

CHAPITRE III

PROPRIETES MECANIKUES DES ROCHES

3.1. INTRODUCTION

3.1. CONTRAINTES AUTOUR D'UN POINT

3.1.1. Coupure, facette et vecteur contrainte

3.1.2. Contrainte normale et contrainte tangentielle

3.1.3. Directions et contraintes principales

3.2. ELASTICITE

3.3. RELATION CONTRAINTE-DEFORMATION (DOMAINE ELASTIQUE)

3.4. COMPORTEMENT MECANIQUE ET CRITERES DE RUPTURES

3.5. LES ESSAIS COMMUNS DE LABORATOIRE

3.6. COMPORTEMENT ET MODE DE RUPTURE DES ROCHES EN COMPRESSION

3.6.1. La résistance à la compression uniaxiale.

3.6.2. La résistance à la compression triaxiale.

3.7. CRITERE DE RUPTURE DE MOHR-COULOMB

3.8. ESSAIS DETERMINANTS LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT.

3.1. INTRODUCTION

La présente section a pour objet de définir les caractéristiques mécaniques d'un échantillon rocheux, de décrire les essais de laboratoire qui permettent de les déterminer et de déduire des critères de résistance du matériau rocheux.

Les caractéristiques dont il sera question sont les résistances à la compression uniaxiale et triaxiale ainsi que les résistances au cisaillement qui permettent de définir une courbe intrinsèque du matériau.

3.2. CONTRAINTES AUTOUR D'UN POINT

3.2.1. Coupure, facette et vecteur contrainte

En chaque point M d'un solide, il existe des forces intérieures que l'on met en évidence en effectuant une coupure du solide, par une surface S , en deux parties A et B (figure. 3.1).

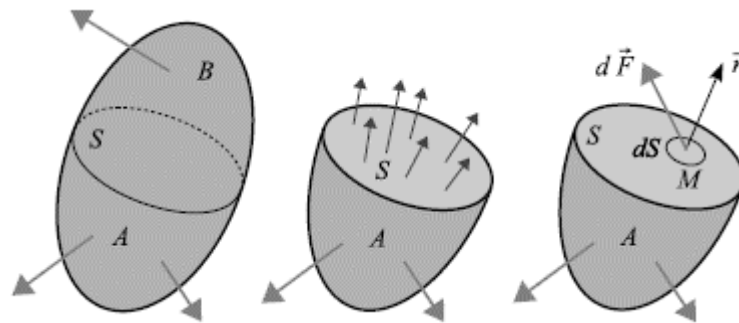


Figure. 3.1. Coupure et facette \vec{n} en M .

La partie A , par exemple, est en équilibre sous l'action des forces extérieures qui lui sont directement appliquées et des forces intérieures réparties sur la coupure.

Considérons un point M de S . Soit dS un élément infinitésimal de la surface S entourant M et \vec{n} le vecteur unitaire, perpendiculaire en M à S et dirigé vers l'extérieur de la partie A . Nous appellerons cet ensemble facette \vec{n} en M .

Soit $d\vec{F}$ la force qui s'exerce sur cette facette. On appelle vecteur contrainte sur la facette \vec{n} en M , la quantité :

$$\vec{T}(M, \vec{n}) = \frac{d\vec{F}}{dS} \quad (3.1)$$

Considérons, en un point M , le cylindre infiniment petit d'axe \vec{n} , de hauteur h et de section dS . (Figure. 3.2).

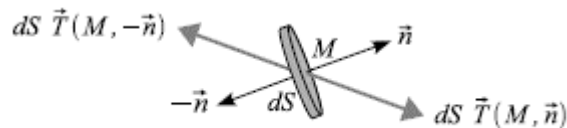


Figure. 3.2. Efforts sur les facettes \vec{n} et $-\vec{n}$.

Quand h tend vers 0, le cylindre est en équilibre sous l'action des forces $dS \vec{T}(M, \vec{n})$ et $dS \vec{T}(M, -\vec{n})$ d'où :

$$\vec{T}(M, -\vec{n}) = -\vec{T}(M, \vec{n}) \quad (3.2)$$

3.2.2. Contrainte normale et contrainte tangentielle

Le vecteur contrainte peut être décomposé en sa composante suivant \vec{n} et sa projection sur la facette (figure 3.3.) :

$$\vec{T}(M, -\vec{n}) = \sigma_n \vec{n} + \vec{\tau}_n \quad (3.3)$$

Avec

$$\sigma_n = \vec{n} \cdot \vec{T}(M, -\vec{n}) \quad (3.4)$$

σ_n est la contrainte normale et $\vec{\tau}_n$ est le vecteur cisaillement ou contrainte tangentielle. σ_n est une valeur algébrique positive (traction) ou négative (compression).

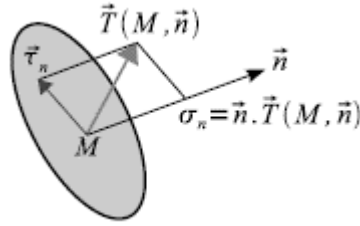


Figure. 3.3. Vecteur contrainte sur la facette \vec{n} en M

Le vecteur contrainte est donc associé à un élément de surface de normale extérieure \vec{n} , on parle en général d'une facette. Pour connaître l'état de contrainte en un point donné, il faut connaître les vecteurs contraintes associés à toutes les facettes, c'est-à-dire à tout vecteur unitaire \vec{n} . Il existe une application linéaire, le tenseur des contraintes, faisant passer de \vec{n} à \vec{T} .

$$\vec{T} = \sigma \vec{n} \quad (3.5)$$

Le tenseur des contraintes est une application linéaire de l'espace vectoriel à trois dimensions dans lui-même. Si l'on choisit une base orthonormée \vec{e}_i , cette application linéaire est représentée par une matrice d'éléments σ_{ij} ($i, j = 1, 2, 3$) et la relation (3.6) donne la relation matricielle.

$$\begin{bmatrix} T_1 \\ T_2 \\ T_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} n_1 \\ n_2 \\ n_3 \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

3.2.3. Directions et contraintes principales

Existe-t-il en M une facette \vec{n} telle que le vecteur contrainte soit colinéaire avec \vec{n} (figure. 3.4) ? Dans ce cas, le vecteur cisaillement est nul sur cette facette et le vecteur contrainte $\vec{T}(M, \vec{n})$ satisfait la relation :

$$\vec{T}(M, \vec{n}) = \sigma_n \vec{n} \quad (3.7)$$

Soit :

$$[\sigma(M)] \{n\} = \sigma_n \{n\} \quad (3.8)$$

σ_n est alors valeur propre du tenseur des contraintes et \vec{n} est le vecteur propre associé.

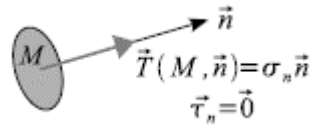


Figure. 3.4. Face et contrainte principale en M

$[\sigma(M)]$ est une matrice symétrique à coefficients réels. Elle a trois valeurs propres réelles (distinctes ou confondues). Si les trois valeurs propres sont distinctes, les vecteurs propres associés sont perpendiculaires entre eux.

Il existe donc en M un repère orthonormé $\{M; \vec{n}_1, \vec{n}_2, \vec{n}_3\}$ tel que sur les facettes \vec{n}_1, \vec{n}_2 et \vec{n}_3 le vecteur cisaillement soit nul (figure. 3.5).

Les directions \vec{n}_1, \vec{n}_2 et \vec{n}_3 sont les **directions principales**.

Dans le repère principal $\{M; \vec{n}_1, \vec{n}_2, \vec{n}_3\}$, le tenseur des contraintes s'écrit :

$$[\sigma]_{\{M; \vec{n}_1, \vec{n}_2, \vec{n}_3\}} = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

Où les contraintes normales σ_1, σ_2 et σ_3 sont les **contraintes principales**.

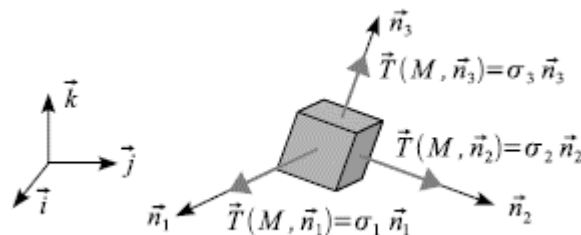


Figure. 3.5. Faces et contraintes principales en M

3.3. ELASTICITE

L'élasticité est la propriété d'un matériau solide à retrouver sa forme d'origine après avoir été déformé. La déformation élastique est une déformation réversible. Un matériau solide se déforme lorsque des forces lui sont appliquées. Un matériau élastique retrouve sa forme et sa

taille initiales quand ces forces ne s'exercent plus, jusqu'à une certaine limite de la valeur de ces forces.

Le corps est parfaitement élastique s'il retrouve complètement sa forme originale après suppression de la charge. Il est partiellement élastique si la déformation produite par les forces externes ne disparaît pas complètement lorsque celles-ci sont annulées.

L'expérience montre que, si l'on ne dépasse pas une limite de déformation et donc une contrainte donnée (appelée limite élastique), les matériaux peuvent être considérés comme parfaitement élastiques.

Lorsque la limite d'élasticité d'un corps a été dépassée par excès de force, il ne revient alors que jusqu'à un certain point vers ses dimensions antérieures et si l'effort continue et augmente, il y aura rupture.

Le domaine d'élasticité est donc souvent représenté par une relation de proportionnalité entre la contrainte et la déformation (loi de Hooke). Il est cependant important de savoir que ceci n'est qu'une schématisation plus ou moins réaliste du comportement réel du matériau. En effet, le comportement élastique d'un matériau n'est jamais strictement linéaire.

3.4. RELATION CONTRAINTE-DEFORMATION (DOMAINE ELASTIQUE)

Nous savons par expérience que tout dépendant de l'intensité de la force qu'on exerce sur un corps solide, il se déforme de façon minimale et temporaire ou de façon prononcée et permanente. Expérimentalement, on note que la déformation est proportionnelle à la charge appliquée (figure. 3.6).

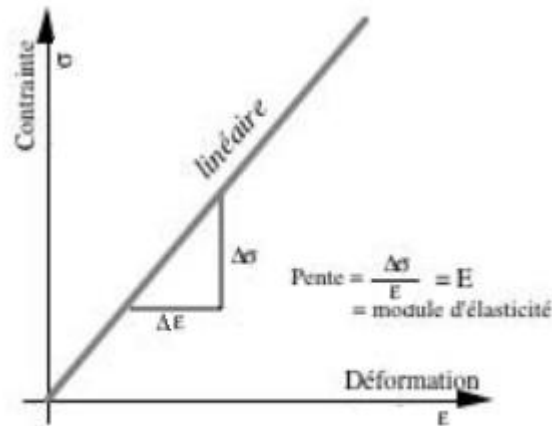


Fig. 6.2

Figure. 3.6. Courbe déformations-contraintes.

La partie linéaire de la courbe correspond à la courbe de Hooke qui décrit le comportement élastique linéaire pour lequel la déformation est parfaitement réversible (loi de Hooke). La pente de cette droite définit le module de Young E . Pour un matériau donné le module de Young se définit donc par :

$$E = \sigma / \varepsilon \quad [\text{N/m}^2] \text{ ou } [\text{Pa}] \quad (3.11)$$

Afin de bien identifier les limites de la loi de Hooke, procédons encore à quelques définitions.

Loi de Hooke: Lorsqu'on charge un matériau, si la contrainte produite demeure inférieure à sa limite élastique, sa déformation est proportionnelle à la contrainte qu'il subit.

$$\sigma = E \varepsilon \quad [\text{N/m}^2] \text{ ou } [\text{Pa}] \quad (3.12)$$

Où E : est la constante de proportionnalité appelée module d'élasticité ou module de Young.

Élasticité : Propriété qu'a un corps, après avoir été déformé par une charge, de reprendre sa forme initiale lorsque la charge est enlevée.

Limite élastique : C'est la contrainte maximum que peut supporter un matériau sans danger de déformation permanente.

Module de Young (élasticité) : C'est la constante de proportionnalité entre la contrainte qu'un matériau subit et sa déformation unitaire. C'est une constante propre à chaque matériau.

Plasticité : Propriété qu'a un corps de conserver partiellement les déformations produites par une charge lorsque celle-ci est enlevée. La déformation plastique se produit quand la contrainte dépasse la limite d'élasticité.

Pendant une sollicitation en traction ou compression, le matériau ne se déforme pas seulement dans la direction de la force appliquée. Les déformations ε_2 et ε_3 induites suivant les 2 axes perpendiculaires à la direction de la contrainte σ sont définies par :

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = -\nu \varepsilon_1 = -\nu (\sigma / E) \quad (3.13)$$

Avec : ν = coefficient de Poisson du matériau

3.5. COMPORTEMENT MECANIQUE ET CRITERES DE RUPTURES

Au cours d'un essai de mise en charge d'une éprouvette, on mesure en même temps la variation de contrainte et la déformation (variation de la longueur de l'échantillon par exemple). L'essai s'accompagne par conséquent, d'un diagramme, contrainte de compression σ – déformation ε qui permet d'analyser plus en détail le phénomène de la rupture et de connaître également les caractéristiques de déformabilité.

Un tel diagramme peut, en fonction de la nature du matériau et des caractéristiques de mise en charge, présenter des formes diverses.

Si un matériau est parfaitement élastique la courbe est la même pour la mise en charge et pour la décharge. En général on a une relation :

$\sigma = f(\varepsilon)$, dessinée par OAB à la figure 3.7.b. Si cette relation est linéaire (figure 3.7.a), on a une droite OA.

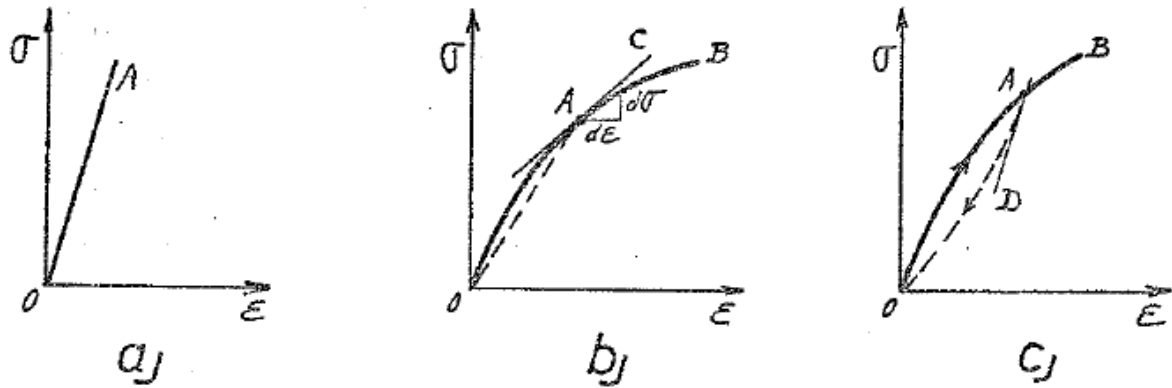


Figure. 3.7. courbes contrainte-déformation.

Un matériau peut également être élastique mais avec hystérèse si la courbe de décharge ne se superpose pas à la courbe de mise en charge (figure 3.7.c) mais revient à l'origine sans déformation permanente. Dans ce cas on mobilise plus d'énergie à la mise en charge qu'on en restitue à la décharge.

De la courbe σ - ε , on peut chercher à déterminer un module d'élasticité. Dans le cas de la figure 3.7 on définit un module d'élasticité unique qui correspond à la pente de la droite :

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (3.14)$$

Tandis que dans le cas de la figure 3.7.b on définit :

- Modules d'élasticité sécants (droite OA) joignant l'origine au point considéré :

$$E_s = \left(\frac{\sigma}{\varepsilon} \right)_A \quad (3.15)$$

- Modules d'élasticité tangents (droite AC)

$$E_t = \left(\frac{d\sigma}{d\varepsilon} \right)_A \quad (3.16)$$

Quand la courbe σ - ε présente une hystérèse, il y a lieu de distinguer les modules d'élasticité à la mise en charge et à la décharge, par exemple (droite AD de la figure 3.7.c)

$$E_{t,déch} = \left(\frac{d\sigma}{d\varepsilon} \right)_{A,déch} \quad (3.17)$$

La figure 3.8 qui sera discutée lors de l'étude de la compression uniaxiale, permet de définir certaines caractéristiques d'un matériau rocheux. La courbe OBCD représente la courbe σ - ε de mise en charge. Pour des contraintes supérieures à σ_F (point B) le matériau n'est plus élastique et entre dans les zones de fluage et de rupture. Le point B est appelé point de fluage et la contrainte correspondante la contrainte de fluage.

Dans la zone de fluage et de rupture (courbe BCD de la figure 3.8), le matériau peut avoir un comportement ductile (courbe BC) c'est-à-dire que la résistance augmente avec la déformation ou un comportement fragile (courbe CD) c'est-à-dire que la résistance diminue avec la déformation. On appelle fragilité la plus grande pente de la courbe DC.

Enfin on appelle résistance la plus grande contrainte atteinte au cours d'un essai de chargement (par exemple la résistance à la compression uniaxiale σ_c - point C de la figure 3.8).

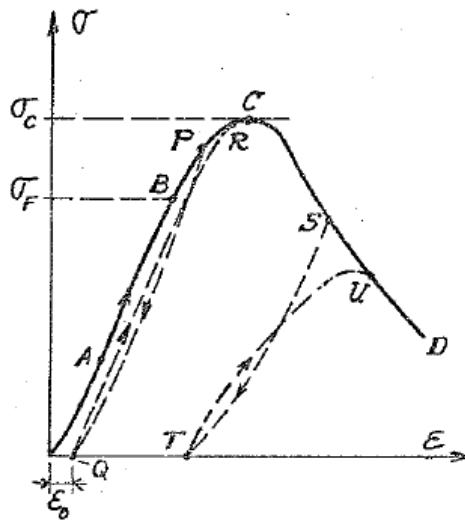


Figure. 3.8 : Détermination des caractéristiques d'un matériau rocheux à partir de la courbe contrainte-déformation.

3.6. LES ESSAIS COMMUNS DE LABORATOIRE

La plus part des essais de laboratoire destinés, à rechercher la résistance d'un matériau, sont conduit de sorte que l'on contrôle les contraintes principales σ_1 , σ_2 et σ_3 .

Quatre types d'essais peuvent être effectués (figure 3.9)

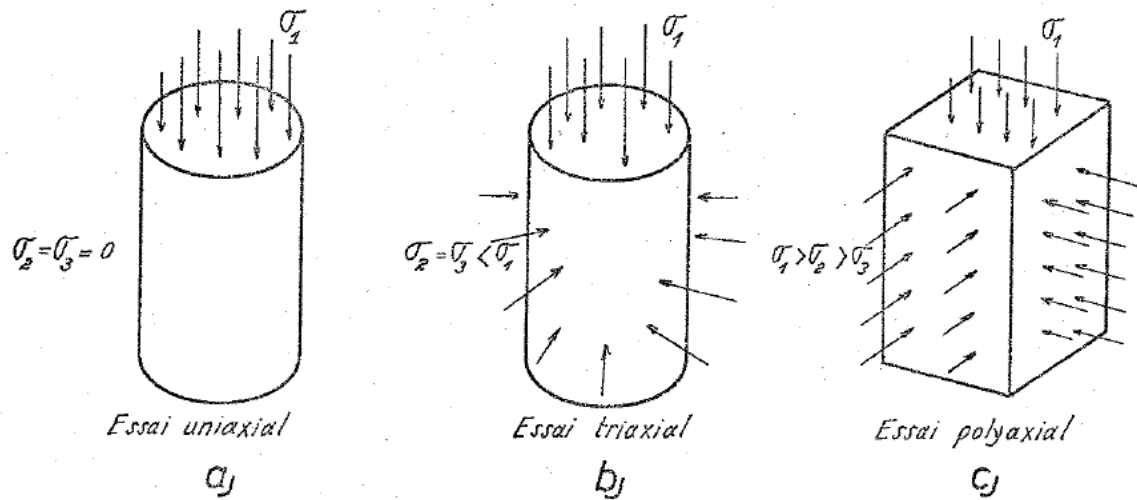


Figure. 3.9 : différents types d'essais effectués au laboratoire.

- Essai uniaxial (deux contraintes principales nulles) :

$$\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 = 0$$

- Essai biaxial (une contrainte principale nulle) :

$$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3 = 0$$

- Essai triaxial (deux contraintes principales égales) :

$$\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$$

- Essai polyaxial (trois contraintes principales différentes) :

$$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$$

3.7. COMPORTEMENT ET MODE DE RUPTURE DES ROCHES EN COMPRESSION

Des essais de compression uniaxiale et triaxiale réalisés sur des éprouvettes seront discutés dans ce paragraphe.

3.7.1. La résistance à la compression uniaxiale.

L'essai de compression uniaxial consiste à placer une éprouvette normalement cylindrique, de diamètre d et de hauteur h , entre les plateaux d'une presse et de faire croître la pression dans

la presse jusqu'à rupture de l'échantillon (figure 3.10). La résistance à la compression uniaxiale σ_c est la contrainte la plus élevée supportée par l'échantillon avant la rupture.

Soit P_r la charge de rupture et S la section de l'éprouvette. On a :

$$\sigma_r = \frac{P_r}{S} \quad (3.18)$$

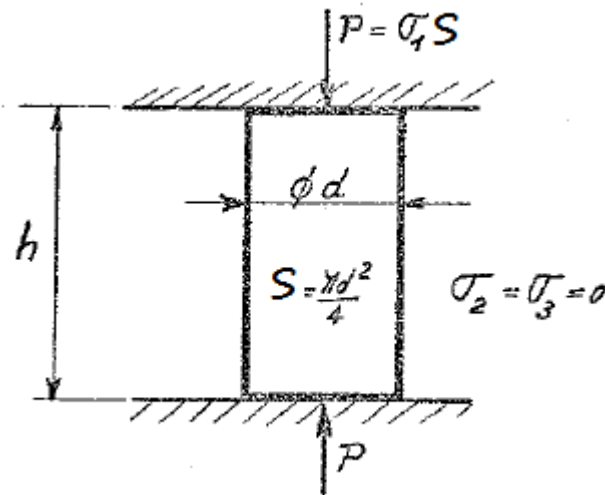


Figure. 3.10 : Schéma explicatif d'un essai de compression uniaxiale.

La contrainte de rupture par compression n'est pas en soi une caractéristique intrinsèque du matériau mais dépend aussi de la forme et des dimensions de l'éprouvette, de la teneur en eau de celle-ci, de la vitesse de mise en charge, des caractéristiques de frottement entre l'échantillon et les plateaux de la presse, etc... .

Le matériau rocheux n'est pas un matériau répondant aux Lois de L'élasticité. La figure 3.8 donne un exemple d'un diagramme contrainte – déformation unitaire résultant d'un essai de compression simple.

On peut souvent au cours d'un essai définir 4 zones :

- La partie OA courbe présentant souvent une légère concavité vers le haut ;
- La partie AB sensiblement rectiligne ;
- La partie BC courbe dont la concavité, tournée vers le bas, atteint un maximum en C ;
- La partie CD où la contrainte diminue fortement ;

Les deux premières parties correspondent à un comportement à peu près élastique du matériau, sans hystérèse. La légère concavité vers le haut de la partie OA est expliquée par certains auteurs comme résultant de la fermeture de fissures microscopiques.

La courbe BC par contre présente un phénomène d'hystérèse et de déformation permanente. En effet, si on décharge l'éprouvette, on obtient la courbe PQ (déformation permanente ε_0) et si l'on recharge la courbe QR, le point R se trouvant sur la courbe BC et au-dessus de P. Dans cette zone le matériau a un comportement ductile, c'est-à-dire qu'il subit une déformation permanente sans perdre sa capacité de résistance.

La courbe CD est caractérisée par une pente négative. Si l'on décharge l'éprouvette en S on obtient la courbe ST et si l'on la recharge, la courbe TU, le point U se trouvant sur la courbe CD mais sous le point S. Dans cette zone le matériau a un comportement fragile. Il subit une déformation permanente en perdant sa capacité de résistance.

Le point B est le point de fluage et la contrainte correspondante σ_F la contrainte de fluage ;

Le point C définit la résistance à la compression uniaxiale σ_c ;

La fragilité du matériau est la plus grande pente de la partie CD.

La rigidité k est définie par le rapport de la force appliquée P au déplacement correspondant x :

$$k = \frac{P}{x} \quad (3.19)$$

La détermination des résistances à la rupture se fait au moyen d'essais en laboratoire sur des éprouvettes de forme et de dimensions données. Les machines d'essai ont leurs caractéristiques propres et il importe de faire la distinction entre les propriétés du matériau et celles du système expérimental.

C'est ainsi qu'il faut être attentif à la vitesse de mise en charge des éprouvettes. Dans la réalité des déformations significatives peuvent demander des millions d'années dans des phénomènes géologiques, des mois ou des années dans les constructions d'ouvrages et travaux miniers, des secondes dans des tremblements de terre et des millisecondes dans des tirs d'explosifs.

En laboratoire, il est d'usage de réaliser des déformations unitaires de l'ordre de 10^{-4} à 10^{-6} par seconde ce qui correspond à des accroissements de contraintes de l'ordre de 70 kg/cm^2 à 0.7 kg/cm^2 par seconde bien que dans certains cas on atteigne des déformations unitaires de 10 par seconde ou de 10^{-10} par seconde. Entre ces extrêmes le rocher se comporte différemment, il se comporte normalement de manière plus ductile quand la vitesse des déformations est plus faible.

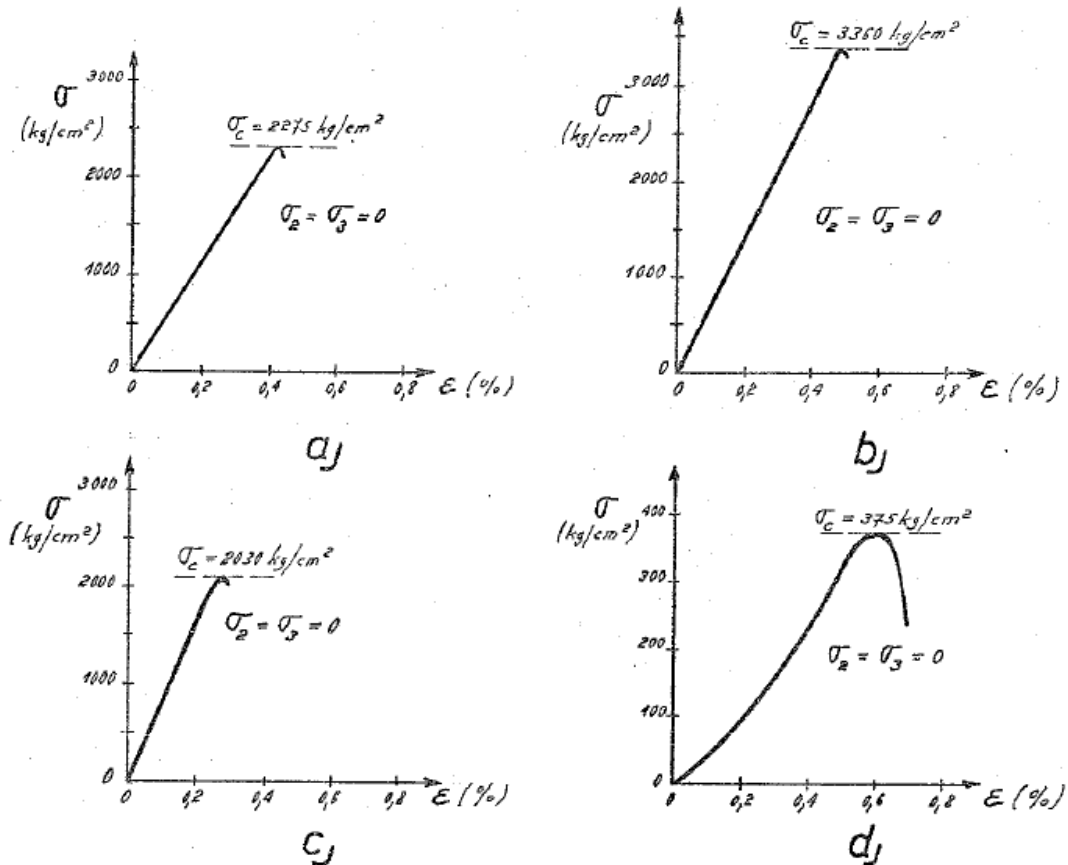


Figure. 3.11. : Quelques exemples d'essais de compression uniaxiale.

La valeur de la résistance à la compression uniaxiale dépend de la forme et des dimensions de l'éprouvette. La figure 3.12.a met en évidence l'influence des dimensions et la figure 3.12.b l'influence de la forme.

L'influence de la forme h/d est notamment due à l'effet de frettage de l'échantillon entre les plateaux de la presse. On conseille d'utiliser des éprouvettes dont la hauteur h vaut 2 à 3 fois le diamètre d .

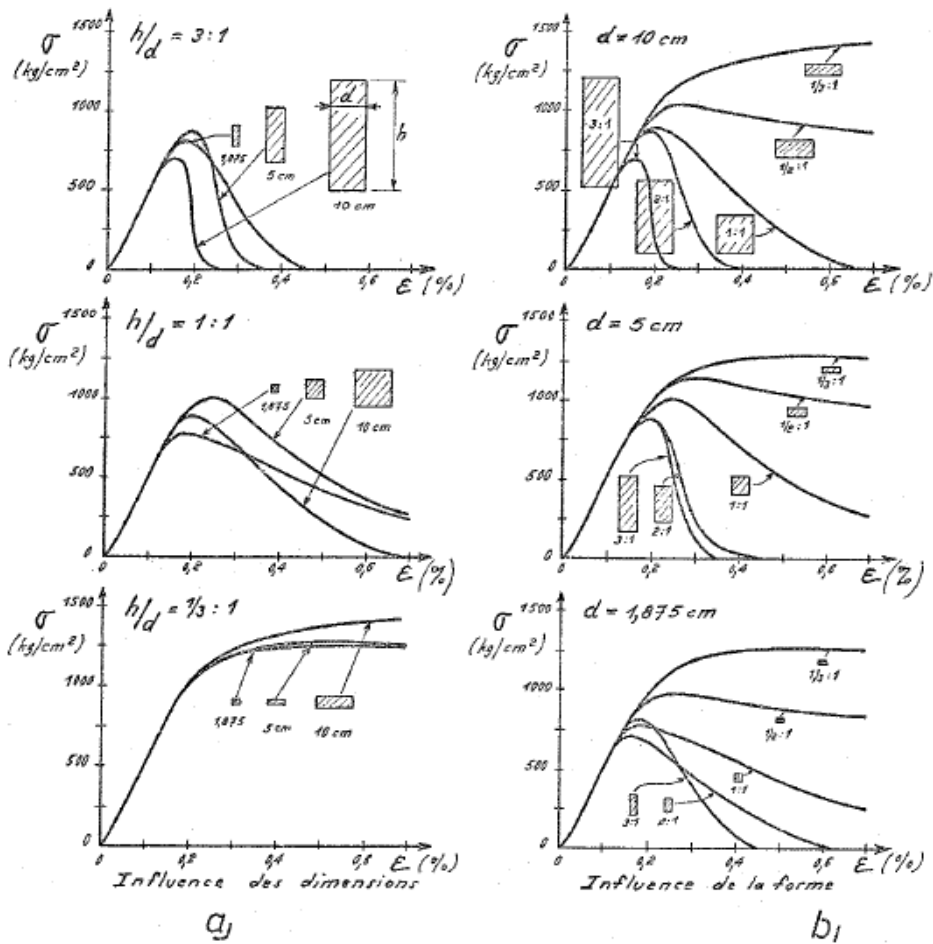


Figure. 3.12 : Influence des dimensions et de la forme des éprouvettes sur la valeur de la résistance à la compression uniaxiale.

Afin d'éviter l'effet des plateaux, plusieurs tentatives ont été faites. Comme les plateaux de la presse sont généralement plus rigides que le matériau, il naît des contraintes de cisaillement empêchant la dilatation de l'éprouvette (figure 3.18) : ce qui provoque le frettage de l'échantillon.

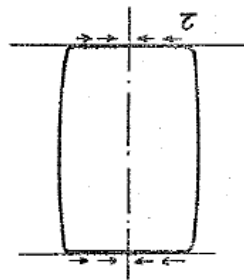


Figure. 3.18 : Schéma explicatif représente la naissance des contraintes de cisaillement lors d'un essai de compression uniaxiale.

Une solution consiste à donner à l'éprouvette et aux plateaux une forme conique mais la fabrication de l'éprouvette n'est pas aisée notamment pour éviter des contacts ponctuels (figure 3.19.a). Une autre solution consiste à lubrifier les surfaces de contact (graphite, lubrifiants solides,...). Une meilleure solution consiste, quand le matériau de l'éprouvette le permet, de lui donner une forme amincie (figure 3.19.b). Enfin on peut utiliser des plateaux de presse qui ont la même section que celle de l'éprouvette (figure 3.19.c).

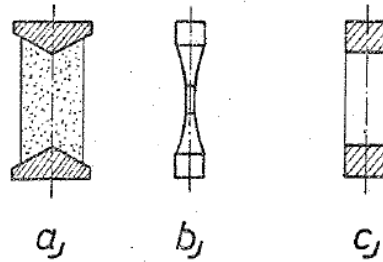


Figure. 3.19 : différentes solutions proposées pour éviter l'effet de frettage de l'échantillon entre les plateaux de la presse.

Trois modes de rupture ont été décelés au cours d'un essai de compression uniaxiale :

- la rupture par clivage axial (figure 3.20.a) ;
- la rupture par cisaillement (figure 3.20.b) ;
- la rupture par apparition de nombreuses fissures sensiblement orientées dans la direction de la force appliquée [figure 3.20.c).

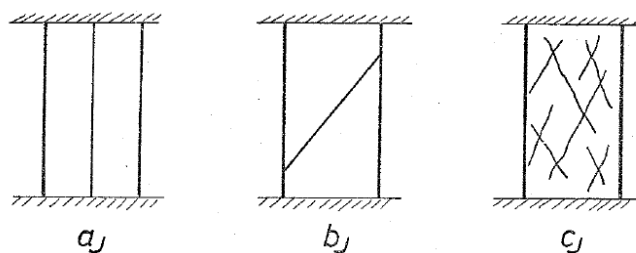


Figure. 3.20 : Mode de rupture des échantillons rocheux lors d'un essai de compression uniaxiale.

Des expériences ont montré que la résistance à la compression était différente lorsque l'éprouvette était saturée, séchée à l'air ou séchée à l'étuve à 105 C°. On cite le cas d'une roche dont, à l'état saturé, la résistance à la compression, ne valait que la moitié de la valeur à l'état sec.

Les résistances à la compression uniaxiale sont, comme tous les essais sur les matériaux rocheux, dispersées. Ceci résulte du caractère discontinu de la roche. Toutefois, cet essai simple et peu coûteux peut donner de nombreux renseignements sur le matériau rocheux, à savoir :

- Le classement de sites par l'examen des valeurs moyennes de résistance ;
- L'hétérogénéité d'un site par les variations d'une zone à l'autre.
- L'anisotropie du matériau par la différence de résistance sur des échantillons essayés suivant plusieurs directions ;
- Une indication de la fracturation du matériau par la dispersion des résultats.

3.7.2. La résistance à la compression triaxiale.

Les essais de compression triaxiale représentent mieux les contraintes existant dans des massifs rocheux.

L'essai de compression triaxiale est effectué sur des éprouvettes cylindriques soumises d'abord à une contrainte de confinement ou sphérique ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) et ensuite à un déviateur $\sigma_1 - \sigma_3$, la contrainte de confinement $\sigma_2 = \sigma_3$ restant constante. On mesure également la déformation longitudinale ε_1 au cours du chargement. On peut aussi effectuer des cycles de charge et de décharge. La figure 3.21 donne un exemple d'essai triaxial avec une pression de confinement de 210 kg/cm^2 . On remarque très nettement la zone de rupture fragile.

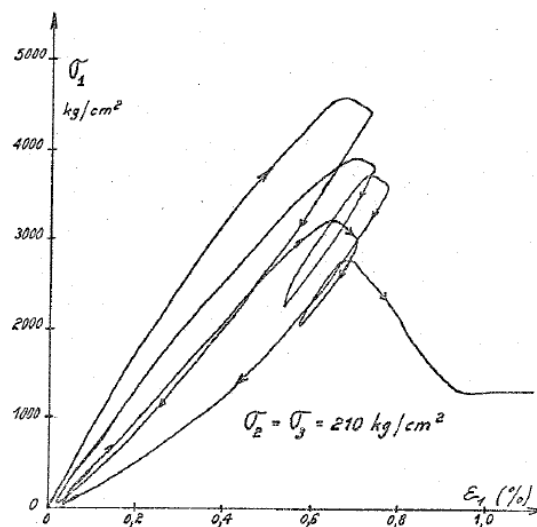


Figure. 3.21 : Courbe contrainte-déformation d'un essai de compression triaxiale.

L'essai de compression triaxiale permet aussi de mesurer l'influence sur la résistance à la compression de la contrainte de confinement : plus $\sigma_2 = \sigma_3$ est élevé, plus élevée est la contrainte de rupture σ_1 . La figure 3.22 montre trois essais sur des éprouvettes du même matériau pour trois valeurs de la contrainte de confinement. On constate que la contrainte de rupture augmente et que le passage de la zone élastique à la zone de fluage (contrainte. σ_F) devient de plus en plus net. Cet essai permet aussi de mettre en évidence combien le comportement du matériau devient plus ductile au fur et à mesure que la contrainte de confinement augmente. La figure 3.22 montre des essais à diverses pressions de confinement. On constate qu'à partir de $\sigma_2 = \sigma_3 = 700$ kg/cm², le matériau devient ductile.

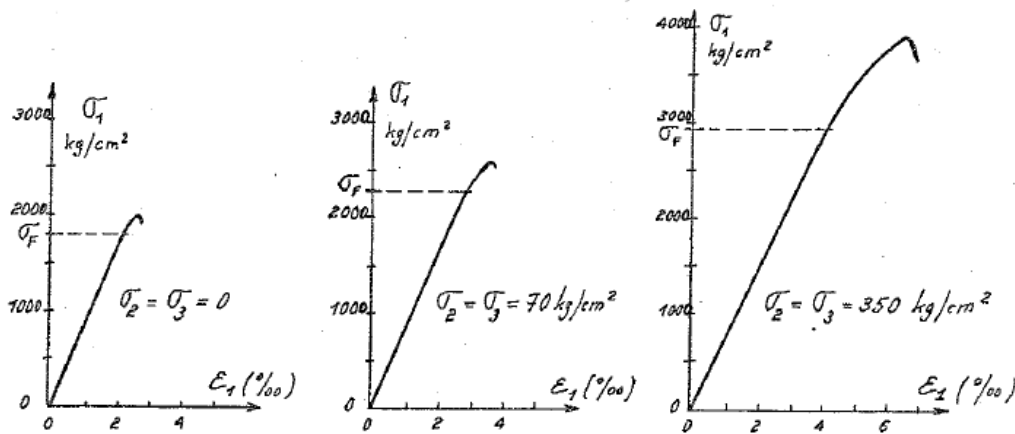


Figure. 3.21 : Influence de la contrainte de confinement sur la contrainte de rupture.

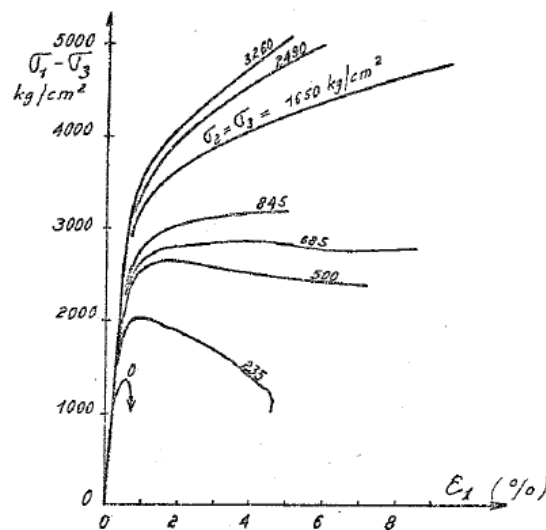


Figure. 3.22 : Influence de la contrainte de confinement sur le passage au comportement ductile.

La température de l'essai a aussi une influence sur le comportement du matériau. La résistance à la rupture σ_1 diminue avec l'augmentation de la température tandis que le matériau devient de plus en plus ductile.

Ces deux constatations, passage au comportement ductile pour une contrainte moyenne croissante et pour une température croissante sont de nature à expliquer les déformations importantes constatées dans des formations naturelles sans passage à la fracturation du matériau.

L'essai de compression triaxiale est effectué sur des échantillons cylindriques enfermés dans une enceinte imperméable en métal ou en caoutchouc (figure 3.23). La pression interstitielle dans l'éprouvette peut également être mesurée. L'éprouvette a un diamètre variant de 2.5 cm à 15 cm avec un rapport hauteur/diamètre de 2 à 3. La pression de confinement peut varier de quelques kg/cm² à 70 000 kg/cm².

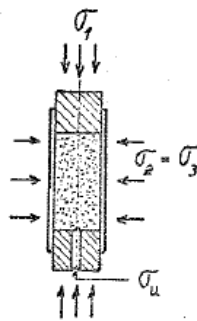


Figure. 3.23 : Schéma explicatif d'un essai triaxial.

La rupture d'une éprouvette soumise à un essai de compression triaxiale se présente généralement sous la forme d'un plan de cisaillement oblique par rapport aux directions des contraintes principales encore que pour des pressions de confinement fort élevées un réseau de fractures multiples peut être observé (rupture ductile).

La figure 3.24.a, montre une cellule triaxiale qui présente deux inconvénients à savoir que la pression de confinement agit sur le plateau supérieur (couronne ABCD) et que la déformation de l'éprouvette pendant l'essai modifie le volume de la cellule, ce qui entraîne une difficulté du maintien de la pression de confinement constante. La figure 3.24.b, présente une cellule améliorée en donnant la même section à l'éprouvette et aux plateaux. La cellule, représentée à

la figure 3.24.c, évite l'interaction entre le déplacement axial des pistons et la pression de confinement en utilisant deux pistons accouplés de sorte que le volume du liquide de confinement reste constant.

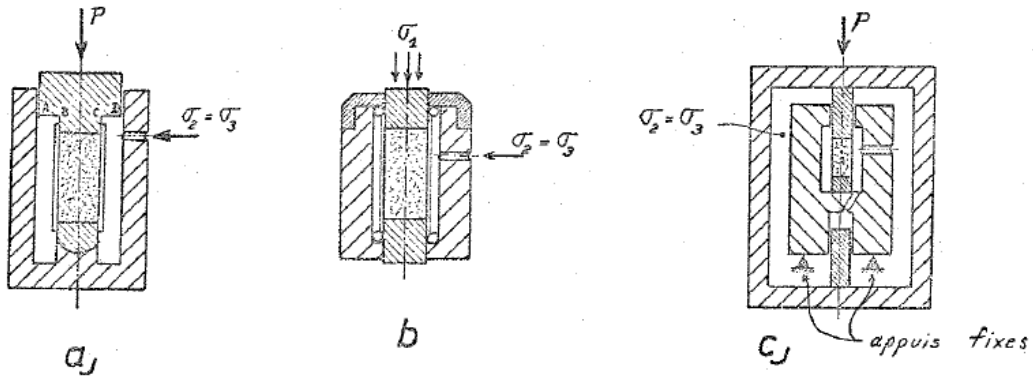


Figure. 3.24 : Schémas de quelques cellules triaxiales.

Les figures 3.25.a et 3.25.b donnent deux exemples de cellules triaxiales ; on remarque que l'on peut en outre parfois mesurer les contraintes dans l'éprouvette au moyen de jauges de contraintes.

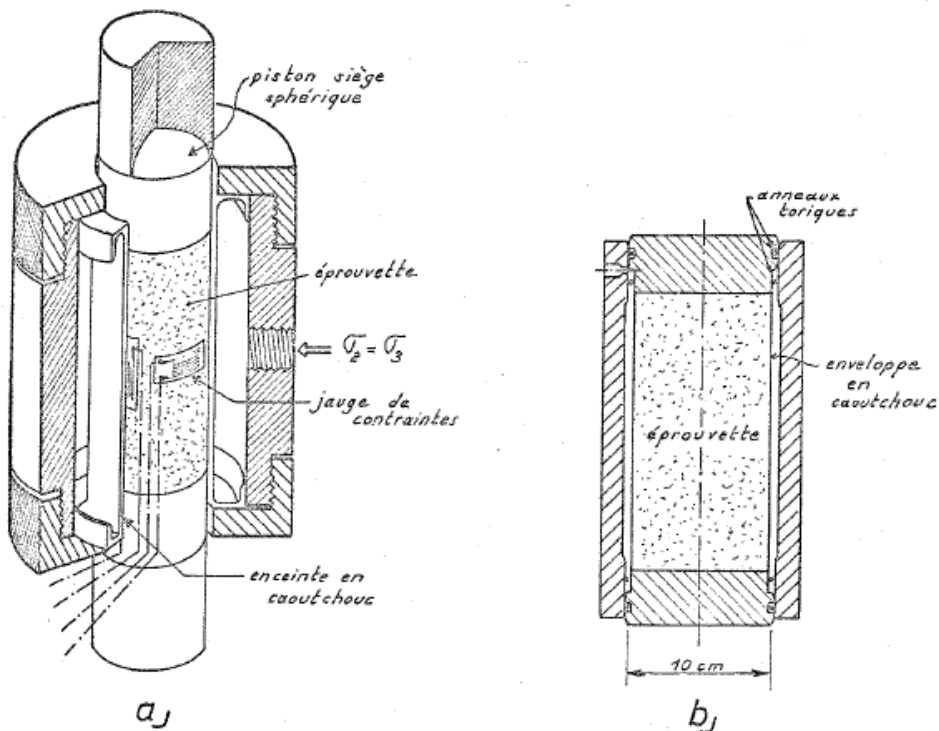


Figure. 3.25 : Cellules triaxiales permettant la mesure des contraintes dans l'éprouvette à l'aide des jauges de contraintes.

3.8. CRITERE DE RUPTURE DE MOHR-COULOMB

Lorsqu'on augmente les contraintes sur un matériau rocheux, on peut expérimentalement observer que les déformations augmentent comme on vient de le voir. Pour certains matériaux (dont les roches), l'expérience montre aussi que le cisaillement maximal limite augmente avec la contrainte normale. Le **critère de Mohr-Coulomb** suppose donc que cette augmentation est linéaire. Si les contraintes appliquées deviennent suffisantes, on peut atteindre la rupture. Les géomatériaux présentent des ruptures de type fragile (cas des roches, du béton...) ou de type plastique (cas des sols). Il faut cependant noter que le comportement fragile ou plastique sera très fortement influencé par différents facteurs et essentiellement par la pression de confinement. Très souvent la rupture est localisée sur un plan ou une famille de plans parallèles, en réalité il s'agit de deux familles de plans conjugués.

Un critère de rupture s'exprime généralement sous la forme d'une relation entre contraintes. Mohr (à la suite de Coulomb) l'a exprimé sous la forme d'une relation selon laquelle la contrainte de cisaillement dans le plan de rupture à la rupture ne dépend que de la contrainte normale sur ce plan (voir figure 3.26) :

$$\text{soit } \tau = f(\sigma_n)$$

- où τ est la contrainte de cisaillement à la rupture (limite) dans le plan de rupture ;
- et σ_n la contrainte normale à la rupture dans ce même plan.

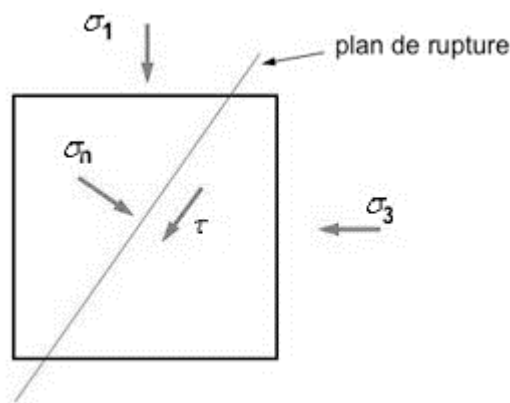


Figure. 3.26. Contraintes à la rupture.

Cette relation peut être représentée dans le plan des contraintes (figure 3.27) : elle sépare la zone dans laquelle les matériaux considérés sont stables de celle où ils sont instables. Un cercle de Mohr tangent à cette enveloppe de rupture est à l'équilibre limite.

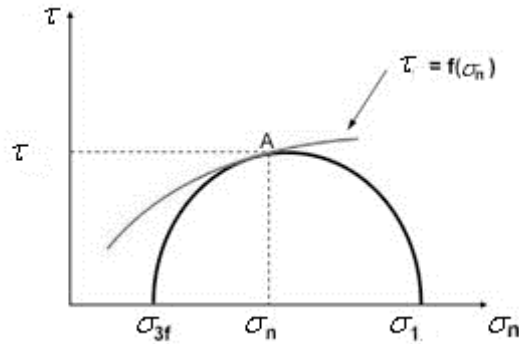


Figure. 3.27. Critère de rupture de Mohr, expression graphique.

La figure 3.28 donne le modèle simple de Mohr-Coulomb qui s'exprime par la relation

$$\tau_f = c + \sigma_n \operatorname{tg}\phi \quad (3.19)$$

dans laquelle

- c est la cohésion du matériau ;
- $\operatorname{tg}\phi$ le coefficient de frottement (est appelé angle de frottement interne).

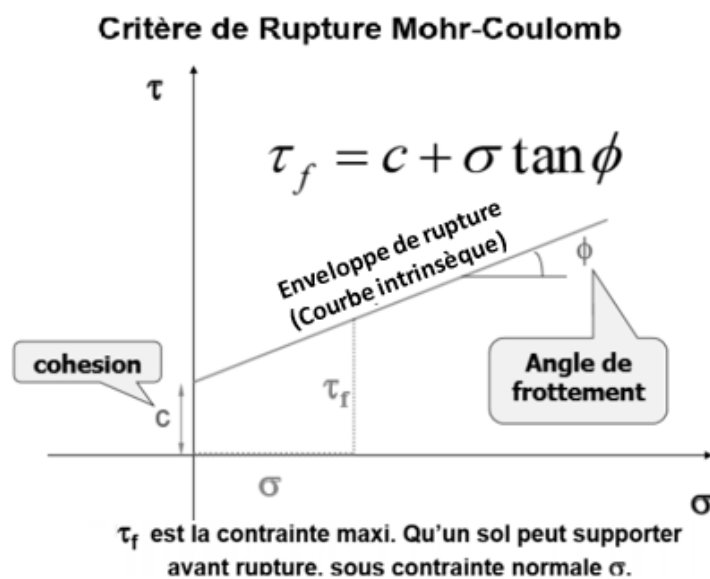


Figure. 3.28. Critère de rupture de Mohr-Coulomb.

La théorie de Mohr-Coulomb est un modèle mathématique décrivant la réponse des matériaux fragiles, ou des agglomérats lâches, aux contraintes de cisaillement ainsi qu'au stress normal. La plupart des matériaux d'ingénierie (dont les roches) suivent cette règle dans au moins une partie de leur enveloppe qui se rompt par cisaillement.

En géotechnique, la théorie est utilisée pour définir la résistance au cisaillement des sols et des roches à différents états de contrainte.

c et ϕ mesurant la résistance du matériau. Donc plus c et ϕ sont grands, plus la résistance est grande.

En réalité, on peut expliquer cette théorie comme suit :

- Premier cas : Au départ, le cercle de Mohr est un point (contraintes existantes dans le sol)
- Deuxième cas : le sol est en équilibre stable, tant que le cercle de Mohr est au-dessous de la courbe intrinsèque.
- Troisième cas : Le chargement augmente, le cercle de Mohr devient plus grand. La rupture a lieu dès que le cercle de Mohr touche la courbe intrinsèque.

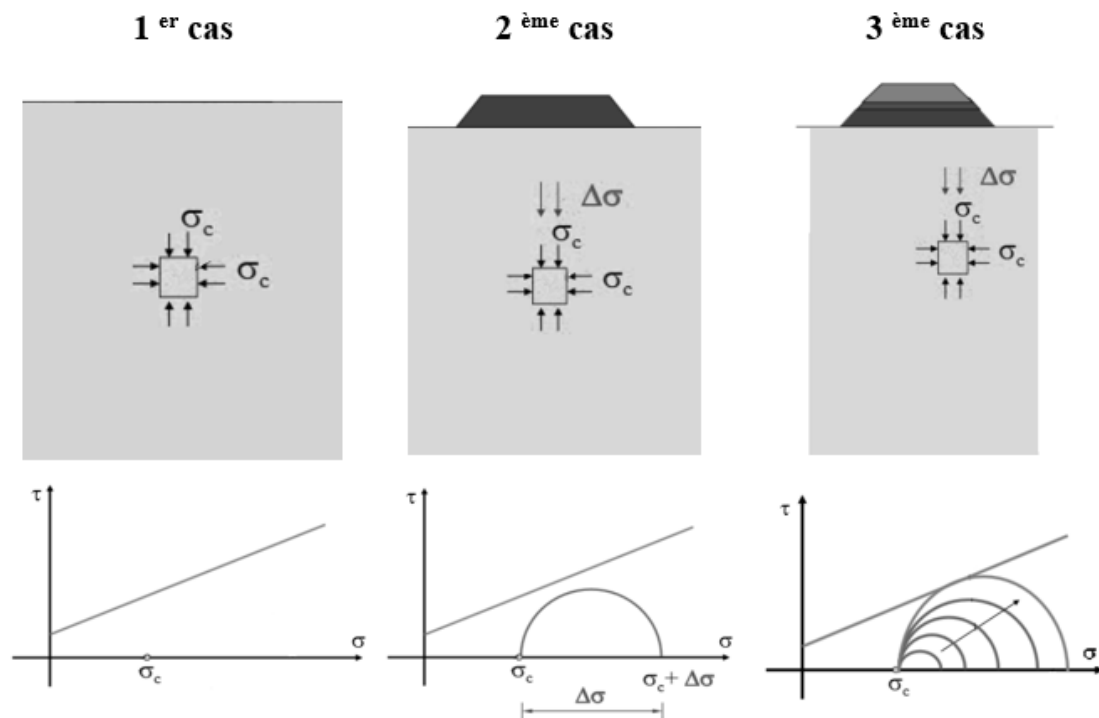


Figure. 3.29. Critère de rupture de Mohr-Coulomb et courbe intrinsèque.

3.9. ESSAIS DETERMINANTS LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT.

Parmi les essais destinés à la détermination de la résistance au cisaillement au laboratoire, l'essai triaxial qui représente mieux les contraintes existantes dans des massifs rocheux.

L'essai comporte deux phase au cours desquelles l'éprouvette est soumise à :

- Une pression hydrostatique σ_0 , appelée pression cellulaire.
- A laquelle se superpose une contrainte axiale d'intensité F/S , appelée déviateur et notée q , appliquée par l'intermédiaire d'un piston.

La contrainte axiale totale est alors : $\sigma_a = \sigma_0 + (F/S)$.

Le système est à système axiale. Dans l'échantillon les contraintes principales sont en tout point égales à :

$$\sigma_1 = \sigma_a$$

$$\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_0$$

Ce sont des contraintes imposées. On peut raisonner sur un plan diamétral de l'éprouvette (vertical, passant par l'axe de l'éprouvette), le problème est alors à un problème bidimensionnel.

L'essai consiste à faire croître le déviateur (égal à $\sigma_1 - \sigma_3$), en soumettant l'éprouvette à une vitesse de déformation axiale constante, jusqu'à la rupture ;

La pression cellulaire σ_0 étant maintenue constante. La rupture se produit par cisaillement.

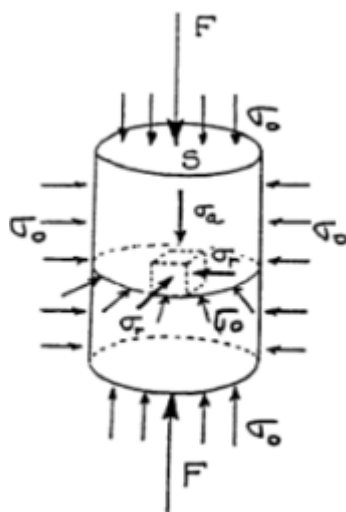


Figure. 3.30. Différentes pressions appliquées sur une éprouvette lors d'un essai triaxial.

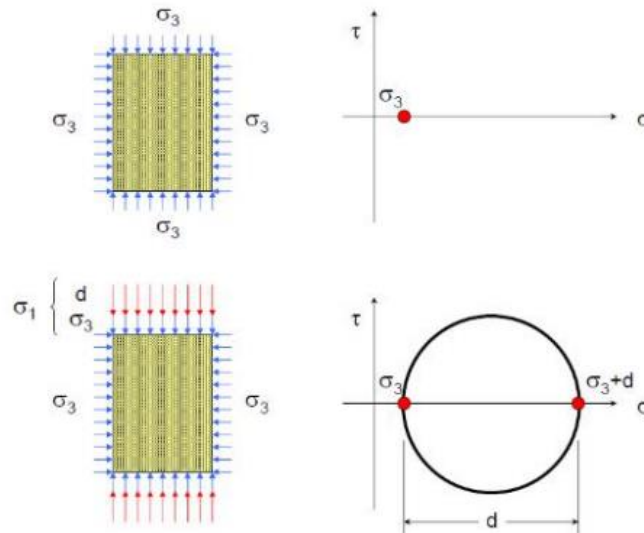


Figure. 3.31. Principe de l'essai triaxial.

On trace dans le plan de Mohr, les cercles de Mohr de rupture pour plusieurs valeurs de σ_0 (contrainte principale σ_3)

La courbe intrinsèque est la tangente commune aux cercles de rupture.

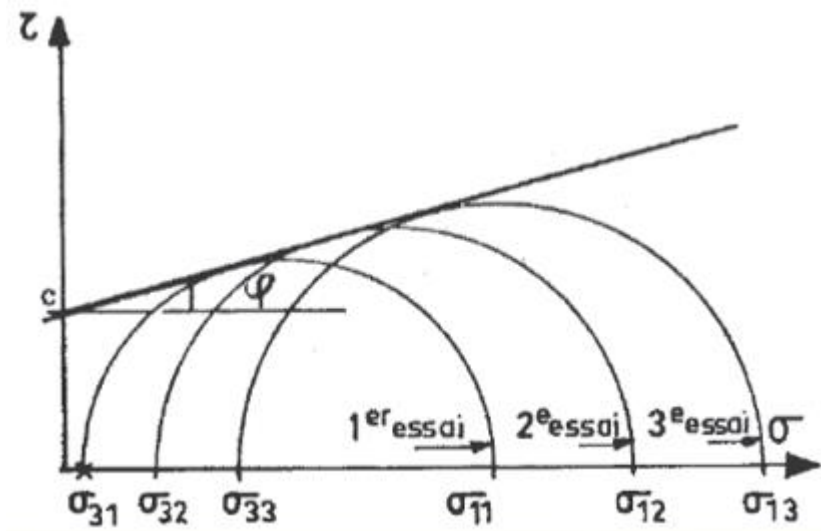


Figure. 3.32. Détermination de la courbe intrinsèque.

La théorie du cercle de Mohr permet aussi de prévoir l'inclinaison des plans de rupture.

Ces dernières font avec la contrainte principale majeure (l'axe de l'éprouvette) σ_1 un angle $\pm \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$. Ils correspondent aux deux points de contact T et T'.

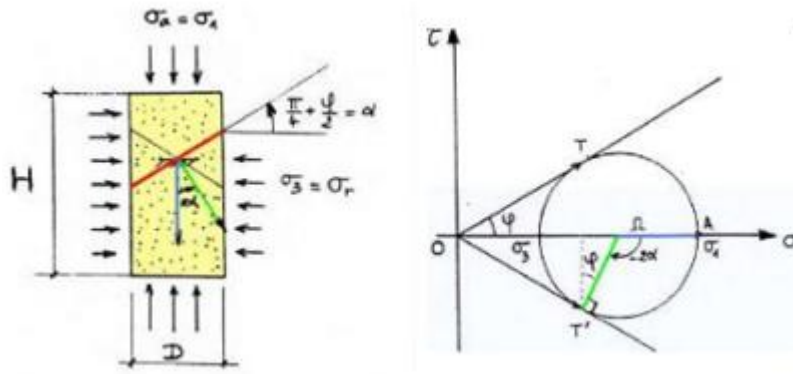


Figure. 3.33. Orientation des plans de rupture.