

2 LMD ST

Mécanique des sols 1

Dr. Khelifa HARICHANE
Maître de Conférences A

Intitulé du module: Mécanique des sols 1

Chapitre 1: Définition et constitution des sols

Chapitre 2: Hydraulique des sols saturés

Chapitre 3: Contraintes dans les sols

Chapitre 4: Tassement et consolidation des sols

Chapitre 5: Résistance au cisaillement des sols



Latérite



Néoformation d'argile



Dépôt de sable+argile

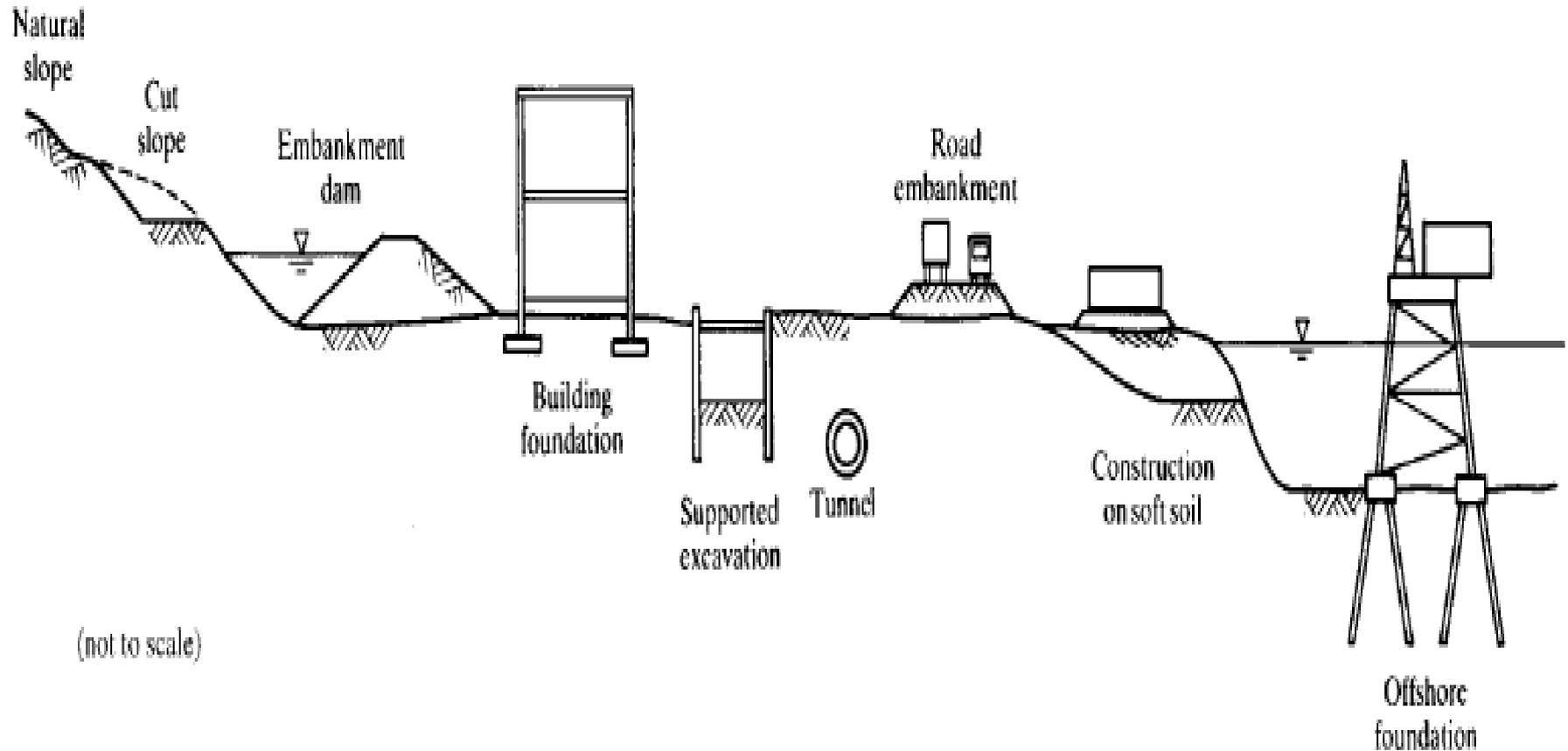


Figure 1.1 Examples of geotechnical engineering construction.

- ❖ Le sol supporte les fondations d'ouvrages
- ❖ Sert comme matériau de construction (barrages, remblais)
- ❖ Contient des ouvrages souterrains (tunnels)
- ❖ Reçoit des matériaux à stocker (déchets industriels et nucléaires)
- ❖ Sert à extraire des minéraux et autres ressources de production de l'énergie et des matériaux



Génie Géotechnique = M.D.S + M. Roches +
Géologie Appliquée

Rhéologie (loi de comportement) + thermodynamique

Problèmes typiques des mauvais sols

- ❖ Faible capacité de portance (résistance)
- ❖ Tassement excessif (compressibilité)
- ❖ faible perméabilité (conductivité hydraulique)
- ❖ Gonflement et retrait (Changement de volume)



Tassement excessif



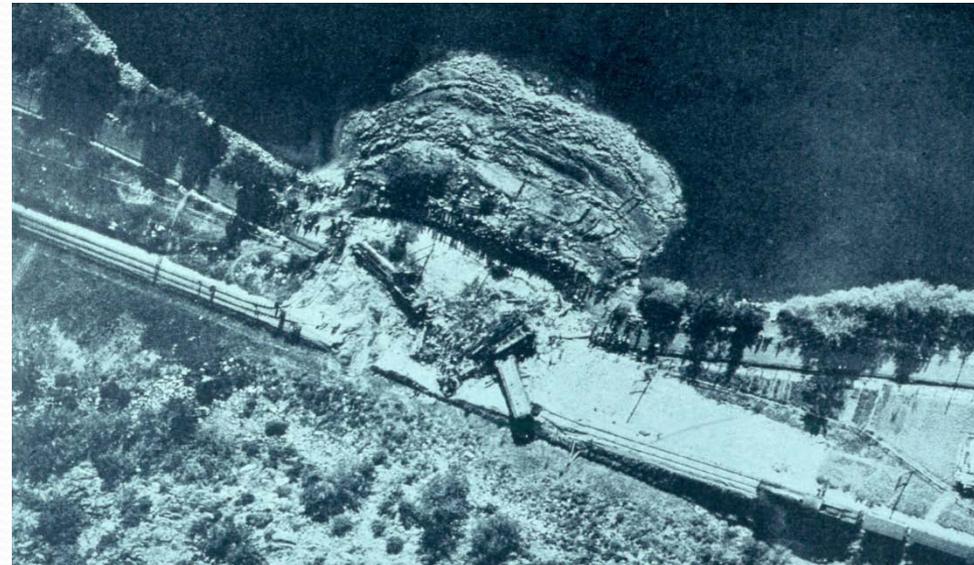
Effet d'un sol gonflant

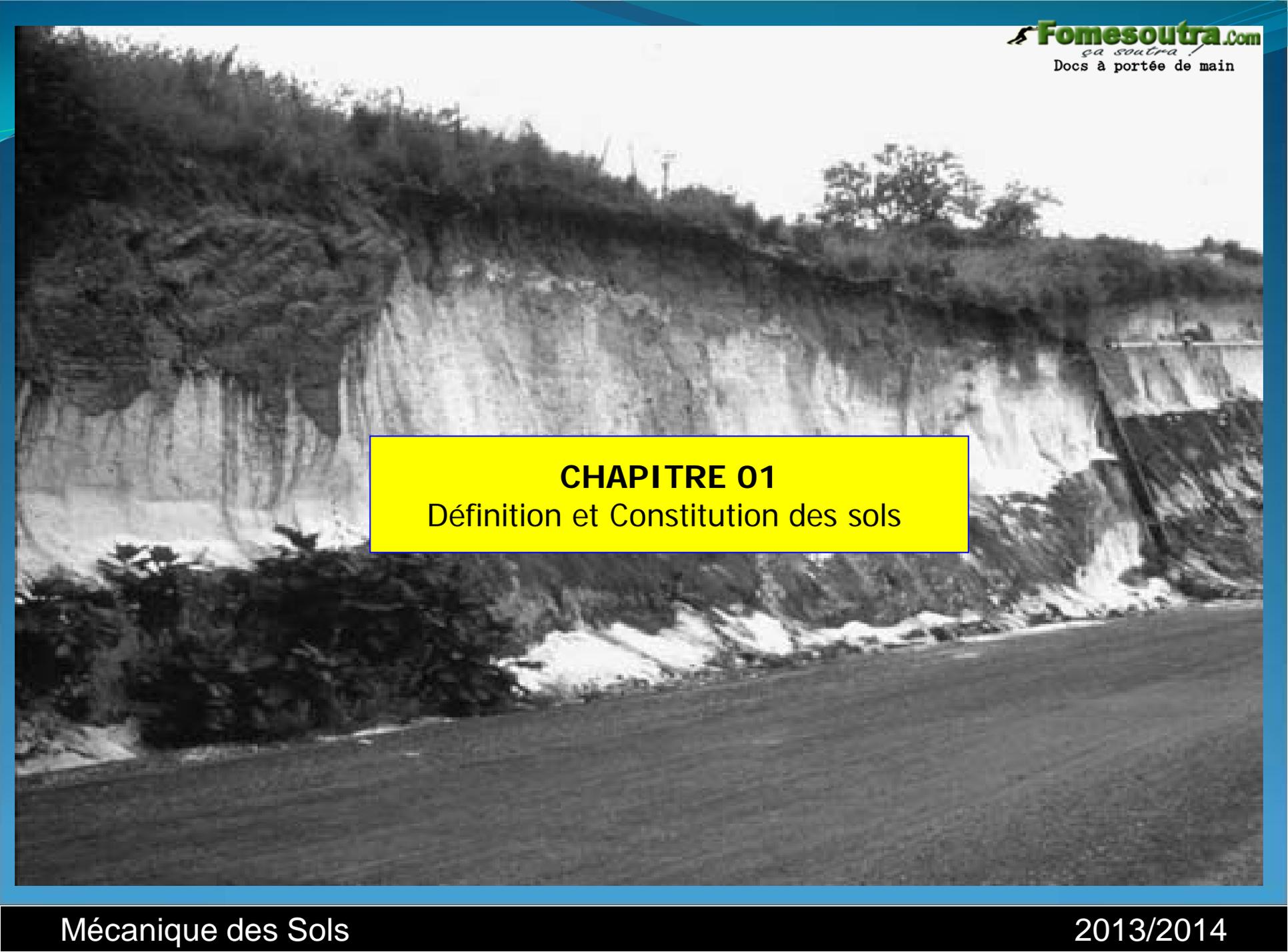


Sol gonflant



Glissement de terrain





CHAPITRE 01
Définition et Constitution des sols

Plan du Cours

➤ **I**ntroduction

➤ **G**éologie des sols

➤ **I**dentification des sols

➤ **C**lassification des sols

➤ **A** la différence des autres matériaux du GC et du bâtiment, les sols et les roches préexistent sur le site des travaux et la première phase de toute étude géotechnique consiste à définir la nature et l'état de ces terrains.

➤ **L**es ouvrages utilisent le sol autant qu'un élément de l'infrastructure qui transmet la charge globale de l'ouvrage vers une couche du sol suffisamment stable et résistante. Selon le type de l'ouvrage et son mode de conception, le sol peut constituer une base d'appuis pour l'ensemble de l'ouvrage tel que route, tunnel, barrage poids, ou un point d'appuis pour quelques éléments seulement tels que bâtiment, pont, barrage en arc.

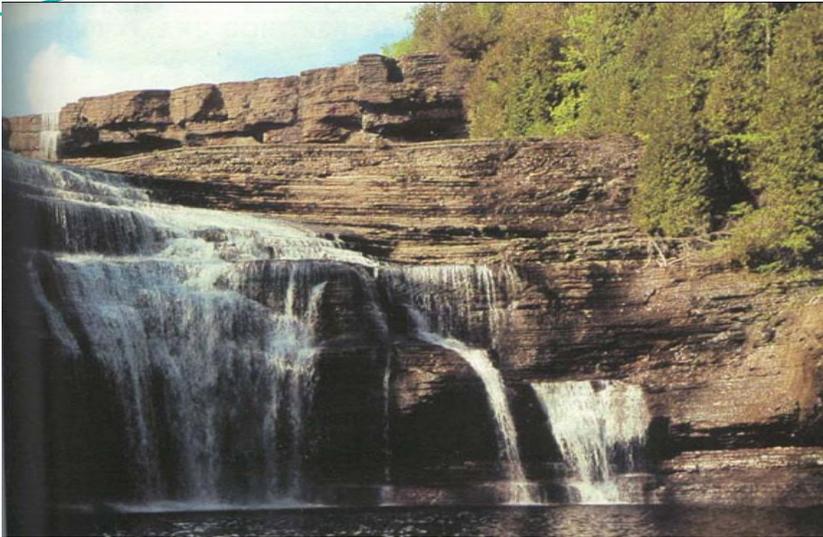
- Les sols et les roches se présentent sous forme d'agrégats de particules généralement minérales, mais parfois organiques, de taille et de forme variables.
- La nature et l'intensité des forces qui lient les particules de l'agrégat dépendent de la nature du matériau.

Les sols ont 02 origines principales

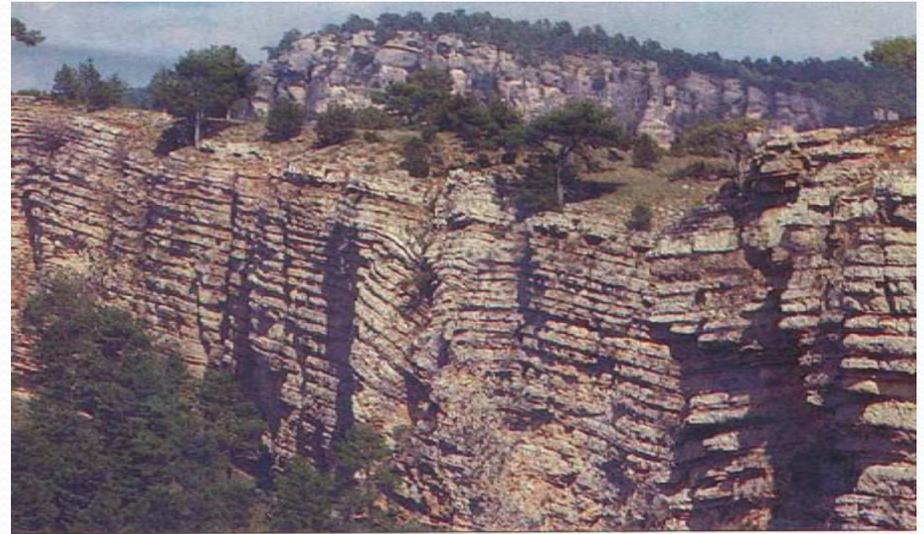
- Désagrégation des roches (altération mécanique ou physico-chimique sous l'effet des agents naturels)
- La décomposition d'organismes vivants (végétaux comme la tourbe ou animaux comme la craie)

On distingue aussi

- Sols résiduels et sols transportés
- Formations géologiques des roches tendres



Layered limestone



Conglomérats



Example of sedimentary rock

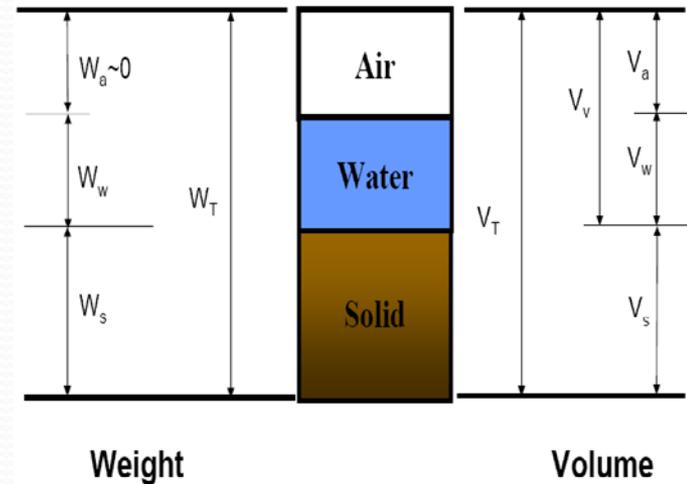
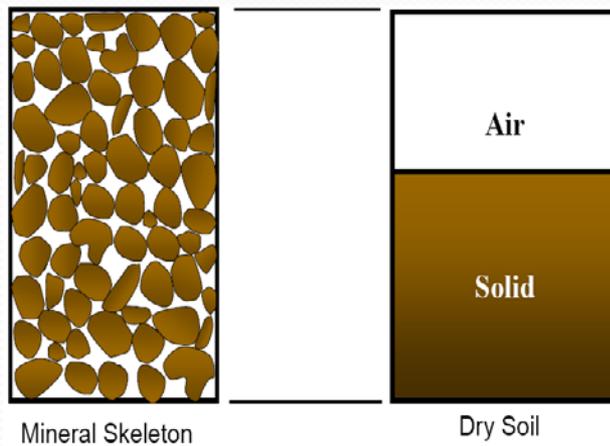
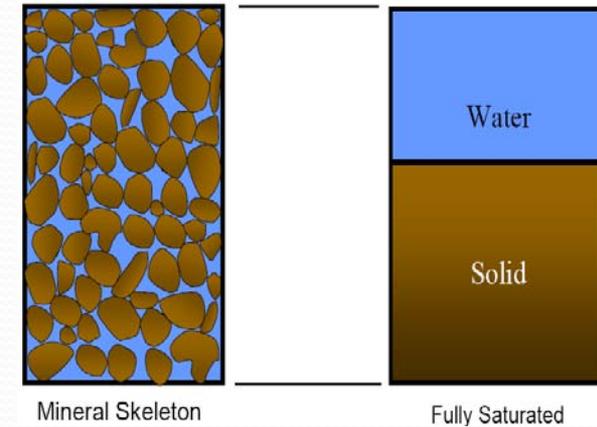
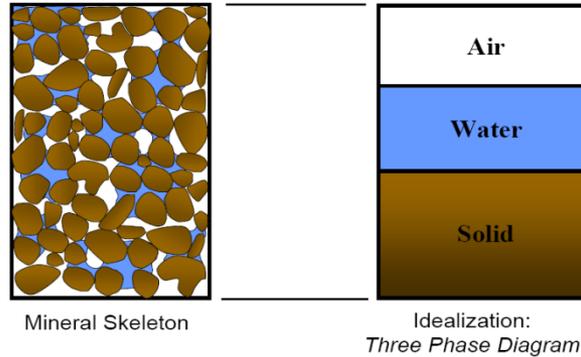
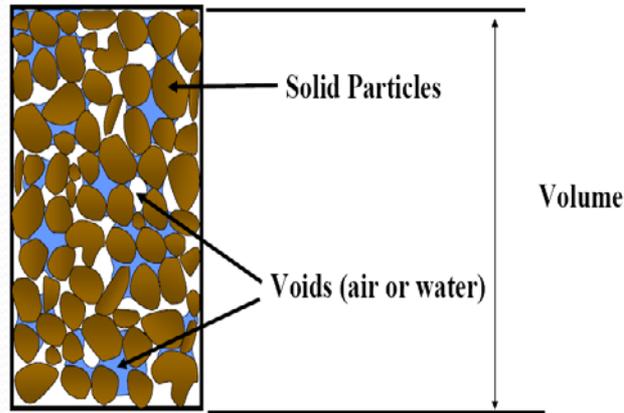
- Identifier un sol c'est connaître sa nature, sa composition et la répartition des grains de différentes tailles qui le compose. Autrement dit c'est déterminer un ensemble de propriétés physiques, mécaniques ou chimiques qui permettent de le caractériser.
- Ces propriétés sont déterminées par des essais simples et rapides appelés essais d'identification.

Il ya 02 grandes catégories d'essais d'identification

- Essais qui caractérisent l'état du sol (échantillons intacts) comme l'arrangement, texture, répartition des phases solide, liquide et gazeuse
- Essais qui traduisent les propriétés des particules du sol et l'intensité de leurs liaisons avec l'eau (échantillons intacts ou remanié)

Description de l'état du sol

Three Phase Diagram



Identification des sols

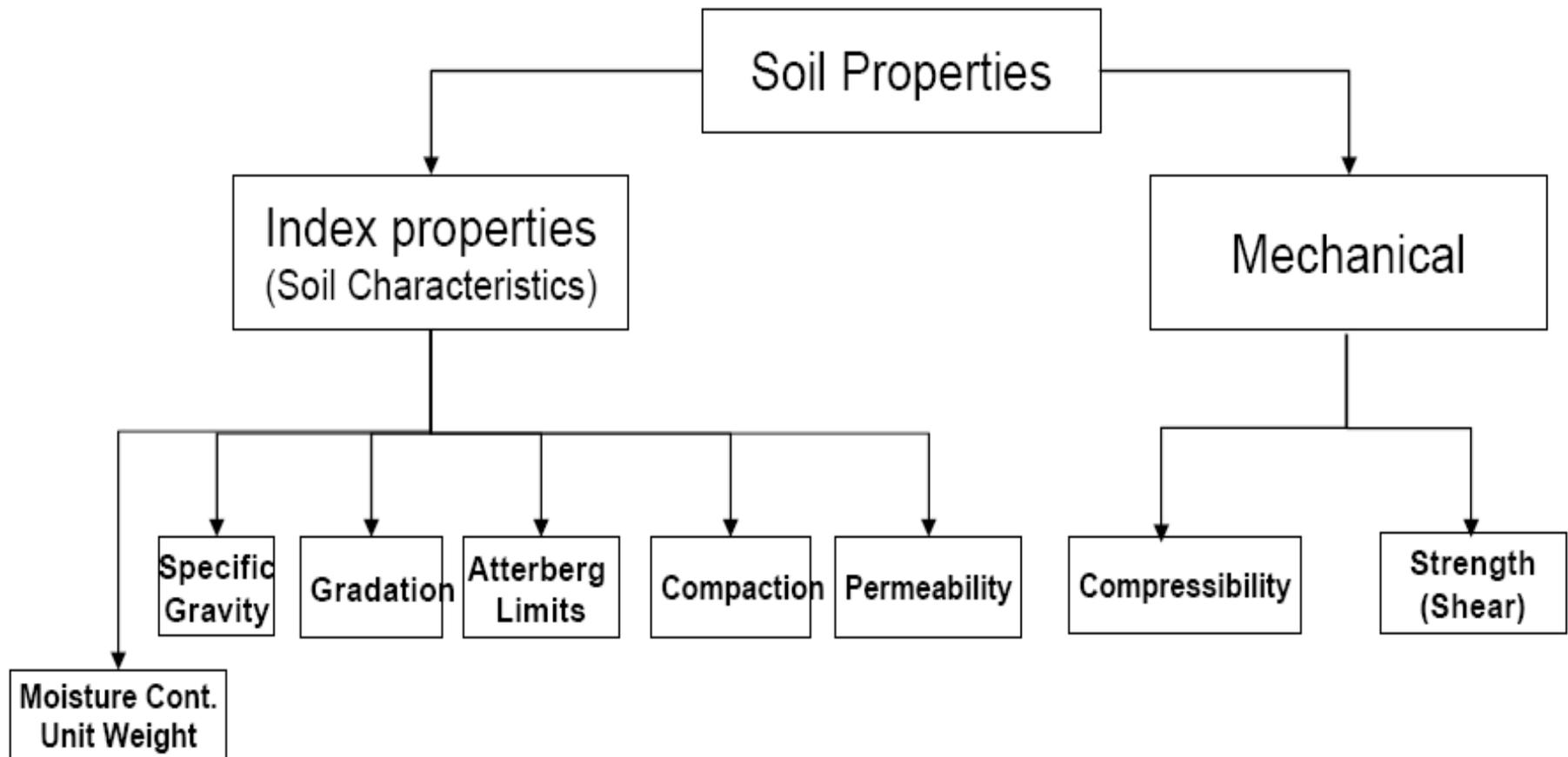
Paramètres	Définitions	n	e	γ	γ_d
Teneur en eau ω (%)	$\omega = \frac{W_w}{W_s}$	$\omega = \frac{n.S_r.\gamma_w}{(1-n).\gamma_s}$	$\omega = \frac{e.S_r.\gamma_w}{\gamma_s}$	$\omega = \frac{\gamma}{\gamma_d} - 1$	$\omega = \frac{\gamma}{\gamma_d} - 1$
Porosité n	$n = \frac{V_a + V_w}{V}$	-	$n = \frac{e}{1+e}$	$n = 1 - \frac{\gamma}{(1+\omega).\gamma_s}$	$n = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}$
Indice des vides e	$e = \frac{V_a + V_w}{V_s} = \frac{V - V_s}{V_s}$	$e = \frac{n}{1-n}$	-	$e = \gamma_s \cdot \frac{(1+\omega)}{\gamma} - 1$	$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$
Poids volumique apparent γ (KN/m ³)	$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_w + V_a}$	$\gamma = (1-n)(1+\omega)\gamma_s$	$\gamma = \frac{(1+\omega)}{1+e}\gamma_s$	-	$\gamma = (1+\omega)\gamma_d$
Poids volumique apparent sec : γ_d (KN/m ³)	$\gamma_d = \frac{W_s + W_a}{V_s + V_w + V_a} = \frac{W_s}{V}$	$\gamma_d = \gamma_s.(1-n)$	$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1+e}$	$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+\omega}$	-
Poids volumique des grains : γ_s (KN/m ³)	$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$	$\gamma_s = \frac{\gamma}{(1-n)(1+\omega)}$	$\gamma_s = (1+e)\gamma_d$	$\gamma_s = \frac{\gamma}{(1-n)(1+\omega)}$	$\gamma_s = \frac{\gamma_d}{(1-n)}$

Poids volumique déjaugé

Poids volumique
de l'eau

Densité humide, sèche,
absolue

Soil Properties

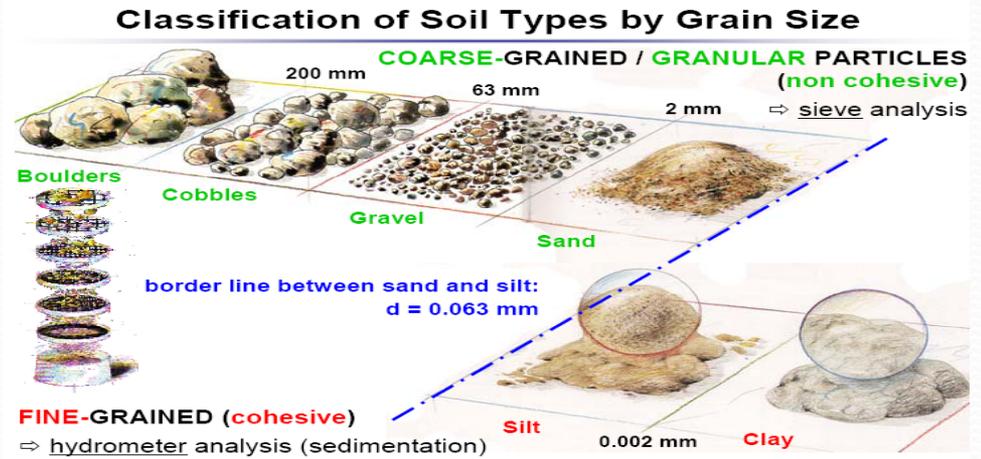


- Classes granulaires
- Analyse granulométrique et sédimentométrique
- Limites d'Atterberg
- Essais au Bleu de méthylène
- Equivalent de sable
- Teneur en carbonate de calcium
- Teneur en matière organique

Classes granulaires et analyse granulométrique et sédimentométrique

- les blocs rocheux	$D > 200\text{mm}$
- les cailloux	$20\text{mm} < D < 200\text{mm}$
- les graviers	$2\text{mm} < D < 20\text{mm}$
- les sables grossiers	$0,2\text{mm} < D < 2\text{mm}$
- les sables fins	$20\ \mu\text{m} < D < 0,2\text{mm}$
- les silts ou limons	$2\ \mu\text{m} < D < 20\ \mu\text{m}$
- les argiles	$D < 2\ \mu\text{m}$

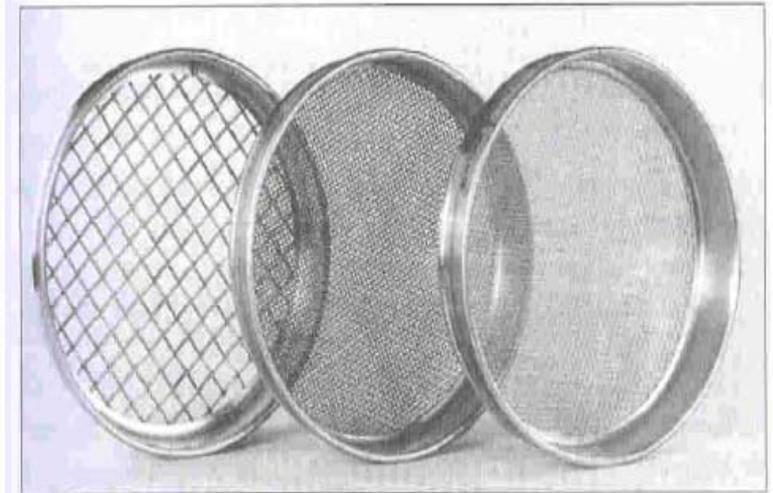
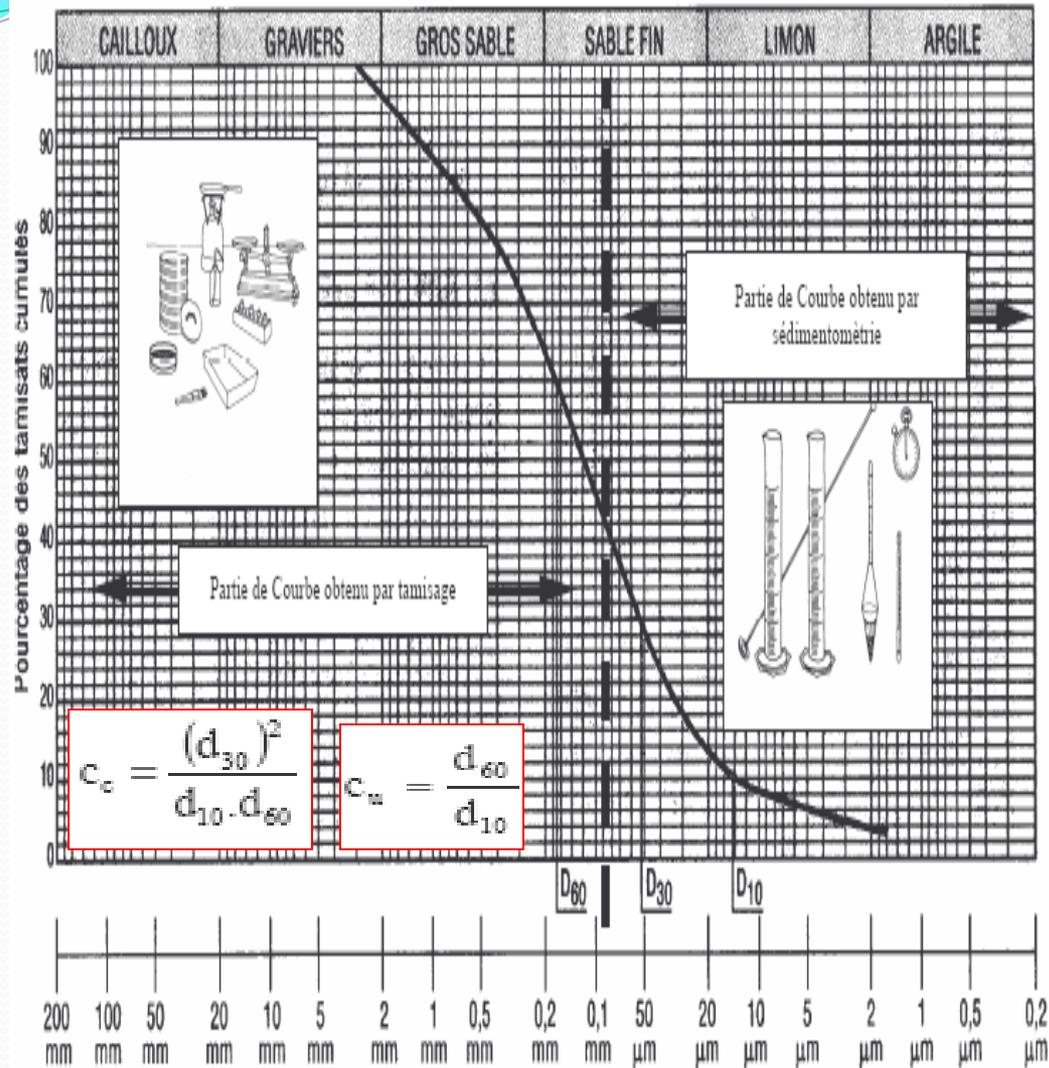
Tableau 2.1 : Définition des classes de dimensions en granulométrie



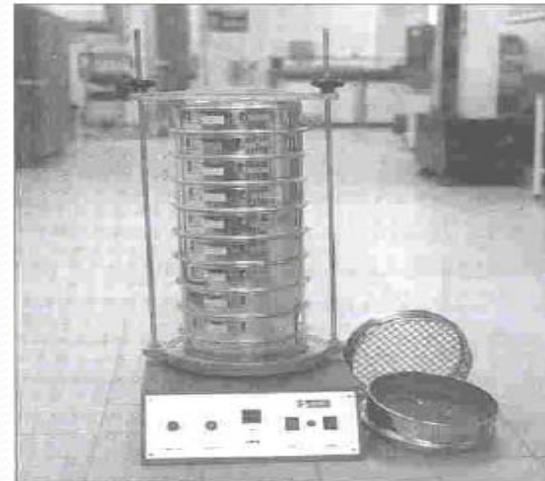
➤ L'analyse granulométrique a pour but de déterminer les proportions pondérales des grains de différentes tailles dans le sol. Elle s'effectue par tamisage (tamis à maille carrée) pour les grains de diamètre supérieur à 80 μm et par sédimentométrie pour les grains plus fins. L'essai consiste à laisser une suspension de sol se déposer au fond d'une éprouvette pleine d'eau. Plus les grains sont fins, plus la vitesse de décantation est lente conformément à la loi de Navier Stokes sur la vitesse de chute de billes sphériques dans l'eau. La mesure de la densité de suspension à des intervalles de temps variables permet de calculer la proportion des grains de chaque diamètre.

➤ Un mode de représentation commode des résultats de l'analyse granulométrique est la COURBE GRANULOMETRIQUE. Elle représente pour chaque dimension de particule, le poids (ou masse) des particules de cette taille ou de tailles inférieures. Ce poids est exprimé en pourcentage par rapport au poids total de la matière sèche de l'échantillon étudié. Cette courbe est tracée en coordonnées semi-logarithmique.

Identification des sols



Tamis

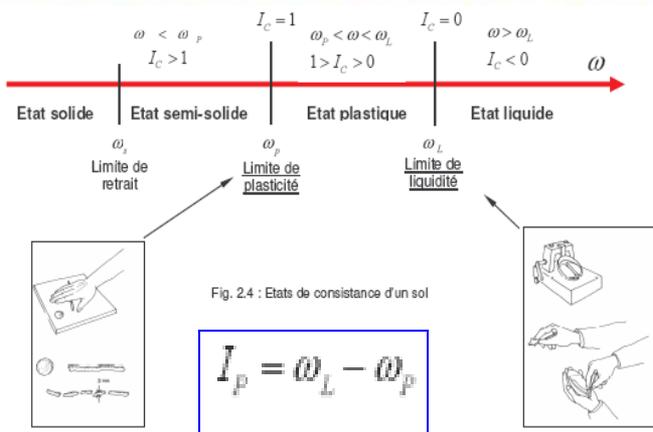


Batterie de tamis

F₁
 Ta
 O A
 SC

Limites d'Atterberg

➤ Les limites d'ATTERBERG sont déterminées uniquement pour les éléments fins d'un sol (fraction passant au tamis de 0,4 mm), car se sont les seuls éléments sur lesquels l'eau agit en modifiant la consistance du sol. L'essai consiste donc à faire varier la teneur en eau de cette fraction de sol et en observer sa consistance.



Indice de plasticité I_p	Etat- du sol
0 - 5	Non plastique
5 - 15	Peu plastique
15 - 40	Plastique
> 40	Très plastique

Identification des sols

Minéraux argileux	Ions métalliques	ω_p Limite de plasticité (%)	ω_L Limite de liquidité (%)	Indice de plasticité I_p
Kaolinite	Na	32	53	21
	K	29	49	20
	Ca	27	38	11
	Mg	31	54	23
	Fe	37	59	22
Montmorillonite	Na	54	710	656
	K	98	660	562
	Ca	81	510	429
	Mg	60	410	350
	Fe	75	290	215
Illite	Na	53	120	67
	K	60	120	60
	Ca	45	100	55
	Mg	46	95	49
	Fe	49	110	61
Argile d'Orly (France)	-	32	18	14
Argile de Londres	-	80	30	50
Argile de Mexico	-	500	375	125

Essais au Bleu de méthylène

➤ Cet essai est une mesure indirecte de la surface spécifique des grains solides par adsorption d'une solution de bleu de méthylène jusqu'à saturation. En d'autres termes, il exprime la quantité de bleu de méthylène pouvant être absorbée par les surfaces des particules de sols. Le résultat VBS s'exprime donc en grammes de bleu pour 100g de sol. On considère que cet essai exprime globalement la quantité et la qualité de l'argile contenue dans un sol

Il est effectué sur la fraction 0/2 mm du sol et on distingue les valeurs suivantes :

$VBS \leq 0,2$: sols sableux (sol insensible à l'eau)

$0,2 < VBS \leq 2,5$: sols limoneux (sol peu plastique et sensible à l'eau)

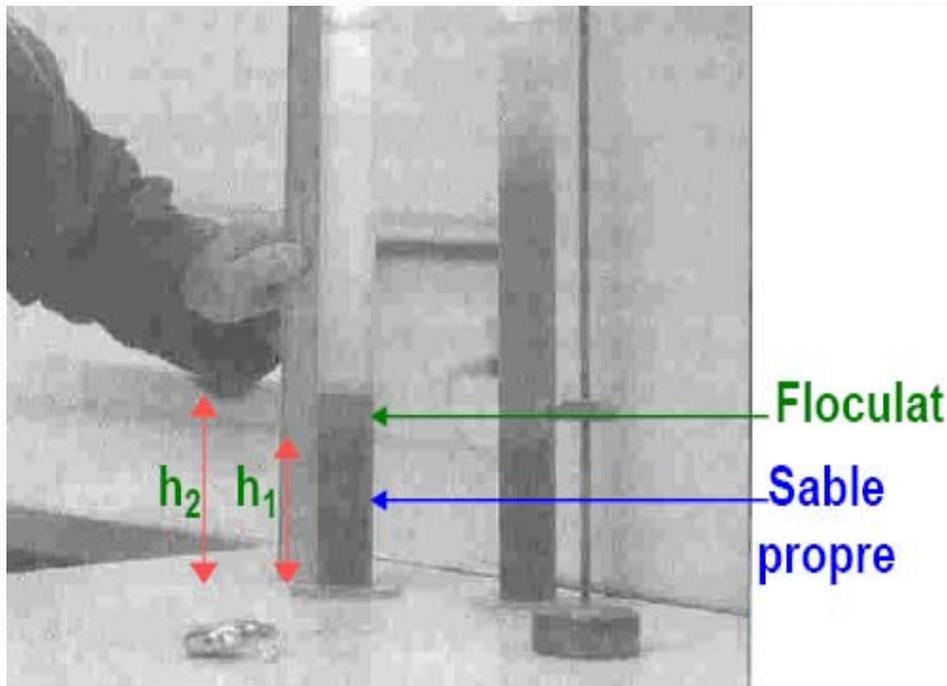
$2,5 < VBS \leq 6$: sols limono-argileux, (sol de plasticité moyenne)

$6 < VBS \leq 8$: sols argileux

$VBS > 8$: sols très argileux

Equivalent de sable

➤ L'essai d'équivalent de sable permet de déterminer dans un sol la proportion relative de sol fin et de sol grenu. Cet essai est important, car la présence d'éléments fins peut modifier le comportement de ces sols. En particulier la présence de particules argileuses dans le sable d'un mortier ou béton, en abaissant l'adhérence « pâte de ciment/granulats », est défavorable à la mise en œuvre et aux performances finales du béton ou mortier (microfissuration). Il est effectué sur les éléments de dimensions inférieures à 5 mm (fraction 0/5 mm du sol).



- $ES = 0$ argile pure
- $ES < 30$ sol trop plastique
- $30 < ES < 50$ sol généralement stabilisé
- $ES > 50$ sol pulvérulent facilement compacté
- $ES = 100\%$ sable pur

Caractéristiques d'état et essais d'identification correspondants

- Teneur en eau
- Indice de consistance
- Indice des vides
- Densité relative

$$W = (W_w / W_s) 100$$

$$I_c = \frac{\omega_L - \omega}{\omega_L - \omega_p} = \frac{\omega_L - \omega}{I_p}$$

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100$$

I_D	Etat de compacité Du sol grenu
0 - 15	Très peu compact
15 - 35	Peu compact
35 - 65	Compacité moyenne
65 - 85	Compact

$$S_r = (V_w / V_v) 100$$

Indice de consistance I_c	Etat- du sol
$I_c > 1$	Solide
$0 < I_c < 1$	Plastique
$I_c < 0$	Liquide

Essais d'identification d'un sol

Sol	Nature	Etat
Grenu	Granulométrie Equivalent sable Teneur en CaCO_3 Densité spécifique	e, w, Dr
Fin	Sédimentométrie Limites d'Atterberg Activité Teneur en CaCO_3 Teneur en MO Densité spécifique	e, w, Sr, Ic, IL

➤ Pour résoudre les problèmes de mécanique des sols, il est important de caractériser un sol mais aussi de les classer, c'est à dire de les mettre dans un groupe ayant des comportements similaires. Il va de soi qu'une telle classification ne peut être basée que sur des corrélations empiriques, elles-mêmes basées sur une grande expérience. Il existe de par le monde de nombreuses classifications.

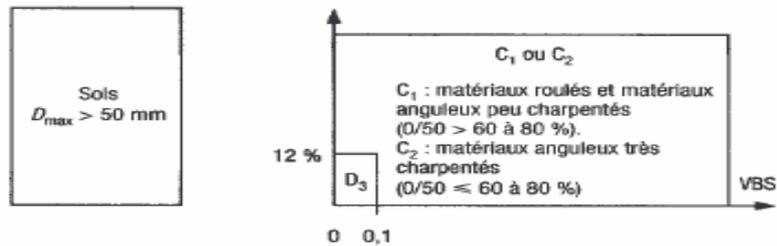
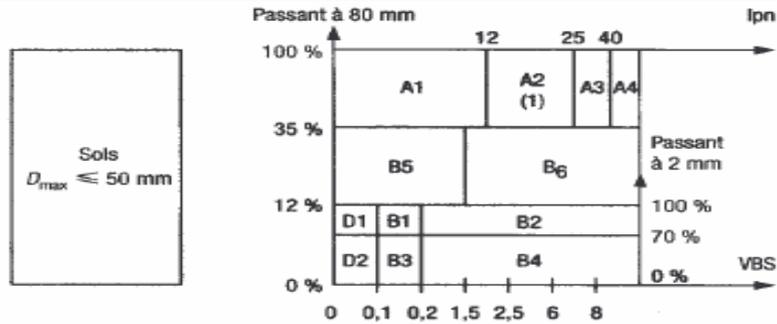
Classification GTR (SETRA)

CLASSE	Définition	Caractéristique	Sous-classe
A	Sols fins	$D_{max} \leq 50mm$ et passant à $80\mu m > 35\%$	A1 à A4 selon VBS ou I_p
B	Sols sableux et graveleux avec fines	$D_{max} \leq 50mm$ et passant à $80\mu m \leq 35\%$	B1 à B6 selon VBS ou I_p et tamisat
C	Sols comportant des fines et des gros éléments	$D_{max} > 50mm$ et passant à $80\mu m > 12\%$ ou passant à $80\mu m \leq 12\% +$ VBS $>0,1$	30 sous-classes selon VBS, I_p et tamisat à 50 mm
D	Sols insensibles à l'eau avec fines	VBS $\leq 0,1$ et passant à $80\mu m \leq 12\%$	D1 à D3
R	Matériaux rocheux	Voir la norme NF P 11-300	
F	Sols organiques et sous-produits industriels	Voir la norme NF P 11-300	

D_{max} = diamètre pour lequel 95% des grains du sol ont une dimension inférieure (soit D_{95} si la courbe granulométrique est disponible, sinon appréciation visuelle de la dimension des plus gros éléments)

Tab. 2.10.a : Classification GTR (SETRA)

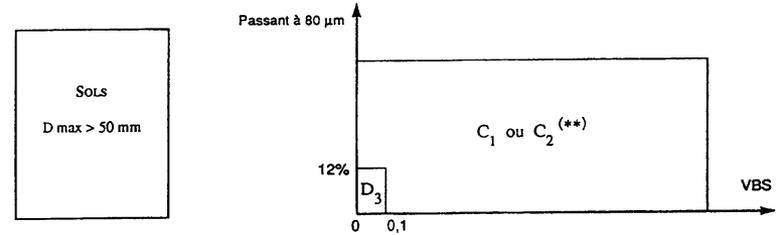
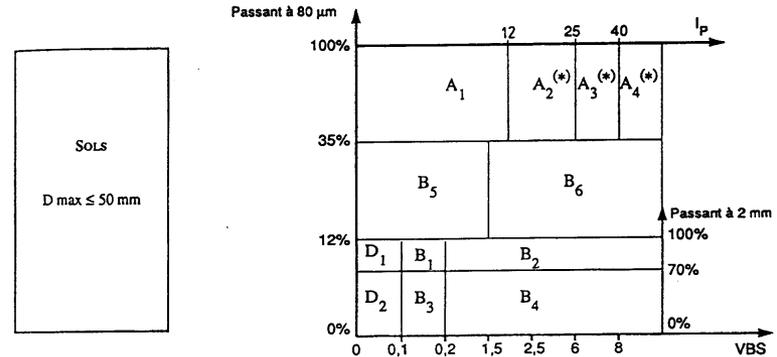
Classification GTR



Matériaux rocheux	Roches sédimentaires	Roches carbonatées	Craies	R ₁
		Calcaires	R ₂	
		Roches argileuses	Marnes, argilites, pélites...	R ₃
		Roches siliceuses	Grès, poudingues, brèches...	R ₄
	Roches salines	Sel gemme, gypse	R ₅	
Roches magmatiques et métamorphiques	Granites, basaltes, andésites, gneiss, schistes métamorphiques et ardoisiers...	R ₆		
Matériaux particuliers	Sols organiques et sous-produits industriels			F

Tableau de correspondance
 - A : sols fins (limons, argiles...),
 - B : sols sableux ou graveleux avec fines (sables et graves argileuses...),
 - C : sols comportant des fines et des gros éléments (alluvions grossières, argile à silice...),
 - D : sols et roches insensibles à l'eau (sables et graves propres, matériaux rocheux sains...),
 - R et F (détaillés ci-dessus) : d'autres essais concernent spécifiquement ces classes.

5.4 Tableau synoptique de classification des matériaux selon leur nature (tableau 7)



MATÉRIAUX ROCHEUX	Roches sédimentaires	Roches carbonatées	Craies	R ₁
		Calcaires	R ₂	
		Roches argileuses	Marnes, argilites, pélites...	R ₃
		Roches siliceuses	Grès, poudingues, brèches...	R ₄
		Roches salines	Sel gemme, gypse	R ₅
	Roches magmatiques et métamorphiques	Granites, basaltes, andésites..., gneiss..., schistes métamorphiques et ardoisiers...	R ₆	
MATÉRIAUX PARTICULIERS	Sols organiques, sous-produits industriels			F

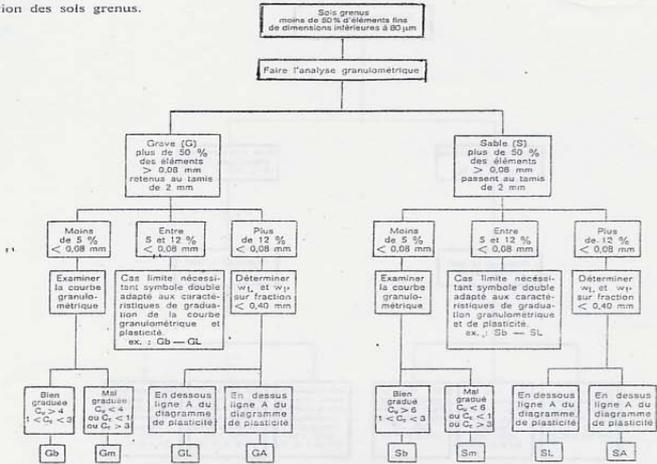
* Matériaux pour lesquels la mesure de l' I_p est à retenir comme base de classement. Pour les autres matériaux on utilisera la VBS.
 ** C₁ : matériaux roulés et matériaux anguleux peu charpentés (0/50 > 60 à 80 %)
 C₂ : matériaux anguleux très charpentés (0/50 ≤ 60 à 80 %)

Classification des sols

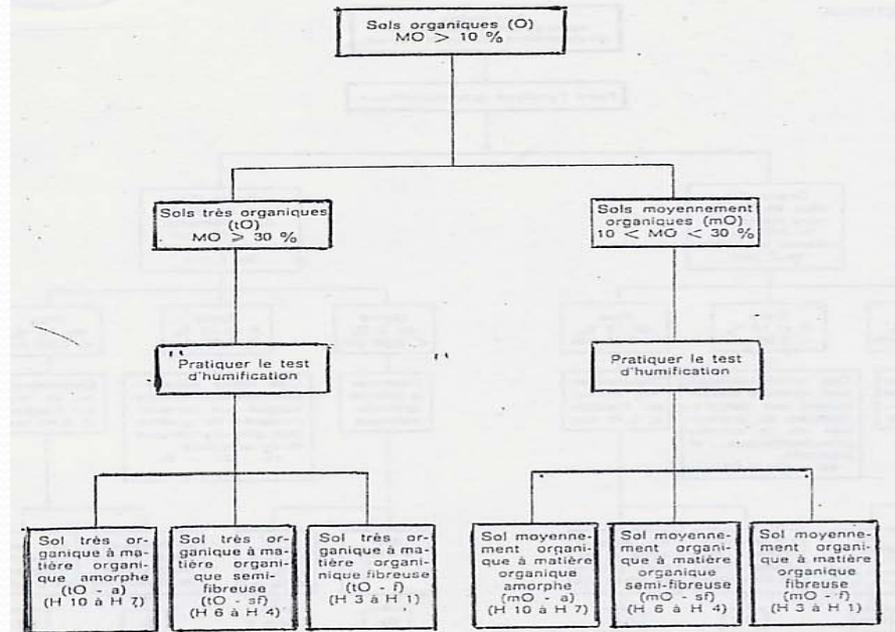
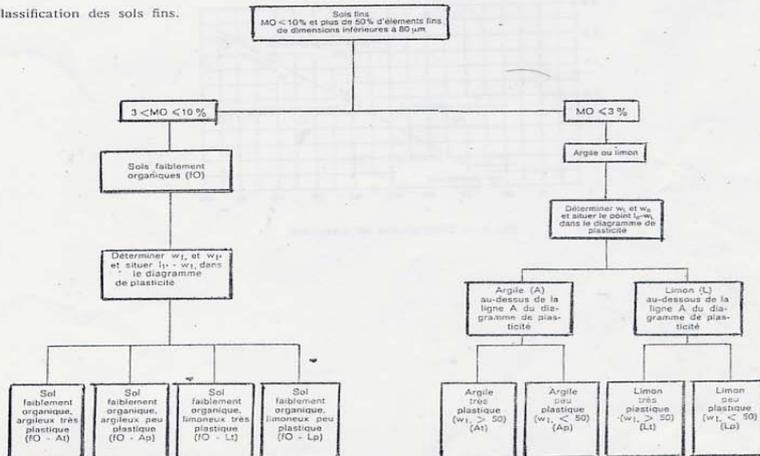
Classification LCPC

CLASSIFICATION DES SOLS LCPC

Classification des sols grenus.



Classification des sols fins.



Classification des sols organiques.

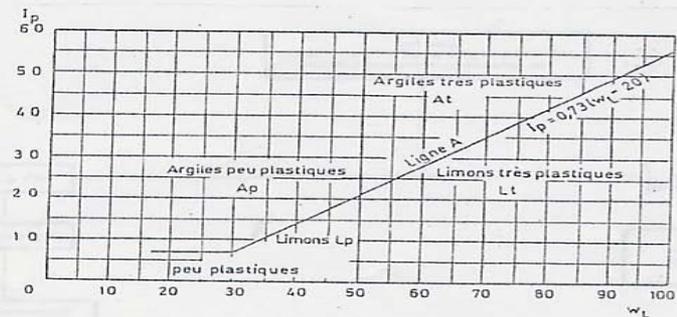


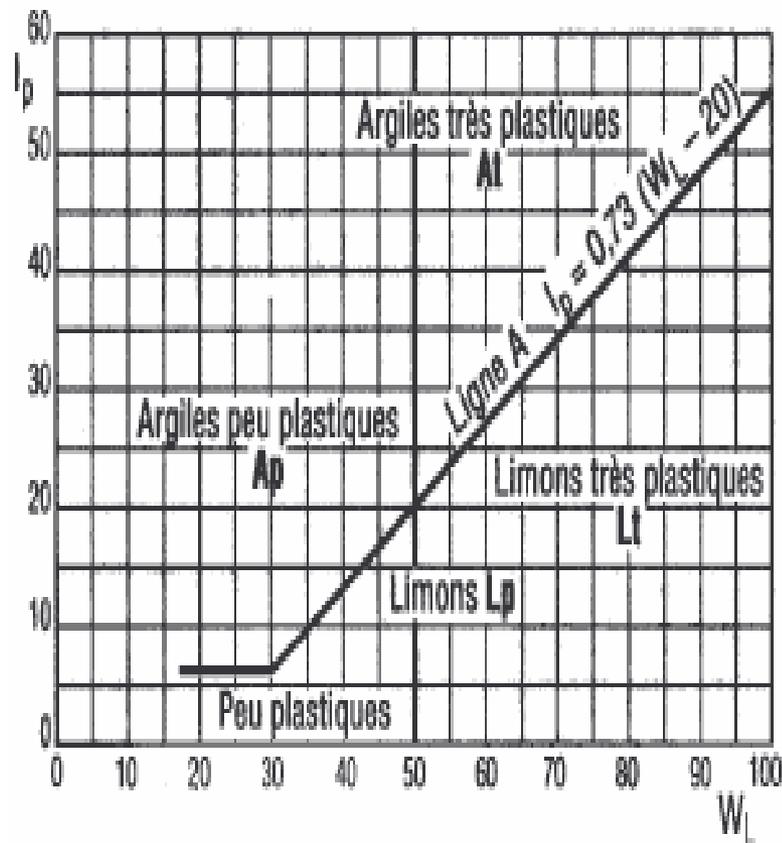
Fig. 3. — Diagramme de plasticité.

Classification LPC

+ de 50% des éléments de dimensions $\geq 0,08$ mm Sols grenus	+ de 50% des éléments de dimensions $\geq 0,08$ mm sont retenus au tamis de 2 mm Grave	- de 5% des éléments de dimensions $< 0,08$ mm et examiner la courbe granulométrique (1)	$C_u > 4$ et $1 < C_c < 3$	Grave bien graduée (Gb)	
			$C_u < 4$ ou $C_c > 3$ ou $C_c < 1$	Grave mal graduée (Gm)	
		+ de 12% des éléments $< 0,08$ mm et faire les limites d'Atterberg, déterminer W_L et W_P et situer le point $I_p - W_L$ (1)	Point situé au-dessous de la ligne A du diagramme de plasticité	Grave limoneuse (GL)	
			Point situé au-dessus de la ligne A du diagramme de plasticité	Grave argileuse (GA)	
	+ de 50% des éléments de dimensions $\geq 0,08$ mm passent au tamis de 2 mm Sable	- de 5% des éléments $< 0,08$ mm et examiner la courbe granulométrique (1)		$C_u > 6$ et $1 < C_c < 3$	Sable bien gradué (Sb)
				$C_u < 6$ ou $C_c < 1$ ou $C_c > 3$	Sable mal gradué (Sm)
+ de 12% des éléments $< 0,08$ mm et faire les limites d'Atterberg, déterminer W_L et W_P et situer le point $I_p - W_L$ dans le diagramme de plasticité (1)			Point situé au-dessous de la ligne A du diagramme de plasticité	Sable limoneux (SL)	
		Point situé au-dessus de la ligne A du diagramme de plasticité	Sable argileux (SA)		
MO(2) $\leq 10\%$ et + de 50% des éléments de dimensions $< 0,08$ mm Sols fins	MO $\approx 3\%$ Argile (A) ou Limon (L)	Faire les limites d'Atterberg, déterminer W_L et W_P et situer le point $I_p - W_L$ dans le diagramme de plasticité	Point situé au-dessous de la ligne A du diagramme de plasticité et $W_L < 50$	Limon peu plastique (Lp)	
			Point situé au-dessous de la ligne A du diagramme de plasticité et $W_L > 50$	Limon très plastique (Lt)	
			Point situé au-dessus de la ligne A du diagramme de plasticité et $W_L < 50$	Argile peu plastique (Ap)	
	3% < MO $\leq 10\%$ Sol faiblement organique (fo)	Faire les limites d'Atterberg, déterminer W_L et W_P et situer le point $I_p - W_L$ dans le diagramme de plasticité	Point situé au-dessus de la ligne A du diagramme de plasticité et $W_L > 50$	Argile très plastique (At)	
			Point situé au-dessous de la ligne A du diagramme de plasticité et $W_L < 50$	Sol faiblement organique limoneux peu plastique (fo-Lp)	
			Point situé au-dessous de la ligne A du diagramme de plasticité et $W_L > 50$	Sol faiblement organique limoneux très plastique (fo-Lt)	
MO > 10% Sols organiques	10% < MO < 30%		Point situé au-dessus de la ligne A du diagramme de plasticité et $W_L < 50$	Sol faiblement organique argileux peu plastique (fo-Ap)	
	MO $\geq 30\%$		Point situé au-dessus de la ligne A du diagramme de plasticité et $W_L > 50$	Sol faiblement organique argileux très plastique (fo-At)	
				Sol moyennement organique (mo)	
				Sol très organique (to)	

(1) entre 5 et 12% d'éléments $< 0,08$ mm : cas limite nécessitant le double symbole adapté aux caractéristiques de la courbe granulométrique et de plasticité.
Exemple : Gb-GL = grave bien graduée - grave limoneuse
Sb-SL = sable bien gradué - sable limoneux
(2) MO : matières organiques

Tab. 2.14.a. : Classification LPC



Tab. 2.14.b. : Classification LPC : Diagramme de plasticité

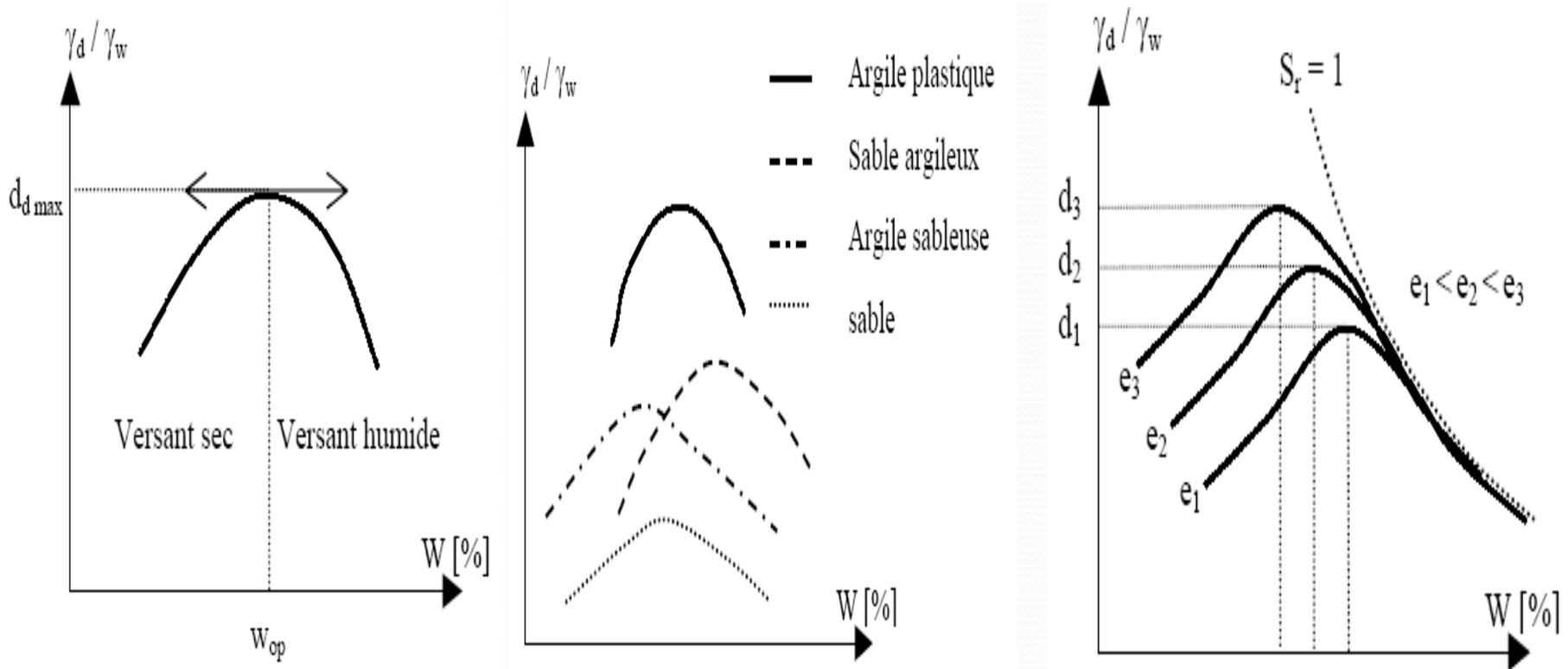
Classification des sols

Seuils granulométriques pour différents pays

SEUILS GRANULOMÉTRIQUES POUR DIVERS PAYS		mm												
mm		0	20	60	20	0.6	0.4	0.3	0.075	0.075	0.006	0.002		
Atterberg (1905) Nomencl. Routière		Cailloux		Graviers		grosses	Sables		grosses	fin	Limons		Argiles	
British Standard System		Cailloux		Graviers		grosses	Sables moyens		grosses	fin	Limons moyens		Argiles	
Sté Autrichienne de recherches routières		Cailloux		Graviers		grosses	Sables grosses		fin		Limons		Argiles	
Massachus. Instit. of Technology		Cailloux		Graviers			Sables				Limons		Argiles	
Sté Allemande de Rech. Rout. : DIN 4022		Cailloux		Graviers grosses		fin	grosses	Sables moyens		fin	Limons		Argiles	
Suisse Norme S.N.V.		Cailloux		Graviers			Sables				Limons		Argiles	
C.R.R. Bruxelles Belgique		Cailloux Fraction (VI)		Graviers (V)		grosses (IV)	Sables grosses (IV)		fin (III)		Limons (II)		Argiles (I)	
A.S.T.M.		Cailloux		Graviers grosses		fin	grosses	Sables		fin	Limons		Argiles	
U.S.C.S. Corps of engineers		Cailloux		Graviers grosses		fin	grosses	Sables moyens		fin	Limons et (ou) argiles			
A.A.S.H.O.		Cailloux		Graviers grosses		moyens	fin	grosses	Sables moyens		fin	Limons		Argiles
Civils Aeronautics Administration (U.S.Q.)				Graviers				Sables grosses		fin	Limons		Argiles	
		76.2	25.4	19.1	9.5	4.75	2.0	0.425	0.25	0.075	0.05	0.006		

Compactage des sols

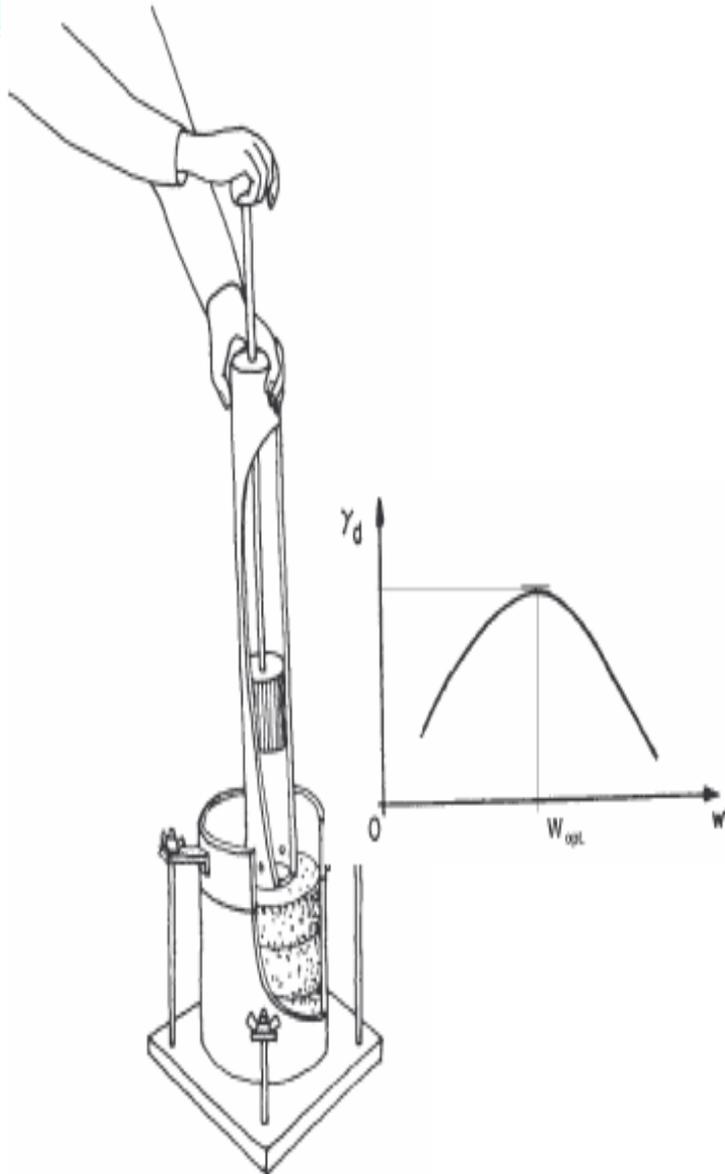
Proctor a montré que le compactage est fonction de quatre paramètres: la masse volumique du sol sec, la teneur en eau, énergie de compactage et type de sol (granulométrie, minéralogie,...).



Compactage des sols



Compactage des sols

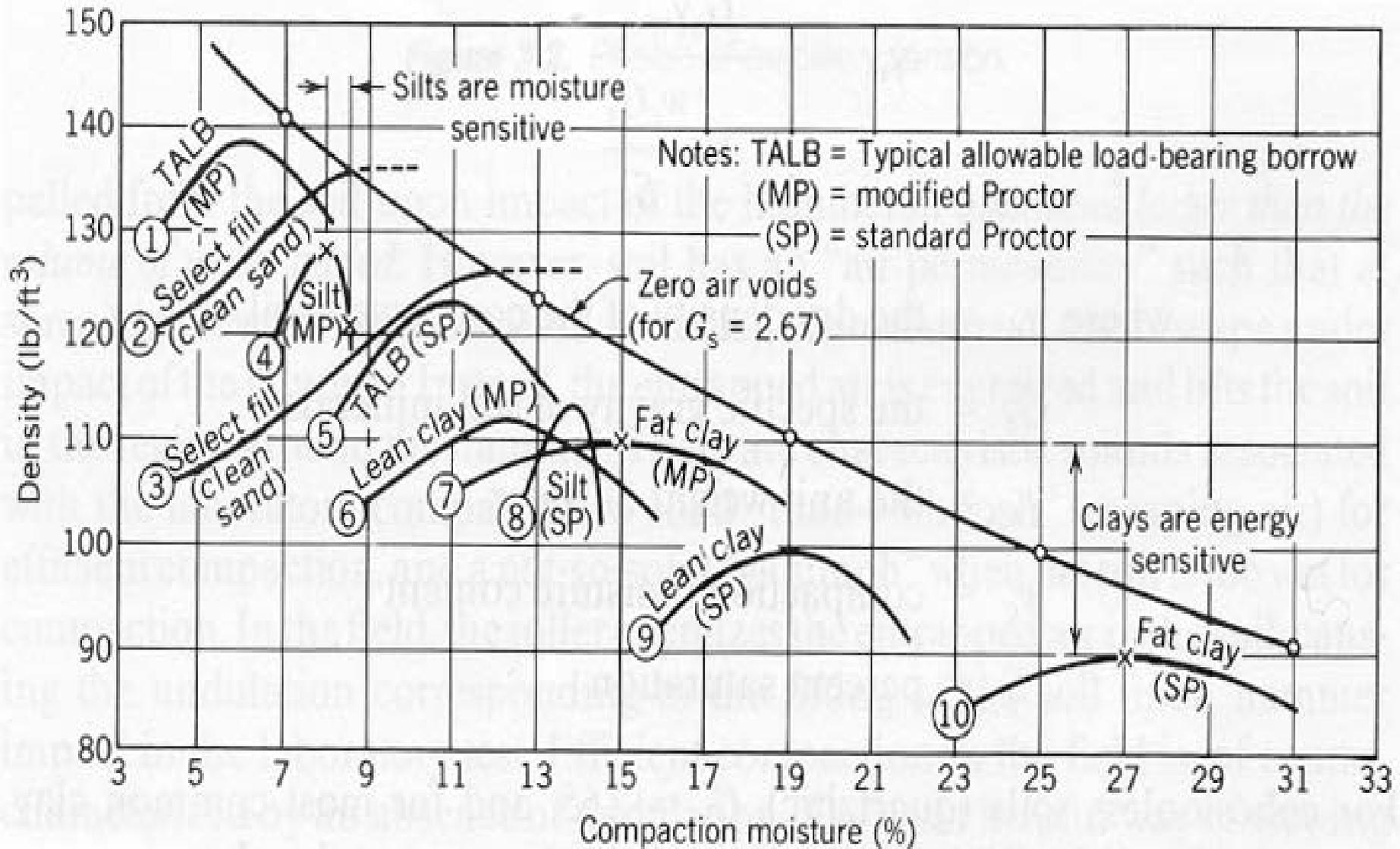


	Masse de la dame (Kg)	Hauteur de chute (cm)	Nombre de coups par couche	Nombre de couches	Energie de compactage Kj/dm ³	
Essai Proctor	Normal	2,490	30,50	25 (moule Proctor)	3	0,59
				55 (moule CBR)	3	0,53
	Modifié	4,540	45,70	25 (moule Proctor)	5	2,71
				55 (moule CBR)	5	2,41

Emploi des principaux type de compacteurs (Tx routier)

	100 % Argile	100 % limon	100 % Sable	100 % Roche
Terrassement important	← Compacteur vibrant A pied dameurs → 		← Compacteur à pneu → 	
Surfaçage	← Compacteur vibrant A jante lisses → 			

Compactage des sols



Exercice 1

Un échantillon d'argile saturé a une masse de 1200g après passage à l'étuve sa masse n'est que de 800g. Le constituant solide des grains a une densité de 2,7. On demande :
La teneur en eau, l'indice des vides, la porosité, le poids volumique humide, la densité humide et le poids volumique déjaugé.

Exercice 2

Un échantillon intact d'argile est essayé en laboratoire et l'on obtient les résultats suivants :
Poids spécifique : 2,65 / Poids humide de l'échantillon : 220g / Poids après séchage : 135g
Déterminer : En supposant que l'échantillon était saturé à 100% et à 70% le volume total en ml, l'indice des vides et la porosité.

Exercice 3

Un échantillon de sol est placé dans un récipient en verre. La masse totale de l'échantillon humide et du récipient est $m_1=70,29\text{g}$. Cette masse est ramenée à $m_2=60,31\text{g}$ après passage à l'étuve. La masse du récipient est $m=32,45\text{g}$. Une mesure au pycnomètre montre que la densité du constituant solide est 2,67. On supposera que l'échantillon est saturé, on demande : La teneur en eau, la porosité, l'indice des vides et les densités humide, sèche et déjaugée.

Exercice 4

On considère un échantillon d'un sol complètement saturé de volume $V=185\text{cm}^3$ et de masse $m=331\text{g}$. La densité du constituant solide est de 2,67. Trouver sa porosité, son indice des vides ainsi que sa teneur en eau.

Conversion of Units

Multiplication Factor	Prefix	SI Symbol
1 000 000 000	<i>giga</i>	<i>G</i>
1 000 000	<i>mega</i>	<i>M</i>
1 000	<i>kilo</i>	<i>k</i>
0.001	<i>milli</i>	<i>m</i>
0.000 001	<i>micro</i>	μ
0.000 000 001	<i>nano</i>	<i>n</i>

Base SI Units

Quantity	Unit	Symbol
<i>length</i>	<i>meter</i>	<i>m</i>
<i>mass</i>	<i>kilograms mass</i>	kg_m
<i>force</i>	<i>newton</i>	<i>N</i>
<i>time</i>	<i>second</i>	<i>s</i>

Derived SI Units

Quantity	Derived SI Unit	Name	Symbol
<i>area</i>	<i>meter²</i>		m^2
<i>volume</i>	<i>meter³</i>		m^3
<i>density</i>	<i>kilogram / meter³</i>		kg_m/m^3
<i>force</i>	<i>kilogram-meter / second²</i>	<i>newton</i>	<i>N</i>
<i>moment of force</i>	<i>newton-meter</i>		<i>N-m</i>
<i>pressure</i>	<i>newton / meter²</i>	<i>pascal</i>	<i>Pa</i>
<i>stress</i>	<i>newton / meter²</i>	<i>pascal</i>	<i>Pa or N/m²</i>
<i>work, energy</i>	<i>newton-meter</i>	<i>joule</i>	<i>J</i>
<i>power</i>	<i>joule / second</i>	<i>watt</i>	<i>W</i>

Conversion of SI Units to English Units

Lengths

From	To			
	<i>inches</i>	<i>feet</i>	<i>yards</i>	<i>miles</i>
<i>mm</i>	3.94×10^{-2}	3.28×10^{-3}	1.09×10^{-3}	6.22×10^{-7}
<i>cm</i>	3.94×10^{-1}	3.28×10^{-2}	1.09×10^{-2}	6.22×10^{-6}
<i>m</i>	3.94×10^1	3.28	1.09	6.22×10^{-4}
<i>km</i>	3.94×10^4	3.28×10^3	1.09×10^3	6.22×10^{-1}

Area

From	To			
	<i>square inches</i>	<i>square feet</i>	<i>square yards</i>	<i>square miles</i>
mm^2	1.55×10^{-3}	1.08×10^{-5}	1.20×10^{-6}	3.86×10^{-13}
cm^2	1.55×10^{-1}	1.08×10^{-3}	1.20×10^{-4}	3.86×10^{-11}
m^2	1.55×10^3	1.08×10^1	1.20	3.86×10^{-7}
km^2	1.55×10^9	1.08×10^7	1.20×10^6	3.86×10^{-1}

Volume

From	To				
	<i>cubic inches</i>	<i>cubic feet</i>	<i>cubic yards</i>	<i>quarts</i>	<i>gallons</i>
cm^3	6.10×10^{-2}	3.53×10^{-5}	1.31×10^{-6}	1.06×10^{-3}	2.64×10^{-4}
<i>liter</i>	6.10×10^1	3.53×10^{-2}	1.31×10^{-3}	1.06	2.64×10^{-1}
m^3	6.10×10^4	3.53×10^1	1.31	1.06×10^3	2.64×10^2

Conversion des Unités

Force

↑ From	Multiply by → To			
	ounces	pounds	kips	tons (short)
dynes	1.405×10^{-7}	2.248×10^{-6}	2.248×10^{-9}	1.124×10^{-9}
grams	3.527×10^{-2}	2.205×10^{-3}	2.205×10^{-6}	1.102×10^{-6}
kilograms	3.527×10^1	2.205	2.205×10^{-3}	1.102×10^{-3}
newtons	3.597	2.248×10^{-1}	2.248×10^{-4}	1.124×10^{-4}
kilo-newtons	3.597×10^3	2.248×10^2	2.248×10^{-1}	1.124×10^{-1}
tons (metric)	3.527×10^4	2.205×10^3	2.205	1.102

Pressure (stress) σ

↑ From	Multiply by → To					
	lb/in ²	lb/ft ²	kips/ft ²	tons (short)/ft ²	feet of water	atmosphere
gm/cm ²	1.422×10^{-2}	2.048	2.048×10^{-3}	1.024×10^{-3}	3.281×10^{-2}	9.678×10^{-4}
kg/cm ²	1.422×10^1	2.048×10^3	2.048	1.024	3.281×10^1	9.678×10^{-1}
kN/m ²	1.450×10^{-1}	2.090×10^1	2.088×10^{-2}	1.044×10^{-2}	3.346×10^{-1}	9.869×10^{-3}
ton (metric)/m ²	1.422	2.048×10^2	2.048×10^{-1}	1.024×10^{-1}	3.281	9.678×10^{-2}

Torque (moment) T or M

↑ From	Multiply by → To		
	lb-in ²	lb-ft	kips-ft
gm-cm	8.677×10^{-8}	7.233×10^{-5}	7.233×10^{-8}
kg-m	8.677	7.233	7.233×10^{-3}
kN-m	9.195×10^3	7.663×10^2	7.663×10^{-1}

Velocity v

↑ From	Multiply by → To		
	ft/s	ft/min	mi/h
cm/s	3.281×10^{-2}	1.9685	2.236×10^{-2}
km/min	5.467×10^1	3.281×10^3	3.728×10^1
km/h	9.116×10^{-1}	5.467×10^1	6.214×10^{-1}

1 mile = 1,610 meters = 5,282.152 feet

Unit weight γ

↑ From	Multiply by → To	
	lb/in ³	lb/ft ³
gm/cm ³	3.613×10^{-2}	6.248×10^1
kg/m ³	3.613×10^{-5}	6.248×10^{-2}
kN/m ³	3.685×10^{-3}	6.368×10^1
tons (metric)/m ³	3.613×10^{-2}	6.428×10^1

FIN

2 LMD ST

Mécanique des sols 1

Dr. Khelifa HARICHANE
Maître de Conférences A



CHAPITRE 02
Hydraulique des sols saturés

➤ Le rôle joué par l'eau est fondamental dans la tenue des ouvrages de Géotechnique. La plupart des accidents surviennent parce qu'il a mal été pris en compte dans les calculs, la réalisation ou l'évolution des ouvrages au cours du temps.

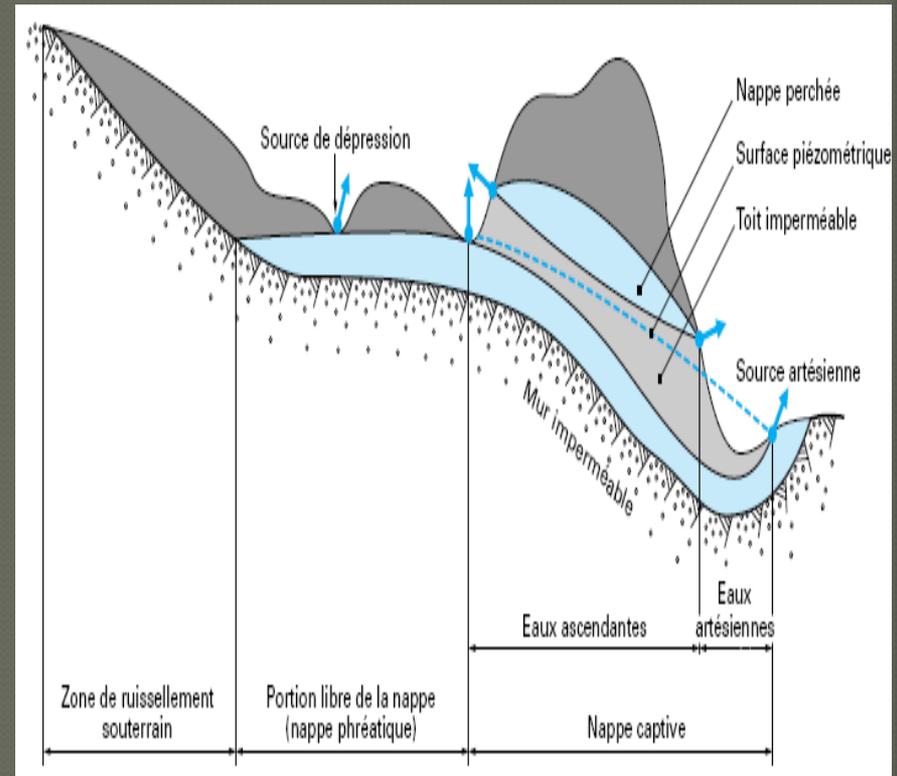
➤ Exemple spectaculaire de la ville de Mexico où l'abaissement de la nappe phréatique dû à la consommation d'eau a aboutit à des tassements supérieurs à 7m.

On distingue 03 types de nappes

- Nappes libres dont le toit supérieur est à la P_{atm}
- Nappes captives (artésiennes) dont le toit est maintenu sous pression
- Nappes phréatiques dont le toit est plus près de la surface libre



**Palacio de las Bellas, Artes,
Mexico City**



Charge hydraulique

$$h = \frac{u}{\rho_w g} + z + \frac{v^2}{2g} = \frac{u}{\gamma_w} + z + \frac{v^2}{2g}$$

$$h = \frac{u}{\rho_w g} + z = \frac{u}{\gamma_w} + z$$

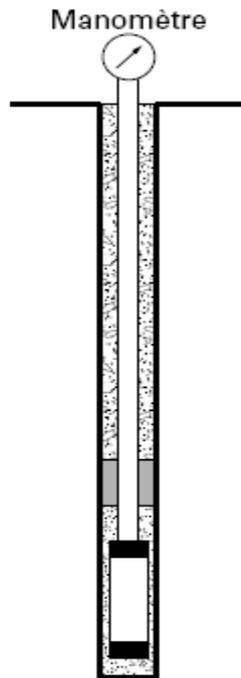


Figure 38 - Piézomètre fermé de type hydraulique

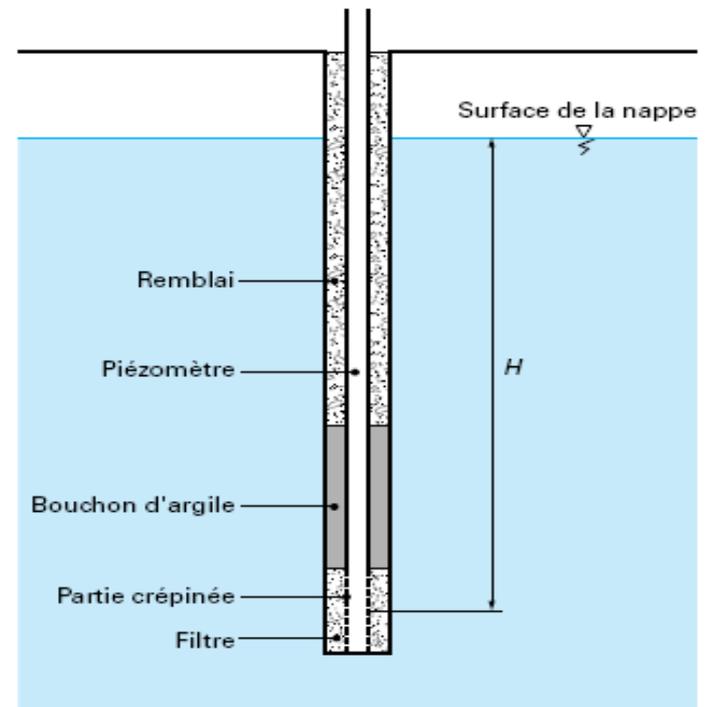


Figure 37 - Piézomètre ouvert

Perméabilité des sols

- La perméabilité d'un sol est son aptitude à être parcouru par des circulations de fluide

La vitesse d'écoulement de l'eau dans un massif de sol dépend de la géométrie des pores du sol offerts à la circulation de l'eau et aussi des différences de charge hydraulique entre les points du massif.

La relation entre la vitesse d'écoulement et la charge hydraulique dans un écoulement unidimensionnel a été déterminée expérimentalement en 1856 par Darcy, qui étudiait le débit de l'eau dans un tube rempli de sable. Cette relation s'écrit sous la forme :

$$v = ki$$

avec	v	vitesse d'écoulement,
	i	gradient hydraulique, égal à $-dh/dx$ (écoulement unidimensionnel suivant la direction Ox),
	k	coefficient de proportionnalité, appelé coefficient de perméabilité (§ 3.3).

$$v = \frac{q}{A}$$

$$i = -\frac{\text{variation de charge}}{\text{longueur parcourue}} = -\frac{\Delta h}{\Delta l}$$

$$K = 1.4 K_{0.85} e^2 \text{ avec } e = 0.85 \text{ (Casagrande)}$$

$$K = \alpha d_{10}^2 \text{ avec } \alpha \text{ dependant du type de sol (HAZEN)}$$

Tableau 1 - Valeurs du coefficient de perméabilité des sols

Type de sol	Gravier	Sables	Limons (silts)	Argiles
k (m/s)	10^0	10^{-3}	10^{-6}	10^{-11}
Méthode de mesure en laboratoire	Perméamètre à charge constante		Perméamètre à charge variable	



Mesure de la perméabilité au laboratoire

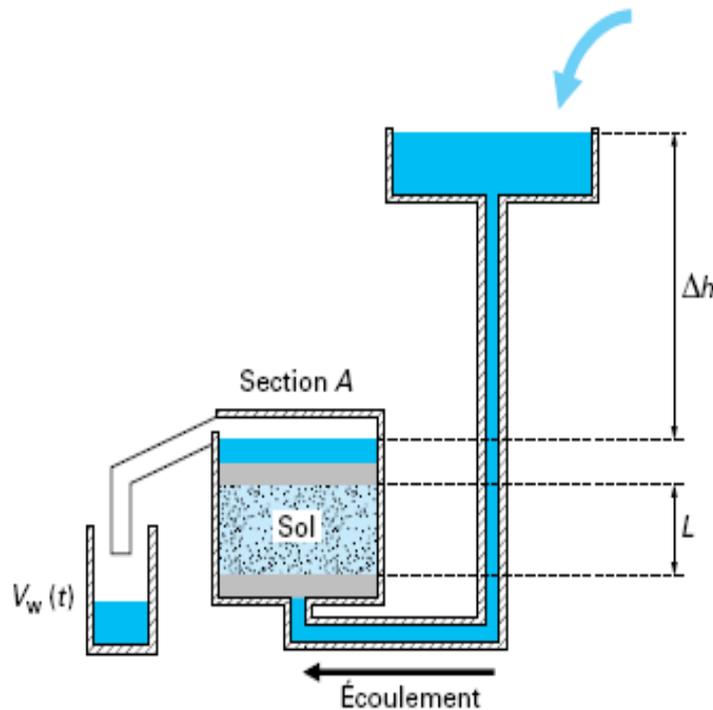


Figure 8 - Essai de perméabilité à charge constante (schéma de principe)

$$k = \frac{\text{vitesse d'écoulement}}{\text{gradient}} = \frac{V_w(t_2) - V_w(t_1)}{A(t_2 - t_1)} \frac{L}{\Delta h}$$

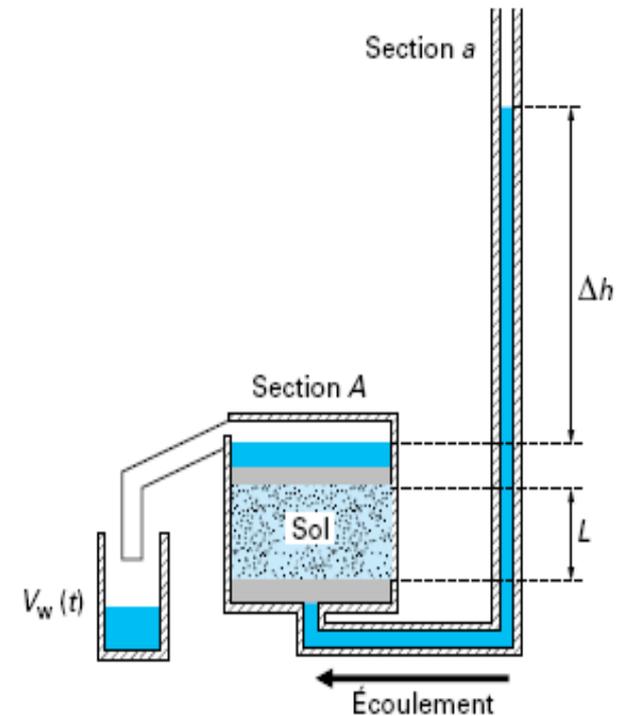
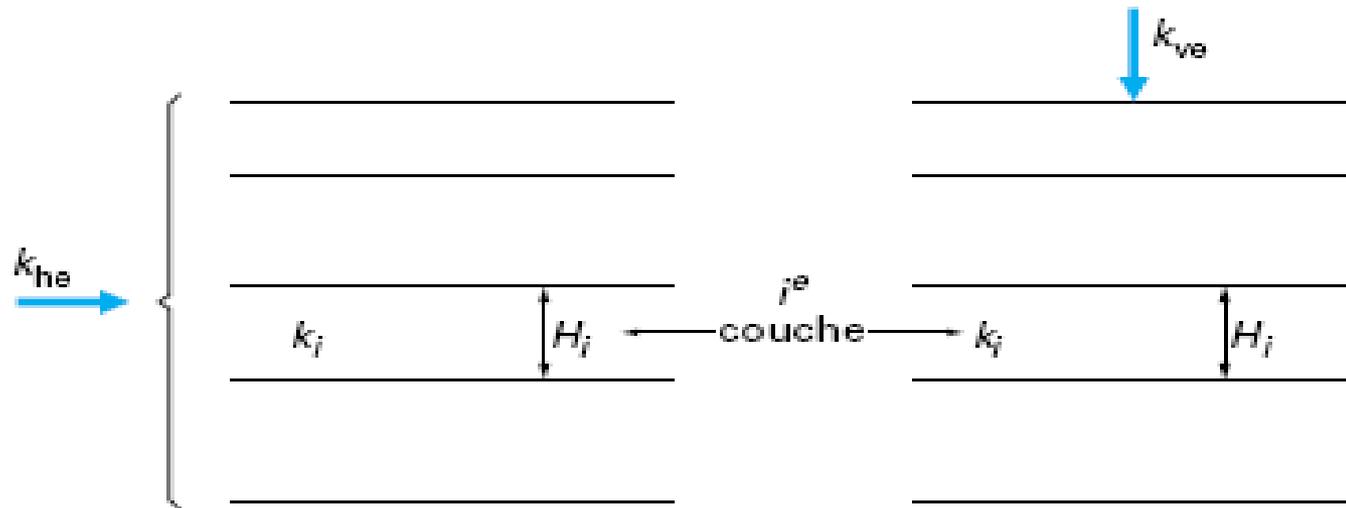


Figure 9 - Essai de perméabilité à charge variable (schéma de principe)

$$k = \frac{aL}{A} \frac{1}{t_1 - t_0} \ln \frac{\Delta h_0}{\Delta h_1} = 2,3 \frac{aL}{A} \frac{1}{t_1 - t_0} \lg \frac{\Delta h_0}{\Delta h_1}$$

Perméabilité des milieux stratifiés



(a) écoulement parallèle à la stratification

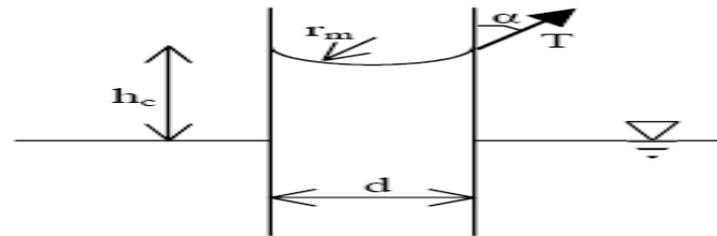
(b) écoulement perpendiculaire à la stratification

$$k_{he} = \frac{\sum_{i=1}^n k_i H_i}{\sum_{i=1}^n H_i}$$

$$k_{ve} = \frac{\sum_{i=1}^n H_i}{\sum_{i=1}^n (H_i / k_i)}$$

Capillarité dans les sols

➤ C'est un phénomène qui découle de la tension superficielle des fluides. Cette tension se développe à l'interface de matériaux différents. Elle est la cause des phénomènes de retrait des sols fins. Dans les sols, les ménisques capillaires retiennent les particules liées entre elles, le phénomène est appelé cohésion apparente. La capillarité contribue ainsi à augmenter les forces de contact et améliore la résistance par frottement entre les particules (Loi de JURIN).



$$- h_c \pi d^2 \rho_w g / 4 = \pi d T \cos \alpha$$
$$u_c = h_c \rho_w g$$

Fig. 4.1: Ménisque et relation entre tension capillaire T et pression capillaire u_c

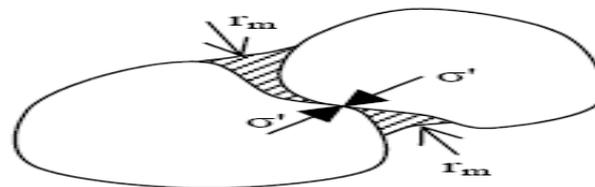
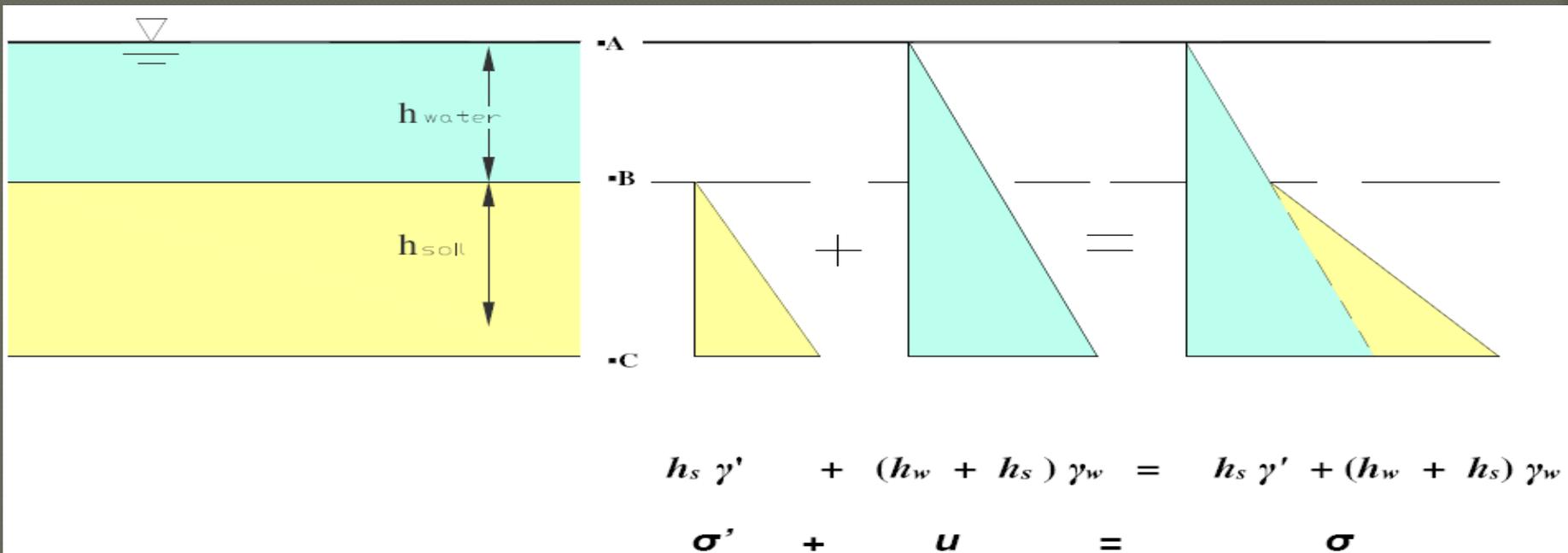


Fig. 4.2 : Cohésion apparente

➤ À l'intérieur d'un massif de sol, la pression de l'eau ou la pression de l'air s'appliquent en chaque point et se combinent aux contraintes totales pour induire le comportement local du sol. Dans les sols saturés (en eau), il est admis depuis la publication du « principe des contraintes effectives » de Terzaghi en 1925 que les déformations des sols ne dépendent pas séparément des contraintes totales et des pressions d'eau mais de leur différence. On introduit pour cette raison un nouveau type de contraintes, appelées « contraintes effectives » et qui sont reliées de la façon suivante aux contraintes totales et pressions interstitielles.

$$\sigma = \sigma' + u \quad \tau = \tau'$$



➤ La contrainte effective pour un écoulement descendant: $\sigma' = (\gamma' + i \gamma^w) h_s$
pour un écoulement ascendant: $\sigma' = (\gamma' - i \gamma^w) h_s$

➤ Lorsqu'il y a écoulement ascendant, il y a diminution graduelle des forces gravitationnelles. A l'état critique de ce phénomène, le sol entre dans un état de bouillonnement dans lequel la contrainte effective est égale à zéro. Le gradient hydraulique associé à l'apparition de ce phénomène est dit gradient hydraulique critique



$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

FIN

2 LMD ST

Mécanique des sols 1

Dr. Khelifa HARICHANE
Maître de Conférences A

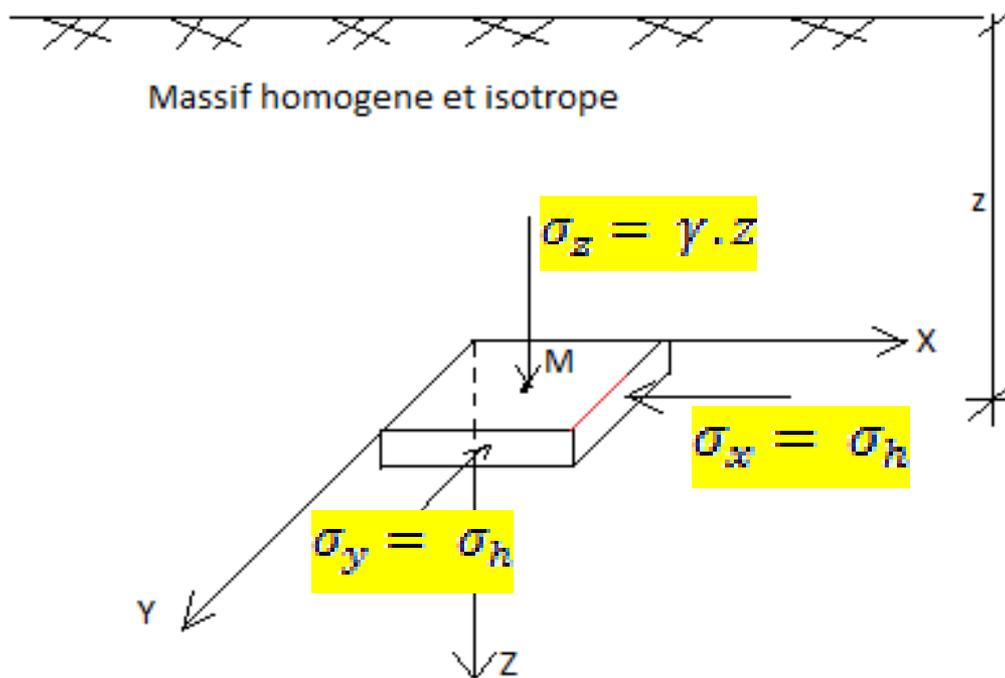
CHAPITRE 03
Calcul des
contraintes
dans le sol

1. Le sol est un milieu poreux constitué d'un squelette solide dont les vides sont remplis par l'air et/ou l'eau. Ce milieu se déforme sous l'action des contraintes dues aux efforts extérieurs provenant de l'ouvrage. On suppose que le sol est plutôt un milieu continu soumis à son poids et aux surcharges de l'ouvrage et décrit par les équations générales de l'équilibre dans un massif.

2. Contraintes dues au poids des terres

σ_x (pression des terres au repos)

K_0 (coefficient des pressions des terres au repos)



$$\frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \text{constante}$$

$$K_0 = \frac{\sigma_x}{\sigma_z}$$

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

S_r (%)	Etat de la nappe	σ'_V ou σ_V
0		$\sigma_V = \gamma_d \cdot Z$
$0 < S_r < 100$		$\sigma_V = \gamma_h \cdot Z$
100	nappe au repos	$\sigma'_V = \gamma' \cdot z$
100	nappe ascendante	$\sigma'_V = (\gamma' - i\gamma_w) \cdot z$
100	nappe descendante	$\sigma'_V = (\gamma' + i\gamma_w) \cdot z$

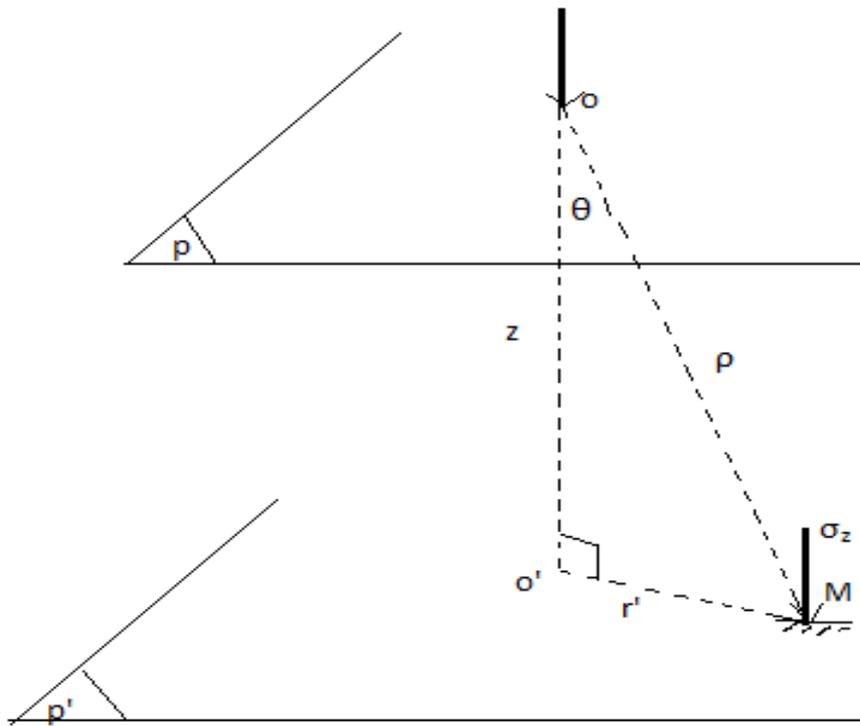
$$\sigma_v = \sum \gamma_i \cdot h_i$$

$$\sigma = \sigma' + u \qquad \tau = \tau'$$

3. Répartition des Contraintes dans les sols

Toute charge appliquée à la surface d'un sol engendre à l'intérieur de celui-ci un accroissement de contrainte. C'est accroissement devient de plus en plus faible au fur et à mesure que la profondeur augmente

A. CHARGES PONCTUELLES



Solution de BOUSSINESQ

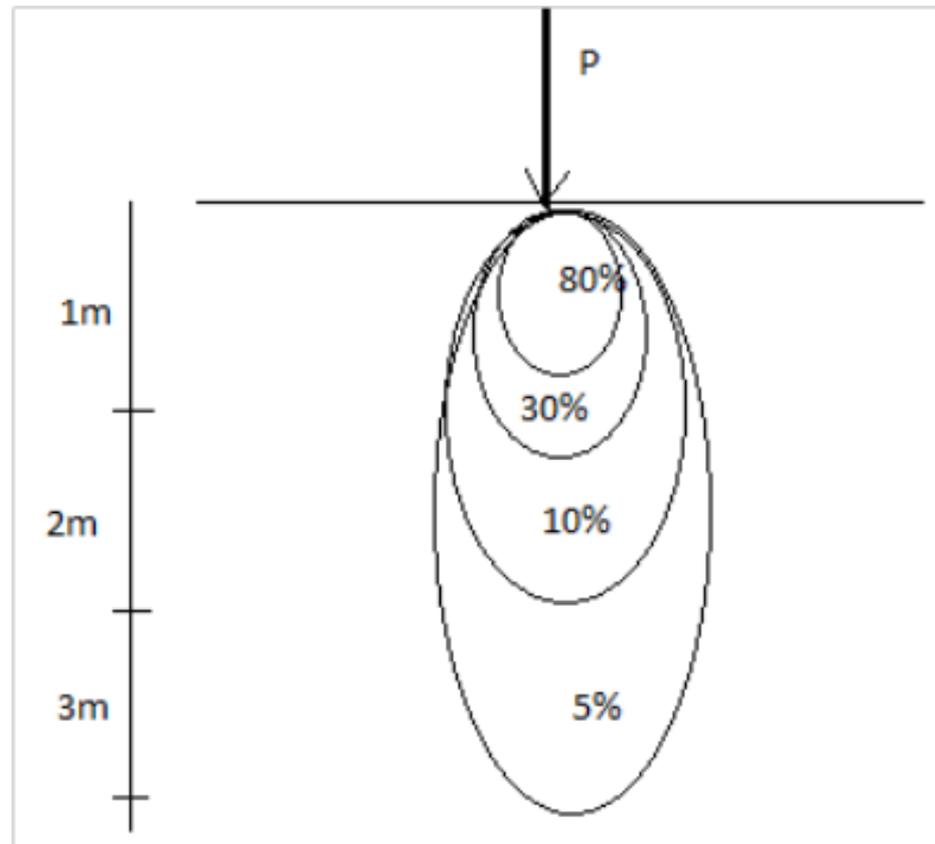
$$\sigma = \frac{3P}{2\pi z^2} (\cos \theta)^5$$

$$\cos \theta = \frac{z}{\rho}; \quad \rho = \sqrt{r^2 + z^2}$$

$$\sigma = \frac{3P z^3}{2\pi \rho^5}$$

Courbes d'égle pression verticale

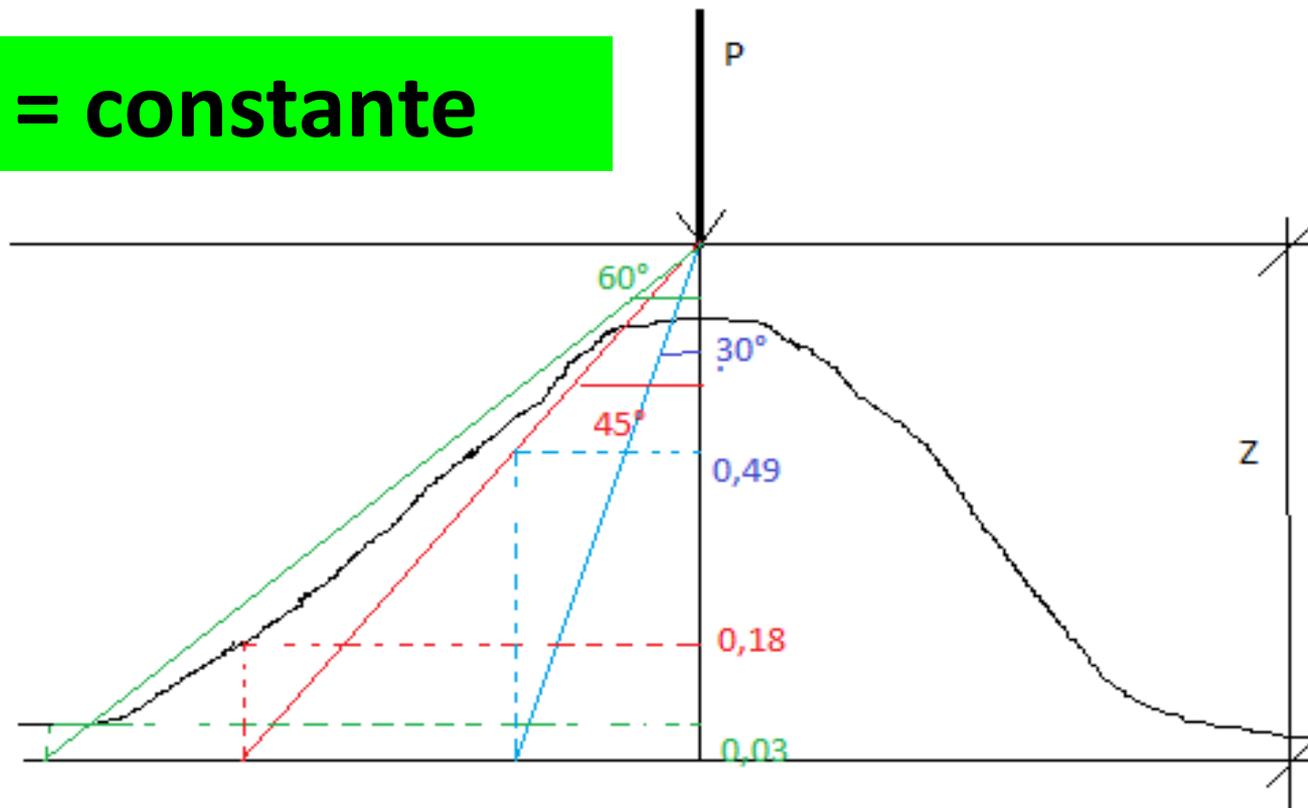
$$\frac{z^3}{\rho^5} = \text{constante}$$



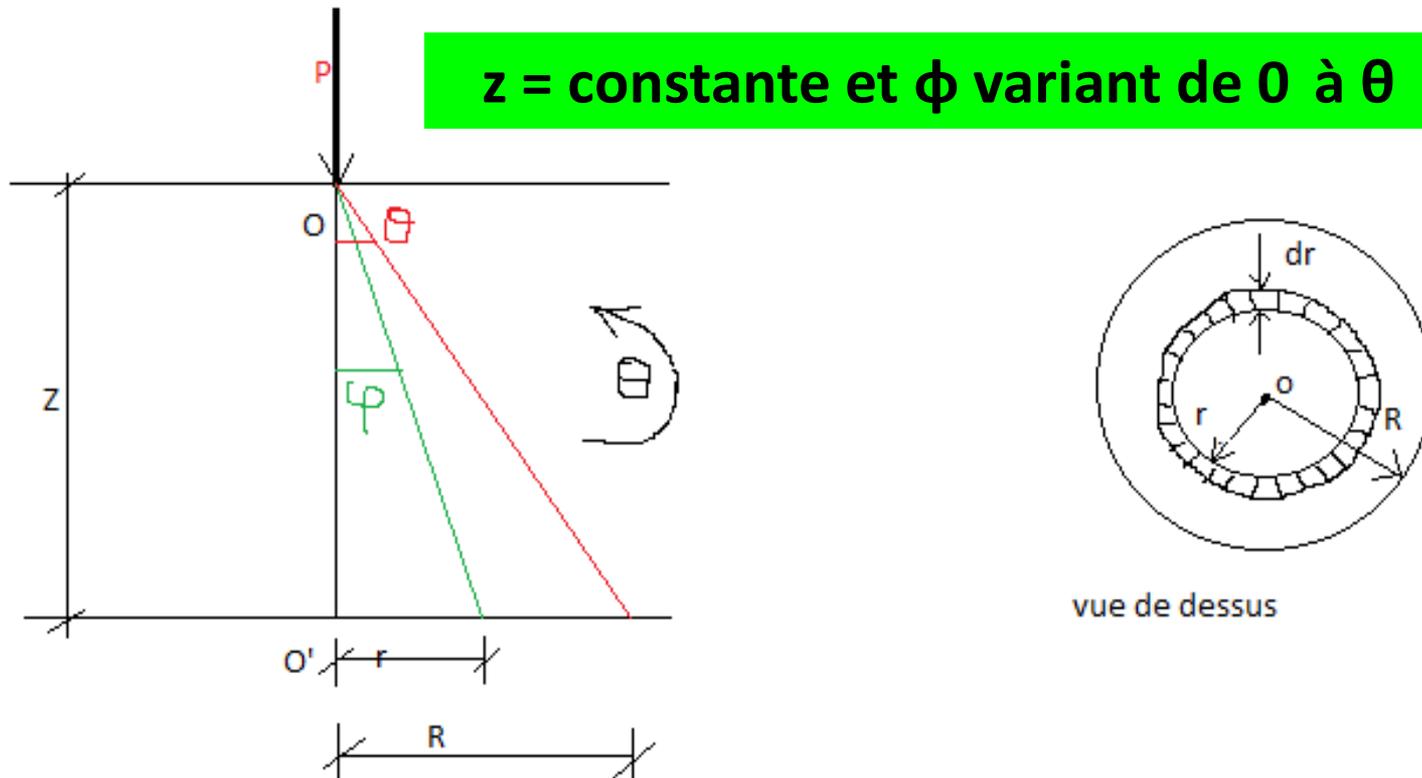
Distribution des contraintes verticales sur un plan horizontal à une profondeur donnée

$$\sigma = \frac{3P}{2\pi z^2} (\cos \theta)^5$$

z = constante



Influence d'une charge ponctuelle sur une surface circulaire à une profondeur donnée

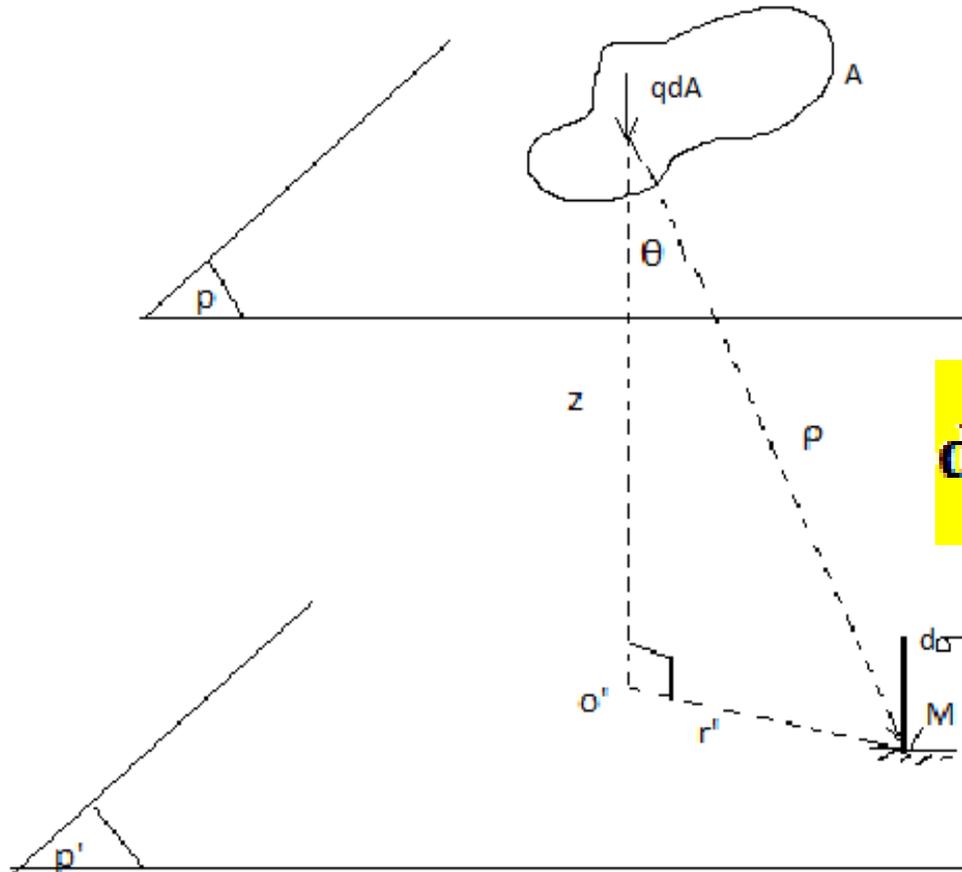


La force transmise par P à cet élément de surface est:

$$P' = P (1 - \cos^3 \theta)$$

B. CHARGES REPARTIES OU PLUSIEURS CHARGES PONCTUELLES

Charges reparties



$$d\sigma = \frac{3qdA}{2\pi z^2} (\cos^5 \theta)$$

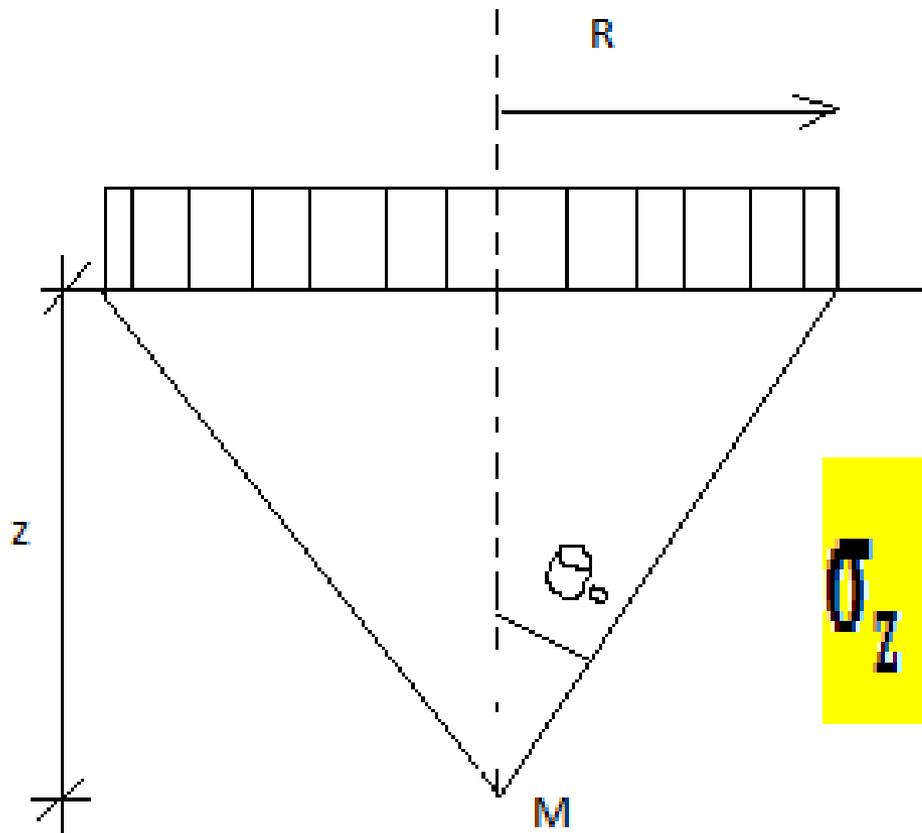
$$\sigma = \frac{3}{2\pi z^2} \int_A qdA (\cos^5 \theta)$$

Plusieurs charges ponctuelles

$$\sigma_z(M) = \sum_{i=1}^n \frac{3P_i}{2\pi z^2} (\cos^5 \theta_i)$$

Application à des cas simples

Cas d'une surface circulaire



$$\sigma_z = q (1 - \cos^3 \theta_0)$$

C. APPLICATION PRATIQUE

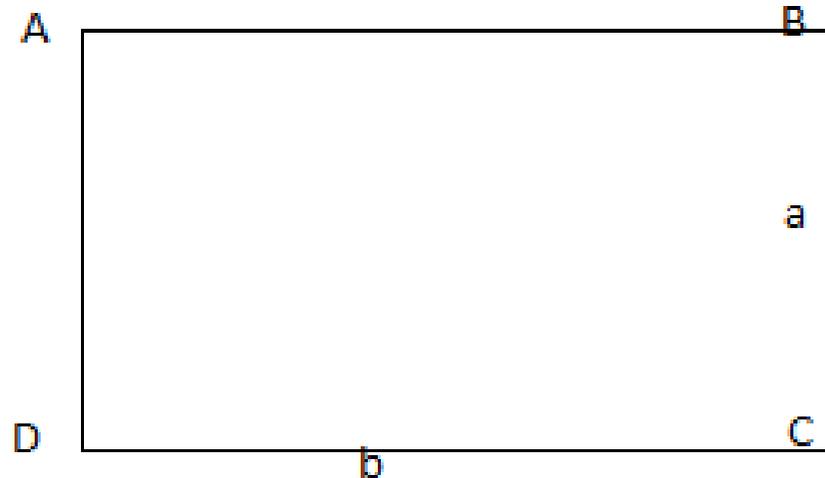
$$m = \frac{a}{z}$$

$$\sigma_z = I \cdot q$$

$$m = \frac{b}{z}$$

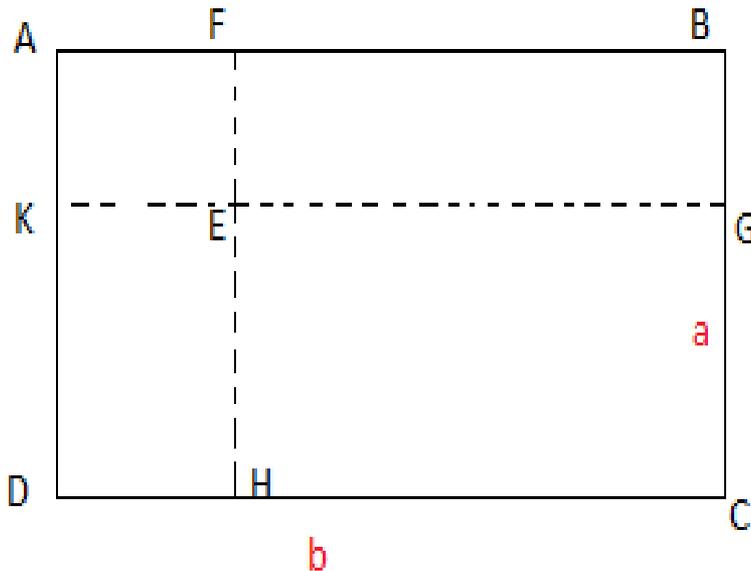
a: largeur
b: longueur
I: facteur d'influence
z: profondeur à laquelle on désire calculer σ_z

cas 1



**calculer la contrainte à la verticale des points
A,B,C,D en utilisant l'abaque qui donne (I)
cherché**

cas 2



$$I_E = I_{AFEK} + I_{FBGE} + I_{EGCH} + I_{KEHD}$$

$$\sigma_z(E) = I_E \cdot q$$

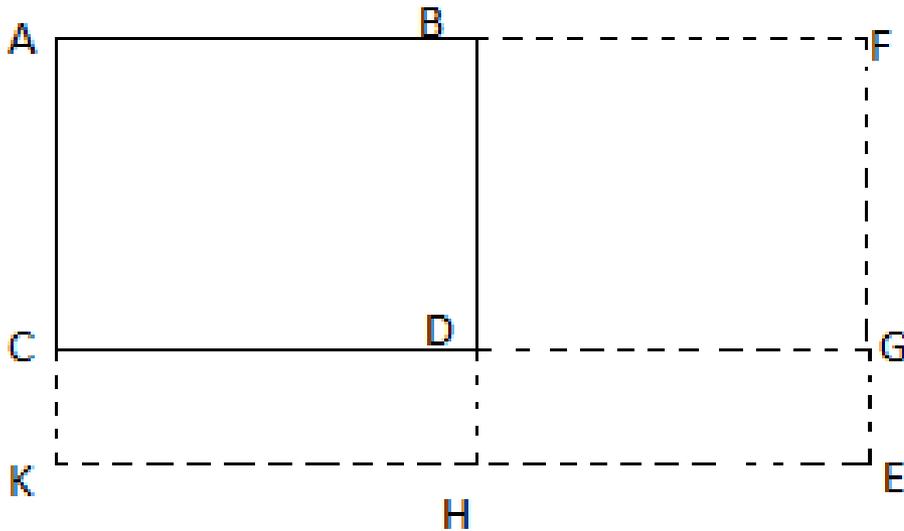
calculer la contrainte à la verticale d'un point **E** situé à l'intérieur de la surface chargée

Décomposer la surface ABCD en 04 rectangles de telle sorte que le point E soit commun à tous les rectangles

Le calcul des différents I partiels est identique au cas 1 en prenant comme paramètres a et b les dimensions de chacun des rectangles considérés

cas 3

$$I_E = I_{AFEK} - I_{BFEH} - I_{CGEK} + I_{DGEH}$$



$$\sigma_z(E) = I_E \cdot q$$

calculer la contrainte à la verticale du point **E** situé à l'extérieur de la surface chargée

FIN

2 LMD ST

Mécanique des sols 1

Dr. Khelifa HARICHANE
Maître de Conférences A

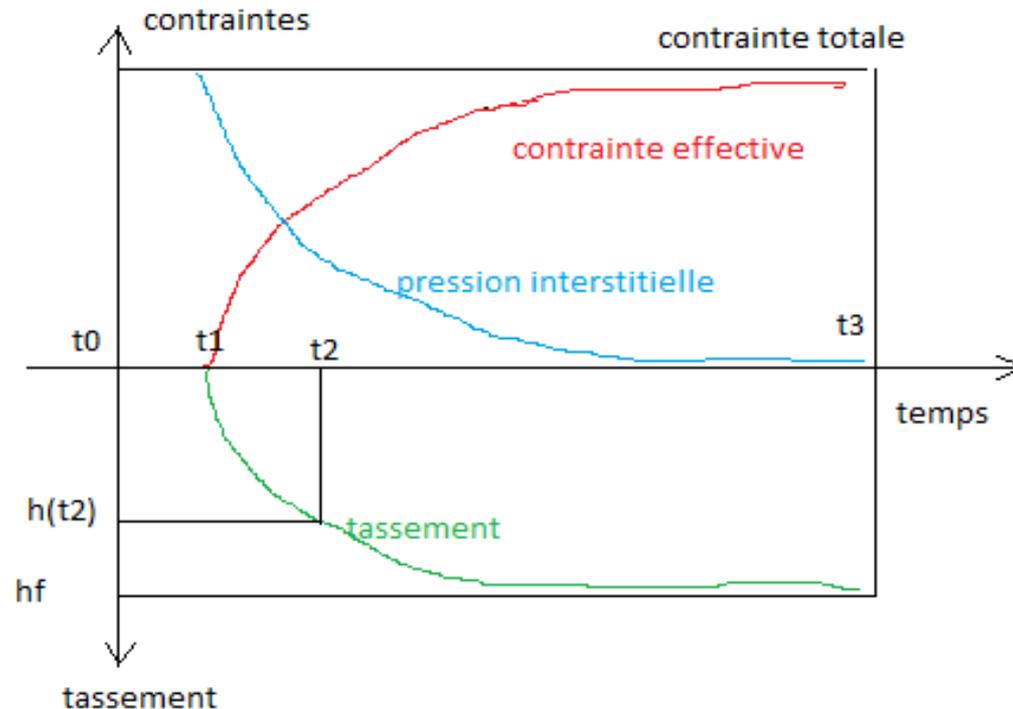
CHAPITRE 04

Tassement et consolidation des sols

La construction de tout ouvrage de GC entraîne une modification de l'état de contrainte à l'intérieur du massif de sol sollicité. Ce changement conduit à une déformation du sol (tassement)

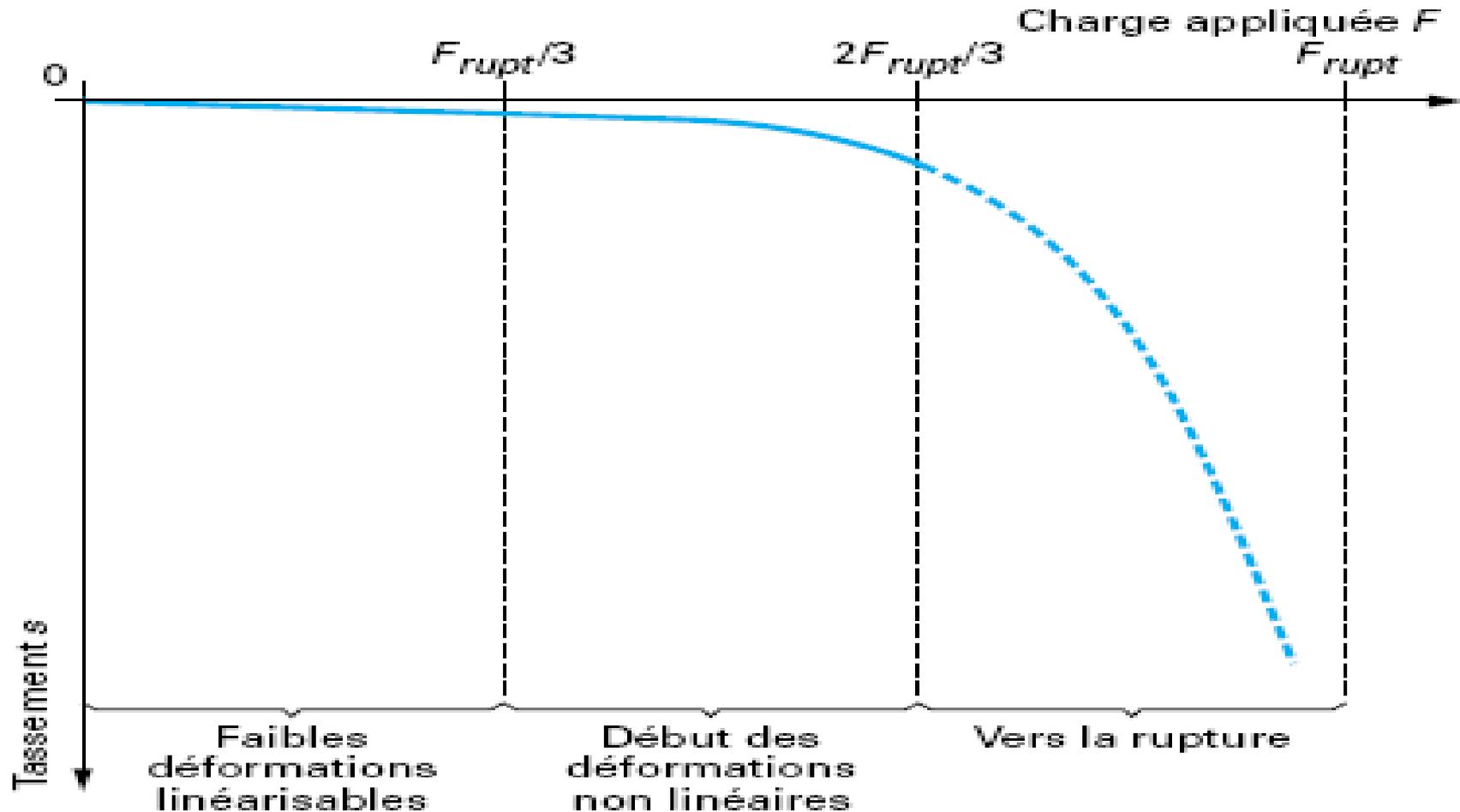
Le tassement total d'un sol se décompose en tassement primaire et tassement secondaire. Le tassement primaire a deux composantes, un tassement immédiat et un tassement différé associé à la consolidation. D'où la formule globale :

$$S^t = S^p + S^s = S^i + S^c + S^s$$

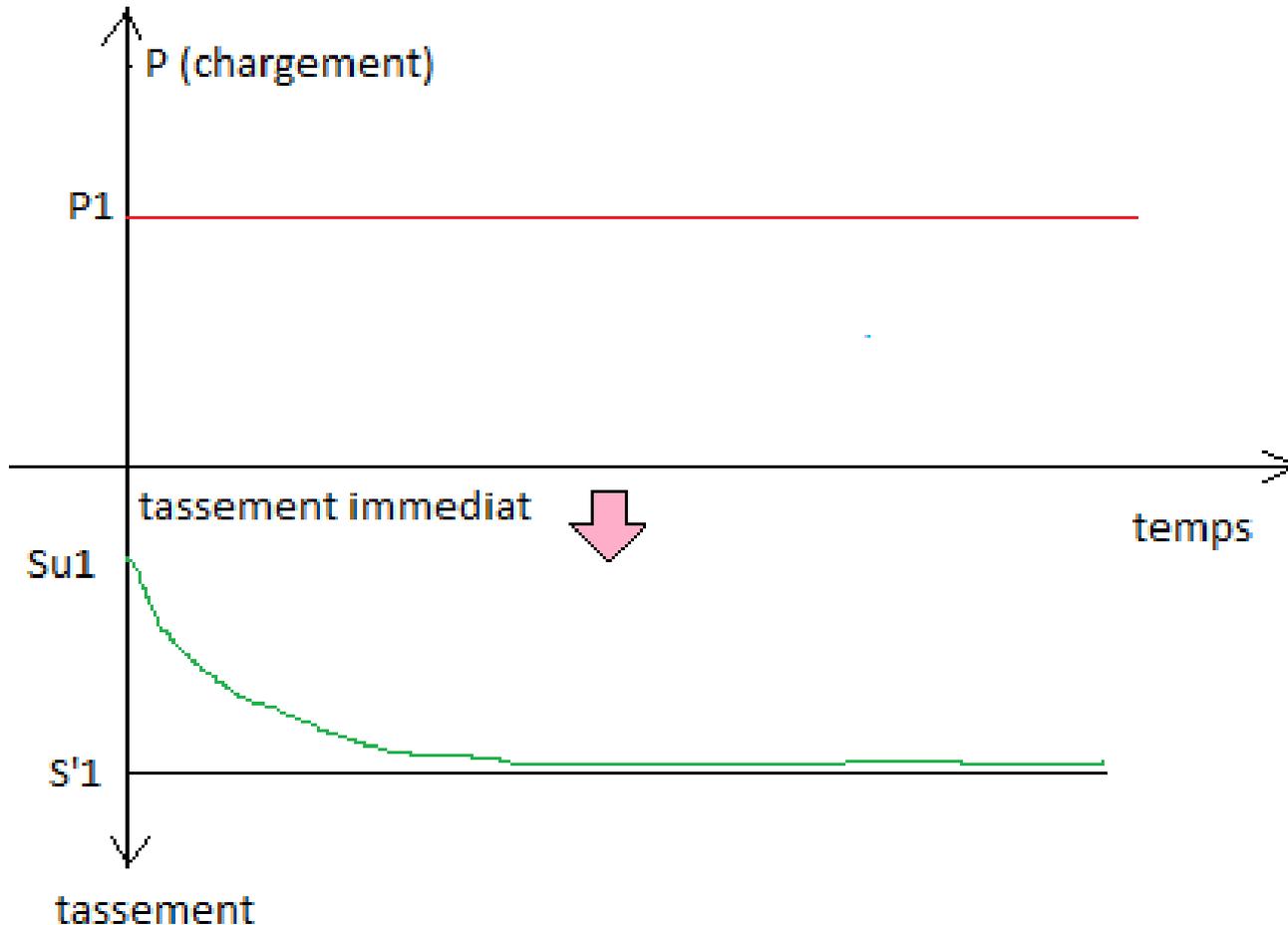


Etude qualitative des phénomènes de tassement et de consolidation

Cas des sols grenus ou sols fins secs



Cas des sols fins saturés



Evolution du tassement entre **$Su1$** et **$S'1$** est appelée **CONSOLIDATION**

Calcul des tassements

- ✓ **Méthode oedométrique**
- ✓ **Méthode Analytique**

Méthode oedométrique

L'essai oedométrique reproduit les conditions de déformation des sols dans le cas d'un massif à surface horizontale chargé par une pression uniforme et où le sol ne peut se déplacer que verticalement. Le principe de l'oedomètre a été inventé au début du XXe siècle et cet appareil fait partie de l'équipement de tous les laboratoires de mécanique des sols.

L'oedomètre, utilisé pour réaliser les essais de compressibilité à déformation horizontale nulle, comporte deux parties :

- une cellule contenant l'éprouvette de sol
- un système de mise en charge

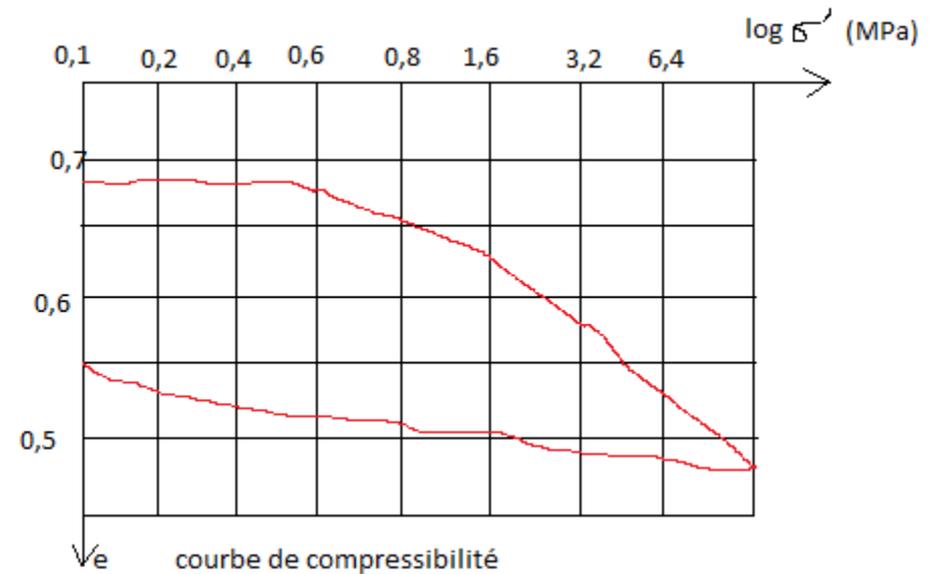
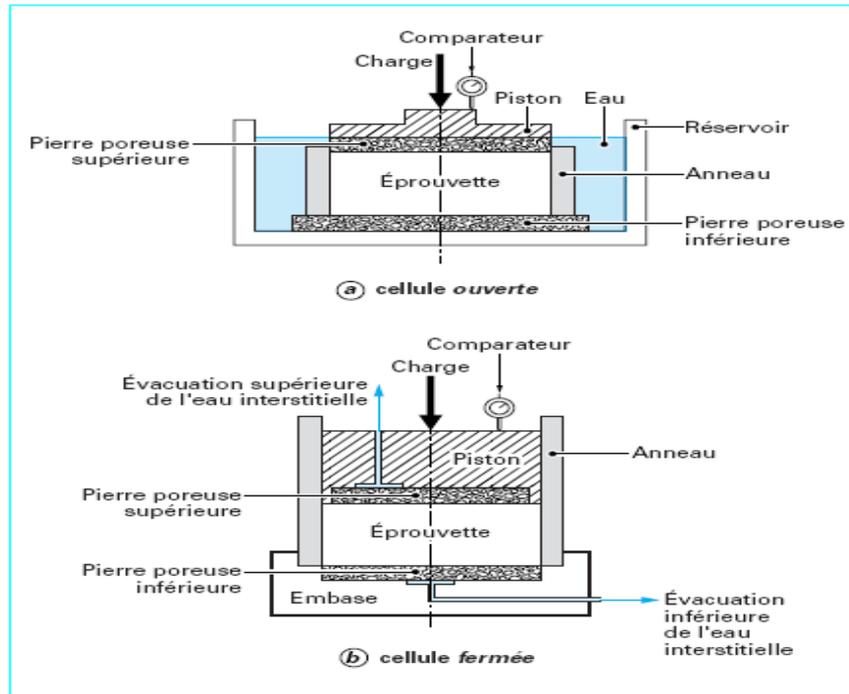
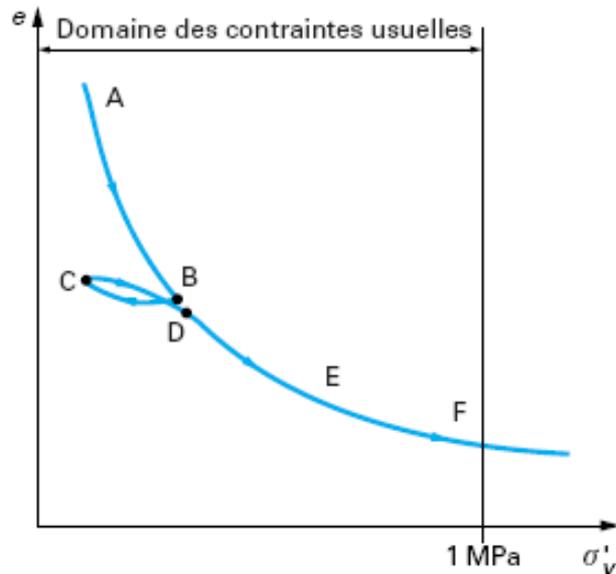
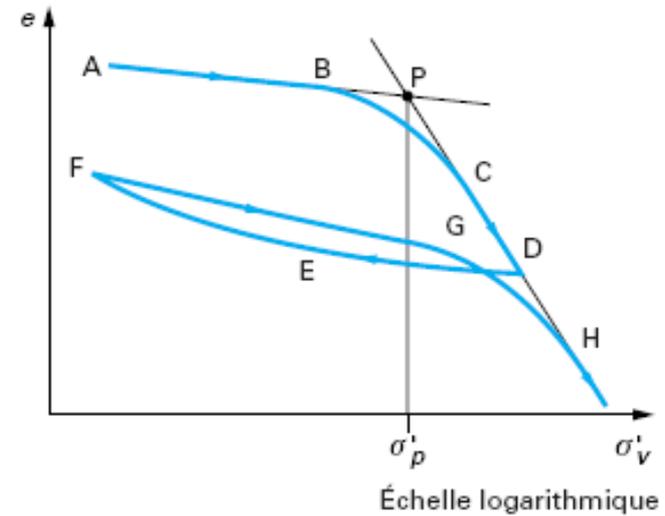


Figure 4. Cellule oedométrique



Dans la partie AB de la courbe, la variation de volume est notable et provient surtout du réarrangement des grains. Dans la partie EF, elle est faible et provient de la déformation élastique des grains.

Si l'on décharge et recharge l'éprouvette (trajet BC et CD), on constate que le comportement du matériau n'est pas réversible ; seule, la part liée à la déformation élastique des grains est récupérée.



La courbe est composée de deux parties sensiblement rectilignes, AB à faible pente et CD à forte pente, raccordées par une partie courbe.

On constate en outre, lors d'un cycle de chargement-déchargement DEFGH, que le matériau n'a pas un comportement élastique et présente une boucle d'hystérésis.

σ'_p pression de préconsolidation

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

$$E_{oed} = \frac{\Delta\sigma}{\frac{\Delta h}{h}}$$

$$E_{oed} = \frac{(1 + e_0) \Delta\sigma'_v}{\Delta e} = \frac{1}{m_v}$$

coefficient de compressibilité m_v :

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} = \frac{\Delta e}{(1 + e_0) \Delta\sigma'_v}$$

$$E = E_{oed} \left(1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu} \right)$$

$$C_s \text{ ou } C_c = \frac{\Delta e}{\Delta(\lg \sigma'_v)}$$

$$C_c = 0.009 (W_L - 10) \quad \text{SKEMPTON}$$

Tableau 1 – Valeurs de l'indice de compression C_c de différents sols

Type de sol	Origine	C_c
Tourbe	Caen	3,5
Argile vasarde très plastique	Palavas	0,7
Argile molle très plastique	Lanester	0,6
Argile molle organique	Cubzac-les-Ponts	1,2
Argile peu plastique	Narbonne	0,2
Limon argileux	Plaine de l'Aude	0,13
Limon	Orly	0,1

Contrainte de Pré consolidation

La contrainte de préconsolidation σ'_c (ou σ'_p) la pression maximale à laquelle a été soumis le sol au cours de son histoire géologique. Cette pression peut être définie sur la courbe oedométrique ($e_{\log \sigma'}$).

Il est intéressant de comparer la valeur de σ'_c à la valeur σ'_0 (ou σ'_{v0}) à laquelle le sol est actuellement soumis. σ'_0 correspond à la pression effective due au poids des terres sus-jacentes, à la profondeur où σ'_c est déterminée.

$\sigma'_c = \sigma'_0$: sol normalement consolidé

$\sigma'_c > \sigma'_0$: sol sur consolidé

$\sigma'_c < \sigma'_0$: sol sous consolidé

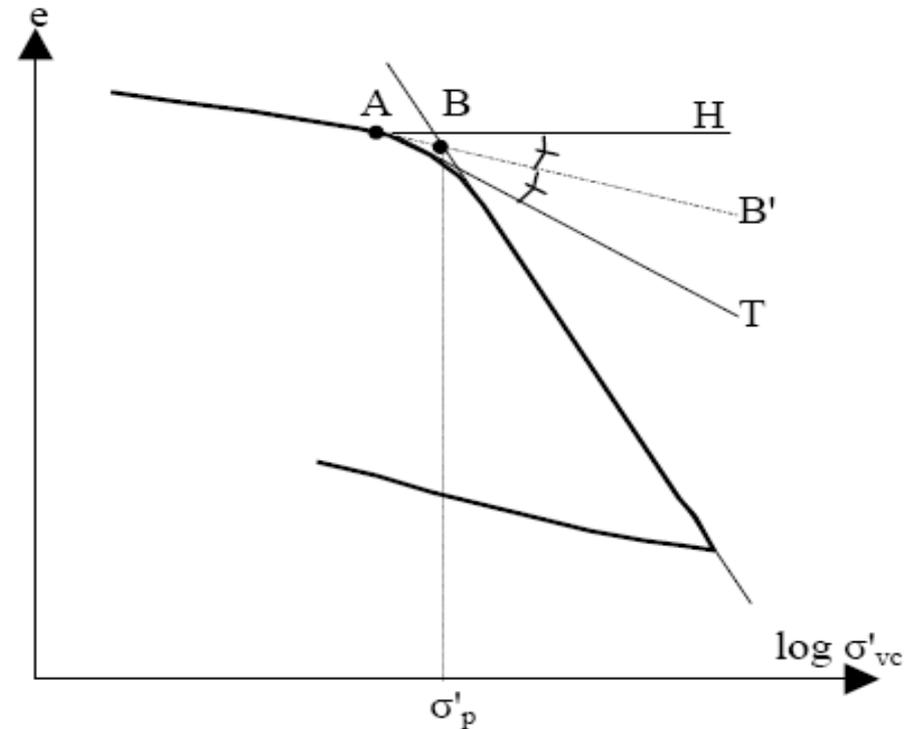
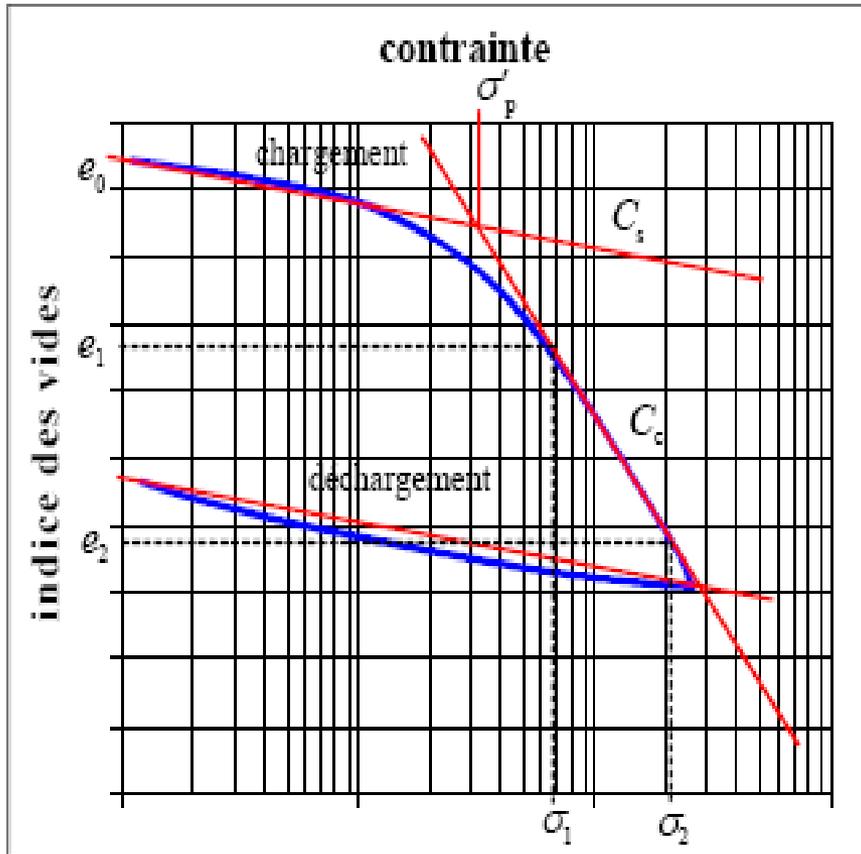


Fig. 6.8 : Détermination de la contrainte de préconsolidation

Le rapport de surconsolidation caractérise l'état initial du sol. Il est égal à :

$$R_{oc} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$$

Méthode oedométrique

TERRAIN HOMOGENE

si $\sigma'_c = \sigma'_i$ (sol normalement consolidé)

σ'_i (contrainte effective initiale)

σ'_f (contrainte effective finale)

$$\Delta h = h \frac{C_c}{1 + e_i} \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_i}$$

TERRAIN HOMOGENE

si $\sigma'_c > \sigma'_i$ (sol sur consolidé)

et $\sigma'_f < \sigma'_c$
$$\Delta h = h \frac{e_f - e_i}{1 + e_i}$$

et $\sigma'_f > \sigma'_c$ le calcul se fait en 02 phases:

$$\Delta h_T = h \left[\frac{(e_c - e_i)}{1 + e_i} + \frac{c_c}{1 + e_i} \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_c} \right]$$

TERRAIN HOMOGENE

si $\sigma'_c < \sigma'_i$ (sol sous consolidé)

$$\Delta h = h \frac{C_c}{1 + e_i} \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_i}$$

TERRAIN HETEROGENE

$$\Delta h = \sum_{j=1}^n \frac{h_j}{1 + e_j} C_c^j \log \frac{\sigma'_{fj}}{\sigma'_{vj}}$$

➤ Méthode analytique

Dans les milieux saturés, on peut admettre que le tassement se produit à volume constant. On peut le calculer on se basant sur les formules de Boussinesq. A titre d'exemple, au voisinage d'une semelle flexible uniformément chargée. On prendra $\nu=0,5$. B est la dimension caractéristique de la semelle. Le coefficient d'influence I dépend de la forme de la semelle et de la position du point de calcul

$$S_i = qB \frac{1-\nu^2}{E} I$$

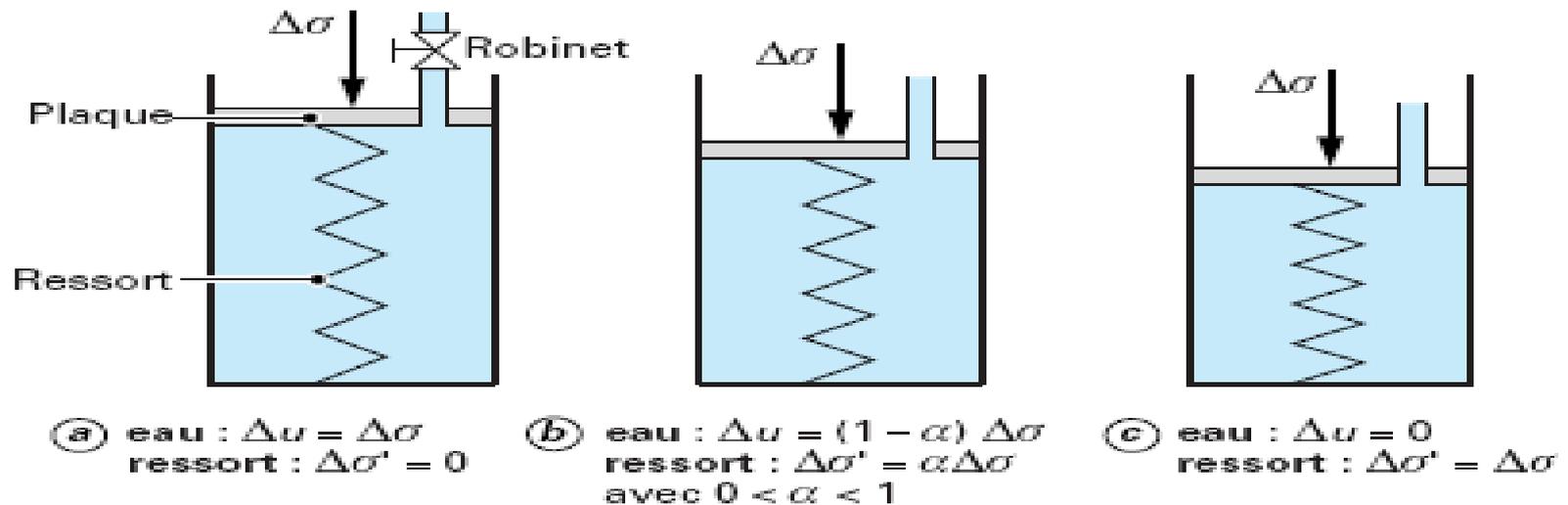
Forme de la semelle	Dimensions	Coefficient d'influence		
		Centre	Coin	Moyenne
Carrée	-	1,12	0,56	0,95
Rectangulaire	L/B=2	1,53	0,77	1,30
	L/B=3	1,78	0,89	1,52
	L/B=5	2,10	1,05	1,83
	L/B=10	2,58	1,29	2,25
Circulaire	-	1,0	0,64	0,85

Tableau 6.1 : Coefficient d'influence I pour la formule (6.9)

Consolidation des sols

La consolidation (ou consolidation primaire) d'un sol fin comme le phénomène conduisant à la dissipation des surpressions interstitielles et à la diminution du volume du sol au cours du temps sous les charges qui lui sont appliquées. L'application rapide d'une charge à la surface d'un massif ou d'une éprouvette de sol se traduit, à l'instant initial, par l'apparition de surpressions interstitielles (excès de pression par rapport à la distribution d'équilibre, généralement hydrostatique) dans la phase liquide du sol. S'il existe des possibilités de drainage aux limites du massif ou de l'éprouvette, il s'établit un écoulement transitoire

La consolidation c'est donc le processus d'expulsion des vides du sol de l'air ou de l'eau. Les grains se resserrent donc et le sol diminue de volume. Le tassement est une consolidation mais la consolidation c'est le tassement qui évolue durant le temps.



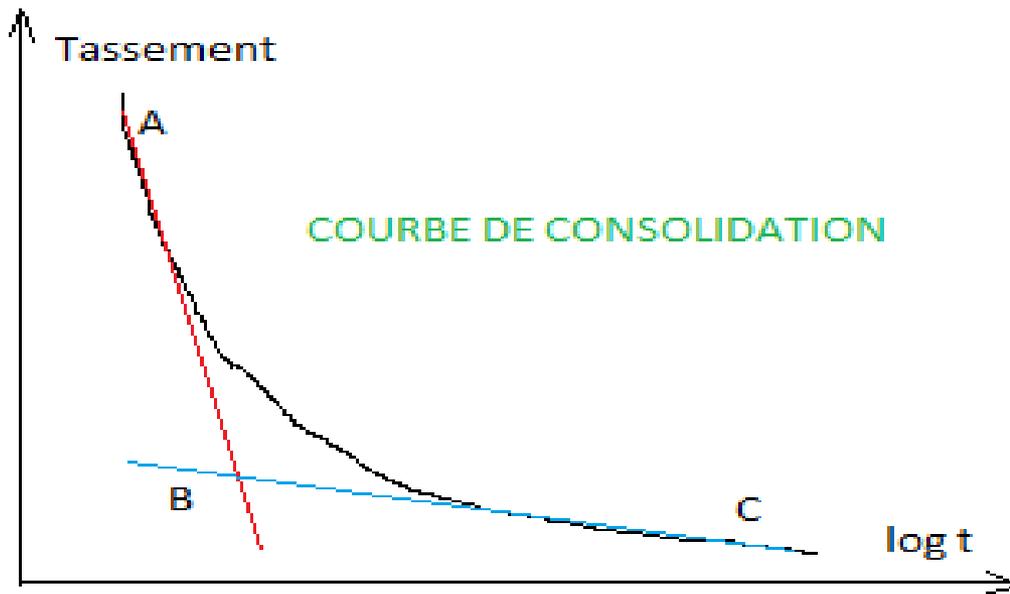
Le sol est chargé par l'intermédiaire d'une plaque percée d'un orifice de faible diamètre, muni d'un robinet.

Le comportement mécanique du squelette solide du sol est schématisé par un ressort.

La phase liquide est représentée par de l'eau.

La faible perméabilité du sol est simulée en restreignant la section de l'orifice permettant à l'eau de s'échapper à travers la plaque de chargement.

- À l'instant initial (a) $t = 0$ (robinet fermé), la charge $\Delta \sigma$ appliquée à la plaque est transmise intégralement à l'eau, le ressort n'est pas sollicité.
- Après ouverture du robinet (b), l'eau s'échappe lentement au cours du temps, la charge étant reprise progressivement par le ressort.
- En fin de consolidation (c), la surpression dans l'eau est dissipée, l'écoulement s'arrête et la charge est entièrement transférée sur le ressort.



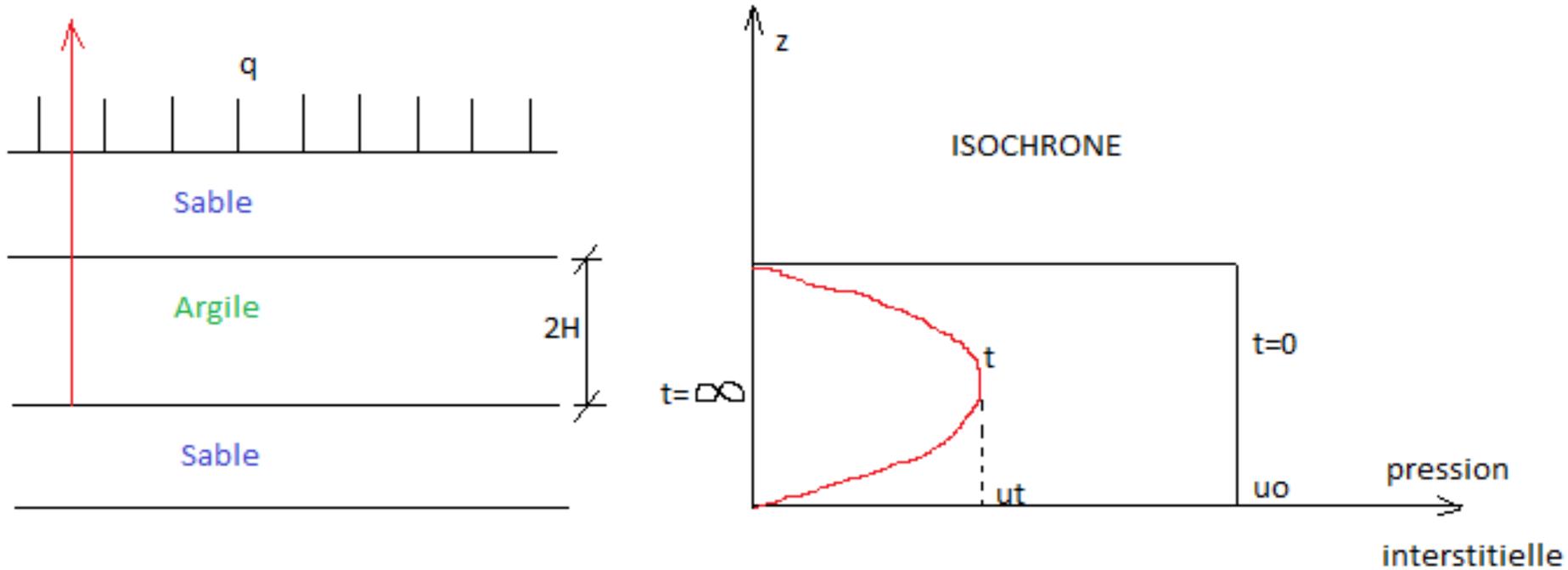
Le tassement dû à la consolidation primaire représente 80 à 90% du tassement total.

Branche AB: tassement primaire
Branche BC: tassement secondaire

Le degré de consolidation **U** du sol est le rapport entre le tassement à un instant t et le tassement total de ce sol

$$U = \frac{S_t}{S_f} = U(t) \text{ en } \%$$

Théorie de Terzaghi et Frohlich



$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

Coefficient de Consolidation C_v

$$C_v = \frac{kE_{oed}}{\gamma_w} \quad [m^2/s]$$

$$C_v = \frac{(1+e_0)k}{\gamma_w a_v}$$

La solution de l'équation différentielle est:

$$u_t = u_0 \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \sin \frac{Mz}{H} \exp \left(-M^2 \frac{C_v t}{H^2} \right) \text{ avec } M = \frac{(2m+1)\pi}{2} \text{ pour } m = 1, 2, 3 \dots$$

si on pose $T_v = \frac{C_v t}{H^2}$ facteur temps donc $u_t = f(u_0, z, T_v)$

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2}$$

H la distance de drainage de la couche, égale à l'épaisseur ou à la demi-épaisseur selon que la couche est limitée par une surface drainante et une surface imperméable ou par deux surfaces drainantes.

Le degré de consolidation **U** du sol peut être défini à partir des surpressions interstitielles:

$$U = \frac{s_t}{s_f} = \frac{1}{2H} \int_0^{2H} \left(1 - \frac{u_t}{u_0}\right) dz \quad \rightarrow \quad U(\%) = \left[1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T_v)\right] \cdot 100$$

$$a_v = \frac{1 + e}{E_{oed}} \quad \text{coefficient de compressibilité}$$

La résolution du problème de consolidation nécessite donc la connaissance de la fonction $U = f(Tv)$. De plus, le degré de consolidation est indépendant des caractéristiques géométriques et mécaniques du sol. La relation $U = f(Tv)$ est donnée sous forme de tableaux ou d'Abaques:

Tv	U
0,02	0,16
0,06	0,276
0,1	0,356
0,15	0,437
0,2	0,504
0,3	0,613
0,4	0,697
0,5	0,764
0,6	0,816
0,7	0,856
0,8	0,887
0,9	0,912
1	0,931
2	0,994
∞	1

Tableau 4 – Degré de consolidation U_v en fonction du facteur temps T_v

T_v	U_v (%)
0	0
0,004	7,1
0,008	10,1
0,012	12,4
0,020	16,0
0,028	18,9
0,048	24,7
0,072	30,3
0,100	35,7
0,150	43,7
0,200	50,4
0,250	56,2
0,300	61,3
0,350	65,8
0,400	69,8
0,500	76,4
0,600	81,6
0,700	85,6
0,800	88,7
0,900	91,2
1,000	93,2
1,500	98,0

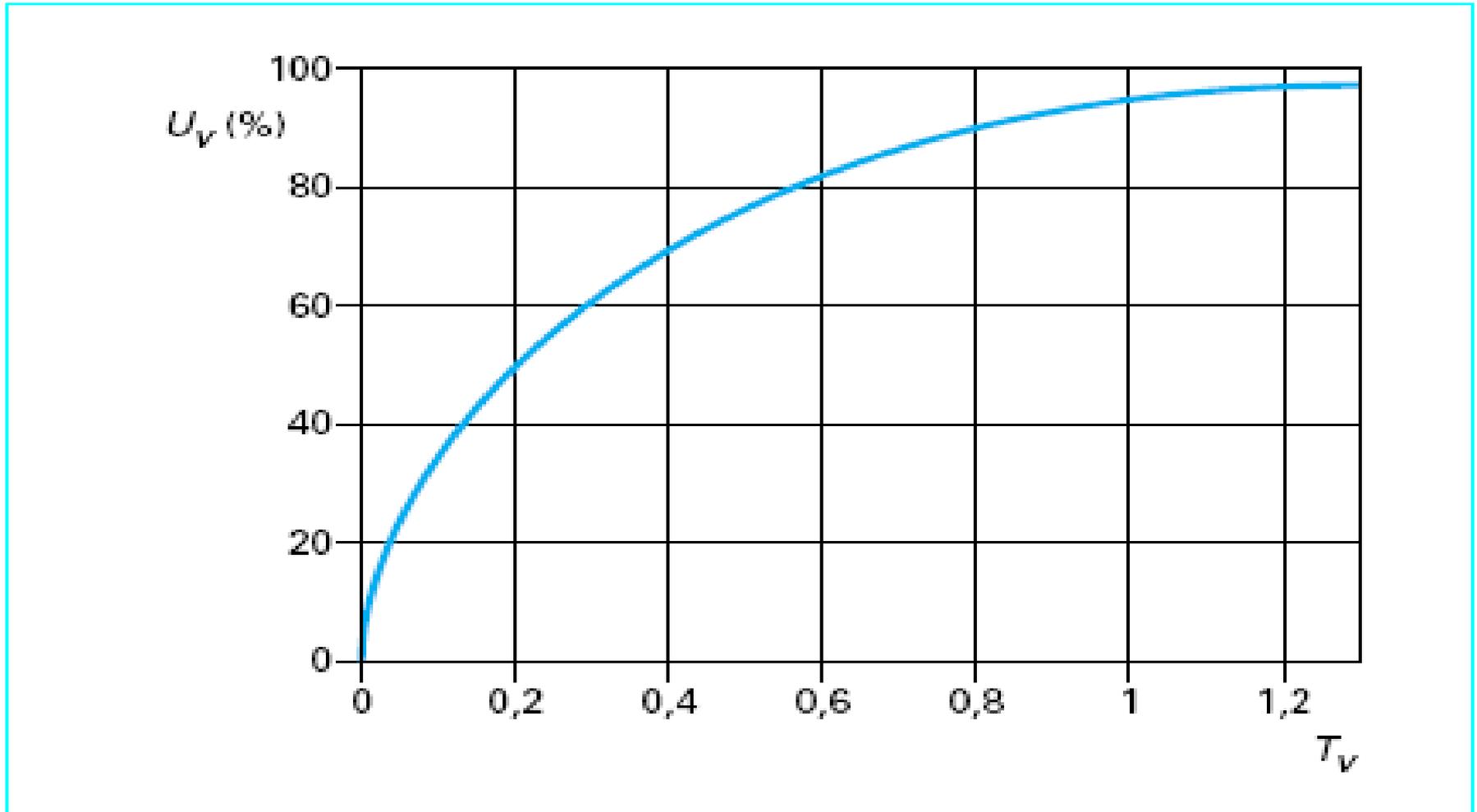


Figure 21 – Degré de consolidation U_v en fonction du facteur temps T_v

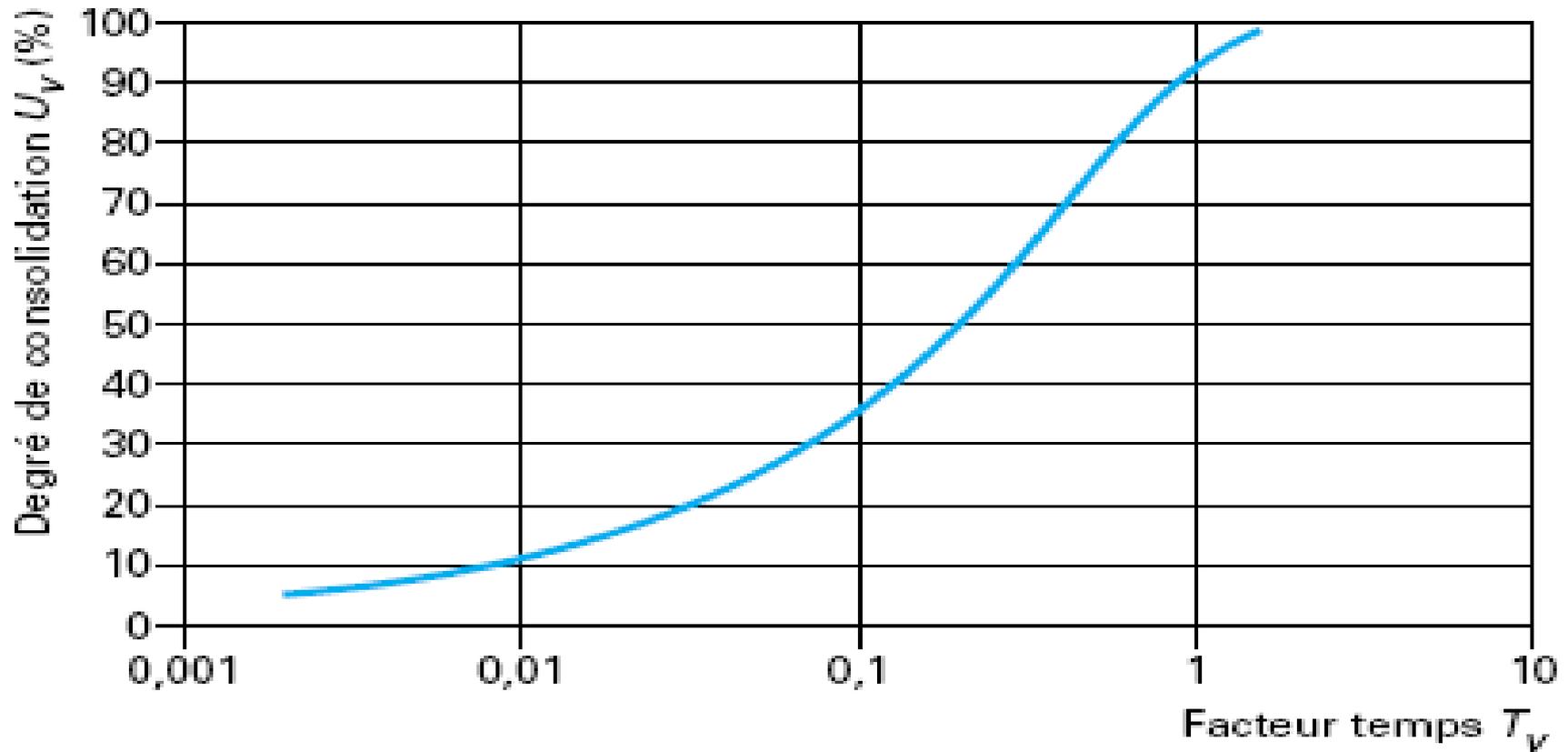


Figure 22 – Degré de consolidation U_v en fonction du logarithme du facteur temps T_v

Dans la pratique il est intéressant de connaître la fonction inverse $T_v(U)$

U(%)	T_v
10	0,008
20	0,031
30	0,071
40	0,127
50	0,196
60	0,289
90	0,848

FORMULES APPROCHEES

TERZAGHI a donné une expression simple lorsque le facteur temps est compris entre **0** et **0,2** et lorsque le degré de consolidation est inférieur à **50%**

$$T_V = \frac{\pi}{4} U^2 \quad \rightarrow \quad U = 1,128 \sqrt{T_V}$$

BRINCH HANSEN a proposé l'expression suivante:

$$U = \sqrt[6]{\frac{T_V^3}{T_V^3 + 0,5}} \quad \rightarrow \quad T_V^3 = \frac{U^6}{2(1 - U^6)}$$

Application au calcul du temps de consolidation

Il est donc possible de déterminer le temps nécessaire pour obtenir le tassement total sous une fondation ou un remblai. Pour résoudre le problème il est donc nécessaire de connaître le coefficient de consolidation C_v du sol, les autres termes étant définis soit par mesure comme la hauteur H qui est fixée par le sondage et le degré de consolidation U est fixé par l'ingénieur chargé du calcul. Connaissant U on déduit T_v à partir des abaques ou tableaux puis connaissant C_v et H il est alors possible de calculer le temps t .

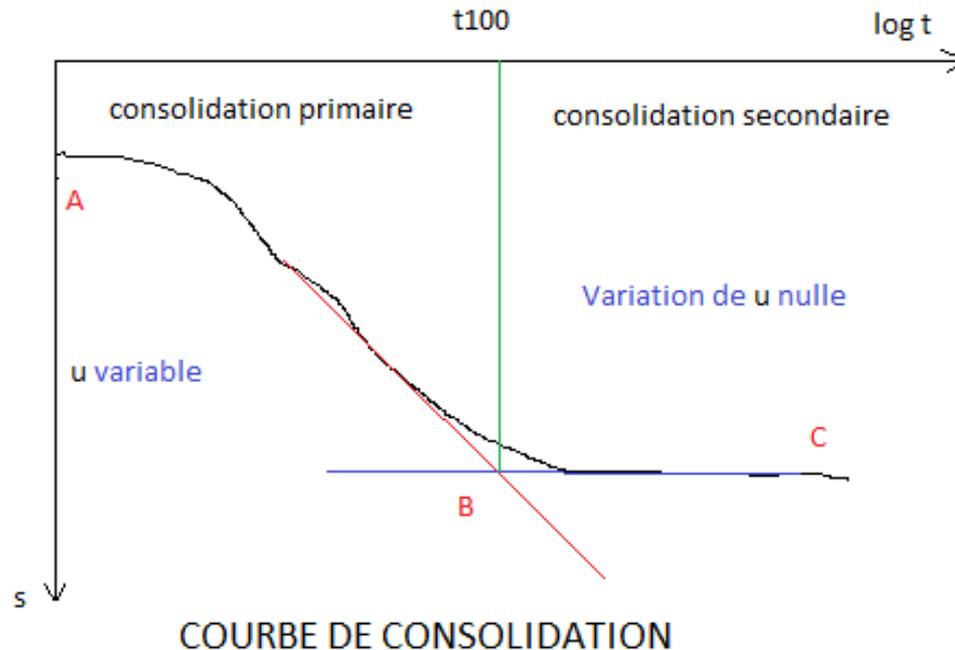
$$U = f(T_v)$$

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2}$$

Détermination de C_v

Différentes méthodes sont utilisées pour déterminer la valeur de c_v . Les plus courantes sont :

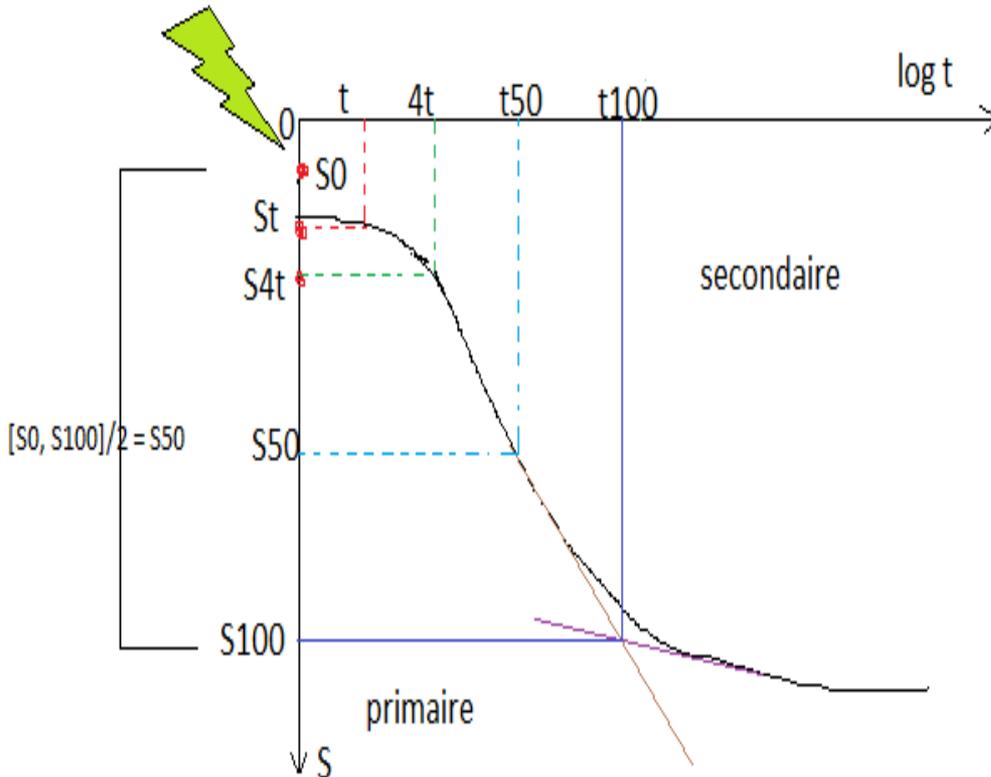
- la méthode de Casagrande, qui détermine le temps t_{50} correspondant à un degré de consolidation de 50 % sur la courbe de consolidation représentée en fonction du logarithme du temps ;
- la méthode de Taylor, qui détermine le temps t_{90} correspondant à un degré de consolidation de 90 % sur la courbe de consolidation représentée en fonction de la racine carrée du temps.



Dans la majorité des cas, le tassement dû à la consolidation primaire représente 80 à 90% du tassement total. On négligera donc le tassement dû à la consolidation secondaire

Méthode de Casagrande

compressibilité de l'air qui se trouve dans l'échantillon



Utiliser $[S_0, S_t] = [S_t, S_{4t}]$ pour déterminer S_0

Le tassement de consolidation primaire est donc **$S_{100} - S_0$** , il est donc possible de déterminer le tassement correspond à un degré de consolidation **$U=50\%$** en écrivant:
 $S_{50} = (S_{100} - S_0)/2$ et on déduit **t_{50}** du graphe

Pour $T_v(50) = 0,197$ pour $U = 50\%$

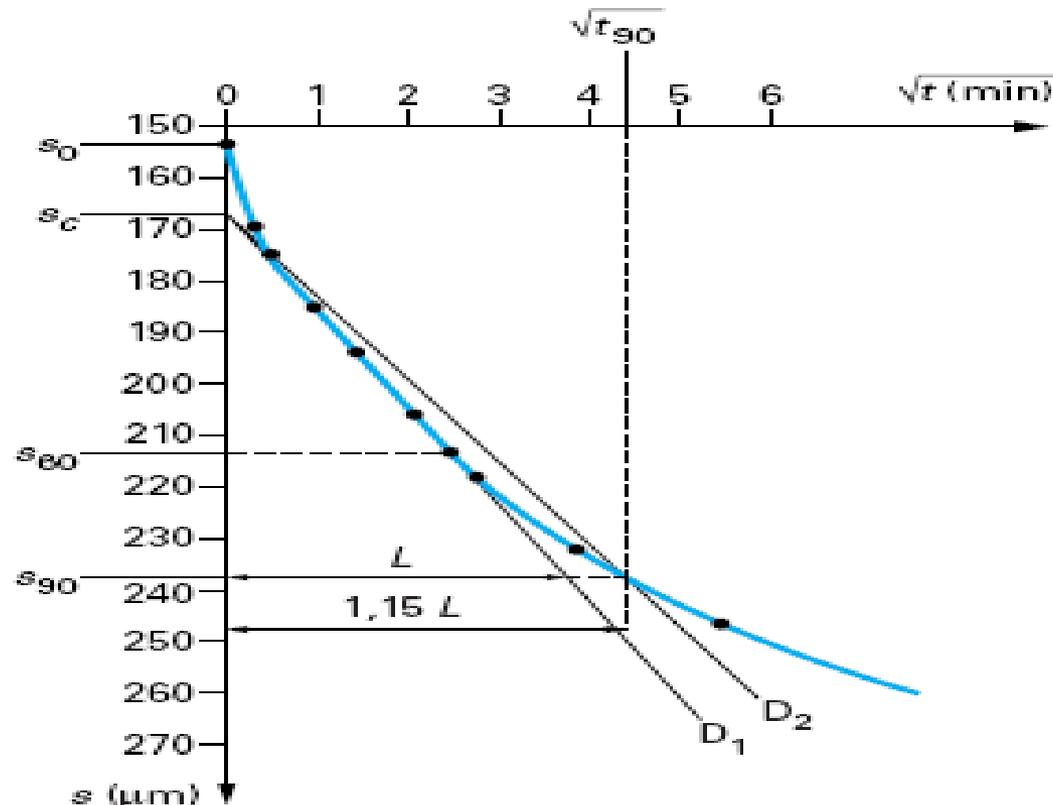
H = demi hauteur de l'échantillon au début de l'essai de consolidation

$t(50)$ obtenu graphiquement sur la courbe

Alors le coefficient de consolidation sera:

$$C_v = \frac{T_v(50)H^2}{t_{50}} = \frac{0,197 H^2}{t_{50}}$$

Méthode de Taylor



On trace successivement la droite D_1 , puis la droite D_2 passant par s_c et de pente 1,15 fois plus faible.

L'intersection de D_2 avec la courbe de tassement fournit $\sqrt{t_{90}}$.

Pour $U=90\%$ on a $T_v=0,848$

$T(90)$ obtenu graphiquement

Alors le coefficient de consolidation sera:

$$C_v = \frac{T_v(90)H^2}{t_{90}} = \frac{0,848 H^2}{t_{90}}$$

Tableau 5 – Valeurs du coefficient de consolidation c_v pour différents sols fins

Type de sol	Origine	c_v (m ² /s)
Tourbe	Caen	10^{-7}
Argile vasarde très plastique	Palavas	10^{-8}
Argile molle très plastique	Lanester	$0,8 \times 10^{-8}$
Argile molle organique	Cubzac	10^{-7}
Argile peu plastique	Narbonne	10^{-7}
Limon argileux	Plaine de l'Aude	5×10^{-7}
Limon	Orly	5×10^{-6}

FIN

2 LMD ST

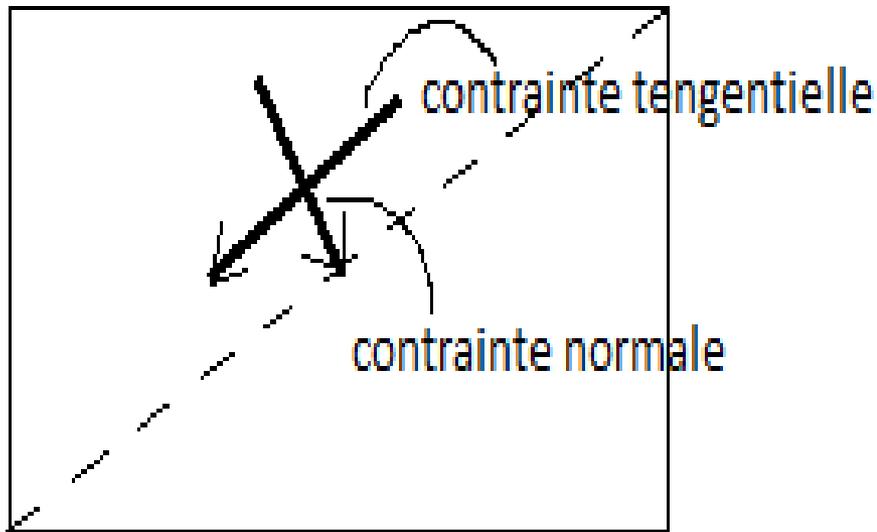
Mécanique des sols 1

Dr. Khelifa HARICHANE
Maître de Conférences A

CHAPITRE 05

Résistance au cisaillement des sols

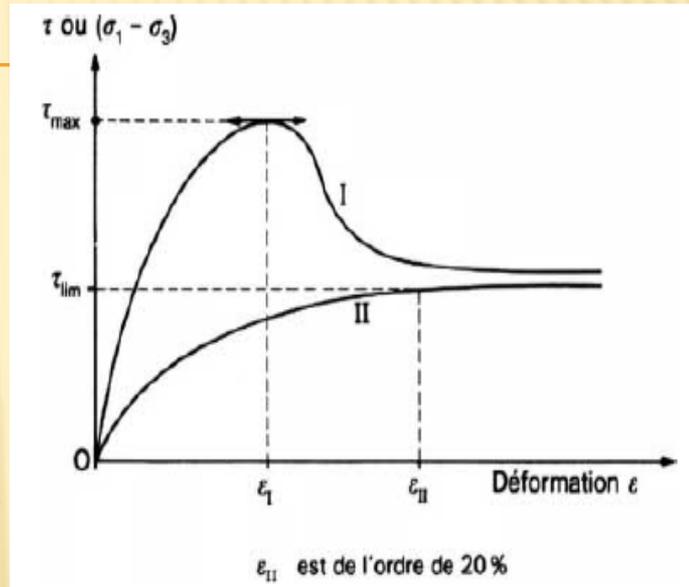
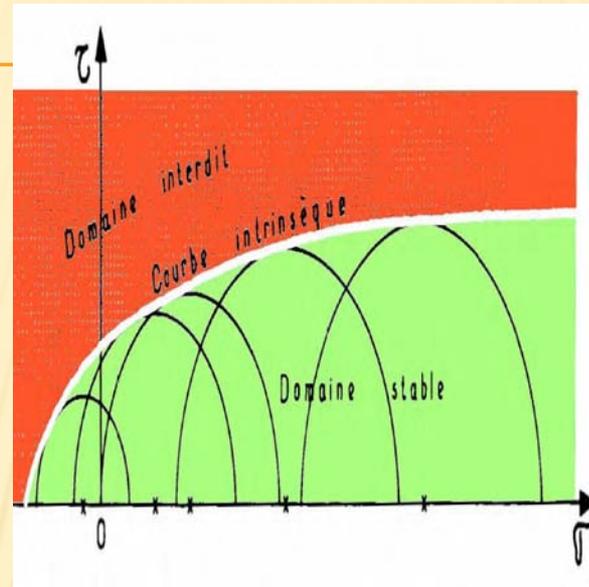
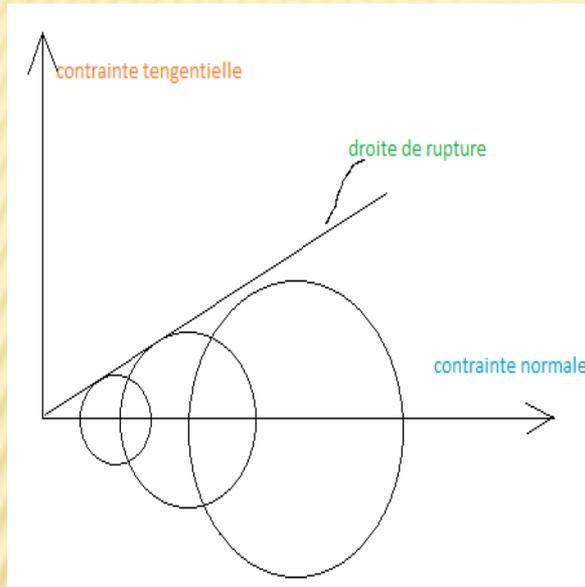
- En géotechnique, on s'intéresse d'avantage à la résistance au cisaillement, car dans la majorité des situations, la rupture dans le sol est produite par l'application de contraintes de cisaillement excessives.



$$\tau_r = f(\sigma_r) \quad \text{MOHR}$$

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + C \quad \text{COULOMB}$$

$$\tau_r = C + \sigma_r \operatorname{tg} \varphi$$



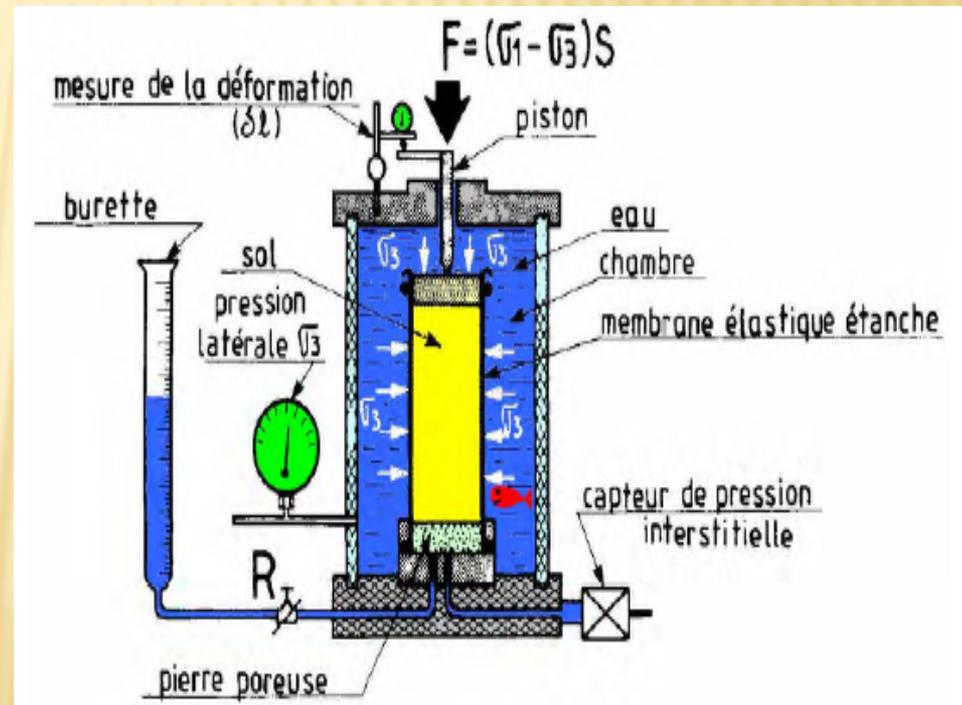
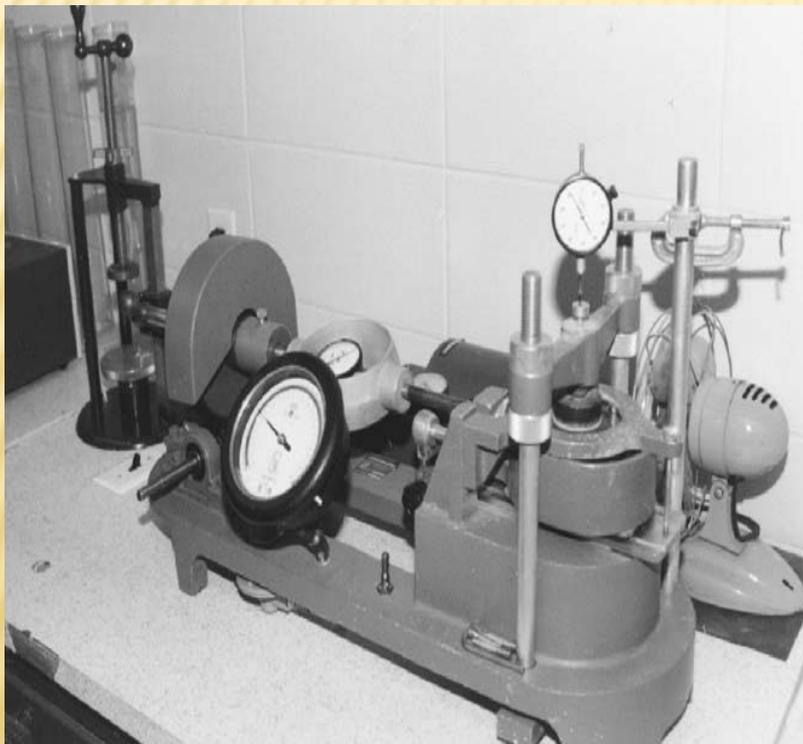
➤ Pour un sol, l'identification de cette courbe intrinsèque se fait par une série d'essais de cisaillement

➤ Les types d'essais disponibles:

- Essai de cisaillement rectiligne
- Essai triaxial

Cinq types d'essais sont utilisés pour déterminer en laboratoire la résistance au cisaillement des sols [\[2\]](#) [\[3\]](#) [\[4\]](#) [\[5\]](#) [\[6\]](#) [\[7\]](#) :

- les essais à l'appareil triaxial de révolution ;
- les essais de compression simple ;
- les essais de cisaillement direct à la boîte ;
- les essais de cisaillement direct alterné à la boîte ;
- les essais au scissomètre de laboratoire.



Comportement à court et à long terme

Pour les sols pulvérulents ou grenus à forte perméabilité (galets, graviers, sables grossiers, etc.), quelles que soient les conditions d'application de l'effort, on observe toujours un comportement drainé.

Pour les sols pulvérulents ou grenus de faible perméabilité (sables fins, notamment lorsque leur épaisseur est importante) et pour les sols cohérents ou fins (sols limoneux, argileux, organiques), on peut observer l'un ou l'autre des deux comportements, suivant les conditions d'application de l'effort.

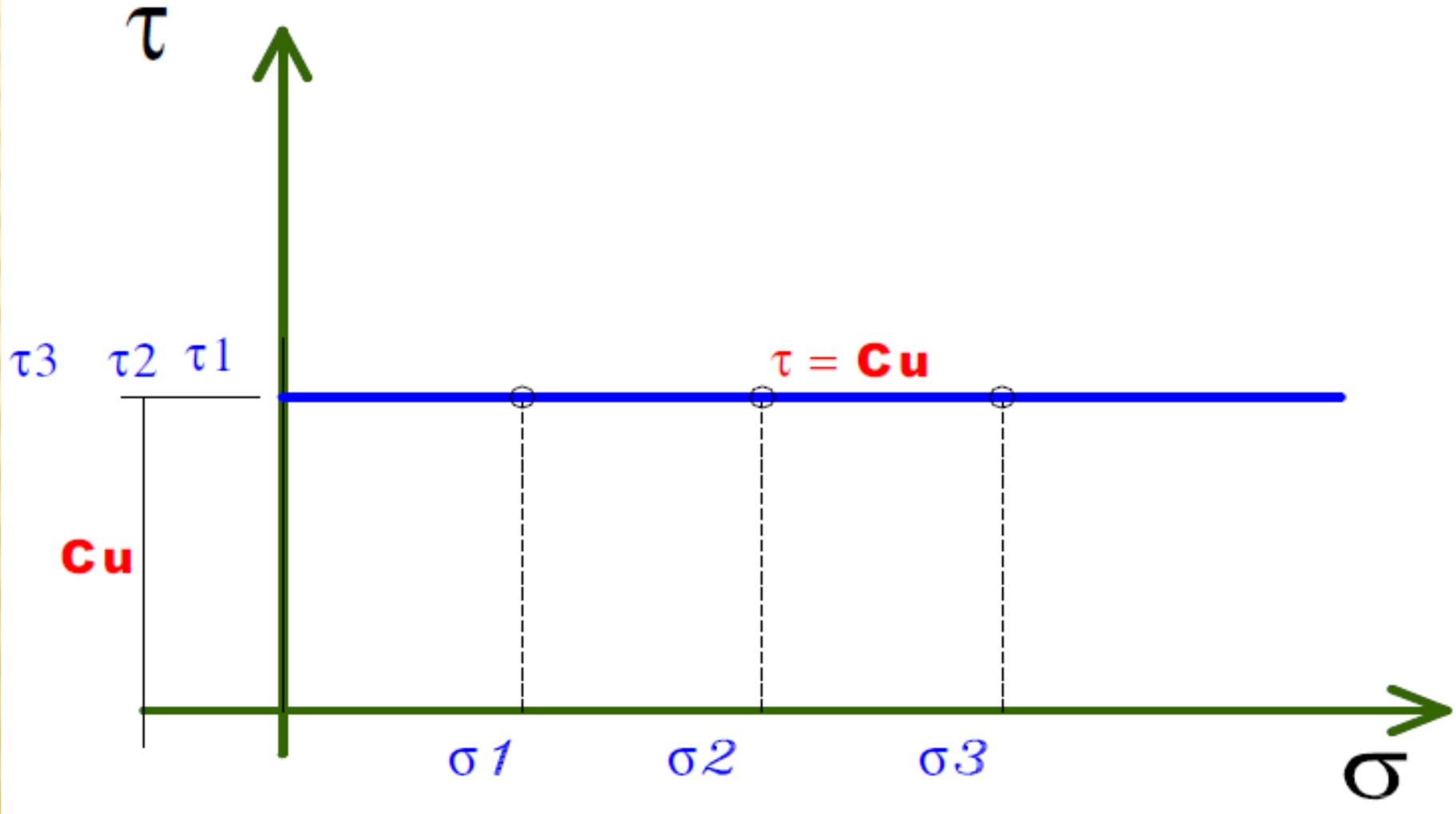
Tableau 1 - Calculs de stabilité en mécanique des sols

Type de sol	Perméabilité	Type de calcul	Caractéristiques	Contraintes induites	Pression interstitielle induite	Drainage
Sol pulvérulent ou grenu	Forte à moyenne	Long terme	Drainées	Effectives	$u = 0$	Autorisé
	Faible	Long terme et court terme	Drainées	Effectives	$u = 0$	Autorisé
Sol fin	Faible à très faible		Non drainées	Totales	$u \neq 0$	Autorisé ou empêché

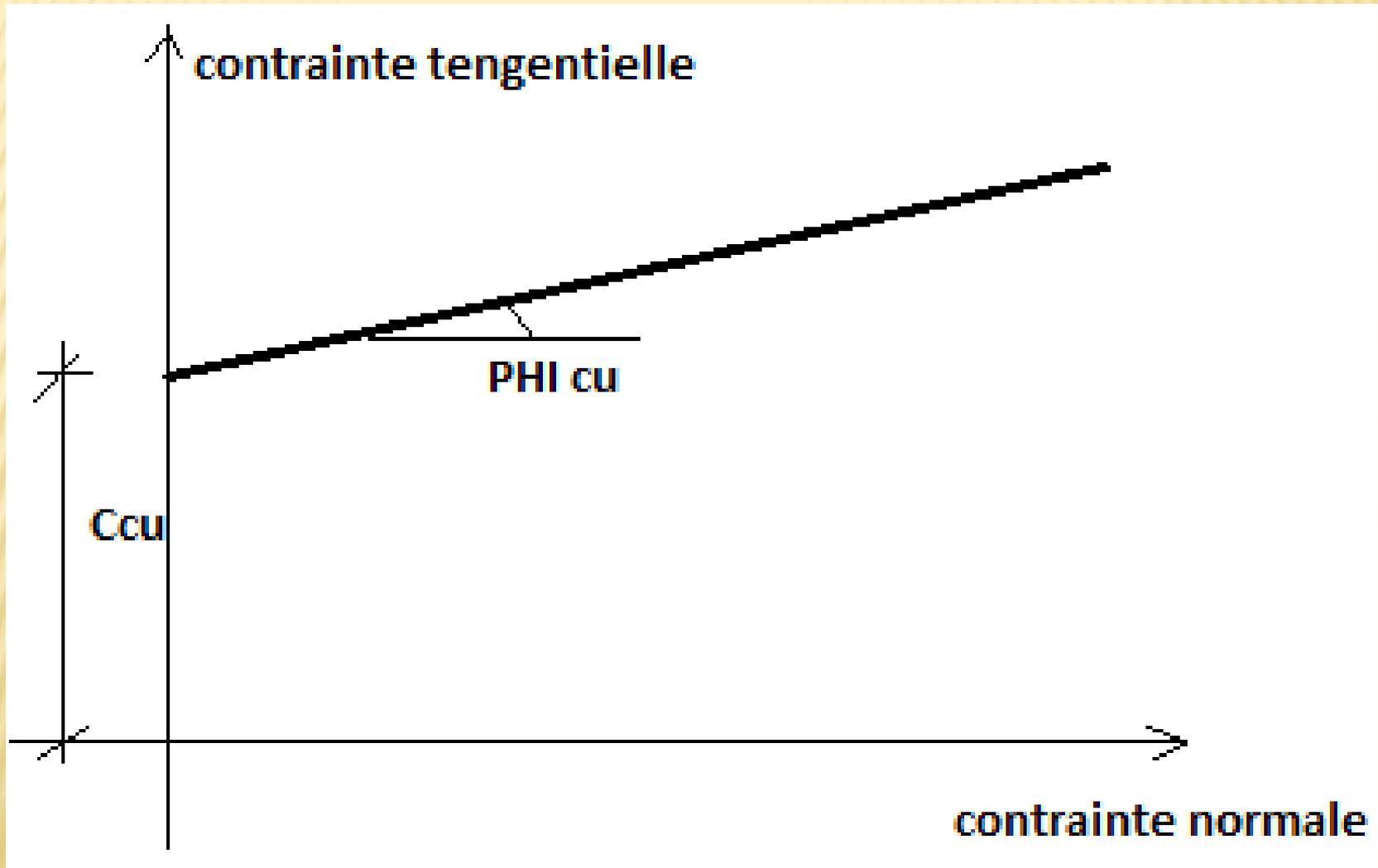
Mesure des caractéristiques de cisaillement des sols

Cheminement des contraintes	Conditions de drainage	Symbole de l'essai
Non consolidé	Non drainé	UU
Consolidé	Non drainé	CU
Consolidé	Drainé	CD

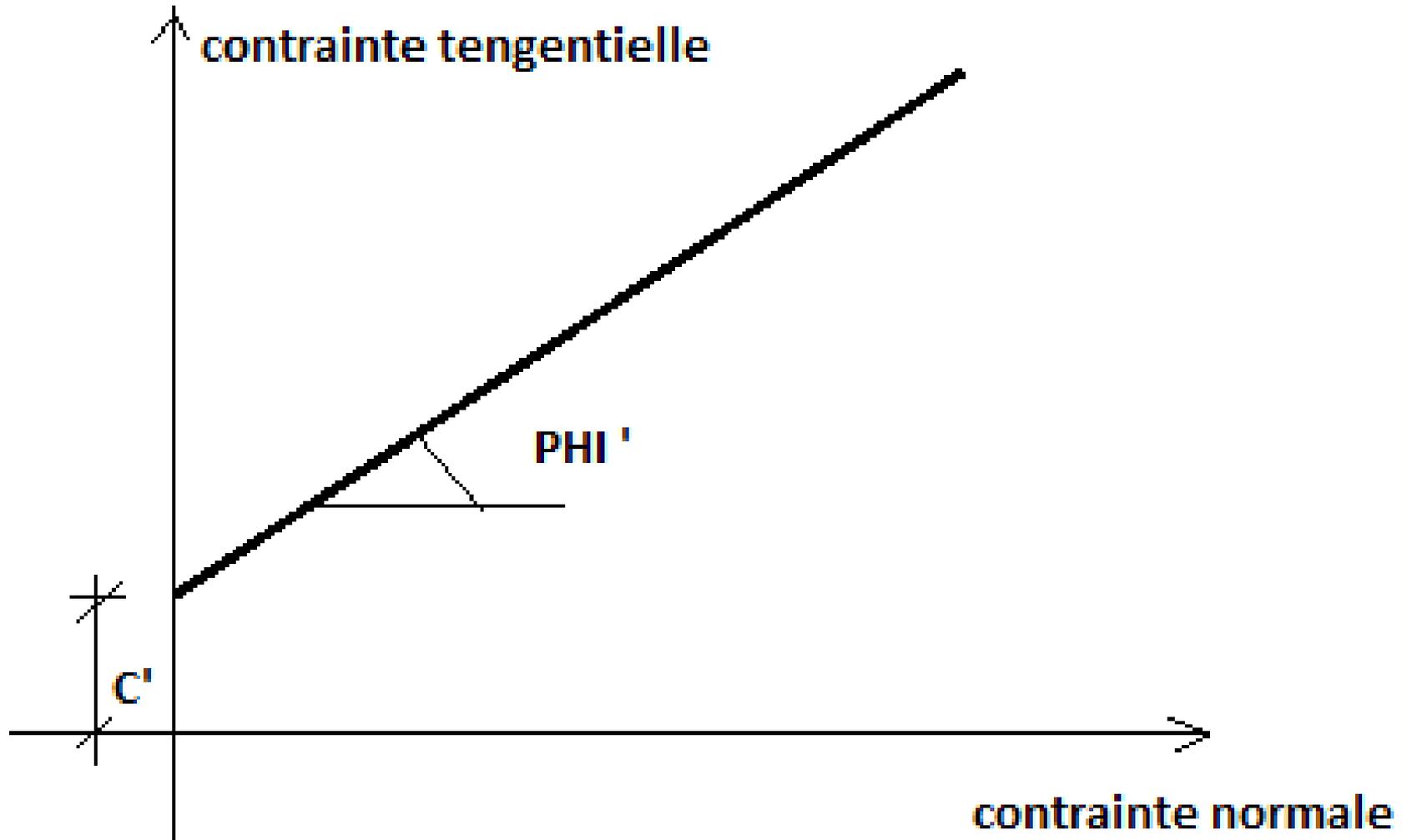
Essai non consolidé non drainé (UU)



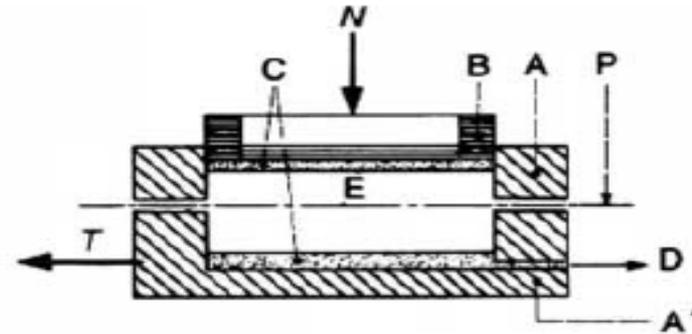
Essai consolidé non drainé (CU)



Essai consolidé drainé (CD)



Essai de cisaillement à la BOITE



- | | | | | | |
|----|-------------|---|------------------|---|----------------------|
| A | bâti fixe | C | pierres poreuses | P | plan de cisaillement |
| A' | bâti mobile | D | drainage | N | force normale |
| B | piston | E | éprouvette | T | force tangentielle |

Figure 11 - Boîte de cisaillement

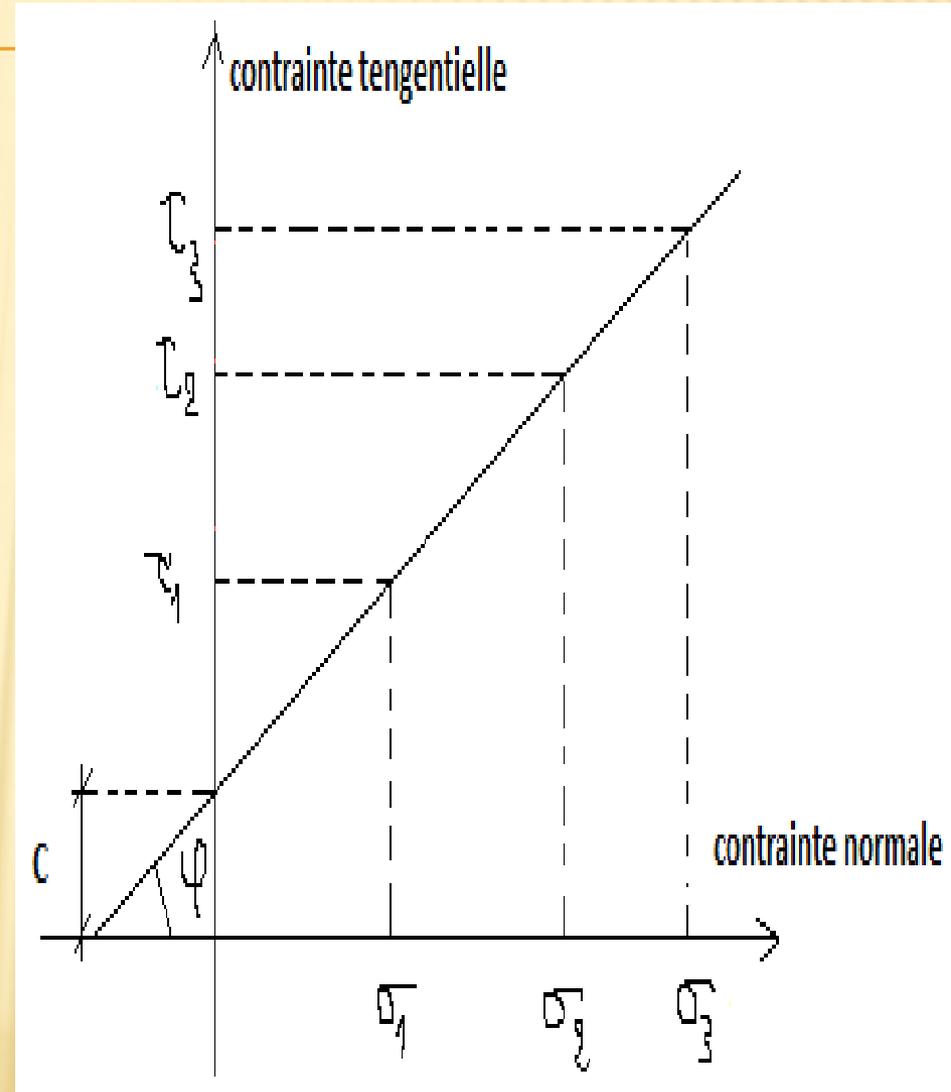
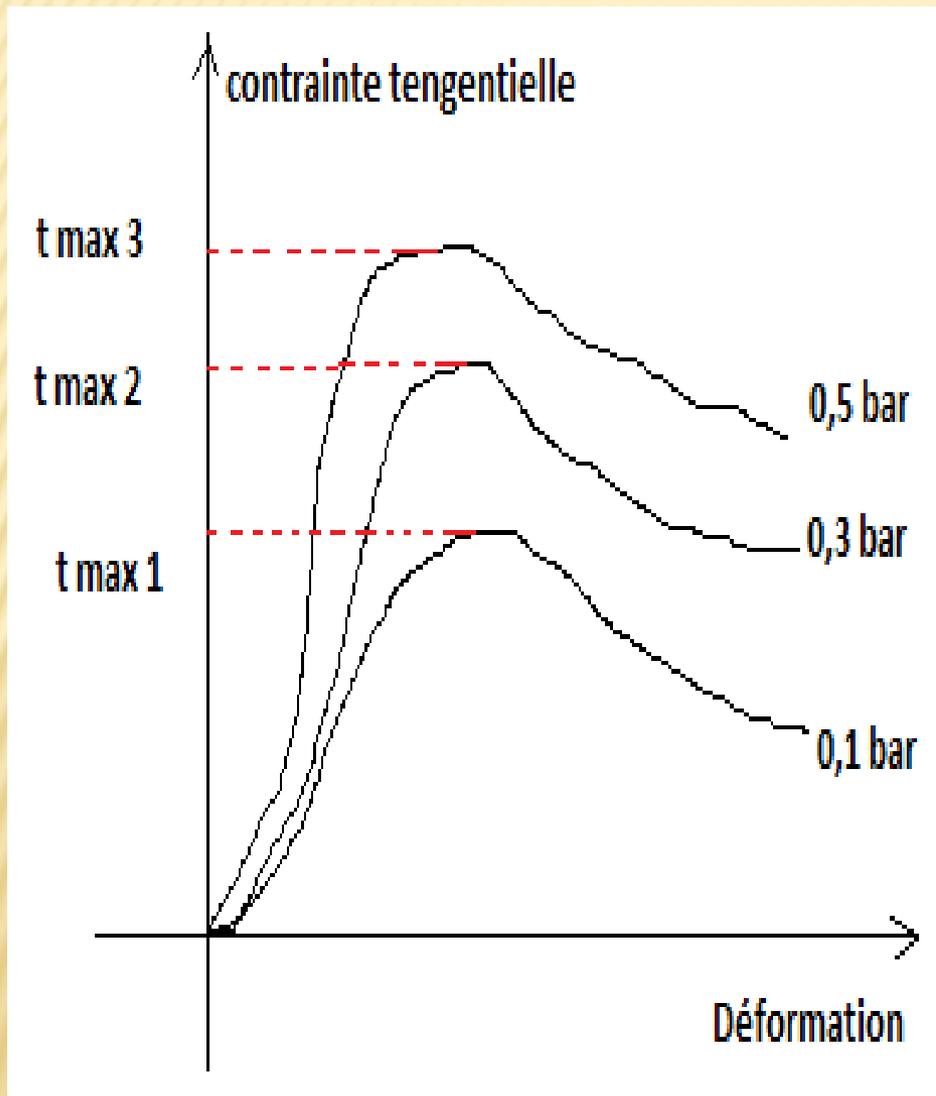
$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c$$

$$\tau = \frac{T}{S}$$

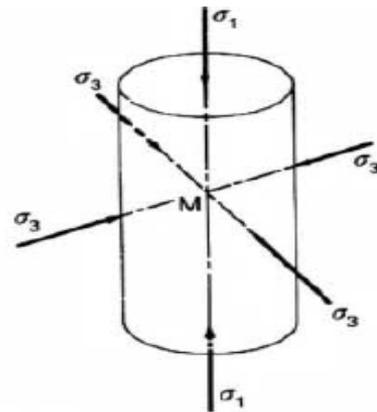
$$\sigma = \frac{N}{S}$$

Tableau 2 - Essais effectués à la boîte de cisaillement

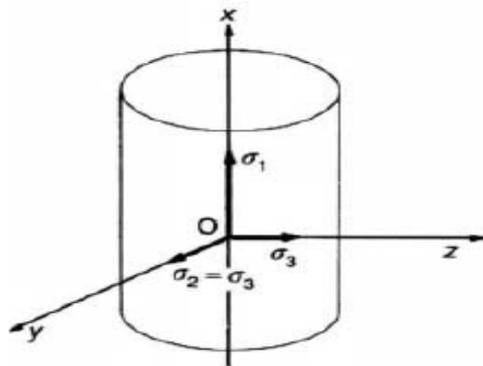
Type de sol	Type d'essai	Vitesse des essais
Tous les sols, pulvérulents ou cohérents	Essais drainés	Rapide ou lente suivant la perméabilité du sol
Sols cohérents ou fins de très faible perméabilité	Essais non drainés	Rapide



Essai de cisaillement au TRIAXIAL



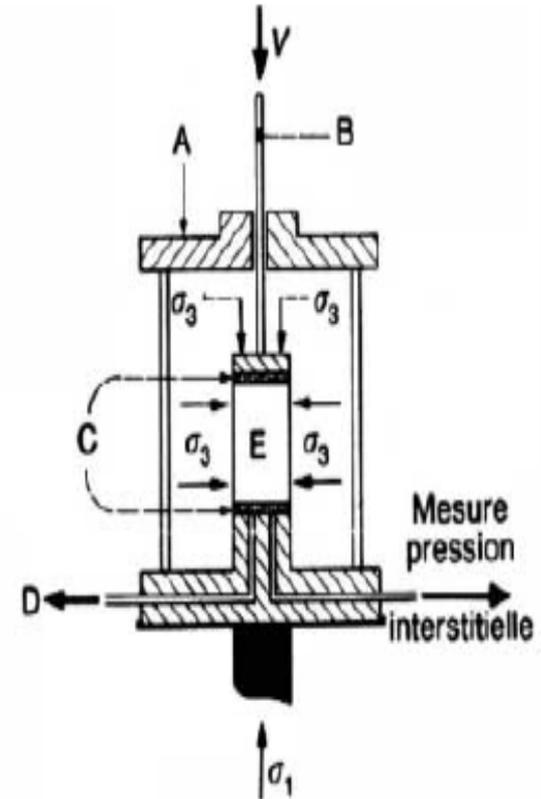
(a) contraintes appliquées



(b) contraintes principales (σ_1 ; $\sigma_2 = \sigma_3$)

σ_1 contrainte normale verticale
 σ_3 contrainte latérale

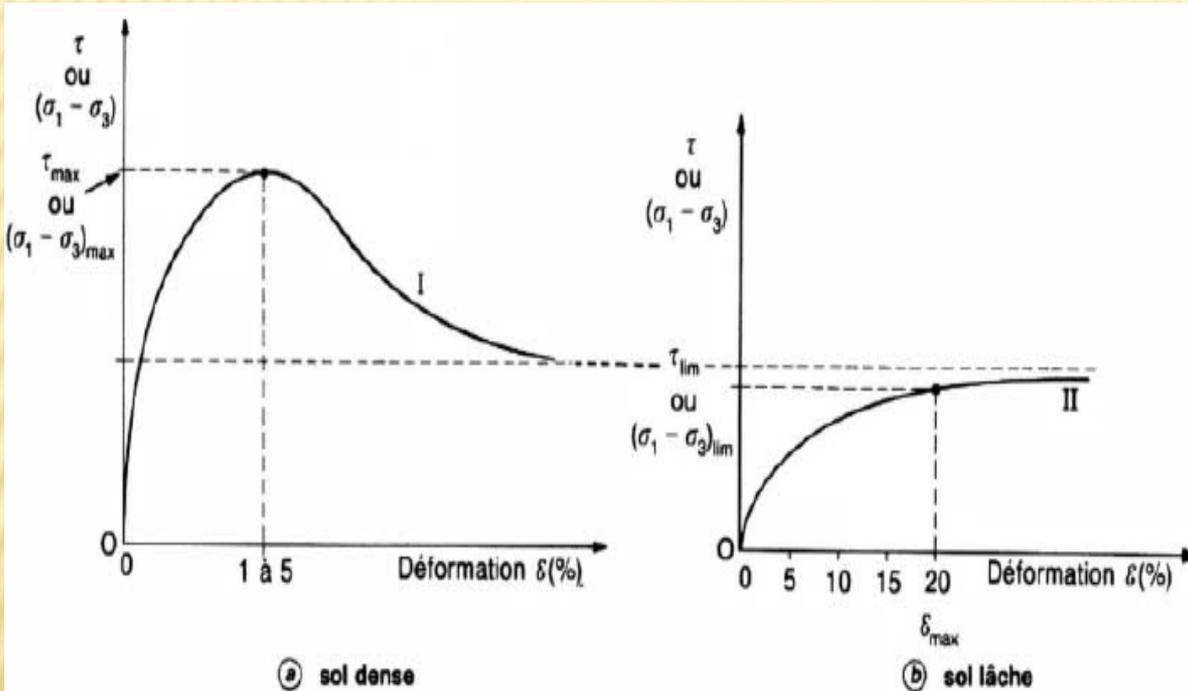
Figure 8 - État de contraintes de l'éprouvette dans l'essai triaxial



A	cellule triaxiale	D	drainage
B	piston	E	éprouvette
C	pierres poreuses	V	force appliquée au piston

Figure 7 - Appareil triaxial

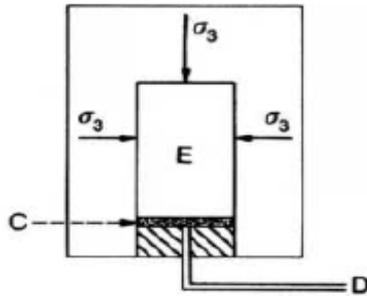
Resistance au cisaillement des sols pulvérulents



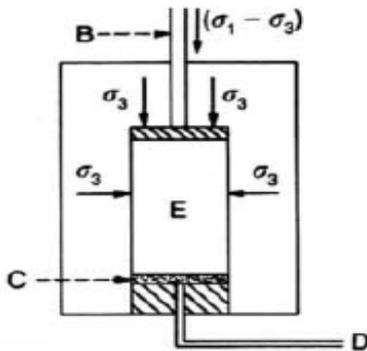
τ contrainte de cisaillement σ_1 et σ_3 plus grande et plus petite des contraintes principales.

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

Resistance au cisaillement des sols cohérents



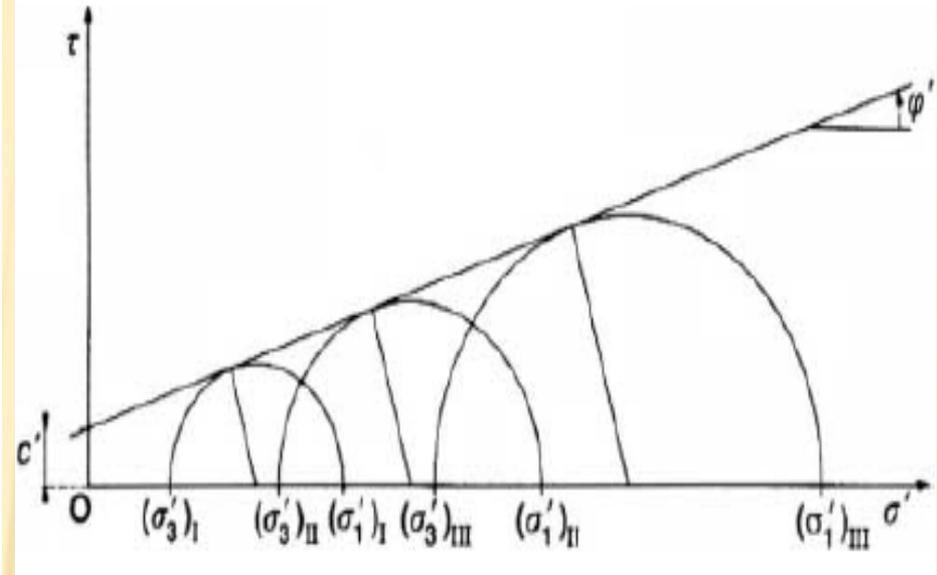
Ⓐ **consolidation** (circuit de drainage ouvert ; on laisse l'éprouvette se consolider sous la pression hydrostatique σ_3)



Ⓑ **cisaillement** (circuit de drainage ouvert ; on cisaille à vitesse lente sous le déviateur $\sigma_1 - \sigma_3$)

B piston C pierre poreuse D drainage E éprouvette

Figure 19 - Essai consolidé drainé à l'appareil triaxial



$$\sigma_1 = 2 c \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) + \sigma_3 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

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

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

FIN