

CHAPITRE 1 : LES ESSAIS GEOTECHNIQUES	2
CHAPITRE 2 : DETERMINATION DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES	34
CHAPITRE 3 : INTERACTION SOL – STRUCTURE : LIQUEFACTION	45
CHAPITRE 4 : LES SOLS INSTABLES MAROCAINS ET SOLUTIONS GEOTECHNIQUES	52
CHAPITRE 5 : CONFORTMENT DES SOLS	60

CHAPITRE 1 : LES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Le comportement d'un sol dans la nature dépend, non seulement des propriétés essentielles de chacun des éléments de la masse de sol considéré, mais aussi des propriétés résultant de l'arrangement des particules à l'intérieur de cette masse. Il convient donc de distinguer deux classes de propriétés caractéristiques : les propriétés des grains élémentaires et les propriétés de l'agrégat.

Les propriétés principales des grains sont la dimension et la forme, et pour les argiles, le caractère minéralogique des grains les plus petits. La propriété la plus importante de l'agrégat est, pour les sols sans cohésion, la compacité relative, et pour les sols cohérents, la consistance. Les paramètres de ce type sont des paramètres statiques. Il existe des paramètres dynamiques caractérisant les sols dans leur comportement sous l'influence des facteurs extérieurs.

Ces divers paramètres sont déterminés grâce aux essais de la mécanique des sols que l'on peut diviser en deux grands types :

- a) Essais au laboratoire :
 - essais d'identification et de classification : ce sont des essais simples et peu onéreux qui caractérisent le sol. Ils sont très importants car toute étude doit être basée sur une classification.
 - Essais mécaniques et hydrauliques : plus longs et plus coûteux que les précédents, ils nécessitent de plus des échantillons intacts et un appareillage beaucoup plus complexe.
 - Essais de géotechnique routière : ils permettent d'apprécier les caractéristiques des matériaux que l'on désire réutiliser en remblai, en précisant en particulier les conditions de mise en place des matériaux.
- b) Essais de chantier : essais mécaniques, hydrauliques et essais de contrôle permettant de vérifier les conditions établis au laboratoire.

I – Les essais de laboratoire

I – 1 Les essais d'identification

Quelque soit l'utilisation envisagée d'un sol, il est important de connaître sa nature, sa composition et la répartition des grains de différentes tailles qui le compose. Les essais qui conduisent à cette étude portent le nom d'essais d'identification.

A – Analyse granulométrique

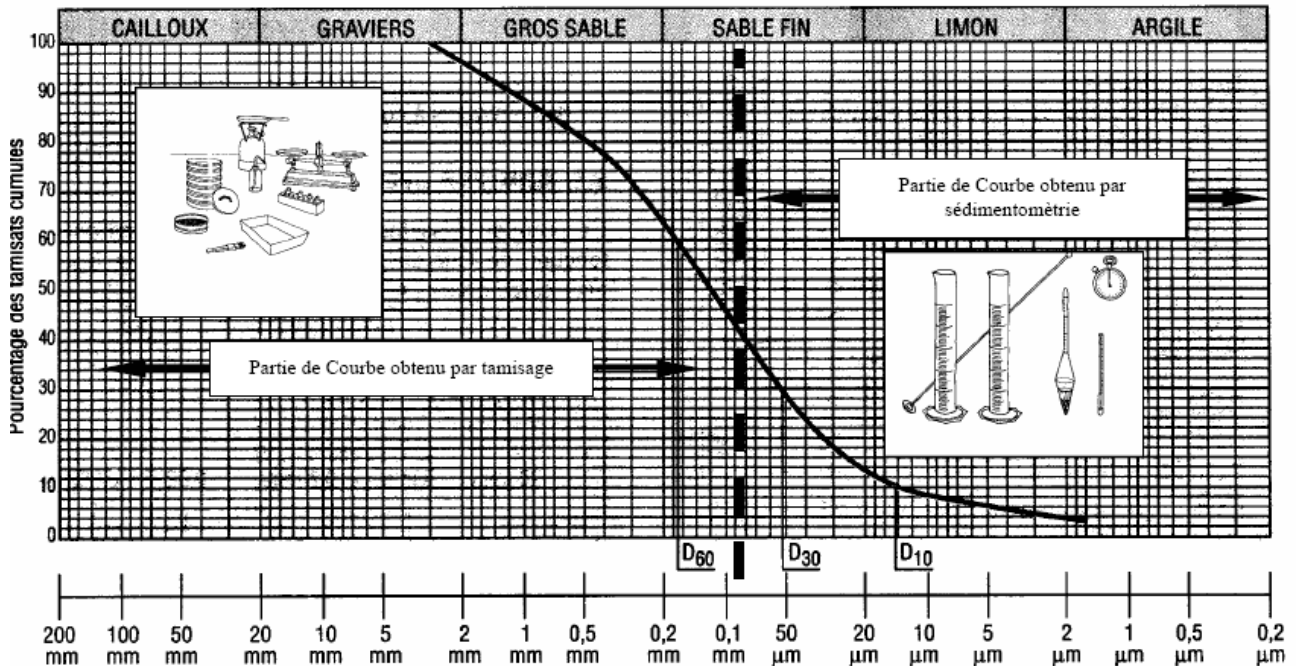
L'analyse granulométrique a pour but de déterminer les proportions pondérales des grains de différentes tailles dans le sol. Elle s'effectue :

- Par tamisage pour les grains de diamètre supérieur à $80\mu\text{m}$;
- 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. La mesure de la densité de suspension à des intervalles de temps variables permet de calculer la proportion des grains de chaque diamètre.

Les dénominations en fonction de la grosseur des grains (D) sont les suivantes :

	D	>	200mm	:	les blocs rocheux
20mm <	D	<	200mm	:	les cailloux
2mm <	D	<	20mm	:	les graviers
0,2mm <	D	<	2mm	:	les sables grossiers
20µm <	D	<	0,2mm	:	les sables fins
2µm <	D	<	20µm	:	les silts ou limons
	D	<	2µm	:	les argiles

Un mode de représentation commode des résultats de l'analyse granulométrique est la courbe granulométrique. Elle représente pour chaque dimension d 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.



La forme de la courbe granulométrique permet de préciser le degré d'étalement de la granulométrie ou encore son uniformité ; Cette uniformité est exprimée par le Coefficient d'uniformité ou coefficient de Hazen C_u défini par le rapport :

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$$

d_x est la dimension du tamis correspondant au pourcentage de x% de tamisat. d_{10} est appelé diamètre efficace.

- Si $C_u < 2$ la granulométrie est dite uniforme (ou serrée)
- Si $C_u > 2$ la granulométrie est dite étalée (ou variée)

On définit également le coefficient de courbure :

$$C_c = \frac{(d_{30})^2}{d_{10} \cdot d_{60}}$$

- Un sol est bien gradué si C_c est compris entre 1 et 3.

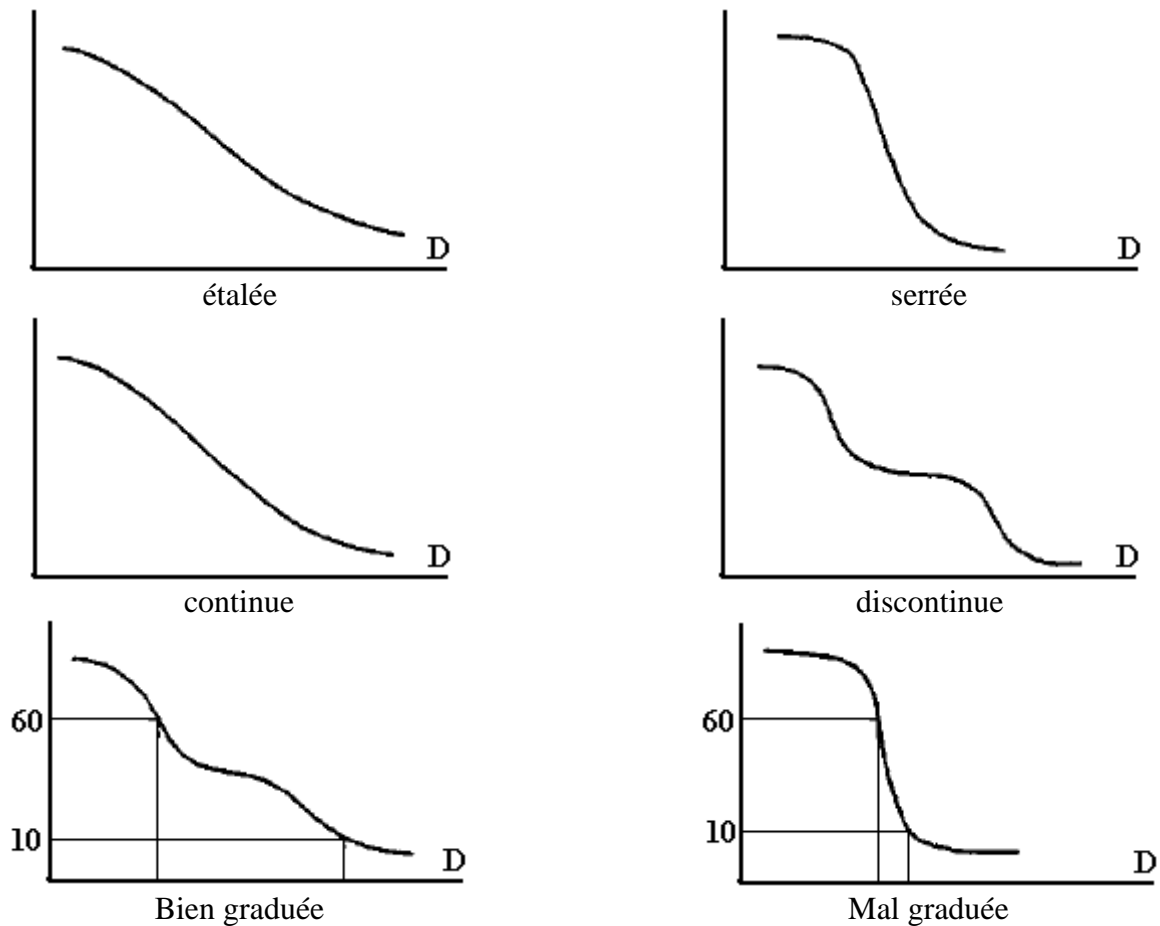
On peut définir aussi la classe granulaire :

$$\text{classe granulaire} = \frac{\text{dimension de la maille pour la quelle le refus dépasse 90\%}}{\text{dimension de la maille laissant passer 95\% du matériau}} = \frac{d}{D}$$

Exemple : gravillons 5/20

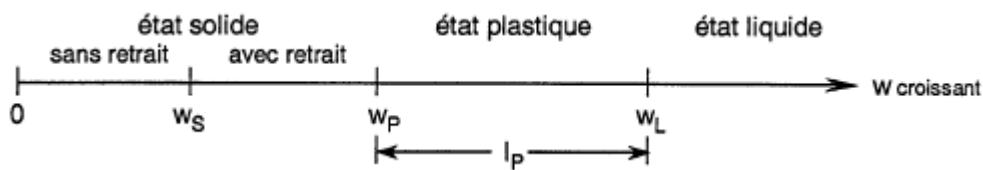
Si au tamis 80µ le tamisat est > 10% $d=0$

Ci-dessous différentes formes de courbes granulaires.



B – 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 (w) de cette fraction de sol et en observer sa consistance.



Selon la teneur en eau, le sol se comportera comme un solide, un matériau plastique (capable de se déformer beaucoup sans casser) ou un liquide. On détermine plus particulièrement les valeurs suivantes :

- la limite de plasticité (w_p)
- la limite de liquidité (w_L)

La limite de plasticité est définie comme la teneur en eau d'un sol qui a perdu sa plasticité et se fissure en se déformant lorsqu'il est soumis à de faibles charges. Cette limite sépare l'état plastique de l'état semi-solide. En générale elle ne dépasse pas 40%. La limite de liquidité est la teneur en eau qui sépare l'état liquide de l'état plastique. La limite de retrait (w_s) sépare, dans le domaine solide, l'état du solide avec variation du volume et l'état du solide sans variation du volume. Ces limites sont désignées sous le nom de limites d'Atterberg.

La connaissance de ces limites est importante pour l'exécution de travaux de terrassements (fouille, tranchée, ...). En particulier, si le matériau doit être utilisé après remaniement (remblais, barrage en terre, ...), leur détermination revêt une importance considérable.

On définit ainsi l'indice de plasticité I_p qui indique l'étendue du domaine de plasticité du sol. Il s'exprime donc par la relation :

$$I_p = w_L - w_p$$

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

Un sol, dont l'indice I_p est grand, est très sensible aux conditions atmosphériques, car plus I_p est grand plus le gonflement par humidification de la terre et son retrait par dessiccation seront importants et donc le réemploi de ce type de sol est douteux.

Un sol, dont l'indice I_p est faible, est peu ou pas sensible aux conditions atmosphériques, et donc le réemploi de ce type de sol est facile.

La comparaison de la teneur en eau naturelle w d'un sol et des limites d'Atterberg permet de se faire une idée de l'état d'une argile qu'on peut caractériser par son indice de consistance I_c :

$$I_c = \frac{w_L - w}{I_p}$$

I_c	Etat du sol
$I_c > 1$	solide
$0 < I_c < 1$	plastique
$I_c < 0$	liquide

Le tableau ci-dessous fournit les appellations recommandées pour désigner l'état d'un sol argileux.

I_c	< 0	0	0,25	0,5	0,75	1	> 1
Consistance	<i>Liquide</i>	<i>Très molle</i>	<i>Molle</i>	<i>Ferme</i>	<i>Très ferme</i>	<i>Dure</i>	

On peut définir aussi un indice de liquidité d'un sol fin :

$$I_L = \frac{w - w_p}{I_p}$$

Le tableau ci-dessous fournit les limites d'Atterberg et l'indice de plasticité de certains minéraux argileux (d'après Cornell, 1951).

Minéraux argileux	Ions métalliques	w _p (%)	w _L (%)	Ip
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

C – Valeur 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 sec.

On considère que cet essai exprime globalement la quantité et la qualité (activité) de la fraction argileuse du sol. Il est effectué sur la fraction 0/5 mm du sol et on distingue les valeurs suivantes :

VBS ≤ 0,2	:	sols sableux (sol insensible à l'eau)
0,2 < VBS ≤ 2,5	:	sols limoneux (sol peu plastique et sensible à l'eau)
2,5 < VBS ≤ 6	:	sols limono-argileux, (sol de plasticité moyenne)
6 < VBS ≤ 8	:	sols argileux
VBS > 8	:	sols très argileux

L'essai consiste à mesurer par dosage la quantité de bleu de méthylène pouvant être adsorbée par le matériau mis en suspension dans l'eau. Cette quantité est rapportée par proportionnalité directe à la fraction 0/5 mm du sol. La valeur de bleu du sol est directement liée à la surface spécifique des particules constituant le sol ou le matériau rocheux.

Le dosage s'effectue en ajoutant successivement différentes quantités de bleu de méthylène et en contrôlant l'adsorption après chaque ajout. Pour ce faire, on prélève une goutte de la suspension que l'on dépose sur un papier filtre, ce qui provoque la création d'une tache.

L'adsorption maximale est atteinte lorsqu'une auréole bleu clair persistante apparaît à la périphérie de la tache.

$$\text{VBS} = \frac{B}{m_0} \cdot 100$$

B = masse de bleu introduite (solution à 10 g/l) = V × 0.01

V = volume de la solution de bleu utilisée (exprimé en centimètres cubes).

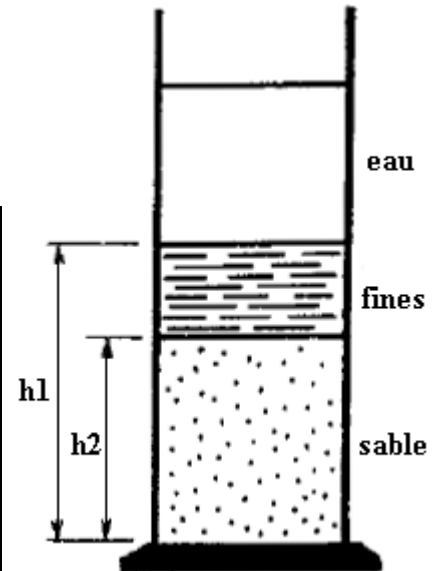
m₀ = masse sèche de la prise d'essai

D – Equivalent de sable

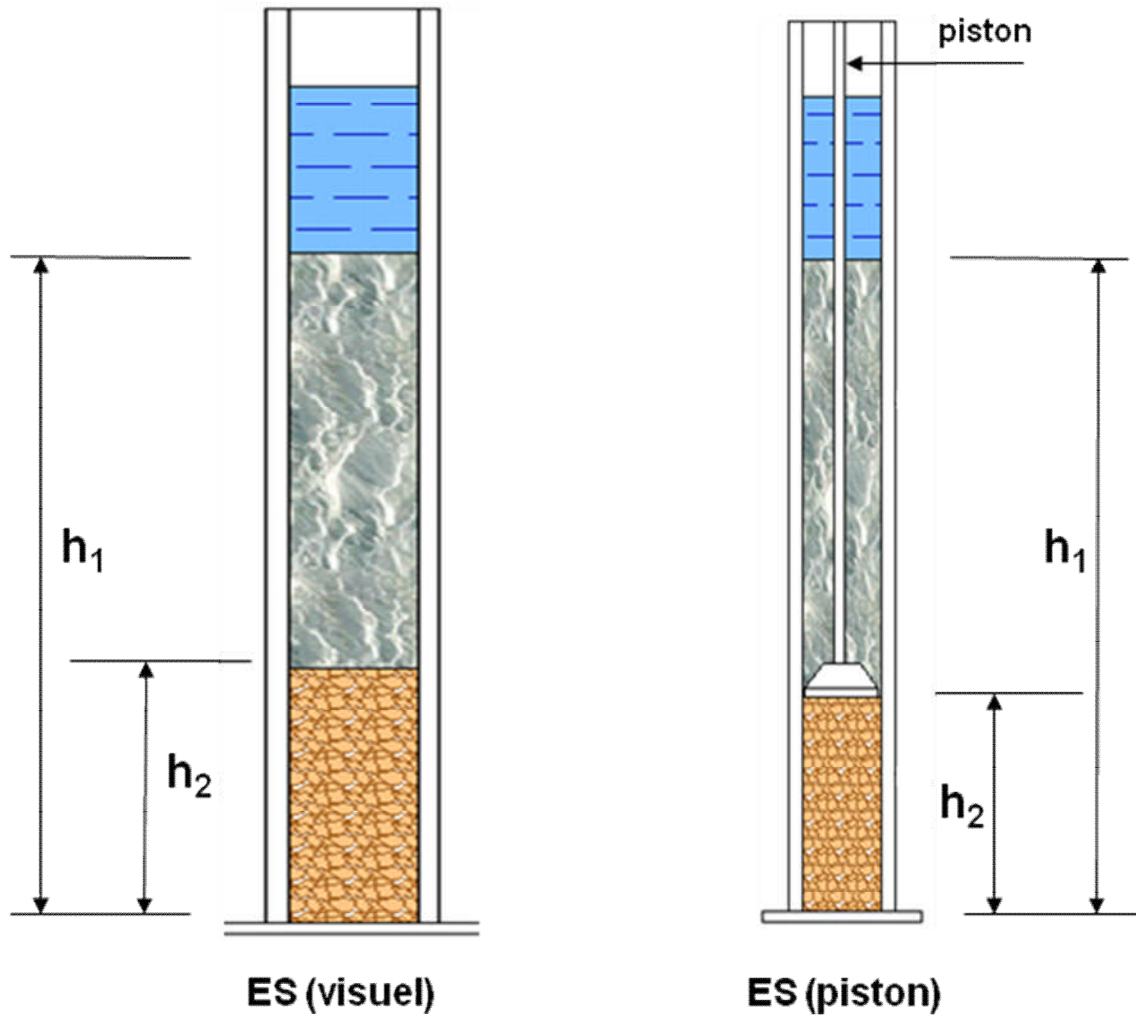
L'essai d'équivalent de sable permet de déterminer dans un sol la proportion relative de sol fin et de sol grenu. Cet essai est important, car la présence d'éléments fins peut modifier le comportement de ces sols. En particulier la présence de particules argileuses dans le sable d'un mortier ou béton,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

$$ES = \frac{h_2}{h_1} \cdot 100$$

ES	Matériau
100	Sable de labo
70 à 80	Sable très propre
50 à 70	Sable argileux
20 à 25	Sable très argileux



ES à vue	ES au piston	Nature et qualité du sable
ES < 65%	ES < 60%	Sable argileux : risque de retrait ou de gonflement. Sable à rejeter pour des bétons de qualité.
65% ≤ ES < 75%	60% ≤ ES < 70%	Sable légèrement argileux de propreté admissible pour les bétons de qualité courante quand le retrait n'a pas de conséquence notable sur la qualité du béton.
75% ≤ ES < 85%	70% ≤ ES < 80%	Sable propre à faible proportion de fines argileuses convenant parfaitement pour les bétons de haute qualité.
ES ≥ 85%	ES ≥ 80%	Sable très propre. L'absence presque totale de fines argileuses risque d'entraîner un défaut de plasticité du béton qu'il faudra compenser par une augmentation du dosage en eau.



E – Classification des sols

Il existe plusieurs classifications des sols, elles regroupent les sols qui ont une nature, un état, un comportement similaires par rapport à une application géotechnique particulière. Nous présenterons la classification des LPC et la classification des sols pour la réalisation des remblais et des couches de forme (GTR 1992).

E – 1 Classification LPC

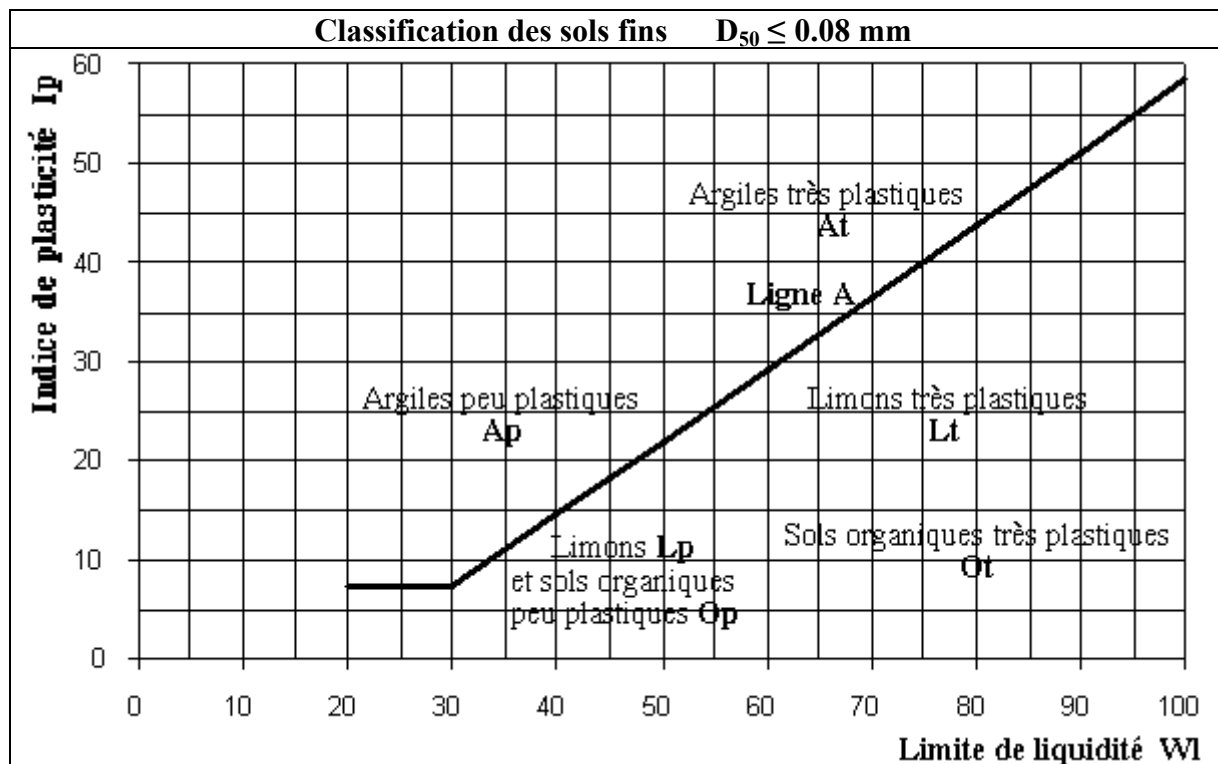
Cette classification est celle utilisée dans les pays Afrique francophone. Elle a été mise au point en France en 1965 par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Cette classification est une adaptation de la classification U.S.C.S (The Unified Soil Classification System).

La classification LPC des sols utilise les résultats de l'analyse granulométrique et des limites d'Atterberg.

Classification des sols grenus (plus de 50% des éléments > 80µm) $D_{50} > 0.08 \text{ mm}$					
Définitions			Symboles	Conditions	Appellations
Graves	Plus de 50% des éléments > 80µm ont un diamètre > 2mm	Moins de 5% d'éléments < 80µm	Gb	$Cu > 4$ et $1 < Cc < 3$	Grave propre bien graduée
			Gm	Une des conditions de Gb non satisfaite	Grave propre mal graduée
		Plus de 12% d'éléments < 80µm	GL	Point $(I_p ; W_L)$ au dessous de A	Grave limoneuse
			GA	Point $(I_p ; W_L)$ au dessus de A	Grave argileuse
Sables	Plus de 50% des éléments > 80µm ont un diamètre < 2mm	Moins de 5% d'éléments < 80µm	Sb	$Cu > 6$ et $1 < Cc < 3$	Sable propre bien graduée
			Sm	Une des conditions de Sb non satisfaite	Sable propre mal graduée
		Plus de 12% d'éléments < 80µm	SL	Point $(I_p ; W_L)$ au dessous de A	Sable limoneux
			SA	Point $(I_p ; W_L)$ au dessus de A	Sable argileux

Si 5% d'éléments < 80µm < 12%, on utilise un double symbole :

- pour les graves : **Gb-GL** **Gb-GA** **Gm-GL** **Gm-GA**
- pour les sables : **Sb-SL** **Sb-SL** **Sm-SL** **Sm-SA**



E – 2 Classification GTR

Cette classification est la seule présentant un réel intérêt pratique et utilisée dans les travaux de terrassement. Son utilisation est détaillée dans le Guide technique pour la réalisation des remblais et couches de forme ; C'est pour cette raison qu'elle est désignée par classification GTR.

Les sols sont classés A, B, C, D, les sols ayant une teneur en matières organiques supérieure à 3% sont classés en F. Les matériaux rocheux sont classés en R.

Les tableaux ci-dessous donnent les classes A, B, C, et D.

Classe A Classification des sols fins			
Classement selon la nature			
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature
D _{max} ≤ 50 mm et Tamisat à 80 μm > 35%	A Sols fins	VBS ≤ 2,5 ou I _p ≤ 12	A1 Limos peu plastiques, loess, silts alluvionnaires, sables fins peu pollués, arènes peu plastiques..
		12 < I_p ≤ 25 ou 2,5 < VBS ≤ 6	A2 Sables fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques arènes...
		25 < I_p ≤ 40 ou 6 < VBS ≤ 8	A3 Argiles et argiles marneuses, limons très plastiques...
		I_p > 40 ou VBS > 8	A4 Argiles et argiles marneuses, très plastiques...

Classe B Classification des sableux ou graveleux, avec fines			
Classement selon la nature			
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature
D _{max} ≤ 50 mm et Tamisat à 80 μm ≤ 35%	B Sols sableux et graveleux avec fines	tamisat à 80 μm ≤ 12% tamisat à 2 mm > 70% 0,1 ≤ VBS ≤ 0,2	B1 Sables silteux...
		tamisat à 80 μm ≤ 12% tamisat à 2 mm > 70% VBS > 0,2	B2 Sables argileux (peu argileux)...
		tamisat à 80 μm ≤ 12% tamisat à 2 mm > 70% 0,1 ≤ VBS ≤ 0,2	B3 Graves silteuses...
		tamisat à 80 μm ≤ 12% tamisat à 2 mm ≤ 70% VBS > 0,2	B4 Graves argileuses (peu argileuses)...
		tamisat à 80 μm compris entre 12 et 35% tamisat à 2 mm ≤ 70% VBS < 1,5 ou I _p ≤ 12	B5 Sables et graves très silteux...
		tamisat à 80 μm compris entre 12 et 35% VBS > 1,5 ou I _p > 12	B6 Sables et graves argileux à très argileux

Classe C <i>Classification des sols comportant des fines et des gros éléments</i>			
Classement selon la nature			
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature
$D_{max} > 50 \text{ mm}$ et tamisat à $80 \mu\text{m} > 12\%$ ou si le tamisat à $80 \mu\text{m} \leq 12\%$ la VBS est $> 0,1$	C Sols comportant des fines et des gros éléments	Matériaux anguleux comportant une fraction $0/50 \text{ mm} > 60 \text{ à } 80\%$ et matériaux roulés. La fraction $0/50$ est un sol de classe A	C_{1A}i Argiles à silex, éboulis, moraines, alluvions grossières...
		Matériaux anguleux comportant une fraction $0/50 \text{ mm} > 60 \text{ à } 80\%$ et matériaux roulés. La fraction $0/50$ est un sol de classe B	C_{1B}i Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, moraines, alluvions grossières...
		Matériaux anguleux comportant une fraction $0/50 \text{ mm} \leq 60 \text{ à } 80\%$. La fraction $0/50$ est un sol de classe A	C_{2A}i Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, biefs à silex...
		Matériaux anguleux comportant une fraction $0/50 \text{ mm} \leq 60 \text{ à } 80\%$. La fraction $0/50$ est un sol de classe B	C_{2B}i Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, biefs à silex...

Classe D <i>Classification des sols insensible à l'eau</i>			
Classement selon la nature			
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature
$VBS \leq 0,1$ et tamisat à $80 \mu\text{m} \leq 12\%$	D Sols insensibles à l'eau	$D_{max} \leq 50 \text{ mm}$ et tamisat à $2 \text{ mm} > 70\%$	D₁ Sables alluvionnaires propres, sables de dune...
		$D_{max} \leq 50 \text{ mm}$ et tamisat à $2 \text{ mm} \leq 70\%$	D₂ Graves alluvionnaires propres, sables...
		$D_{max} > 50 \text{ mm}$	D₃ Graves alluvionnaires grossières propres, dépôts glaciaires,...

I – 2 Les essais de géotechniques routières

A – Essai PROCTOR

Compacter un sol c'est essayer de rapprocher par des procédés statiques ou dynamiques appropriés les grains d'un matériau de façon à accroître sa masse volumique et sa compacité.

Le compactage d'un sol intéresse non seulement les remblais routiers mais aussi les barrages en terre et dans ce dernier cas, les techniques employées tant au laboratoire que sur le chantier doivent être soigneusement étudiées.

Le problème de construction d'un remblai réside en grande partie dans les tassements ultérieurs qu'il peut subir, c'est pour cela que l'on a été amené à étudier le compactage. Il faut pour un sol donné établir les relations entre la teneur en eau et la compactabilité d'une part et l'énergie de compactage d'autre part. A l'opposé du problème des tassements si le remblai n'est pas assez compacté, se pose le problème des gonflements s'il est trop.

On doit donc trouver un équilibre entre la compacité à donner à un sol pour que les tassements restent admissibles et celle à ne pas dépasser pour éviter tout gonflement important ultérieur.

En fait, le problème le plus important est celui des tassements, car celui du gonflement existerait dans le cas où le matériau serait trop compacté, ce qui est très rare.

Le but de l'essai Proctor est de déterminer en fonction de la teneur en eau pour un sol donné la densité sèche maximale qui peut être obtenue en utilisant une énergie de compactage donnée.

Le principe de l'essai est le suivant : on compacte dans un moule normalisé à l'aide d'une dame normalisée, selon un processus bien déterminé, l'échantillon de sol à étudier, puis on détermine sa teneur en eau et sa densité sèche. L'essai est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à teneur en eau croissante. On détermine ainsi plusieurs points d'une courbe représentant les densités sèches (γ_d) en fonction des teneurs en eau (w). La courbe tracée présente un maximum dont l'abscisse est la teneur en eau optimale Proctor et l'ordonnée la densité sèche maximale Proctor.

Il y a deux essais normalisés correspondant à des énergies de compactage différentes :

- Essai Proctor normal ;
- Essai Proctor modifié

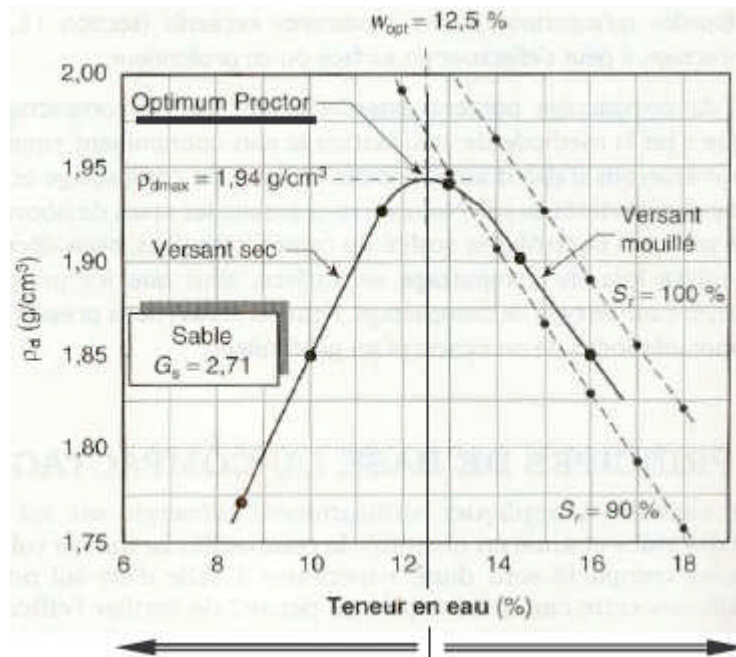
Le premier est le plus utilisé, le second n'est utilisé en général que pour les couches de chaussée.

	Proctor normal	Proctor modifié
Diamètre du moule	101,5 mm	152 mm
Hauteur du moule	117 mm	152 mm
Poids de la dame	2490 g	4535 g
Diamètre du mouton	51 mm	51 mm
Hauteur de chute	305 mm	457 mm
Nombre de couches	3	5
Nombre de coups par couche	25	55
Poids approximatif d'une couche	1700 g	1050 g

Pour juger de la compactabilité d'un matériau, deux critères sont très importants :

- La position de w_{opt} par rapport à w_{nat} ;
- La forme de la courbe Proctor, en effet, si cette courbe est "plate", des variations assez importante de teneur en eau n'auront que peu d'importance, par contre, si elle est "pointue", le matériau est assez sensible à l'eau.

La figure ci-dessous montre un exemple de courbe proctor.



Pas assez d'eau : l'énergie de compactage se dissipe à cause des frottements entre grains : pas ou peu de Consolidation.

trop d'eau : l'énergie de compactage passe dans l'eau : pas ou peu de consolidation

B – Essai CBR

L'essai CBR (California Bearing Ratio) a pour but la détermination d'un indice (indice portant Californien) permettant de calculer grâce à des abaques l'épaisseur des couches de fondation d'une route nécessaires à la constitution d'une chaussée en fonction du sol sous-jacent, du trafic et des charges par essieu prévus et des conditions hydriques futures que subira cette route. Il est déterminé pour des sols à vocation routière de manière purement empirique.

L'Indice Portant Californien est un nombre sans dimension exprimant en pourcentage le rapport entre les pressions produisant un enfoncement donné dans le matériau à étudier d'une part (avec ou sans immersion au préalable) et dans un matériau type d'autre part. Il caractérise implicitement le tenu au poinçonnement d'un sol.

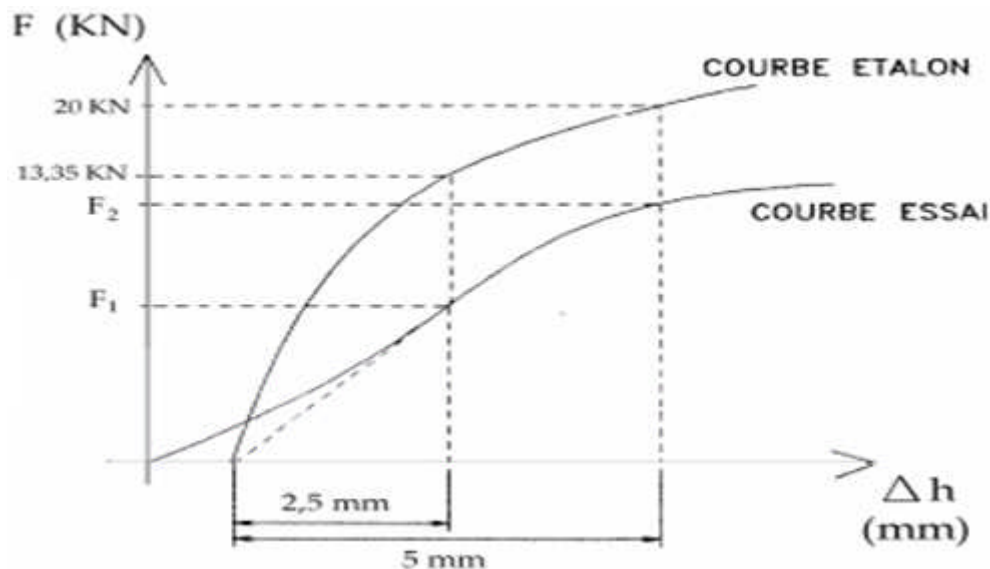
Le matériau à étudier est placé dans un moule dans un état donné de densité et de teneur en eau. Il est ensuite poinçonné par un piston de 19,3 cm² de section, enfoncé à la vitesse constante de 1,27mm/min.

L'indice de portance ou CBR exprime en % le rapport entre les pressions produisant dans le même temps un enfoncement donné dans le sol étudié d'une part et dans un matériau type d'autre part. Par définition c'est indice est pris égal à la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$I CBR_{25} = \frac{\text{Force (kN) à 2.5mm d'enfoncement}}{13.35 \text{ kN}}$$

$$I CBR_{50} = \frac{\text{Force (kN) à 5mm d'enfoncement}}{20 \text{ kN}}$$

$$I CBR = \max (I CBR_{25} ; I CBR_{50})$$



Le pouvoir portant d'un sol routier est d'autant meilleur que le CBR est grand.

A noter : On distingue 2 types d'essais CBR en fonction des buts fixés:

- L'essai C.B.R. immédiat : Mesure de la résistance au poinçonnement d'un sol compacté à sa teneur en eau naturelle. Il caractérise l'aptitude du sol à permettre la circulation en phase de chantier (Voir paragraphe « notion de planche d'essai » ci-après). Dans les régions peu humides, le C.B.R. immédiat sert directement de référence (pas de variation hydrique) ;
- L'essai C.B.R. après immersion : Mesure de la résistance au poinçonnement d'un sol compacté à différentes teneurs en eau puis immergé durant plusieurs jours (4 en générale). Il caractérise l'évolution de la portance d'un sol compacté à différentes teneur en eau et/ou soumis à des variations de régime hydrique.

I – 3 Les essais mécaniques

A – Essai œdométrique

Cet essai a pour objet essentiel d'étudier la consolidation d'échantillons de sols intacts ou remaniés, soumis à des charges verticales, drainés suivant cette direction et maintenus latéralement par une paroi rigide.

On peut suivre la consolidation au cours du temps et déterminer les relations entre charge et déformation après consolidation.

On peut aussi atteindre le coefficient de perméabilité verticale pour une compacité donnée.

Pratiquement, cet essai permet de prévoir l'importance et la durée des tassements des sols sous une charge donnée, sous réserve de nombreuses hypothèses dont il faut vérifier le bien fondé dans chaque cas.

On obtient deux propriétés caractéristiques du sol en place :

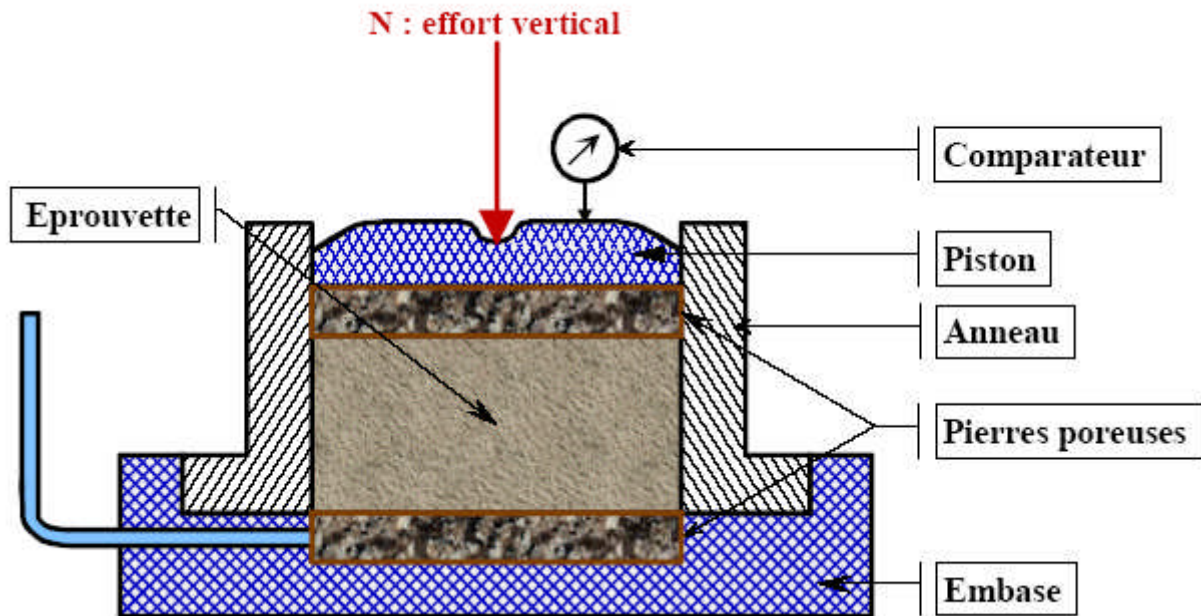
- C_c indice de compression qui définit la compressibilité du sol ;
- C_v coefficient de consolidation qui permet de déterminer les temps de consolidation sous une charge donnée.

La courbe effort-déformation obtenue fournit également de précieux renseignements sur l'histoire du sol : sol normalement consolidé, surconsolidé, sous consolidé.

L'essai consiste à mesurer les déformations à charge constante d'une éprouvette cylindrique avec déformation latérale nulle et drainage sur les faces inférieure et supérieure. On recommence l'expérience pour plusieurs charges.

L'appareillage est composé :

- d'une cellule œdométrique recevant l'éprouvette (figure ci-dessous) ;
- d'un bâti de chargement qui comprend essentiellement un levier qui transmet les charges vers l'éprouvette ;
- des poids : il y en a une série complète qui permet d'obtenir les charges successives ;



Coupe schématique d'un moule œdométrique

Les charges sont transmises à l'éprouvette par l'intermédiaire du piston et les déplacements du piston et les déplacements du piston, lus sur un comparateur, donnent les déformations.

Courbe de compressibilité :

C'est la courbe e en fonction de $\log \sigma'$ où e est l'indice des vides de l'échantillon correspondant à la pression effective σ' donc après consolidation.

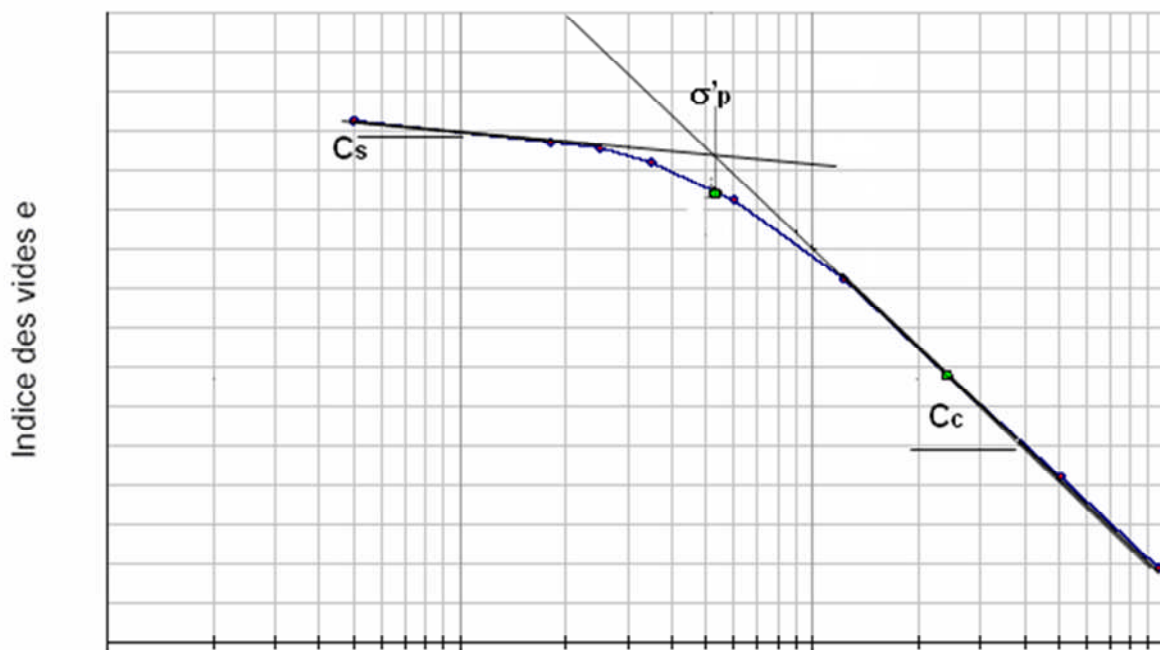
Pratiquement, quand on a appliqué une des surcharges, on attend l'élimination de l'excès de pression interstitielle, fin de la consolidation primaire (soit 24 h pour des raisons de commodité de mesure) et on note le tassement qui permet de calculer l'indice des vides.

A partir de la courbe de compressibilité, on peut dégager les paramètres suivants (figure ci-dessous) :

- indice de compression C_c qui est la pente de la partie normalement consolidée et l'indice de décompression ou de gonflement C_g ou C_s qui est la pente de la partie surconsolidée.
- pression de préconsolidation σ'_p : intersection entre le domaine normalement consolidé et le domaine surconsolidé.

Contrainte effective normale (MPa)

$\log \sigma'_v$



Courbes de consolidation :

L'intégration de l'équation différentielle de consolidation donne une relation entre le degré de consolidation U et T_v le coefficient de durée. Cette relation est indépendante des caractéristiques du sol, elle est la même pour toutes les couches de sol qui se consolident dans des conditions données de charge et de drainage.

$$\text{pour } U < 53 \% \quad : \quad T_v = \frac{\pi}{4} U^2$$

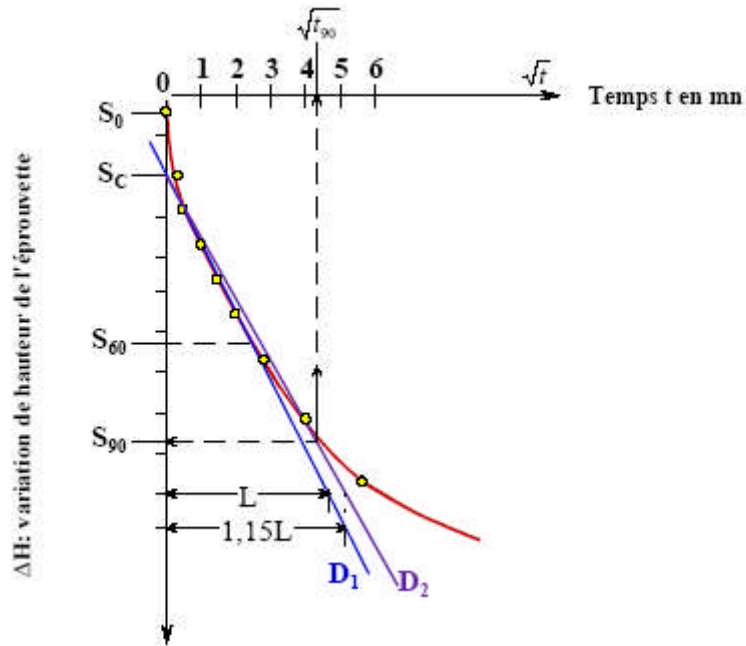
$$U > 53 \% \quad : \quad T_v = -0,9332 \log_{10} (1 - U) + 1,781$$

D'autre part, U est directement proportionnel aux tassements, et T_v est directement proportionnel aux temps ($T_v = \frac{C_v}{H^2} t$)

Donc si l'on construit une courbe des tassements en fonction du temps, la partie initiale de cette courbe sera une parabole qui se transforme en droite, quand les tassements sont exprimés en fonction de la racine carrée du temps. Par contre, quand U devient supérieur à 53%, la courbe devient logarithmique, il suffit alors de construire les tassements en fonction du logarithme du temps pour obtenir une partie droite. D'où les deux constructions proposées.

Méthode de TAYLOR

Elle consiste à tracer pour à un palier chargement donné la courbe des tassements ΔH en fonction de la racine carrée du temps.



Courbe de tassement en fonction du temps. Principe de l'exploitation graphique

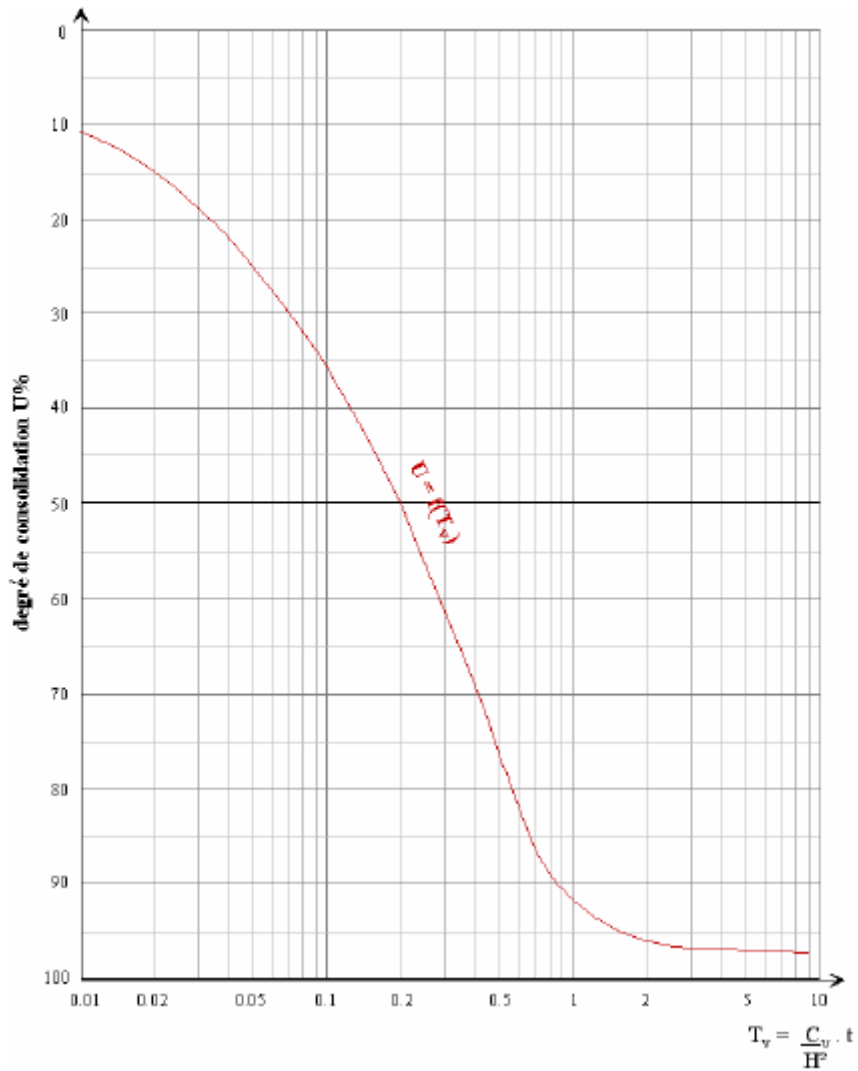
On sait que le Cv est relié au temps t par la relation suivante :

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

Tv est le facteur temps

h est le chemin de drainage

On sait aussi que Tv est fonction du degré de consolidation (variation de la hauteur de l'éprouvette en pourcentage), cette fonction est donnée par l'abaque ci-dessous.



Abaque du degré de consolidation U en fonction du facteur temps T_v

Ainsi, d'après la courbe tassement – temps on repère la valeur du temps qui correspond à un degré de consolidation de 90% (S_{90}) et sur l'abaque on a la valeur de $T_v = 0.848$ ce qui donne :

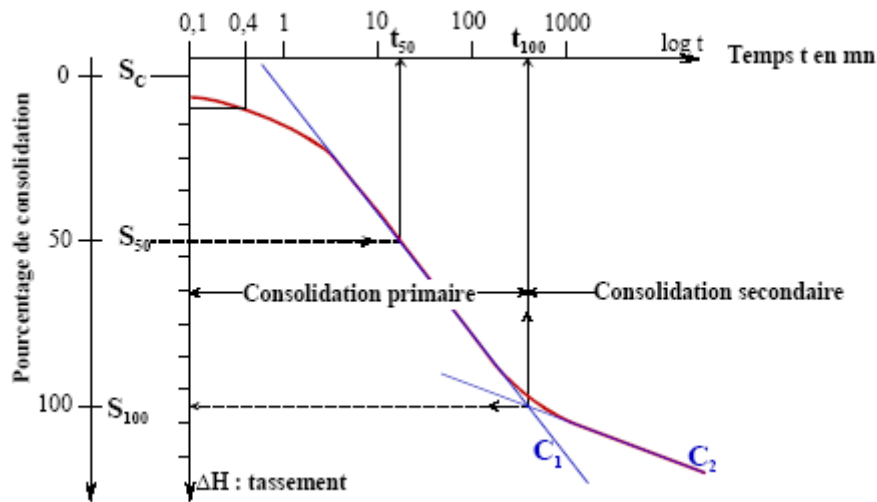
$$C_v = \frac{0.848 \text{ h}^2}{t_{90}}$$

Méthode de Casagrande

Cette méthode consiste à tracer pour une charge donnée, la courbe des tassements ΔH en fonction de **log t**. La construction graphique permet de déterminer t_{50} , temps nécessaire pour obtenir une consolidation de 50%.

Pour $U\% = 50\%$ $T_v = 0,197$ (abaque), on en déduit C_v :

$$C_v = \frac{0.197 \text{ h}^2}{t_{50}}$$



B – Essai de cisaillement rectiligne

Cet essai est destiné à évaluer les caractéristiques mécaniques d'un sol, c'est-à-dire la cohésion C et l'angle de frottement.

La résistance au cisaillement d'un sol est définie comme étant la contrainte maximale de cisaillement dans le plan de la rupture. Le problème est de définir le critère de rupture à utiliser.

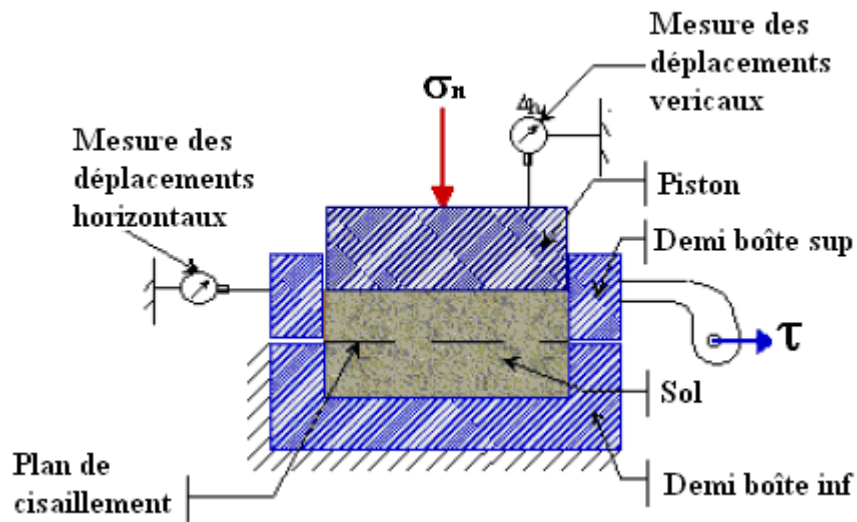
Les valeurs de résistance au cisaillement sont portées sur un graphique en fonction de contrainte normale s'appliquant sur le plan de rupture. La courbe obtenue est approximativement une droite appelée droite intrinsèque. L'angle que fait cette droite avec l'axe des abscisses est appelé angle de frottement et l'ordonnée à l'origine est appelée cohésion.

L'essai de cisaillement rectiligne consiste à placer l'échantillon de sol à étudier entre deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer l'une par rapport à l'autre. De plus, un piston permet d'exercer une contrainte normale au plan de cisaillement.

La demi-boîte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante. La force totale de cisaillement est mesurée à l'aide d'un anneau fixé à la demi-boîte supérieure. Des comparateurs mesurent les déformations verticales et horizontales de l'échantillon.

L'appareillage comprend essentiellement :

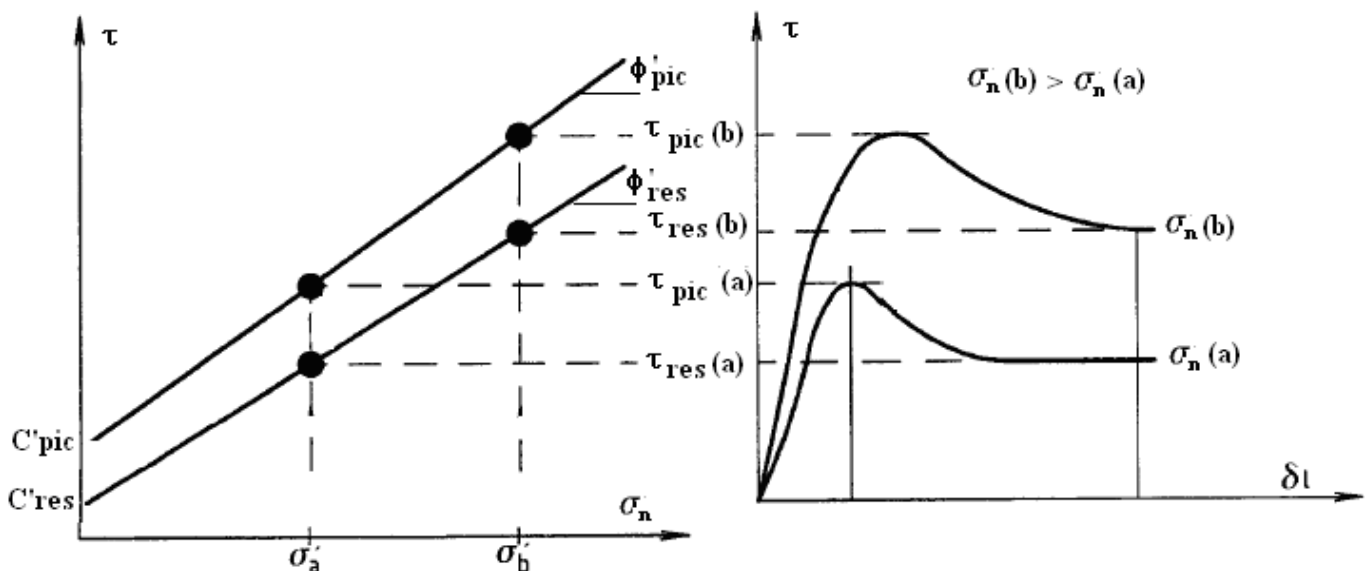
- la boîte de cisaillement ou boîte de Casagrande (figure ci-dessous) : elle peut être carrée ou ronde.
- les bâtis de consolidation et les poids.
- la machine de cisaillement : elle cisaille le sol à vitesse constante (avec une grande gamme de vitesse), elle comporte essentiellement : un chariot porte boîte se déplaçant à vitesse constante et entraînant la demi-boîte inférieure ; un anneau fixé à la demi-boîte supérieure indiquant les efforts développés dans le plan de cisaillement ; un système levier-étrier appliquant sur le piston de la boîte les charges normales désirées à l'aide des poids.

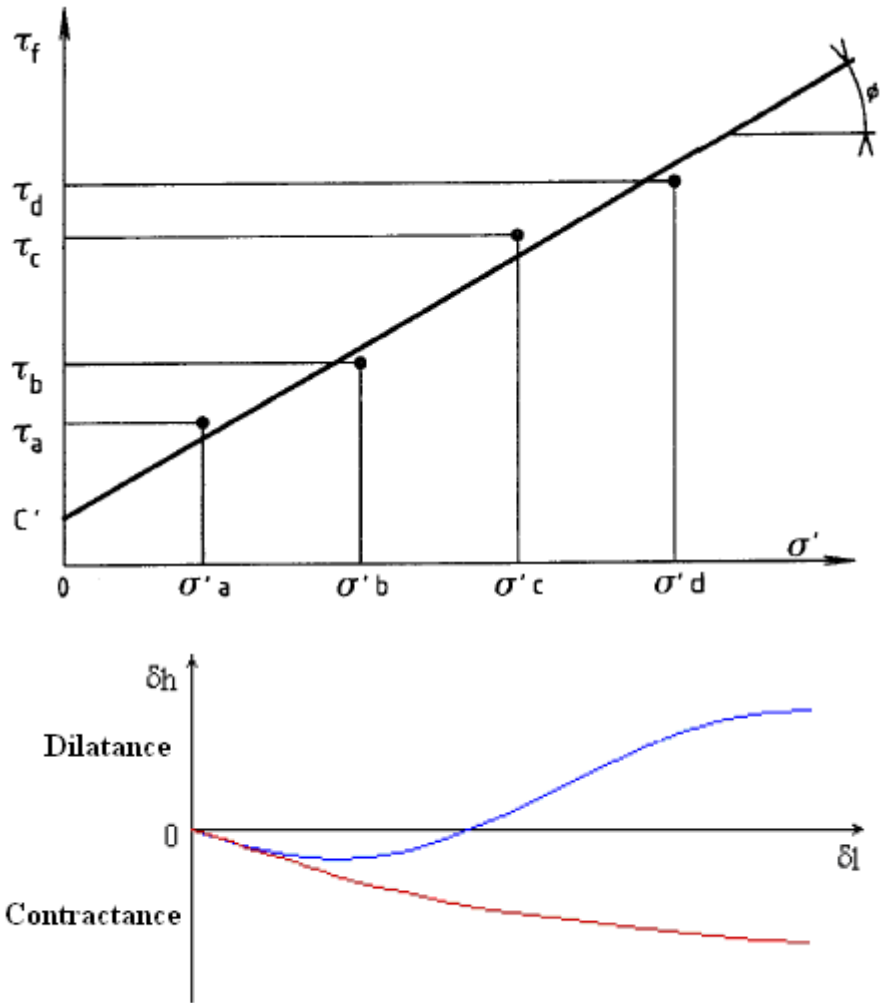


Coupe schématique d'une boîte de cisaillement rectiligne

Pendant toute la durée de l'essai, sous contrainte normale constante σ_n , on enregistre la force de cisaillement d'où on déduit la contrainte de cisaillement moyenne dans le plan de cisaillement horizontal. On note les déplacements horizontaux de la boîte inférieure par rapport à la boîte supérieure et les déplacements verticaux du piston qui indiquent soit une diminution de volume, soit une augmentation de volume.

Pour chaque essai à contrainte normale constante σ_n , on trace la courbe contrainte de cisaillement moyenne τ en fonction du déplacement horizontal δl et la courbe de variation de hauteur de l'échantillon δh en fonction du déplacement horizontal δl





A partir de la première courbe, pour chaque essai à contrainte normale constante, on détermine un couple ϕ' , C' en adoptant comme critère de rupture, soit le pic, soit le résiduel (palier).

A partir de la seconde courbe, on détermine pour une contrainte normale donnée si le sol est contractant ou dilatant. Si δh correspond à un soulèvement le sol se dilate, si δh correspond à un tassement le sol se contracte.

C – Essai de cisaillement triaxial

L'essai triaxial a pour but de déterminer les paramètres C et ϕ appelés cohésion et angle de frottement qui servent de base à tous les calculs de stabilité en mécanique des sols.

L'essai est réalisé sur des éprouvettes cylindriques d'élançement 2. L'éprouvette est placée dans une cellule où elle est soumise à un champ uniforme de contrainte qui a pour composante :

- une pression hydrostatique σ_3 appliquée par l'intermédiaire d'un fluide (eau en général) remplissant la cellule ;
- un déviateur appliqué par un piston ($\sigma_1 - \sigma_3$).

Des pierres poreuses peuvent être placées aux extrémités de l'éprouvette. Mises en communication avec l'extérieur, elles assurent le drainage. Elles peuvent aussi être reliées à un appareil permettant la mesure de la pression interstitielle.

L'essai classique consiste à faire croître le déviateur à vitesse de déformation constante, jusqu'à la rupture de l'éprouvette, σ_3 restant constante. On relève la courbe déviateur-déformation et on en déduit la contrainte principale σ_1 s'exerçant sur l'éprouvette au moment de la rupture.

On détermine par des essais sur 3 ou 4 éprouvettes identiques les contraintes principales à la rupture pour différentes valeurs de σ_3 ; on trace les cercles de contraintes correspondants sur un diagramme de Mohr. L'expérience montre que ces cercles ont une enveloppe que l'on peut considérer en première approximation comme une droite. Cette droite est appelée "enveloppe de rupture" ou "droite intrinsèque" et est caractérisée par les paramètres C et ϕ .

L'appareillage comprend principalement :

- une cellule triaxiale (figure ci-dessous), dans laquelle est placée l'éprouvette qui est isolée du fluide par l'intermédiaire d'une membrane imperméable.
- des burettes permettant la mesure des variations de volume en cours d'essai.
- une presse permettant d'obtenir une gamme de vitesses très étendue.
- appareil de mise en pression : il en existe plusieurs types.
- appareils de mesure de la pression interstitielle qui captent celle-ci à la base de l'éprouvette (il en existe plusieurs types).

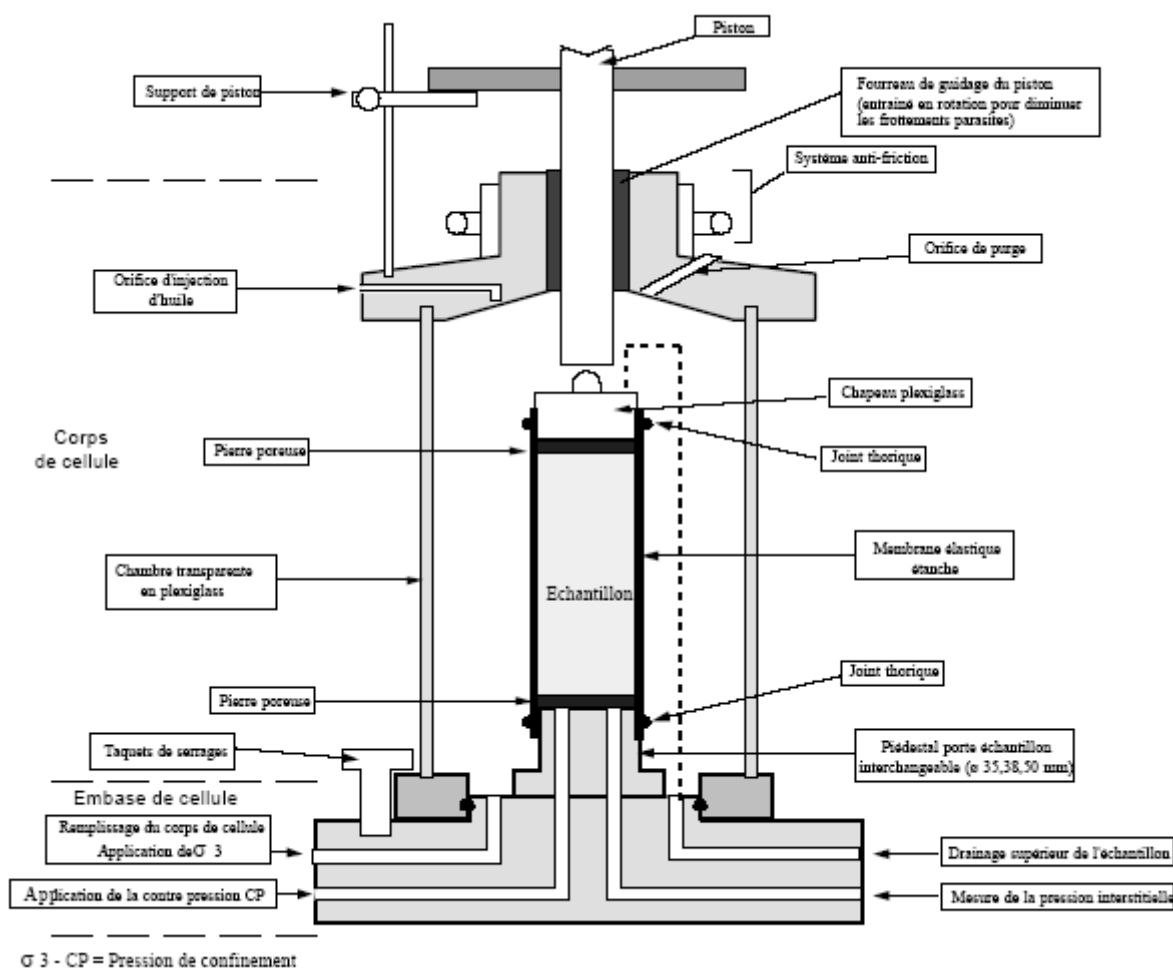


Schéma de la cellule triaxiale

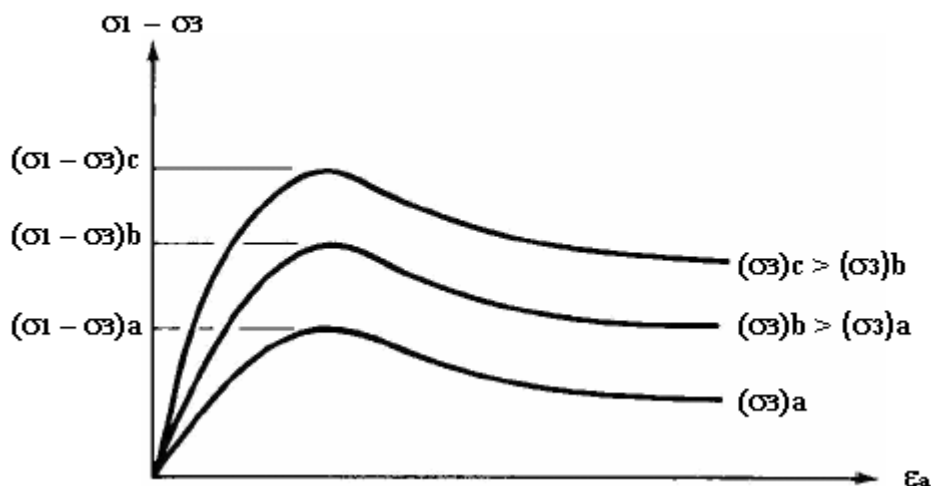
III - Exécution de l'essai :

Trois types d'essai peuvent être réalisés au triaxial :

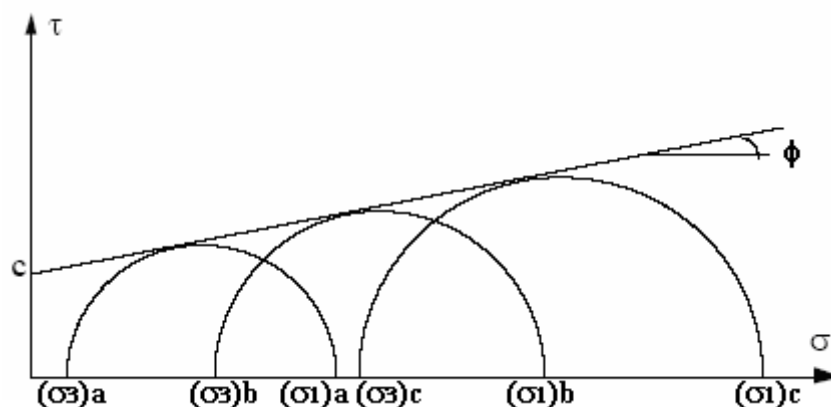
- Essai consolidé drainé CD ;
- Essai consolidé non drainé CU avec mesure de la pression interstitielle ;
- Essai non consolidé non drainé UU.

Pendant toute la durée de l'essai triaxial, on enregistre la force F transmise par le piston, le déplacement vertical de l'échantillon, on mesure la variation de volume de l'échantillon pour les essais drainés, et la pression interstitielle à l'intérieur de l'échantillon pour les essais non drainés.

La courbe effort déformation $(\sigma_1 - \sigma_3; \epsilon)$ peut-être enregistrée au cours de l'essai. Souvent les déformations sont limitées, ce qui fait que l'on n'atteint pas le comportement résiduel. Plusieurs essais sont effectués (au moins 3) à des pressions de confinement différentes et représentatives du confinement in situ.



Les caractéristiques mécaniques sont obtenues en représentant dans le plan de Mohr l'état de contrainte à la rupture :

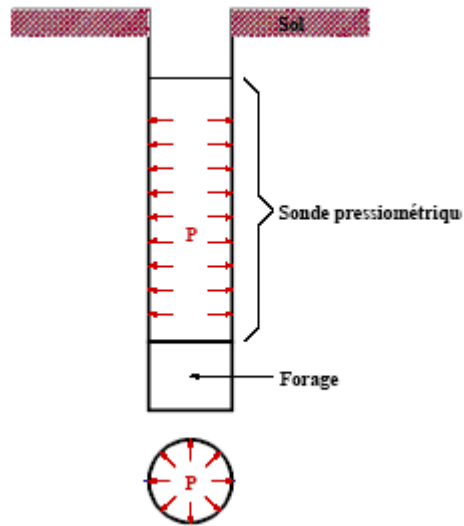


II – Les essais in situ

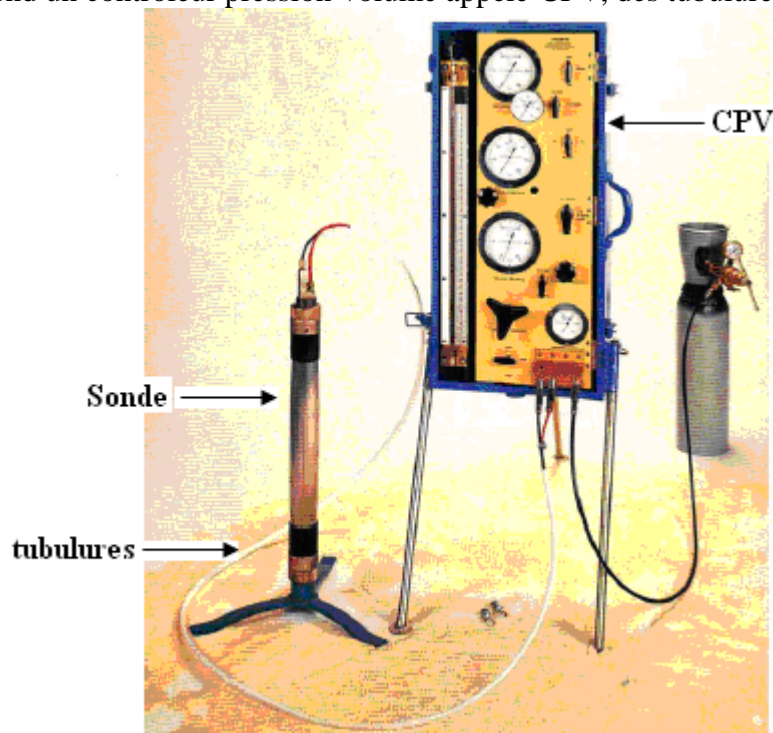
II – 1 L'essai Pressiométrique

L'essai pressiométrique peut être réalisé dans tous les types de sols saturés ou non, y compris dans le rocher (avec plus d'incertitude) et les remblais

L'essai pressiométrique consiste à dilater radialement dans le sol une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression p appliquée sur le sol et le déplacement de la paroi de la sonde



L'appareillage comprend un contrôleur pression-volume appelé CPV, des tubulures et une sonde



Le **contrôleur pression-volume** est rempli d'eau et connecté à la sonde de mesure par des tubulures coaxiales en rilsan. Il permet d'envoyer l'eau, jusqu'à une pression d'au moins 5 MPa d'un gaz comprimé et de mesurer le volume injecté par un tube gradué

Les sondes les plus utilisées sont les sondes AX de 44 mm et BX de 58 mm. Elles comportent trois cellules fermées par un unique cylindre métallique revêtu dans sa partie centrale d'une membrane en caoutchouc. Le cylindre étant lui-même recouvert par une gaine en caoutchouc. La division en trois cellules, deux cellules de garde entourant la cellule de mesure, permet d'assurer une déformation cylindrique plane de cette dernière.

On distingue les sondes à gaine souple, des sondes avec tubes fendus. La sonde avec tube fendu est une sonde placée à l'abri d'un tube fendu longitudinalement selon six génératrices. L'usage du tube fendu ne doit pas être systématique mais réservé aux cas où les autres méthodes s'avèrent très difficiles à mettre en œuvre.

L'enregistreur est obligatoire, il est équipé d'une horloge interne, d'une imprimante et d'un support d'enregistrement qui peut être relu par un ordinateur.

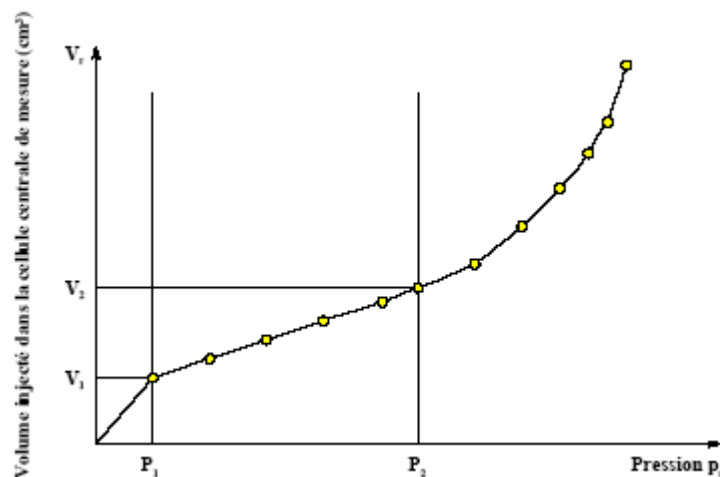
On fait généralement un essai tous les mètres, mais ce n'est pas évidemment une obligation. L'essai consiste à appliquer progressivement par palier, une pression uniforme sur la paroi du forage et à mesurer l'expansion de la sonde V en fonction de la pression appliquée p . Il permet d'obtenir le module pressiométrique E_M , la pression limite P_1 , la pression de fluage P_f et la pression de contact avec le terrain P_1 .

La pression p_r mesurée au CPV est augmentée progressivement par paliers de pression de pas constants et au plus égaux à une valeur de l'ordre du dixième de la pression limite estimée. Chaque pression est maintenue constante dans les cellules de mesure et de garde pendant 60 secondes. A chaque palier, on visualise et on enregistre la pression appliquée et le volume injecté dans la sonde à 1, 15, 30 et 60 secondes. L'essai peut être considéré comme terminé s'il comporte au moins huit paliers et si une des conditions est satisfaite

- la pression p_r de 5MPa est atteinte
- le volume de liquide injecté dans la cellule centrale est d'au moins 600cm^3 pour les sondes standards.

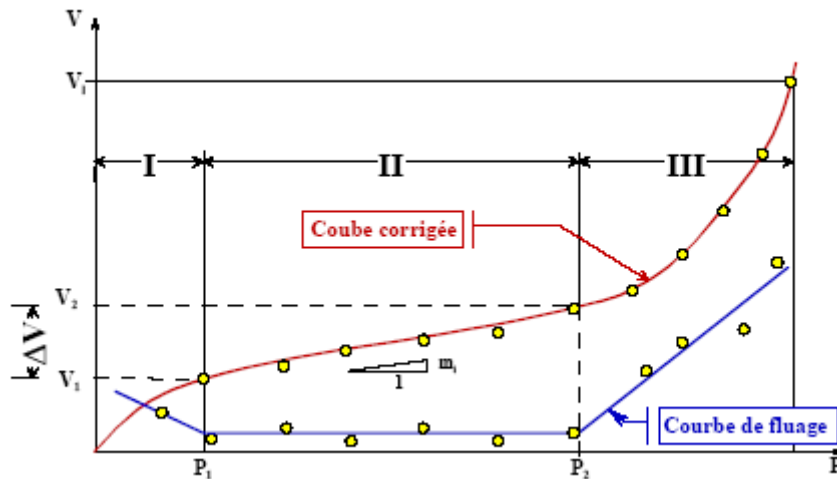
On veillera à ce qu'il y ait, pour les essais où la pression est $< 5\text{MPa}$,

- au moins trois paliers au-delà de la pression de fluage
- au moins quatre paliers avant cette pression de fluage.



Courbe pressiométrique brute en fin de palier

Les valeurs de pression p_r lues au manomètre et de volume V_r lues au CPV sont corrigées (pour tenir compte de la pression hydrostatique au niveau de la cellule centrale, de la résistance propre de l'ensemble membrane-gaine et de la dilatation propre des tubulures pour les pressions importantes $> 2,5\text{ MPa}$) et permettent de tracer la courbe pressiométrique corrigée.



Courbe pressiométrique corrigée en fin de palier

I phase de mise en contact de la paroi de la sonde avec le sol

II phase pseudo-élastique

III phase des grands déplacements

CHANTIER :		Date :	Doss :								
OBSERVATIONS :		Eau :	NGF : 1,5m								
Prof. en m	Outils	Nature du sol	Module pressiométrique E (MPa)			Valeurs nettes selon NF-P 94-110-1			E_{50}/P_1		
			Prof.	NGF	5	10	50	0,5		1	5 MPa
1	TARIERE HELICOIDALE 64mm	Sable jaune			8.5	21	0.7	1.1	1.6	8.6	
2					16.5	20	1.1	1.5	1.6	13.1	
3							26	1.1	1.6	1.6	11.0
4			4,00	-2,50			19	1.4	2.1	2.1	12.5
5		Sable beige humide				30	1.3	2	2.8	9.5	
6						31	1.9	2.8	3.1	10.7	
7						37.5	2.1	3.1	4.1	10.0	
8		8,00	-6,50	Sable verdâtre				2.6	4.1	9.1	
9		9,00	-7,50				43	2.2	3.3	9.5	
10		Sable beige				53	3.8	5.5	6.7	8.2	
11						63	4.5	6.7	7.9	9.8	
12			12,00	-10,50			19.5	3.8	5.4	9.8	
13							38.5	1.7	2.5	5.4	7.1
14		Sable beige à marron foncé				9.1	0.9	1.4	2.5	7.8	
15						2	0.5	0.8	2.5	6.5	
16			16,00	-14,50			29.5	2.1	3.2	4.8	4.8
17		Sable jaunâtre				33	2.8	4.3	5.3	9.2	
18						39.5	3.5	5.3	6.7	7.7	
19						35.5	3.2	5	5.3	7.5	
20						38	3.2	4.8	5.3	7.1	
21						42	3.2	4.8	5.1	7.9	
22						43.5	3.4	5.1	5.3	8.2	
23					48	3.5	5.3	5.3	8.2		
24		25,00	-23,50			62	3.4	5.2	6.4	9.2	
25							4.2	6.4	9.7	9.7	
26		Fin du sondage									
27											
28											
29											

Le module pressiométrique E_M est déterminé dans la plage pseudo-élastique. Il est calculé en considérant le sol en élasticité linéaire, en déformation plane, avec un chargement de révolution

$$E_M = \frac{2(1+\nu) \left[V_s + \frac{(V_1 + V_2)}{2} \right] (P_2 - P_1)}{(V_2 - V_1)}$$

ν : coefficient de Poisson pris égal à 0,33

V_s : volume de la cellule centrale (de l'ordre de 535 cm³ pour les cellules standard)

La pression de fluage p_f est obtenue par exploitation graphique du diagramme de fluage, sur une très courte durée de 30sec. C'est l'abscisse de l'intersection des deux droites passant, respectivement, par les points $P, \Delta V$ 60/30sec appartenant à la phase pseudo-élastique et à la phase des grandes déformations. $P, \Delta V$ 60/30sec est la variation de volume de liquide injecté dans la cellule centrale entre $t = 30s$ et $t = 60s$ après le début d'un palier de la pression p . La valeur de p_f est en général peu différente de la valeur de p_2

Lorsque la pression appliquée sur les parois du forage par la sonde dépasse la pression de fluage p_f le sol entre en plastification et il se forme un anneau de terrain plastifié confiné par une zone qui reste dans le domaine élastique. Par convention, la pression limite est la pression qui entraîne le doublement de la cellule centrale de mesure après la pression p_1 . Elle correspond à un volume injecté $V_1 = V_s + 2 V_1$

Le tableau ci-dessous (fasc. 62 titre V : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil) donne une classification des sols en fonction de P_1 en vue du dimensionnement des fondations d'ouvrages de génie civil.

CLASSE DE SOL		DESCRIPTION	PRESSIOMETRE P_1 (MPa)
ARGILES, LIMONS	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 - 2,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5
SABLES, GRAVES	A	Lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 - 2,0
	C	Compacts	> 2,5
CRAIES	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	1,0 - 2,5
	C	Compactes	> 3,0
MARNES	A	Tendres	1,5 - 4,0
MARNO-CALCAIRES	B	Compacts	> 4,5

II – 2 L'essai pénétrométrique

Les pénétromètres sont constitués de train de tiges à l'extrémité desquelles sont placées des pointes coniques d'un diamètre supérieur ou égale à celui du train de tige. L'essai consiste à enfoncer l'ensemble (pointe + tiges) dans les terrains afin de déterminer la résistance limite du sol.

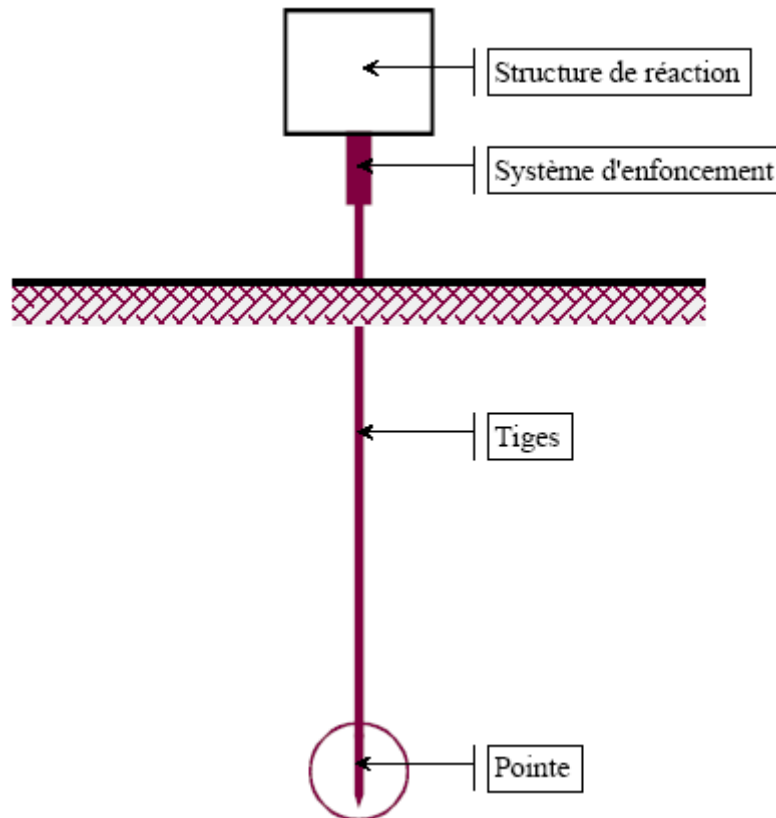
Il existe deux types de pénétromètres : les pénétromètres statiques qui sont enfoncés dans les terrains à vitesse lente et régulière et les pénétromètres dynamiques qui sont enfoncés par battage.

A – Le pénétromètre statique

L'essai de pénétration statique s'applique à tous les sols fins et les sols grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 20 mm. La longueur de pénétration est limitée à la force de réaction de l'appareillage (généralement de 100 kN). Il est surtout utilisé pour le dimensionnement des pieux mais peut également servir à la classification des sols.

L'essai de pénétration statique consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse constante, un train de tiges terminé par une pointe munie d'un cône et à mesurer de manière continue la résistance à la pénétration q_c de ce cône.

L'appareillage est constitué d'une structure de réaction qui transmet au train de tiges un effort de fonçage qui, pour les pénétromètres statiques classiques, est de 100 kN, d'une pointe qui a un diamètre égal à celui des tiges et qui est enfoncée dans le sol à une vitesse constante généralement de 20 mm/s, des systèmes de mesure qui enregistrent au moins la longueur de pénétration et la résistance à la pénétration du cône et éventuellement le frottement latéral local.



On peut, en plus, mesurer : l'effort total de pénétration Q_t et l'effort de frottement latéral local Q_s sur un manchon situé au-dessus du cône.

L'effort total Q_t est la force nécessaire, à une profondeur donnée, pour enfoncer le train de tiges muni à sa base de la pointe conique.

L'effort apparent total sur le cône Q_c , à une profondeur donnée, est la force nécessaire pour enfoncer la pointe conique. La contrainte q_c est égale à :

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c}$$

A_c : surface de la base du cône.

L'effort total de frottement latéral Q_{st} , à une profondeur donnée, est la différence entre Q_t et Q_c

$$Q_{st} = Q_t - Q_c$$

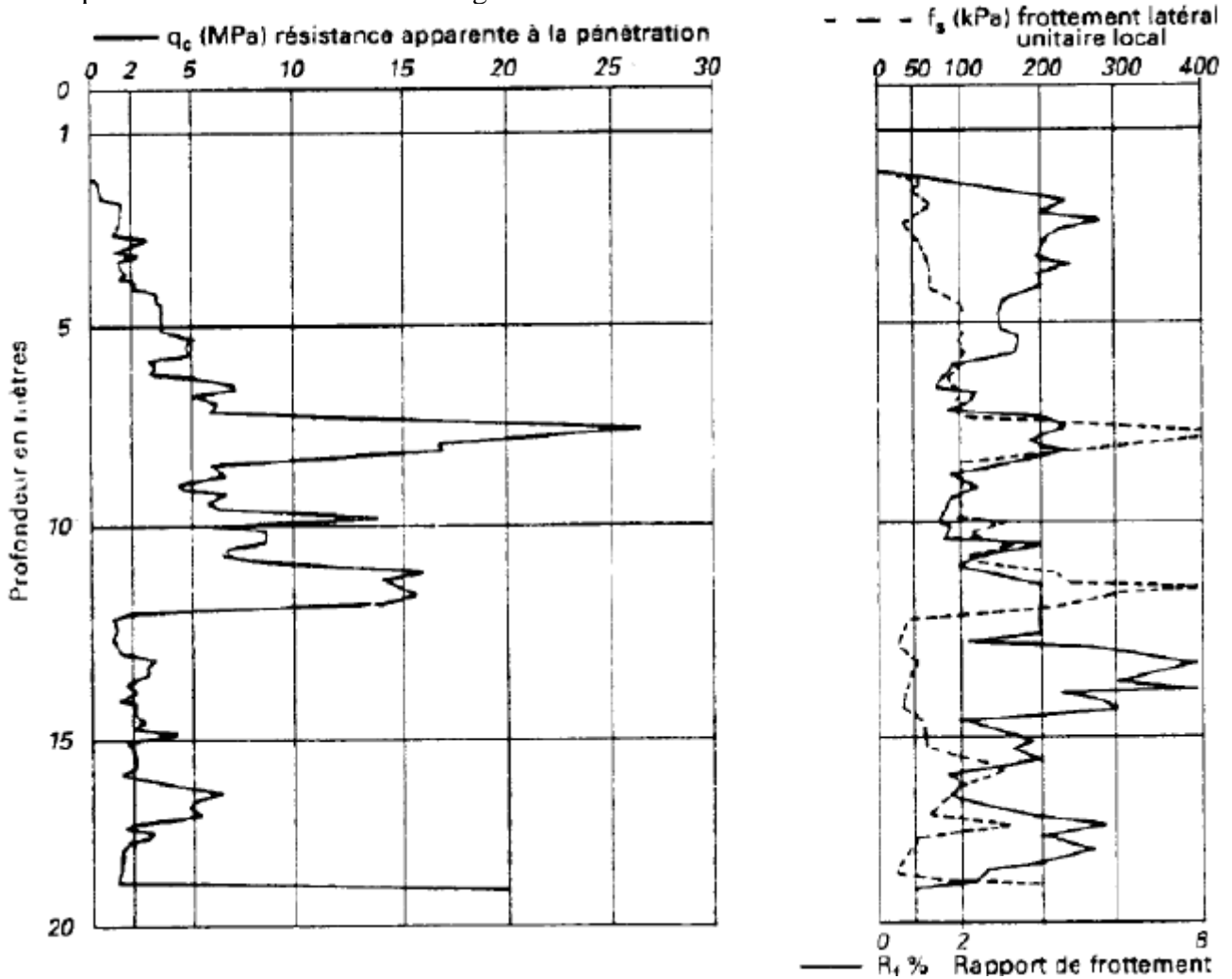
Le frottement latéral unitaire local, à une profondeur donnée, est la force Q_s nécessaire à l'enfoncement du manchon par sa surface latérale A_s

$$f_s = \frac{Q_s}{A_s}$$

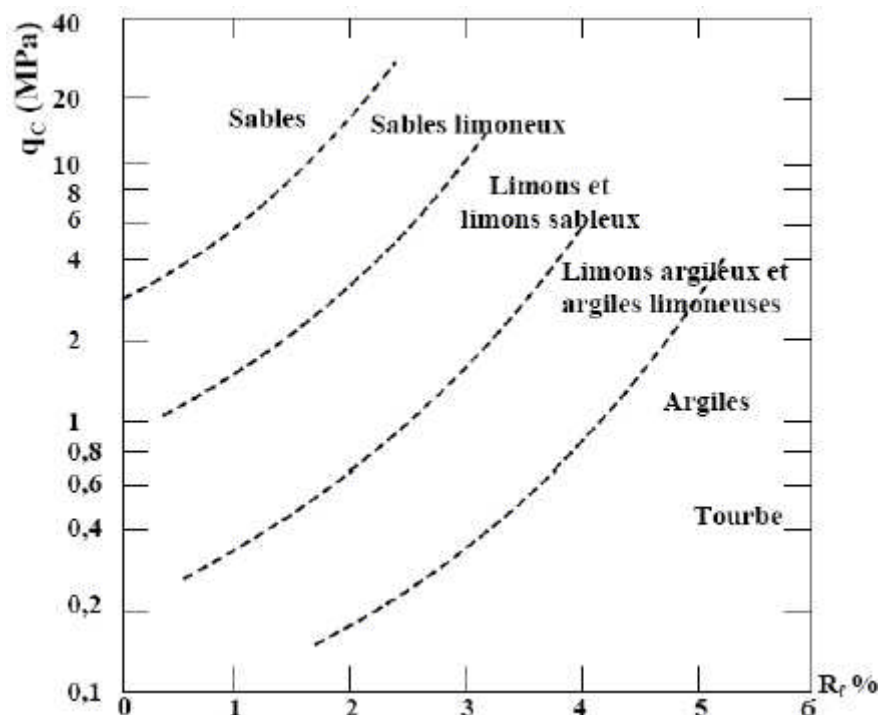
Le rapport de frottement R_f (friction ratio), à une profondeur donnée, est défini par

$$R_f = \frac{f_s}{q_c}$$

Un exemple de résultat est donné sur la figure ci-dessous.



Certains auteurs ont proposé des abaques de classification des sols développés à partir des mesures effectuées au pénétromètre statique, q_c et R_f . Cette approche nécessite une bonne connaissance de la géologie du site ou l'exécution préalable d'un sondage carotté proche des essais de pénétration statique. Un des abaques souvent utilisé est celui de Robertson et Campanella (1983).



Le tableau ci-dessous (fasc. 62 titre V : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil) donne un classement des sols en fonction de q_c en vue du dimensionnement des fondations d'ouvrages de génie civil.

CLASSE DE SOL		DESCRIPTION	PENETROMETRE q_c (MPa)
ARGILES LIMONS	A	Argiles et limons mous	< 3
	B	Argiles et limons fermes	3,0 - 6,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 6,0
SABLES, GRAVES	A	Lâches	< 5
	B	Moyennement compacts	8,5 - 15,0
	C	Compacts	> 20,0
CRAIES	A	Molles	< 5
	B	Altérées	> 5,0
	C	Compactes	-
MARNES	A	Tendres	-
MARNO-CALCAIRES	B	Compacts	-

B – Le pénétromètre dynamique

Deux pénétromètres dynamiques, type A et B, ont été normalisés. Ces deux types de pénétromètres permettent d'apprécier :

- la succession de différentes couches de terrain ;
- l'homogénéité d'une couche ;
- la position d'une couche résistante ou d'un bed-rock connus.

Ces essais doivent être exécutés parallèlement avec d'autres essais qui leur serviront d'étalonnage. Il est déconseillé de calculer la capacité portante de fondations avec les seuls résultats des essais de pénétration dynamique. En accompagnement d'autres essais, seuls les résultats du pénétromètre dynamique A permettent d'évaluer un ordre de grandeur de la capacité portante de fondations. Les résultats de l'essai au pénétromètre dynamique B permettent seulement d'orienter le choix des fondations

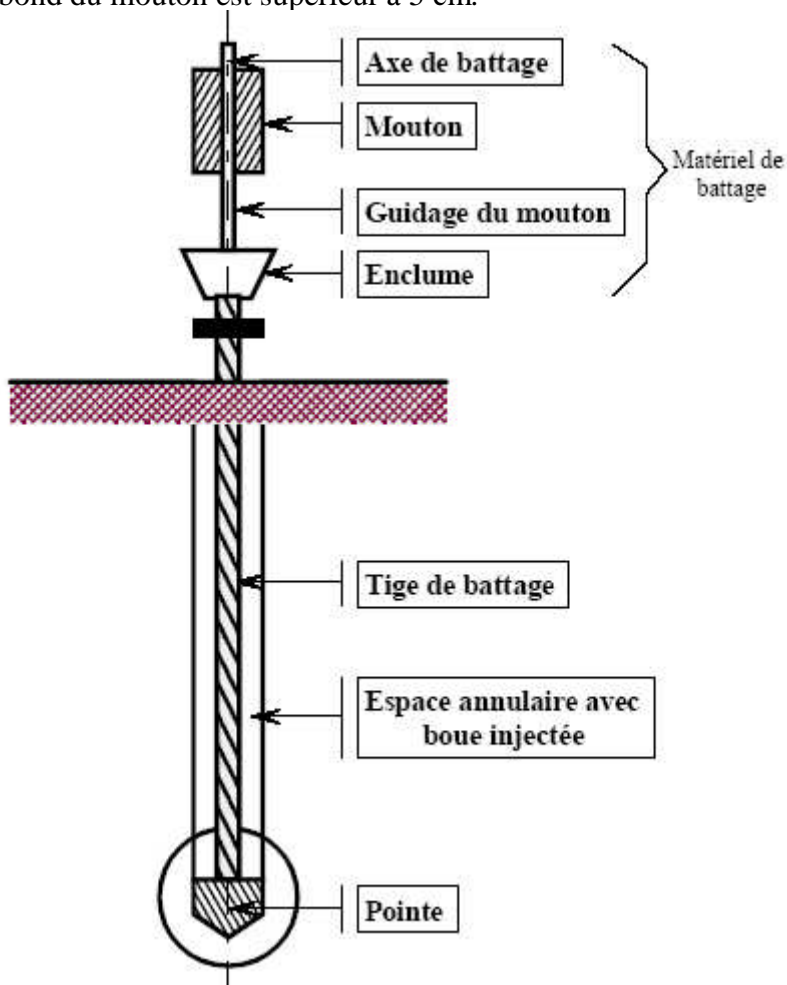
L'essai de pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol, par battage de manière continue, un train de tiges muni, en partie inférieure, d'une pointe débordante, tout en injectant une boue de forage entre la paroi de sondage et les tiges et à noter le nombre de coups nécessaires pour faire pénétrer dans le sol la pointe d'une hauteur h de 10 cm. L'injection de la boue de forage permet de supprimer le frottement latéral des tiges dans le sol.

Les essais de pénétration dynamique type A peuvent être réalisés dans tous les sols fins et grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 60 mm. L'essai est limité à une profondeur de 30 m.

Le pénétromètre dynamique A se compose d'un dispositif de battage, d'un train de tiges creuses muni d'une pointe débordante, du matériel d'injection et d'un système de mesures. Le mouton a une masse adaptable de 32, 64, 96 et 128 kg et une hauteur de chute de 0,75 m.

Le train de tiges est battu d'une manière continue sous la chute du mouton à la cadence de 15 à 30 coups par minute. Le nombre de coups de mouton nécessaire pour enfoncer la pointe de 10 cm est noté en fonction de la longueur totale des tiges introduites dans le sol. La masse du mouton doit être adaptée en cours de battage et choisie parmi l'une des quatre masses 32, 64, 96, 128 kg, afin que le nombre de coups, pour un enfoncement de 10 cm, soit compris entre 2 et 30 inclus. La fin de l'essai correspond à la satisfaction de l'une des conditions suivantes :

- la profondeur déterminée préalablement est atteinte,
- l'enfoncement sous 30 coups de mouton est inférieur ou égal à 10 cm avec la masse de 128 kg,
- le rebond du mouton est supérieur à 5 cm.



La résistance dynamique de pointe à la pénétration q_d sous l'action du choc du mouton est donnée conventionnellement par l'expression suivante (formule des Hollandais) :

$$q_d = \frac{m g H}{A e} \frac{m}{m + m'}$$

Avec

- m : masse du mouton
- g : accélération de la pesanteur
- H : hauteur de chute libre du mouton
- A : aire de la section droite de la pointe
- e : enfoncement par coup
- m' : masse cumulée, de l'enclume, des tiges et de la pointe.

Les résultats sont présentés sous forme de graphiques, avec la courbe de la résistance à la pénétration dynamique en fonction de la profondeur.

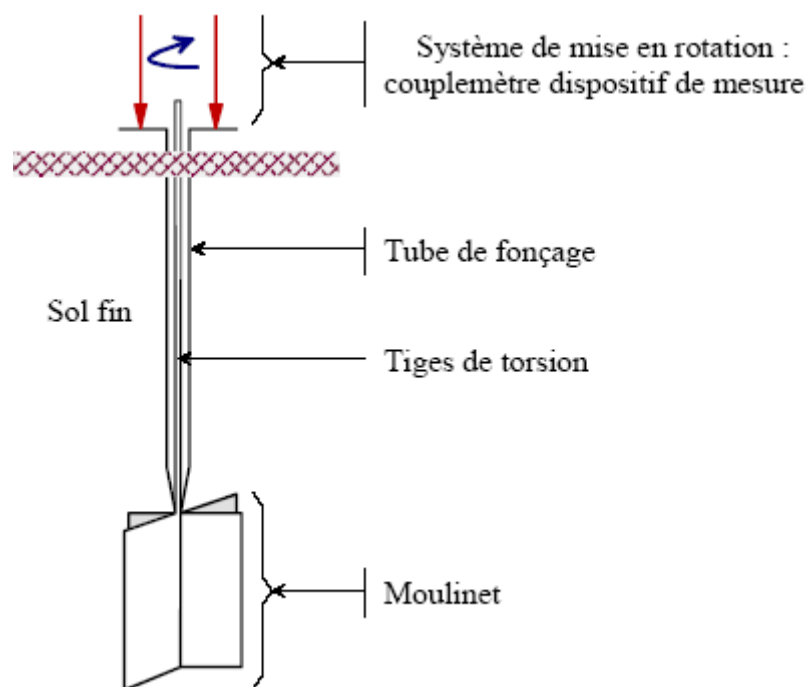
II – 3 L'essai scissométrique

L'essai scissométrique, réalisé au sein du sol en place, consiste à introduire dans le sol un moulinet et à lui transmettre un mouvement de rotation pour établir la relation entre la rotation du moulinet et la résistance au cisaillement opposée par le sol.

L'objectif est de mesurer en fonction de la profondeur, la cohésion apparente des terrains fins cohérents.

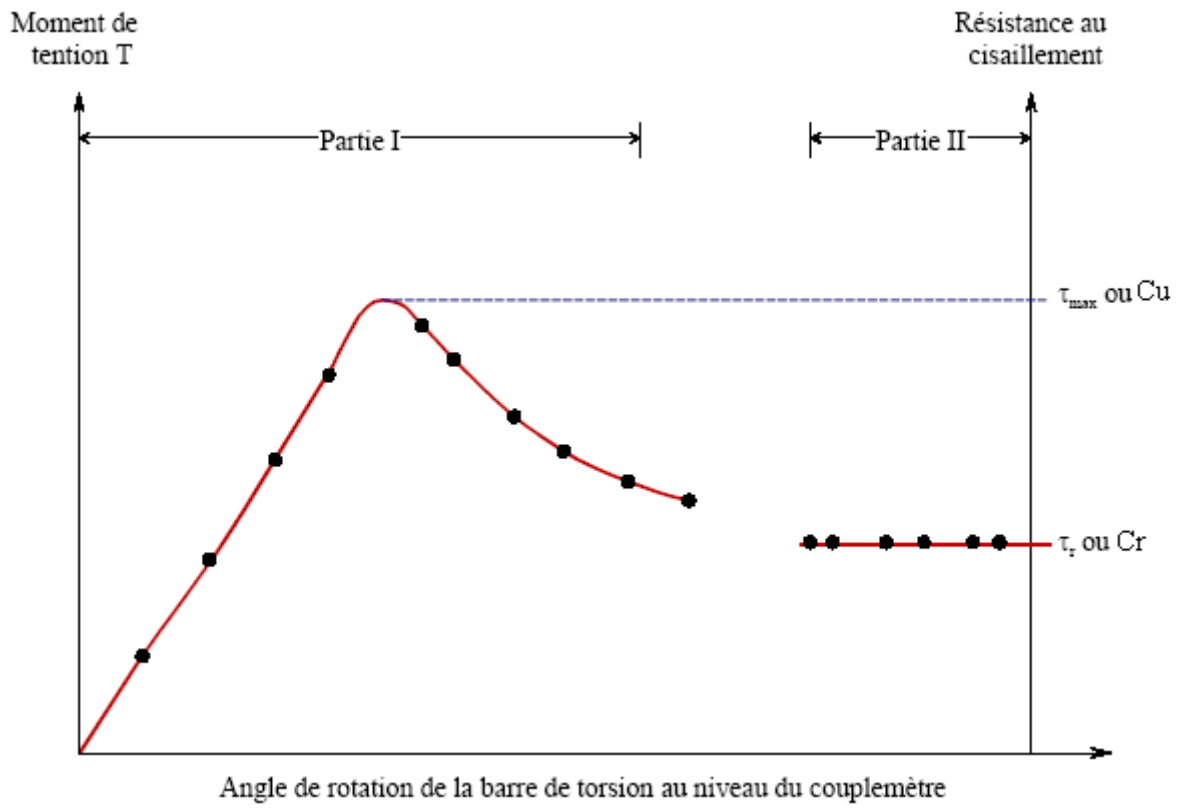
Les essais scissométriques courants sont réalisables dans tous les types de sols fins cohérents de consistance faible à moyenne.

L'appareillage comprend : un système de fonçage, un moulinet, des tiges de torsion, un couplemètre et un dispositif de mesures (figure ci-dessous).



La réalisation de l'essai consiste à foncer le moulinet au niveau de l'essai et à lui appliquer un mouvement de rotation à vitesse constante à l'aide de la barre de torsion du couplemètre.

Les lectures de rotation sont effectuées à intervalles réguliers de 20 secondes jusqu'à quatre lectures après la valeur maximale du moment de torsion (détermination du pic de résistance τ_{max}) et, ensuite, quatre lectures sont effectuées après que le moulinet a fait dix tours dans le sol (détermination de la résistance résiduelle τ_r).



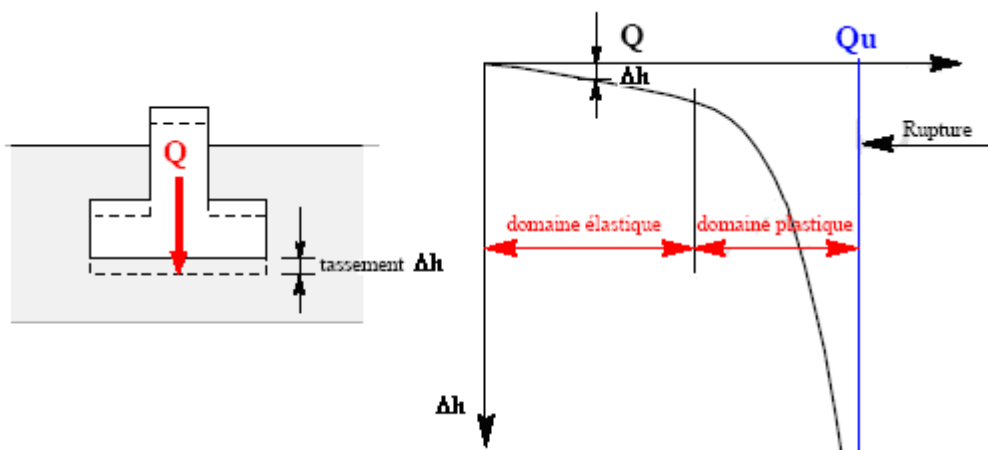
CHAPITRE 2 : DETERMINATION DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

La fondation superficielle est la solution la plus économique, c'est donc cette solution qui est envisagée en premier lieu. Pour vérifier si cette solution est adaptée, il faut s'assurer que les couches superficielles peuvent supporter la charge transmise par la fondation, on parle dans ce cas de capacité portante de la fondation. Si le résultat des calculs est concluant, il faut s'assurer que le tassement sous les charges de fonctionnement prévues (courantes et exceptionnelles) est dans des limites admissibles. La capacité portante et le tassement sont donc les deux notions essentielles qu'il y a lieu de considérer lors du calcul des fondations superficielles.

Ces notions sont clairement illustrées à la figure ci-dessous qui représente une courbe type lors du chargement d'une fondation superficielle de largeur B et ancrée d'une profondeur D . Au début du chargement, le tassement augmente quasiment linéairement avec la charge. Puis le tassement n'est plus proportionnel (création et propagation de zones plastifiées sous la fondation). A partir d'une charge Q_u , il y a poinçonnement du sol : le sol n'est plus capable de supporter la charge transmise par la fondation.

Cette charge Q_u est la capacité portante de la fondation. On parle aussi de charge limite, de rupture ou ultime.

Le dimensionnement correct de la fondation d'un ouvrage consistera notamment de s'assurer que l'on reste en deçà de cette charge limite, avec un certain coefficient de sécurité, et que les tassements correspondants sont admissibles. Dans l'approche dite « aux états limites », on définit en fait plusieurs combinaisons de charges suivant la nature des actions.



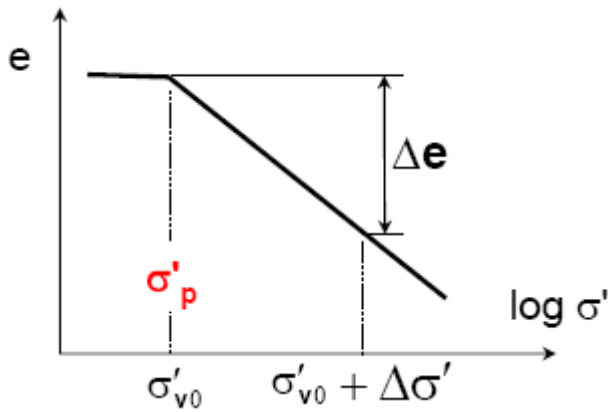
I – Calcul du tassement

I – 1 A partir des essais de laboratoire (oedomètre)

Considérons le chargement d'un sol composé de plusieurs couches. La semelle génère à la profondeur z_i (au centre de la couche d'épaisseur H_i) une augmentation de contrainte de $\Delta\sigma'$ (σ'_{v0} étant la contrainte initiale au milieu de la couche et e_0 son indice des vides initial)

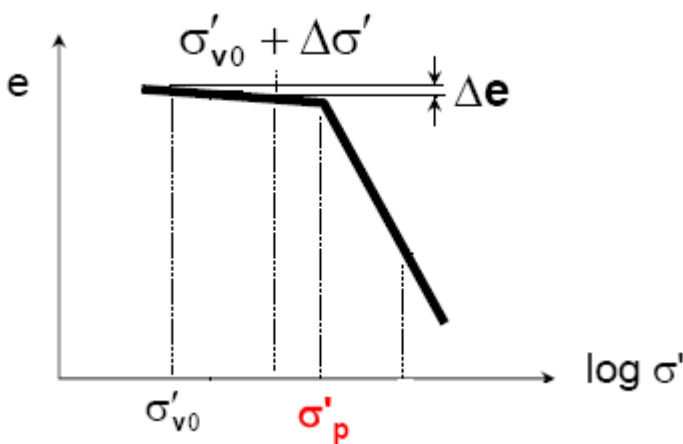
En fonction du niveau de consolidation initial du sol, plusieurs cas de figures peuvent se présenter :

- **Sol normalement consolidé**



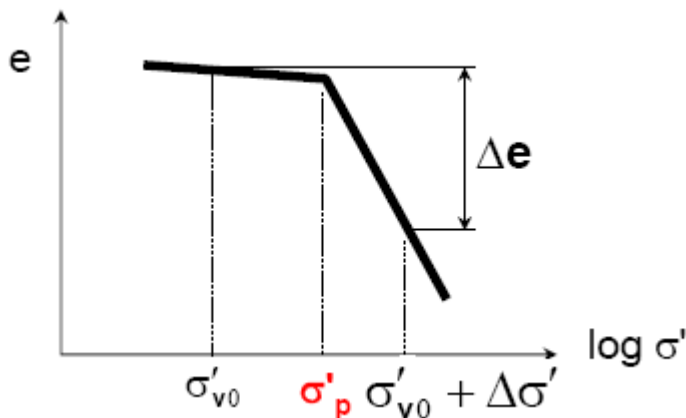
$$\Delta h = \frac{H_i C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_v}{\sigma'_{v0}}$$

- **Sol surconsolidé et $\sigma'_{v0} + \Delta \sigma' < \sigma'_p$**



$$\Delta h = \frac{H_i C_s}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_v}{\sigma'_{v0}}$$

- **Sol surconsolidé et $\sigma'_{v0} + \Delta \sigma' > \sigma'_p$**

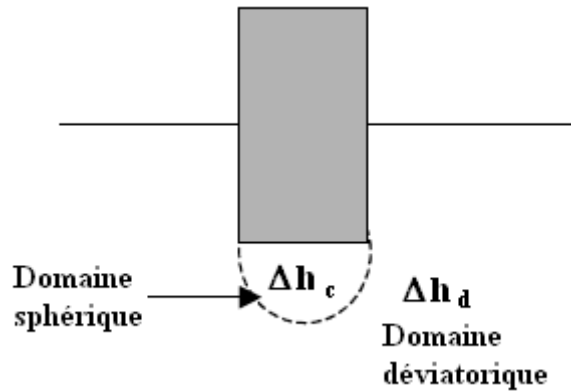


$$\Delta h = \left[\frac{H_i C_s}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \right] + \left[\frac{H_i C_c}{1 + e_{(\sigma'_p)}} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_v}{\sigma'_p} \right]$$

I – 2 A partir des essais in situ (pressiomètre)

Le tassement déterminé par la méthode pressiométrique est la combinaison d'un tassement de consolidation et d'un tassement déviatoire. Le tassement de consolidation Δh_c est le tassement dans la zone située directement sous la semelle, où les contraintes normales sont élevées, qui peut être considérée comme demi-sphérique pour une fondation isolée ou demi-cylindrique pour une fondation continue. Le tassement Δh_d est dû à des déformations de cisaillement qui se développent dans le domaine déviatoire.

Le tassement de la semelle s'écrit : $\Delta h = \Delta h_c + \Delta h_d$



- **Cas des sols homogènes**

Dans le cas des sols homogènes les valeurs du tassement de consolidation et du tassement déviatorique sont données par les relations suivantes :

$$\Delta h_c = \frac{\alpha}{9E_M} (\Delta\sigma' - \sigma'_{v0}) \lambda_c B$$

$$\Delta h_d = \frac{2}{9E_M} (\Delta\sigma' - \sigma'_{v0}) \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha B_0$$

E_M : module pressiométrique,

$\Delta\sigma'$: contrainte effective appliquée par la semelle,

σ'_{v0} : contrainte effective avant travaux,

B_0 : largeur de référence = 0,6m,

B : largeur de la semelle si $B > B_0$, sinon :
$$\Delta h_d = \frac{2}{9E_M} (\Delta\sigma' - \sigma'_{v0}) \lambda_d^\alpha B$$

α : coefficient rhéologique (Tableau ci-dessous)

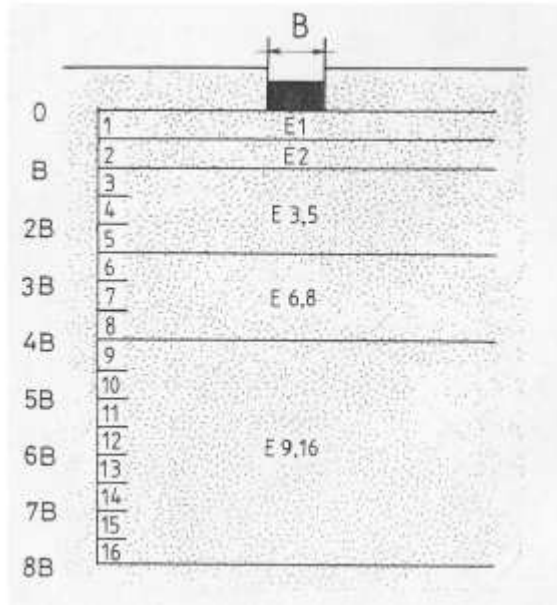
	Tourbe		Argiles		Limons		Sables		Graves	
Type	α	E_M/P_1^*	α	E_M/P_1^*	α	E_M/P_1^*	α	E_M/P_1^*	α	E_M/P_1^*
Surconsolidé ou très serré	-	> 16	1	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3		
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9 - 16	2/3	8 - 14	1/2	7 - 12	1/3	6 - 10	1/4	
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	-	7 - 9	1/2	5 - 8	1/2	5 - 7	1/3			-

λ_c, λ_d : coefficient de forme dépendant de L/B (Tableau ci-dessous)

	Cercle	Carré	2	3	5	20
λ_c	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

- **Cas des sols hétérogènes**

Le sol sous la semelle est découpé en tranches élémentaires d'épaisseur $B/2$ et numérotées de 1 à 16 (Figure ci-dessous).



Dans le cas des sols hétérogènes les valeurs du tassement de consolidation et du tassement déviatorique sont données par les relations suivantes :

$$\Delta h_c = \frac{\alpha}{9E_1} (\Delta\sigma' - \sigma'_{v0}) \lambda_c B$$

$$\Delta h_d = \frac{2}{9E_M} (\Delta\sigma' - \sigma'_{v0}) \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha B_0$$

Avec :

$$\frac{4}{E_M} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5E_{6,8}} + \frac{1}{2,5E_{9,16}}$$

$$\frac{3}{E_{3,5}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5}$$

$$\frac{3}{E_{6,8}} = \frac{1}{E_6} + \frac{1}{E_7} + \frac{1}{E_8}$$

$$\frac{3}{E_{9,16}} = \frac{1}{E_9} + \frac{1}{E_{10}} + \dots + \frac{1}{E_{16}}$$

Si les valeurs E9 à E16 ne sont pas connues, mais supérieures aux valeurs sus-jacentes, E_M est donné par :

$$\frac{3,6}{E_M} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5E_{6,8}}$$

Si, de plus les modules E6 à E8 ne sont pas connus, E_M est donné par :

$$\frac{3,2}{E_M} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}}$$

II – Calcul de la contrainte admissible

II – 1 A partir des essais de laboratoire (cisaillement rectiligne ou triaxial)

L'essai à la boîte à cisaillement ou l'essai triaxial permettent de déterminer l'angle de frottement interne ϕ et la cohésion C.

A – Cas d'un sol homogène et horizontal recevant des charges verticales et centrées

La contrainte limite ultime, pour une semelle de largeur B soumise à une charge centrée verticale sur un sol homogène et à surface horizontale, est déterminée avec la formule suivante :

$$q_u = \frac{1}{2} S_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma + S_q \cdot \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + S_c \cdot C \cdot N_c$$

S_γ, S_q, S_c sont les coefficients de forme de la semelle

N_γ, N_q, N_c sont les facteurs de portance, ils sont fonction de ϕ

C : cohésion du sol

ϕ : angle de frottement interne du sol

γ_1 : poids volumique du sol au dessus de la semelle

γ_2 : poids volumique du sol sous la semelle

$S_\gamma, S_q, S_c = 1$ pour une semelle filante, pour une semelle de forme quelconque, les coefficients de forme sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Fondations	Conditions non drainées		Conditions drainées	
	Rectangulaires	Carrées ou circulaires	Rectangulaires	Carrées ou circulaires
S_γ	$1 - 0,2 \frac{B}{L}$	0,8 0,6	$1 - 0,3 \frac{B}{L}$	0,7
S_c	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2 1,3	$\frac{(1 + \frac{B}{L} \sin \phi)^{N_q - 1}}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \sin \phi)^{N_q - 1}}{N_q - 1}$
S_q	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin \phi'$	$1 + \sin \phi'$

Les valeurs de N_γ, N_q, N_c sont données dans le tableau ci-dessous.

ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,00	0
1	5,38	1,09	0
2	5,63	1,20	0,01
3	5,90	1,31	0,03
4	6,19	1,43	0,05
5	6,49	1,57	0,09
6	6,81	1,72	0,14
7	7,16	1,88	0,19
8	7,53	2,06	0,27
9	7,92	2,25	0,36
10	8,34	2,47	0,47
11	8,80	2,71	0,60
12	9,28	2,97	0,76
13	9,81	3,26	0,94
14	10,37	3,59	1,16
15	10,98	3,94	1,42
16	11,63	4,34	1,72
17	12,34	4,77	2,08
18	13,10	5,26	2,49
19	13,93	5,80	2,97
20	14,83	6,40	3,54
21	15,81	7,07	4,19
22	16,88	7,82	4,96
23	18,05	8,66	5,85
24	19,32	9,60	6,89
25	20,72	10,66	8,11
26	22,25	11,85	9,53

ϕ	N_c	N_q	N_γ
27	23,94	13,20	11,2
28	25,80	14,72	13,1
29	27,86	16,44	15,4
30	30,14	18,4	18,1
31	32,67	20,63	21,2
32	35,49	23,18	25,0
33	38,64	26,09	29,4
34	42,16	29,44	34,7
35	46,12	33,30	41,1
36	50,59	37,15	48,8
37	55,63	42,92	58,2
38	61,35	48,93	69,6
39	67,87	55,96	83,4
40	75,31	64,20	100
41	83,86	73,90	120
42	93,71	85,37	144
43	105,1	99,01	173
44	118,4	115,3	209
45	133,9	134,9	254
46	152,1	158,3	309
47	173,6	187,2	379
48	199,3	222,3	467
49	229,9	265,5	578
50	266,9	319,1	720
51	311,8	386,0	900
52	366,7	470,3	1140
53	434,4	577,5	1450

La charge limite se décompose en 3 termes :

- $\frac{1}{2}S_\gamma\gamma_2BN_\gamma$: terme de surface est fonction de la surface de la fondation et du poids volumique du massif. C'est la charge limite pour un massif pesant et frottant uniquement ;
- $S_q\gamma_1DN_q$: terme de profondeur. C'est la charge limite d'un sol uniquement frottant mais pesant ;
- S_cCN_c : terme de cohésion. Ce terme correspond à la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant.

La relation générale est donc la somme de 3 termes correspondant à des cas limites. On peut montrer que cette relation donne une valeur par défaut, de la charge limite et que l'approximation est faite du côté de la sécurité.

En présence d'eau, il est nécessaire d'effectuer les calculs :

- à long terme (conditions drainées) avec les caractéristiques C' , ϕ' pour le sol sous la fondation et γ' (si sol immergé) ;
- à court terme (conditions non drainées) avec les caractéristiques C_u et $\phi = 0$, Dans ce cas $N_\gamma = 0$ et $N_q = 1$

et on retiendra la valeur limite minimum.

B – Cas particulier de chargement

Des termes correctifs empiriques sont employés pour tenir compte de l'inclinaison et de l'excentricité de la charge. La relation générale de détermination de la capacité portante s'écrit alors :

$$q_u = \frac{1}{2}S_\gamma i_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma + S_q i_q \cdot \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + S_c i_c \cdot C \cdot N_c$$

- Charge centrée inclinée

Si δ est l'obliquité (inclinaison) de la charge le DTU13.12 propose les relations suivantes pour les coefficients i_δ , i_c et i_q :

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\phi'}\right)^2 \qquad i_c = i_q = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2$$

Remarque : pour les ouvrages de Génie Civil, le Fascicule n°62- Titre V qui privilégie le calcul à partir des essais in-situ ne propose pas de valeur de ces coefficients. Le projet d'Eurocode propose des relations plus compliquées qui tiennent compte d'une aire réduite de fondation

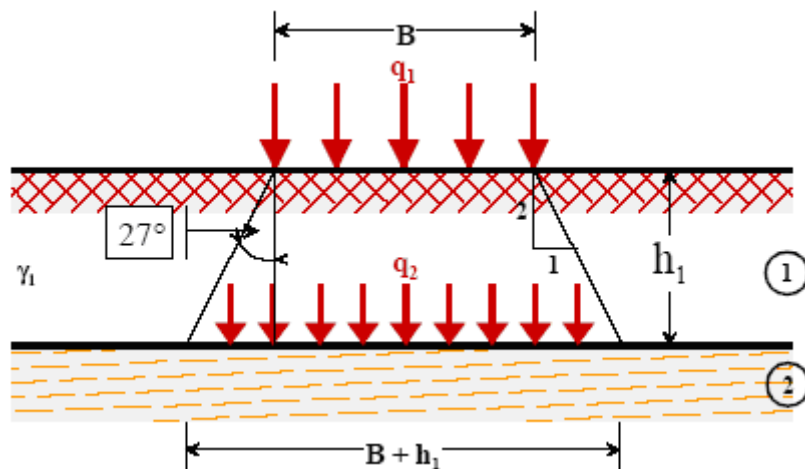
- Charge excentrée

Dans le cas d'une charge d'excentrement e parallèle à B , on remplace la largeur B par une valeur réduite B' : $B' = B - 2e$.

Dans le cas d'une charge d'excentrement e' parallèle à L , on remplace la largeur L par une valeur réduite L' : $L' = L - 2e'$.

C – Cas des sols hétérogènes (cas de sol compact sur sol mou)

En pratique, on utilise la méthode de la semelle fictive qui consiste à prendre un angle de répartition de 27° .



On calcule la portance du sol n° 2 sous la contrainte :

$$q_2 = q_1 \frac{B}{B + h_1} + \gamma_1 \cdot h_1$$

II – 2 A partir des essais in situ (pressiomètre)

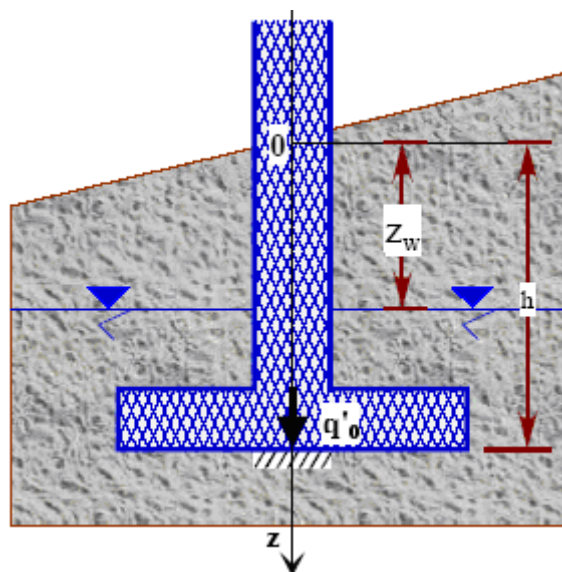
Selon le fascicule 62-V, la contrainte de rupture q'_u sous une charge verticale centrée est donnée par la formule :

$$q'_u = k_p \cdot p_{ie}^* + q'_o$$

k_p : coefficient de portance

p_{ie}^* : pression limite nette équivalente du sol

q'_o : contrainte verticale effective des terres calculée au niveau du centre géométrique de la semelle (avant construction)



- Calcul de la pression limite nette équivalente

Si le terrain est homogène sur au moins une profondeur de $1.5B$, on établit un profil linéaire schématisé sur la tranche de sol entre D et $(D+1,5B)$. La pression limite équivalente est prise égale à :

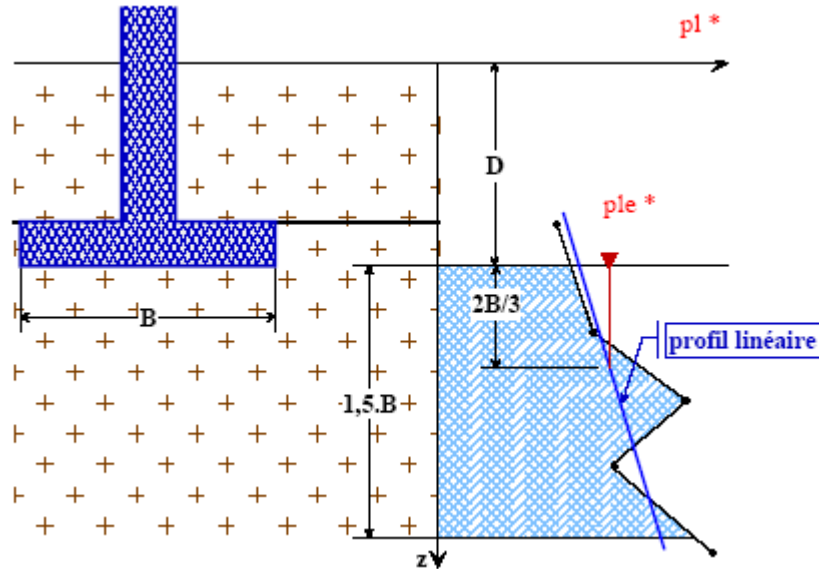
$$p_{le}^* = p_l^*(z_e) \quad \text{avec} \quad z_e = D + \frac{2}{3}B$$

Où : $p_l^* = p_l - p_0$

p_l^* = pression limite nette

p_l = pression limite mesurée

p_0 = contrainte totale horizontale au même niveau du sol (avant essai)



Si le terrain n'est pas homogène et présente des variations de résistance entre les profondeurs D et $D+1,5B$, on calcule la pression limite équivalente en procédant à une moyenne géométrique sur la tranche de sol entre D et $(D+1,5B)$.

$$p_{le}^* = \sqrt[p_{l1}^* \cdot p_{l2}^* \cdot \dots \cdot p_{ln}^*]$$

- Détermination du facteur de portance

La valeur de k_p est fixée par le tableau ci-dessous en fonction de la nature du sol, de la profondeur d'encastrement relatif : D_e/B et du rapport de la largeur B à la longueur L de la fondation.

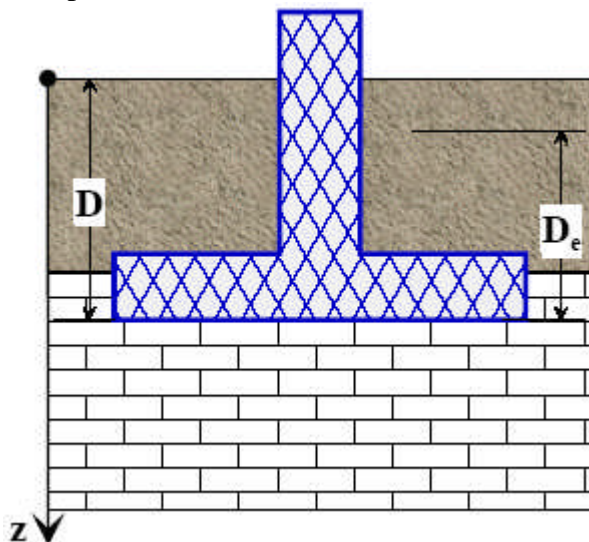
Classe de sol			Pressiomètre p_1 en MPa
Argiles, limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 - 2,0
	C	Argiles et limons fermes à durs	> 2,5
Sables, graves	A	Lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 - 2,0
	C	Compacts	> 2,5
Craies	A	Molles	> 0,7
	B	Altérées	1,0 - 2,5
	C	Compactes	> 3,0
Marnes	A	Tendres	1,5 - 4,0
Marmo-calcaires	B	Compacts	> 4,5
Roches	A	Altérées	2,5 - 4,0
	B	Fragmentées	> 4,5

Type de sol	Expression de k_p
Argile et limons A, craies A	$0,8 \cdot \left[1 + 0,25 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles et limons B	$0,8 \cdot \left[1 + 0,35 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles C	$0,8 \cdot \left[1 + 0,50 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables A	$\left[1 + 0,35 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables A et graves B	$\left[1 + 0,50 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves C	$\left[1 + 0,80 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Craies B et C	$1,3 \cdot \left[1 + 0,27 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$\left[1 + 0,27 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Roches saines	L'utilisation de l'expression précédente est très pessimiste. La réglementation souligne qu'il "convient d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches"...

L'encastrément équivalent D_e est un paramètre conventionnel de calcul destiné à tenir compte du fait que les caractéristiques mécaniques des sols de couverture sont en général plus faibles que celle du sol porteur (D_e est en général inférieur à D). Elle est définie par :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D p_l^*(z) dz$$

- $p_l^*(z)$ est obtenu en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire les différents p_l^* mesurés.
- d est généralement pris égal à 0, sauf s'il existe des couches de très mauvaises caractéristiques en surface dont on ne tiendra pas compte.



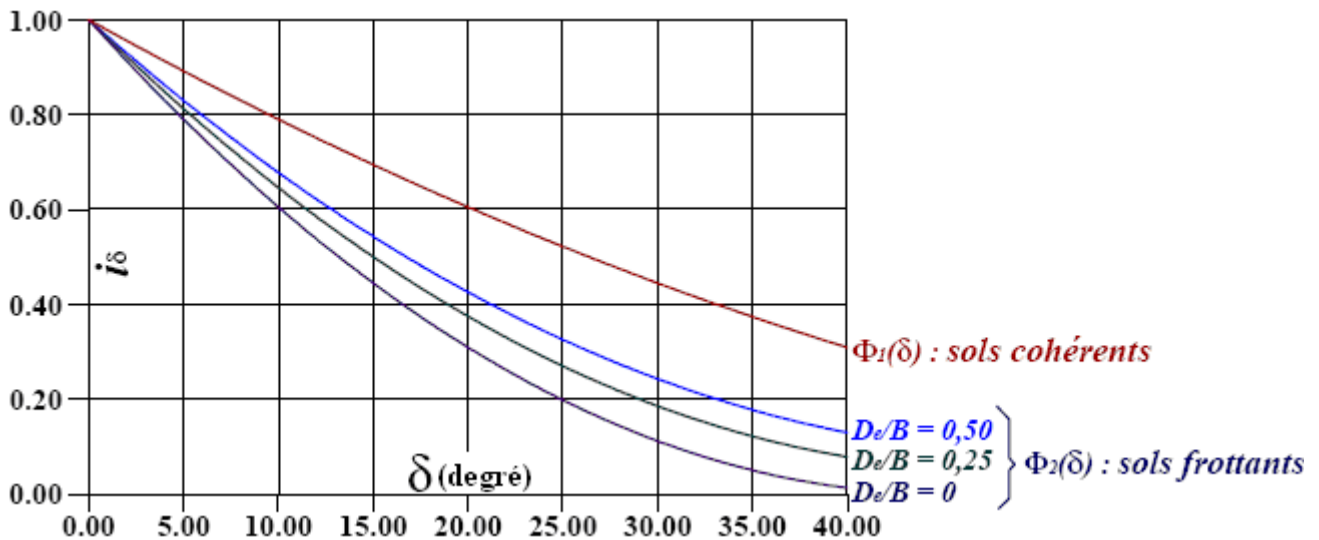
A – Charge centrée inclinée

Si δ est l'obliquité (inclinaison) de la charge en degrés :

Pour les sols cohérents : $i_{\delta\beta} = \phi_1(\delta) = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2$

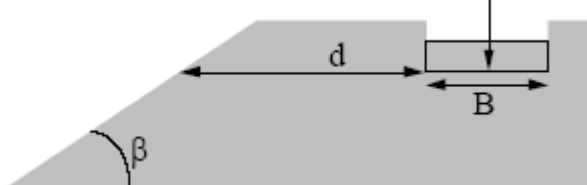
Pour les sols frottant : $i_{\delta} = \phi_2(\delta) = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2 \cdot \left(1 - e^{-\frac{D_c}{B}}\right) + \left[\max\left\{\left(1 - \frac{\delta}{45}\right); 0\right\}\right]^2 \cdot e^{-\frac{D_c}{B}}$ (1)

Les fonctions $\phi_1(\delta)$ et $\phi_2(\delta)$ sont représentées sur l'abaque ci-dessous.



B – Fondation en crête de talus soumise à une charge centrée et verticale

Si B est la largeur de la fondation, d la distance horizontale entre l'arête aval de la fondation et le talus, β est la pente du talus (figure ci-dessous) et δ obliquité (inclinaison) de la charge en degré



- Pour un encastrement nul compte tenu de données expérimentales il est proposé d'appliquer un facteur correctif i_{β} :

$$i_{\beta} = \psi\left(\beta, \frac{d}{B}\right) = 1 - 0,9 \cdot \text{tg} \beta \cdot (2 - \text{tg} \beta) \left[\max\left\{\left(1 - \frac{d}{8B}\right); 0\right\}\right]^2$$

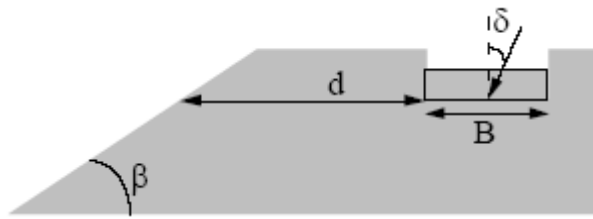
- Pour un encastrement quelconque : on cherche tout d'abord à déterminer un angle β' qui donne le même coefficient de minoration, que pour une charge oblique avec un encastrement nul, dans le cas d'un sol frottant :

$$\beta' = 45^{\circ} \left(1 - \sqrt{\psi\left(\beta, \frac{d}{B}\right)}\right) \quad (2)$$

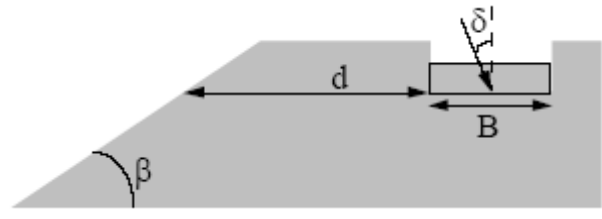
puis, on calcule $i_{\beta} = \phi_2(\beta')$ avec le ϕ_2 de l'équation (1) et en prenant D_c (encastrement) du côté aval de la fondation.

C – Fondation en crête de talus soumise à une charge centrée et inclinée

On distingue 2 cas suivant que l'inclinaison de la charge est dirigée vers l'intérieur ou l'extérieur du talus.



$$i_{\delta\beta} = \phi_2(\delta + \beta')$$



$$i_{\delta\beta} = \phi_2(|\beta' - \delta|)$$

β' est déterminé par l'équation (2).

CHAPITRE 3 : INTERACTION SOL – STRUCTURE : LIQUEFACTION

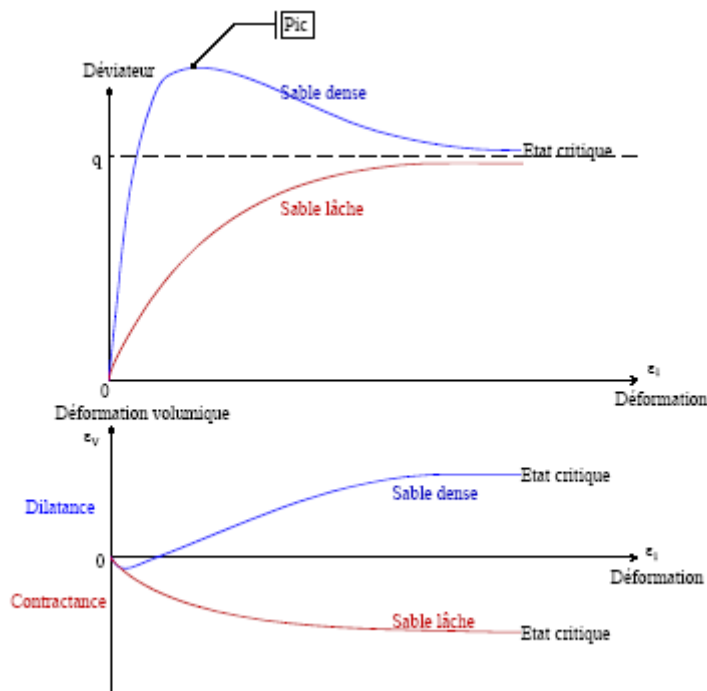
Les essais triaxiaux ou à la boîte montrent que la courbe intrinsèque passe par l'origine : $C = 0$. L'angle de frottement interne dépend du coefficient de frottement entre les grains et varie avec la compacité : ϕ est proportionnel à $1/e$. Caquot et Kérisel ont proposé la loi empirique suivante

$$\tan \phi = \frac{K}{e}$$

Nature du sol	K
Gros sable	0.60 à 0.55
Sable moyen	0.55 à 0.475
Sable fin	0.475 à 0.400
Sable silteux	0.400 à 0.325

Le cisaillement d'un sol pulvérulent s'accompagne d'une variation de son volume (dilatance ou contractance). La dilatance (contractance) est la manifestation de l'enchevêtrement ou du désenchevêtrement des particules entre elles et du réarrangement quand on applique au sol des forces de cisaillement. La dilatance (contractance) des sols pulvérulents dépend de leur compacité.

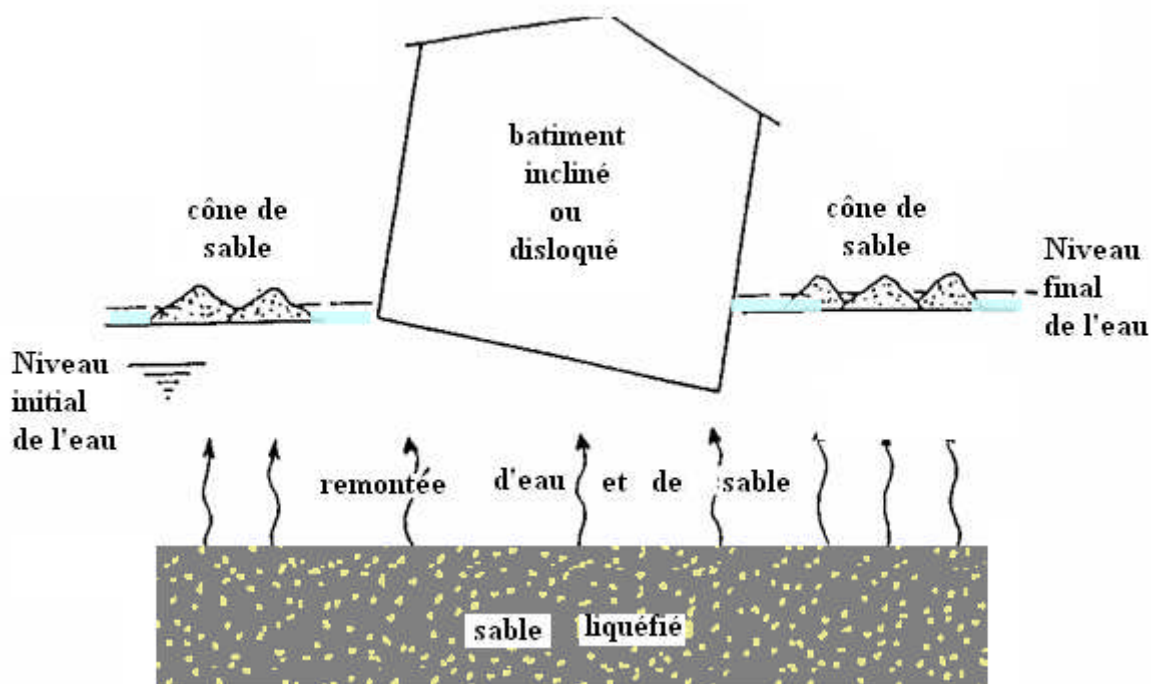
Pour un sable lâche ou peu compact il y a diminution de volume (contractance), alors que les sols compact ou dense voient leur volume augmenter (dilatance). La variation de volume dépend donc de l'état du sable (lâche ou serré) i.e. de la compacité relative. La compacité tend vers une même valeur limite appelé indice des vides critique (e_{cr}) quand la déformation croît. Cette notion d'indice des vides critique permet d'expliquer le comportement des sables fins saturés soumis à des sollicitations cycliques.



Les sables lâches saturés soumis à des chocs ou à des déformations importantes avaient tendance à diminuer de volume. Ceci est à l'origine d'une augmentation positive de la pression interstitielle. Cette variation de la pression interstitielle se traduit par une diminution des contraintes effectives dans le sol. Lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte effective qui s'exerçait avant la perturbation, le sable perd toute résistance. On dit qu'il est en état de liquéfaction : dans une coulée, le sable se comporte essentiellement comme un liquide visqueux et son angle de frottement de repos n'excéderait pas quelques degrés. Ce phénomène pouvant provoquer de grands dégâts, il faut en tenir compte dans l'étude

des projets de construction. On remarquera que les déformations à l'origine de la liquéfaction peuvent être causées par des sollicitations statiques (augmentation des contraintes statiques) mais peuvent aussi être causées par des charges dynamiques telles que : battage de pieux, circulation d'engins, présence de machines rotatives, les vagues de tempêtes ou les tremblements de terre. Ces derniers peuvent causer la liquéfaction de très vastes dépôts naturels de sable lâches.

Les sables de compacité moyenne à élevée sont caractérisés par la mobilité aux charges cycliques. Ces dernières engendrent des déformations importantes qui provoquent à leur tour une augmentation des pressions interstitielles. Alors, lorsque l'intensité et la durée de ces charges cycliques sont suffisantes, et si elles sont appliquées dans des conditions de masse volumique et de pression de confinement isotropes, elles peuvent entraîner aussi la liquéfaction de sable de compacité moyenne à élevée.



Phénomène de liquéfaction

I – Sols susceptibles de liquéfaction

Les paramètres déterminant la liquéfaction des sols sont :

- La granulométrie.
- La forme des grains.
- Le poids volumique du sol en place.
- La contrainte effective, due essentiellement au poids propre du sol.

Les sols susceptibles, à priori, de se liquéfier sont :

- Les sables et limons avec:
 - Un degré de saturation $S_r \approx 100\%$,
 - Une granulométrie caractérisée par:
 - un coefficient d'uniformité $C_u \leq 15$
 - et un diamètre $0.05\text{mm} < D_{50} < 1.5\text{mm}$
- Les sols argileux fins avec :
 - un diamètre $D_{15} > 0.005\text{m}$
 - Une limite de liquidité $W_L \leq 35\%$.
 - Une teneur en eau naturelle $w_n > 0.9W_L$
 - Un indice de liquidité < 0.75

II – Évaluation du potentiel de liquéfaction

L'évaluation de la liquéfaction peut être basée soit sur les essais in situ, soit sur les essais de laboratoire.

II – 1 Les essais de laboratoire :

Les essais qui peuvent être réalisés sont ceux qui reproduisent raisonnablement les conditions de sollicitations sismiques, ou au moins pour lesquels il existe suffisamment d'expérience pour corriger les résultats obtenus parmi ces essais, les essais cycliques triaxiaux, qu'ils soient à chargement axial, à torsion, ou à chargement latéral.

Les essais seront conduits selon les méthodes usuellement utilisées, et éprouvées par l'expérience.

Les résultats doivent en outre faire clairement apparaître l'évolution de la pression interstitielle, ainsi que les déformations au sein de l'échantillon.

Critère de liquéfaction : Les contraintes causant la liquéfaction sont déterminées et comparées aux contraintes produites par le séisme. La détermination de la contrainte de cisaillement engendrée par le séisme est déterminée par une méthode confirmée par l'expérience.

Sont considérés comme liquéfiables sous l'action du séisme de calcul, les sols au sein desquels la valeur des contraintes de cisaillement engendrées par le séisme dépasse 75% de la valeur de la contrainte de cisaillement provoquant la liquéfaction, pour le nombre de cycle équivalents N_c . Le nombre de cycles équivalent est déterminé à l'aide des méthodes disponibles et confirmées par l'expérience.

II – 2 Les essais in situ :

Les essais de pénétration in situ de type dynamique, essais SPT (standard pénétration test) ou statique peuvent être utilisés pour le diagnostic des sols liquéfiables, et tout autre essai pour lequel il existe des corrélations bien établies entre les indications de l'essai et la liquéfaction ou la non liquéfaction des sols.

L'essai SPT (essai de pénétration au carottier) est un essai permettant de tester certains terrains en place. Les caractéristiques de l'appareillage, les paramètres mesurés et le mode opératoire de l'essai sont définis par la norme NF P 94-116 ci-jointe.

METHODE I

Critère de liquéfaction : L'évaluation du risque de liquéfaction est fondée sur la définition d'un facteur de sécurité FS qui est définie comme le rapport entre la résistance cyclique normalisée du matériau CRR, et la sollicitation cyclique normalisée CSR induite par le séisme à la même profondeur.

$$FS = \frac{CRR}{CSR}$$

On considère en général, un coefficient de sécurité FS nécessaire supérieur ou égal à 1,3 pour s'affranchir du risque de liquéfaction. A l'inverse, un coefficient de sécurité strictement inférieur à 1 traduit généralement un risque important de liquéfaction.

- sollicitations cycliques normalisées CSR :

Le CSR en champ libre est déduit de l'accélération maximale du séisme à la surface du sol a_{\max} , selon la formule suivante :

$$CSR = 0,65(A_{max} / g)(\sigma_{v0} / \sigma'_{v0})r_d$$

Où :

- A_{max} : accélération de la pesanteur du séisme à la surface du sol déduite du tableau 1 et la figure 1 ci-dessous ;
- g : accélération de la pesanteur ($9,81\text{m/s}^2$) ;
- σ_{v0} : contrainte totale verticale ;
- σ'_{v0} : contrainte effective verticale ;
- r_d : coefficient réducteur de la contrainte en fonction de la profondeur, il est calculé par les formules suivantes :

- ❖ $r_d = 1 - 0,00765z$ si $z < 9,15\text{m}$;
- ❖ $r_d = 1,174 - 0,0267z$ si $9,15 < z < 23\text{m}$;
- ❖ $r_d = 0,744 - 0,008z$ si $23 < z < 30\text{m}$;
- ❖ $r_d = 0,5$ si $z > 30\text{m}$.

Zones	$A = A_{max}/g$
Zone 1	0.01
Zone 2	0.08
Zone 3	0.16

Tableau 1 : coefficient d'accélération
(Probabilité 10% en 50 ans)

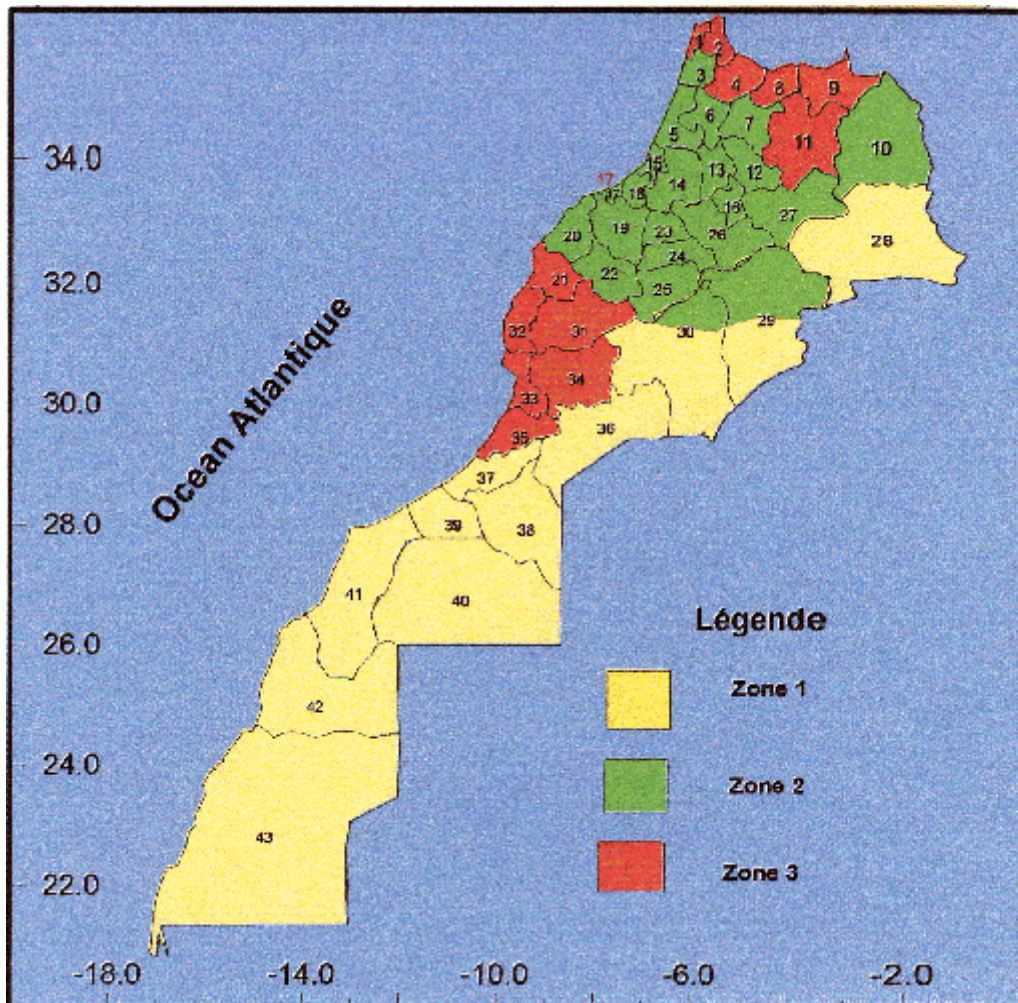


Figure 1 : zonage sismique du Maroc.

- **résistance cyclique normalisée CRR :**

Dans la pratique la valeur de CRR est toujours calculée pour un séisme de magnitude 7,5 d'où la notation $CRR_{7,5}$. Pour ajuster cette valeur à des magnitudes différentes, plus faibles et plus fortes selon le cas d'études, les auteurs ont introduit un facteur pondérateur de la magnitude MSF, d'où la formule suivante :

$$CRR = CRR_{7,5} \times MSF$$

La valeur de MSF (figure 2) est déterminée en fonction de la magnitude du séisme de la région et de la méthode du calcul.

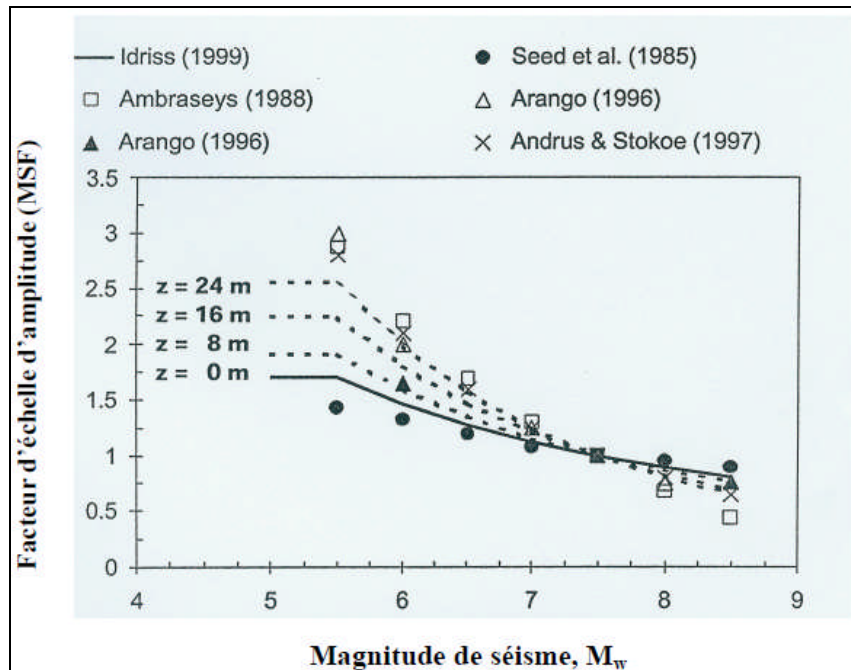


Figure 2 : Variation du MSF (facteur d'échelle) avec l'amplitude du moment d'un séisme.

- **calcul de $CRR_{7,5}$ à partir du SPT :**

On évalue la résistance cyclique par les étapes suivantes :

- ✓ Calcul du nombre de coups SPT corrigés $(N_1)_{60}$ par la formule suivante :

$$(N_1)_{60} = C_N \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S \times N_m$$

Où (tableau 2) :

- C_N : coefficient correcteur tenant compte de la contrainte effective en place,
- C_E : coefficient correcteur tenant compte de l'énergie de marteau,
- C_B : coefficient correcteur tenant compte du diamètre du forage,
- C_R : coefficient correcteur tenant compte de la longueur de la tige,
- C_S : coefficient correcteur tenant compte du mode de prélèvement de l'échantillon,
- $N_m = 15 + (0,5 \cdot (N - 15))$ avec N le nombre de coup brut.

Facteur	Equipement variable	Notation	Correction
Contrainte de sols sus-jacents	σ'_{vo}	C_N	$(P_a/\sigma'_{vo})^{0.5}$ ou $C_N \leq 2$ et $P_a=100\text{kPa}$
Rapport d'énergie	- Mouton en Donut - Mouton de sécurité - Mouton automatique	$C_E = ER/60\%$	0.7 à 1.0 0.7 à 1.2 0.8 à 1.3
Diamètre de forage	- 65mm à 115mm - 150mm - 200mm	C_B	1.00 1.05 1.15
Longueur du train de tiges	3m à 4m 4m à 6m 6m à 10m 10m à 30m >30m	C_R	0.75 0.85 0.95 1.00 1.00
Méthode du carottage	Carottage standard Carottage sans revêtement	C_S	1.00 1.1 à 1.3

Tableau 2 : Détermination des différents coefficients

Le tableau ainsi déterminée doit être ultérieurement corrigé pour tenir compte aussi du pourcentage des fines du matériau, car la résistance cyclique dépend de la teneur en fines. La correction est la suivante :

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$$

Où les coefficients α et β dépendent de la teneur en fines du sol selon les équations suivantes :

$$\begin{aligned} \alpha = 0 \text{ et } \beta = 1 & \text{ pour } FC \leq 5\% \\ \alpha = \exp[1,76 - (190/FC^2)] \text{ et } \beta = 0,99 + (FC^{1,5}/1000) & \text{ pour } 5\% < FC < 35\% \\ \alpha = 5 \text{ et } \beta = 1,2 & \text{ pour } FC \geq 35\% \end{aligned}$$

FC est La teneur en fine de l'échantillon.

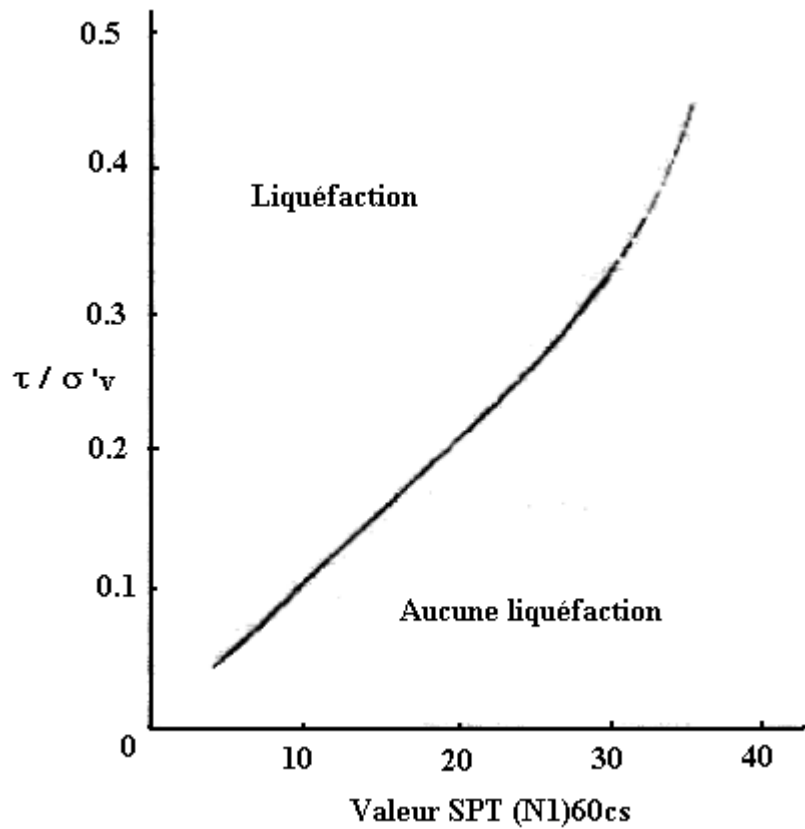
Finalement, le calcul de $CRR_{7,5}$ se fait par la formule suivante :

$$CRR_{7,5} = [1/(34 - (N_1)_{60CS})] + [(N_1)_{60CS} / 135] + \left\{ 50/[10(N_1)_{60CS} + 45]^2 \right\} - (1/200)$$

La méthode n'est valable que pour $(N_1)_{60CS} < 30$.

METHODE II

Le diagramme suivant peut être utilisé pour évaluer le potentiel de liquéfaction :



- $\tau / \sigma'v$: rapport de la contrainte de cisaillement due à la sollicitation cyclique et la contrainte effective. $\tau = 0,65 A \sigma_v r_d$
- $(N_1)_{60cs}$: résistance à la pénétration SPT normée

En rapportant les points correspondants aux différentes profondeurs de l'essai SPT, on peut conclure si le site est potentiellement liquéfiable.

CHAPITRE 4 : LES SOLS INSTABLES MAROCAINS ET SOLUTIONS GEOTECHNIQUES

I – Les sols instables marocains

En absence d'un zonage marocain des sols (zonage géotechnique), nous allons énumérer ci-dessous divers sols marocains réputés instables :

Sols gonflants :

- Les tirs, ou vertisol qui sont des argiles légèrement limono-sableuses, très plastiques ($I_p=30$ à 50%), de couleur noire et représentant une fissuration intense lors de leur dessiccation. Ces terrains sont habituellement rencontrés dans le Gharb (puissance métrique), dans les Doukkala et Berrechid (puissance décimétrique).
- Le Hamri est un sol argilo-sableux rouge comme son nom laisse supposer, très répandu au Maroc. Sa plasticité est modérée ($I_p=20\%$). Ce type de sol constitue notamment le plateau de Salé.
- Les argiles de Berrechid sont compactes, de couleur rouge, à structure en caillots, à plans de cisaillement naturel lustrés. La plasticité est forte ($I_p=30$ à 60%).
- Les marnes du Crétacé, répandues au pays, sont silteuses et peu plastiques au Sahara. Elles se retrouvent en sandwich entre les bancs calcaires, de couleur jaune par exemple à El Jadida, où elles sont plastiques. A Settat, ces mêmes marnes sont peu plastiques, mais à Safi elles sont de couleur vert brun. De forte plasticité ($I_p=60\%$), elles sont en outre gonflantes.
- Les argiles rouges indurées de Ouarzazate ont une puissance d'environ 5m, un I_p de 50% , une valeur de bleu d'environ 7.5 et une pression de gonflement qui peut atteindre 6bars.

Sols affaissables :

- Les tufs au sud de Casablanca, sont des limons très calcaires tendres, friables et légers, résultats de la précipitation et de la dissolution du carbonate de calcium. Leur puissance peut atteindre 1 à 3m dans la région de Chaouia (Casablanca-Berrechid-Doukkala), voire une dizaine de mètres, notamment à Fès, Meknès et Youssoufia. Les caractéristiques géotechniques sont aussi variables d'un endroit à l'autre, et surtout avec la profondeur. Ainsi par exemple dans la région de Berrechid, Settat, et à l'approche de la formation argileuse sous-jacente, la formation tufeuse voit sa densité et sa plasticité augmenter. L'encroûtement du tuf en surface confère à celui-ci une certaine résistance mécanique à l'état sec. Mais cette résistance diminue par compactage mécanique ou en présence d'eau.
- Les limons de Taroudant : la région de Taroudant est relativement plate, constituant le pied des montagnes de l'Anti-Atlas qui servent de cuvette aux dépôts d'érosion de la couverture montagneuse. Sa pente douce, son étendue et son caractère calme font de la région de Taroudant (comme d'ailleurs de toute la plaine du Souss) un lieu de dépôt des produits d'altération des roches-mères, de forme plus ou moins arrondie. Ce produit d'altération, dont les dimensions sont généralement supérieures à celles des grains d'argile, constitue le limon. La puissance de la couche limoneuse dépasse généralement 10m pour atteindre parfois la surface de la nappe, qui se situe à des profondeurs variables (15 à 20m près de l'Oued et jusqu'à 40m au-delà).

II – Etude des désordres

Une étude statistique a été réalisée sur 82 cas de désordres survenus à des ouvrages sur fondations superficielles construits sur ces sols marocains. Les résultats sont représentés sur les tableaux ci-dessous.

Selon la nature du plancher-bas :

Nature du plancher bas	Nombre de cas	pourcentage
Dallage sur terre plein	69	84%
Plancher sur vide sanitaire	6	7%
Plancher sur sous-sol	7	9%

Il ressort de ces résultats que les bâtiments les plus touchés par les désordres sont ceux qui présentent un dallage sur terre plein, alors que les bâtiments présentant un plancher sur vide sanitaire ne représentant que 7%. En effet, le dallage posé directement et sans précautions préalables sur le sol, sera plus sensible aux variations volumétriques saisonnières du sol, en comparaison des autres types de dallage. Ainsi, un retrait du sol d'assise s'accompagne de l'apparition de fissures dans le dallage, alors que le gonflement est à l'origine des décollements périphériques et des bombements, donnant des fissures aussi.

Selon le nombre de niveaux :

Nombre de niveau	Nombre de cas	pourcentage
1 niveau (R + 0)	62	75%
2 niveaux (R + 1)	13	15.8%
Plus de 2 niveaux	7	8.6%

On remarque que les bâtiments à simple rez-de-chaussée sont les plus affectés, suivis de ceux à deux niveaux, alors que les bâtiments à plus de 2 niveaux arrivent en 3^{ème} place. Ceci peut être expliqué par le fait qu'un bâtiment à simple rez-de-chaussée, considéré comme un bâtiment léger, ne jouit pas d'une reconnaissance suffisante de la nature du sol d'assise de fondation, plus souvent fondé sur les premières couches rencontrées, de résistance mécanique acceptable, sans se soucier de leur épaisseur ni des couches qu'elles surmontent, et qui peuvent être compressibles ou gonflantes.

En outre dans le cas d'un sol gonflant, le poids léger des bâtiments à simple rez-de-chaussée ne suffit pas à compenser la pression de gonflement. On peut alors conclure que le bâtiment à simple rez-de-chaussée, avec dallage sur terre plein, constitue l'exemple type de la construction sinistrée.

Selon le type de fondation :

Fondation	Nombre de cas	pourcentage
Soubassement en maçonnerie sur semelle filante	11	13%
Semelle isolée armée	50	61%
Poutre-échelle	8	10%
Semelle mixte	4	5
Pas de semelle : le mur est posé directement sur le sol	9	11

Quant aux types de fondations, la majorité des désordres recensés affectent des semelles isolées. Ceci s'explique par le fait qu'en présence d'un sol compressible, les semelles isolées ne tassent pas de la même amplitude si les charges qu'elles transmettent ne sont pas les mêmes, ou encore si le sol est hétérogène. En revanche, dans les autres cas, la continuité de la fondation impose à celle-ci une certaine uniformité dans le comportement.

III – Dispositions pour la mise en place de fondations sur sols instables :

Règle : éviter à tout prix les variations différentielles de teneur en eau sous la construction ainsi qu'à son voisinage immédiat.

III – 1. Ce qu'il ne faut pas faire :

- *Penser que l'on peut toujours équilibrer une pression de gonflement par une égale pression de fondation :* dans le cas de bâtiments légers sur semelle isolée de petite dimension, même à pression égale, vu la répartition et la diffusion des contraintes dans le sol, les niveaux semi-profonds ne sont pas équilibrés par la pression des fondations.
- *Poser des drains près des fondations :* car les argiles ne se drainent pas par simple gravité et aussi les drains se colmatent et constituent souvent des réserves d'eau qui vont alimenter le gonflement.
- *Penser que l'on peut résister toujours aux pressions de gonflement par la rigidité de la structure :* les pressions de gonflement peuvent atteindre plusieurs centaines de kPa et aucune structure béton courante ne peut accepter les moments de flexion qui en résultent. Cette solution par rigidification n'est valable que pour des pressions de gonflement inférieures à 100 kPa.
- *Se fonder par puits courts jusqu'à un niveau non gonflant sans précaution sur le fût du pieu :* en effet il faut éviter l'adhérence le long du fût.
- *Se fonder correctement sur puits courts mais en posant les dallages directement sur le sol :* nécessité d'une structure portée et d'un vide sanitaire très largement dimensionné.
- *Humidifier le sol avant la construction :* seulement si l'on peut ensuite éviter le retrait, le risque étant d'autant plus grand que le gonflement. Suppose une étude particulière complète pour la détermination de l'évolution du gonflement dans le temps avec la profondeur.
- *Traiter le sol à la chaux uniquement en surface :* cela ne change rien au gonflement des couches semi-profondes et ne constitue pas une barrière à l'eau vis-à-vis de ces couches.

III – 2. Les dispositions à retenir

- *Suppression de toute arrivée ou retrait d'eau :* pas de rupture de canalisation, pas de fuite de réservoir, pas de flux de chaleur (fours ...), pas de végétation pouvant avoir une influence au niveau des fondations, ...
- *Création d'un « trottoir » imperméable périphérique relié de façon souple à la construction :* avec pose d'un acrotère permettant d'éviter que l'eau pluviale ne s'infilte entre le trottoir et la face du mur.
- *Pose d'une membrane imperméable sous les remblais éventuels servant d'assise aux dallages intérieurs.*
- *Réalisation de ces aménagements à la fin de la saison pluvieuse si possible.*

IV – Les dispositions constructives

Les solutions qui ont été adoptées pour remédier aux effets du phénomène de gonflement à l'origine des désordres sont :

- **A-** la reprise des sollicitations occasionnées par le gonflement par l'intermédiaire d'une rigidification de la structure.
- **B-** la compensation de la pression de gonflement.
- **C-** le maintien de la teneur en eau constante sous le bâtiment.
- **D-** l'aménagement de l'assise de fondation.

Ces solutions ont été adoptées séparées ou en groupes.

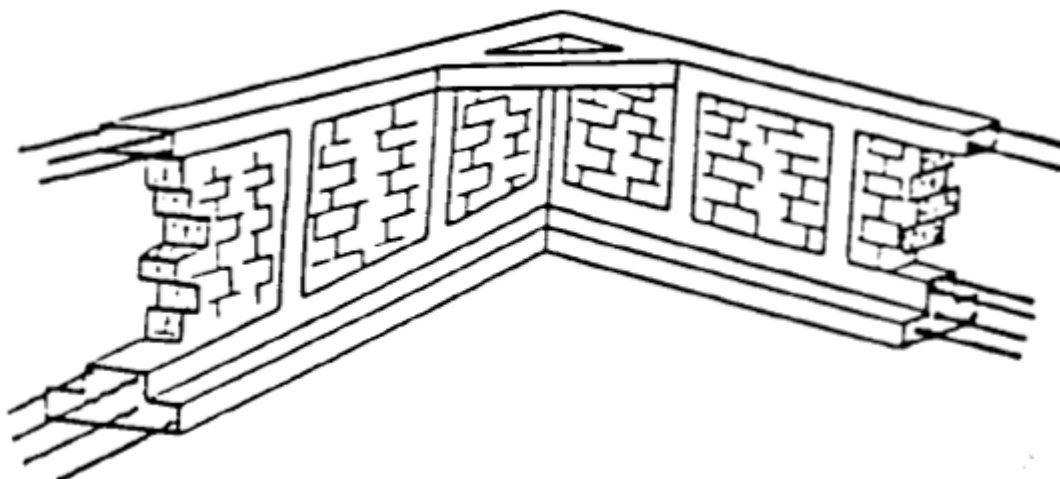
IV – 1. Rigidification de la structure

Quand le sous-sol ne dispose pas à une profondeur raisonnable (5 à 8m) d'un horizon stable, on accepte le gonflement du sol mais en imposant à l'ossature une grande souplesse d'ensemble par des joints complets, et une grande rigidité des blocs ainsi séparés. Ce qui est logique car vouloir résister aux moments parasites induits par la déformation du sol, sans le secours de joints nombreux, conduirait à encaisser des moments très élevés qui risquent d'endommager la structure.

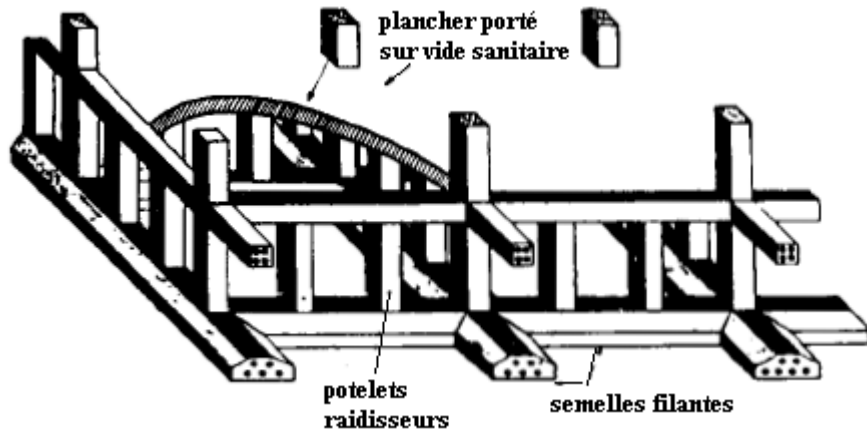
On montre que les moments parasites sont proportionnels au carré de la longueur entre joints. On a donc intérêt à minimiser cette distance, on la limite en pratique à 15, voire 12m.

Fondation sur poutres-échelles : la solution consiste à fonder le bâtiment sur le sol instable par l'intermédiaire de semelles filantes, entre-croisées, en béton armé. Les armatures de ces semelles doivent être calculées pour supporter les moments parasites induits par les répartitions des contraintes.

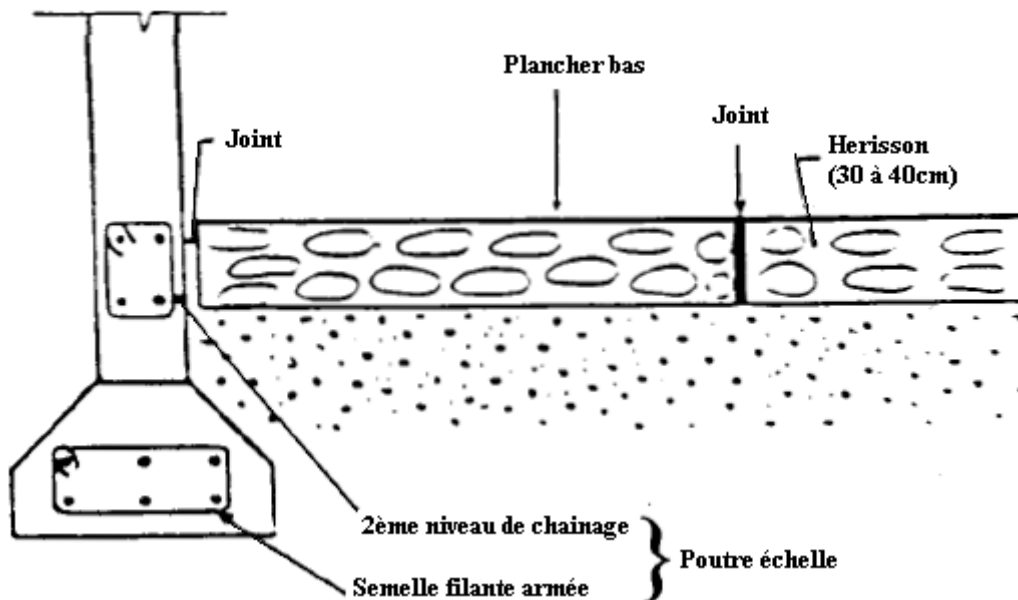
Un deuxième chaînage, identiquement ferrailé doit être exécuté au niveau du plancher bas ou du premier étage et lié au premier par le biais de potelets raidisseurs selon le principe du schéma de la figure ci-dessous.



Fondation sur poutres échelles



On remplit ensuite les espaces entre les potelets d'une maçonnerie de bonne qualité pour augmenter la rigidité de l'ensemble.



Une autre solution consiste à exécuter un voile en béton armé fortement ferrillé à sa base et à sa partie supérieure. Cette solution présente l'avantage d'être plus commode. Elle écourte en outre les délais d'exécution.

IV – 2. Compensation de la pression de gonflement

Dans cette solution on décide de choisir le niveau de fondation assez profond pour que, compte tenu de la pression des terres sous-jacentes et des bulbes d'influences des pressions sous les appuis, le potentiel de gonflement soit absorbé et ne puisse pas donner lieu à des mouvements sensibles du bâtiment.

La détermination théorique de la profondeur de fondation, consiste à écrire analytiquement que la pression de gonflement est équilibrée par la charge de la structure en plus des charges de fondation :

$$P_s + P_f = P_g$$

P_s : charge de la structure

P_f : poids de la fondation

P_g : effort dû au gonflement

Si γ désigne le poids par mètre carré de fondation on a : $P_s + D \cdot \gamma = P_g$

$$D = \frac{P_g - P_s}{\gamma}$$

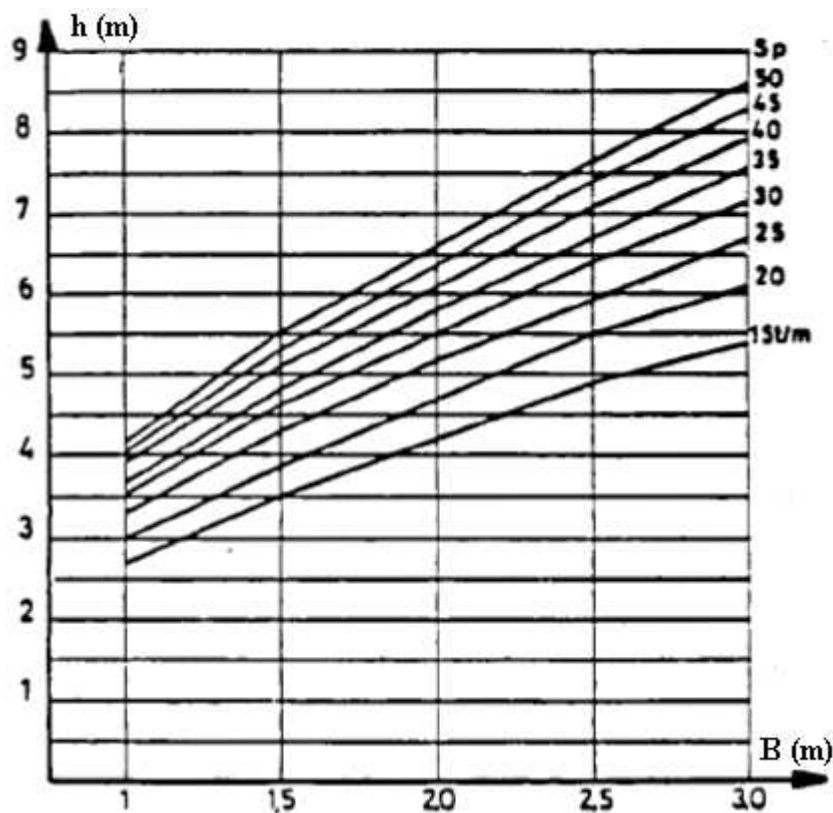
P_g et P_s en T/ml et γ en T/m².

Dans le cas simple d'une semelle carrée de dimension B, travaillant avec une surpression S_p , sur une pression de gonflement σ_g constante, on pourra utiliser l'abaque ci-dessous avec $D = 0.5 \sigma_g - h$ (σ_g en T/m²).

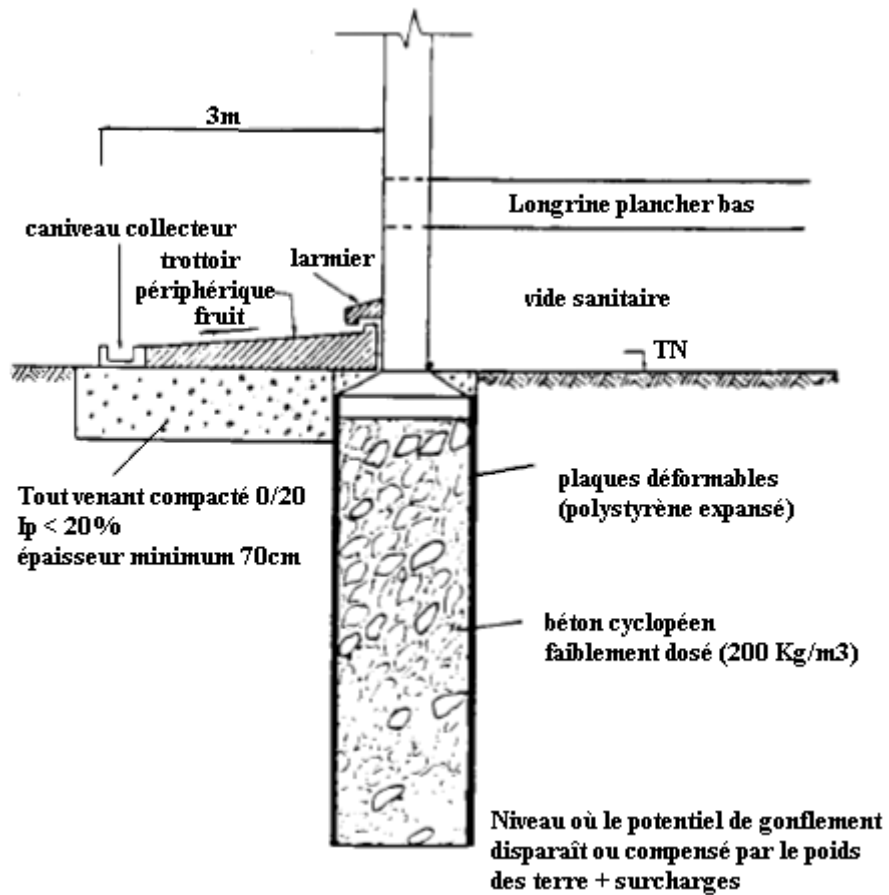
Quand $1 < B < 3\text{m}$ et $15 < S_p < 50\text{T/m}^2$, on pourra aussi utiliser la formule suivante :

$$D = \frac{\sigma_g - 1}{2} - 2(B + 1.2) \sin(1.2S_p + 18)$$

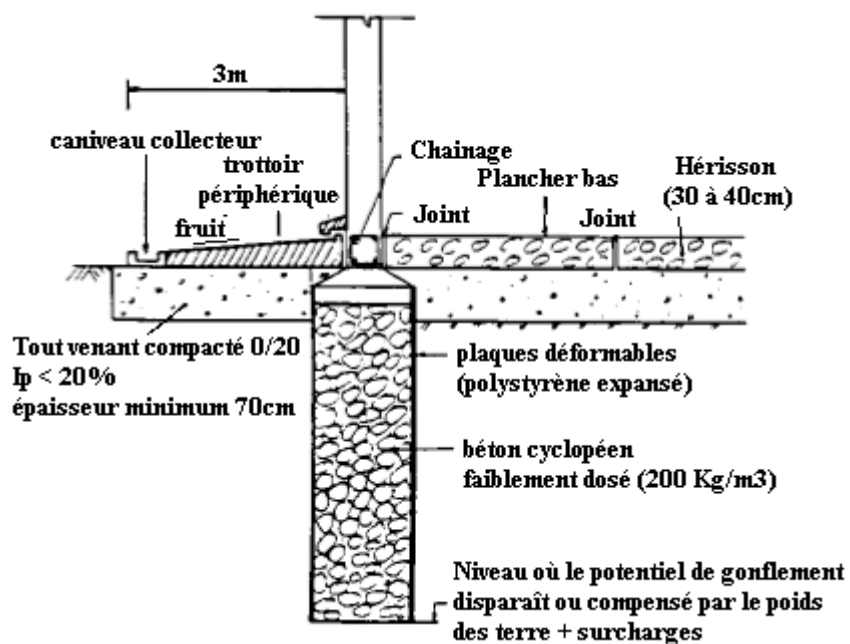
Avec σ_g et S_p en T/m² ; D et B en m.



Cette solution doit être associée à des recommandations impératives, concernant notamment, l'adhérence latérale le long du fût et le dégagement des longrines liant les têtes des appuis. En effet il est recommandé d'éviter l'adhérence le long du fût, soit en coulant le fût des appuis à l'intérieur d'une gaine isolante, soit en interposant entre le fût et terrain une couche de matériaux très déformables, tels que le polystyrène expansé ou des produits bitumineux pour joint. Cette fondation sur puits en béton cyclopéen impose aussi de dégager impérativement la base de toutes les poutres liant les têtes des puits. Pour lutter contre l'expansion horizontale il faut prévoir les poutres au dessus du niveau du terrain naturel, ou encore, si on les prévoit enterrées, de laisser un vide de 10cm entre la paroi intérieure de la poutre et le terrain enterré encaissant.



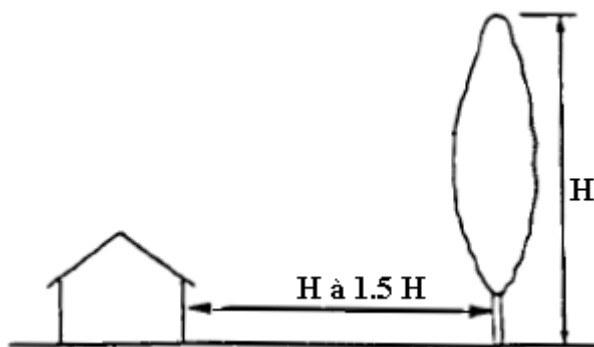
Semelle isolée sur sol gonflant Plancher non porté



IV – 3. Le maintien de la teneur en eau constante

Le maintien de la teneur en eau constante sous le bâtiment peut être réalisé de plusieurs manières :

- *Trottoir périphérique* : le trottoir aura une largeur de 3m et sera posé sur 70cm de sol stable bien compacté, substitué au sol superficiel instable. Il aura un fruit vers l'extérieur et sera muni d'un caniveau collecteur. En outre, on doit diriger les eaux de ruissellement sur les façades au-delà de la jonction trottoir-mur à l'aide d'un acrotère.
- *Actions sur la canalisation* : parmi les recommandations prévues pour les canalisations on peut citer :
 - L'évacuation des eaux à l'extérieur de l'enceinte du bâtiment ;
 - La réalisation des canalisations d'eau se raccordant au réseau extérieur par un raccord très souple et déformable, exécuté dans un regard accessible pour pouvoir agir en cas d'incident ;
 - La dissociation des canalisations de l'ossature pour éviter leur fracturation suite à des mouvements relatifs par le biais de joints de souplesse.
- *Système de drainage* : les descentes extérieures d'eaux pluviales se raccordent au pied du bâtiment dans un regard d'où part une canalisation à faible pente qui les évacue. Cette disposition nécessite une parfaite étanchéité au droit du regard.
- *Végétation* : en présence d'arbres, la teneur en eau diminue suite à la succion, par les racines. On recommande les dispositions suivantes :
 - Eloigner les arbres des bâtiments en limitant la distance minimale à respecter ;
 - Réaliser un mur écran en béton maigre afin d'empêcher l'expansion des racines ;
 - Eviter le jardinage autour du bâtiment.



CHAPITRE 5 : CONFORTEMENT DES SOLS

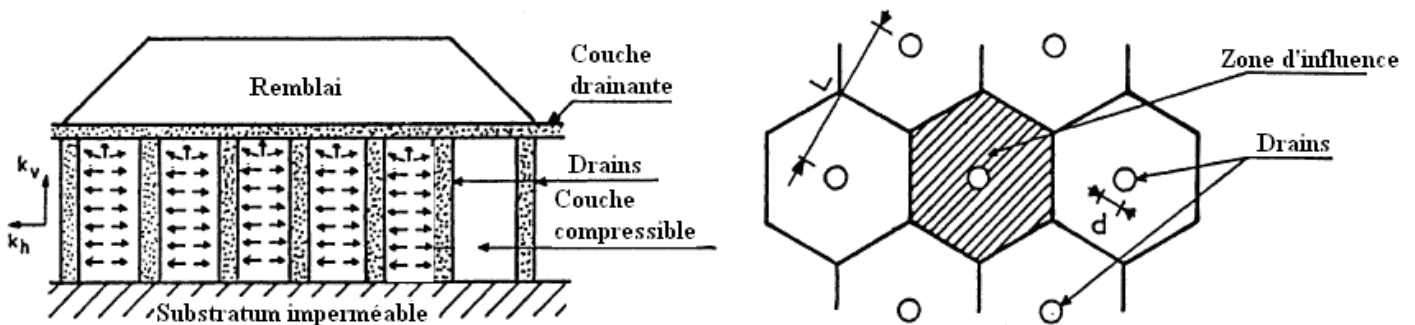
	Sans ajout de matériaux	Avec ajout de matériaux
Sols cohésifs	1) Drainage vertical avec pré-chargement 2) Consolidation atmosphérique	5) substitution 6) traitement chaux/ciment 7) inclusions souples : plots ballastés ; colonnes ballastées
Sols granuleux	3) consolidation dynamique 4) vibro-compaction	8) inclusions semi-rigides : CMC (colonne à module contrôlé), colonnes de sol renforcées par mixing (Col Mix) ou grouting (jet grouting) 9) inclusions rigides : pieux bétons, pieux métalliques

I – Drainage vertical avec pré-chargement

Si des drains verticaux sont mis en place sur la totalité de l'épaisseur de la couche compressible, ils permettent de réduire le temps nécessaire à la dissipation de la pression interstitielle :

- d'une part parce que généralement la perméabilité horizontale d'un dépôt stratifié est supérieure à sa perméabilité verticale et donc pour un même trajet l'écoulement horizontal de l'eau se fera plus rapidement
- d'autre part parce que l'espacement entre les drains peut être inférieur à l'épaisseur totale de la couche.

Principe : On exécute avant la réalisation du remblai des forages verticaux perméables qui traversent la couche compressible. Les drains sont disposés en plan suivant une trame régulière, en triangle équilatéral par exemple (figure ci-dessous).



Pour calculer les temps de consolidation lors de l'utilisation de drains verticaux, il faut écrire l'équation différentielle de la consolidation en 3 dimensions :

$$C_{vx} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + C_{vy} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + C_{vz} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

ou C_{vx} , C_{vy} , C_{vz} sont les coefficients de consolidation dans les directions x, y et z.

Lorsque le problème à une symétrie radiale (drains verticaux) cette équation devient alors :

$$C_{vr} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + C_{vz} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (1)$$

avec :

$$C_{vr} = \frac{k_h(1+e)}{a_v \gamma_w} \quad \text{et} \quad C_{vz} = \frac{k_v(1+e)}{a_v \gamma_w}$$

Cette équation se décompose en deux parties :

$$- C_{vz} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2) \quad \text{équation de la consolidation unidimensionnelle}$$

$$- C_{vr} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (3) \quad \text{pour l'écoulement radial}$$

On peut montrer que l'équation (1) est une combinaison des solutions des équations (2) et (3) en écrivant que l'excès de pression interstitielle au temps t peut s'écrire sous la forme :

$$u_{rz} = \frac{u_r \cdot u_z}{u_0} \quad (4)$$

Ou :

- u_r est l'excès de pression interstitielle pour un écoulement radial seul
- u_z est l'excès de pression interstitielle pour un écoulement vertical seul

Cette relation (4), traduite en degré de consolidation devient : $(1 - U) = (1 - U_z)(1 - U_r)$

Avec :

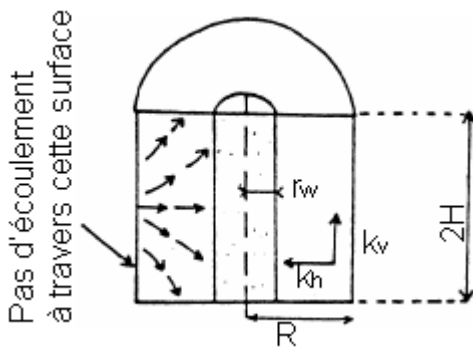
- U : degré de consolidation pour un écoulement tridimensionnel
- U_z : degré de consolidation pour un écoulement unidimensionnel
- U_r : degré de consolidation pour l'écoulement radial

Le facteur temps T_v pour l'écoulement unidimensionnel reste $T_v = \frac{C_v t}{h^2}$

Le facteur temps T_r pour l'écoulement radial est défini par $T_r = \frac{C_{vr} t}{(2R)^2}$ ou R est le rayon d'influence du drain

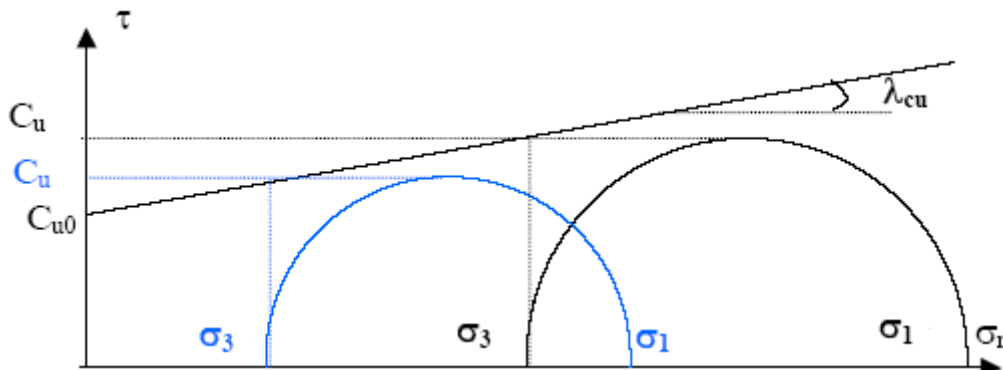
La relation entre U_r et T_r est donnée dans le tableau ci-dessous.

Degré de consolidation U_r %	Facteur temps T_r										
	$\frac{R}{r_w} = 5$	10	15	20	25	30	40	50	60	80	100
5	0,006	0,010	0,013	0,014	0,016	0,017	0,019	0,020	0,021	0,023	0,025
10	0,012	0,021	0,026	0,030	0,032	0,035	0,039	0,042	0,044	0,048	0,051
15	0,019	0,032	0,040	0,046	0,050	0,054	0,060	0,064	0,068	0,074	0,079
20	0,026	0,044	0,055	0,063	0,069	0,074	0,082	0,088	0,092	0,101	0,107
25	0,034	0,057	0,071	0,081	0,089	0,096	0,106	0,114	0,120	0,131	0,139
30	0,042	0,070	0,088	0,101	0,110	0,118	0,131	0,141	0,149	0,162	0,172
35	0,050	0,085	0,106	0,121	0,133	0,143	0,158	0,170	0,180	0,196	0,208
40	0,060	0,101	0,125	0,144	0,158	0,170	0,188	0,202	0,214	0,232	0,246
45	0,070	0,118	0,147	0,169	0,185	0,198	0,220	0,236	0,250	0,291	0,288
50	0,081	0,137	0,170	0,195	0,214	0,230	0,255	0,274	0,290	0,315	0,334
55	0,094	0,157	0,197	0,225	0,247	0,265	0,294	0,316	0,334	0,363	0,385
60	0,107	0,180	0,226	0,258	0,283	0,304	0,337	0,362	0,383	0,416	0,441
65	0,123	0,207	0,259	0,296	0,325	0,348	0,386	0,415	0,439	0,477	0,506
70	0,137	0,231	0,289	0,330	0,362	0,389	0,431	0,463	0,490	0,532	0,564
75	0,162	0,273	0,342	0,391	0,429	0,460	0,510	0,548	0,579	0,629	0,668
80	0,188	0,317	0,397	0,453	0,498	0,534	0,592	0,636	0,673	0,730	0,775
85	0,222	0,373	0,467	0,534	0,587	0,629	0,697	0,750	0,793	0,861	0,914
90	0,270	0,455	0,567	0,649	0,712	0,764	0,847	0,911	0,963	1,046	1,110
95	0,351	0,590	0,738	0,844	0,926	0,994	1,102	1,185	1,253	1,360	1,444
99	0,539	0,907	1,135	1,298	1,423	1,528	1,693	1,821	1,925	2,091	2,219



L'analyse en contraintes totales (figure ci-dessous) permet de déterminer les caractéristiques consolidés non drainés au triaxial : le facteur d'augmentation de la cohésion λ_{cu} et la cohésion consolidée non drainée C_{u0} . Ces caractéristiques représentent la cohésion apparente minimale C_{u0} d'un sol ainsi que l'augmentation de la résistance apparente lorsque le sol est soumis à des pressions de consolidations de plus en plus élevés.

L'analyse en contraintes effectives permet de déterminer les caractéristiques effectives c' et ϕ' .

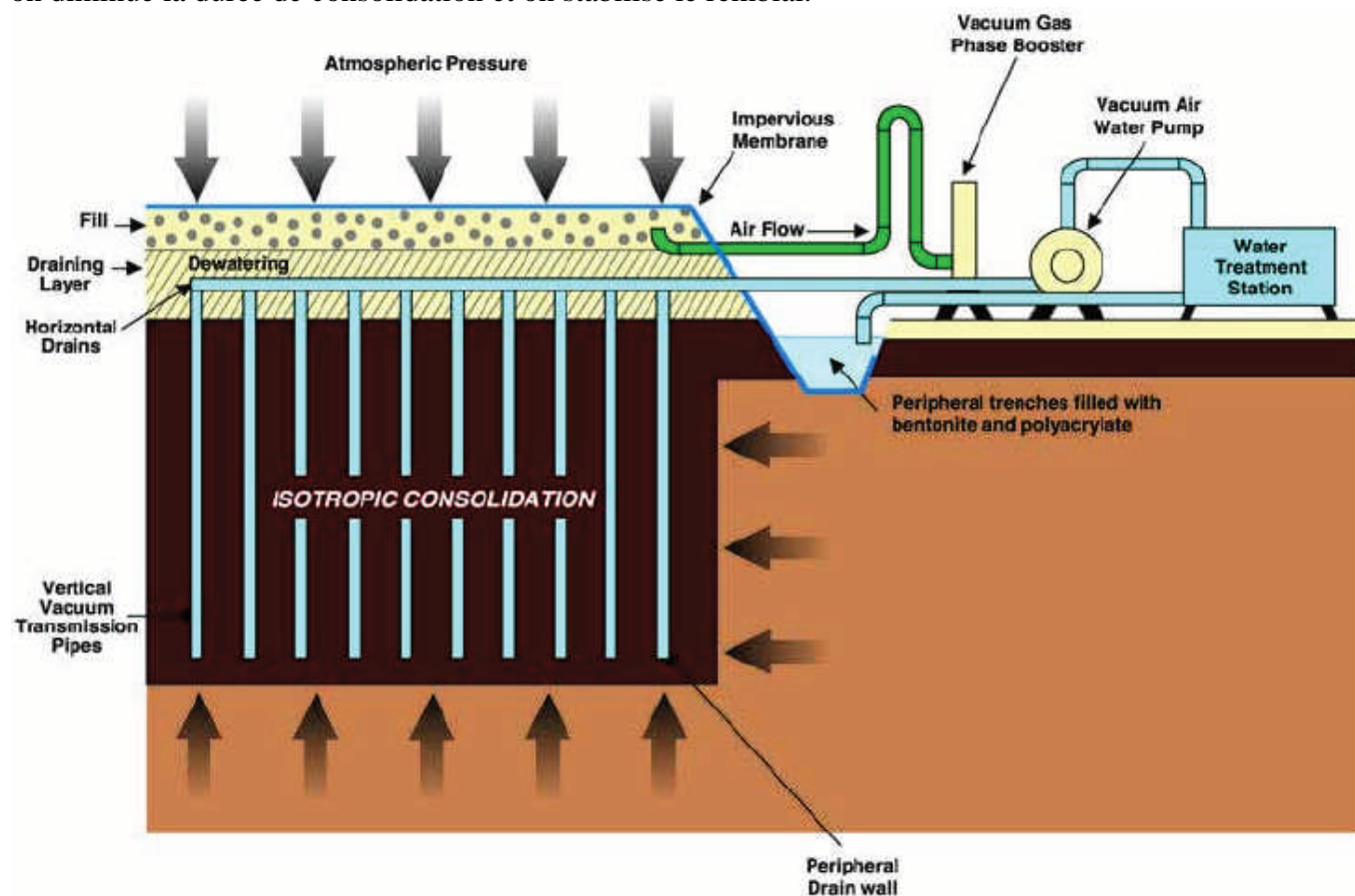


Après le pré-chargement, la cohésion non drainée du sol s'est améliorée. Un essai triaxial UU réalisé sur un prélèvement de sol après pré-chargement donnera une valeur C_{u2} de la cohésion plus élevée. L'essai consolidé non draine CU permet de mesurer cette augmentation de résistance du sol sous l'effet de la consolidation.

II – Consolidation atmosphérique (Vacuum)

Après la mise en place d'un réseau de drains, on fait le vide dans le sol (figure ci-dessous). Cette technique est utilisée pour les terrains fortement compressibles. La Durée de consolidation est très courte.

Cette technique peut être associée à la précédente en réalisant le vide dans le remblai de chargement, ainsi on diminue la durée de consolidation et on stabilise le remblai.



III – Consolidation dynamique

Le compactage dynamique vise l'amélioration des propriétés géotechniques de sols lâches sur de grandes profondeurs par l'application d'impacts de très forte intensité.

Le procédé consiste à faire chuter de façon méthodique et répétée de lourds pilons d'acier sur la surface des sols à traiter. Les impacts qui en résultent créent de puissantes ondes de choc qui se propagent en profondeur provoquant le resserrement des sols traités et l'amélioration de leurs caractéristiques géotechniques. À l'aide de puissantes grues sur chenilles adaptées, les pilons sont levés pour ensuite retomber en chute quasi-libre. La masse de ces pilons varie généralement entre 10 et 18 tonnes métriques, mais avec un système de levage spécial elle peut être portée à 30 tonnes ou davantage pour augmenter la profondeur du traitement. La hauteur de chute varie habituellement entre 10 et 25 mètres au dessus de la surface de travail.



Pilon

Impact sur la surface du sol

L'énergie d'un impact appliquée au sol se mesure en tonnes-mètres (t-m) et la magnitude de cette énergie par chute constitue un facteur déterminant dans la mesure et la profondeur de l'amélioration obtenue. Les autres facteurs qui affectent de façon significative la profondeur maximum et le degré d'amélioration sont la conception du programme d'application d'énergie, la séquence, le bon nombre d'impacts par empreinte, et le monitoring attentif de la réponse du sol tout au long des travaux. L'augmentation et le rythme de dissipation des pressions interstitielles, le tassement provoqué suite à l'application de chaque phase d'énergie et le gonflement sont autant d'éléments additionnels qui doivent être constamment suivis et pris en compte tout au long du traitement.

Le compactage dynamique est d'exécution extrêmement rapide et, dans le cas de sols granulaires dont l'épaisseur est de l'ordre de 12 mètres ou moins, il est sans conteste le plus économique des procédés d'amélioration de sol existants.

Sols pouvant être traités : Le compactage dynamique permet de traiter un plus large éventail de dépôts naturels ou de remblais. Seuls les sols présentant des caractéristiques de consolidation à long terme sous l'application de charges, tels que les argiles et sols organiques, ne répondront pas favorablement au traitement. Des remblais d'argile ont toutefois été traités pour en réduire les vides importants. Par ailleurs, certains dépôts ne pourront être améliorés que par compactage dynamique comme par exemple les sols d'origine morainiques, les débris de construction et les remblais d'enrochements renfermant de gros éléments.

Le compactage dynamique s'est révélé particulièrement efficace pour développer des sites jadis considérés comme impropres à la construction en raison des difficultés techniques ou des coûts élevés que représentaient les méthodes de fondation conventionnelles. C'est le cas notamment des sites où des remblais hétérogènes ont été déversés à tout hasard et que l'on retrouve en fortes concentrations à la périphérie de grands centres urbains, dans les carrières abandonnées, dans les zones portuaires ou pour des édifices résidentiels de prestige construits sur des terrains gagnés sur les rivières ou la mer.

Améliorations obtenus : D'une façon générale, les caractéristiques géotechniques des sols granulaires traités par compactage dynamique augmenteront par un facteur variant de 2 à 4 et la profondeur d'amélioration se situera entre 10 et 16 mètres. Dans des sols fins, des silts aux sables silteux, une partie

non négligeable de cette amélioration ne surviendra que deux ou trois mois après la fin du traitement. Ce phénomène de vieillissement doit être anticipé lors des essais plutôt que de retarder la construction, une solution rarement acceptable.

La portance admissible après traitement sera de l'ordre de 100 à 200 kPa dans le cas de sols ou de remblais silteux, et de 200 à 400 kPa, parfois plus, dans les sols ou remblais granulaires ayant une bonne perméabilité. Des capacités portantes de 800 kPa et des exigences sévères de tassement total et différentiel ont été obtenus dans des sols granulaires. À de hautes capacités portantes, le mouvement élastique, pouvant atteindre plusieurs centimètres, et doit être pris en compte tel qu'en vue de la construction de silos, pour lesquels les cycles de chargement - déchargement provoqueront d'énormes changements de contraintes au sol.

Ces chiffres ne représentent qu'un ordre de grandeur. Les résultats du traitement, qu'il s'agisse de la portance obtenue ou de la profondeur d'amélioration, dépendent d'un grand nombre de facteurs, les uns intrinsèques aux sols mêmes, tels leur nature, leur composition et leur perméabilité, les autres extrinsèques, dont les variables du programme de compactage. L'analyse de ces facteurs et le choix des moyens à mettre en œuvre pour optimiser les résultats du traitement, il faut bien le rappeler, ne relèvent pas de la science, mais plutôt de l'art donc de l'expérience et de la compétence du spécialiste.

Domaine d'application : L'utilisation la plus fréquente du compactage dynamique, et celle susceptible de générer les plus importantes économies de temps et de coûts, concerne l'amélioration des sols pour la construction d'un dallage sur sol et de fondations superficielles pour bâtiments ou ouvrages de génie. Le compactage dynamique remplace souvent l'excavation et le remplacement des sols en place ainsi que les fondations profondes avec des inclusions rigides.

Le compactage dynamique est également utilisé pour :

- support fiable pour fondations superficielles de tous types de structures par l'amélioration des caractéristiques de portance et la satisfaction des critères de tassement total et différentiel sévères ;
- assurer la bonne tenue du revêtement dans les aires de stockage ou de manutention de matériaux hautement chargés, telles celles des entrepôts, pistes d'aéroport, terminaux de conteneurs, etc. ;
- réduire le potentiel de liquéfaction des sols dans les zones à haute sensibilité sismique ;
- stabiliser pentes, barrages, digues, etc. ;
- réduire les vides dans les dépotoirs ;
- défoncer cavernes et mines abandonnées ;
- densifier des sols marins et remblais placés sous l'eau, etc.

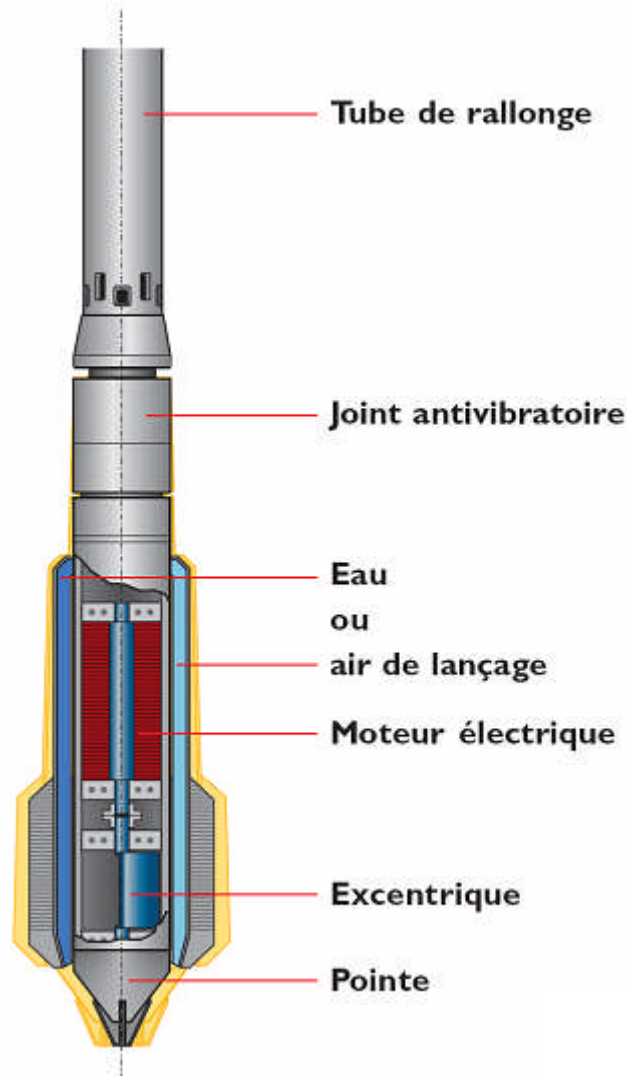
IV – Vibro - compaction

La vibro-compaction vise à densifier des sols lâches, tant sur terre ferme que sous l'eau, par l'application de vibrations à haute fréquence.

La méthode permet de densifier des sables et graviers dont la teneur en particules fines ne dépasse pas 12 à 15 %, au moyen de vibrations à haute fréquence. L'appareil, générant ces vibrations, consiste en une sonde de forme tubulaire qui renferme un puissant vibreur dans sa pointe inférieure. Ce vibreur est conçu pour transmettre aux sols, dans lesquels il est enfoncé, des vibrations dans le plan horizontal de façon à optimiser radialement l'efficacité du procédé. La sonde est manœuvrée à l'aide d'une grue et enfoncée par lançage d'eau et/ou injection d'air comprimé.

Une fois la sonde parvenue à la profondeur désirée, le vibreur est actionné et la sonde retirée progressivement vers la surface. Le resserrement du terrain en profondeur se traduit, à la surface, par un affaissement de forme conique qui doit être compensé par l'ajout de sable qu'on déverse au fur et à mesure du retrait de la sonde.

Dans les années 50, une technique permettant la construction de colonnes de pierre à l'aide des sondes vibrantes classiques fut développée en Allemagne. Ce développement augmenta considérablement l'éventail des sols pouvant être améliorés. D'une part, l'ajout de pierre permettait de transmettre plus efficacement les vibrations aux sols hôtes, rendant ainsi possible la densification de sables et graviers contenant jusqu'à 30 % de silt. D'autre part, dans les sols ne pouvant être que marginalement améliorés, tels les sols argileux, la construction de ces colonnes résulte en la formation d'un sol composite possédant de meilleures caractéristiques géotechniques.



Sonde vibrante

V – Substitution

Lorsque la profondeur de terrain à traiter est faible, inférieure à 3 ou 4 mètres, on peut envisager de réaliser la substitution par du matériel couramment utilisé.

La méthode consiste à terrasser par phases à la pelle mécanique jusqu'à la profondeur voulue et à mettre en place par gravité du matériau de substitution (ballast, gros béton, ...).

VI – Traitement chaux/ciment

La réalisation des travaux de traitement d'un sol en place suit en générale les opérations élémentaires suivantes :

- la préparation du sol à traiter (homogénéisation) ;
- l'épandage du liant de traitement ;

- le malaxage du liant avec le sol ;
- l'ajustement de l'état hydrique (soit humidifier le sol par arrosage, soit l'assécher par aération) ;
- Le réglage du mélange ;
- Le compactage ;

L'application de la protection superficielle du sol traité (cas d'une couche de forme).

VII – Inclusions souples

Les inclusions souples, au sens le plus large du terme, ont été élaborées afin de permettre l'amélioration des sols de mauvaises qualités géotechniques. Le fait d'incorporer et de compacter un matériau ayant des caractéristiques géotechniques supérieures au sol en place entraîne un renforcement de ce dernier. Les différentes méthodes d'amélioration répondent à des contraintes techniques liées aux caractéristiques géotechniques des sols en place.

Les objectifs généraux qui sont attendus d'une amélioration de sols par inclusions souples sont :

- L'augmentation de la capacité portante du sol ;
- L'augmentation de sa résistance au cisaillement ;
- la diminution des tassements ;
- l'obtention d'un drainage radial efficace assurant la consolidation.

Par ailleurs, dans les zones potentiellement soumises aux séismes, une atténuation du potentiel de liquéfaction des sables lâches saturés est induite par la mise en place d'un réseau de colonnes. En effet, compte tenu du pouvoir drainant du matériau constituant les colonnes, les surpressions interstitielles créées lors d'un séisme peuvent être dissipées avec plus ou moins d'efficacité selon le maillage des colonnes.

L'amélioration de sol par inclusions souples doit prendre en compte de nombreux paramètres intervenant dans le dimensionnement, la mise en œuvre, le comportement mécanique ... à la fois des inclusions mais aussi de la structure. En effet, on ne peut concevoir une amélioration de sol sans se préoccuper du mode de chargement qui sera réellement mis en place.

Contrairement aux pieux qui sont reliés aux semelles par le biais de ferrailages, les inclusions souples ne le sont pas. Dans le cas des dallages un matelas dit drainant et de répartition des charges est mis en place entre le complexe sol-colonne et la superstructure, ce qui n'est pas le cas pour les semelles.

De même, ces inclusions souples ne sont pas des éléments indépendants du sol à améliorer. L'interaction sol-colonne est un des aspects les plus délicats à traiter et ne saurait se résumer à un simple calcul de pieux ou d'inclusion rigide. Leur mode de fonctionnement, de comportement, s'établit en étroite collaboration avec le sol environnant qui ne peut être occulté, même si les caractéristiques géotechniques du sol sont médiocres, voire mauvaises.

Il existe plusieurs techniques pour la réalisation d'inclusions souples que ce soit par la chute libre d'énormes masses (plots ballastés pilonnés), par fonçage ou battage d'un tube obturé provisoirement ou ouvert à sa base (colonnes pilonnées), ou par la descente d'un vibreur en utilisant un fluide (air ou eau) de lançage (colonnes vibrées). Ces techniques permettent, soit d'excaver une partie du sol en place, soit de le refouler latéralement afin d'améliorer globalement ou ponctuellement ses caractéristiques géotechniques. Ces principales techniques de mise en œuvre, classées dans les catégories ci-après, sont fonction des conditions géotechniques autorisant leur utilisation ainsi que des améliorations souhaitées :

- plot ballasté pilonné ;
- colonne ballastée pilonnée ;
- vibro-flottation ;
- colonne ballastée vibrée.

Les tableaux ci-dessous donnent le champ et les limites d'application des colonnes ballastées ainsi que les caractéristiques des ballasts.

Sols	Faisabilité	Etreinte latérale				Remarques
		P ₁ (kPa)	q _c (MPa)	N _{SPT} (coups)	C _u (kPa)	
Argiles	Oui	150-400	0.6-1.2	4-6	25-50	
Limon	Oui	150-400	0.6-1.2	4-6	25-50	
Sable fin lâche	Oui	150-400	0.6-1.2	4-6		
Tourbe	Non					Matériau évolutif
Autres sols organiques	Non					Matériau évolutif
Remblai inerte	Oui	200-500	0.6-1.2			
Décharge	Non					Matériau évolutif

Champ d'application des colonnes ballastées : nature et résistance des sols (étreinte latérale)

Type d'ouvrage	Hauteur/épaisseur (m)	Contrainte appliquée (kPa)	Descente de charge	Tassements absolus (cm)	Tassements différentiels (cm)
Remblais	2-12	40-250		2-20	2-5
Dallages	0.12-0.20	10-50		<2	<1
Radiers	0.30-0.60	50-80		3-5	1
Semelles isolées			150-1500 kN	1-2	0.5
Semelles filantes			100-300 kN/m	1-2	0.5

Limites d'application des colonnes ballastées : Charges appliquées et tolérances imposées.

Caractéristiques	Ordres de grandeur	Remarques
Dimensions du ballast (mm)	40/60 12/40	Voie humide Voie sèche
Indice de concassage (%)	>80	
LA	<25-35	Essai Los Angeles Norme NF EN 1097-2
MDE	<20-30	Essai Micro-Deval Norme NF EN 1097-1
(LA + MDE)	<40-60	
Pourcentage des fines	<5%	

Caractéristiques du ballast pour colonne ballastées.

Le DTU 13.2 stipule qu' « un groupe de colonnes ballastées est toujours coiffé par une couche de répartition ...Il s'agit d'une couche épaisse de matériau graveleux et c'est souvent la plate-forme de travail elle-même qui joue le rôle de couche de répartition ».

Les recommandations pour le contrôle de la conception et de l'exécution des colonnes ballastées du COPREC (2001) prévoient comme matériau d'apport du matelas de répartition une grave naturelle de classe D, B, C ou R suivant la classification GTR 92 ou traitée au liant hydraulique. Il stipule aussi que l'épaisseur du matelas doit être d'au moins 0.5m sous les charges réparties avec des entraxes entre colonnes d'au plus 3m et que le matelas n'est pas nécessaire sous les éléments de fondation rigide (semelles isolées, semelles filantes).

VII – 1 Dimensionnement d'une colonne ballastée isolée selon la capacité portante

a. Rupture par expansion latérale

La relation la plus usitée pour le calcul de la contrainte de rupture par expansion latérale (q_{re}) d'une colonne ballastée isolée est :

$$q_{re} = \sigma'_{hmax} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'_c}{2} \right) = \sigma'_{hmax} \cdot K_{pc}$$

ϕ'_c est l'angle de frottement du ballast et σ'_{hmax} contrainte effective horizontale maximale du sol

b. Rupture par cisaillement généralisé

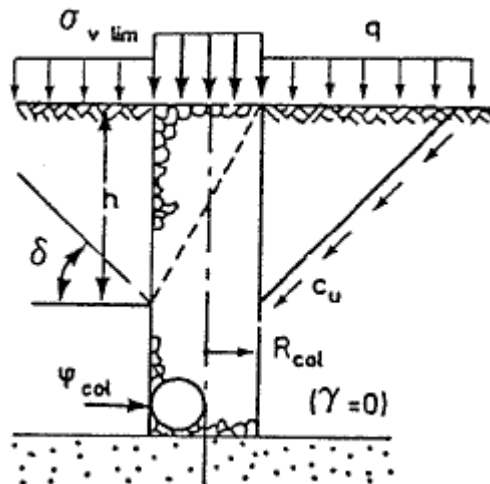
La profondeur de rupture h ainsi que la contrainte verticale limite en tête de colonne sont définies par les relations suivantes :

$$h = 2R_{col} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'_c}{2} \right)$$

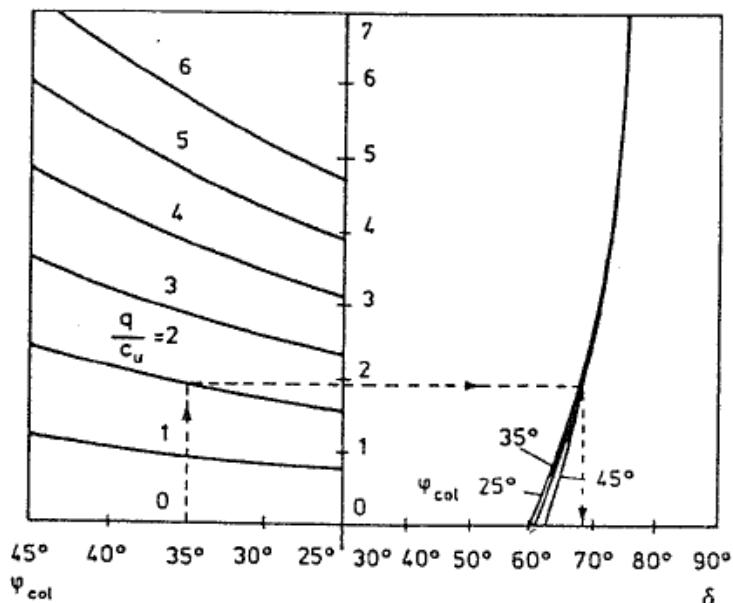
$$\sigma'_{vlim} = \left[q + \frac{2C_u}{\sin(2\delta)} \right] \cdot [1 + \sin(2\delta)] \cdot \left[1 + \frac{\sqrt{K_{pc}}}{\tan \delta} \right] \cdot K_{pc}$$

q : surcharge appliquée à la surface du sol

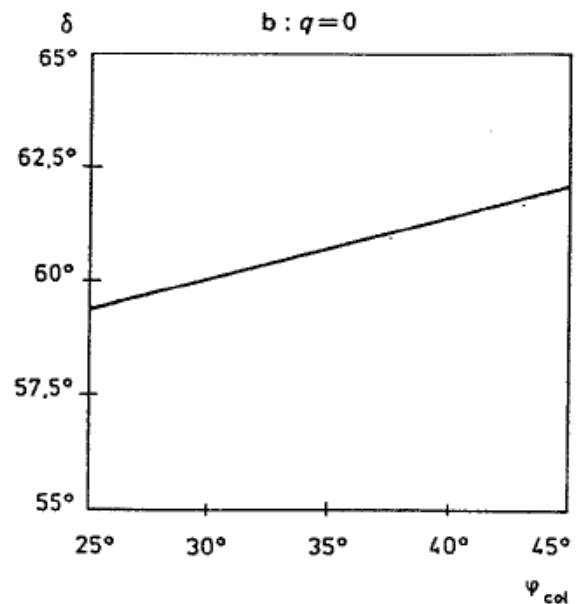
δ : angle que fait la génératrice du cône avec l'horizontale



a : $q \neq 0$



b : $q = 0$



Détermination de δ

c. Rupture par poinçonnement d'une colonne flottante

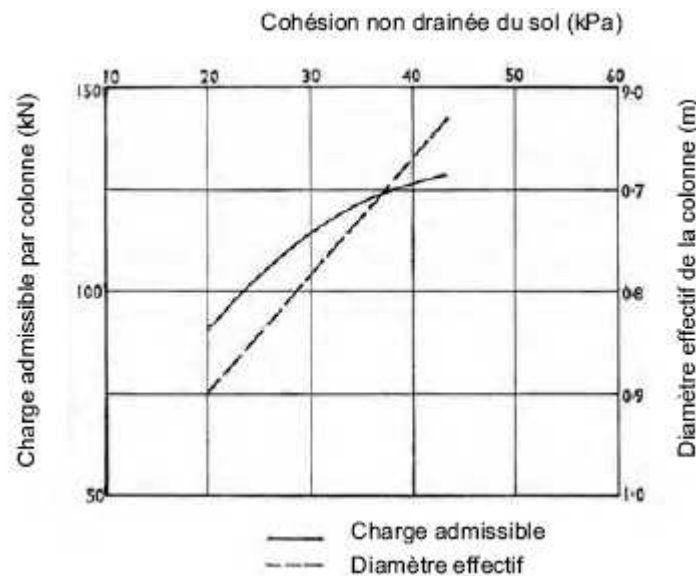
La colonne est supposée travailler comme un pieu rigide avec développement d'un effort de pointe et un frottement latéral positif. On a déterminé, de manière empirique, une longueur minimale L_{\min} pour que le poinçonnement soit évité et une longueur maximale L_{\max} au-delà de laquelle le traitement est inutile :

$$L_{\min} = \frac{9C_u - \sigma'_{v\lim}}{\gamma_c - 2C_u} \cdot R_{col}$$

$$L_{\max} = \frac{\sigma'_{v\lim}}{2C_u - \gamma_c} \cdot R_{col}$$

d. Détermination graphique de la capacité portante d'une colonne isolée

Thornburn (1975) a établi un abaque (figure ci-dessous) permettant de déterminer la capacité portante d'une colonne isolée en fonction de la cohésion non drainée du sol. L'abaque est aussi utilisable pour des groupes de colonnes.



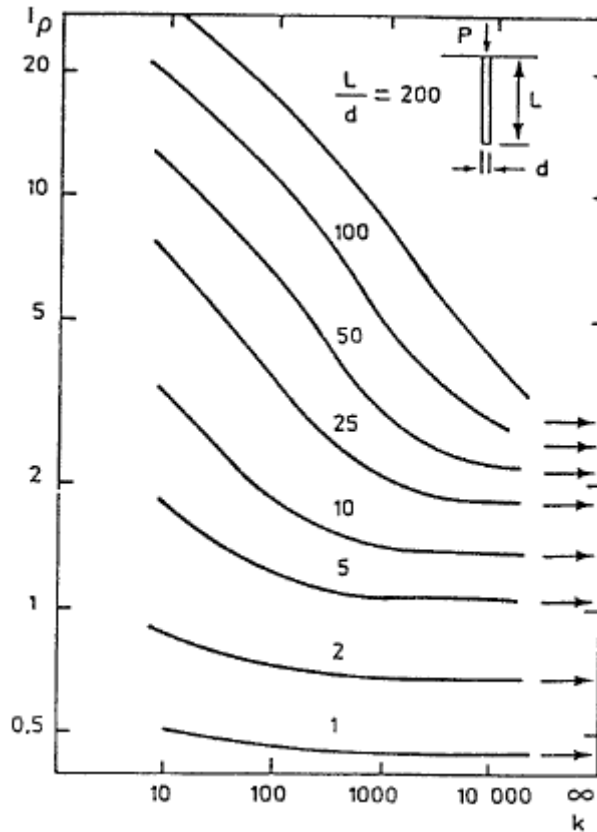
Prévision de la charge admissible en tête de colonne et du diamètre efficace d'une colonne ballastée en fonction de la résistance au cisaillement non drainé du sol (d'après Thornburn, 1975).

e. Etude du tassement d'une colonne ballastée

Mattes et Poulos (1969) considèrent une inclusion compressible flottante sur laquelle est appliquée une charge verticale centrée. Celle-ci induit des tassements immédiats pseudo-élastiques qui constituent la majeure partie du tassement total de l'inclusion compressible. Leurs travaux analytiques permettent de calculer le tassement en tête de l'inclusion S selon la relation suivante :

$$S = \frac{P}{E_s \cdot L} \cdot I_p$$

P est la charge en tête de la colonne, E_s module d'élasticité du sol, L la longueur de la colonne et I_p facteur d'influence du déplacement dépend (figure ci-dessous) de la rigidité relative K entre l'inclusion et le sol, $K = (E_{\text{inclusion}}/E_{\text{sol}})$.



Détermination de I_p

f. Conclusion

Le comportement et donc le dimensionnement d'une colonne ballastée isolée dépend de sa longueur, de son ancrage ou non ainsi que du mode d'application de la charge. Bien que les méthodes de construction des colonnes ne soient pas celles employées *in situ*, des essais sur modèles réduits ont permis de démontrer que le comportement d'une colonne ballastée au sein d'un groupe réduit de colonnes, chargée par une semelle rigide, dépend de :

- la position de la colonne sous la semelle (au centre ou en périphérie) ;
- la taille de la semelle ;
- la géométrie de la semelle ;
- la longueur des colonnes ;
- du taux de substitution du sol.

Ainsi, le dimensionnement de colonnes ballastées en groupe réduit doit prendre en compte l'ensemble de ces éléments.

VII – 2 Dimensionnement d'un réseau de colonnes ballastées

Le dimensionnement d'un réseau de colonnes ballastées s'effectue selon l'amélioration souhaitée. Les hypothèses les plus communément admises pour le dimensionnement d'un réseau infini de colonnes ballastées sont :

- utilisation du principe de la cellule unité ;
- report des charges sur la colonne au fur et à mesure de la consolidation du sol et du chargement ;
- égalité des tassements en surface du sol et de la colonne ;

La prise en compte de l'amélioration du sol lors de sa consolidation est traduite, dans les calculs, par une augmentation de sa rigidité, c'est à dire de son module d'élasticité.

a. Réduction des tassements

Priebe (1976) déduit une amélioration globale du sol définie par le facteur de réduction des tassements (β), aussi appelé facteur d'amélioration n_0 , qui caractérise l'efficacité du traitement :

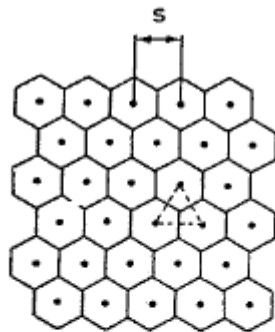
$$\beta = n_0 = 1 + a \left[\frac{0.5 + f(v_s, a)}{K_{ac} f(v_s, a)} - 1 \right]$$

Avec : $a = A_I = A_{col} / A$; a est appelé taux d'incorporation ou coefficient de substitution ;
 $A_{col} = \pi D_c^2 / 4 =$ aire de la colonne ;
 $A = \pi d_e^2 / 4 =$ aire totale ;
 $d_e =$ diamètre du cylindre d'influence de la colonne (principe de la cellule unitaire) (figure ci-dessous)

v_s : coefficient de poisson du sol

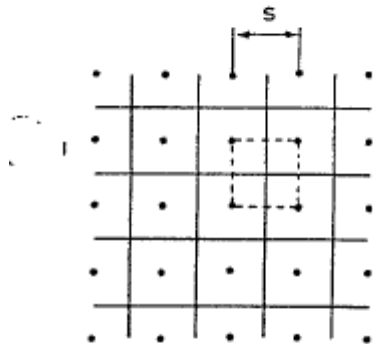
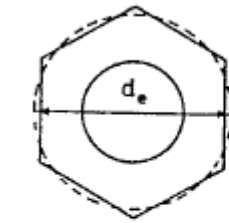
K_{ac} : coefficient de poussée du ballast $K_{ac} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'_c}{2} \right)$

$$f(v_s, a) = \frac{(1 - v_s)(1 - a)}{(1 - 2v_s) + a}$$



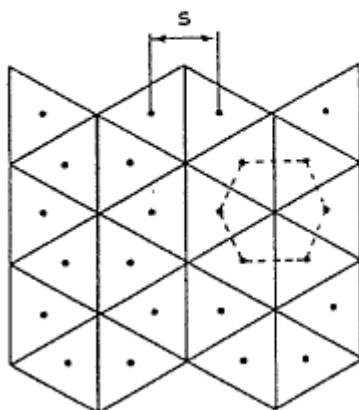
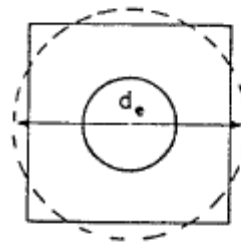
a) Maille triangulaire

$$d_e = \left(\frac{12}{\pi^2} \right)^{1/4} s = 1.05 s$$



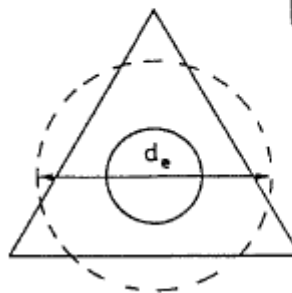
b) Maille carrée

$$d_e = \left(\frac{16}{\pi^2} \right)^{1/4} s = 1.13 s$$



c) Maille hexagonale

$$d_e = \left(\frac{27}{\pi^2} \right)^{1/4} s = 1.29 s$$



b. Amélioration de la stabilité globale et augmentation de la résistance au cisaillement d'un sol sous remblai

Une méthode d'homogénéisation a été adoptée afin de calculer l'amélioration de la stabilité globale d'un remblai. Les caractéristiques du milieu homogène équivalent sont définies par les relations suivantes :

$$\gamma_e \text{ poids volumique équivalent} = A_r \gamma_c + (1 - A_r) \gamma_s$$

$$C_e \text{ cohésion équivalente} = m C_c + (1-m)C_s$$

$$\phi_e \text{ angle de frottement équivalent} = [m \tan(\phi_c) + (1-m) \tan(\phi_s)]^{-1}$$

Les indices c et s font respectivement référence à la colonne et au sol. Les valeurs du facteur d'homogénéisation courant noté m sont classées dans le tableau I 14. Les paramètres σ_c^* et σ_r^* sont, respectivement, la contrainte verticale appliquée à la base du remblai sur la colonne et la contrainte verticale moyenne apportée par le remblai. Par ailleurs, q_{appl} est la contrainte verticale moyenne correspondant à la charge appliquée et $q_{c \text{ cons}}$ la contrainte verticale en tête de colonne à la fin de la consolidation.

Auteurs	m_{\min} (court terme)	m_{\max} (long terme)
Dhouib <i>et al.</i> (1998)	$A_r = A_c/A$	$A_r \cdot (\sigma_c^* / \sigma_r^*)$
Mitchell (1981)	-	$A_r \cdot (\sigma_c^* / \sigma_r^*)$
Priebe (1978)	$(A_c \cdot q_{\text{appl}}) / A \cdot q_{\text{appl}}$	$(A_c \cdot q_{c \text{ cons}}) / A \cdot q_{\text{appl}}$
Di Maggio (1978)	A_r	-

Valeurs du facteur d'homogénéisation courant m.

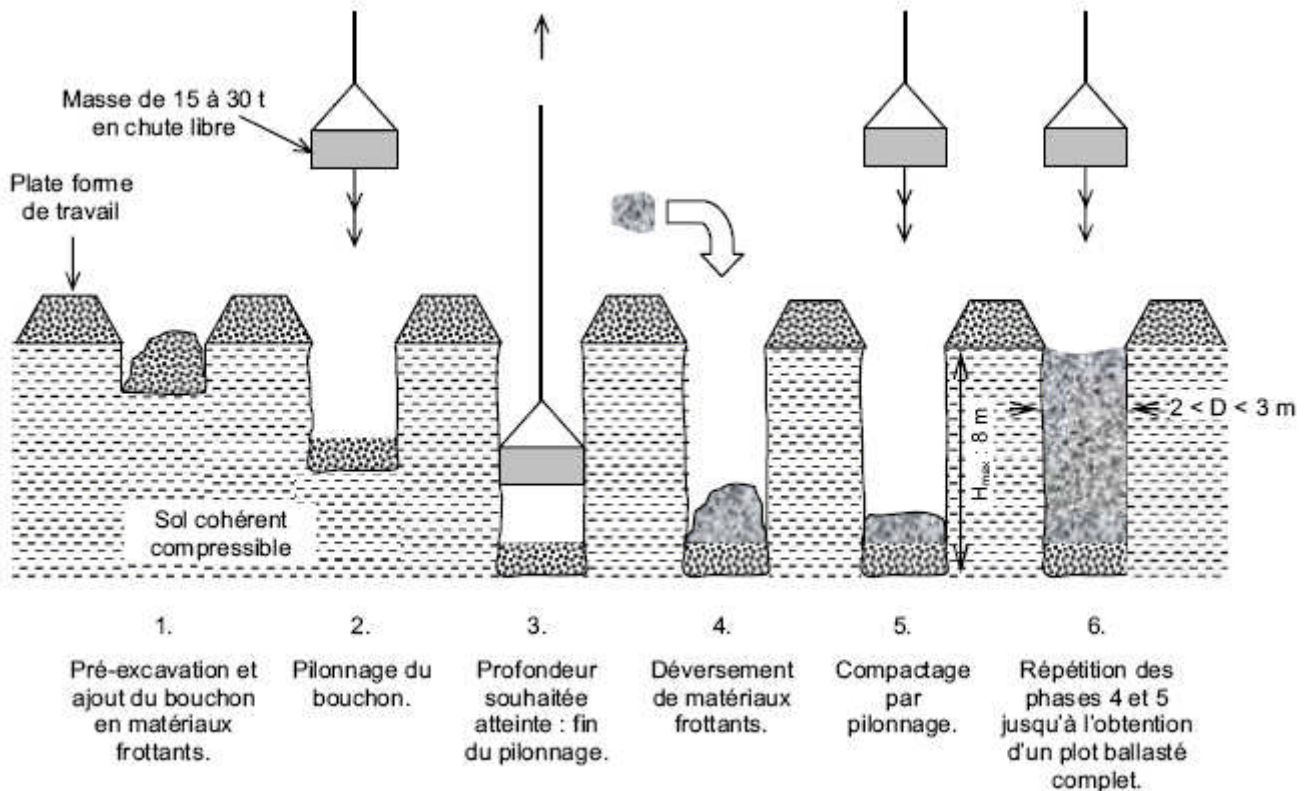


Schéma de principe de la réalisation d'un plot ballasté pilonné.

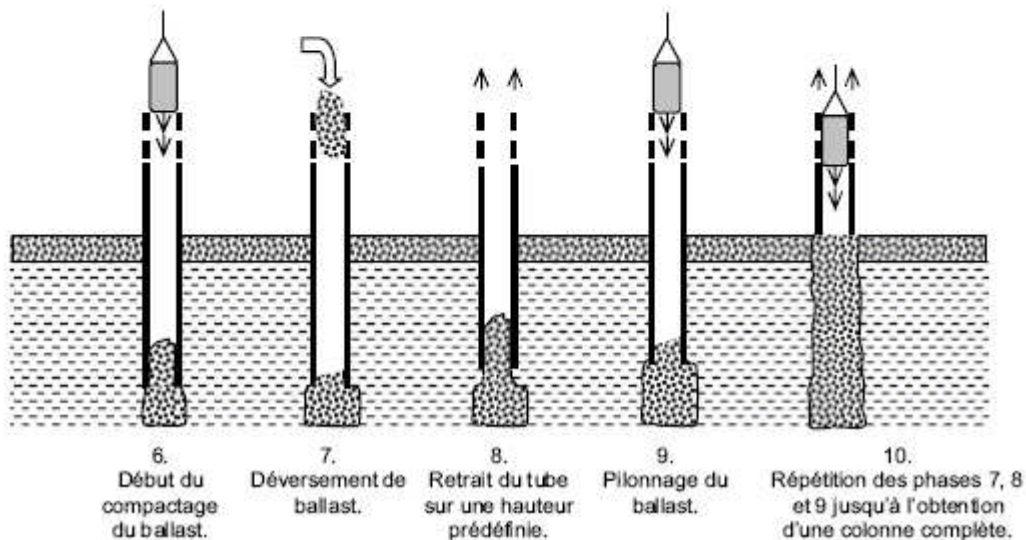
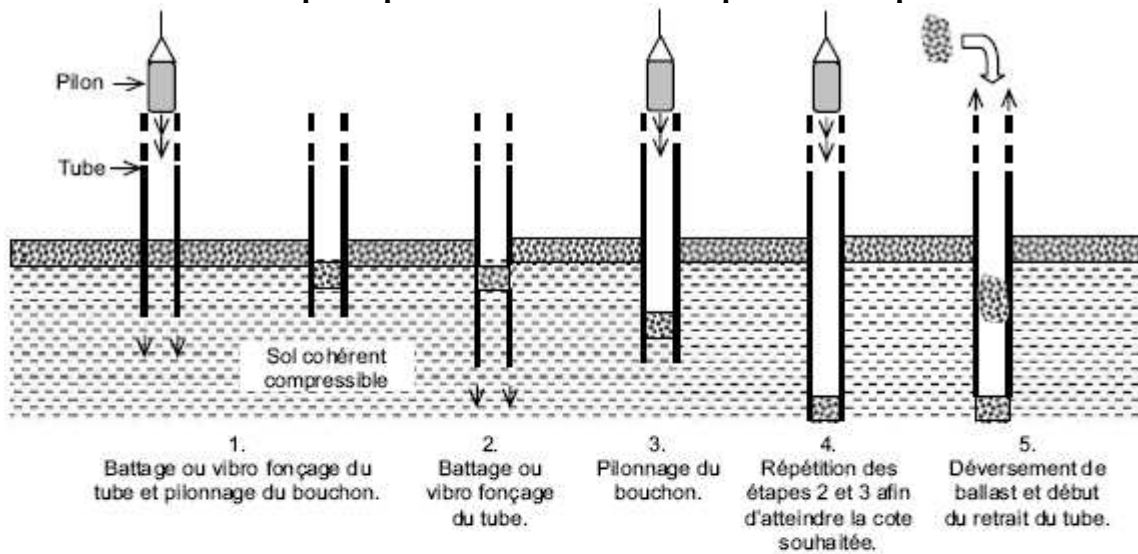
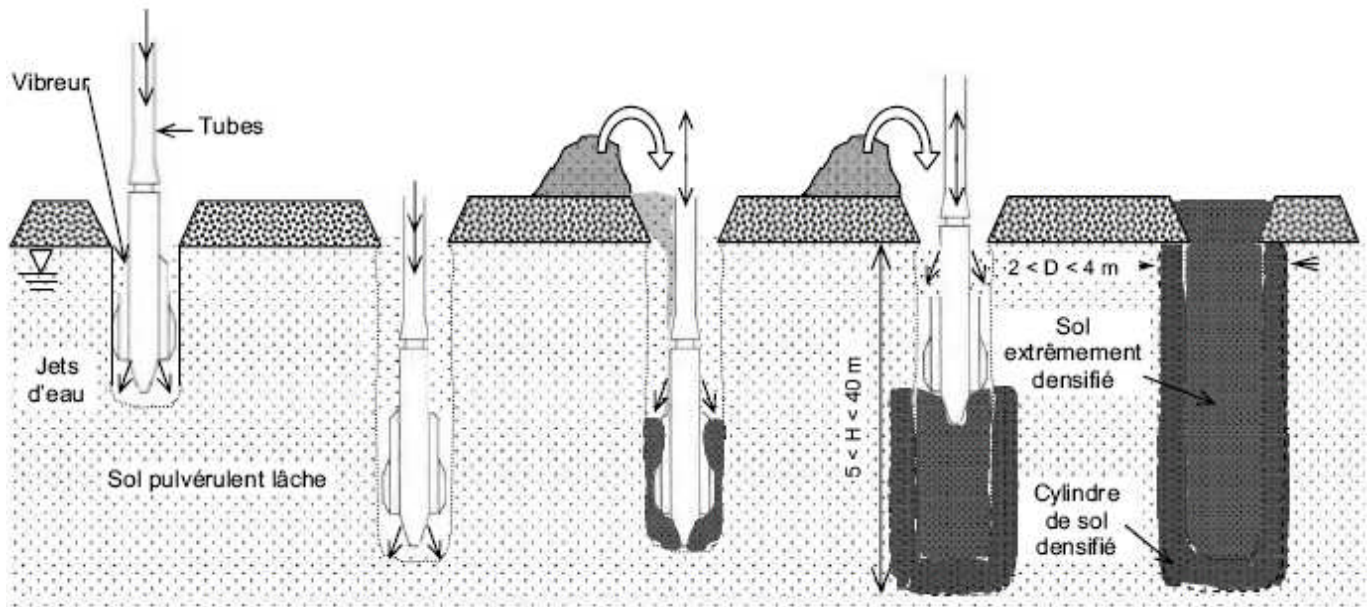
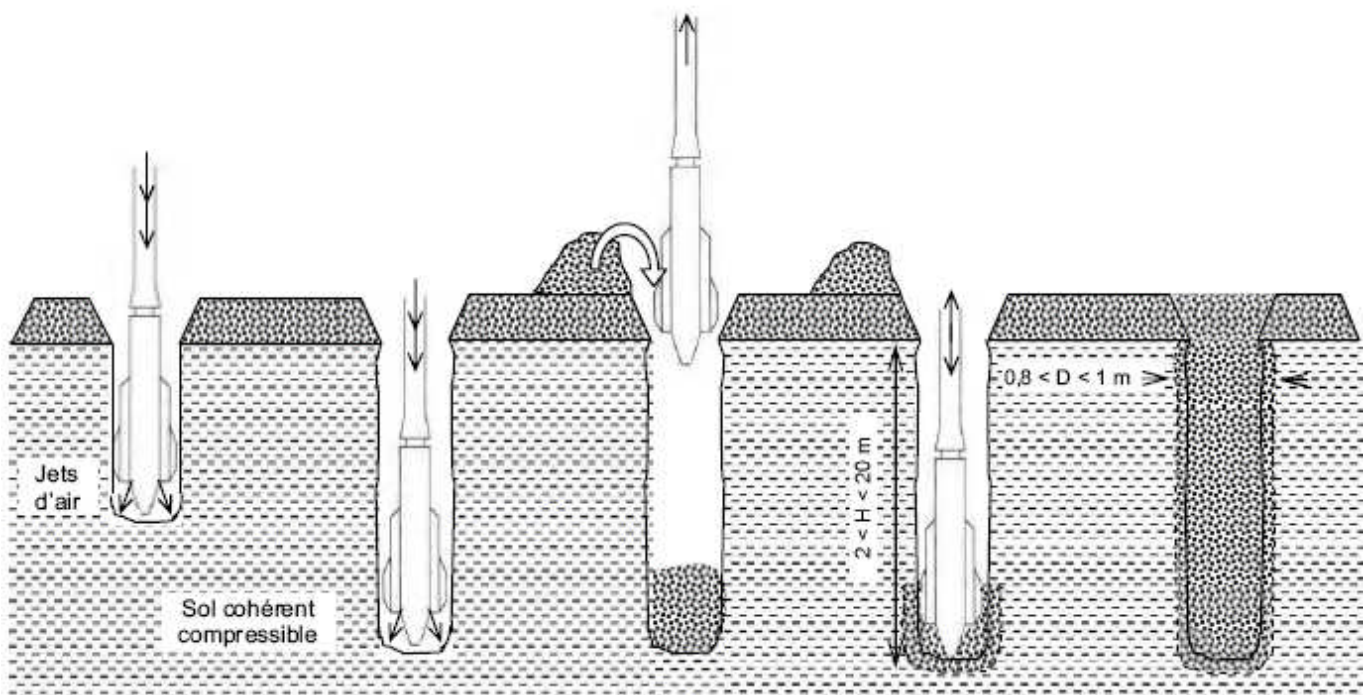


Schéma de principe de la réalisation d'une colonne pilonnée



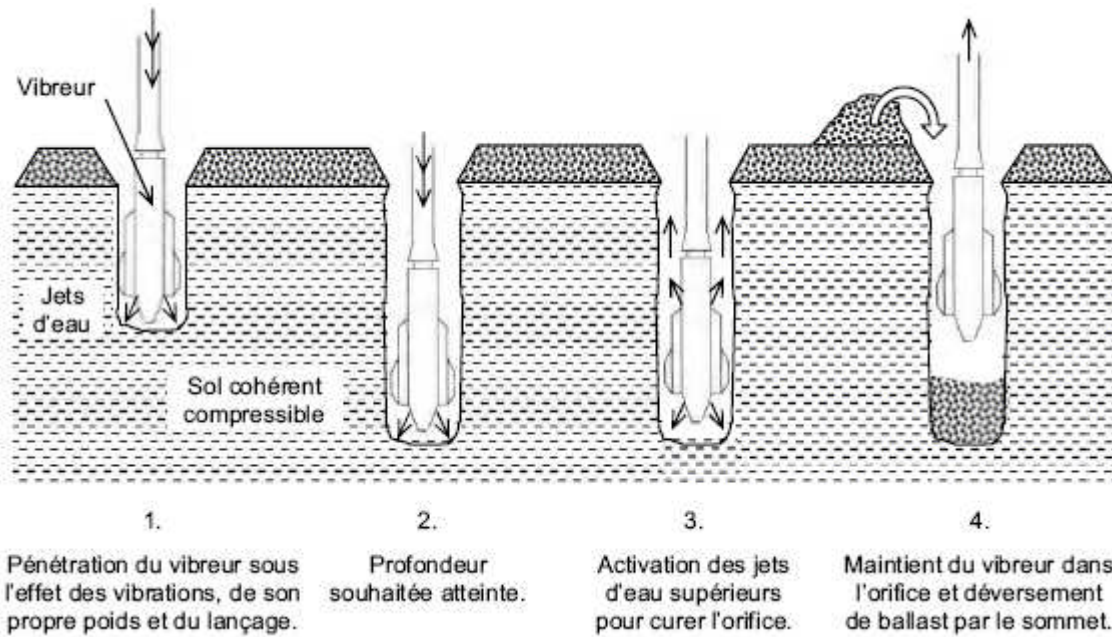
1. Pénétration du vibreur sous l'effet des vibrations, de son propre poids et du lançage.
2. Profondeur souhaitée atteinte.
3. Activation des jets d'eau supérieurs, incorporation de matériau, et mouvement ascendant et descendant du vibreur permettant le compactage.
4. Répétition de l'étape 3.
5. Densification achevée.

Schéma de principe de la vibro-flotation.

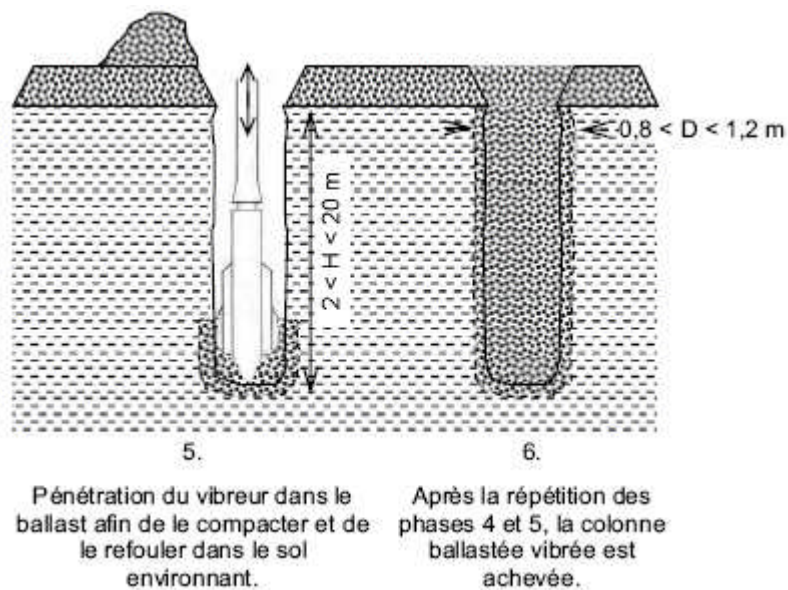


1. Pénétration du vibreur sous l'effet des vibrations, de son propre poids et du lançage.
2. Profondeur souhaitée atteinte.
3. Retrait du vibreur et déversement de ballast par le haut.
4. Pénétration du vibreur dans le ballast afin de le compacter et de le refouler dans le sol environnant.
5. Après la répétition des phases 3 et 4, la colonne ballastée vibrée est achevée.

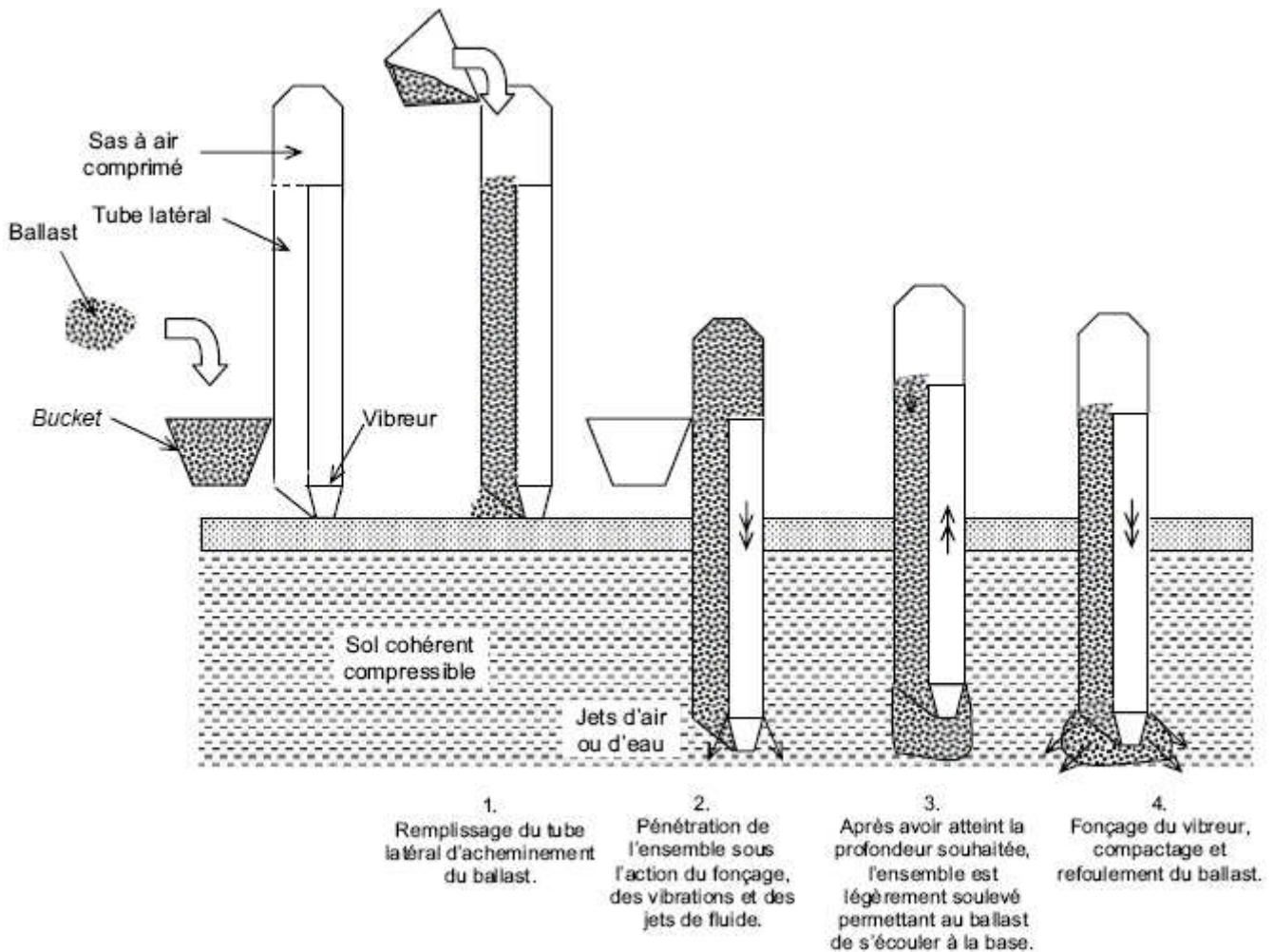
Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentation par le haut.



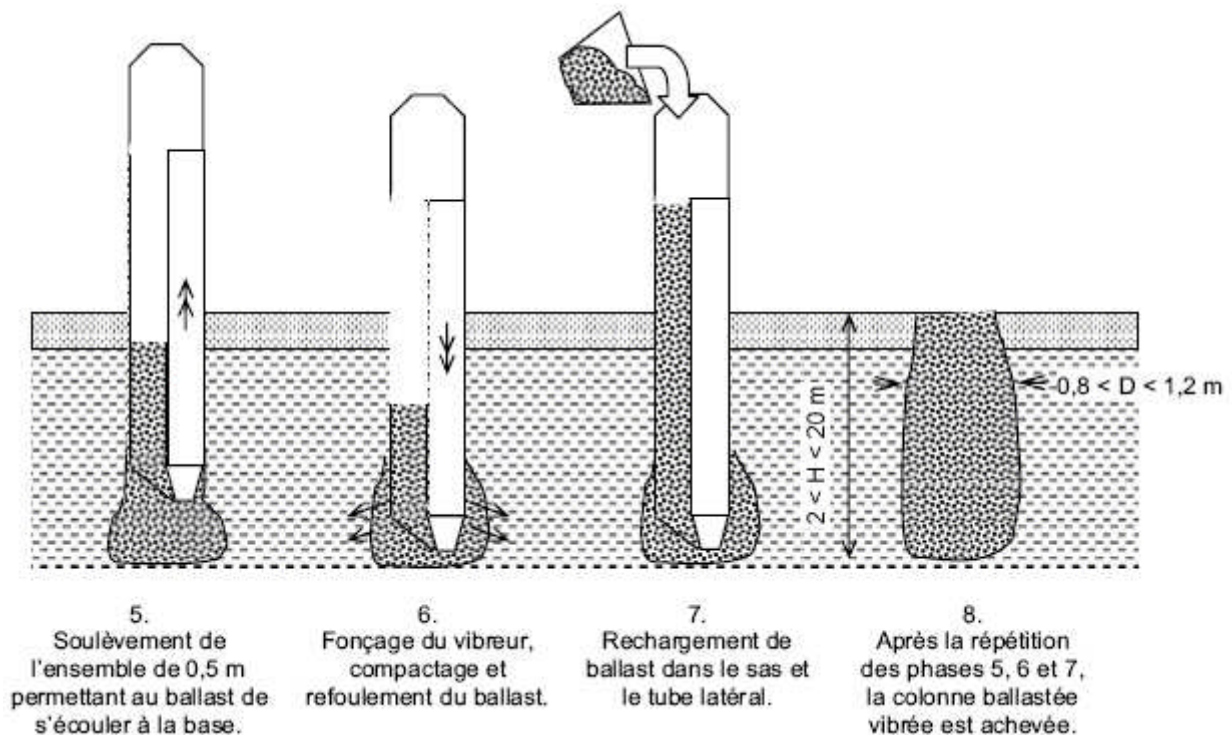
Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie humide et alimentation par le haut (début).



Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie humide et alimentation par le haut (fin).



Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentation par le bas, par vibreur à sas (début).



Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentation par le bas, par vibreur à sas (fin).

VIII – Inclusions semi-rigides

VIII – 1. Colonne à module contrôlé (CMC)

Les Colonnes à Module Contrôlé (CMC) sont des inclusions semi-rigides et cimentées dont le module de déformation à long terme se situe entre le module du béton de pieux et le module des colonnes ballastées. Selon les formulations, ce module varie de 500 à 10000 MPa.

La solution des CMC ne vise pas à réaliser des pieux devant supporter chacun directement la charge de l'ouvrage, mais à réduire la déformabilité globale du sol à l'aide d'éléments semi-rigides régulièrement répartis et en densité suffisante. Le dimensionnement des CMC se base sur la recherche d'une répartition des efforts entre les colonnes et le sol encaissant en fonction du tassement admissible pour le projet.

Les colonnes à module contrôlé sont réalisées par refoulement du sol et sans déblais à l'aide d'un outil creux permettant l'alimentation des colonnes par la pointe (Figure ci-dessous). Il s'agit en général d'une vis refoulante. Les engins employés sont spécialement conçus pour développer conjointement une poussée sur l'outil particulièrement élevée, ainsi qu'un fort couple, de façon à refouler les sols latéralement au cours de la pénétration de la vis. Celle-ci est vissée dans le sol jusqu'à la profondeur désirée puis lentement remontée sans déblais. Un mortier fluide est libéré au cours de la remontée dans la cavité de sol par l'âme de la vis spéciale, de façon à constituer une colonne de 40 à 50 cm de diamètre.

Les caractéristiques des CMC données par Ménard Soltraitement sont les suivantes :

- le procédé de réalisation est un matériau cimenté mis en place à la tarière creuse,
- le module de déformation de 100 à 200 fois celui du sol,
- la méthode de traversée du sol est faite à la vis refoulante, sans déblais,
- le terrain entre les colonnes est amélioré si les colonnes sont assez rapprochées,
- le diamètre des colonnes est égal au diamètre de l'outil de forage,
- la fabrication du matériau est fait en centrale.

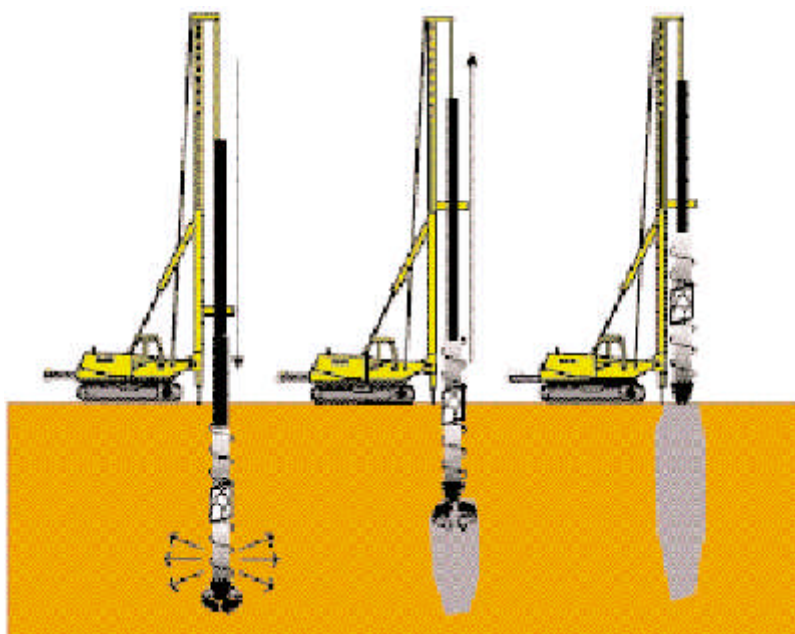


Schéma de principe du procédé des Colonnes à Module Contrôlé

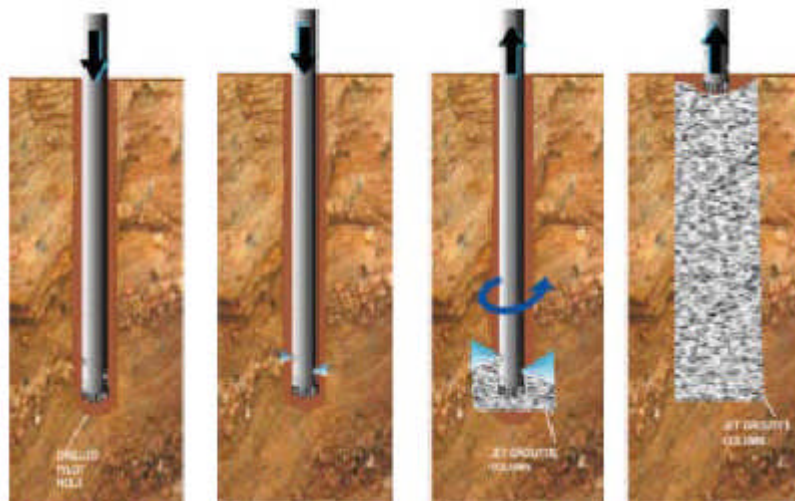
Les colonnes sont contrôlées par enregistrement des paramètres d'injection ainsi que la prise d'échantillons pour essais d'écrasement. Les paramètres enregistrés comprennent :

- les vitesses d'avancement et de rotation en descente,
- le couple de rotation en descente,
- la pression et le volume de mortier injecté.

VIII – 2. Jet Grouting

La réalisation d'une colonne de Jet Grouting passe par trois étapes (Figure ci-dessous) :

- réalisation d'un forage par une colonne de tiges dotée d'une tête de perforation classique (tricône par exemple) et d'un dispositif de lançage,
- ouverture de la colonne de lançage, la colonne est équipée soit d'une buse (monojet), soit de deux ou trois buses d'injection (double ou triple jets),
- injection en remontant : dans la technique monojet, un coulis de ciment à haute pression est injecté, le coulis assure à la fois la destructuration du terrain et la consolidation par introduction du ciment ; dans les techniques à double ou triple jets, le sol est d'abord destructuré par une injection d'air ou d'un mélange air et eau avant d'être injecté séparément par du coulis à l'aide d'une buse située plus bas sur la colonne de forage.



Différentes étapes de la réalisation d'une colonne de Jet Grouting

Le diamètre de la colonne obtenue dépend de la nature du terrain, de la puissance du jet et des vitesses de remontée et de rotation ; il varie généralement entre 0,6 et 1,0 m. La résistance à la compression simple dépend de la qualité du ciment utilisé, du rapport C/E du coulis et de la nature du sol.

Au cours de la réalisation, les contrôles portent sur le coulis (pression, débit, consommation, composition) et sur la foreuse (enregistrement des paramètres). Le contrôle *a posteriori* consiste généralement à effectuer des carottages avec essais de densité et de compression simple. Des carottages soniques entre sondages ainsi que des essais de chargement peuvent compléter ce contrôle.

VIII – 3. Col Mix

Le procédé COL MIX est développé par l'entreprise Solétanche-Bachy. Cette technique a pour objectif de réaliser des colonnes plus ou moins rigides en mélangeant, *in situ*, un liant avec le terrain en place.

Le malaxage se fait à l'aide de tarières creuses couplées et tournant en sens inverse. La réalisation d'une colonne de COL MIX passe par deux étapes : le forage et la remontée.

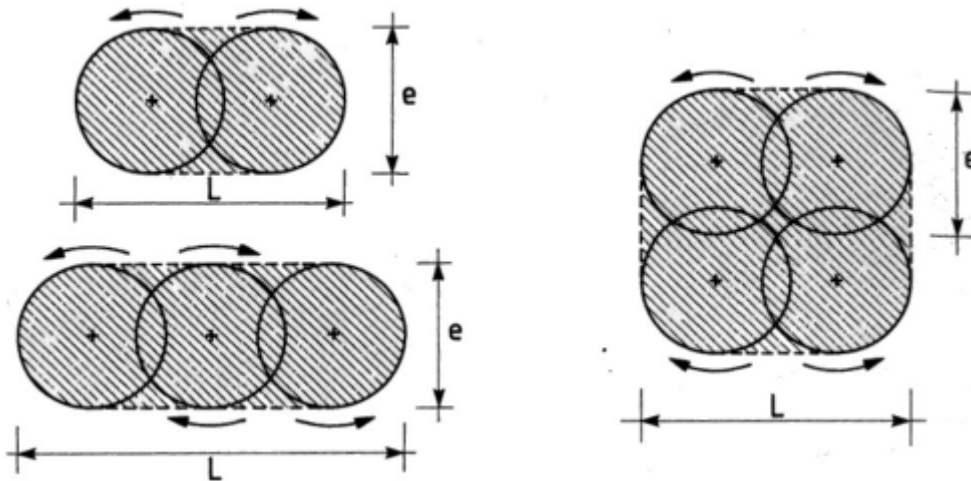
La phase de forage permet la destructuration du terrain et l'incorporation du liant par les tiges creuses. Cette opération est réalisée pendant la descente du train de tarières. La rotation provoque un mouvement ascendant qui favorise le malaxage et l'homogénéisation du mélange.

Au cours de la phase de remontée, le sens de rotation est inversé, provoquant la circulation descendante des matériaux, qui, avec l'application simultanée d'une poussée verticale à l'aide de la machine de forage, assure un compactage du mélange.

L'association de 2, 3 ou 4 tarières permet de réaliser des colonnes de forme oblongue ou carrée (Figure ci-dessous). Les valeurs de e varient entre 230 et 875 mm et celles de L entre 410 et 1250 mm. La résistance à la compression simple dépend du liant utilisé : il s'agit généralement d'un mélange de chaux et de ciment. Avec un tel mélange, les caractéristiques obtenues couramment sont les suivantes :

- résistance à la compression simple $R_c = 2$ à 8 MPa,
- module d'élasticité $E = 50$ à 300 MPa.

En cours de réalisation, les contrôles portent sur le dosage du liant et sur la foreuse (enregistrement des paramètres). Les contrôles *a posteriori* sont les mêmes que pour le Jet Grouting.

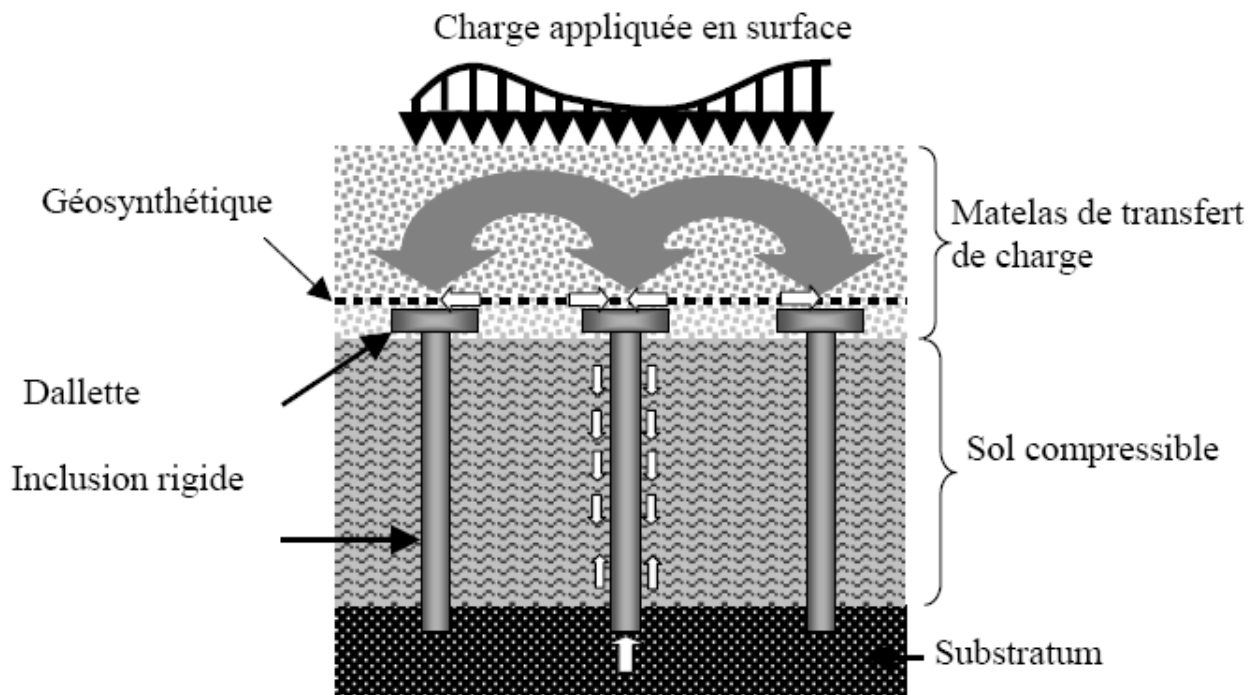


Formes d'une colonne COL MIX

IX – Inclusions rigides

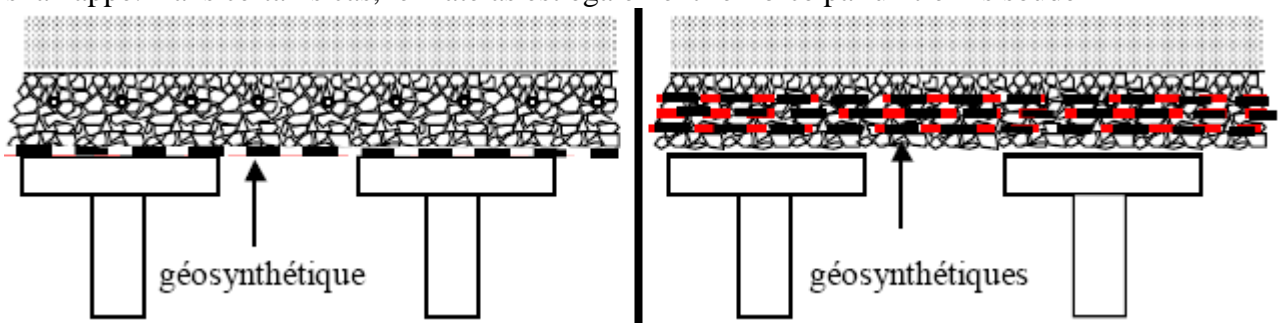
Le principe du renforcement est illustré par la Figure ci-dessous. La charge appliquée en surface est transmise à un substratum rigide par l'intermédiaire de la combinaison d'un réseau d'inclusions rigides et d'un matelas de transfert de charge.

- Les inclusions rigides sont mises en place à travers l'horizon compressible et permettent de transférer les charges vers le substratum par le développement d'un effort de pointe et de frottements le long de l'inclusion. Des dalles peuvent être mises en place au niveau des têtes d'inclusion afin d'augmenter la surface de reprise des charges.
- Le matelas de transfert de charge est disposé entre le sol compressible renforcé par les inclusions et l'ouvrage en surface. Sa fonction est de réduire et d'homogénéiser les tassements sous l'ouvrage en assurant le transfert des charges vers les têtes d'inclusion. Le matelas de transfert de charge est constitué de sol granulaire. Le tassement différentiel en base du matelas entre les inclusions rigides et le sol compressible induit du cisaillement dans le sol granulaire et donc la formation de voûtes qui assurent le transfert des charges vers les têtes d'inclusion, l'homogénéisation et la réduction des tassements en surface. La présence de ce matelas différencie cette technique de celle des pieux, car les inclusions sont désolidarisées de l'ouvrage en surface.
- Afin d'augmenter le report des charges vers les inclusions, une nappe de renforcement géosynthétique peut être disposée en base du matelas. Le tassement différentiel entre les têtes d'inclusion et le sol compressible induit la mise en tension de la nappe qui contribue au report de charge par effet membrane.

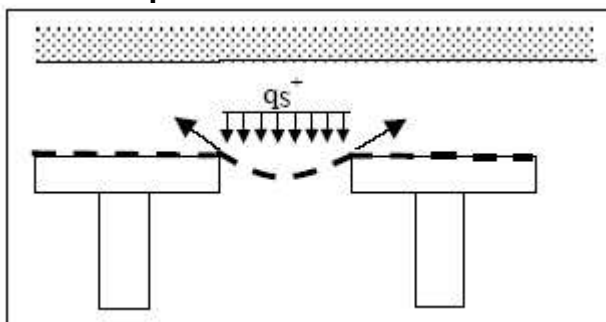


Le matelas de transfert de charge assure la transition entre les charges appliquées en surface et les inclusions rigides. Il permet de concentrer les charges sur les inclusions, de réduire et homogénéiser les tassements en surface grâce à la formation de voûtes. Ainsi sa présence permet de diminuer les sollicitations sur l'ouvrage afin d'en assurer le bon fonctionnement et la pérennité.

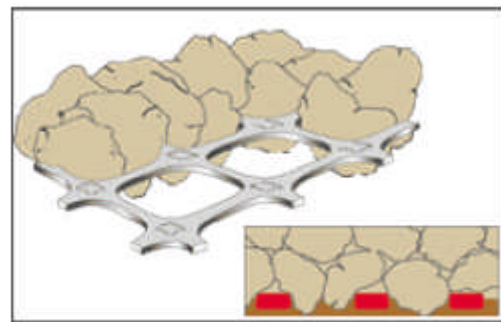
Lorsque qu'une seule nappe géosynthétique est disposée sur les têtes d'inclusion, elle contribue au renforcement par effet membrane. Lorsque plusieurs nappes sont mises en œuvre au sein du matelas granulaire, à l'effet membrane se rajoute un effet de rigidification du matelas. La Figure ci-dessous présente les différentes dispositions de la nappe dans le matelas. Les nappes de renforcement sont généralement constituées soit de géotextiles, soit de géogrilles qui permettent l'enchevêtrement du sol dans la nappe. Dans certains cas, le matelas est également renforcé par un treillis soudé



Différentes dispositions du renforcement horizontal dans le matelas de transfert de charge.



Effet membrane



Enchevêtrement (géogrille)

De nombreux types d'inclusions rigides peuvent être envisagés suivant les propriétés mécaniques et la géométrie de la couche compressible. Les inclusions peuvent être préfabriquées ou construites *in situ*. Leur module de déformation varie entre 20 MPa (colonne de soil mixing) et 200 GPa (pieu métallique).