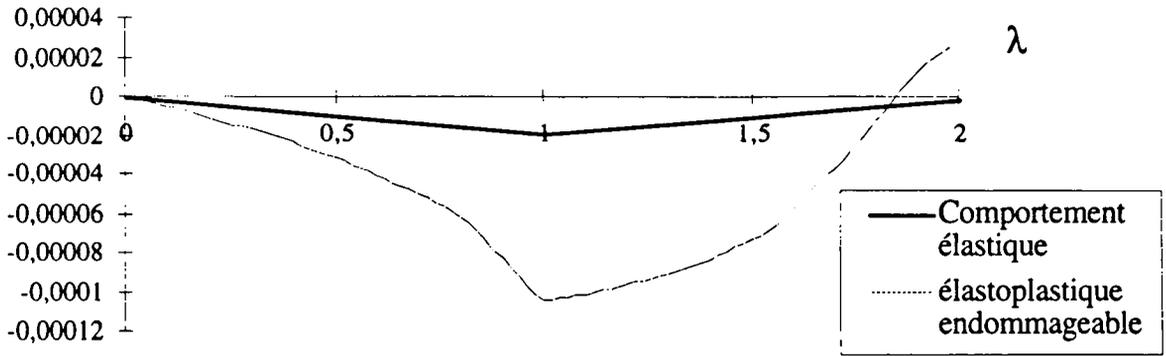
Jauge B



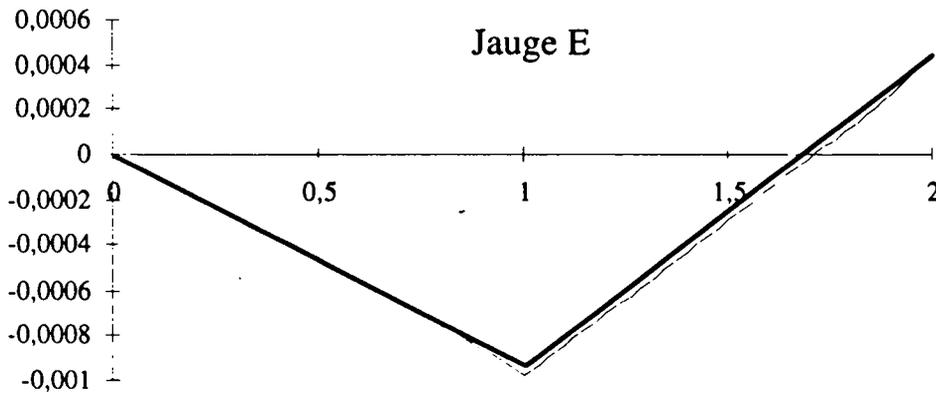
D8

déformation orthoradiale

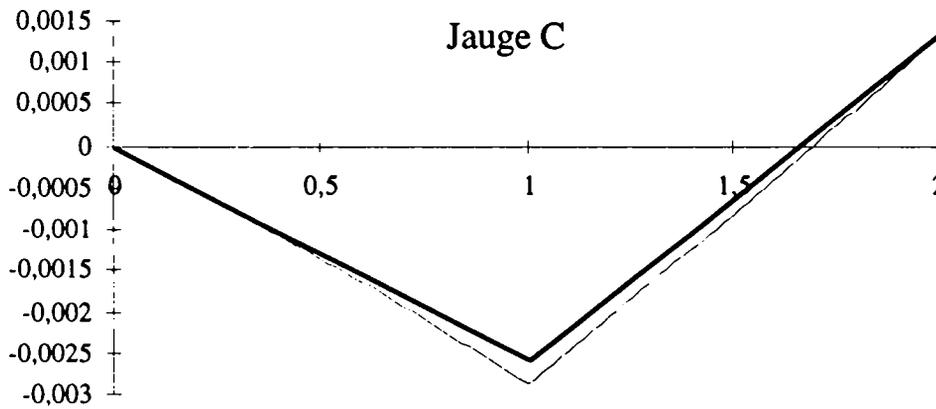
Jauge B



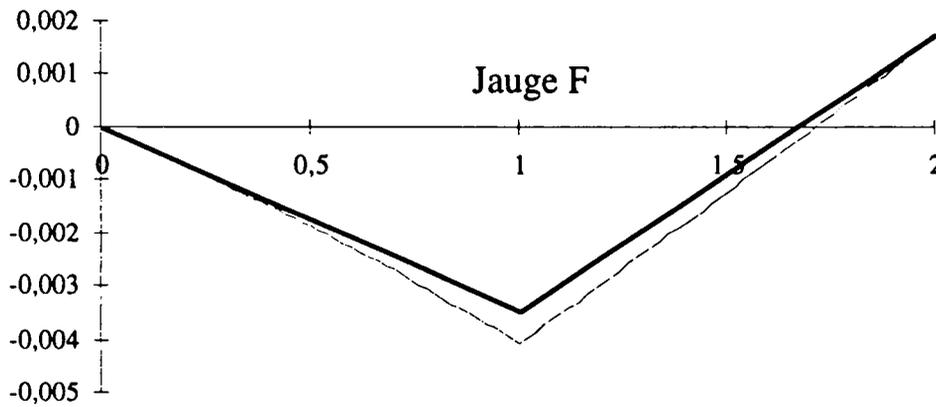
Jauge E



Jauge C



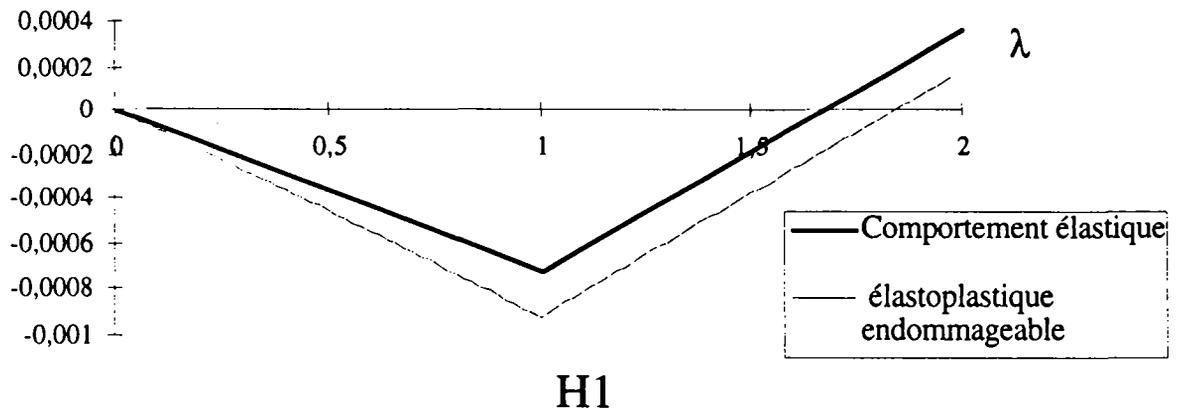
Jauge F



D9

déformation orthoradiale

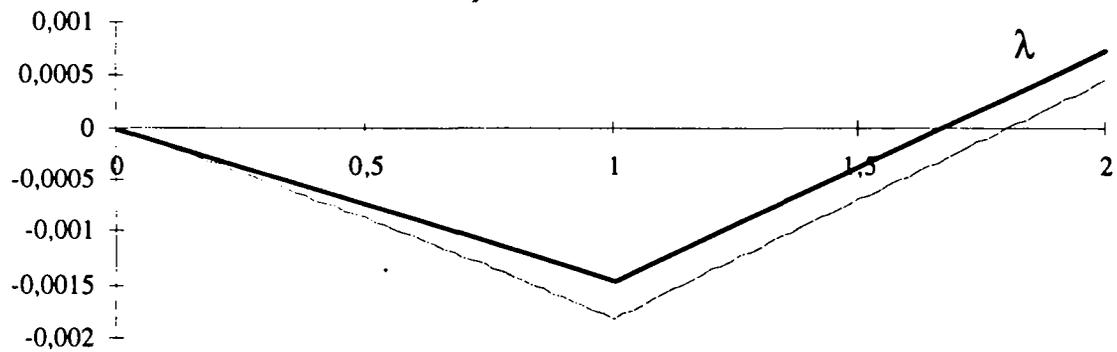
Jauge B



H1

déformation orthoradiale

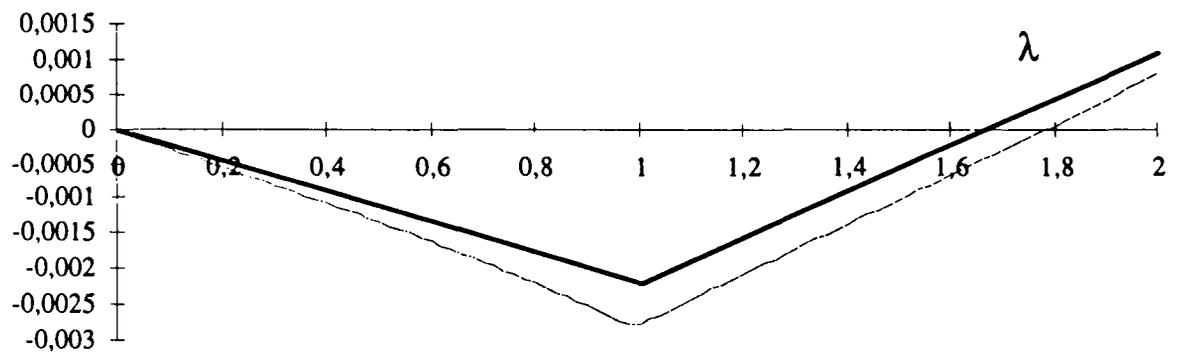
Jauge B



H2

déformation orthoradiale

Jauge B



H3

Annexe 5

Quelques précisions sur l'algorithme d'intégration du modèle élastoplastique endommageable

Le schéma d'intégration du modèle élastoplastique proposé est dans sa forme identique à celui décrit par Ju (1988). Nous en précisons ici les principales étapes.

On suppose connu au temps t_n l'état de l'élément considéré, et donc les valeurs respectives de $\sigma_n, d_n, \varepsilon_n, \varepsilon_n^e, \varepsilon_n^p, \eta_n, \xi_n, \zeta_n$. Le problème consiste alors à déterminer ce jeu de variables au temps t_{n+1} . Le chargement incrémental provoquant un accroissement du déplacement du_{n+1} , qui est ici supposé connu.

i) En supposant cet accroissement de déplacement élastique, il nous est donc possible de calculer :

$$\varepsilon_{n+1} = \nabla^s u_{n+1} + \varepsilon_n, \text{ et} \quad \varepsilon_{n+1}^{e*} = \nabla^s u_{n+1} + \varepsilon_n^e,$$

puis :

$$(\varepsilon_{n+1}^{p*}, d_{n+1}^*, \eta_{n+1}^*) = (\varepsilon_n^p, d_n, \eta_n)$$

et :

$$\sigma_{n+1}^* = (1 - d_{n+1}^*) C^0 : \varepsilon_{n+1}^{e*} \quad \text{ainsi que :} \quad \bar{\sigma}_{n+1}^* = \frac{\sigma_{n+1}^*}{(1 - d_{n+1}^*)}$$

$$\text{On vérifie alors la condition } f(\bar{\sigma}_{n+1}^*, \eta_{n+1}^*) \leq 0 \quad (\text{III.37})$$

Si III.37. n'est pas vérifié, il est nécessaire d'effectuer l'étape ii, sinon, l'hypothèse d'un accroissement élastique est justifiée et dans ce cas on effectue la transformation :

$$(\varepsilon_{n+1}^p, \eta_{n+1}) = (\varepsilon_{n+1}^{p*}, \eta_{n+1}^*)$$

ii) D'une manière classique pour un calcul élastoplastique (algorithme dit de retour à la surface de charge, voir par ex : Simo et Ju 1987 a, b), on effectue une correction plastique. Une fois cette étape accomplie, nous sommes en possession de l'ensemble des valeurs :

$$(\bar{\sigma}_{n+1}, \varepsilon_{n+1}^p, d_{n+1}^*, \eta_{n+1})$$

On calcule alors :

$$\varepsilon_{n+1}^e = \varepsilon_{n+1} - \varepsilon_{n+1}^P$$

Il est ensuite nécessaire de vérifier :

$$g(\zeta_{n+1}, d_{n+1}^*) \leq 0$$

avec :

$$\zeta_{n+1} = \frac{1}{2} \varepsilon_{n+1}^e : C^0 : \varepsilon_{n+1}^e + \int_0^{\varepsilon_{n+1}^P} \sigma : d\varepsilon^P$$

Si l'inégalité III.38. est fautive, on se dirige vers iii, sinon on en conclut :

$$d_{n+1} = d_{n+1}^*$$

soit :

$$\sigma_{n+1} = (1 - d_{n+1}) C^0 : \varepsilon_{n+1}^e$$

$$\text{iii) } d_{n+1} = d_{\max} \left[1 - e^{-M(\zeta_{n+1} - \zeta_0)} \right]$$

