Mécanique des sols I

- Chapitre I

  Propriétés physiques des sols et compactage des sols

- Chapitre II

  Contraintes dans les sols et pression interstitielle

- **Chapitre III**

  Hydraulique des sols

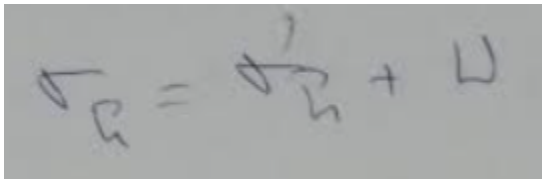
- **Chapitre IV**

  Tassement et Consolidation des sols

- **Chapitre V**

  Résistance au Cisaillement des Sols

Coefficient de Poussée latérale du Sol au repos k_0

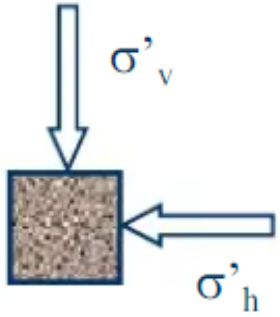


- Coefficient de pression au repos

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

- Pour les sols granulaires et les sols cohérents normalement consolidés, K_0 peut être déterminer à partir de ϕ

$$K_0 = 1 - \sin\phi$$



- Pour les sols cohérents sur-consolidés, K_0 peut être plus élevée (à long terme) :

$$K_0 = (1 - \sin\phi) OCR^{0,5}$$

Chapitre IV

Résistance au cisaillement des sols

Objectifs de ce chapitre

- Représenter les états de contraintes dans les sols
- Étudier la résistance au cisaillement des sols à partir d'essais en laboratoire
- Évaluer le comportement des sols à court et long terme

Chapitre IV

Résistance au cisaillement des sols

1- Notions élémentaires sur la rupture des sols

2- Rappels sur les contraintes - conventions

3 Cercle de Mohr-Coulomb et conséquences

4 Mesure au laboratoire des caractéristiques de rupture

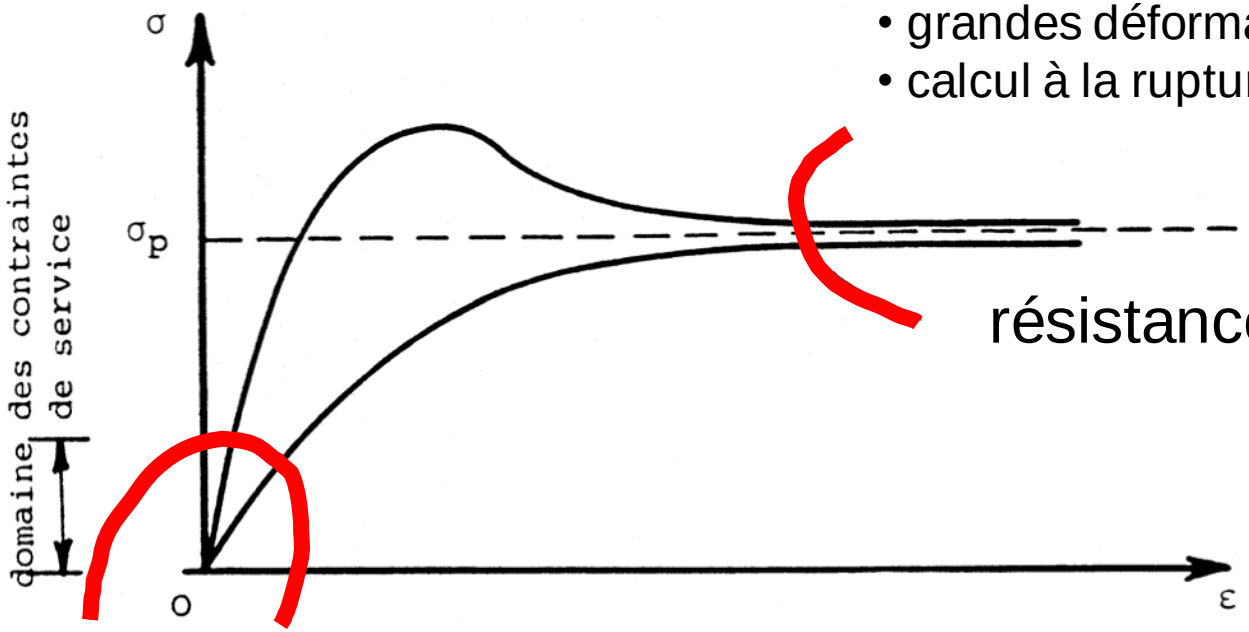
5- Remarques qualitatives

Problème de mécanique des sols

- tassements admissibles
- contraintes appliquées inférieures à la rupture

↳ *cisaillement*

1- Notions élémentaires - rupture des sols



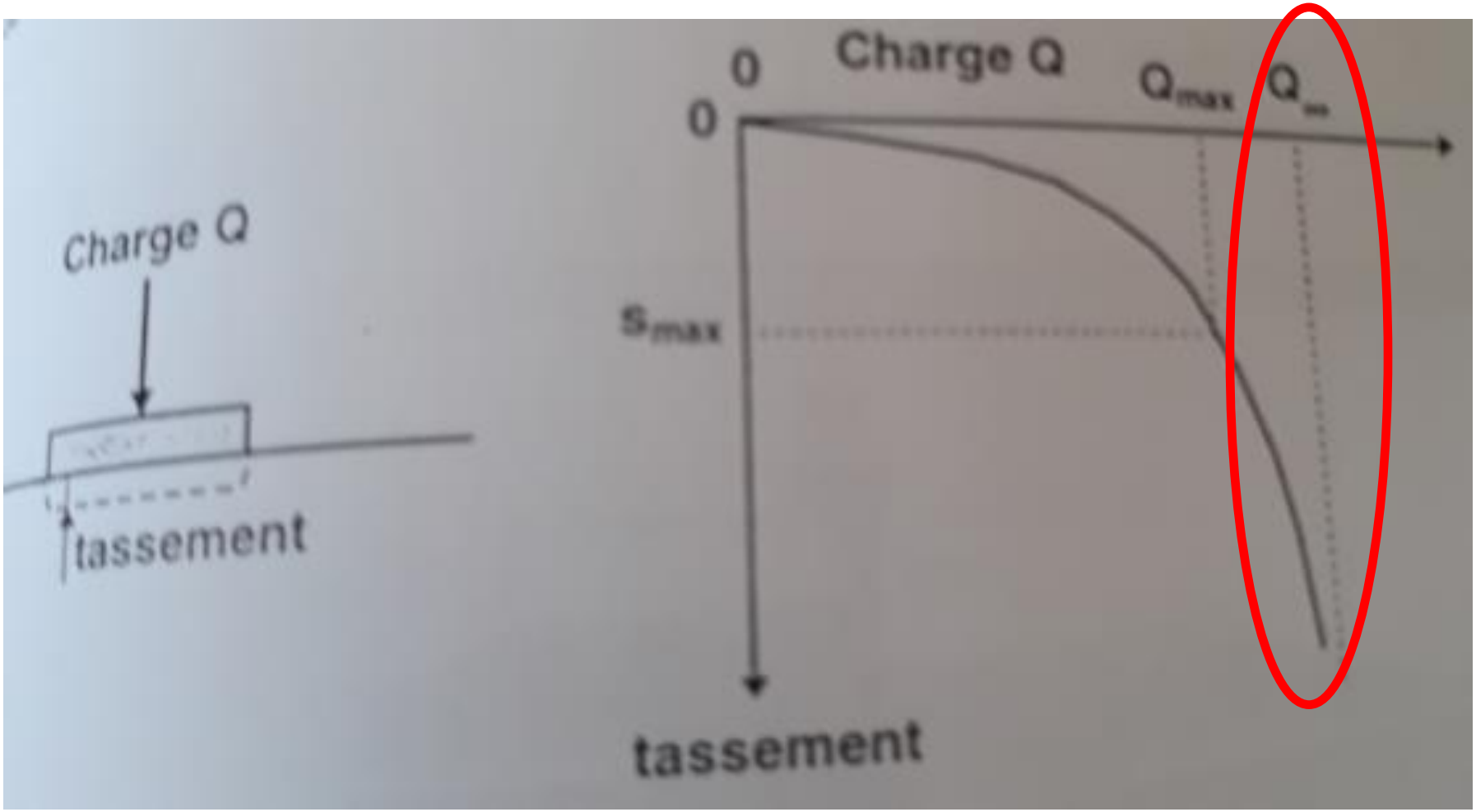
• grandes déformations : plasticité parfaite
• calcul à la rupture

résistance au cisaillement

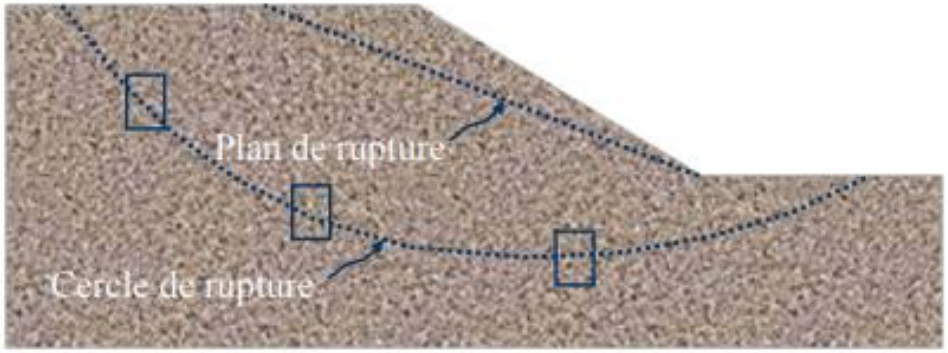
• petites déformations
• loi de comportement linéaire

tassements

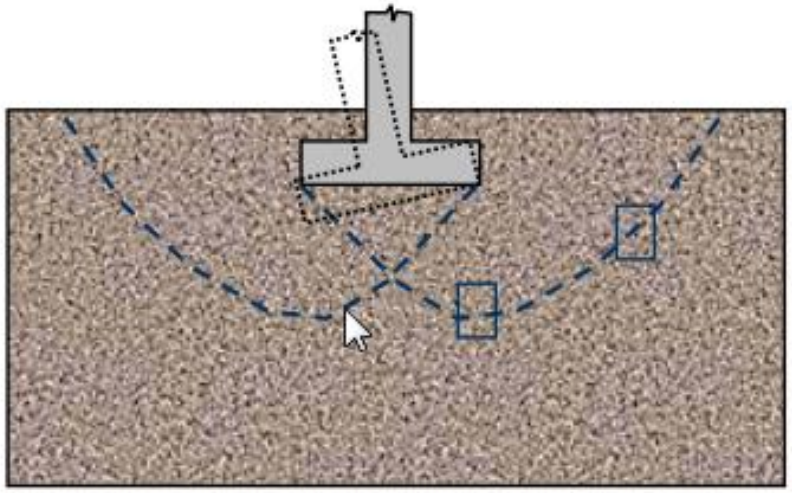
DEFINITION DE L A CHARGE DE RUPTURE EN FONCTION D'UNE DEFORMATION OU D'UN DEPLACEMENT

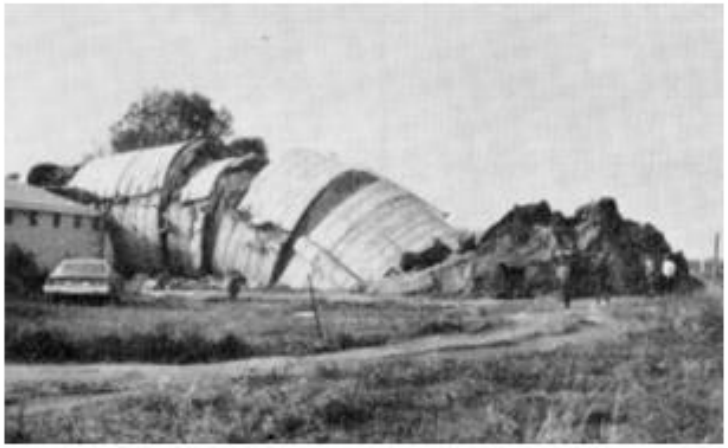


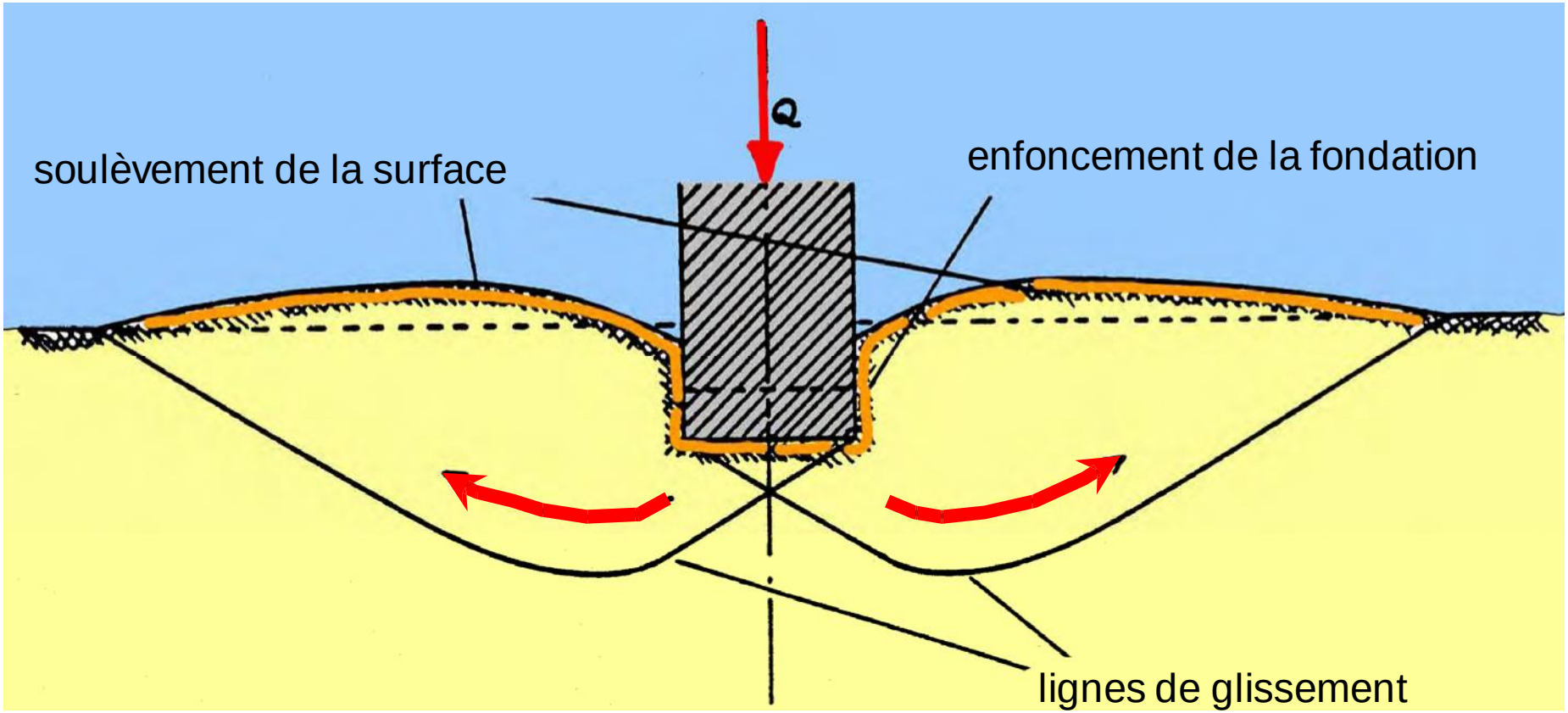
LES MODES DE RUPTURE











Augmentation des contraintes jusqu'à la rupture

- glissement des particules de sol les unes par rapport aux autres
- mouvement relatif des grains sur des surfaces de glissement

↳ ≠ rupture des grains

2- Rappels contraintes - conventions

1. Distribution des contraintes autour d'un point
   1. *Tenseur des contraintes*
   2. *Représentation plane – cercle de Mohr*
   3. *Problèmes à deux dimensions*
2. Équation de l'équilibre local
3. Conditions aux limites

Sol $\rightarrow$ matériau continu

- particules petites
- sols cohérents et saturés

hypothèse de moins en moins valable pour les milieux granulaires

$\rightarrow$ mouvement relatif des grains (discontinuité de déplacement)

2-CRITERE DE RUPTURE MOHR COULOMB

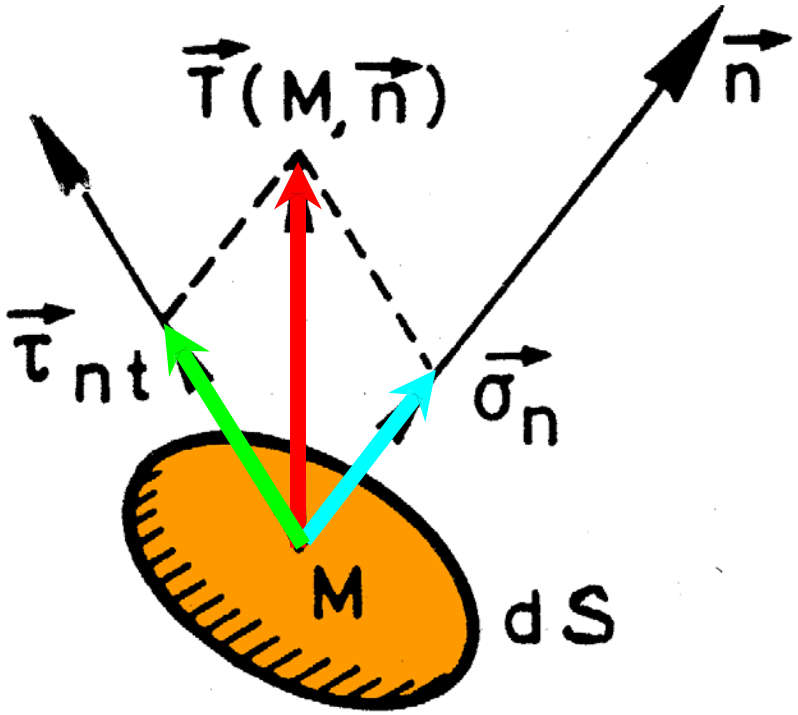
1. Distribution des contraintes autour d'un point

1. Tenseur des contraintes

• Vecteur contrainte $\mathbf{T(M,n)}$ en M sur une facette dS

Décomposition en :

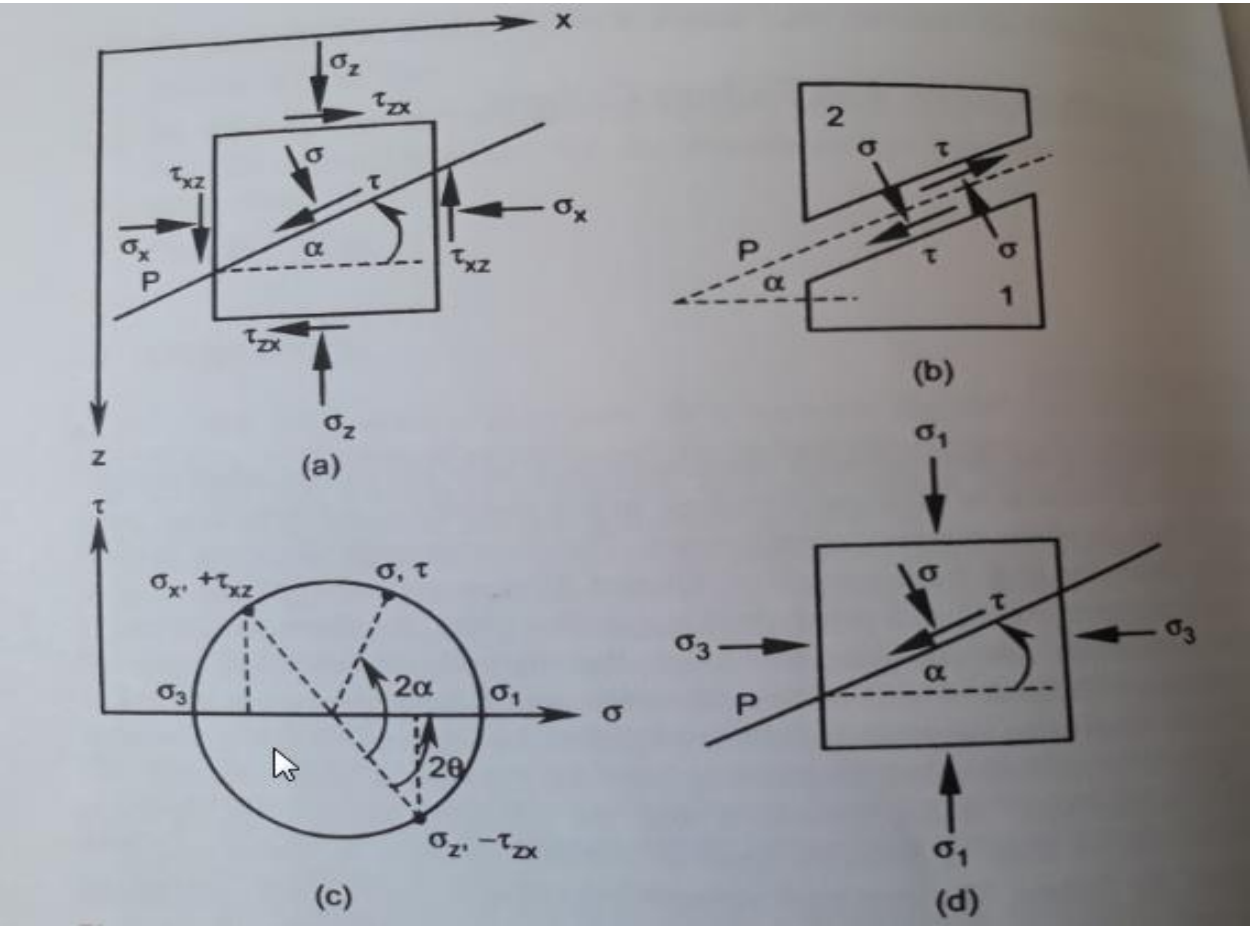
- *contrainte normale suivant la normale* **n** ⟶ σ_n
- *contrainte tangentielle suivant le plan de la facette* → τ_{nt}



Convention de signe :

- *normale rentrante*
- *contrainte de compression positive*
- *angles positifs dans le sens trigonométrique*

2-1 CERCLE DE MOHR - CONTRAINTES



$$\sigma = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} + \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\cos 2\alpha + \tau_{xz}\sin 2\alpha$$

$$\tau = \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\sin 2\alpha - \tau_{xz}\cos 2\alpha$$

$$\left(\sigma - \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2 = \left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2$$

Equation du cercle de MOHR

Avec

$$s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2}$$

$$t = \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2}$$

$$\theta = \frac{1}{2}\tan^{-1}\left(\frac{2\tau_{xz}}{\sigma_z - \sigma_x}\right)$$

$$\sigma_1 = s + t,\ \sigma_3 = s - t$$

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\cos 2\alpha$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\sin 2\alpha$$

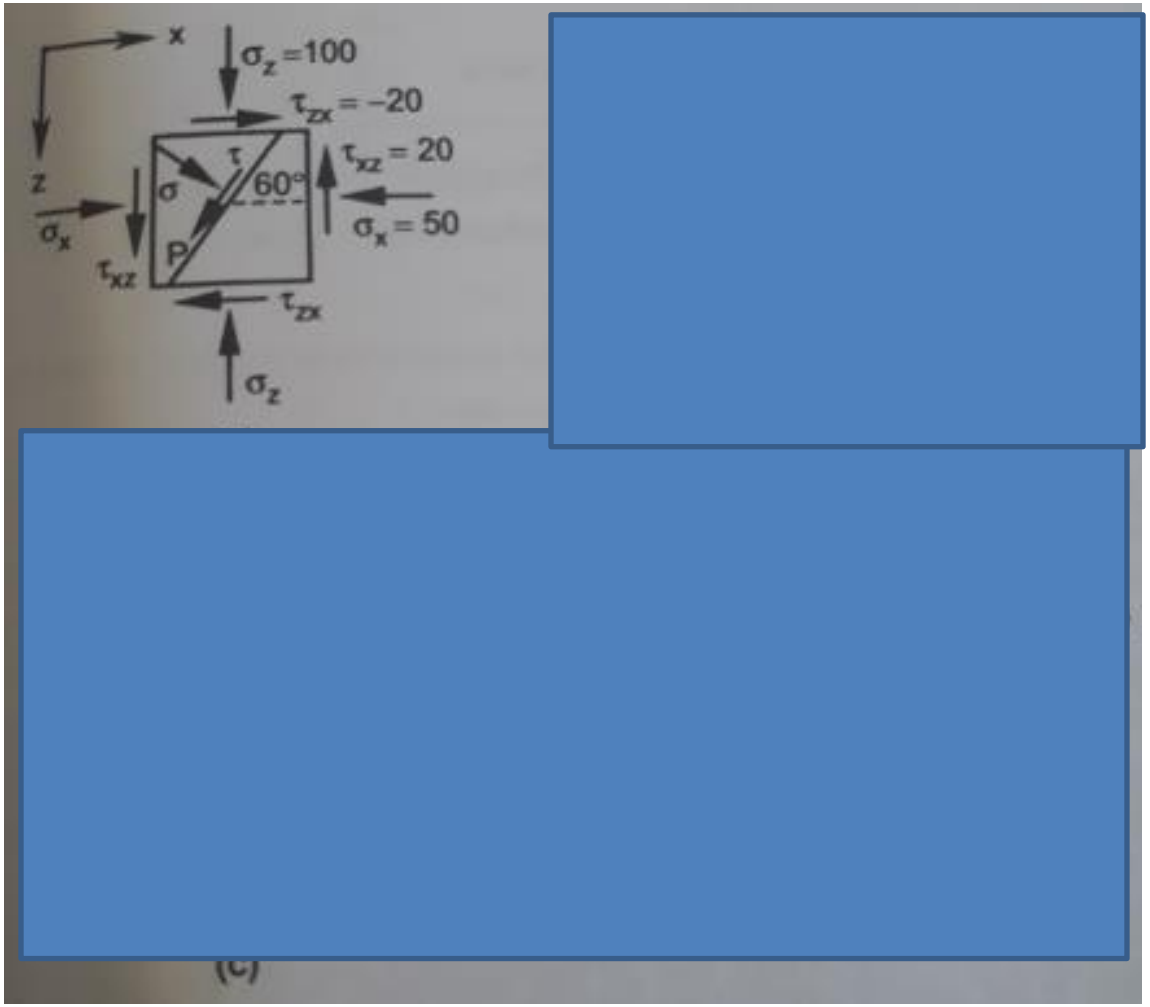
APPLICATION

L'état de contraintes plane d'un élément de sol est illustré sur la figure suivante:
Déterminer

1- Les contraintes normales et de cisaillement des plans P et Q qui sont orthogonaux.

2- Les valeurs et les directions des contraintes principales (majeure et mineure)

3- La valeur de l'angle α si on considère les axes principaux comme axes de référence.



a/ $\sigma_P = \frac{(100+50)}{2} + \frac{(100-50)}{2}\cos 120° + 20 \sin 120°$

$\sigma_P = 79{,}8$ kPa

$\tau_P = \frac{100-50}{2}\sin 120° - 20\cos 120° = 31{,}6$ kPa

$\sigma_Q = \left(\frac{100+50}{2}\right) + \frac{100-50}{2}\cos 300° + 20 \sin 300° =$

$\sigma_Q = 70{,}2$ kPa

$\tau_Q = \frac{100-50}{2}\sin 300° - 20 \cdot \cos 300° = -31{,}6$ kPa

b/ $s = \frac{100+50}{2} = 75$ kPa

$t = \sqrt{\left(\frac{100-50}{2}\right)^2 + 20^2} = 32$ kPa

σ_3 = contrainte principale mineure

σ_1 = // // majeure

$\sigma_1 = s + t = 75 + 32 = 107$ kPa

$\sigma_3 = s - t = 75 - 32 = 43$ kPa

La direction du Plan Principal Majeur est:

$\theta = \frac{1}{2}\left[\tan^{-1}\left(\frac{\tau_{xz}}{\left(\frac{\sigma_3 - \sigma_x}{2}\right)}\right)\right] = \frac{1}{2}\left[\tan^{-1}\left(2 \cdot \frac{20}{100-50}\right)\right] = 19{,}33°$.

c/ Dans le système de coordonnées σ_1 et σ_3, le plan P fait un angle α:

$\alpha_P = 19{,}33 + 60 = 40{,}67°$

TD5: Ex1

Ex 1

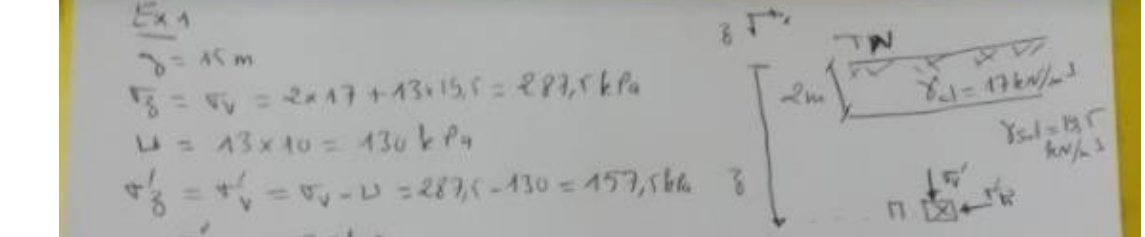
$\gamma = 15\ m$

$\sigma_B = \sigma_v = 2 \times 17 + 13 \times 15{,}5 = 287{,}5\ kPa$

$u = 13 \times 10 = 130\ kPa$

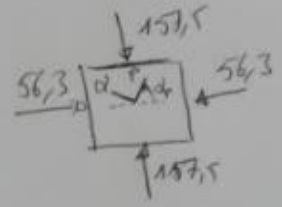
$\sigma'_B = \sigma'_v = \sigma_v - u = 287{,}5 - 130 = 157{,}5\ kPa$

$\sigma'_B = 157{,}5\ kPa$



$\sigma'_h = \sigma'_H = \sigma'_v \cdot K_0 = \sigma'_v \cdot (1 - \sin\varphi') = 157{,}5 \cdot (1 - \sin 40) = 56{,}3\ kPa$

$\sigma'_h = 56{,}3\ kPa \ ; \ \tau_{avg} = 0$



$\alpha_p = 45 + \frac{\varphi'}{2} = 45 + 20 = 65°$

Facette plan P :

$$\begin{cases} \sigma_p = \frac{157{,}5 + 56{,}3}{2} + \frac{157{,}5 - 56{,}3}{2} \cos 130 + 0 \\ \tau_p = \frac{157{,}5 - 56{,}3}{2} \sin 130° \end{cases}$$

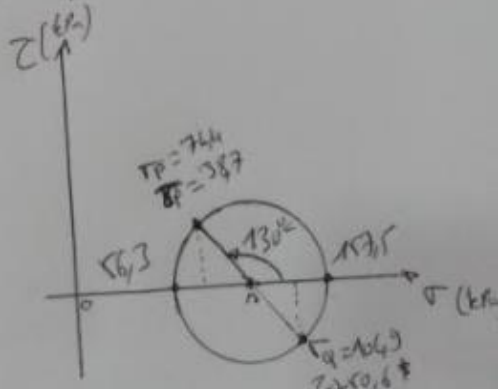
$$\begin{cases} \sigma_p = 106{,}9 - 32{,}5 = 74{,}4\ kPa \\ \tau_p = 38{,}7\ kPa \end{cases}$$

Facette Q au plan Q : $\alpha_Q = \alpha_p + 90 = 65 + 90 = 155°$

$\sigma_Q = 139{,}4\ kPa$

$\tau_Q = -38{,}7\ kPa$

$$\begin{cases} s = \frac{157{,}5 + 56{,}3}{2} = 106{,}9\ kPa \\ t = \frac{157{,}5 - 56{,}3}{2} = 50{,}6\ kPa \end{cases}$$



3- Cercle de Mohr-Coulomb et conséquences

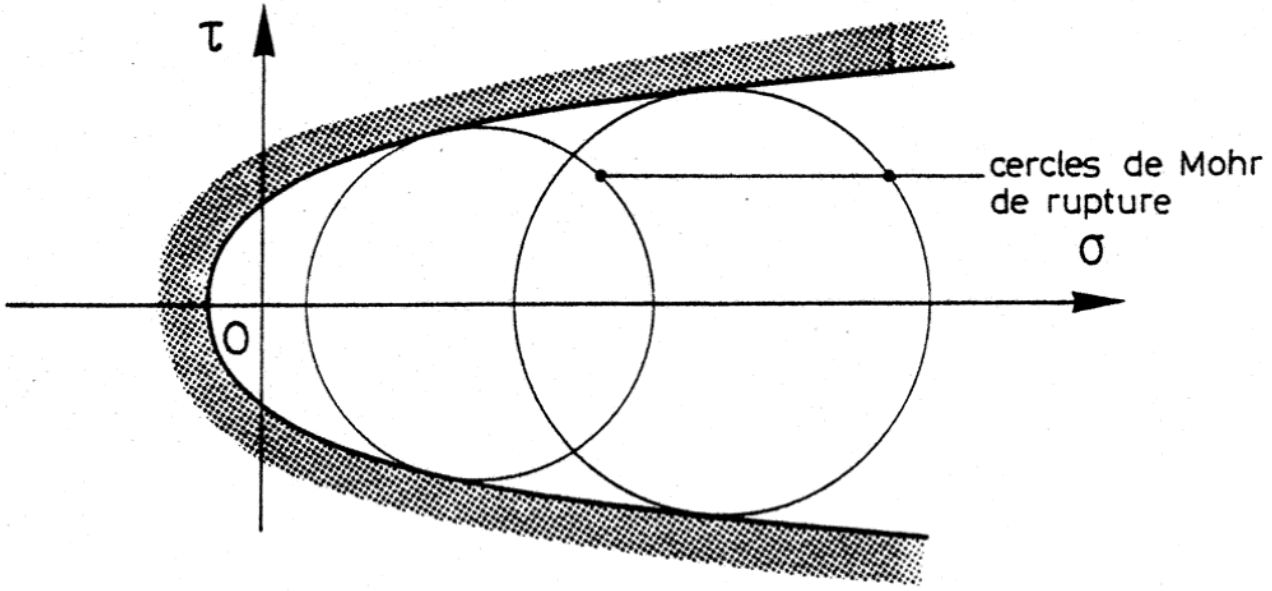
1. Notion de courbe intrinsèque
2. Critère de Coulomb
3. Lignes de glissement
4. Relations entre contraintes principales au moment de la rupture
5. Théorème des états correspondants

3.1 Notion de courbe intrinsèque

- À partir du cercle de Mohr, on peut exprimer les contraintes dans un sol sur n'importe quelle facette
- Une utilisation possible → - *étude de la stabilité et de la résistance d'un sol*
  - *courbe intrinsèque : limite d'écoulement des sols*

séparation de la zone des états de contraintes possibles
de la zone impossible à développer dans le sol

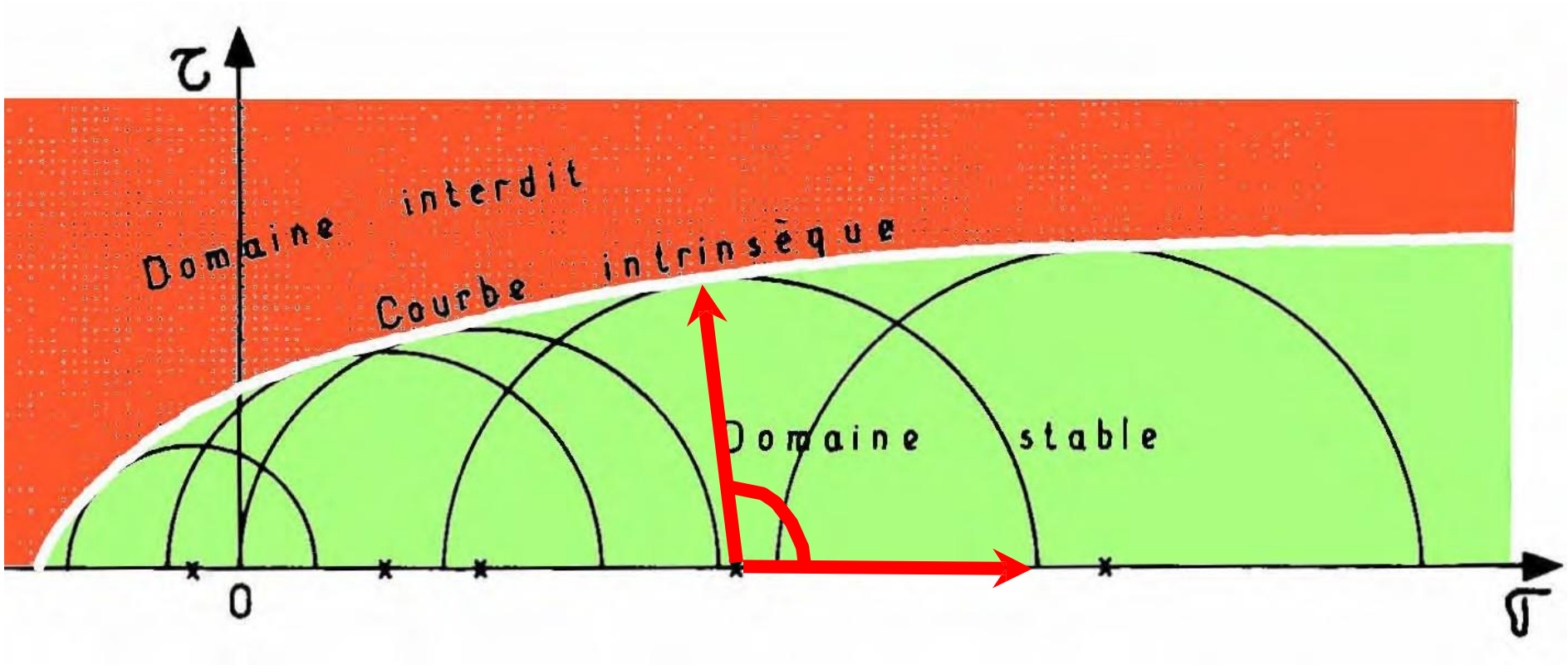
↳ *pcq l'écoulement ou la rupture se produit avant*



Courbe intrinsèque

- Détermination expérimentale
- Cercle tangent à la courbe intrinsèque

→ *écoulement par glissement suivant la direction qui correspond au point de contact entre le cercle et la courbe*



3.2 Critère de Coulomb

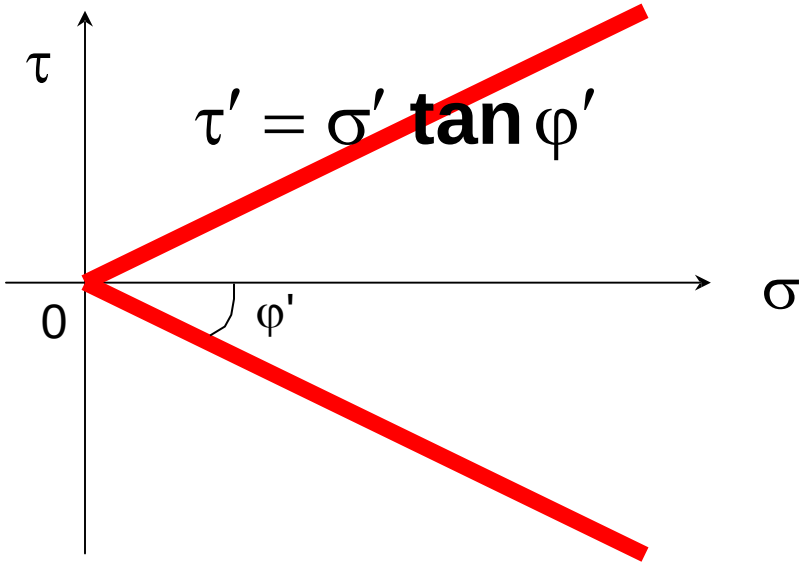
Expérimentalement, il a été montré que la courbe intrinsèque d'un sol :

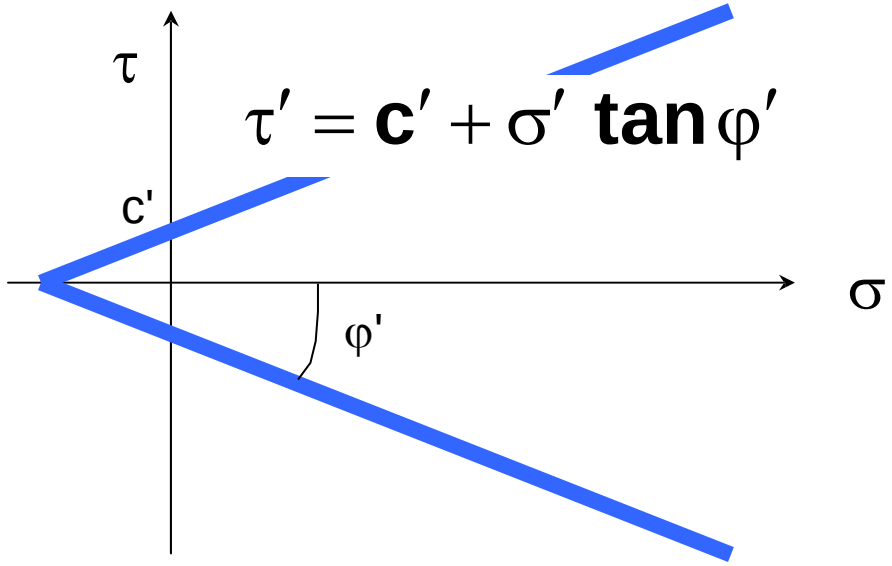
- deux demi-droites symétriques par rapport à $\overrightarrow{o\sigma}$

  → *droites de Coulomb*

  angle de frottement interne (φ)

- sols pulvérulents : les droites passent par l'origine
- sols cohérents : existence d'une résistance au cisaillement sous contrainte normale nulle → *cohésion (c)*





Angle de talus naturel

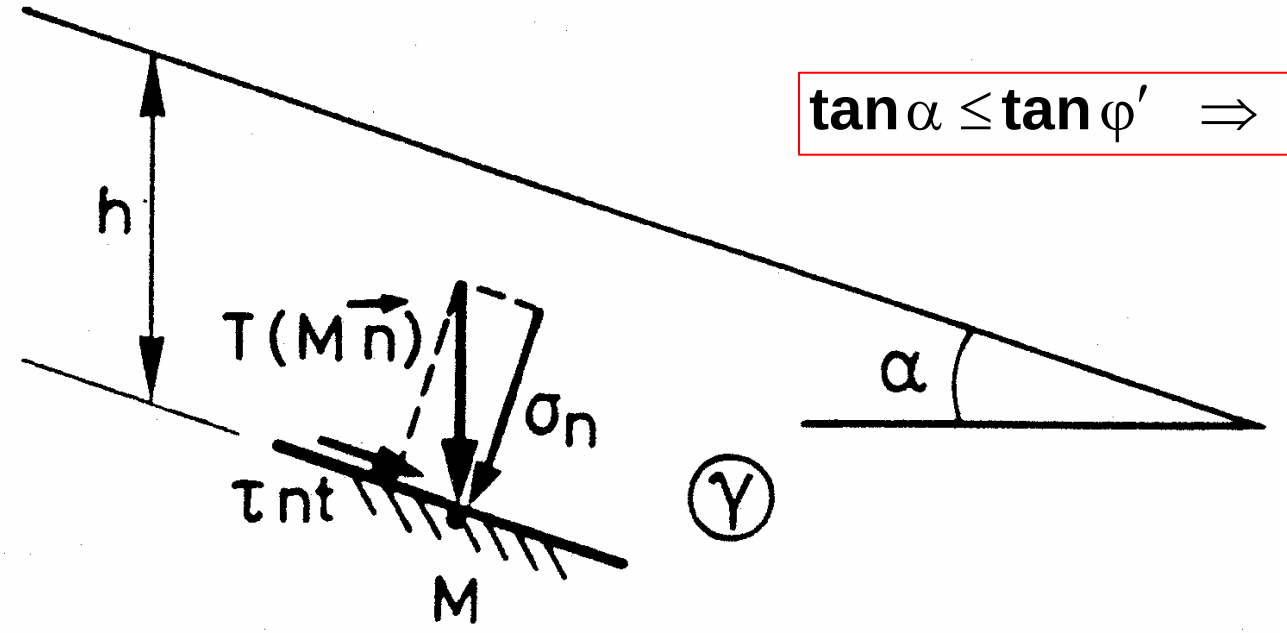
- talus de sable sec formant un angle α
- à la profondeur h, sur une facette parallèle au talus

$$\sigma'_n = \gamma \cdot \mathbf{h} \cdot \mathbf{cos}^2 \alpha$$
$$\tau'_{nt} = \gamma \cdot \mathbf{h} \cdot \mathbf{sin}\,\alpha\ \ \mathbf{cos}\,\alpha$$

- équilibre limite (limite de rupture ou de glissement) $\quad \tau'_{nt} = \tau'_{max} = \sigma' \ \mathbf{tan}\,\varphi'$

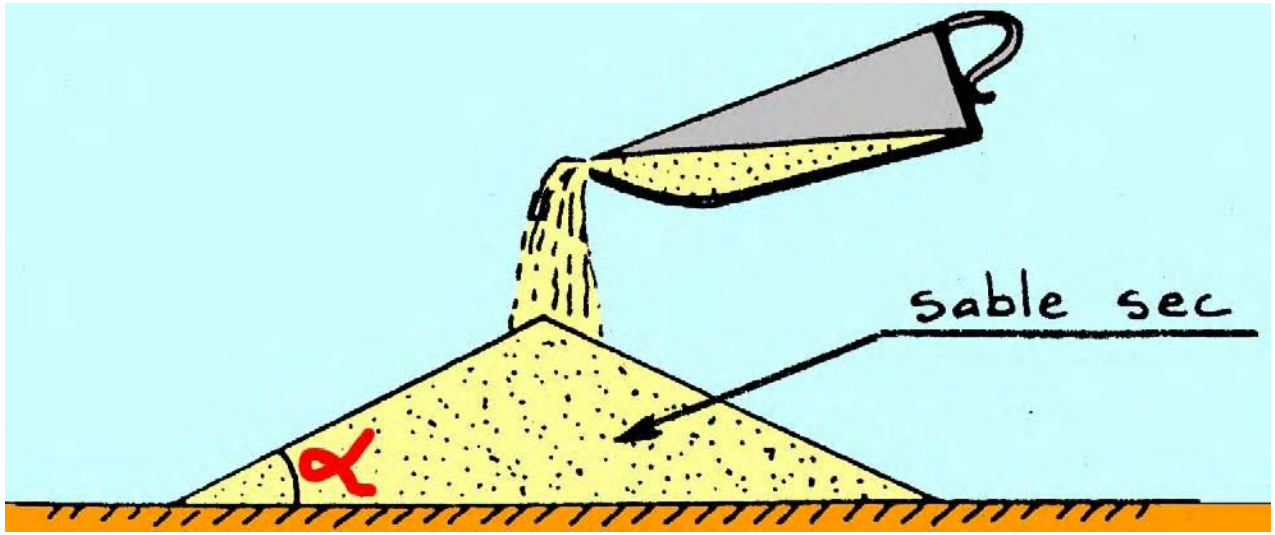
$$\tau'_{nt} \le \tau'_{max} \quad \Rightarrow \quad \gamma \cdot \mathbf{h} \cdot \mathbf{sin}\,\alpha\ \ \mathbf{cos}\,\alpha \le \gamma \cdot \mathbf{h} \cdot \mathbf{cos}^2 \alpha\ \ \mathbf{tan}\,\varphi'$$

$$\mathbf{tan}\,\alpha \le \mathbf{tan}\,\varphi' \quad \Rightarrow \quad \alpha \le \varphi'$$

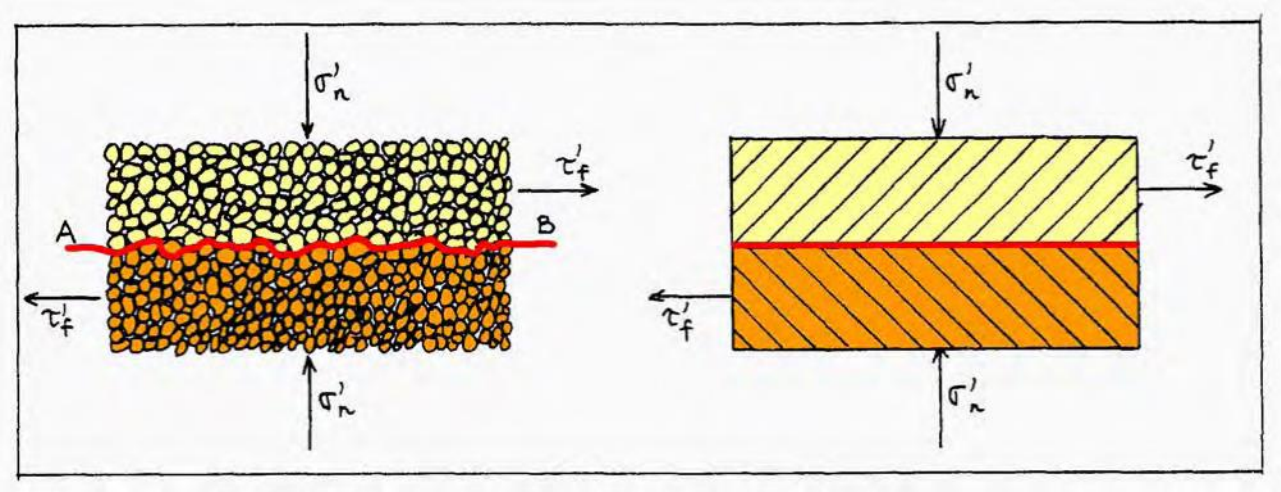


φ' est donc l'angle de talus naturel

➔ pente limite que prend un tas de sable avec le temps

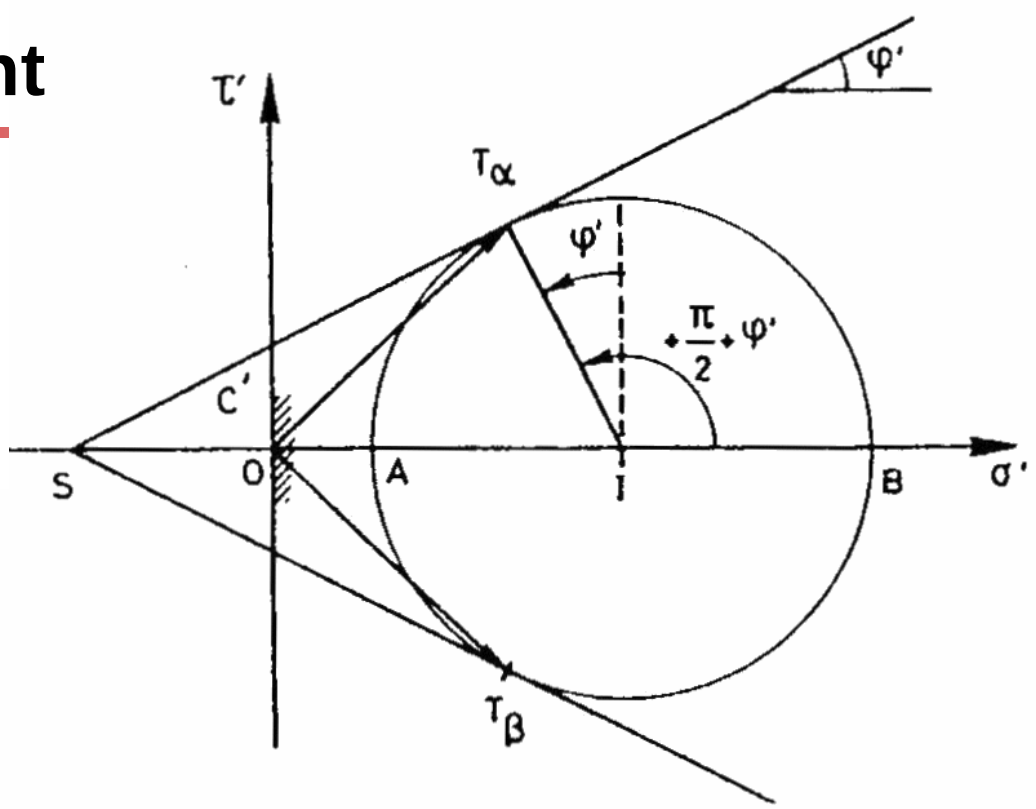


frottement interne assimilé au frottement entre deux solides

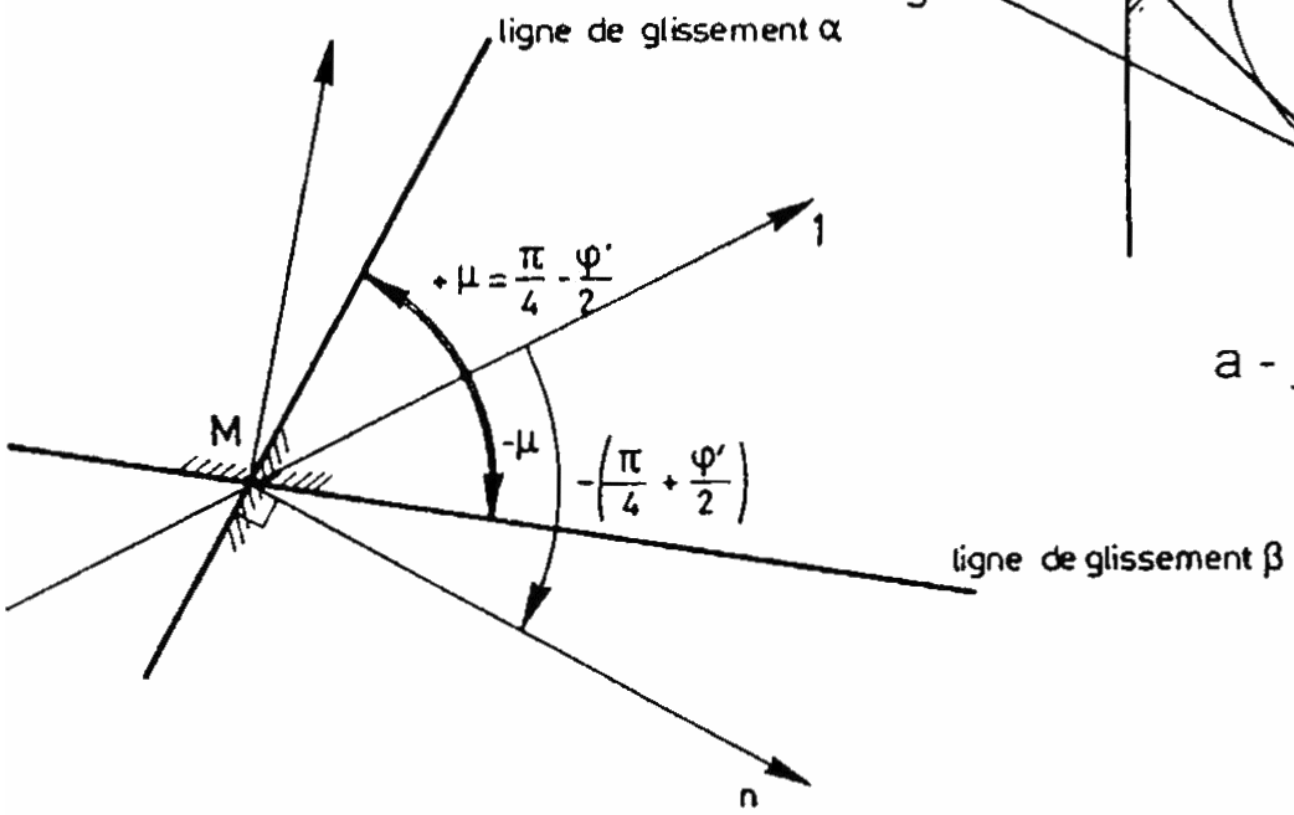


3.3 Lignes de glissement

Trace des plans de rupture



a - Plan de Mohr



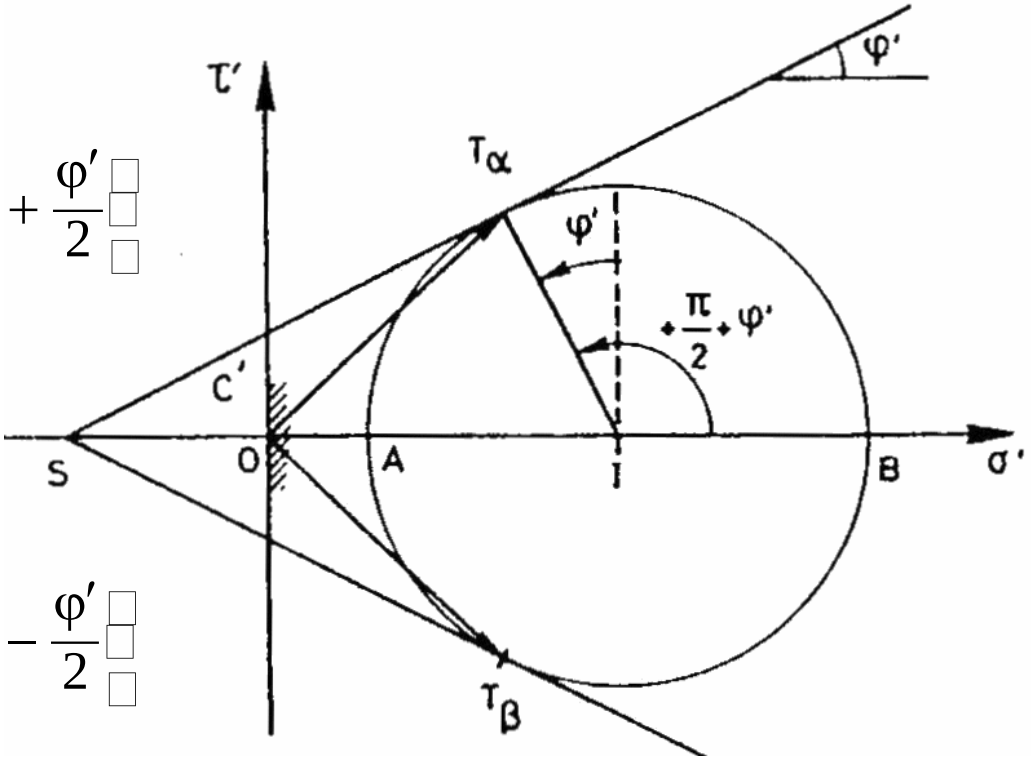
b - Plan physique

$$\pm \mu = \pm\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right)$$

3.4 Relations entre contraintes principales au moment de la rupture

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) + 2\,c' \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right)$$

$$\sigma'_3 = \sigma'_1 \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) - 2\,c' \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right)$$



3.5 Théorème des états correspondants

- a : courbe intrinsèque d'un sol cohérent (c'≠0 et φ≠0) avec 2 cercles de Mohr C_1 *en équilibre limite*

  C_2 *en équilibre surabondant (cercle pas en contact avec la C.I.)*

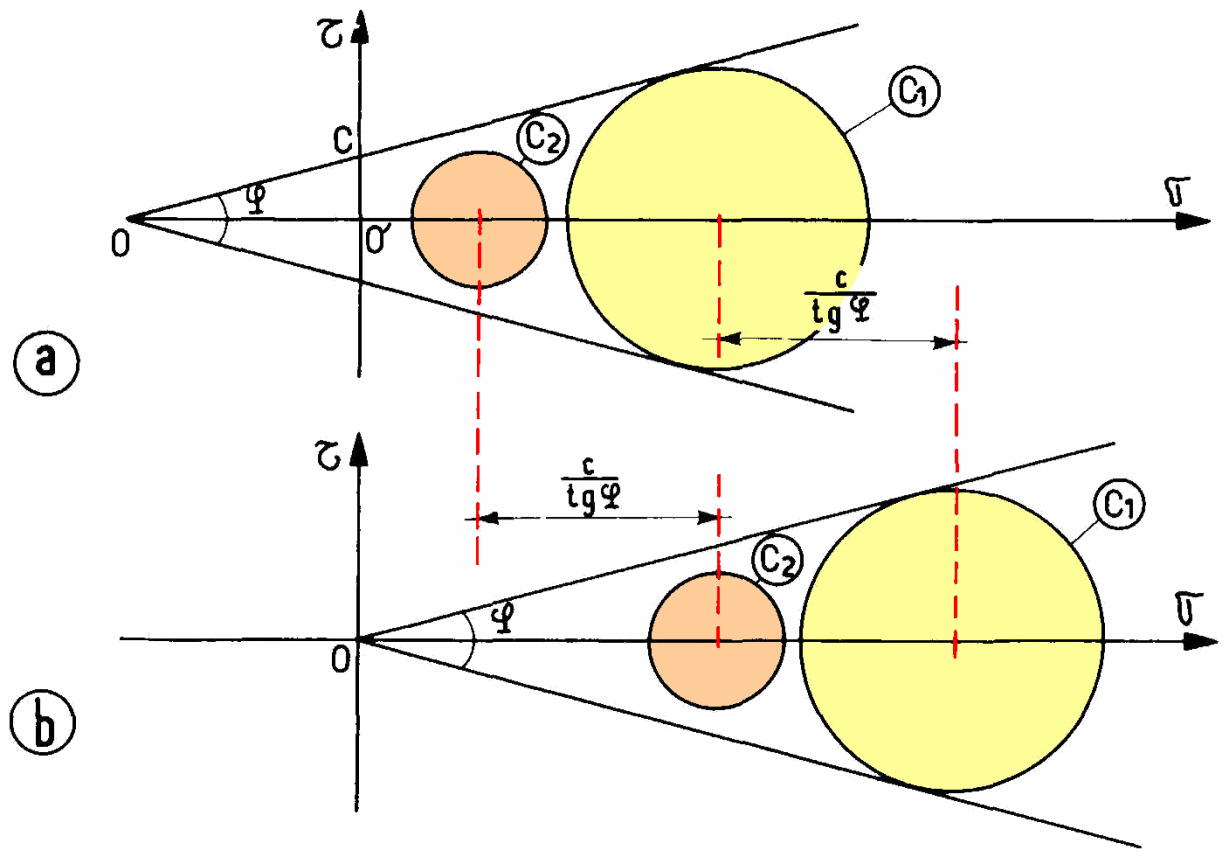
- b : courbe intrinsèque d'un sol pulvérulent (c'=0 et φ≠0) de même angle de frottement interne que le sol précédent

C_1 *et* C_2

↓

translation égale à

$$\overrightarrow{OO'} = \frac{c'}{\tan \varphi'}$$

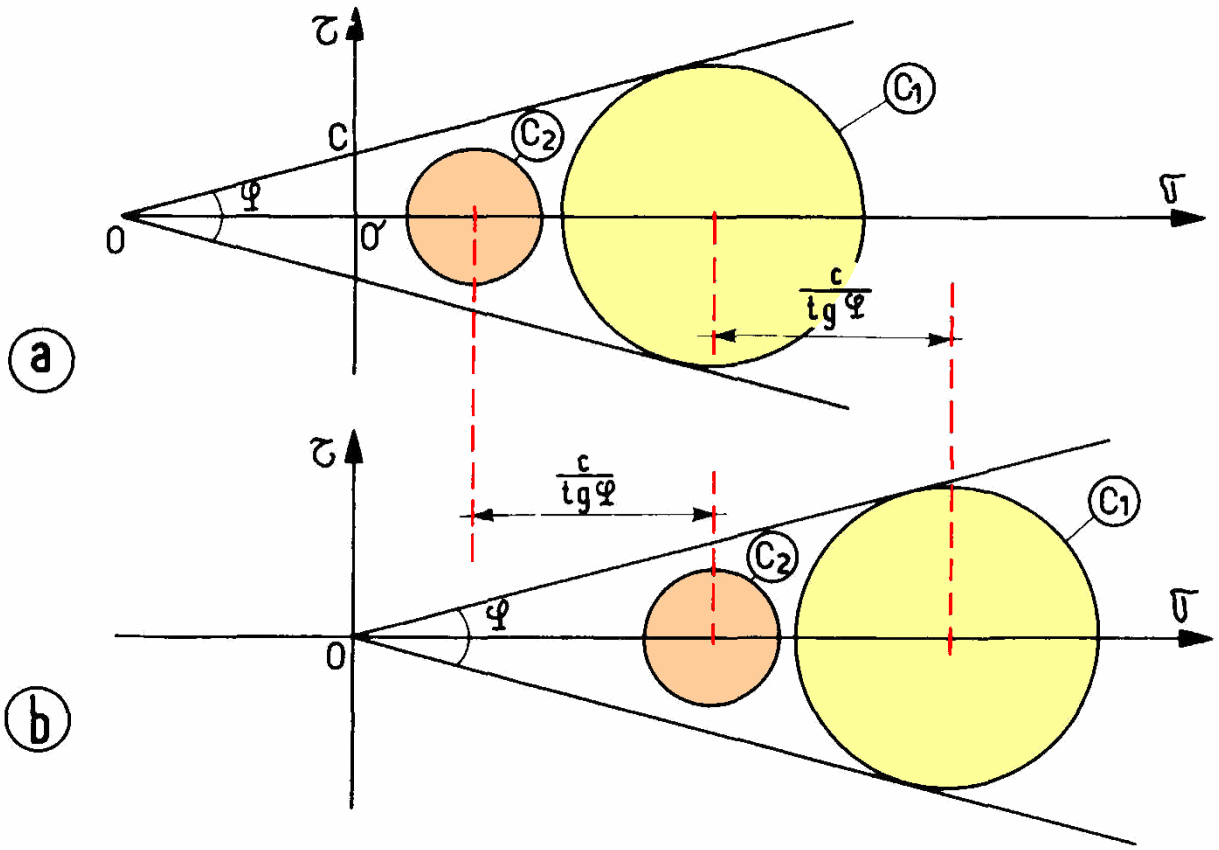


état du sol vis-à-vis de la rupture identique dans les deux cas

Théorème des états correspondants

- appliquer une translation c'/tan φ' sur un cercle de Mohr quelconque revient à appliquer une contrainte normale supplémentaire d'intensité c'/tan φ' sur chaque facette de chaque point

→ *un milieu cohérent peut être transformé en milieu pulvérulent de même angle de frottement interne, en appliquant autour du massif une pression hydrostatique d'intensité égale à* c'/tan φ'



4- Mesure au laboratoire des caractéristiques de rupture

1. Appareil de cisaillement direct

2. Appareil triaxial
   1. *Description*
   2. *Variables de Lambe – chemin de contraintes*

3. Conditions d'essais – principales caractéristiques
   1. *Essai C.D.*
   2. *Essai U.U.*
   3. *Essai C.U.*

Remarques concernant les mesures des caractéristiques de rupture effectuées au laboratoire

- Bonne maîtrise des paramètres

  contraintes et pressions interstitielles

- Échantillons de petites dimensions intacts

  - *faible représentativité statistique*
  - *rapport des volumes < 1/100 000*

- Échantillons de sol décomprimé

  remise sous contraintes nécessaire

- Deux principaux types d'essais en laboratoire

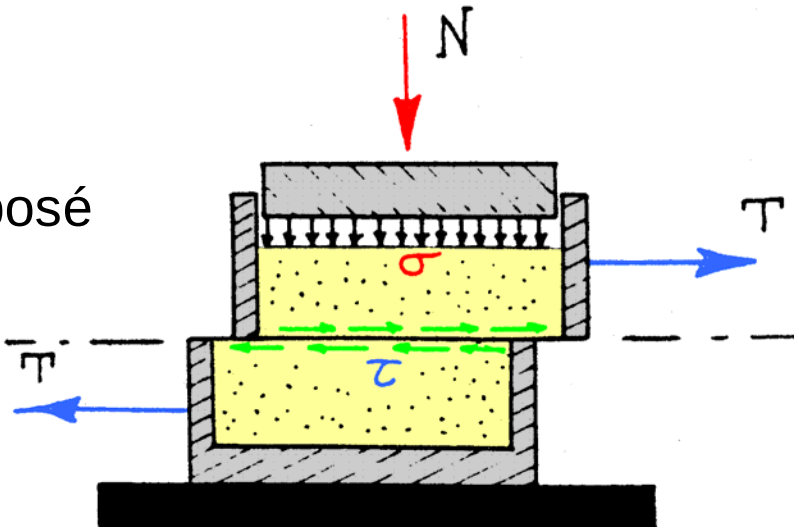
  - *essai de cisaillement direct (boîte de Casagrande)*
  - *essai triaxial*

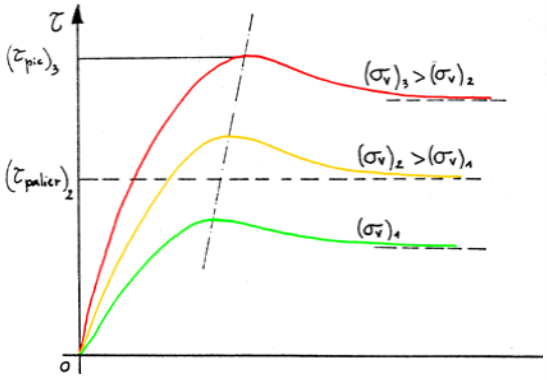
4.1 Appareil de cisaillement direct

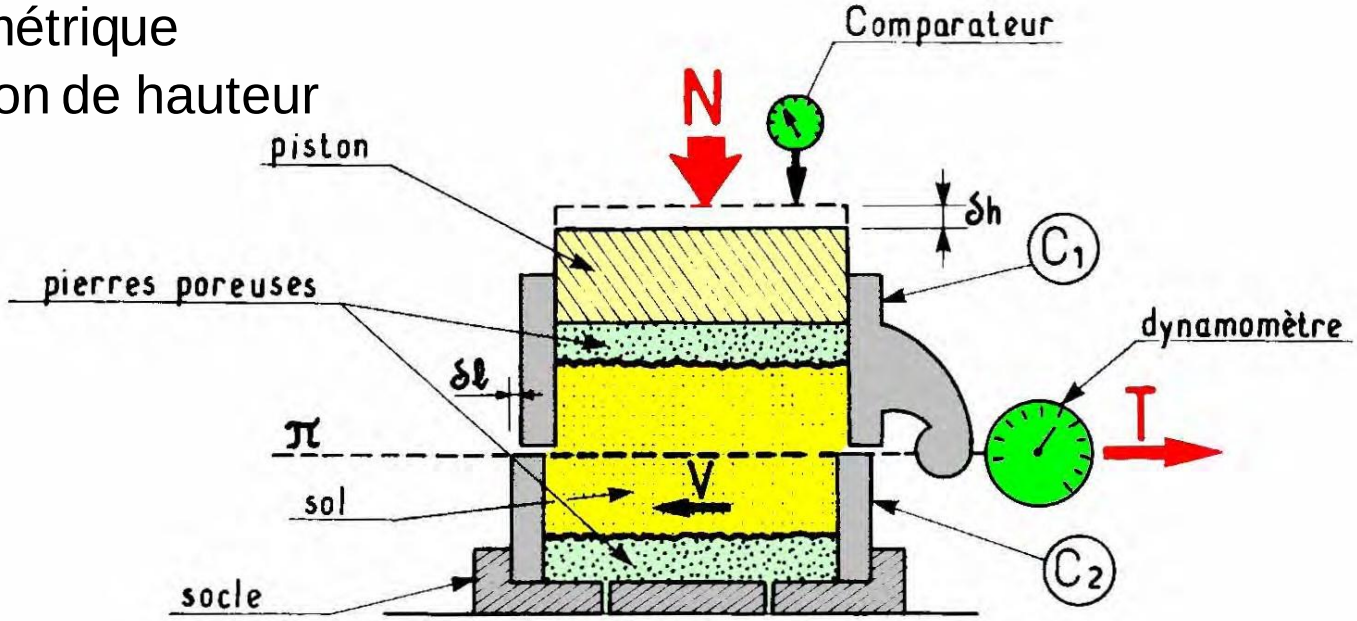
Essai simple et ancien

Procédure

- cisaillement direct rectiligne sur un plan imposé
- éprouvette de sol entre 2 demi-boîtes
- effort normal
- déplacement horizontal à vitesse constante d'une des boîtes
- force de cisaillement mesurée par un anneau dynanométrique
- mesure de la variation de hauteur







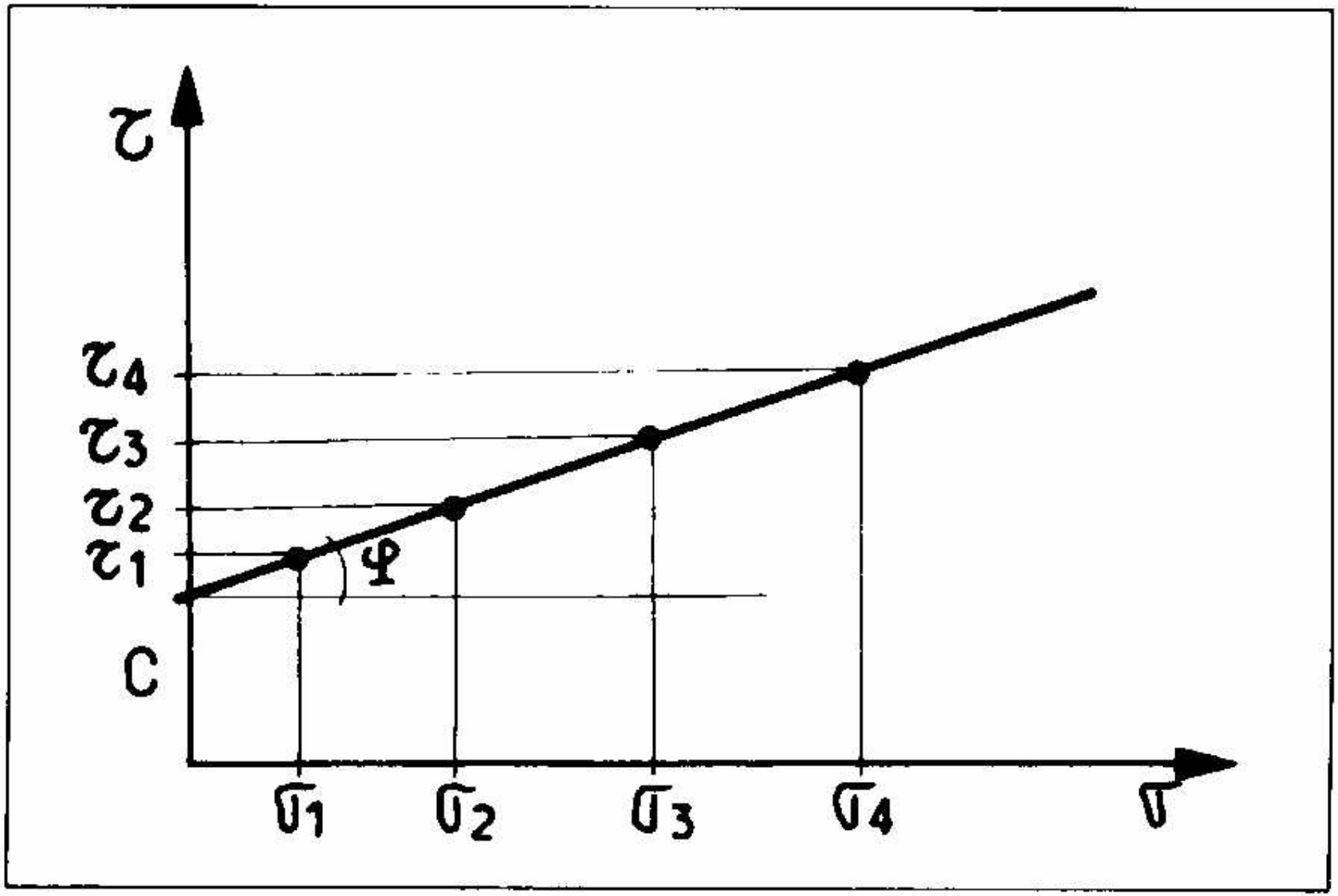
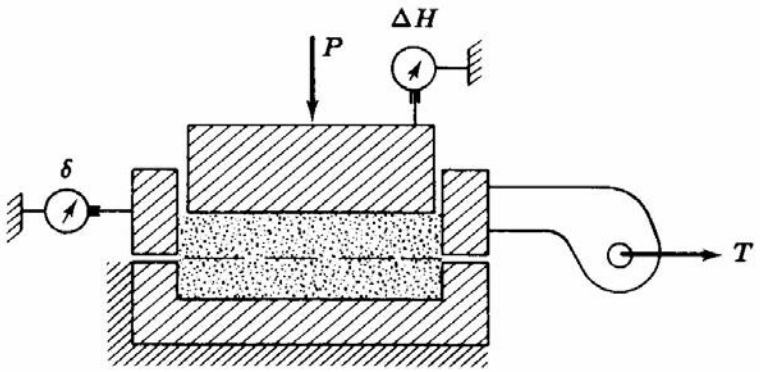
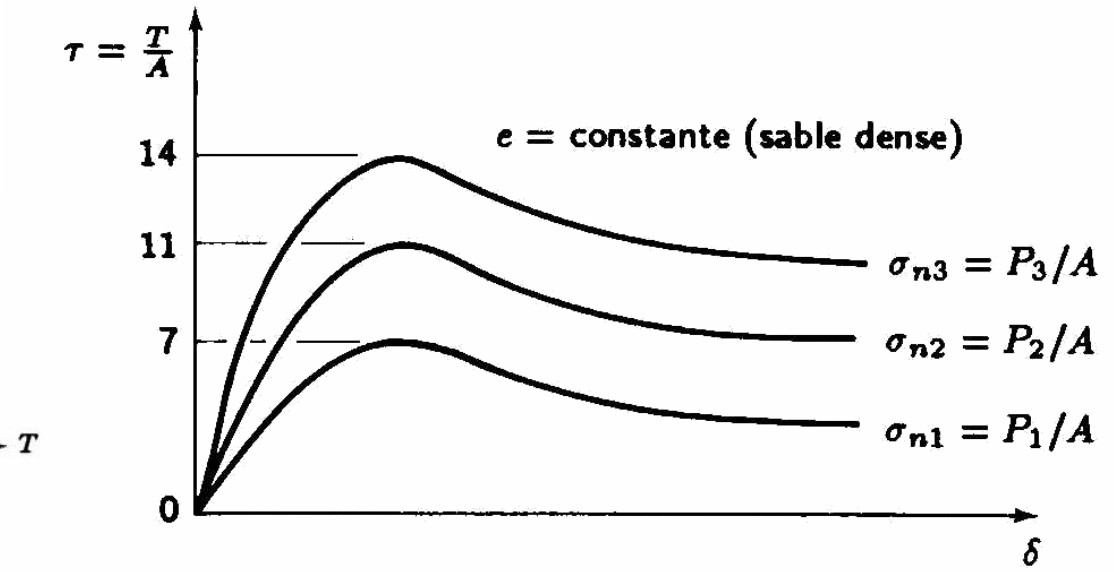
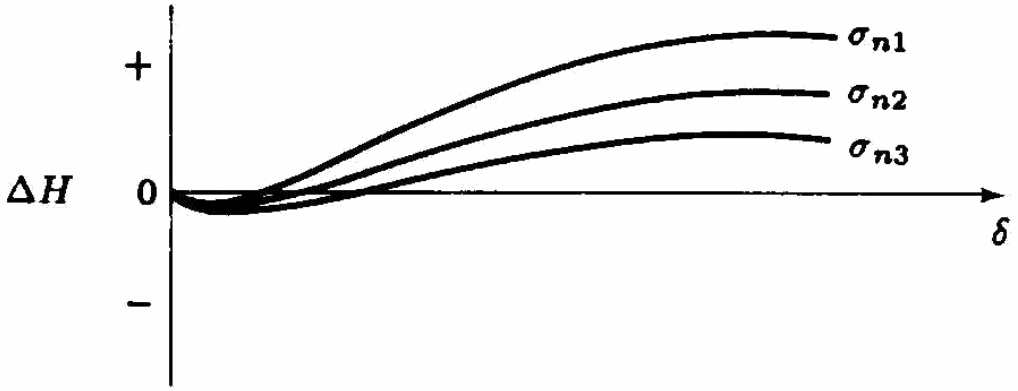


Fig. 5.18. Détermination de φ et c

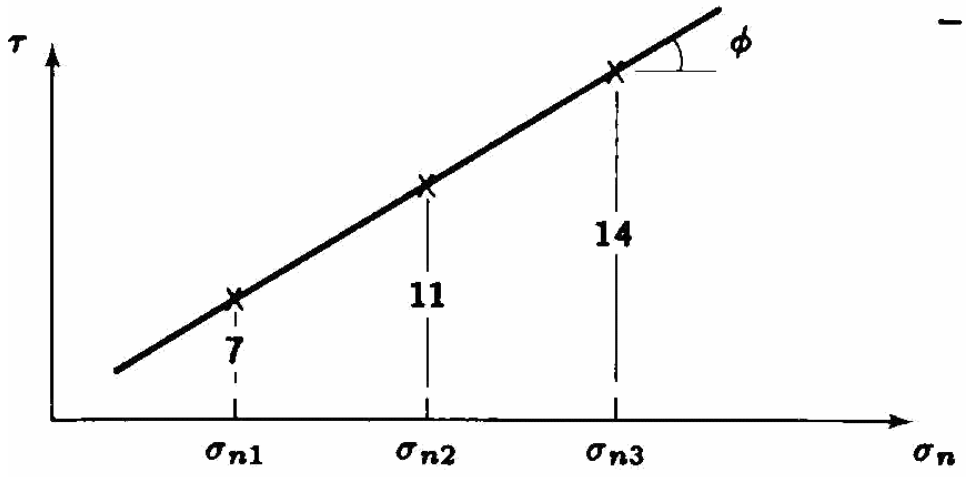


a) Appareil





b) Résultats d'essais



c) Diagramme de Mohr

Avantages et inconvénients de l'essai de cisaillement direct

Avantages

- simple
- rapide
- économique

Inconvénients

- pas de maîtrise des conditions de drainage

sols pulvérulents

- *drainage rapide*
- *contraintes appliquées* $\rightarrow$ *contraintes effectives*

sols fins

- *cisaillement rapide* $\rightarrow$ *contraintes totales et comportement à court terme*
- *cisaillement lent* ($\mu m/min$) $\rightarrow$ *contraintes effectives et comportement à long terme*

- concentration de contraintes aux extrémités de la boîte
- rotation des plans principaux

Rotation des plans principaux

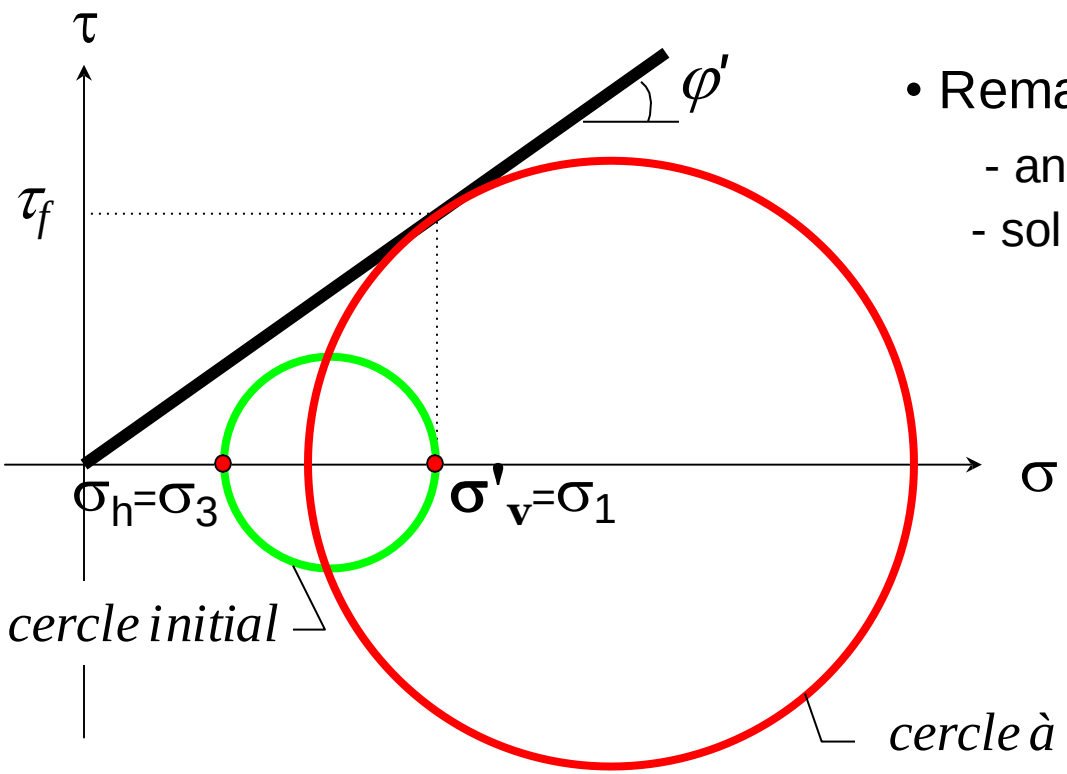
- Conditions initiales

σ_n et σ_h → contraintes principales

pression latérale

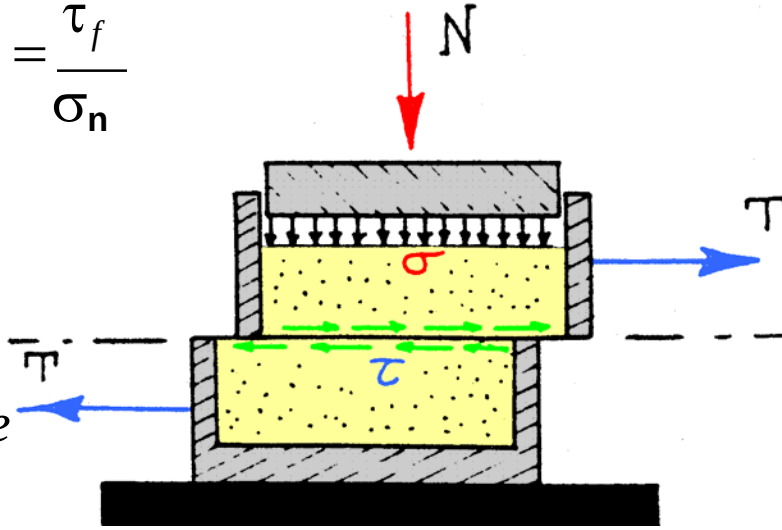
- Pendant l'essai
  - σ_n constant
  - cisaillement provoqué en tirant sur une demi-boîte
  - plan de rupture horizontal
- À la rupture
  - σ_n n'est plus une direction principale

→ *rotation des axes principaux*



- Remarques
  - angle de frottement interne
  - sol fin : 2 essais nécessaires

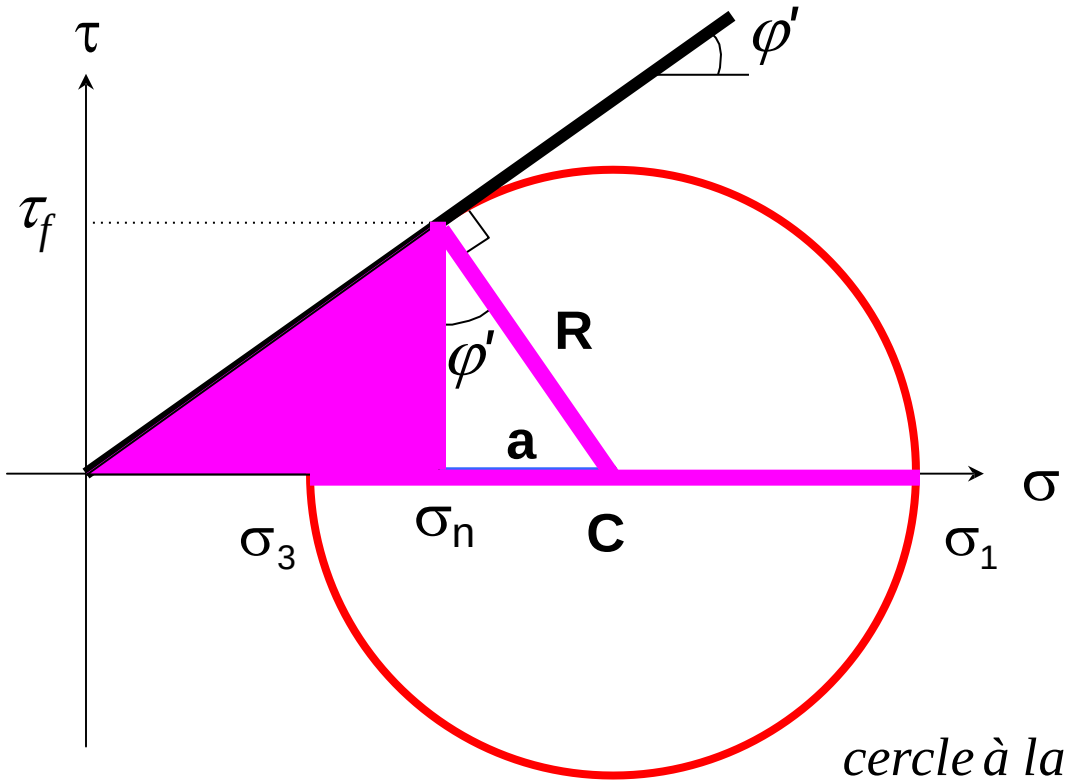
$$\tan \varphi' = \frac{\tau_f}{\sigma_n}$$



- Pour trouver les contraintes principales

contraintes appliquées sur un sol horizontal par l'intermédiaire d'une charge

$$\tan \varphi' = \frac{\tau_f}{\sigma_n} = \frac{a}{\tau_f} \longrightarrow a = \tau_f \tan \varphi'$$



cercle à la rupture

Centre du cercle

$$C = \sigma_n + a$$

Rayon du cercle

$$\cos \varphi' = \frac{\tau_f}{R}$$

d'où

$$\sigma_1 = C + R$$

$$\sigma_3 = C - R$$

TD5: Ex3

Les résultats d'un essai à la boîte de cisaillement

sur un sable sec → $c' = 0$

à la rupture : $\sigma_n = 96{,}6$ kPa ; $\tau_r = 67{,}7$ kPa

→ critère de rupture Mohr Coulomb :

$\tau' = \tau = \sigma' \tan\varphi' + c'$

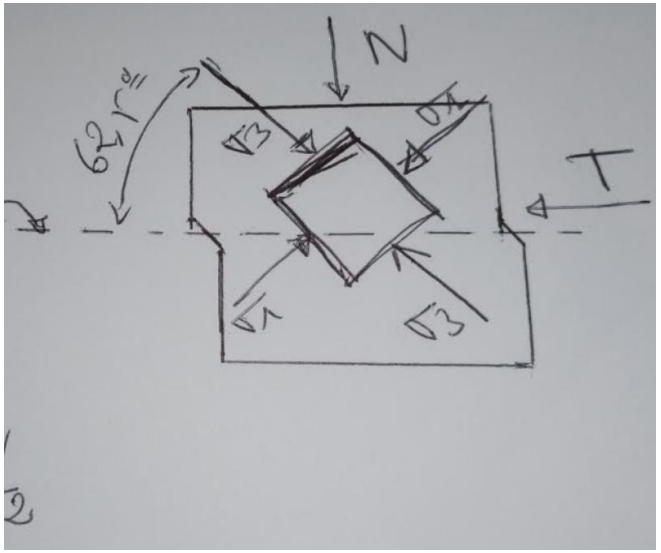
$\tau' = \sigma' \tan\varphi' \Rightarrow \tan\varphi' = \frac{\tau'}{\sigma'} = \frac{67{,}7}{96{,}6} = 0{,}7$

$\rightarrow \varphi' = 35{,}0°$

σ et τ de tout plan P $= f(\sigma'_1, \sigma'_3)$

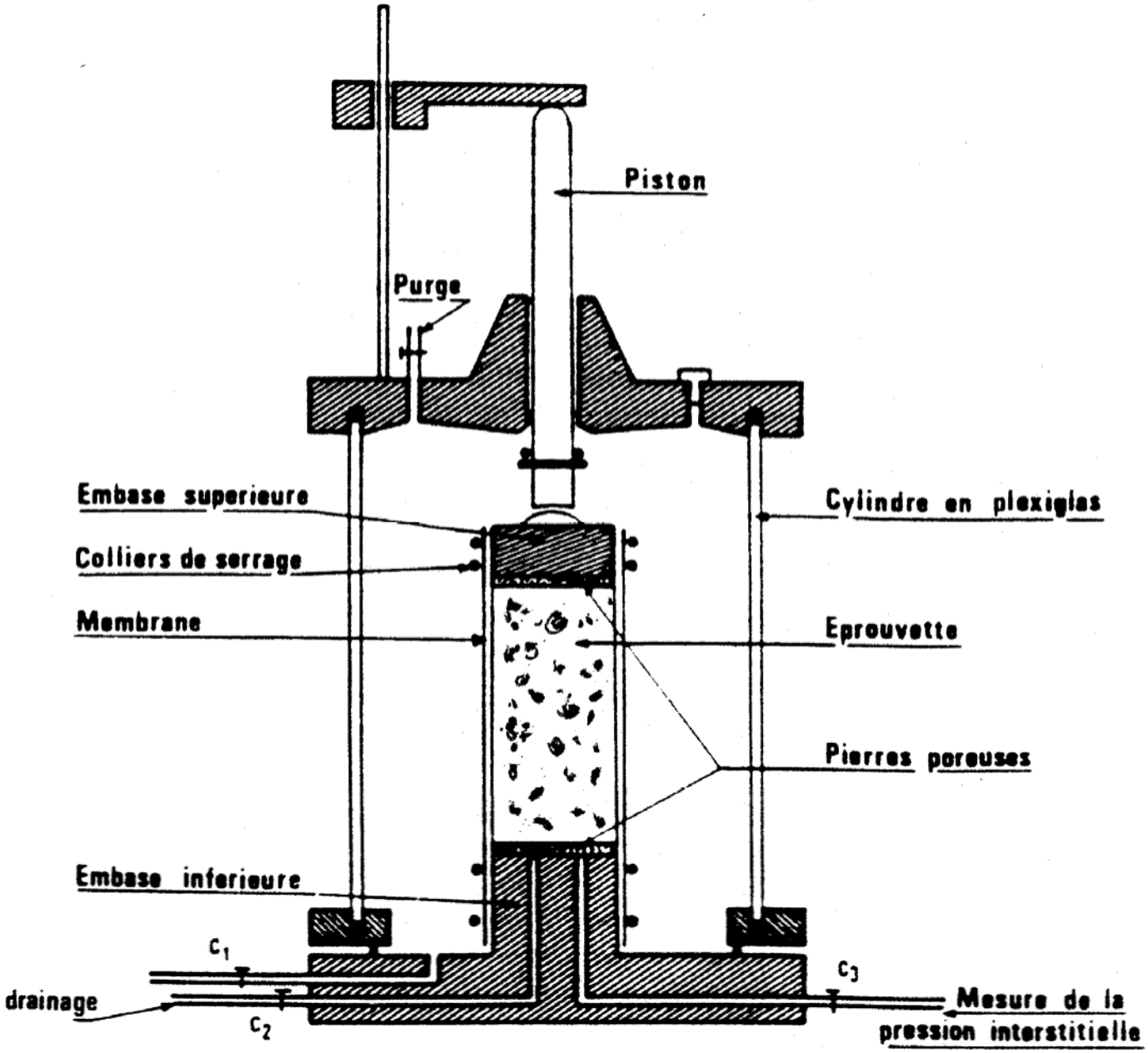
$$\begin{cases} \sigma' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}\cos 2\alpha \\ \tau = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}\sin 2\alpha \end{cases}$$

P est le plan de rupture donc $\alpha = \frac{\pi}{4} + \varphi'/2 = 62{,}5°$



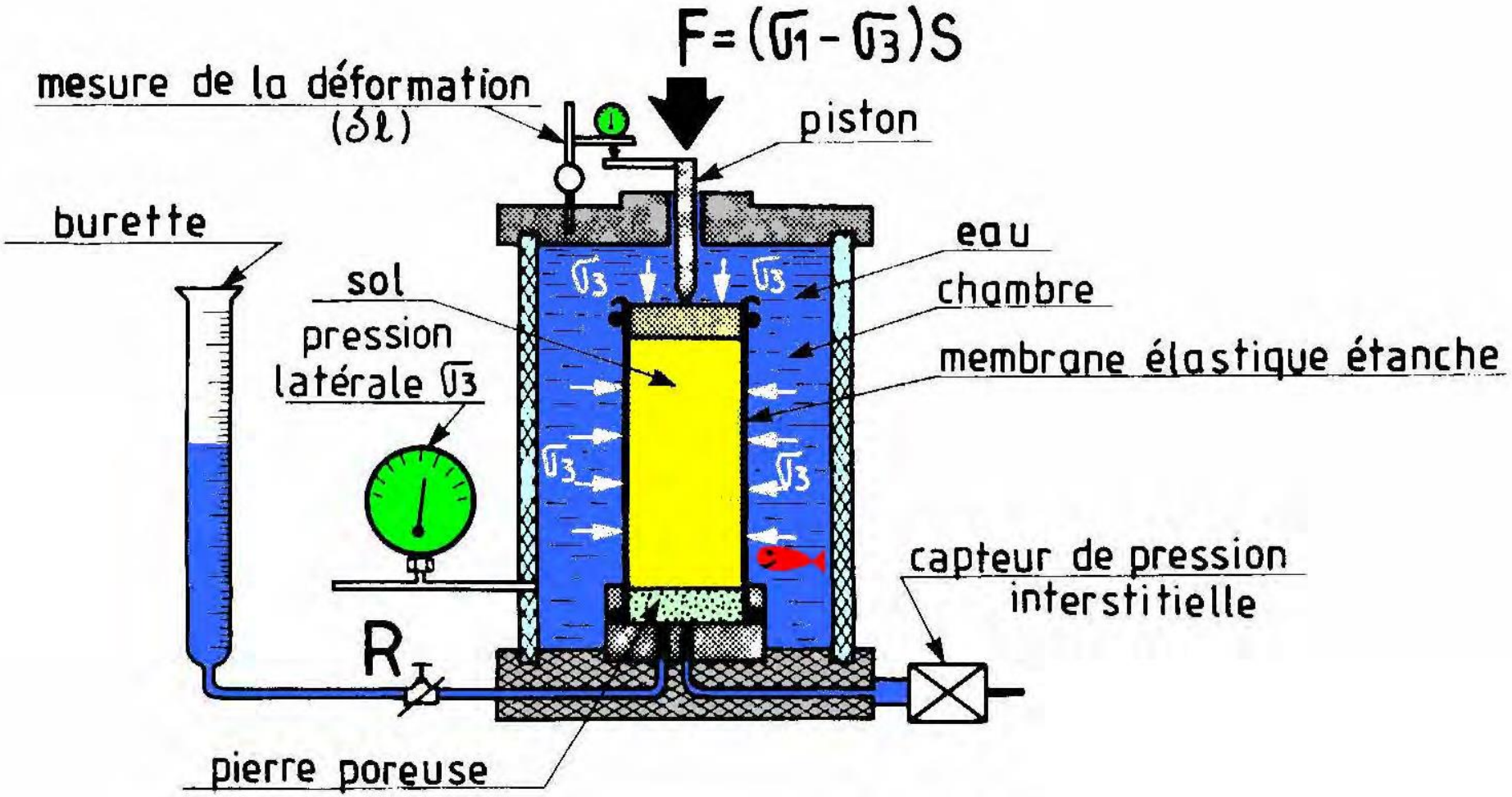
4.2 Appareil triaxial

4.2.1 Description



Éprouvette

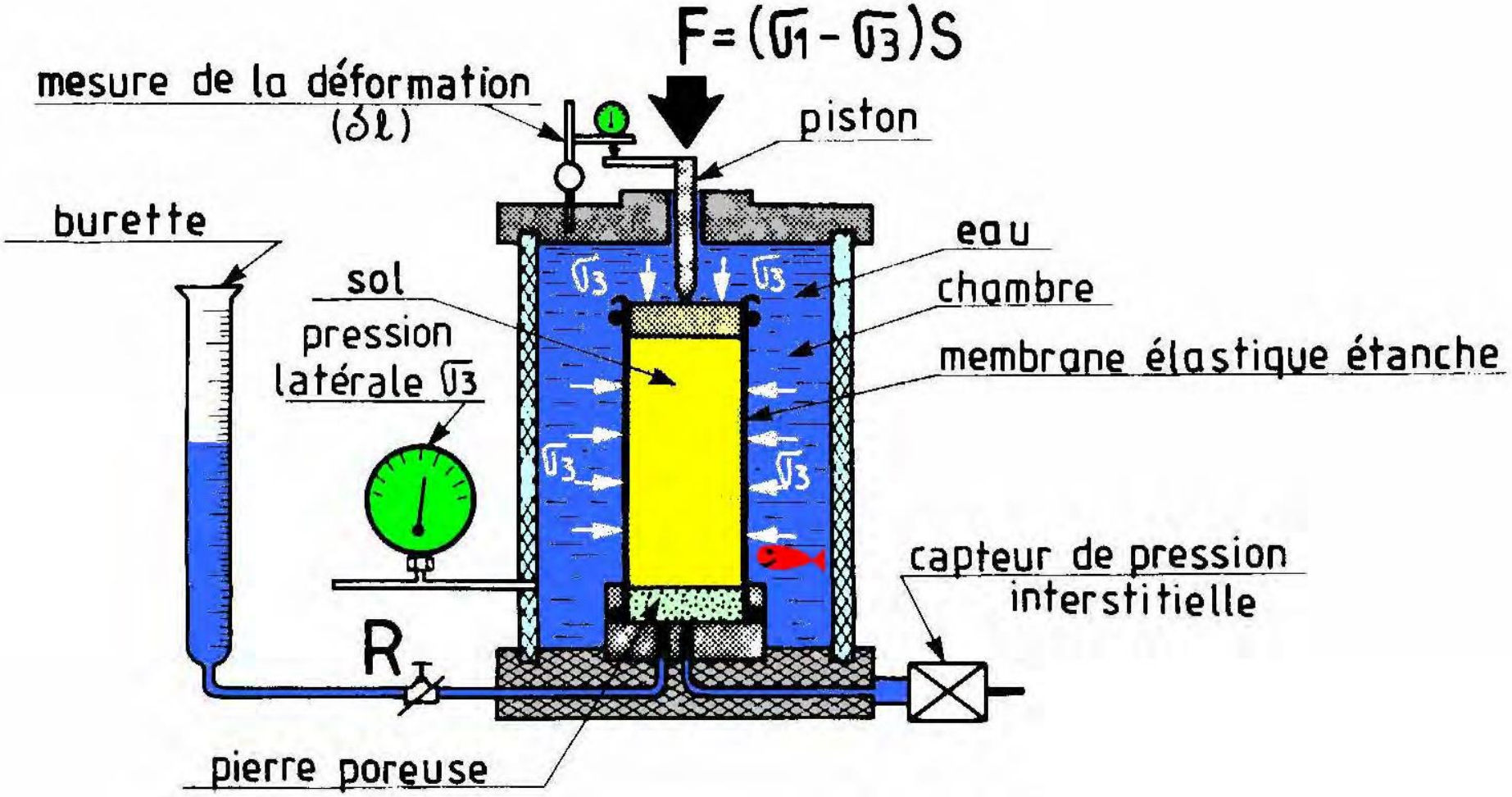
- éprouvette cylindrique de sol dans une gaine élastique étanche et déformable
- pierre poreuse
- communication avec burette graduée et capteur de pression interstitielle
- robinet R : assurer ou non le drainage de l'échantillon

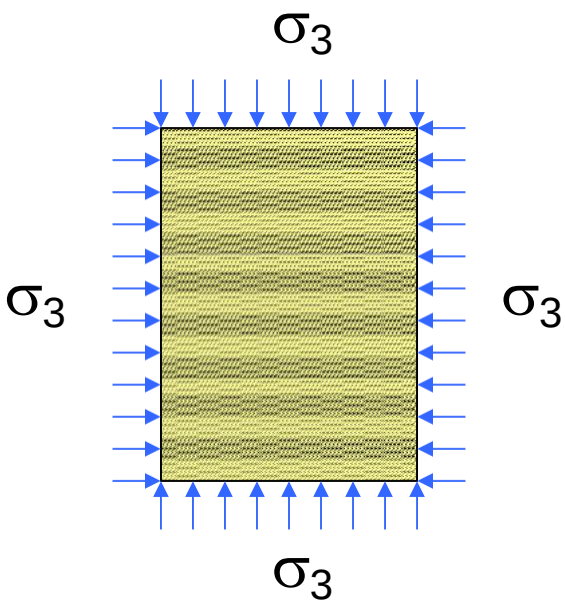


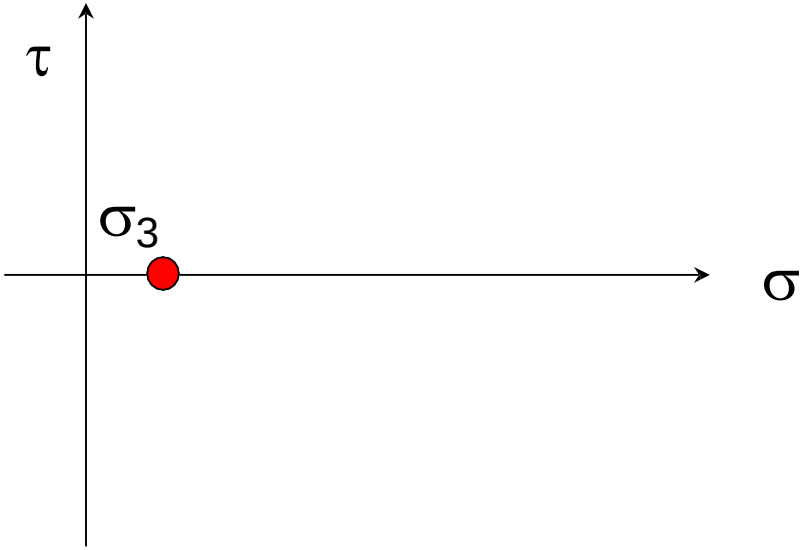
Enceinte

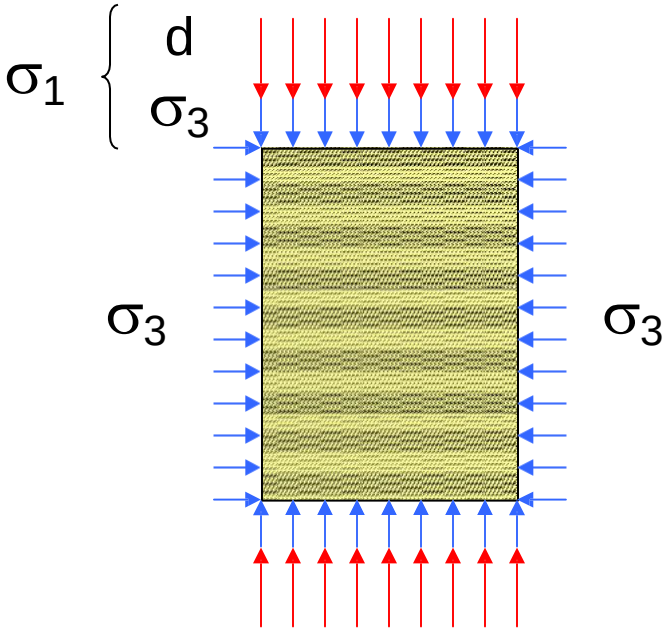
- remplie d'eau mise sous pression (σ_3) *toutes les directions sont principales*
- piston pour comprimer verticalement l'éprouvette (pression constante dans la cellule)

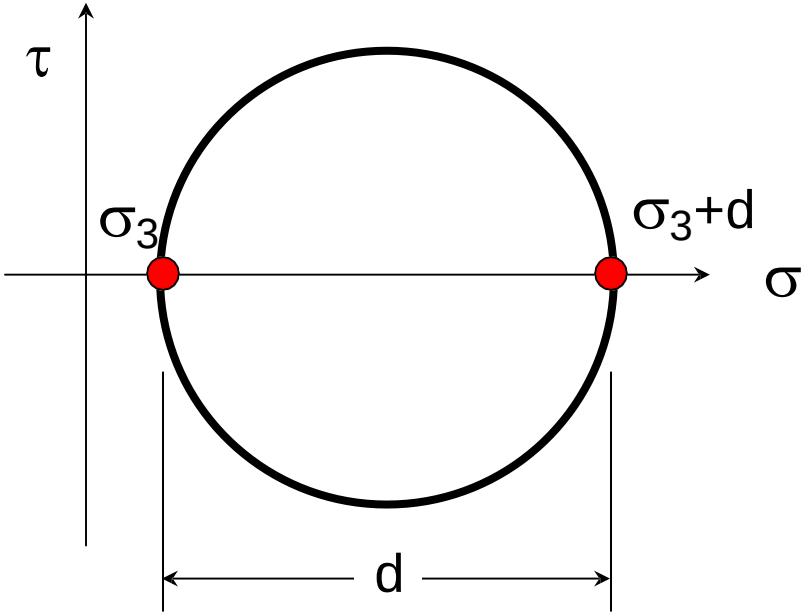
  contrainte supplémentaire appliquée (contrainte déviatorique) $\sigma_1 = \sigma_3 + \mathbf{d}$
- comparateur pour la mesure des déplacements ⊗




σ3
σ3
σ3
σ3

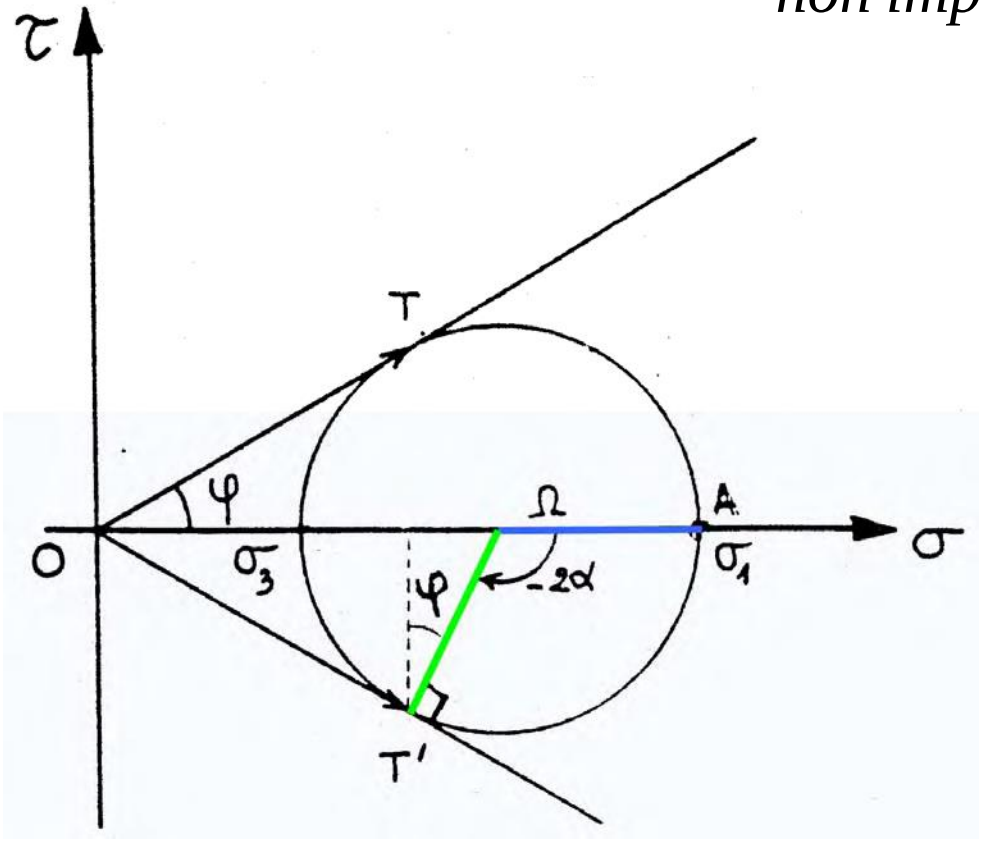

τ
σ3
σ

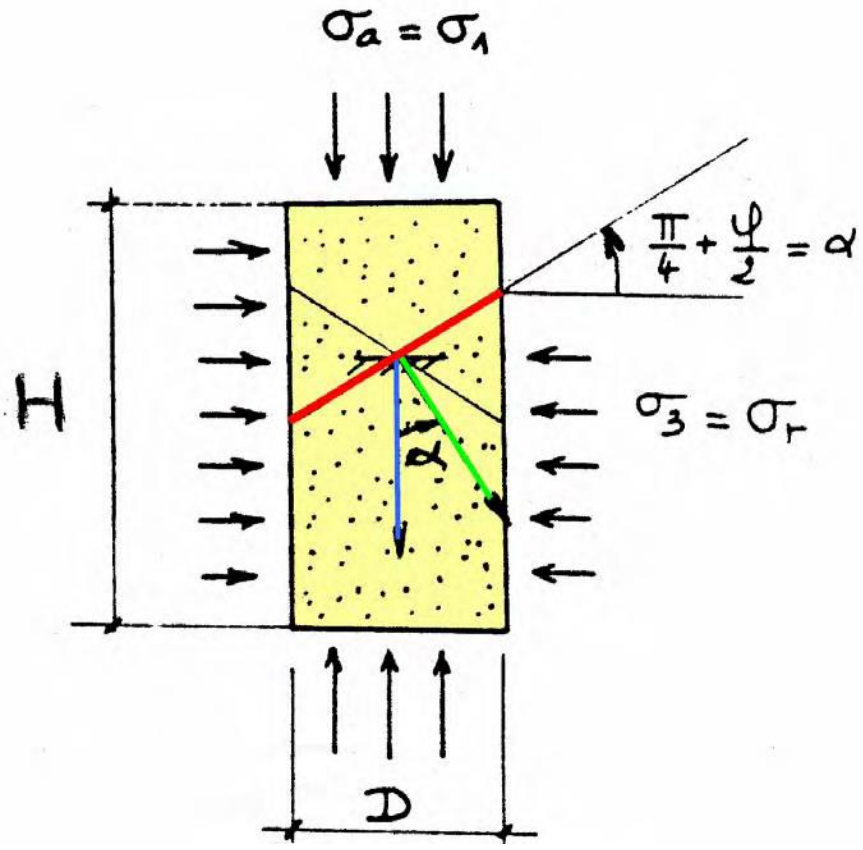

σ1
d
σ3
σ3
σ3


τ
σ3
σ3+d
σ
d

Orientation des plans de rupture

non imposés



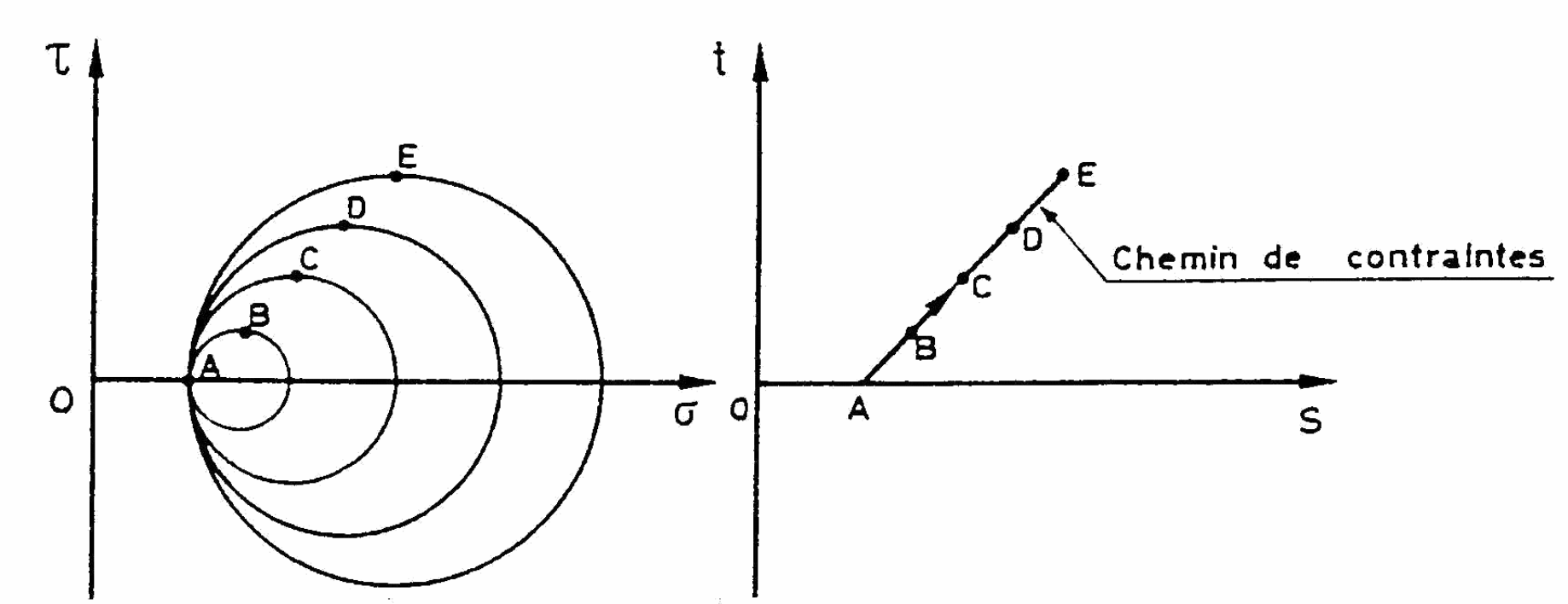


4.2.2 Variables de Lambe – chemin de contraintes

- plan de Mohr *état de contrainte représentée par un cercle*
- plan de Lambe *coordonnées s et t (variables de Lambe)*

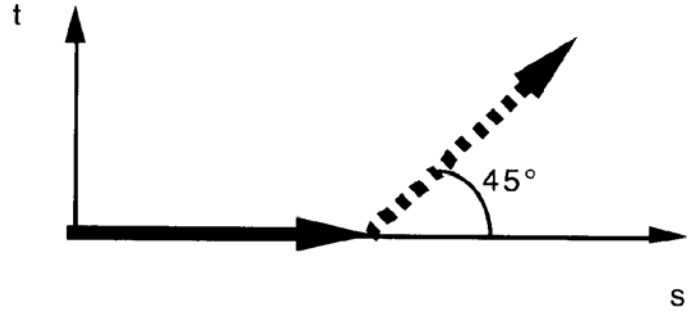
$$\mathbf{s} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \qquad \mathbf{t} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

- histoire de l'état de contrainte pendant un essai triaxial



Plan de Mohr {O,στ} et plan de Lambe {O,st}

- chemin de contrainte d'un essai triaxial en contraintes totales

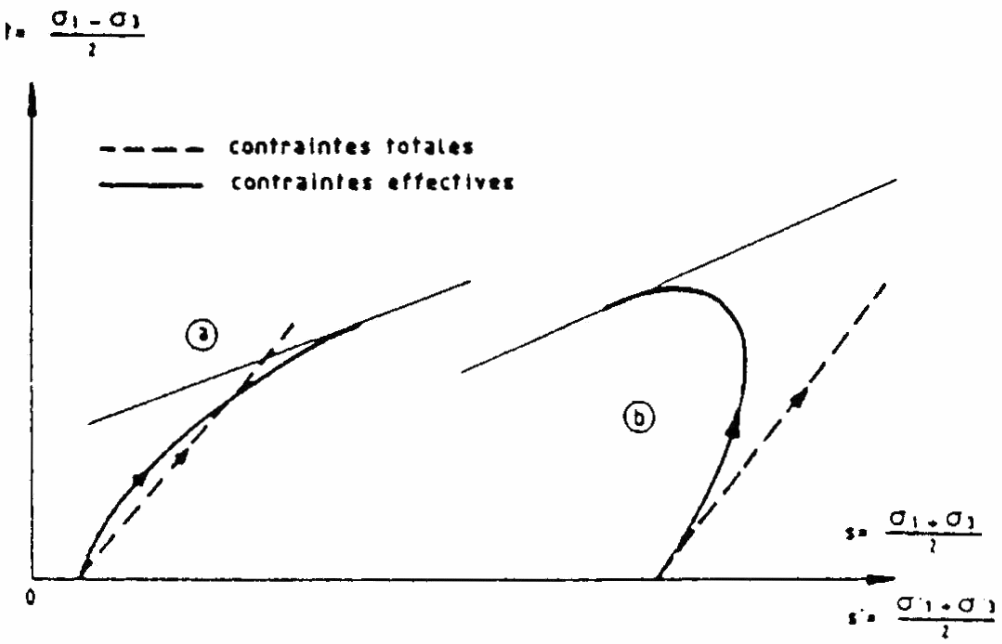


animation Lambe

- chemin de contrainte d'un essai triaxial en contraintes effectives

$s' = s - u$

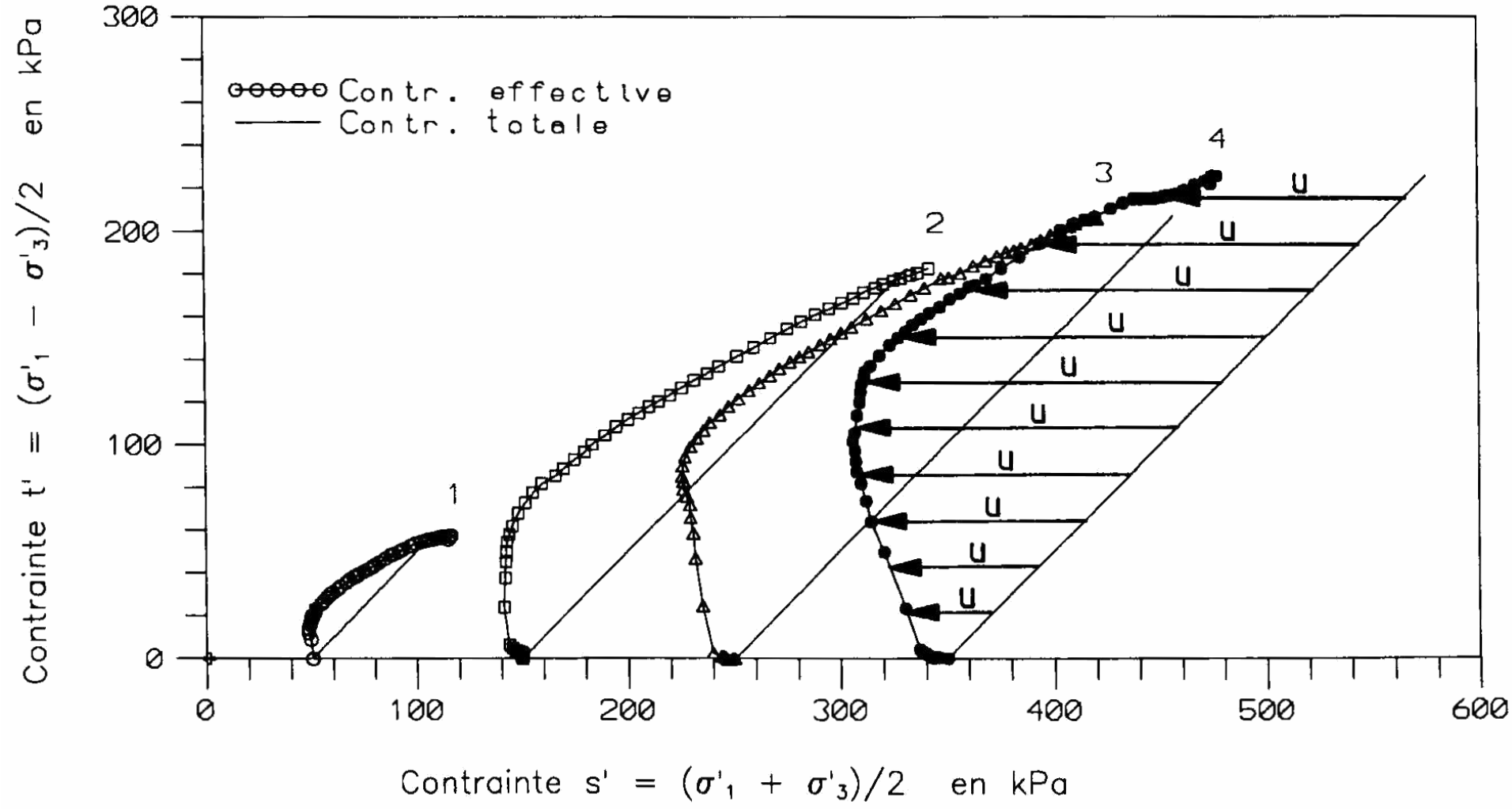
$t' = t$



a - sol surconsolidé b - sol normalement consolidé

Représentation des chemins de contraintes dans un essai non drainé

- Essai CU avec mesure de u : chemin de contrainte



4.3 Conditions d'essais - principales caractéristiques

Un essai triaxial se divise en deux étapes

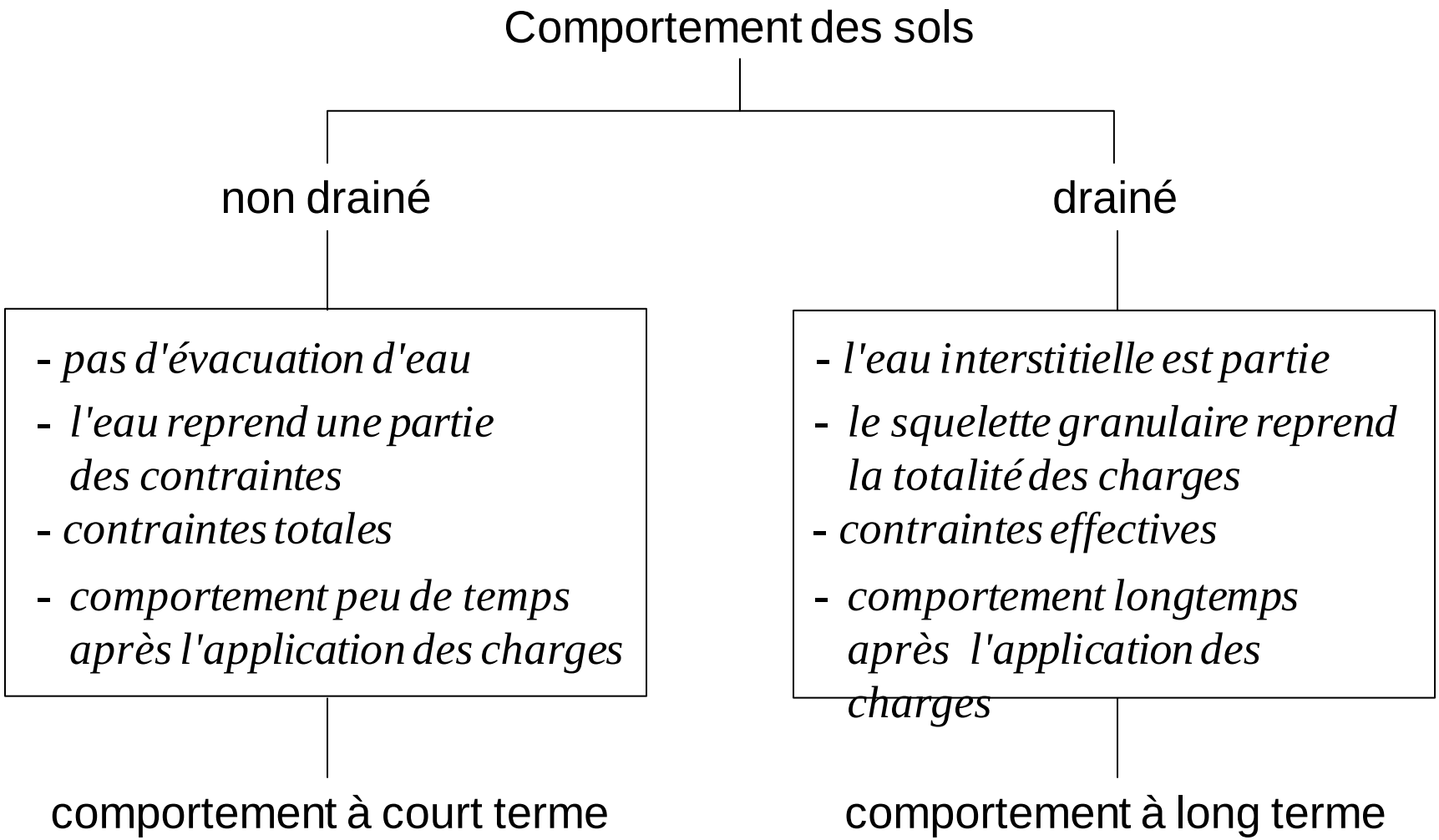
Reproduction des situations critiques rencontrées dans les analyses de stabilité des ouvrages → deux lettres

- consolidation ou non avant le cisaillement
- conditions de drainage pendant le cisaillement

Conditions de drainage

avant le cisaillement	pendant le cisaillement	symbole
consolidé	*drainé*	CD
consolidé	*non drainé*	CU
non consolidé	*non drainé*	UU
non consolidé	*drainé*	UD

Drainage des échantillons lié aux deux types de comportement des sols



sols fins vs sols pulvérulents

1. *Essai C.D.*

- détermination de la courbe intrinsèque du squelette solide (drainage)

→ *comportement à long terme*

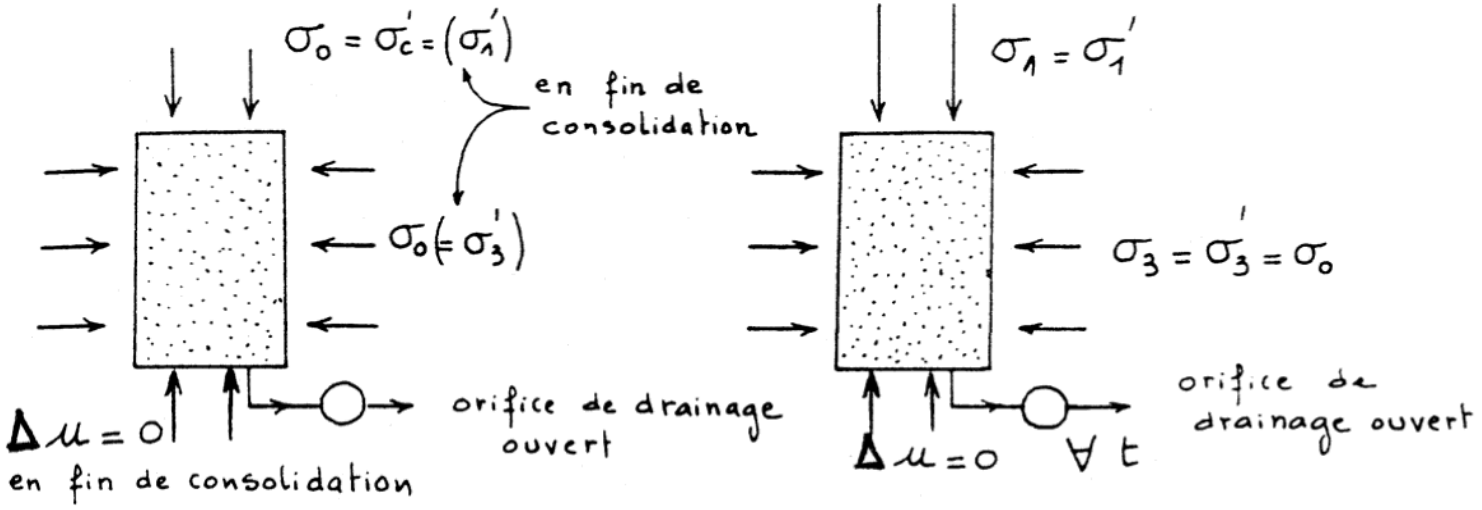
- réalisation d'un essai CD

1- consolider l'échantillon sous une contrainte isotrope σ_o

- *orifice de drainage ouvert : dissipation des surpressions interstitielles*
- *on obtient* $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_o$ et $u = 0$

2 augmenter la contrainte axiale jusqu'à la rupture → *très lentement pour que* $\otimes u = 0$

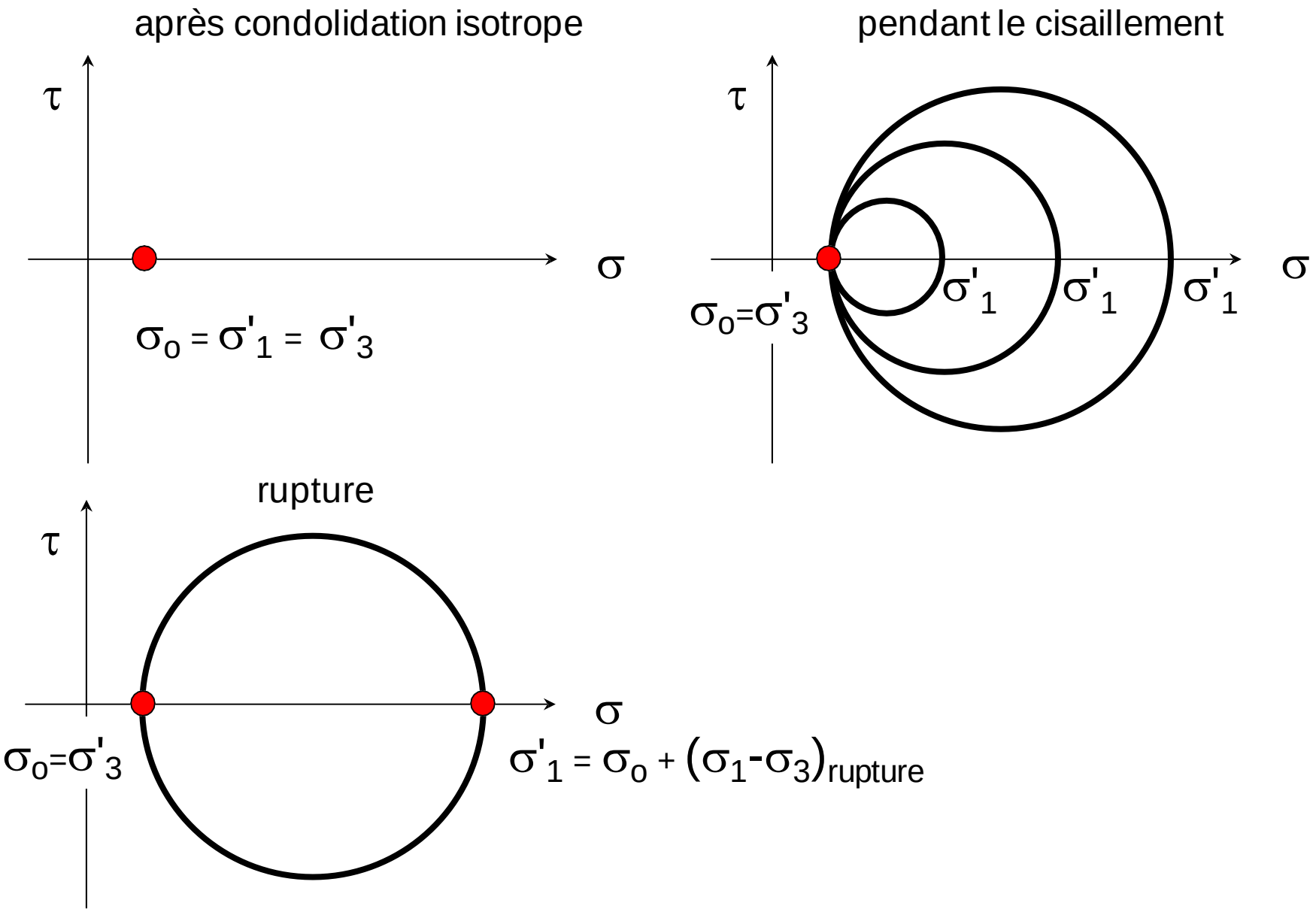
- *orifice de drainage ouvert :* $\otimes u = 0$
- *contrainte latérale constante*



Essai CD

	Contrainte totale	=	Pression interstitielle	+	Contrainte effective
Après consolidation	$\sigma_1 = \sigma_o$ $\sigma_3 = \sigma_o$		0		$\sigma'_1 = \sigma_o$ $\sigma'_3 = \sigma_o$
Pendant cisaillement (augmentation de la contrainte axiale)	$\otimes\sigma$ σ_o $\sigma_3 = \sigma_o$		≈ 0		$\sigma'_1 = \sigma_o + \otimes\sigma$ $\sigma'_3 = \sigma_o$
Rupture	$\otimes\sigma_{rupture} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{rupture}$ σ_o $\sigma_3 = \sigma_o$		u=0		$\sigma'_1 = \sigma_o + \otimes\sigma_{rupture}$ $\sigma'_3 = \sigma_o$

• sur un cercle de Mohr

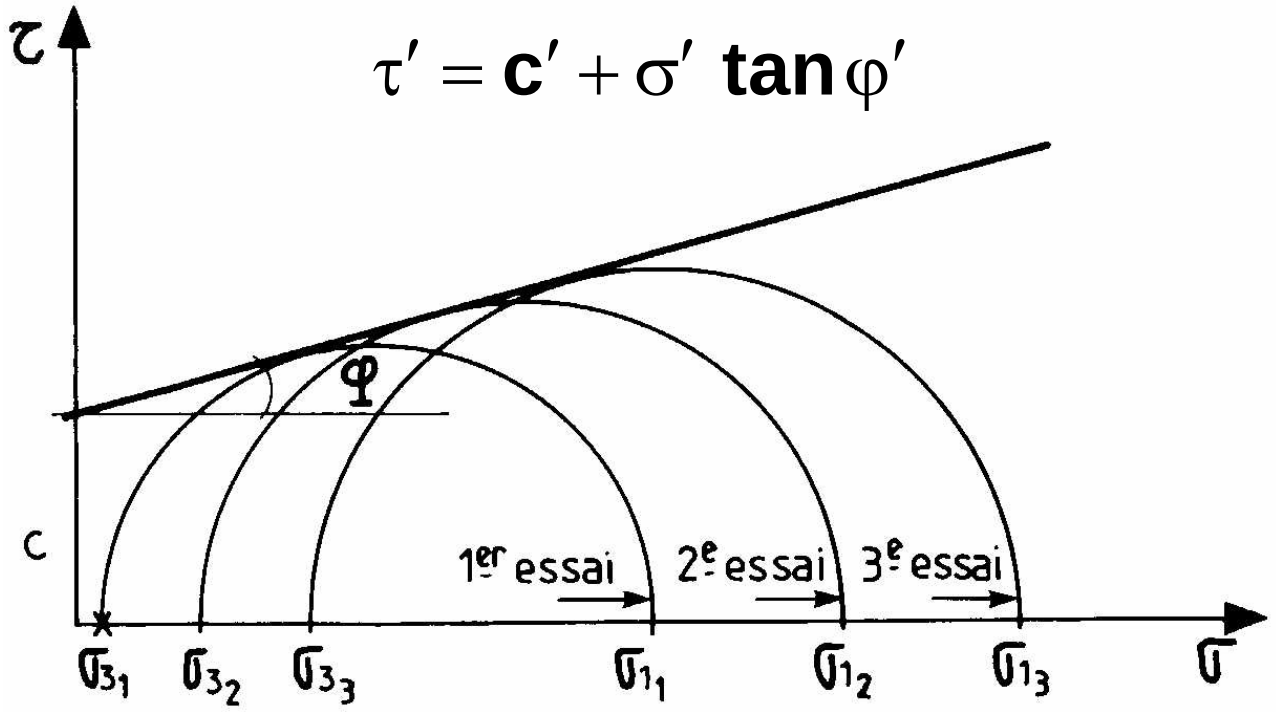


• essai répété plusieurs fois, pour différentes contraintes de consolidation σ_o

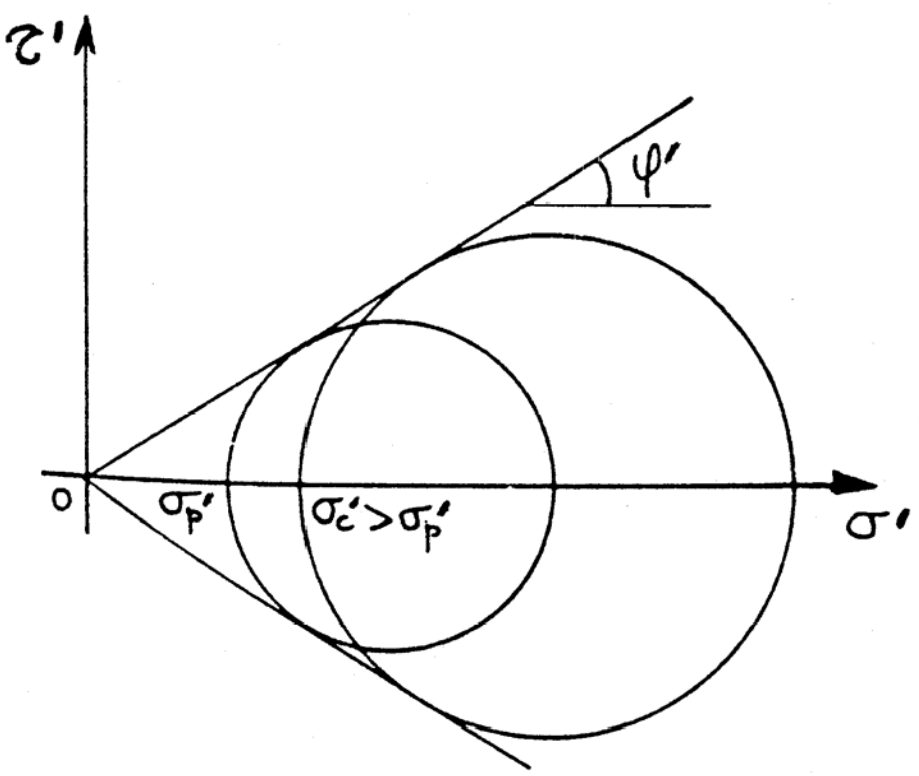
➡ *obtention de la courbe intrinsèque du sol*

Remarques

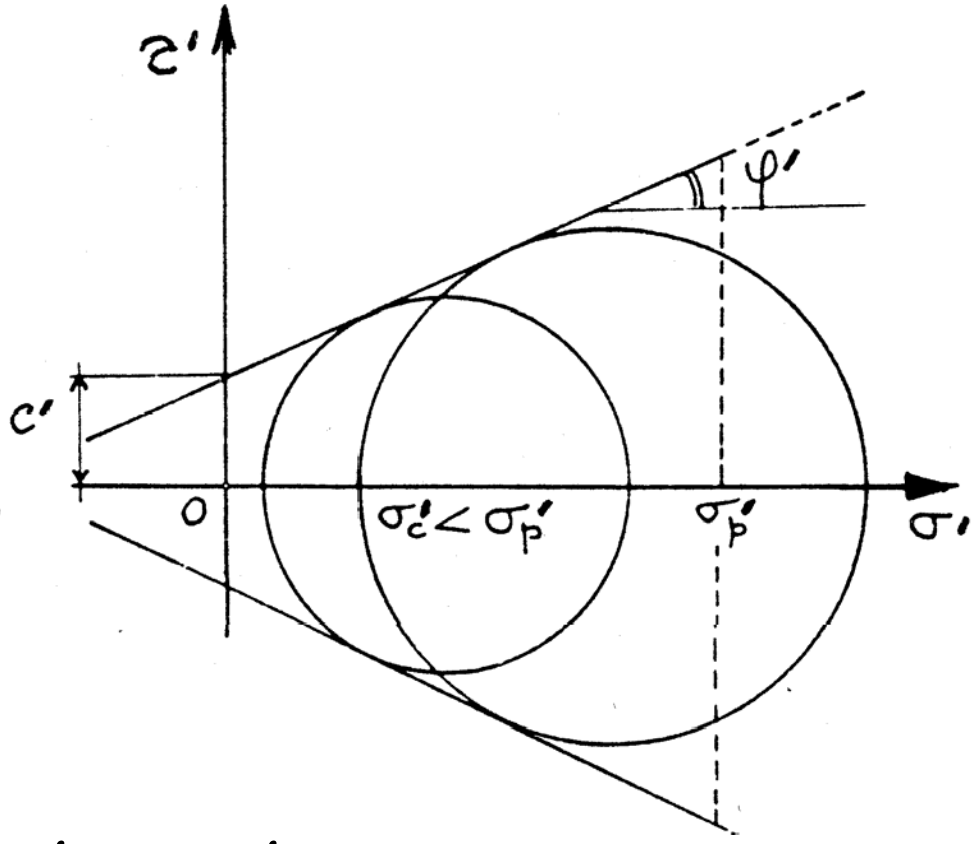
- *si on augmente σ_o, le cercle de rupture sera plus grand*
- *la consolidation entraîne une augmentation du frottement et de la cohésion entre les grains*



sol normalement consolidé



sol surconsolidé



$$\tau' = \mathbf{c'} + \sigma' \ \mathbf{tan}\,\varphi'$$

4.3.2 Essai U.U.

- Terrains argileux (peu perméables)

vitesse de construction > vitesse de consolidation

- Utilisation des caractéristiques non consolidées et non drainées (φ_u et c_u) pour le calcul de la stabilité des ouvrages juste après leur construction

  - *contraintes totales*
  - *caractéristiques à court terme*

  ↳ *souvent défavorable pour les fondations en sol argileux*

- Essai UU : comportement à court terme des sols en place
- réalisation d'un essai UU

1- application d'une contrainte isotrope σ_o mais orifice de drainage fermé

Puisque
- *grains solides + eau incompressible*
- *sol saturé*
- *drainage impossible*

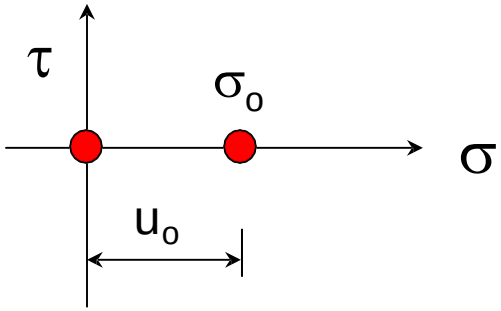
↳ aucune déformation de l'éprouvette
aucune consolidation

Ainsi, après application de σ_o → $\sigma_1 = \sigma_3 = u_o = \sigma_o$

$\sigma'_1 = \sigma'_3 = 0$

C'est l'eau qui reprend les contraintes (pression interstitielle)

État de contrainte après application de σ_o

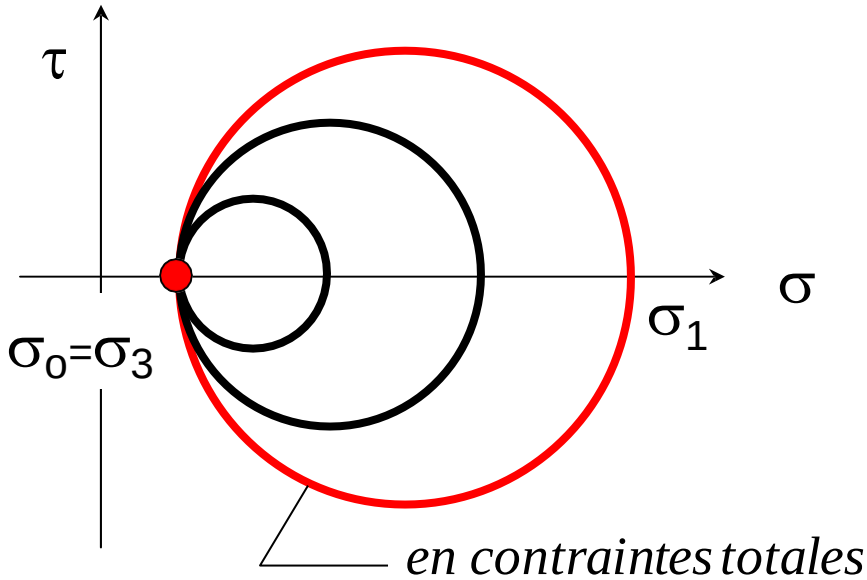


2- augmenter la contrainte axiale jusqu'à la rupture

- *drainage fermé*
- σ_o (σ_3) *maintenu constant*

L'application d'un déviateur engendre des contraintes de cisaillement τ non nulles

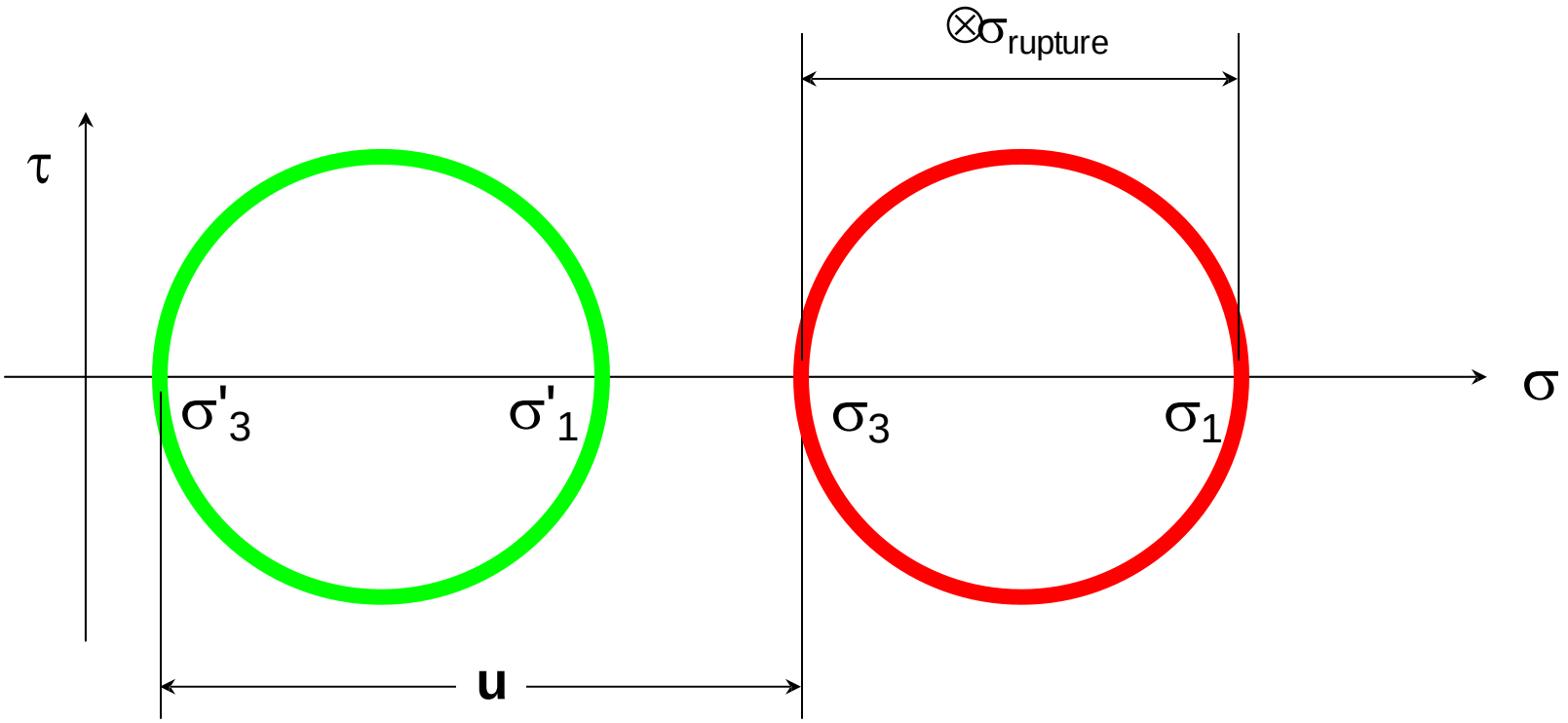
↳ *contraintes nécessairement reprises par le squelette solide*



Essai UU

	Contrainte totale	=	Pression interstitielle	+	Contrainte effective
Après pression de confinement	$\sigma_1 = \sigma_o$; $\sigma_3 = \sigma_o$		$\sigma_o = u_o$		0
Pendant cisaillement (augmentation de la contrainte axiale)	$\otimes\sigma$ + σ_o = σ_1 ; $\sigma_3 = \sigma_o$		$\otimes u$		$\sigma'_1 = \sigma_1 - \otimes u$; $\sigma'_3 = \sigma_o - \otimes u$
Rupture	$\otimes\sigma_{rupture}$ + σ_o ; $\sigma_3 = \sigma_o$		u		$\sigma'_1 = \sigma_o + \otimes\sigma_{rupture} - u$; $\sigma'_3 = \sigma_o - u$

• état de contraintes à la rupture



- en contraintes totales

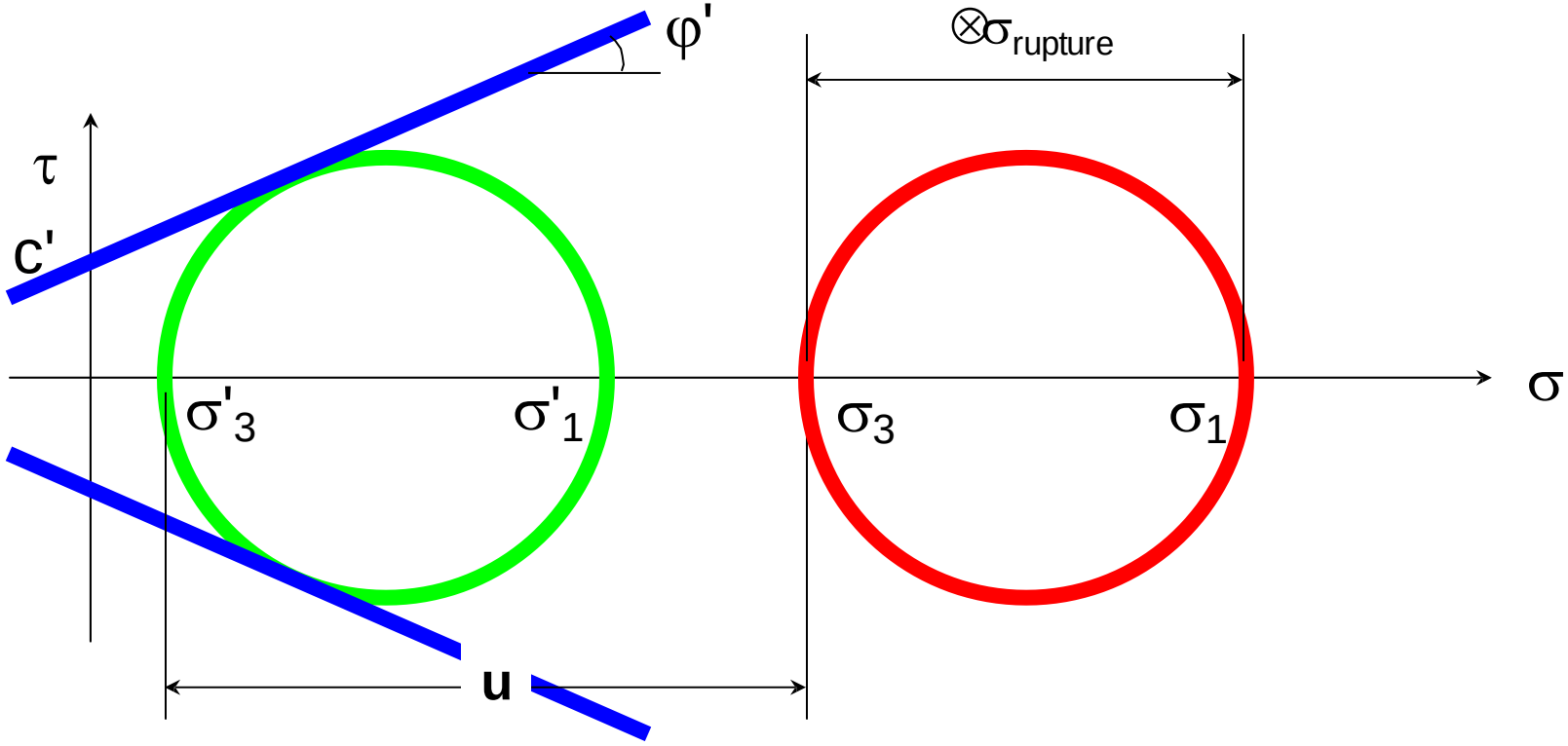
$$\sigma_3 = \sigma_o$$
$$\sigma_1 = \sigma_o + \otimes\sigma_{rupture} = \sigma_o + (\sigma_1 - \sigma_3)_{rupture}$$

- u est la nouvelle pression interstitielle du système (inconnue)

- en contraintes effectives

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u$$
$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u$$
$$\tau' = \tau$$

• état de contraintes à la rupture

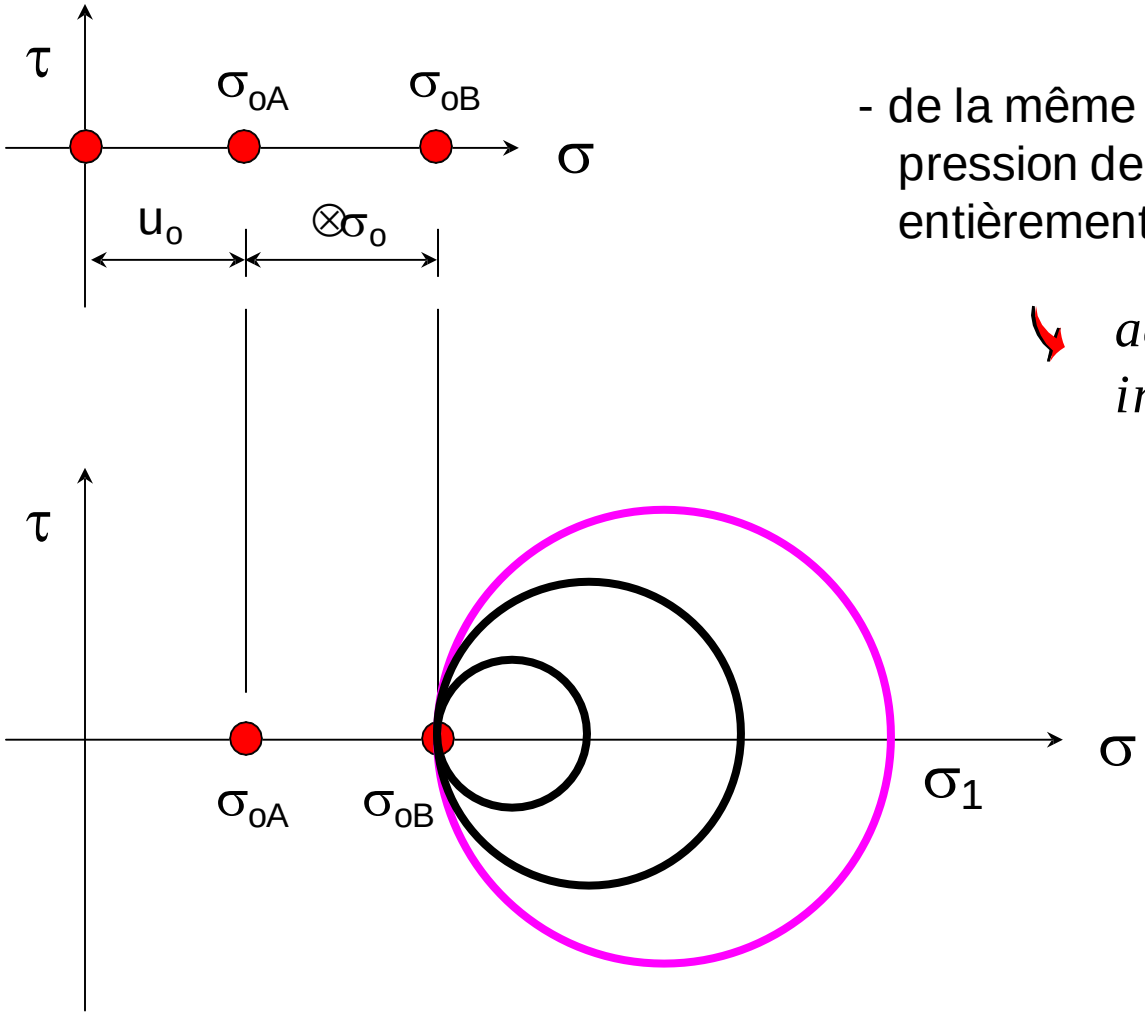


- le cercle de Mohr en contraintes effectives

même diamètre que celui en contraintes totales
tangent à la **courbe intrinsèque** *vraie du squelette solide*

↳ *non déterminée par cet essai*

• réalisation d'un deuxième essai avec une pression de confinement supérieure



- de la même façon que précédemment la pression de confinement σ_{oB} est entièrement reprise par l'eau

↳ *accroissement de la pression interstitielle* $u_o + \otimes\sigma_o$

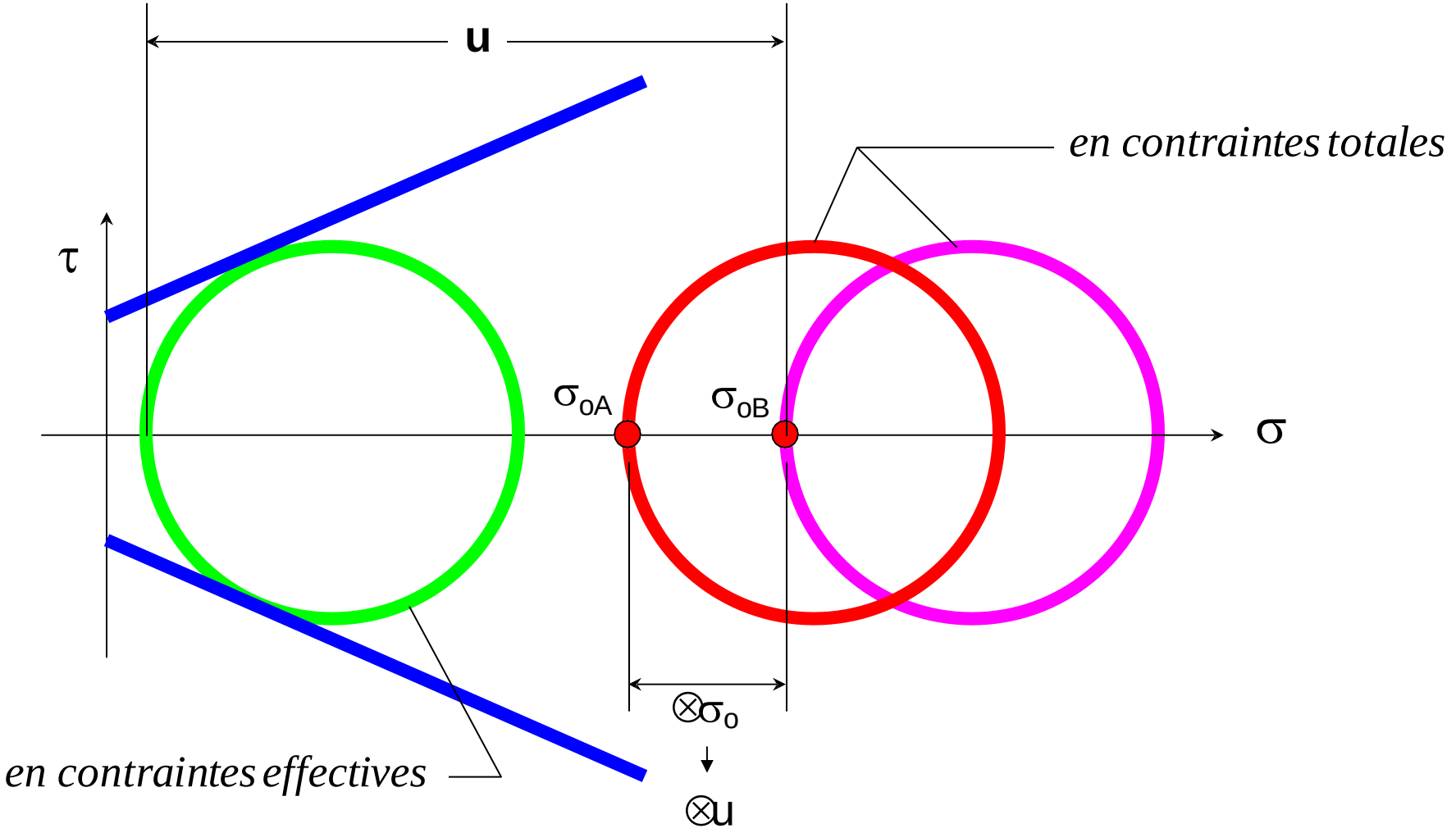
↓

$\otimes u$

- l'augmentation du déviateur entraîne le même état effectif sur le squelette solide que lors du 1er essai

→ *rupture pour la même valeur de cisaillement (pcq pas de consolidation)*

- obtention d'un **cercle 2** décalé de $\otimes\sigma_o$ par rapport au **cercle 1**
- ce **cercle 2** correspond au même **cercle 1'** en contraintes effectives

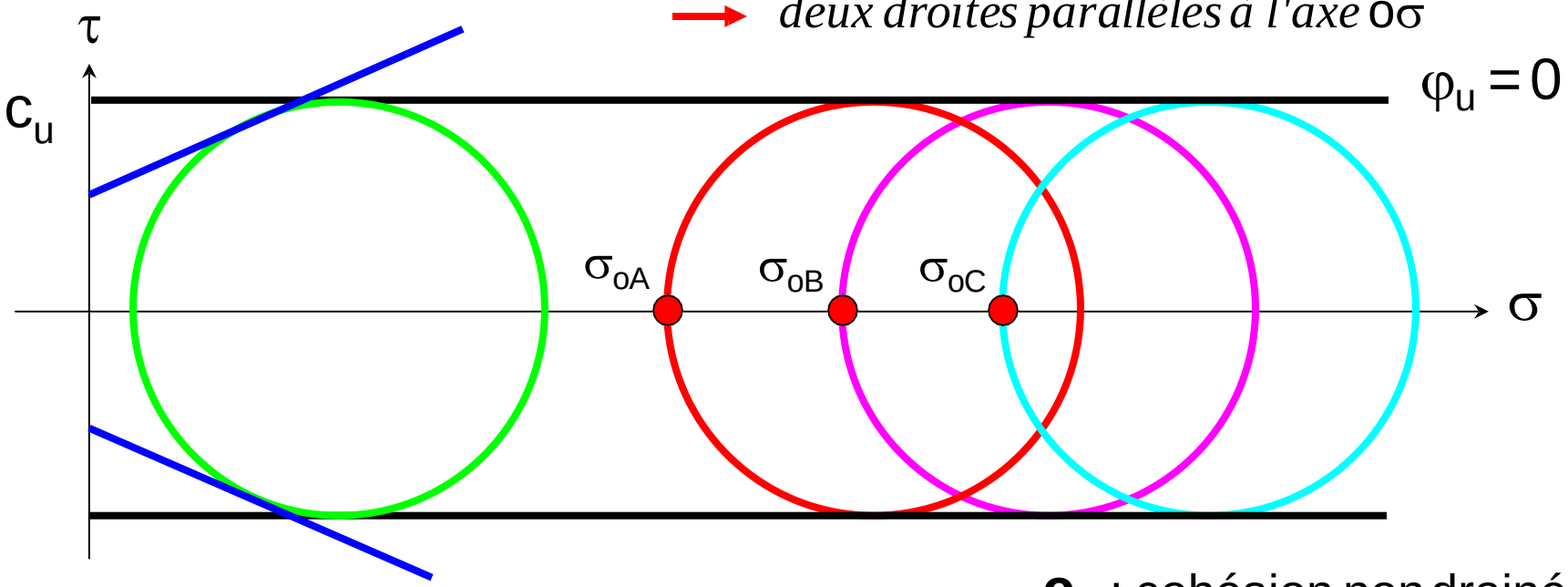


- Tous les essais UU avec différentes contraintes σ_o

  → *un seul cercle en contraintes effectives*

- Enveloppe des cercles de Mohr en contraintes totales

  → *deux droites parallèles à l'axe* $\overrightarrow{o\sigma}$



c_u : cohésion non drainée

$$c_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$$

- Sol fin saturé en condition non drainée

  → *critère de rupture* $\tau = c_u$

- c_u n'est pas une caractéristique intrinsèque du sol

  → *varie avec l'état de compacité du sol*

4.3.3 Essai C.U.

- Principe de l'essai

1- consolider l'échantillon à une contrainte $\sigma_o = \sigma'_c$

→ modification de l'état du squelette solide ↳ *orifice de drainage ouvert*

2- cisailler l'échantillon (augmentation du déviateur) sans drainage possible et en mesurant la pression interstitielle ↳ *orifice de drainage fermé*

→ obtention d'un essai en contraintes totales
connaissant u → calcul des contraintes effectives

- Objectifs de l'essai

1- calcul de la cohésion non drainée c_u en fonction du degré de consolidation

Essai A

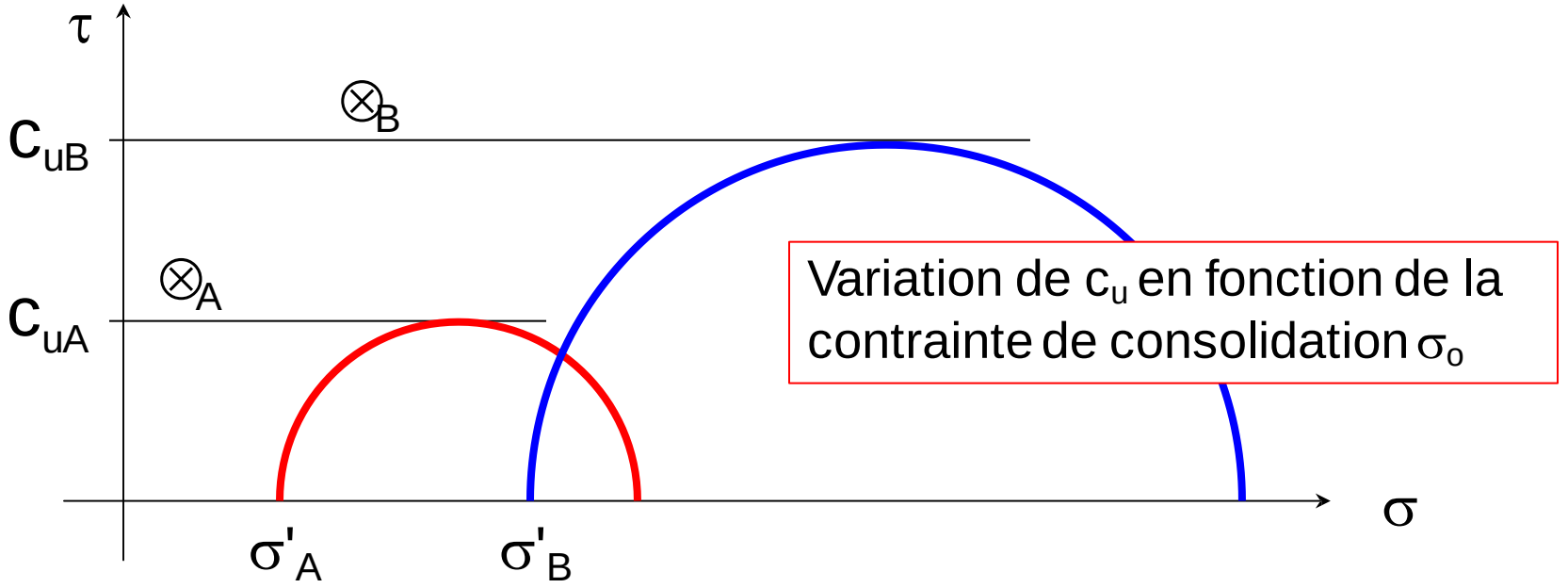
- sol consolidé sous la contrainte $\sigma_o = \sigma'_A$
- réalisation de l'essai sans drainage

↳ *comportement sans drainage (U)* $\rightarrow$ *droite* $\otimes_A$

Essai B

- sol consolidé sous la contrainte $\sigma_o = \sigma'_B$
- réalisation de l'essai sans drainage

↳ *sol plus compact* $\rightarrow$ *rayon cercle B* $>$ *rayon cercle A*
comportement sans drainage (U) $\rightarrow$ *droite* $\otimes_A$



- Objectifs de l'essai

1 calcul de la cohésion non drainée c_u en fonction du degré de consolidation

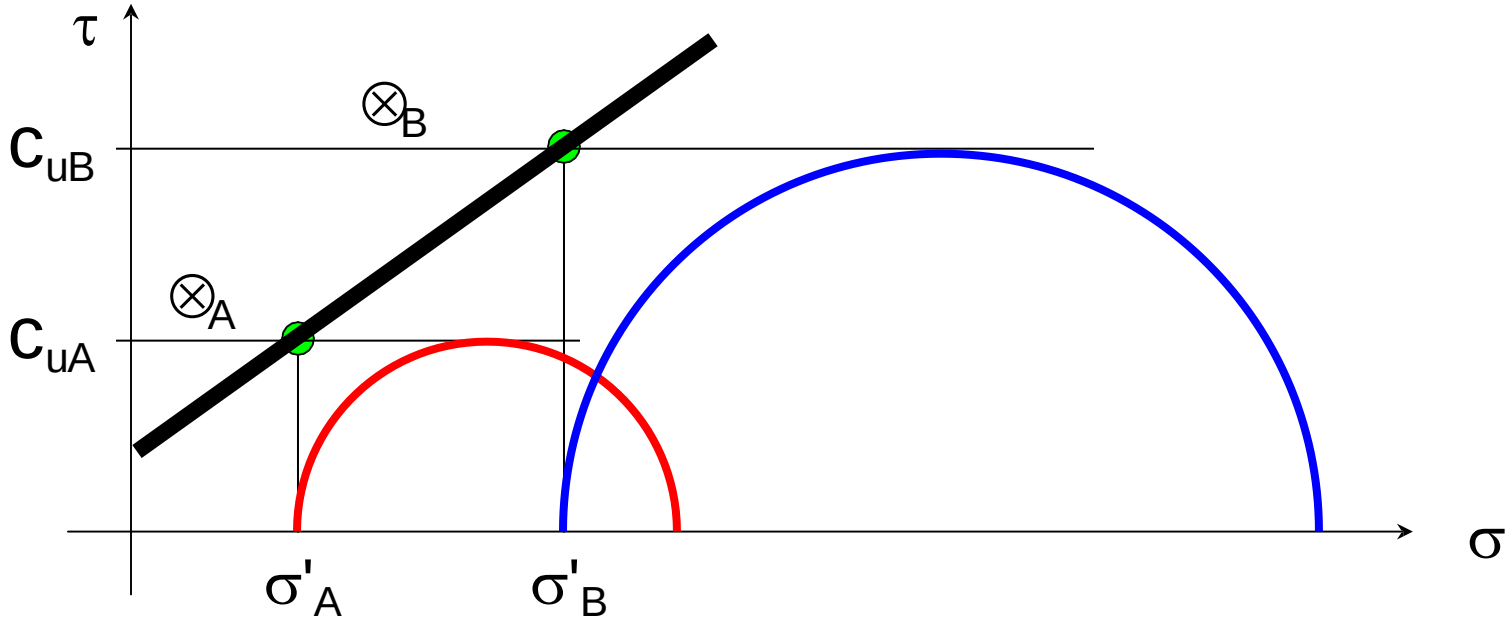
- variation de la cohésion non drainée c_u en fonction de la contrainte effective de consolidation $\sigma_o = \sigma'_c$

→ *droite de pente* $\tan \lambda = \frac{\otimes c_u}{\otimes \sigma'}$

λ : *facteur d'augmentation de la cohésion*

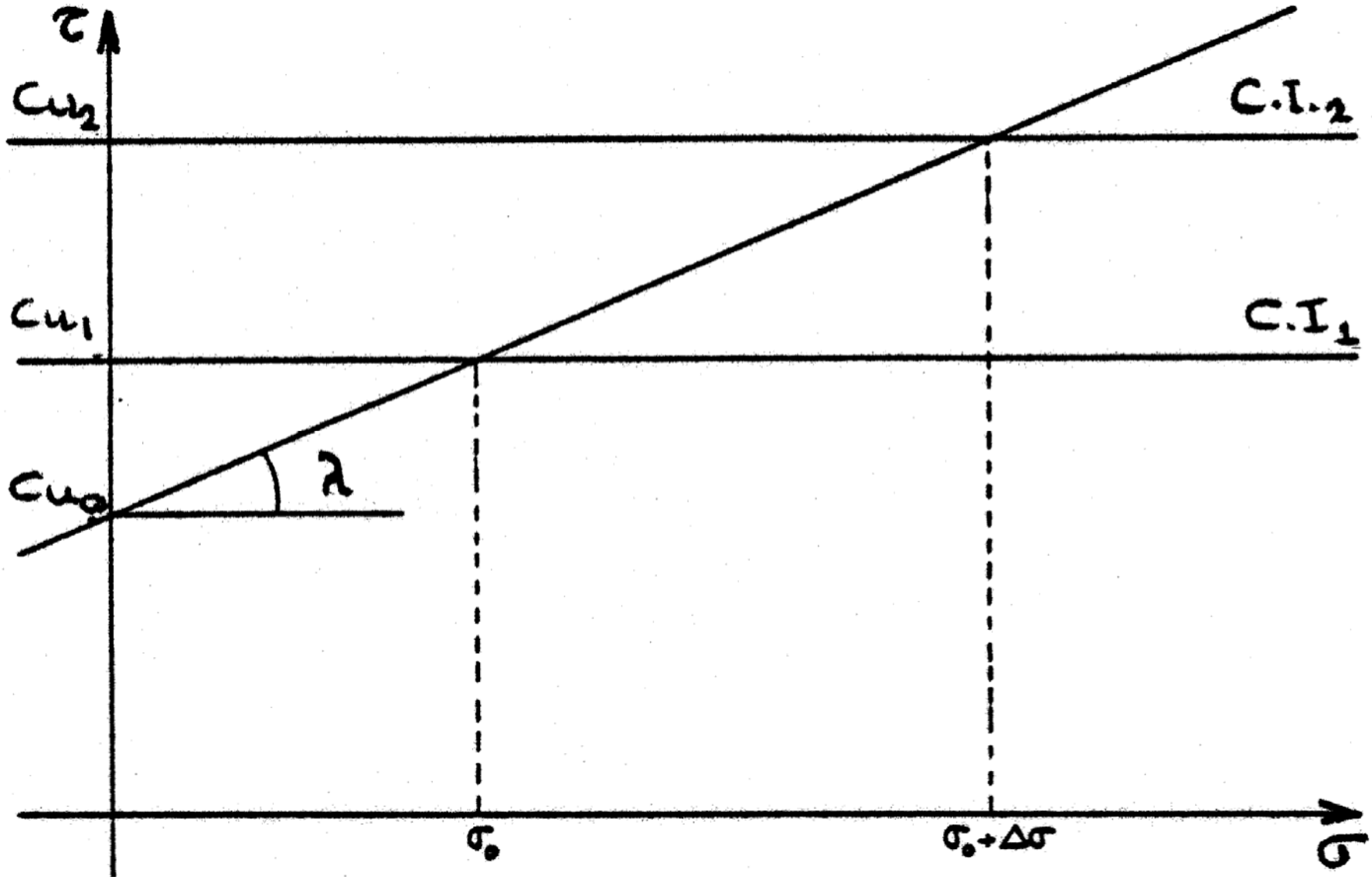
Ainsi $c_u = c_{u_o} + \sigma_o \tan \lambda$

↳ *la connaissance de tan λ permet de calculer c_u pour différentes valeurs de consolidation*



- Objectifs de l'essai

  1- calcul de la cohésion non drainée c_u en fonction du degré de consolidation



- Objectifs de l'essai

1- calcul de la cohésion non drainée c_u en fonction du degré de consolidation

Exemple typique d'application

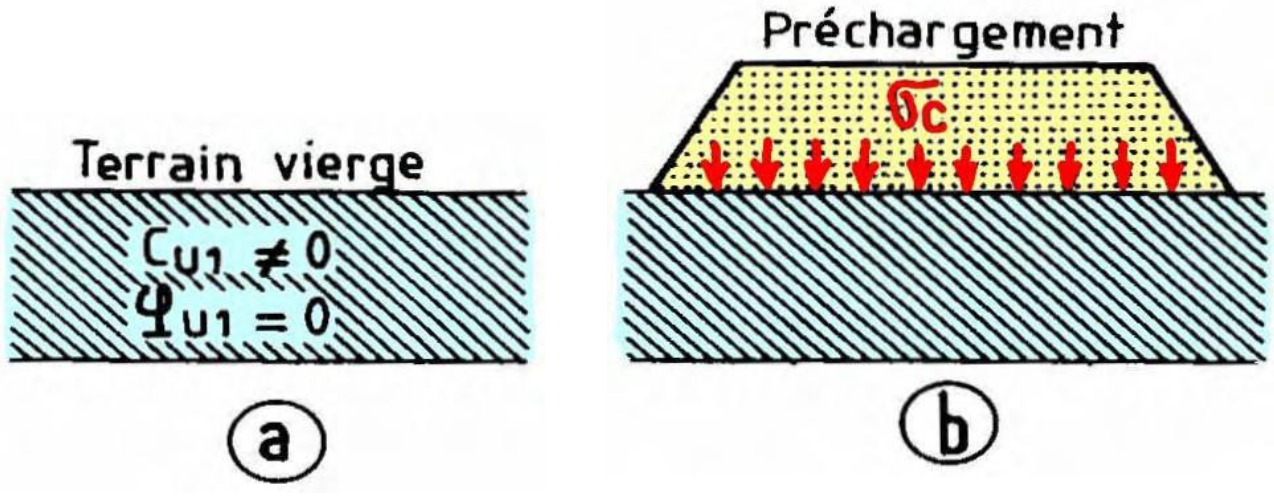
- Soit un sol compressible argileux saturé

(a) caractéristiques initiales du sol à court terme → $c_{u1} \neq 0$ et $\varphi_u = 0$

↳ *dépend de* σ'_v *du sol*

- Réalisation d'un préchargement sous une contrainte σ_c jusqu'à consolidation totale du sol

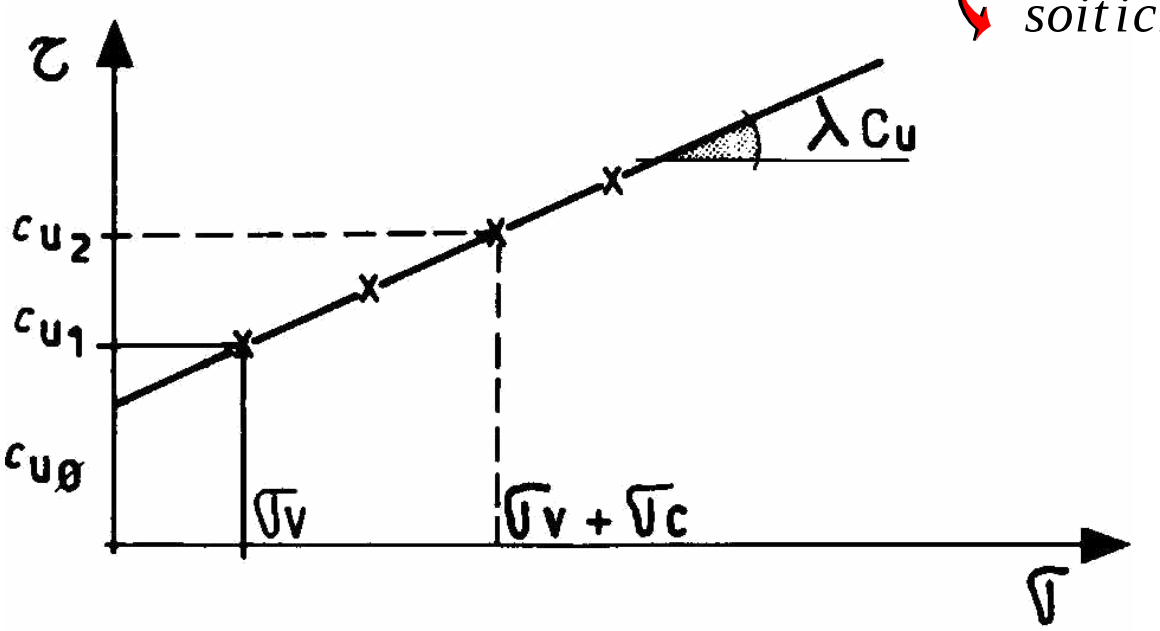
(b) ↳ $\tau = \mathbf{c_{u1}}$ + *amélioration de la cohésion non drainée du sol* (c_u) *sous l'effet de cette consolidation*

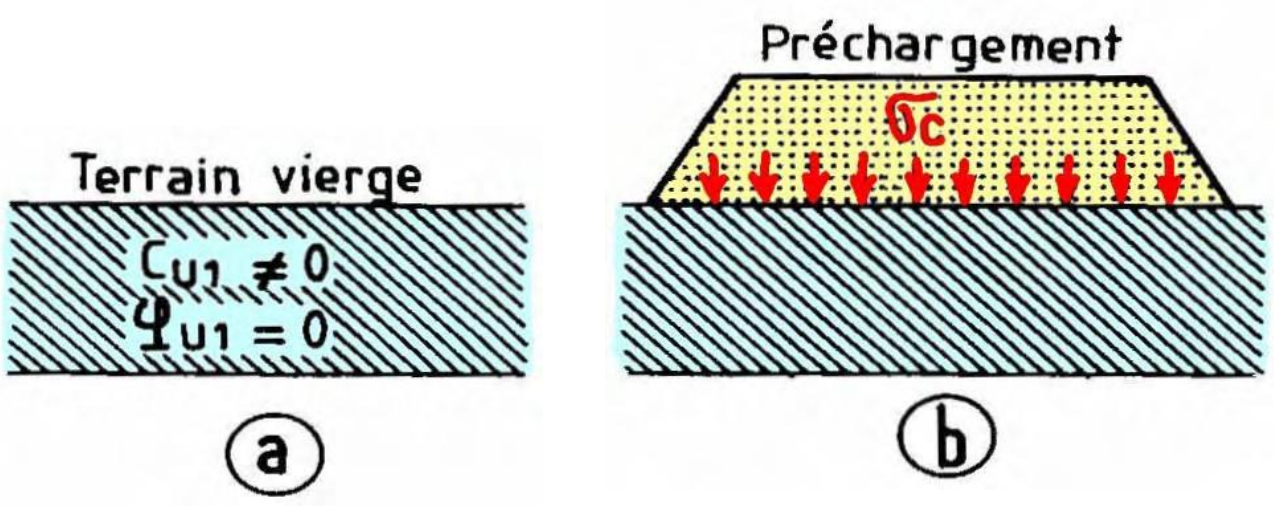


↳ *un essai UU réalisé sur un prélèvement effectué après consolidation donnera une valeur plus élevée de* c_u (c_{u2})

- L'essai CU permet de mesurer l'augmentation de résistance (non drainée ou à court terme) du sol sous l'effet de la consolidation

↳ *soit ici* c_{u2} *sous l'effet de* σ_c



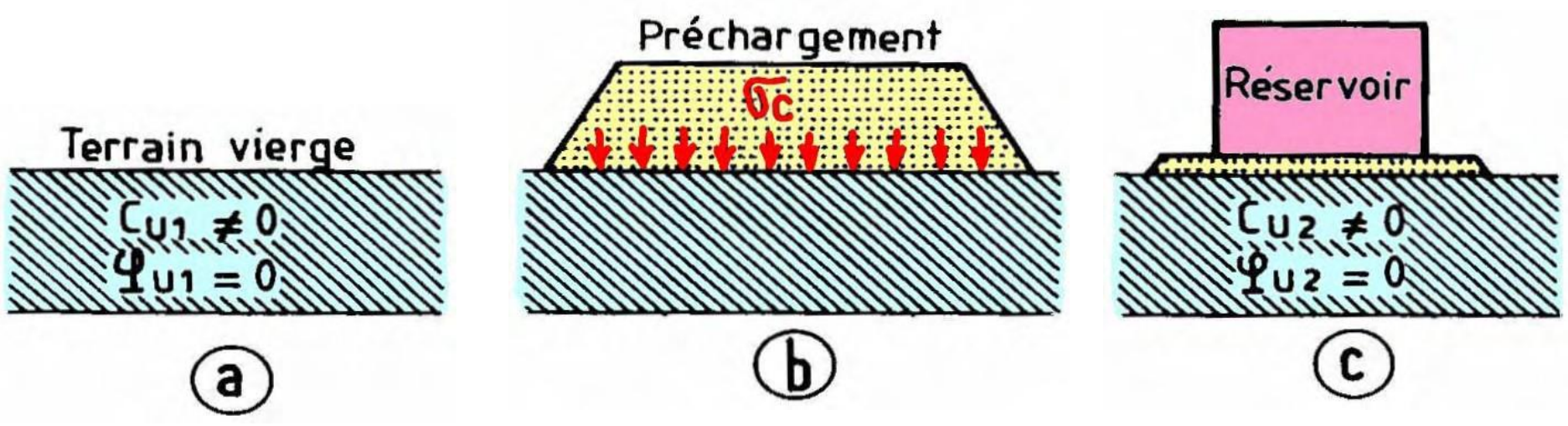


- Supposons qu'après enlèvement de la surcharge, un réservoir soit construit sur le sol préalablement consolidé par préchargement sous σ_c

  ↳ *la stabilité à court terme de l'assise du réservoir doit être vérifiée avec* c_{u2}

$$\tau = \mathbf{c_{u2}}$$

- Même type d'exemple pour un remblai monté par étape

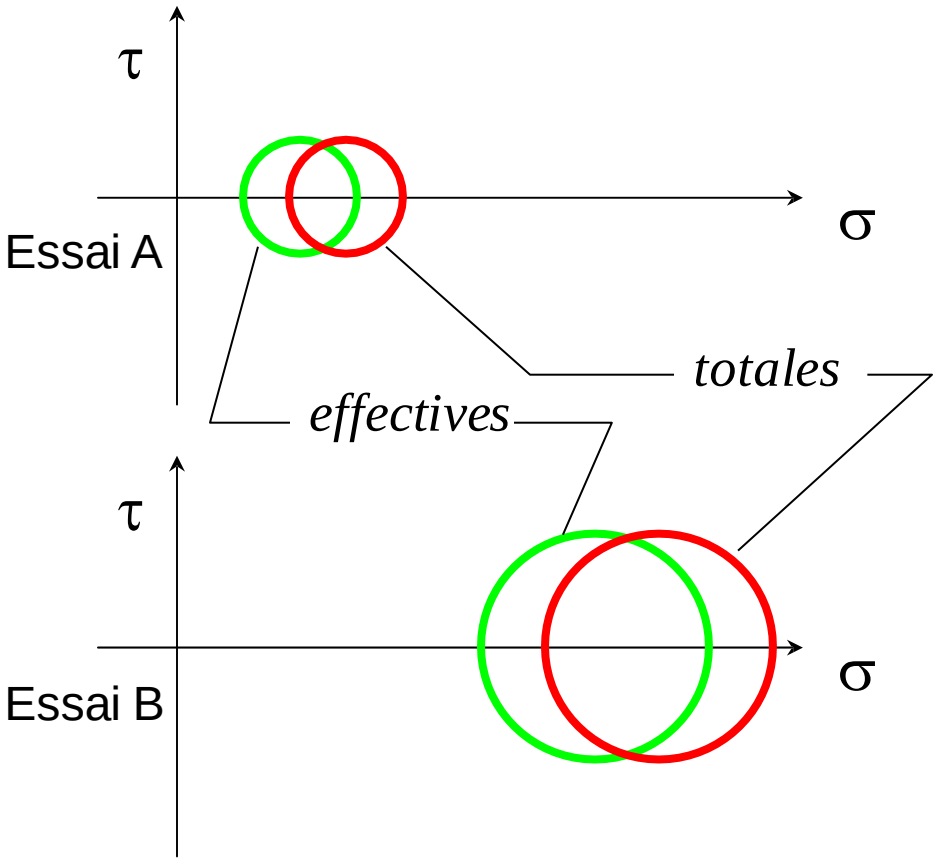


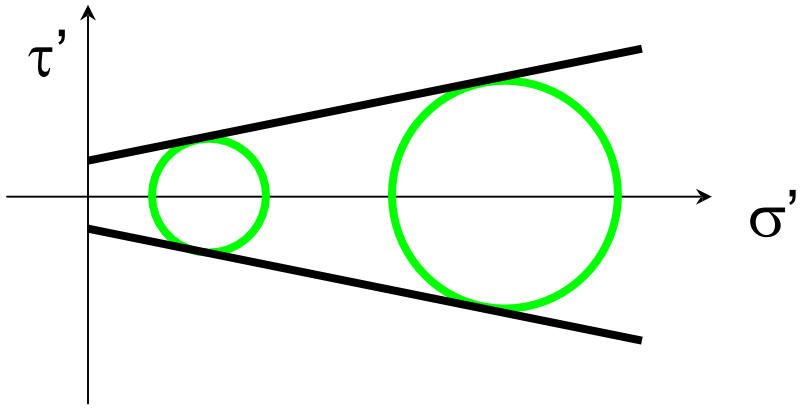
- Objectifs de l'essai

  2 détermination de la courbe intrinsèque du sol

  - la mesure de u permet de calculer les contraintes effectives pour chaque essai à différentes consolidations
  - on peut donc déterminer les caractéristiques de la résistance au cisaillement à long terme (c' et φ')

→ *moins long que l'essai CD*





Bilan des essais effectués au laboratoire et de leurs conditions de réalisation

Essai	Consolidation	Drainage	Mesure de u	Résultats	Type d'essai
Triaxial UU	non	non	non	φ_{uu} ; c_{uu} ou c_u ($\varphi = 0$)	Non consolidé non drainé
Triaxial CU	oui	non	non	λ_{cu} ; c_{u0}	Consolidé non drainé
Triaxial CU	oui	non	oui	φ' ; c' λ_{cu} ; c_{u0}	Consolidé non drainé avec mesure de u
Triaxial CD	oui	oui	oui : u = 0	φ' ; c'	Consolidé drainé
Essai	**Consolidation**	**Vitesse**	***u* non mesuré**	**Résultats**	**Type d'essai**
Cisaillement	non	rapide		φ_{uu} ; c_{uu} ou c_u ($\varphi = 0$)	Non consolidé rapide (*)
Cisaillement	oui	rapide		λ_{cu} ; c_{u0}	Consolidé rapide (*)
Cisaillement	oui	lente		φ' ; c'	Consolidé lent

(*) Essais non normalisé - Caractéristiques mesurées peu fiables.

5- Remarques qualitatives

1. Notion de court terme et de long terme

2. Les paramètres intrinsèques c' et φ', et c_u
   1. *La cohésion c'*
   2. *L'angle de frottement* φ'
   3. *La résistance au cisaillement non drainée* c_u

5.1 Notion de court terme et de long terme

- Court terme
  - *phase initiale, de chantier*
  - *sollicitations sans drainage*

  Sols fins → c_u

- Long terme
  - *phase finale*
  - *sollicitations avec drainage*

  Sols fins et sols grenus → c' *et* φ'

Exemple d'application : page suivante

Soit un terrain argileux, donc très peu perméable, sur lequel est prévue la construction d'un immeuble transmettant au sol une charge Q. La vitesse de construction peut être considérée comme très grande (vitesse de chargement) par rapport à celle de drainage du sol.

La justification de la stabilité des fondations vis-à-vis de la rupture en fin de construction se fera en utilisant les caractéristiques non consolidées non drainées φ_u et c_u ($\varphi_u = 0$), appelées souvent caractéristiques à *court terme*.

Sous la charge Q, le sol de fondation se consolidera jusqu'à ce que les pressions interstitielles reviennent à leurs valeurs initiales (consolidation primaire). Une fois la consolidation primaire finie, il convient d'adopter les caractéristiques φ' et c' appelées encore caractéristiques à *long terme*, pour vérifier la stabilité des fondations.

Au fur et à mesure que des pressions interstitielles induites par Q se dissipent, le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture évolue progressivement de la valeur à court terme vers la valeur à long terme.

Si le bâtiment est construit sur un sable perméable, le drainage est rapide ; la consolidation primaire se fait en cours de construction et la capacité portante des fondations sera calculée à l'aide de φ' et c'.

Pour la justification des fondations soumises à une charge verticale, le court terme est la situation la plus défavorable. Cependant, cette règle ne doit pas être généralisée. En effet, de nombreux ouvrages (soutènement, talus, etc.) doivent être justifiés à court et à long terme.

5.2 Les paramètres intrinsèques c' et φ', et c_u

1. La cohésion c'

- résistance au cisaillement sous contrainte normale nulle

  ↳ *résistance propre de la structure (liaisons physico-chimiques)*

- sols grenus : c' = 0
- sols fins : NC c' ≈ 0

1. L'angle de frottement φ'

- glissement grain sur grain
- sols grenus : dépend de l'état de compacité du sol
- sols fins : variable en fonction de la nature minéralogique des grains

2. La résistance au cisaillement non drainée c_u

- pas une caractéristique intrinsèque
- régime non drainé
- dépend de l'état de consolidation du matériau

Ordre de grandeur des caractéristiques mécaniques

- Enrochements, graviers, sables et limons non plastiques

  Cohésion : $c' = 0$

  Angle de frottement interne :

  Enrochements : $\varphi' = 40 - 45$ °

  Gravier sableux, sable ou gravier à granulométrie étalée : $\varphi' = 30 - 35°$ voire 40°

  Sable à granulométrie uniforme, limon non plastique : $\varphi' = 20 - 30°$

- Argile saturée

  Le drainage s'effectue lentement.

  Cohésion : c_u = quelques dizaines à quelques centaines de kPa

  c' : négligeable

  Angle de frottement interne : $\varphi_u = 0$

  φ' : 10 - 20°, quelquefois plus

- Argile humide non saturée

  Les propriétés mécaniques avant et après drainage sont du même ordre.

  Cohésion : c_u et c' : de quelques dizaines et quelques centaines de kPa

  Angle de frottement interne : φ_u et φ' : de quelques degrés à une vingtaine, quelquefois plus

• Argile sèche ($S_r < 0,7$)

Il ne se produit pas de drainage et il n'y a aucune différence entre les propriétés du sol mesurées dans un essai drainé ou non drainé

Cohésion : $c_u = c'$: quelques centaines de kPa (susceptible de beaucoup diminuer en cas d'humidification

Angle de frottement interne : $\varphi_u = \varphi'$: supérieur à 10°

Influence des caractéristiques physique sur l'angle de frottement interne d'un matériau pulvérulent

$\varphi' = 36° + \varphi'_1 + \varphi'_2 + \varphi'_3 + \varphi'_4$			
Compacité	φ'_1	−6° 0° +6°	lâche : $I_D = 0,4$ moyen : $I_D = 0,6$ serré : $I_D = 0,9$
Forme et rugosité des grains	φ'_2	+1° 0° −3° −5°	aigu moyen arrondi sphérique
Grosseur des grains	φ'_3	0° +1° +2°	sable fin $0,06 \text{ mm} < D_{10} < 0,2 \text{ mm}$ gravier $0,6 \text{ mm} < D_{10} < 2 \text{ mm}$ gros gravier $D_{10} > 2 \text{ mm}$
Répartition granulaire	φ'_4	−3° 0° +3°	uniforme $c_u \leq 2$ moyenne $2 < c_u < 5$ étalée $c_u \leq 5$