

LISTE DES NOTATIONS

SYMBOLE	UNITÉ USUELLE	DÉFINITION	CHAPITRE
Majuscules			
A	m ²	Section de la pointe	2.9.1
A'	m ²	Section comprimée d'une fondation	7.2.3.6
B	m	Largeur de la base d'une fondation	5.5 - 6.6 - 7.1
D	m	Profondeur d'encastrement d'une fondation	7, 8
D_a	mm	Diamètre d'un grain tel que $a\%$ en poids soit inférieur à D_a	3.3
E	kPa	Module de compressibilité (ou de Young) d'un matériau élastique	5.5.1
E_{oed}	kPa	Module œdométrique	5.3.4.4
E_M	kPa	Module pressiométrique	2.9.3
F	-	Coefficient de sécurité au glissement d'un talus	4.3
F_n	N	Frottement négatif sur le fût d'un pieu	8.3
G	kPa	Module de cisaillement d'un matériau élastique	5.5.1
	kN	Actions permanentes	7.2.1.2
G_{max}	kN	Actions permanentes défavorables	7.2.1.2
G_{min}	kN	Actions permanentes favorables	7.2.1.2
G_w	kN	Actions des pressions hydrostatiques	7.2.1.3
H	m	Hauteur de chute du mouton	2.9.1
	m	Profondeur d'une nappe	5.2.1
IP	-	Indice de plasticité $w_L - w_P$	2.3
K	m ³	Constante géométrique d'une sonde pressiométrique	2.9.3
K_0	-	Coefficient de poussée au repos d'un sol	6.1
K_a	-	Coefficient de poussée d'un sol (a pour actif)	6.3
K_p	-	Coefficient de butée d'un sol (p pour passif)	6.4

L	m	Longueur d'une fondation	7.2.3
M	kg	Masse du mouton	2.9.1
	kN.m	Moment résultant des forces dans une section	7.2.1.4
N	kN	Résultante verticale des forces dans une section	7.2.1.4
N_c	-	Coefficient de la formule donnant la pression limite d'un sol	7.1.3
N_q	-	Coefficient de la formule donnant la pression limite d'un sol	7.1.1
N_γ	-	Coefficient de la formule donnant la pression limite d'un sol	7.1.4
P	m	Périmètre d'un pieu.	8.2, 8.3
	kPa	charge par mètre de longueur sur une semelle de fondation	7.1
P_f	MPa	Pression de fluage lors d'un essai pressiométrique	2.9.3
P_l	MPa	Pression limite lors d'un essai pressiométrique	2.9.3
P_{le}^*	MPa	Pression limite nette équivalente lors d'un essai pressiométrique	7.2.3.1
			- 8.2.1.1
Q	kN	Surcharge ponctuelle	5.2.3
	m ³ /s	Débit d'eau	3.1.1 - 3.2.6
Q_c	kN	Charge de fluage (pour un pieu)	8.2
Q_k	kN	Valeur caractéristique des actions variables	7.2.1.3
Q_{pu}	kN	Effort mobilisable sous la pointe d'un pieu	8.2
Q_{su}	kN	Effort mobilisable par frottement latéral sur le fût d'un pieu	8.2
Q_u	kN	Charge limite (pour un pieu)	8.2
R	m	Rayon d'action d'un forage	3.2.6

S_r	-	Taux de saturation d'un échantillon de sol	2.1
T	kN	Résultante tangentielle des forces dans une section	7.2.1.4
T_v	-	Facteur temps	5.3.4.7
U	-	Degré de consolidation	5.3.4.6
VBS	g	Valeur de bleu de méthylène adsorbée sur les grains de sol	2.3
W	kN	Poids d'une tranche de sol	4.3
Minuscules			
a_v	Pa ⁻¹	Coefficient de compressibilité	5.3.4.3
c	kPa	Cohésion d'un sol	4.2.3
c'	kPa	Cohésion drainée d'un sol	4.2.3
c_v	m ² /s	Coefficient de consolidation	5.3.4.5
e	-	Indice des vides d'un sol	2.1
	m	Excentricité de la résultante ($e=M/N$)	6.6 - 7.2.3.4
f	kPa	Contrainte sur une facette	4.1.1
f_s	kPa	Frottement latéral des tiges lors d'un essai pénétrométrique	2.9.2
g	m/s ²	Accélération de la pesanteur	
h	m	Charge hydraulique : $h \approx u/\gamma_w + z$	3.1.2
	m	Différence de charge	3.1.3
i	-	Gradient hydraulique	3.1.3
i_c	-	Gradient critique	3.2.5
k	m/s	Coefficient de perméabilité d'un sol (ou coefficient de Darcy)	3.2.1 - 3.2.6
k_c	-	Facteur de portance lié à l'essai pénétrométrique	7.2.3.1 -8.2.1.2
k_p	-	Facteur de portance lié à l'essai pressiométrique	7.2.3.1 -8.2.1.1

n	-	Porosité d'un sol	2.1
q	kPa	Surcharge uniforme	5.2.2
q_c	MPa	Résistance de pointe lors de l'essai pénétrométrique	2.9.2
q_s	kPa	Effort limite de frottement latéral	8.2.2
q'_{ref}	kPa	Contrainte de référence sous une semelle	7.2.3.5
q'_u	kPa	Contrainte ultime ou pression limite	7.1
r	m	Rayon d'un forage	3.2.6
s	m	Tassement total sous l'effet d'une charge	5.5.1
u	kPa	Pression interstitielle de l'eau	3.1.2
v	m/s	Vitesse (apparente) de l'eau dans le sol	3.1.1
w	-	Teneur en eau du sol	2.1
Lettres grecques			
δ	m	Enfoncement de la tige par coup	2.9.1
	degrés	Angle de frottement entre le sol et un mur	6.3
ε	-	Déformation longitudinale en %	4.2.2
φ	degrés	Angle de frottement interne d'un sol	4.2.2
φ'	degrés	Angle de frottement interne effectif d'un sol	4.2.3
γ	kN/m ³	Poids volumique des matériaux solides	2.1
γ'	kN/m ³	Poids volumique immergé	2.1
γ_d	kN/m ³	Poids volumique sec du sol	2.1
γ_{dOPN}	kN/m ³	Poids volumique sec à l'Optimum Proctor Normal	2.5
γ_h	kN/m ³	Poids volumique humide du sol	2.1
γ_s	kN/m ³	Poids volumique des grains	2.1
γ_{sat}	kN/m ³	Poids volumique du sol saturé	2.1
γ_{sat}	kN/m ³	Poids volumique de l'eau (environ 9,8 kN/m ³)	2.1
ν	-	Coefficient de Poisson d'un matériau élastique	5.5.1
σ	kPa	Contrainte normale	4.1.1
σ'	kPa	Contrainte effective ($\sigma' = \sigma - u$)	4.2.1
σ'_c	kPa	Contrainte de consolidation	5.3.4.1
τ	kPa	Contrainte tangentielle (ou de cisaillement)	4.1.1

Chapitre 1

LA MÉCANIQUE DES SOLS ET SES APPLICATIONS EN INGÉNIERIE

1.1 - DÉFINITIONS ESSENTIELLES

Roche

En géotechnique, une roche est un agrégat naturel massif de matière minérale. En géologie, on appelle roche tout élément constitutif de l'écorce terrestre. Cela recouvre donc les roches au sens géotechnique, mais aussi le sol, le pétrole, l'eau des nappes, etc.

Sol

Le sol est défini par opposition au mot roche, dans sa définition géotechnique. C'est un agrégat naturel de grains minéraux, séparables par une action mécanique légère. Le sol est le résultat d'une altération naturelle physique ou chimique des roches. On conçoit donc que la limite entre un sol et une roche altérée ne soit pas définie nettement. Le sol est un matériau meuble, ce caractère étant fondamental. Il ne suffit cependant pas à définir un sol naturel car certains matériaux produits par l'homme présentent aussi ce caractère. Par exemple les sous produits miniers et les granulats concassés (sable, gravier, ballast...) sont aussi des matériaux meubles. Le mécanicien des sols

étudie donc aussi bien des sols naturels que des matériaux fabriqués artificiellement à partir de sols ou de roches et présentant un caractère meuble.

Mécanique des sols

La mécanique des sols est l'application des lois mécaniques et hydrauliques au matériau sol. Comparé aux nombreux autres matériaux étudiés en mécanique, les bétons, les aciers, les plastiques, le bois... , le sol présente deux originalités. C'est tout d'abord un milieu discontinu qu'il faudra donc étudier à la fois dans sa globalité et dans sa composition élémentaire. D'autre part, c'est un matériau triphasique formé de grains solides, d'eau et d'air. Nous verrons que les phases non solides jouent un rôle fondamental.

Sciences proches de la mécanique des sols

Par certains aspects, la mécanique des sols est proche de la mécanique des milieux continus qui étudie de nombreux matériaux comme l'acier, le bois, les bétons, les plastiques dont la plupart sont artificiels et donc de constitution bien connue. Par d'autres aspects, elle est proche des disciplines qui étudient les milieux minéraux naturels : la géologie, l'hydrogéologie, la mécanique des roches. La géotechnique regroupe ces dernières disciplines.

1.2 - DOMAINES D'APPLICATION

Les domaines d'application de la mécanique des sols sont nombreux et variés. Ils concernent la profession des travaux publics, ainsi que celle du bâtiment.

1.2.1 - Milieux naturels

Le domaine d'application de la mécanique des sols ne se limite pas aux constructions ; il comprend également des milieux naturels tels que les versants (problèmes de glissement de terrain) et les berges de cours d'eau ou de retenues.

1.2.2 - Ouvrages en sol

Les ouvrages où le sol est le matériau de base sont aussi bien :

- les remblais (routes, voies ferrées, barrages, digues de bassins en terre, plates-formes maritimes...);
- ou des déblais (talus, canaux, bassins...).

1.2.3 - Ouvrages mixtes

Dans les ouvrages mixtes, le sol intervient en relation avec un autre matériau, le béton ou l'acier par exemple. Les conditions d'ancrage dans le sol sont souvent primordiales pour des ouvrages tels que :

- les murs de soutènements (béton, terre armée, sol renforcé par géotextile...);
- les palplanches utilisées dans les canaux, les ports, les constructions urbaines...;
- les parois moulées (à fonction étanchéité ou à fonction soutènement)

1.2.4 - Fondations d'ouvrages ou de bâtiments

Dans l'étude des fondations, le sol et l'ouvrage ne constituent pas un ensemble mixte, mais deux ensembles dont il s'agit de connaître les interactions. Les mécaniciens des sols distinguent :

- les fondations superficielles (semelles ou radiers);
- les fondations profondes (pieux, puits, barrettes).

Tous les ouvrages tels que châteaux d'eau, stations d'épuration, silos, barrages en terre ou en béton, murs de soutènement... doivent faire impérativement l'objet d'une étude de fondation qui permettra de déterminer la profondeur de la fondation et les dimensions de la base de l'ouvrage. Ceci est trop souvent négligé et de nombreux désordres graves en ont résulté.

1.3 - HISTORIQUE SUCCINCT

La mécanique des sols est une science jeune. Les premiers fondements peuvent être attribués à COULOMB (1773), mais TERZAGHI a véritablement initié la mécanique des sols moderne (1936).

La mécanique des roches est une science encore plus jeune dont on peut dater les réels débuts dans les années soixante, en particulier suite à la catastrophe de Fréjus (barrage de Malpasset).

chapitre 2

CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES DES SOLS

Définitions, notations, essais de base.

2.1 - POIDS VOLUMIQUE, TENEUR EN EAU, INDICE DES VIDES

Les valeurs suivantes sont obtenues en laboratoire à partir d'essais très simples tels que pesée et passage à l'étuve.

γ_h	[kN/m ³]	le poids volumique du sol humide dans l'état où il se trouve ;
γ_d	[kN/m ³]	le poids volumique sec (après expulsion de l'eau libre) ;
γ_w	[kN/m ³]	le poids volumique de l'eau, égal à 9,81 kN/m ³ ;
γ_s	[kN/m ³]	le poids volumique des grains solides (en général compris dans la fourchette 26 à 28 kN/m ³) ;
w	[%]	la teneur en eau : rapport du poids d'eau au poids de sol sec ;
w_{sat}	[%]	la teneur en eau à saturation : l'eau garnit tous les vides ;
e		l'indice des vides, rapport du volume des vides (air + eau) au volume des grains ;
n		la porosité, rapport du volume des vides au volume total ;
S_r	[%]	le taux de saturation, rapport du volume d'eau au volume des vides ;
γ_{sat}	[kN/m ³]	le poids volumique du sol saturé ;
γ'	[kN/m ³]	le poids volumique immergé : $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$.

Le petit schéma de la figure 1 permet de retrouver facilement les relations suivantes (en considérant que le poids de l'air est nul).

$$n = \frac{e}{1+e}$$

$$\gamma_h = \gamma_d \cdot (1 + w)$$

$$e = w_{sat} \frac{\gamma_s}{\gamma \gamma_w} \quad \text{donc } e \approx 2,7 \cdot w_{sat}$$

$$\gamma_s = (1+e) \cdot \gamma_d$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + w_{sat} \frac{\gamma_s}{\gamma_w}} \quad [\text{équation d'une hyperbole } \gamma_d = f(w_{sat})]$$

$$\gamma_h = (1-n)\gamma_s + n \cdot S_r \cdot \gamma_w$$

$$\gamma_{sat} = (1-n)\gamma_s + n \cdot \gamma_w \quad (\text{à saturation})$$

$$\gamma_{sat} = \gamma_d + \left(1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}\right) \gamma_w$$

$$\gamma_d = (1-n) \cdot \gamma_s$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = (1-n) \cdot (\gamma_s - \gamma_w) = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e}$$

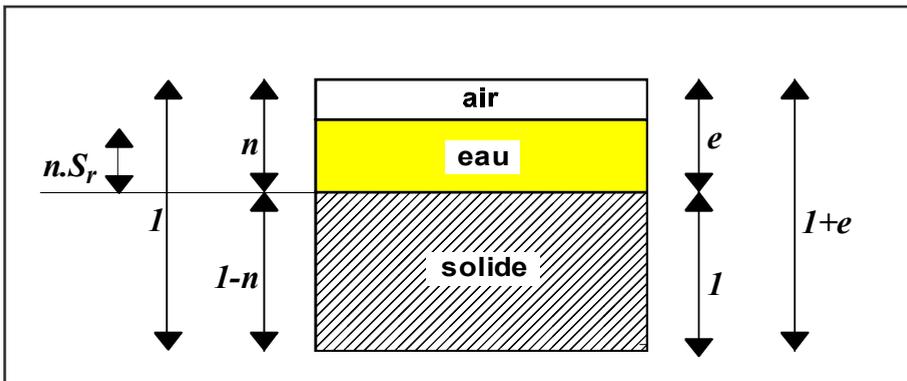


Figure 1- schéma simplifié des trois phases du sol

Il suffit de connaître trois paramètres pour calculer tous les autres (par exemple e , w , γ_s). Si le sol est saturé, deux paramètres suffisent.

2.2 - GRANULOMÉTRIE

La courbe granulométrique représente le pourcentage en poids des grains de dimension inférieure à D en fonction de la dimension D d'un grain. On l'obtient par tamisage pour les grains de dimension supérieure à $80 \mu\text{m}$ et par densimétrie pour les grains de dimension inférieure à $80 \mu\text{m}$. En densimétrie, D est le diamètre d'une sphère de même poids que le grain. En tamisage c'est la maille du tamis.

Soit D_x la dimension de grain correspondant à x % en poids de tamisat (ce qui passe au travers du tamis). On appelle coefficient d'uniformité (ou de HAZEN) le rapport D_{60}/D_{10} .

Un sol tel que $D_{60}/D_{10} < 3$ est dit à granulométrie uniforme ; un sol tel que $D_{60}/D_{10} > 3$ est dit à granulométrie étalée.

Par exemple, sur la courbe de la figure 2 ci-après : $D_{60} = 0,5 \text{ mm}$ et $D_{10} = 4 \mu\text{m}$. D'où $D_{60}/D_{10} = 125$.

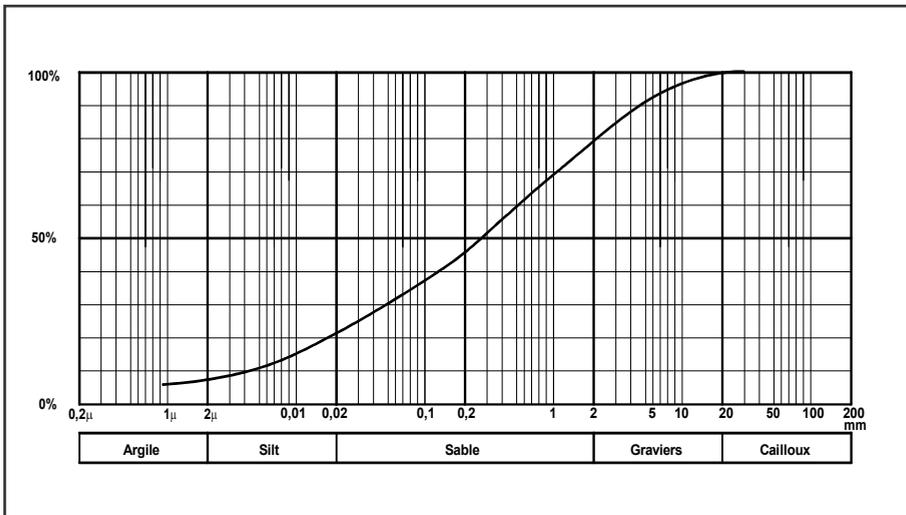


Figure 2 - courbe granulométrique

2.3 - PROPRIÉTÉS COLLOÏDALES DES SOLS FINS

On appelle sol fin un sol comportant au moins 50 % (en poids) de grains de dimension inférieure à 80 μm . Le comportement d'un sol fin est très lié à sa teneur en eau, mais aussi à sa structure cristalline et à sa composition minéralogique.

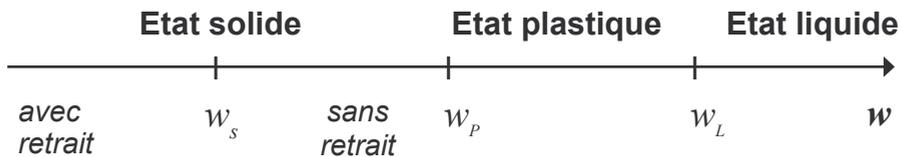
Rôle de l'eau : plus un sol est fin, plus la surface spécifique des grains est grande et plus l'eau, molécule polarisée, a un rôle important en étant à l'origine de forces d'attraction électrique entre les grains. L'eau adsorbée est de l'eau attirée par polarité par les particules d'argiles. Elle constitue une fine pellicule qui entoure le grain, et qui peut être éliminée totalement, seulement par un chauffage très intense (200 à 300°). Cette eau, très visqueuse, joue le rôle de lubrifiant des grains. L'eau libre, qui circule librement entre les grains, et que l'on peut éliminer à l'étuve à 100° environ crée des attractions dues au phénomène de capillarité.

En laboratoire, ce rôle de l'eau est couramment apprécié par des essais qui mesurent les teneurs en eau de changement d'état liquide, plastique, solide, aussi appelées limites d'Atterberg :

$$w_L = \text{limite de liquidité}, w_p = \text{limite de plasticité}.$$

On appelle indice de plasticité la valeur $IP = w_L - w_p$.

Un essai, moins courant, mesure w_s = limite de retrait qui permet de distinguer l'état solide sans retrait où l'eau capillaire est présente et un état solide avec retrait où l'eau capillaire est en partie éliminée. L'élimination de l'eau capillaire entraîne une diminution de volume (fentes de retrait). Ce phénomène de retrait, plus ou moins sensible selon les argiles, a une importance fondamentale dans les problèmes d'étanchéité des bassins : un bassin étanché par un sol argileux peut voir son étanchéité compromise par les fentes de retrait s'il est maintenu vide pendant une certaine période, surtout par climat chaud.



L'indice de plasticité $IP = w_L - w_p$ a un intérêt tout à fait fondamental. Ainsi, pour les chantiers de terrassement, des matériaux pour lesquels $IP > 30$ sont difficiles à mettre en place et à compacter.

Un autre essai caractérise l'argilosité des sols : la valeur de bleu de méthylène du sol (VBS). Il mesure la quantité de méthylène adsorbée sur les grains de sol. La VBS s'exprime en grammes de bleu pour 100 grammes de sol. Comme l'indice de plasticité, l'essai au bleu est utilisé pour qualifier le sol au sens de la norme AFNOR NF P 11-300 (cf. paragraphe 2.6).

2.4 - MATIÈRES ORGANIQUES

Certains sols, issus de dépôts géologiquement récents, peuvent contenir de la matière organique. On les identifie in situ à leur couleur grise à noire, à la présence de débris végétaux et à leur odeur.

Au laboratoire, la teneur globale en matière organique se mesure sur le résidu passant à 0,4 mm, préalablement séché à 65° , que l'on fait réagir à l'eau oxygénée. Un deuxième étuvage permet par différence de connaître le poids et donc la teneur en matière organique.

Au-delà de 2 à 3 % de matière organique, l'utilisation des sols en remblais peut engendrer des problèmes de tassements à long terme. Les sols contenant plus de 5 % de matière organique sont à proscrire.

2.5 - COMPACTAGE DES SOLS

L'essai Proctor permet de tracer la courbe du poids volumique sec en fonction de la teneur en eau, pour une énergie de compactage donnée. Cette courbe permet de mettre en évidence un optimum de poids volumique (cf. figure 3). En construction de remblai en grande masse (barrages, remblais routiers...) on se réfère presque exclusivement à l'essai Proctor Normal ; en couches de chaussée on se réfère presque exclusivement à l'essai Proctor Modifié, réalisé avec une énergie supérieure. Cet essai permet de déterminer deux grandeurs fondamentales, en particulier pour le déroulement et le contrôle des chantiers de terrassement :

- w_{OPN} (ou w_{OPM}) teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal (ou Modifié) ;
- γ_{dOPN} (ou γ_{dOPM}) poids volumique sec à l'Optimum Proctor Normal (ou Modifié).

Si l'énergie de compactage croît, les courbes deviennent plus pointues. L'eau étant incompressible, ces diverses courbes ont pour enveloppe l'hyperbole : $w_{sat} = \frac{\gamma_w}{\gamma_d} - \frac{\gamma_w}{\gamma_s}$ (cf. § 2.1).

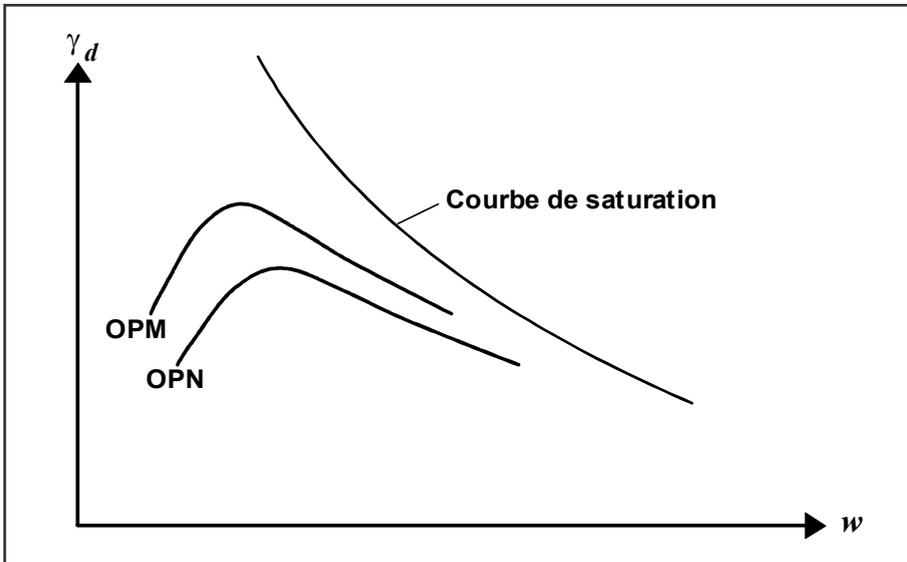


Figure 3 - courbes Proctor

2.6 - CLASSIFICATIONS DES SOLS

Nous présentons ci-après trois types de classifications très couramment utilisées :

- l'abaque triangulaire de Taylor, qui utilise seulement la granulométrie, et qui permet de baptiser un sol (argile, limon, sable, limon argilo-sableux...) (voir figure 4) ;
- le diagramme de Casagrande qui concerne les seuls sols fins et qui fait intervenir les limites d'Atterberg (figure 5) ;
- la classification normalisée NFP 11.300 de septembre 1992 (tableau 1) qui remplace l'ancienne classification dite RTR (Recommandations pour les Terrassements Routiers) réalisée par le LCPC et le SETRA, très utilisée en géotechnique routière et qui donne des renseignements pratiques sur l'aptitude des sols à être utilisés en remblai. Les sols d'indice faible (par exemple A1) sont les plus sensibles à l'eau.

Exemple : le sol dont la courbe granulométrique a déjà été montrée en figure 2 possède 7 % d'argile, 15 % de silts, 57 % de sable et 21 % d'éléments plus grossiers. Ramenés aux éléments de dimension inférieure à 2 mm, les pourcentages deviennent 9 % pour l'argile, 19 % pour les silts et 72 % pour les sables. Ce sol est donc un limon sableux au sens de la classification triangulaire de la figure 4. Si l'on dispose en outre de la valeur de son indice de plasticité (supposons $IP = 20$) ce sol est dans la catégorie A_2 de la classification NFP 11.300. Remarquons que, son d_{35} étant proche de 0,08 mm, une faible variation de sa granulométrie pourrait le faire passer dans la catégorie B_6 .

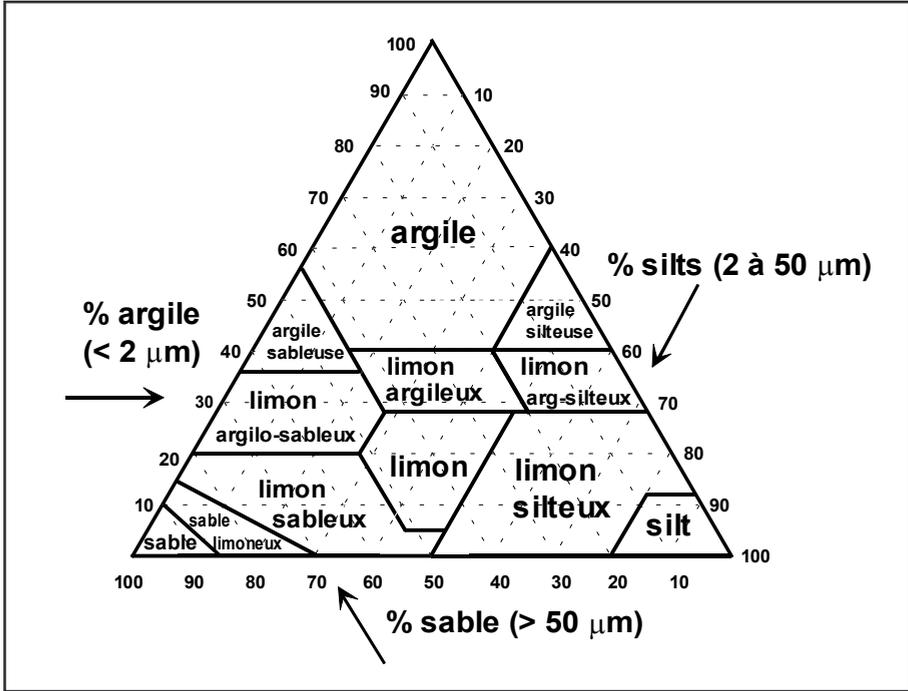


Figure 4 - classification triangulaire des sols fins (contenant moins de 30% d'éléments de diamètre supérieur à 2 mm)

Pour appliquer le diagramme ci-dessus, on détermine les pourcentages des trois catégories de sol par rapport à la fraction inférieure à 2 mm.

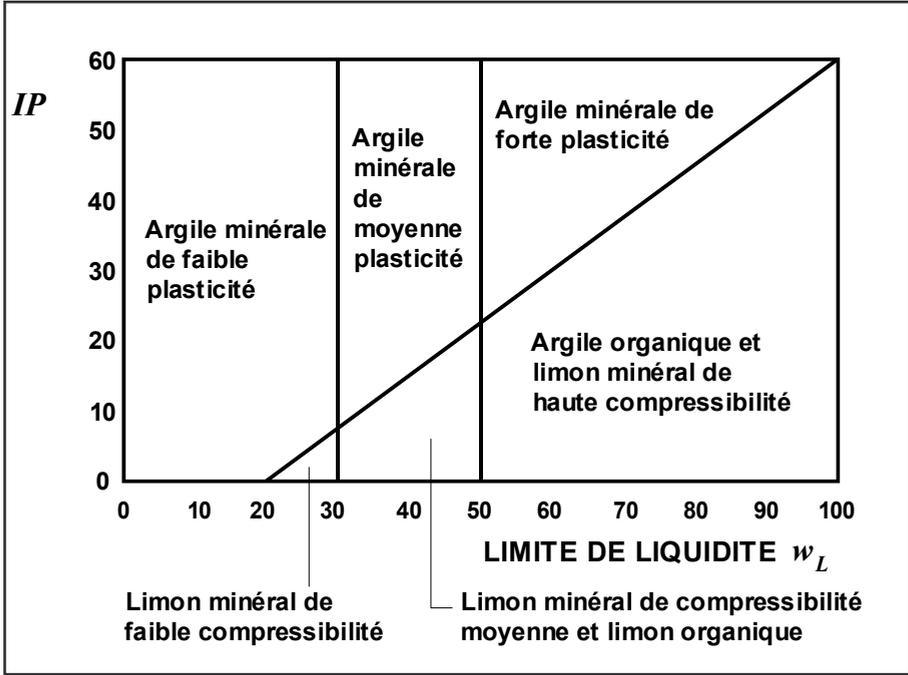


Figure 5 - abaque de plasticité de Casagrande

<p style="text-align: center;">Soils FINS</p> <p style="text-align: center;">A</p> <p style="text-align: center;">$d_{max} \leq 50$ mm</p> <p style="text-align: center;">et</p> <p style="text-align: center;">$d_{35} < 0,08$ mm</p>	$VBS \leq 2,5 *$ ou $IP \leq 12$	A₁ : limons peu plastiques, silts alluvionnaires, sables fins peu pollués, arènes peu plastiques...
	$12 < IP \leq 25 *$ ou $2,5 < VBS \leq 6$	A₂ : sables fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques, arènes...
	$25 < IP \leq 40 *$ ou $6 < VBS \leq 8$	A₃ : argiles et argiles marneuses, limons très plastiques...
	$IP > 40 *$ ou $VBS > 8$	A₄ : argiles et argiles marneuses très plastiques
<p style="text-align: center;">Soils sableux</p> <p style="text-align: center;">ou</p> <p style="text-align: center;">graveleux avec fines</p> <p style="text-align: center;">B</p> <p style="text-align: center;">$d_{max} \leq 50$ mm</p> <p style="text-align: center;">et</p> <p style="text-align: center;">$d_{35} \geq 0,08$ mm</p>	$d_{12} \geq 0,08$ mm $d_{70} < 2$ mm $0,1 \leq VBS \leq 0,2$	B₁ : sables silteux...
	$d_{12} \geq 0,08$ mm $d_{70} < 2$ mm $VBS > 0,2$	B₂ : sables argileux (peu argileux)...
	$d_{12} \geq 0,08$ mm $d_{70} \geq 2$ mm $0,1 \leq VBS \leq 0,2$	B₃ : graves silteuses...
	$d_{12} \geq 0,08$ mm $d_{70} \geq 2$ mm $VBS > 0,2$	B₄ : graves argileuses (peu argileuses)...
	$d_{12} < 0,08$ mm $\leq d_{35}$, $VBS \leq 1,5*$ ou $IP \leq 12$	B₅ : sables et graves très silteux...
	$d_{12} < 0,08$ mm $\leq d_{35}$, $VBS > 1,5*$ ou $IP > 12$	B₆ : sables et graves argileux à très argileux.

Suite du tableau 1 page ci-contre.

Sols comportant des fines et des gros éléments C $d_{max} > 50$ mm	$d_{12} < 0,08$ mm ou $d_{12} > 0,08$ mm et $VBS > 0,1$	C : Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, moraines, alluvions grossières.
Sols insensibles à l'eau D $VBS \leq 0,1$ $d_{12} \geq 0,08$ mm	$d_{max} \leq 50$ mm $d_{70} < 2$ mm	D₁ : sables alluvionnaires propres, sables de dune...
	$d_{max} \leq 50$ mm $d_{70} \geq 2$ mm	D₂ : graves alluvionnaires propres, sables...
	$d_{max} > 50$ mm	D₃ : graves alluvionnaires grossières propres, dépôts glaciaires...

* paramètre dont le choix est à privilégier.

Tableau 1 - classification des sols (NFP 11-300) - Tableau simplifié

2.7 - L'IDENTIFICATION DES SOLS

Tous ces essais (granulométrie, teneur en eau, Proctor, limites d'Atterberg, essai au bleu) sont des essais d'identification. Parmi ceux-ci, granulométrie et teneur en eau concernent le squelette du sol et ne renseignent absolument pas sur les relations entre grains. Les limites d'Atterberg, l'essai au bleu et l'essai Proctor sont au contraire des essais qui tiennent compte des relations intergranulaires.

Mais tous ces essais d'identification sont effectués en remaniant le sol. Ils ne sont donc pas suffisants pour étudier un sol en place - une fondation d'ouvrage par exemple. Surtout, ils ne peuvent pas renseigner sur l'histoire du sol (au sens géologique). D'autres essais le permettront.

2.8 - QUELQUES APPLICATIONS PRATIQUES DES ESSAIS D'IDENTIFICATION

2.8.1 Les essais d'identification permettent de qualifier le sol par un **nom** plus précis (argile, sable, limon argileux,...). Une telle appellation est très utile quand elle est un peu rigoureuse car le mécanicien des sols sait, pour chaque type de sol, quelles sont les propriétés à étudier, quels sont les risques possibles, quelles sont les aptitudes principales.

Ainsi :

- une argile, un limon argileux conviennent a priori pour réaliser la zone étanche d'un barrage ;
- un sable ne convient pas ;
- sous réserve d'une certaine propreté, un sable grossier peut convenir pour construire le drain d'un barrage ;
- un sol fin est plus compressible qu'un sol grossier ;
- un sol fin est plus sensible à l'eau qu'un sol grossier du point de vue de la mise en œuvre.

2.8.2 L'essai de **compactage** (Proctor) permet, lors de la préparation d'un projet de remblai, de savoir si le sol se trouve naturellement à une teneur en eau proche de celle de l'optimum. La norme NFP 11-300 déjà citée nous indique que c'est le cas pour les sols A_1 , A_2 , B_2 , B_4 à B_6 dont la teneur en eau est comprise entre 0,9 et 1,1 fois la teneur en eau de l'Optimum Proctor Normal. Pour le sol A_3 , la fourchette de tolérance est 0,9 à 1,2. Le sol A_4 nécessite une étude spécifique, mais il est préférable de l'écarter. Les sols B_1 et B_3 et tous les sols D sont insensibles à l'eau. Pour les sols C, on peut se ramener aux critères de sensibilité à l'eau des sols A ou B en raisonnant sur la partie inférieure à 50 mm.

Au stade du chantier, l'essai Proctor sert de base au contrôle de compactage pour savoir si un engin de compactage est susceptible de convenir, et pour déterminer le nombre de passages permettant un compactage efficace.

2.8.3 Les essais granulométriques permettent de vérifier les **conditions de filtre** entre deux zones successives d'un ouvrage hydraulique, en particulier entre le remblai d'un barrage et le matériau drainant ou bien entre le noyau¹ d'un barrage et ses recharges¹ grossières. En pratique, les conditions de filtre ne sont pas faciles à respecter entre deux matériaux l'un argileux et l'autre drainant, et l'on interpose, le plus souvent, un matériau de granulométrie intermédiaire, appelé filtre. Nous examinerons ces calculs au paragraphe 3.3 après avoir abordé la perméabilité des sols.

2.9 - ESSAIS IN SITU

Après avoir abordé les essais de laboratoire classiques, nous ne présentons que trois essais parmi les plus courants. Deux d'entre eux, le pénétromètre statique et le pressiomètre sont des essais fondamentaux pour les reconnaissances préalables à l'étude des fondations et pour leur dimensionnement. Cet aspect sera traité dans les chapitres 7 et 8 relatifs aux fondations superficielles et profondes.

¹ Un barrage en terre est de type homogène ou de type zoné. Le profil classique d'un barrage zoné comporte au centre une zone appelée noyau entouré par deux recharges. Le noyau est constitué de matériaux argileux ou limoneux assurant l'étanchéité. Les recharges sont constituées de matériaux plus grossiers et ont un rôle fondamental dans la stabilité des deux talus.

2.9.1 - Pénétrromètre dynamique

Cet appareil dont le principe est montré figure 6 permet :

- la mesure de la résistance dynamique à l'enfoncement d'un pieu battu ;

- l'estimation de la résistance de pointe conventionnelle par la formule

dite des Hollandais :
$$q = \frac{g.H.M^2}{A.\delta.(M + P)}$$

M : masse du mouton ;

P : masse pointe + tiges ;

δ : enfoncement moyen par coup ;

A : section de la pointe ;

H : hauteur de chute du mouton ;

$g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

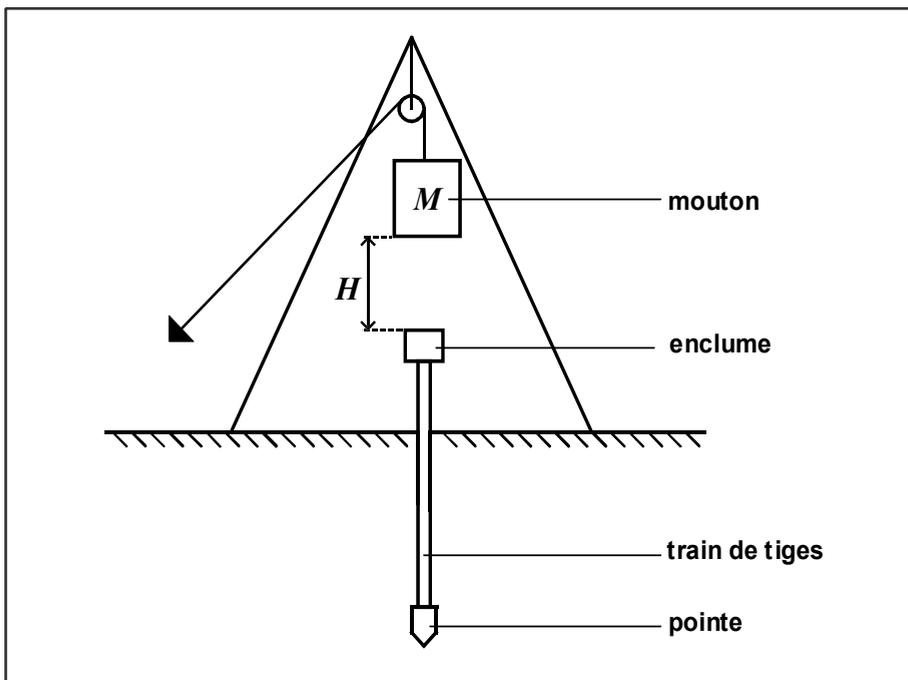


Figure 6 - schéma du pénétromètre dynamique

La valeur de résistance obtenue n'est pas utilisée pour vérifier la résistance d'une fondation mais donne une indication qualitative sur la nature des sols traversés. En particulier l'essai permet facilement de repérer des passages différents, par exemple une couche plus compressible ou bien une couche graveleuse... Il est également utilisé pour apprécier le compactage de couches de chaussée ou le remblaiement de tranchées.

Une version légère portable, appelée PANDA mise au point par le CUST de Clermont-Ferrand est équipée pour enregistrer automatiquement l'énergie de compactage appliquée à une pointe fine par un marteau. Elle est utilisable pour apprécier le compactage de remblais fins sur de petites profondeurs (projet de norme XP P 94-105).

2.9.2 - Pénétromètre statique

Avec le pénétromètre statique, la pointe est enfoncée dans le sol à vitesse régulière. L'appareil permet la mesure de la résistance de pointe q_c et du frottement latéral f_s lors de l'enfoncement à vitesse lente et constante d'une pointe conique. Les résultats permettent de donner une indication sur la nature des sols traversés. La valeur de la résistance de pointe est utilisée pour le dimensionnement des fondations (cf. paragraphes 7.2.3.1. et 8.2.1.2).

2.9.3 - Pressiomètre

Cet essai dû à Louis Ménard est réalisé à l'aide d'une sonde cylindrique dilatable descendue dans un forage à la profondeur voulue. La cellule de mesure et les deux cellules de garde (voir figure 7) sont gonflées par paliers successifs. Grâce aux cellules de garde, la pression exercée sur la tranche de sol investiguée peut être considérée comme uniforme. Le graphe de l'essai trace le volume d'eau injecté dans la cellule de mesure en fonction de la pression appliquée sur le sol. Lorsque la pression augmente, le sol est dans une phase pseudo-plastique au sein de laquelle est calculé le module pressiométrique

$E_M = K. \Delta P / \Delta V$, où :

- ΔP = palier de pression appliquée à la sonde ;
- ΔV = augmentation de volume de la sonde ;
- K est une constante liée à la géométrie de la sonde (homogène à un volume).

Puis au-delà de la pression dite de fluage (P_f), le sol entre dans le domaine plastique, jusqu'à ce que la déformation augmente très rapidement, pour une pression baptisée pression limite (P_l). Ces deux paramètres importants E_M et P_l sont utilisés pour calculer le tassement (cf. paragraphe 5.5.) ainsi que la contrainte de rupture d'une fondation superficielle ou profonde (cf. paragraphes 7.2.3.1 et 8.2.1.1). Le pressiomètre est également utilisé pour contrôler in situ l'amélioration d'un sol (compactage, consolidation dynamique, vibroflotation).

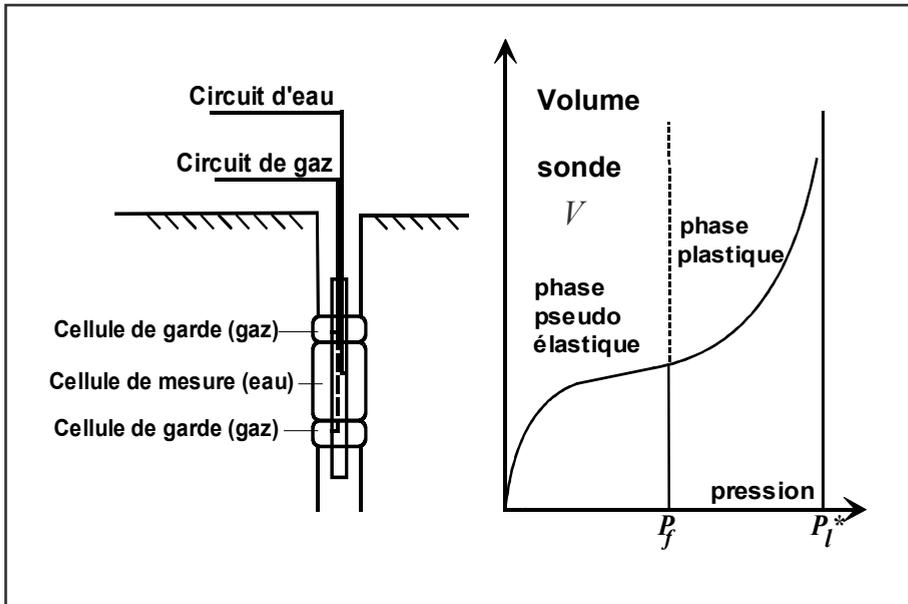


Figure 7 - schéma de l'essai pressiométrique et courbe d'interprétation