

I.1 Introduction :

Selon le type de l'ouvrage et son mode de conception, le sol peut constituer une base d'appuis pour l'ensemble de l'ouvrage (route, tunnel, barrage poids) ou un point d'appuis pour quelques éléments seulement (bâtiment, pont, barrage en arc). Certains sols en raison de leurs propriétés géotechniques sont considérés comme des sols instables créant donc un handicap économique et technique pour les différentes parties impliquées dans ce domaine. Ces sols donc nécessitent une certaine amélioration pour augmenter leur stabilité mécanique et améliorer leur performance.

Dans ce chapitre on va décrire les différentes techniques d'amélioration des sols qui sont actuellement utilisées et classées comme méthodes mécaniques, hydrodynamiques, thermiques et chimiques. [1].

I.2 Les argiles :

Les argiles sont des sols particuliers car très sensibles à la présence d'eau. Elles sont à l'origine de nombreux désordres dans les constructions géotechniques. Bien comprendre la nature de ces matériaux et leurs interactions avec l'eau présente dans le sol est essentiel pour dimensionner les ouvrages géotechniques.

I.2.1 Structure cristalline des feuillets :

Les argiles sont des sols constituées de minuscules particules minérales ($d < 2 \text{ mm}$). Elles résultent de la désintégration physique ou mécanique des roches suivie d'une transformation chimique. Les minéraux argileux sont des silicates d'aluminium hydratés se présentant sous la forme de feuillets dans lesquels on distingue deux minéraux de base (Fig. I.1)

- la silice tétraédrique (SiO_4)⁻⁴ ;
- l'hydroxyde d'aluminium octaédrique $\text{Al}(\text{OH})_3$. [1].

Les phyllo silicates possèdent une structure organisée en plans anioniques successifs (Fig. I.1). La charpente de la structure cristalline est réalisée à partir d'anions O^{2-} ou OH^- jointifs dans lesquels sont disposés les cations Ca^{2+} , K^+ , Na^+ , Mg^{2+} , Fe^{2+} , Fe^{3+} , Al^{3+} , Se^{+} ... Dans le feuillet élémentaire octaédrique ou l'élément de base est l'hydroxyde d'aluminium, chaque aluminium est entouré de six atomes d'oxygène (soit O, soit des groupes OH). [1].

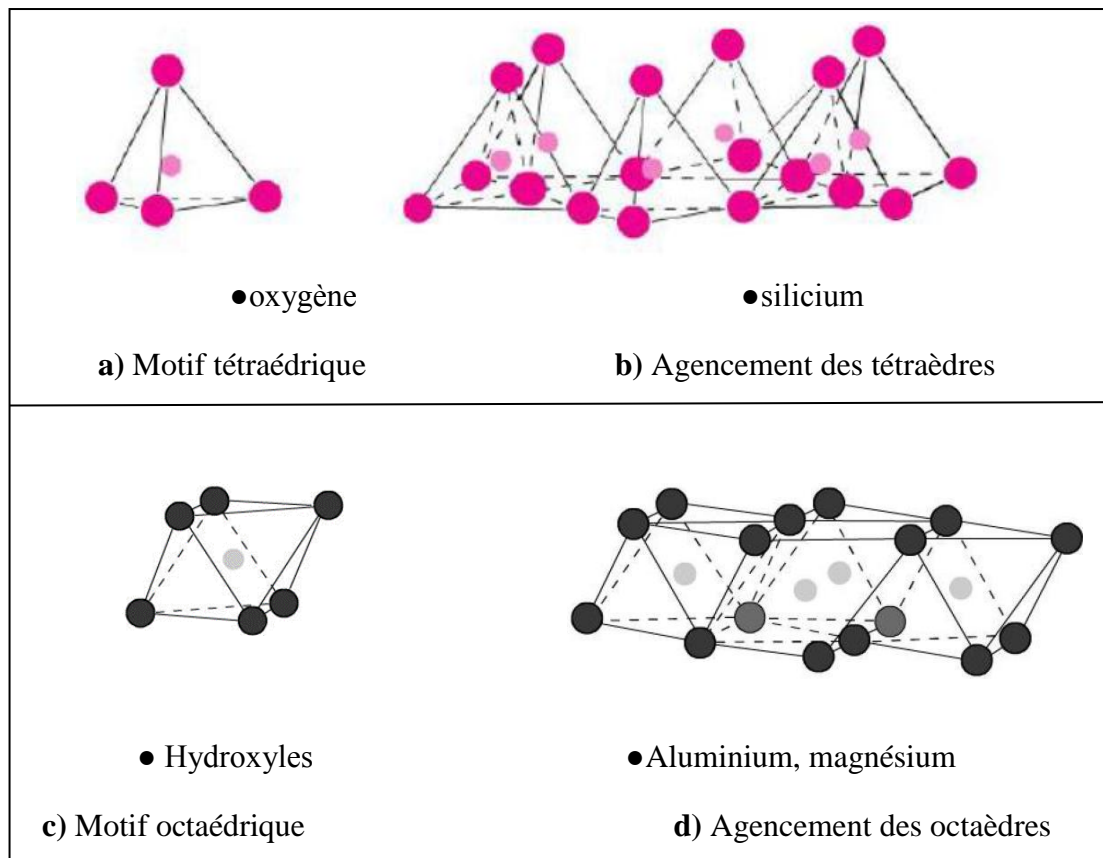


Figure I.1 Motifs de base et feuillets élémentaires des particules d'argile.

Les feuillets de base sont composés d'un feuillet élémentaire octaédrique et d'un ou deux feuillets élémentaires tétraédriques reliés entre eux par des liaisons covalentes. Pour des raisons de visualisation, ces feuillets sont représentés par un rectangle pour le feuillet octaédrique et un trapèze pour le feuillet tétraédrique (Fig. I.2). [1].



Figure I.2 Symboles des feuillets octaédriques d'Al et tétraédrique de Si.

Ils forment des ensembles cristallins plans. Le fait que les feuillets ne sont pas neutres électriquement explique les fortes interactions avec les solutions salines.

I.3 Types d'argiles

Il existe de nombreuses argiles parmi lesquelles la kaolinite, les smectites, l'illite et les vermiculites sont les plus connues. Les trois dernières diffèrent entre elles par les éléments d'insertion disposés entre les feuillets. [1].

I.3.1 Minéraux argileux dits T-O ou Kaolinite

Dans ces minéraux, le feuillet de base de 0,7 nm d'épaisseur est composé d'un feuillet tétraédrique et d'un feuillet octaédrique, la liaison entre les deux étant élevée (Fig.I.3). La particule est formée d'un empilement de ces feuillets de base, les liaisons entre les feuillets étant du type liaison hydrogène, donc des liaisons faibles. Aux extrémités, la particule est chargée électriquement. Les argiles entrant dans cette famille se distinguent par la nature de la structure du feuillet octaédrique. [1].

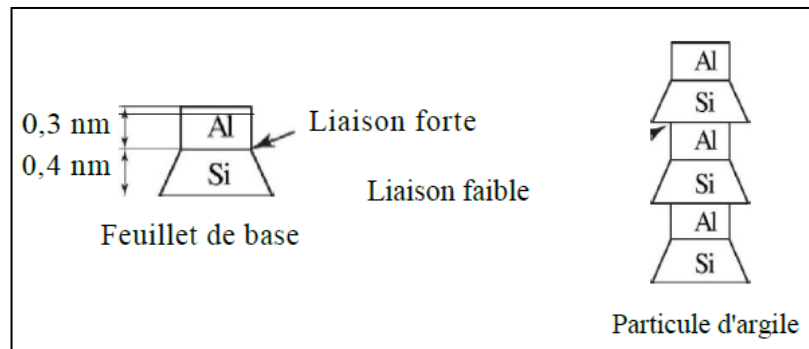


Figure I.3 Particule d'argiles dites TO ou Kaolinite.

- **Montmorillonite**

La montmorillonite, parfois appelée Smectite, est un minéral argileux important composé de deux feuillets de Silice et d'un feuillet d'Alumine (Gibbsite). Les feuillets en octaèdres se trouvent entre deux feuillets de Silice et les sommets des tétraèdres se confondent avec les hydroxyles du feuillet en octaèdre pour ne former qu'une seule couche. Les sols qui contiennent de la montmorillonite peuvent être gonflants lorsque leur teneur en eau augmente, les pressions de gonflements qui en résultent peuvent facilement causer des dommages aux structures légères et pavages. [1].

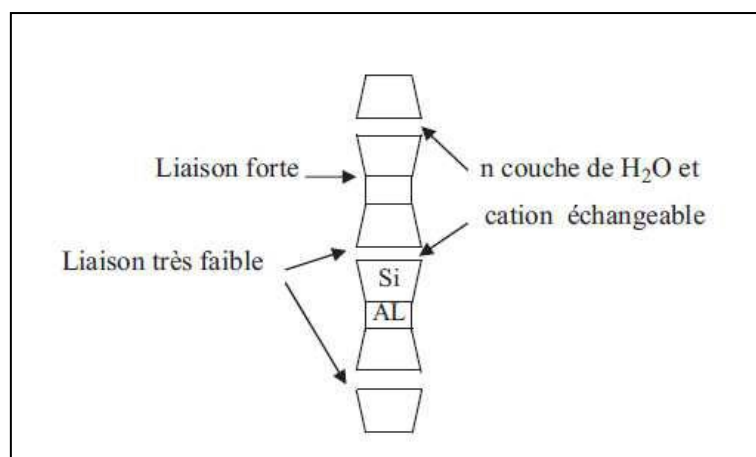


Figure I.4- Structure de la montmorillonite [Lambe, 1953].

- **Illite**

L'illite est une autre composante importante des sols argileux, elle a une structure analogue à la montmorillonite mais des ions de potassium intercalés entre les feuillets tétraédriques. Grâce à ces ions la liaison est relativement forte et les molécules d'eau ne peuvent pratiquement plus s'intercaler. Aux extrémités de la particule d'argile, il y a également des déséquilibres électriques et adsorption de cations. Ces cations dits échangeables jouent un rôle important dans le comportement des argiles. [1].

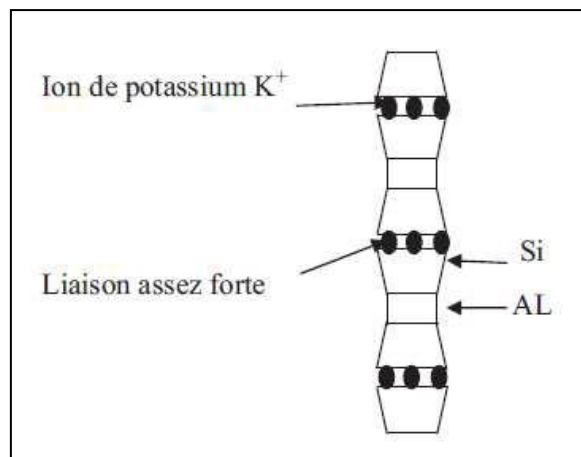


Figure I.5 Structure d'illite [Lambe, 1953].

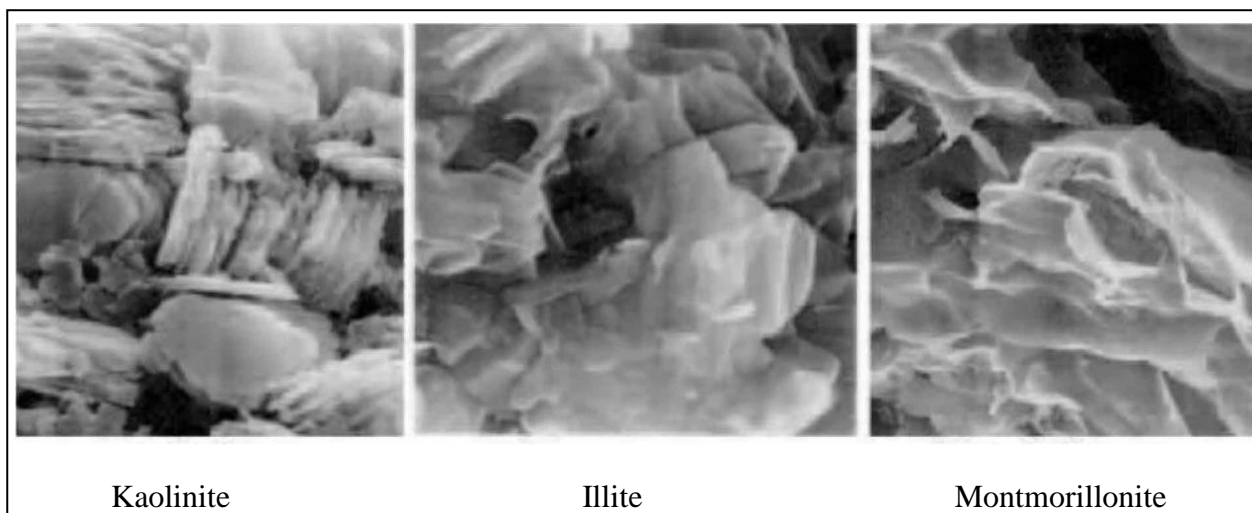


Figure I.6 Photos au MEB d'argiles (extrait de Mitchell [6]).

I.4. Gonflement des argiles :

Parmi toutes les familles d'argiles existantes, celle des argiles gonflantes présente un grand intérêt en raison de son utilisation dans de nombreux contextes en génie civil, en géotechnique et

en géotechnique de l'Environnement. Il est donc important d'appréhender le comportement hydromécanique de ces matériaux afin de mieux maîtriser leur utilisation. [1].

L'objectif de cette patri : comprendre, caractériser et identifier le phénomène de gonflement.

I.4.1. Définition :

Les sols gonflants, qui peuvent augmenter de volume lors de leur humidification et diminuer de volume lorsqu'on les assèche, sont à l'origine de problèmes qui sont parmi les plus complexes de la mécanique des sols [2].

I.4.2. Mécanismes de gonflement des argiles :

Il est bien connu qu'au contact de l'eau, l'argile est un matériau qui a la faculté de gonfler. D'après Gens et Alonso (1992), le phénomène de gonflement paraît relever de deux causes (figure I.7) :

L'hydratation des espaces inter foliaire entraînant un accroissement de leurs dimensions (augmentation de la porosité inter foliaire) : gonflement cristallin ; La répulsion entre les particules (augmentation de la porosité inter foliaire et inter particulaire) : gonflement osmotique [3].

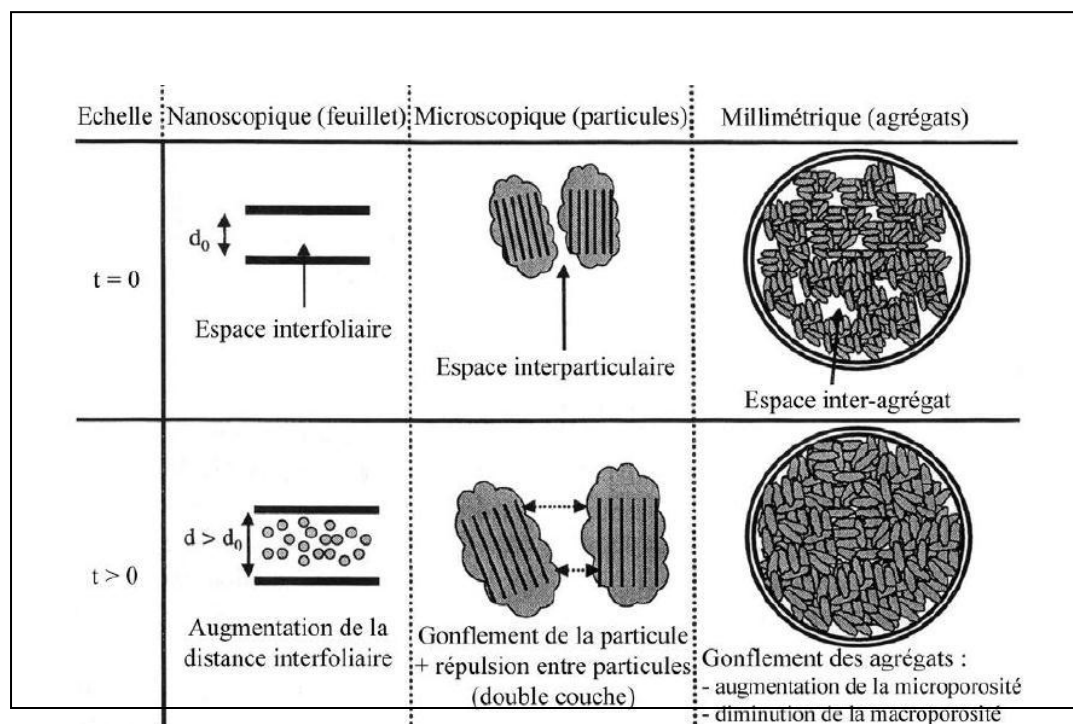


Figure I.7 : Schéma présentant les différentes origines du gonflement (Gens et Alonso, 1992).

I.4.3. Evolution de la texture au cours du gonflement :

La variation de texture des sols au cours du gonflement peut être étudiée à l'aide de deux techniques complémentaires, la microscopie électronique à balayage (M.E.B.) et le prosimètre par injection de mercure. La microscopie électronique à balayage permet de visualiser la texture des sols, donc d'obtenir des informations générales (arrangement des particules, estimation de rayons de pores, de tailles de particules, détermination de certains minéraux...). Le prosimètre par injection de mercure permet de quantifier le réseau poreux par la mesure des rayons de pores. L'étude du réseau poreux est fondamentale puisque c'est la dilatation volumique qui cause le gonflement macroscopique.

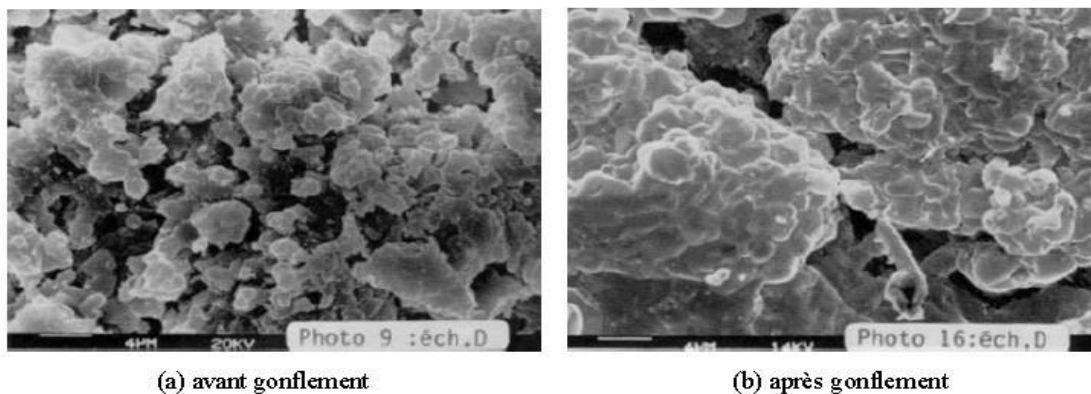


Figure I.8 : Observation au MEB d'une texture argileuse (Troalen et al. 1984).

Les observations au M.E.B. ont montré que les sols étudiés ont, à l'état naturel, une texture assez compacte, constituée plus ou moins nettement d'agrégats argileux individualisés et tassés les uns contre les autres. Au gonflement, cette texture évolue en une configuration en agrégats séparés par des pores de géométrie plutôt bidimensionnelle. La taille des agrégats diminue et l'épaisseur des pores augmente au cours du gonflement. La figure I.9 illustre cette évolution. [4].

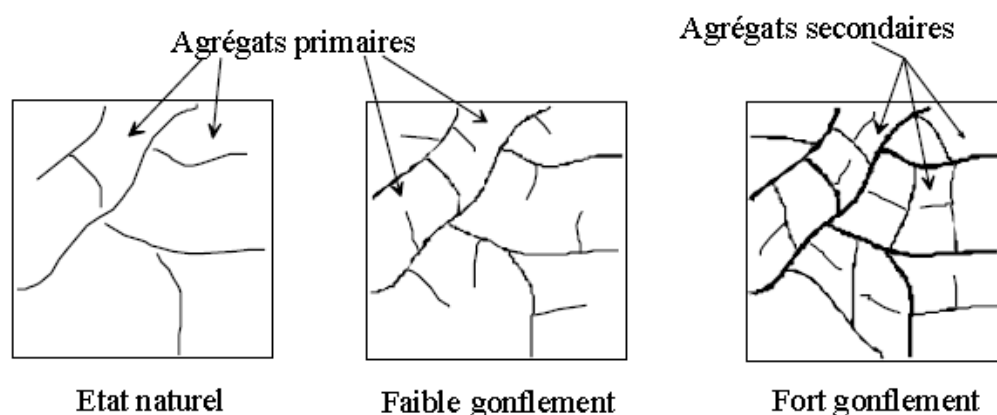


Figure I.9 : Evolution de texture des sols au cours du gonflement.

I.4.4. Identification des sols gonflants :

L'identification des sols gonflants est généralement abordée à partir des paramètres physico-chimiques facilement mesurables lors des essais préliminaires. Or, cette identification indirecte se trouve compliquée par l'existence de plusieurs approches qui ne se basent ni sur les mêmes paramètres, ni sur le même nombre. Mais, l'utilisation de ces identifications indirectes conduit à soupçonner le caractère expansif d'un sol. Par contre, les paramètres d'identification directs obtenus lors des essais de gonflement caractérisent plus précisément le comportement gonflant du sol. [4].

I.4.5. Définition des paramètres de gonflement :

L'approche macroscopique du gonflement est la plus adaptée en géotechnique. Elle distingue trois notions : la pression de gonflement, le potentiel de gonflement et l'indice de gonflement. Ces notions ne sont pas considérées comme des caractéristiques intrinsèques du matériau gonflant et ne peuvent pas recevoir de définition objective, car elles dépendent des conditions dans lesquelles se déroule le gonflement. Elles sont néanmoins très largement utilisées et ont largement influé sur les procédures d'essais au laboratoire. On les définit comme suit [4].

a- La pression de gonflement (σ_g) :

D'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, peut être définie comme l'état de contrainte à exercer pour maintenir son volume constant pendant l'imbibition sans distorsion jusqu'à sa saturation complète. Cette définition de la pression de gonflement est la plus citée mais elle n'est pas la seule [4].

b- Le potentiel de gonflement (ε_g) :

D'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, est la déformation maximale ($\Delta h/h$) que provoque l'imbibition de cet élément soumis à un état de contrainte nulle ou quasi-nulle jusqu'à sa saturation complète. [4].

c- L'indice de gonflement (C_g) :

Traduit l'importance de la déformation de gonflement induit par un déchargement par rapport à un état de contraintes donné. La déformation par gonflement est obtenue au bout d'un temps d'équilibre. En principe, ces trois phénomènes sont mesurés sur des éprouvettes en compression isotrope ou œdométrique. Contrairement à la pression de gonflement et au potentiel de gonflement obtenus à la saturation du sol, l'indice de gonflement est issu d'un déchargement mécanique. [4].

I.4.6. Méthodes d'identification :**a- Méthodes indirectes d'identification :**

De nombreux auteurs ont tenté de relier la pression de gonflement σ_g (ou le potentiel de gonflement ε_g) aux paramètres classiques de mécanique des sols (teneur en eau initiale (w_i), densité sèche initiale γ_{d0} , limite de liquidité w_L , indice de plasticité IP , limite de retrait w_s pourcentage des particules d'argiles $< 2\mu m$), qui semblent être les facteurs les plus influents sur le gonflement des argiles [4].

Les tableaux I.1, I.2, I.3 et I.4 sont proposés par plusieurs auteurs pour estimer le potentiel de gonflement.

Tableau I.1 : Relation entre le gonflement libre et l'indice de plasticité (Seed et al., 1962)

IP (%)	% $< 2\mu m$	Potentiel de gonflement
> 35	> 95	Très élevé
22- 35	60 - 95	Elevé
18- 22	30- 60	Moyen
< 18	< 30	Faible

Tableau I.2 : Potentiel de gonflement d'après le Building Research Establishment BRE (1980).

I P	g (%)	potentiel de gonflement
0 10	0 - 1.5	Faible
10 20	1.5 - 5	Moyen
20 35	5 25	Elevé
> 35	> 25	Très élevé

Tableau I.3 : Potentiel de gonflement (Chen, 1998).

% $< 74 \mu m$	WL (%)	Pression de gonflement (6 ans) MPa	Potentiel de gonflement
> 95	> 60	10	Très élevé
60-95	40-60	2.5 - 5	Elevé
30-60	30-40	1.5 - 2.5	Moyen
< 30	< 30	< 0.5	Faible

Tableau I.4 : Valeurs indicatives pour les sols susceptibles de variation de volume (Bigot et Zerhouni, 2000).

IP (%)	% < 80 μm	V B S	Susceptibilité de variation de volume du sol
> 30	> 90	> 6	Fort
15 < IP < 30	> 50	2 > VBS > 6	Moyen
< 15	< 50	< 2	Faible

Certains auteurs ont proposé l'estimation du potentiel de gonflement sous forme d'abaque : Williams et Donaldson (1980) considèrent que le caractère expansif des argiles est fortement lié à l'activité. Ce dernier est défini comme étant le rapport de l'indice de plasticité sur le pourcentage de la fraction argileuse. L'abaque qu'ils proposent (figure I.10) permet d'apprécier le potentiel de gonflement en fonction de l'activité, de la fraction argileuse et de l'indice de plasticité.

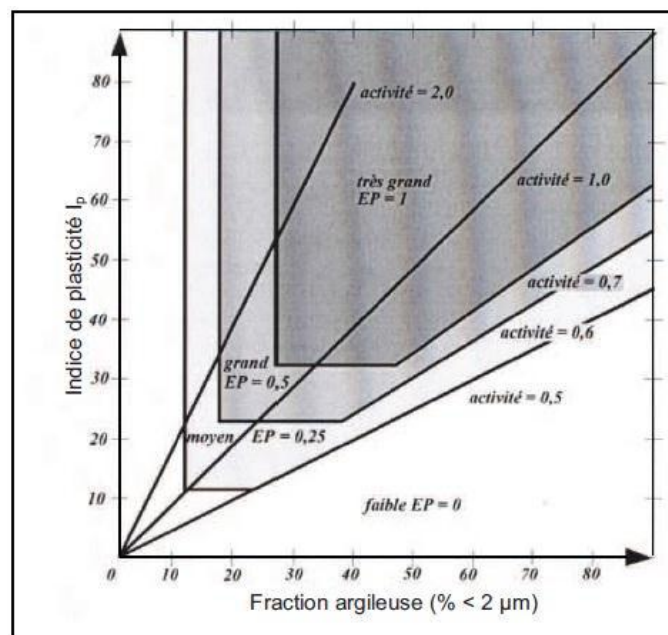


Figure I.10 : Classification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson (1980).

Plusieurs relations empiriques ont été proposées. Les principales équations sont regroupées dans le tableau I.5 (Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement (ϵ_g) et de la pression de gonflement (σ_g). [4].

Auteur(s)	Équations	Paramètres
Seed <i>et al.</i> (1962)	$\varepsilon_g = 2,16.10^{-3} (I_p)^{2,44}$	ε_g et I_p sans unités (—)
Ranganatham et Satyanarayana (1965)	$\varepsilon_g = 41,13.10^{-5} (w_L - w_i)^{2,67}$	ε_g , w_L et w_i sans unités (—)
Komornik et David (1969)	$\varepsilon_g = 6,7 + 2,4 I_p \rightarrow \text{marnes}$ $\varepsilon_g = 0,9 + 2,1 I_p \rightarrow \text{argiles}$ $\log \sigma_g = -2,132 + 0,0208 w_L + 6,66.10^{-4} \gamma_{d0} - 0,0269 w_i$	ε_g (%) σ_g (kPa) w_i (%) w_L (%) γ_{d0} (kg/m ³)
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\log \varepsilon_g = 0,033 w_L - 0,083 w_i + 0,458$ $\log \sigma_g = 0,033 w_L - 0,083 w_i - 1,967$	ε_g (%) σ_g (kPa) w_L (%) w_i (%)
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\log \varepsilon_g = 0,033 w_L + 0,0032 \gamma_{d0} - 6,692$ $\log \sigma_g = 0,033 w_L + 0,0032 \gamma_{d0} - 5,154$	ε_g (%) σ_g (kPa) w_L (%) γ_{d0} (kg/m ³)
Didier <i>et al.</i> (1973)	$\log \sigma_g = u w_L + v \gamma_{d0} - t w + k = 2,55 \frac{\gamma_{d0}}{\gamma_w} - 1,705$	u , v , t et k sont des constantes w : teneur en eau naturelle (%) w_L (%) ; γ_{d0} (g/cm ³) et σ_g (bars)
Brackley (1983)	$\varepsilon_g = (5,3 - 147 \frac{e}{I_p} - \log P)(0,525 I_p + 4,1 - 0,85 w_i)$ $\log \sigma_g = 5,3 - 147 \frac{e}{I_p}$	ε_g (%) σ_g (kPa) e : indice des vides P : surcharge extérieure (kPa) w_i (%) et I_p (—)
Nagaraj <i>et al.</i> (1983)	$\sigma_g = 17,86 - \frac{100 \frac{e_0}{e_i}}{4 - \log P_c}$	e_0 : indice des vides initial e_i : indice des vides correspondant à la limite de liquidité P_c : pression de consolidation (kg/cm ³)
Komine et Ogata (1994)	$\varepsilon_g = (K \gamma_{d0} - 1) \times 100$	ε_g (%) K est un constant γ_{d0} (g/cm ³).
Guiras-Skandaji (1996)	$\varepsilon_g = -117,59 + 3,0571 \times w_i$	ε_g (%) w_i (%)

Tableau I.5 : Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement (ε_g) et de la pression de Gonflement (σ_g).

Seed *et al.* (1962) ont proposé une méthode d'estimation du taux de gonflement sur des sols compactés en se référant à la teneur en argile du sol et à l'activité corrigée du matériau Acor. [4].

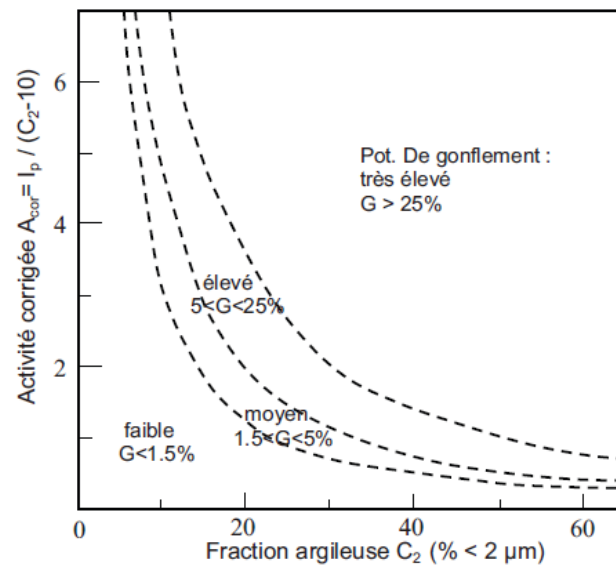


Figure I.11 : Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al., 1962).

B- Méthodes directes d'identification :

Il-y-a trois méthodes de gonflement : Méthode de gonflement libre, méthode de gonflement sous charges constantes, Essai à volume constant

- **Méthode de gonflement libre :**

Dans l'essai de gonflement libre, l'échantillon, soumis à une faible pression correspondant au poids du piston et de la pierre poreuse, est laissé en contact avec l'eau. Une fois le phénomène de gonflement stabilisé, l'échantillon quasi-saturé suit un chemin de chargement par paliers avec stabilisation des déformations sous chaque palier. La pression de gonflement correspond à la charge qu'il est nécessaire d'appliquer pour ramener le volume de l'échantillon à sa valeur initiale (figure I.12). [4].

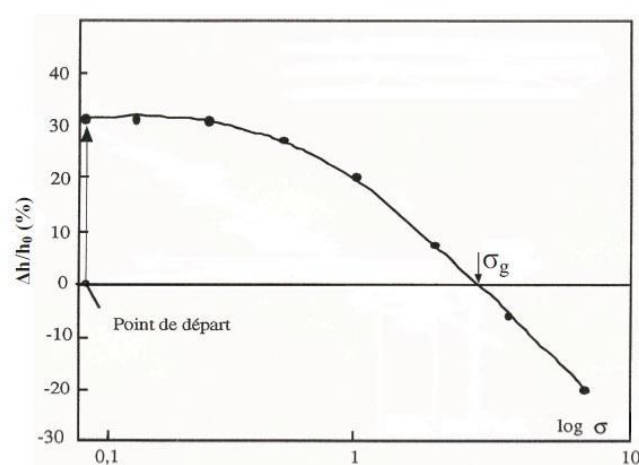


Figure I.12 : Essais de gonflement libre.

- **Méthode de gonflement sous charges constantes :**

Cette méthode est utilisée pour éviter l'inconvénient de la stabilisation de chaque palier de la méthode précédente. On peut utiliser une méthode dite « méthode de gonflement sous charges constantes » ou « méthode de gonflement en parallèle ». Elle nécessite plusieurs échantillons identiques : chaque échantillon est soumis à une humidification sous charge constante (pression Verticale à l'oedomètre ou contrainte). Selon la valeur de la charge, il se produit un gonflement ou un effondrement du sol. En traçant la courbe des déformations volumiques en fonction des contraintes appliquées lors de l'humidification, on peut déterminer la contrainte correspondant à une déformation nulle, qui est la pression de gonflement (figure I.17).

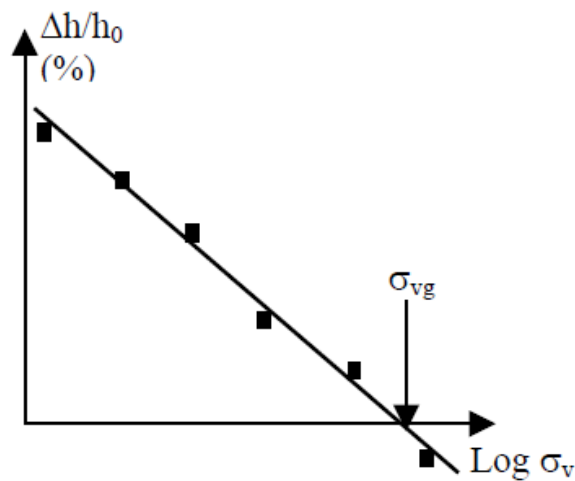


Figure I.13 : Essais de gonflement en parallèle.

- **Essai à volume constant :**

Contrairement à la méthode de gonflement libre, la méthode de gonflement à volume constant ou empêché consiste à imbiber l'éprouvette sous une charge donnée, en maintenant sa hauteur constante par l'ajout successif de charges par petits paliers. Cette méthode a été fortement décriée car elle est délicate à mettre en œuvre (l'essai doit impérativement se dérouler par accroissement continu du chargement jusqu'à l'équilibre qui est atteint lorsque la charge est égale à la pression de gonflement) (figure I.14). [4].

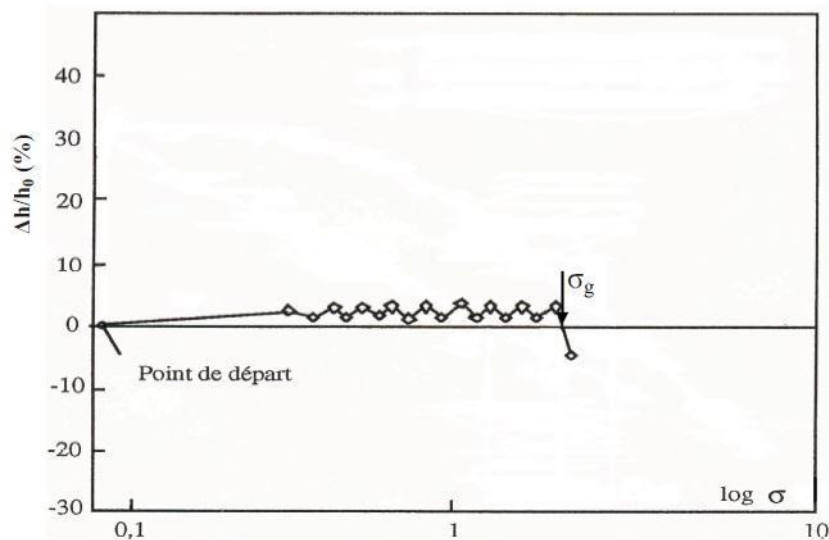


Figure I.14 : Essai de gonflement à volume constant.

I.5 Améliorations des sols instables

Le traitement des sols est souvent opéré pour augmenter leur résistance, pour réduire ou augmenter leur perméabilité ainsi que pour diminuer leur compressibilité. Il est, aussi utilisé pour minimiser la sensibilité du sol aux variations de la teneur en eau comme dans le cas des sols expansifs. Concernant ce traitement on peut spécifier :

* **l'amélioration des sols** : elle est appliquée aux sols ayant une grande plasticité (limon, argile), afin d'améliorer leurs caractéristiques géotechniques : facilité de mise en œuvre et de compactage, portance et résistance au poinçonnement. Ceci se traduit par une meilleure praticabilité pour le trafic de chantier :

* **la stabilisation des sols** : elle a pour objectif la réalisation des couches de fondations de qualité dont les caractéristiques mécaniques ont été considérablement rehaussées, ce qui donne une plus grande portance et une meilleure distribution des charges. En outre, ces couches acquièrent ainsi une meilleure résistance à l'érosion et au gel, augmentant dès lors sensiblement leur durabilité

I.5.1 Technique d'amélioration des sols

Une large variété des méthodes d'amélioration et de stabilisation des mauvais sols est actuellement utilisée et les techniques les plus appropriées sont d'habitude classées comme les méthodes mécaniques, hydromécaniques, thermiques et chimiques. Les méthodes thermiques concernent surtout la stabilisation par congélation ou par chauffage. Ce sont donc des méthodes d'amélioration temporaires, par contre les méthodes mécaniques et chimiques sont permanentes. Le choix de l'une de ces méthodes dépend de plusieurs paramètres tels que, les considérations

économiques, la nature du sol à traiter, la durée de l'opération, la disponibilité des matériaux à utiliser ainsi que les conditions d'environnement. [4].

I.5.2 Méthodes chimiques

La stabilisation chimique est une technique intéressante pour améliorer les propriétés physiques et mécaniques des sols argileux. Aujourd'hui les divers produits et techniques font partie d'une pratique courante des grands ouvrages du Génie Civil à l'échelle mondiale. Le traitement des sols en place ou rapportés est aujourd'hui très largement employé sur tout le territoire. Il est par ailleurs d'une grande simplicité de mise en œuvre. Les ajouts minéraux les plus utilisés sont : Le ciment, La chaux, Les ajouts cimentaires (laitier, pouzzolane naturelle, cendres volantes et fumée de silice.....etc.), Le bitume, Les sels. [4].

I.5.3 Influence du sable

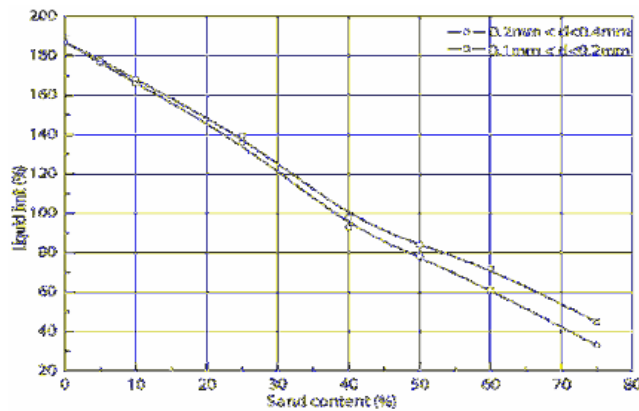
Le sable de dunes est un matériau d'une grande disponibilité en Algérie. Ce matériau est pratiquement non exploité, malgré les éventuelles caractéristiques qu'il peut présenter. L'utilisation de ce nouveau matériau dans le secteur la construction, peut soulager davantage le domaine d'habitat, et contribuer au développement des régions du sud algérien, très riches en sable de dune. Le présent travail a pour but d'apporter des solutions et des réponses sur l'utilisation du sable de dunes pour traiter les mauvais sols ayant de bonnes propriétés, physico-mécanique et durabilité, dans différents milieux. Dans cette étude, nous avons examiné l'influence de l'environnement de conservation et de la nature du sable sur la portance d'argile à problème de gonflement.



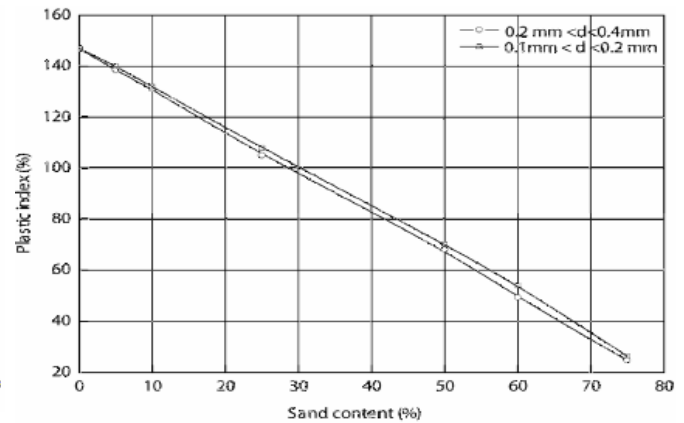
Figure I.15 Sable de dunes du Bou-saâda.

- **Effet du sable sur les limites d'Atterberg**

Des études ont été effectuées dans le but de voir l'effet de l'addition du sable seul ou combiné à d'autres liants hydrauliques, sur les limites d'Atterberg des sols argileux instables. Plusieurs chercheurs [Louafi et ali, 2012] ont montré que la stabilisation des sols argileux médiocres par l'ajout du sable seul ou combiné à la chaux ou au ciment provoque une diminution considérable de l'indice de plasticité (figure I.13).



a- Indice de liquidité



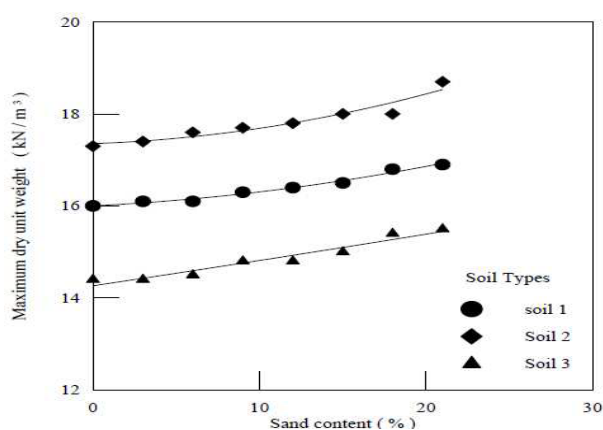
b-Limite de plasticité

Figure I.16 Effet du sable sur les limites d'atterberg des sols instables [Bahia et al., 2012].

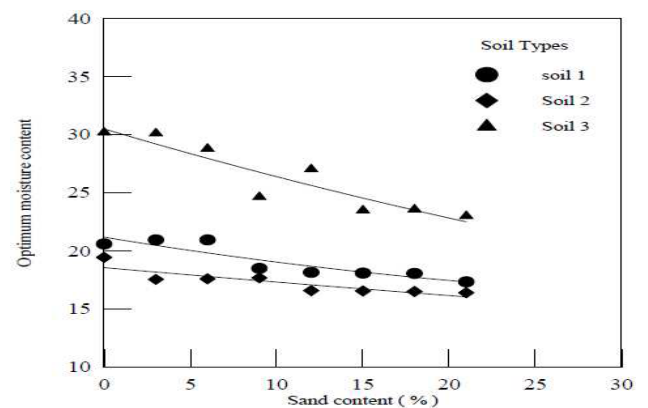
Les résultats obtenus montrent que l'ajout de sable à la bentonite a une influence directe sur la limite de liquidité et l'indice de plasticité, il est observé pour les deux fractions utilisées que les faibles valeurs de la limite de liquidité et l'indice de plasticité sont obtenus avec l'augmentation de la quantité. [6].

• Effet du sable sur caractéristiques du compactage

Plusieurs études ont été conduites par différents chercheurs [Bera, 2012 ; Madjadoum baye et al, 2012 ; Goodary et al, 2012] pour étudier l'effet de l'addition du sable seul ou combiné à la chaux ou le ciment au sol argileux à traiter, sur les caractéristiques de compactage à savoir la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale. Ces travaux ont montré que l'addition du sable augmente la densité sèche maximale et fait diminuer la teneur en eau optimale (figure I.17).



A- Densité sèche maximale



b- Teneur en eau optimale

Figure I.17 Evolution des caractéristiques de compactage [Ashis Kumar Bera,2011].

Ce comportement est contraire à celui où on utilise comme stabilisant la chaux. On assiste donc à une diminution de la densité sèche maximale et une augmentation de la teneur en eau optimale. Madjadoumbaye et al., (2012), ont effectué des essais sur un sol argileux (latérite) améliorés par un pourcentage de sable, (figure I.18). [6].

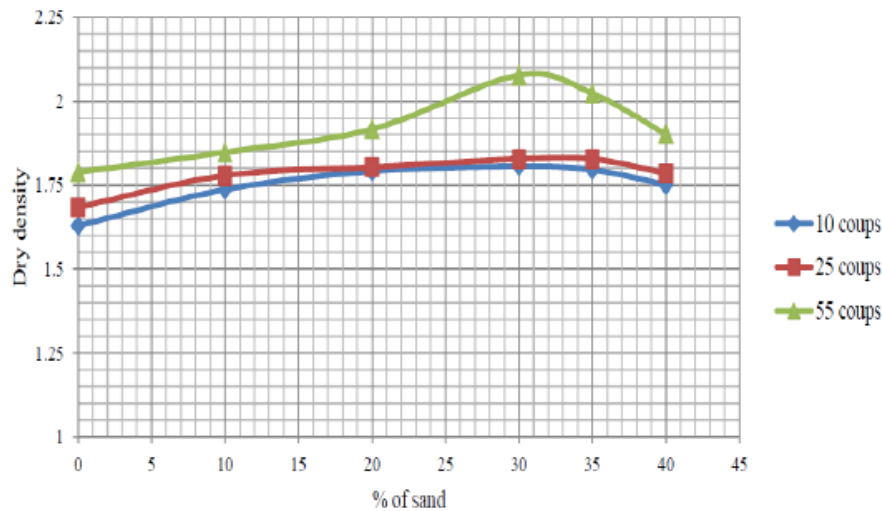


Figure I.18 La densité sèche en fonction du pourcentage du sable [Madjadoumbaye et al., 2012)]

On remarque que l'addition de sable augmente la densité sèche maximale du sol argileux. Ils ont observé que l'addition de 30% du sable donne une densité sèche maximale. Un comportement similaire est observé dans les travaux effectués par Ben-dhia M, (1998), (Figure I.19).

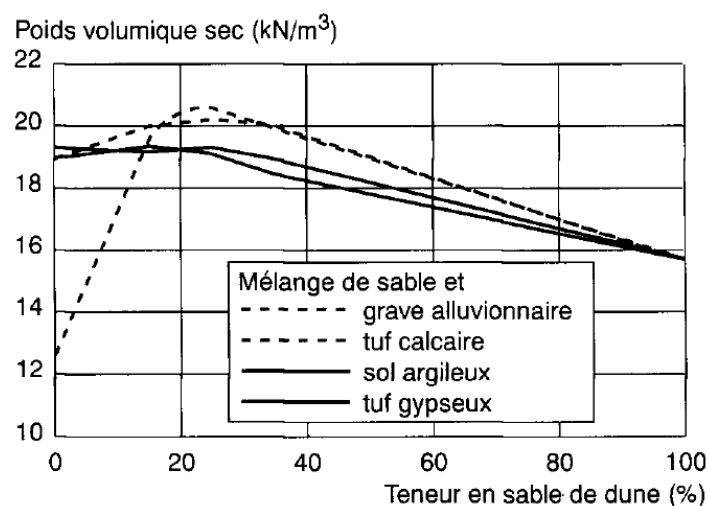


Figure I.19 La densité sèche en fonction du pourcentage du sable [Ben-dhia, 1998]

- **Effet du sable sur CBR (indice de portance Californien)**

Dans la plupart des travaux effectués par plusieurs chercheurs sur l'essai de CBR, il a été démontré que l'addition d'un pourcentage de sable augmente l'indice de CBR (indice de portance Californien). Les travaux effectués par Madjadoumbaye et al., (2012) sur l'influence du sable sur les caractéristiques du l'indice de CBR, montre que l'ajout du sable augmente l'indice de CBR, (figure I.20).

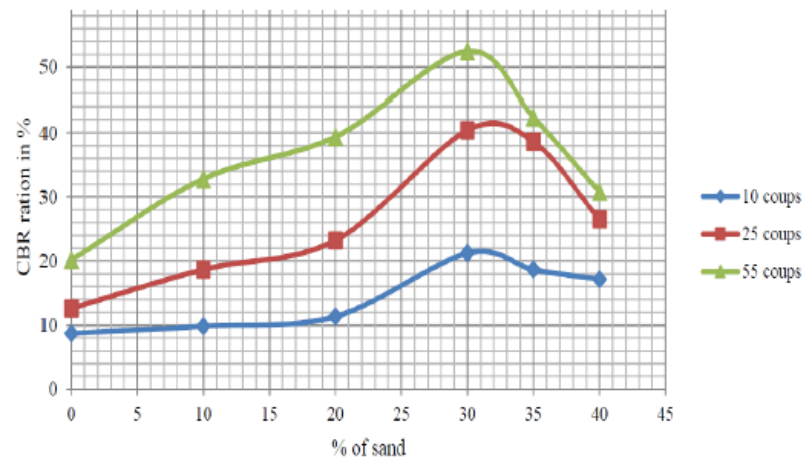


Figure I.20 L'indice de CBR en fonction du pourcentage du sable [Madjadoumbaye et al., 2012]

Les travaux effectués par Ben-dhia (1998), sur l'influence du sable sur les caractéristiques du l'indice de CBR pour 4 différents types de sol. Il a observé que pour le sol argileux 15% du sable donne un indice CBR maximal, (figure I.21). [6].

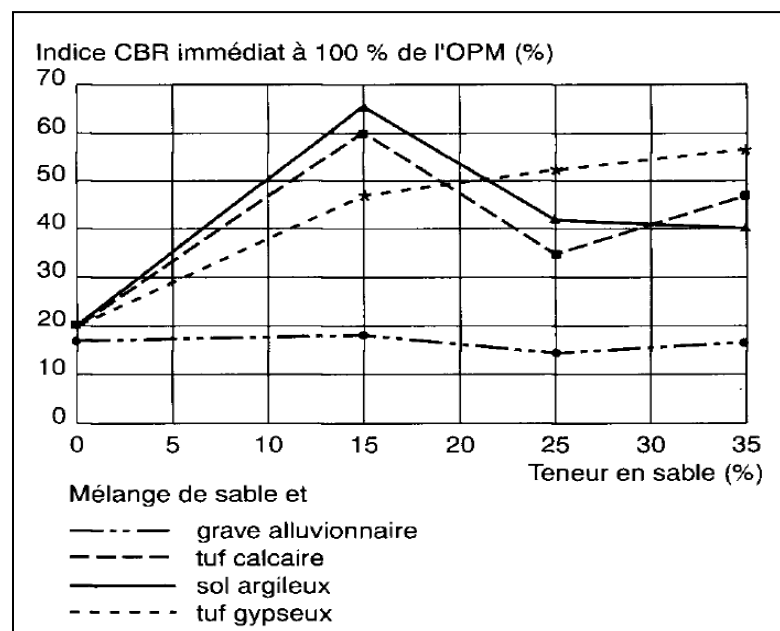


Figure I.21 L'indice CBR en fonction du pourcentage du sable [Ben dhia, 1998)].

Des résultats similaires trouvés par Ashis Kumar Bera (2011), montrent que l'influence du sable sur l'indice CBR varie selon le type du sol (figure I.22).

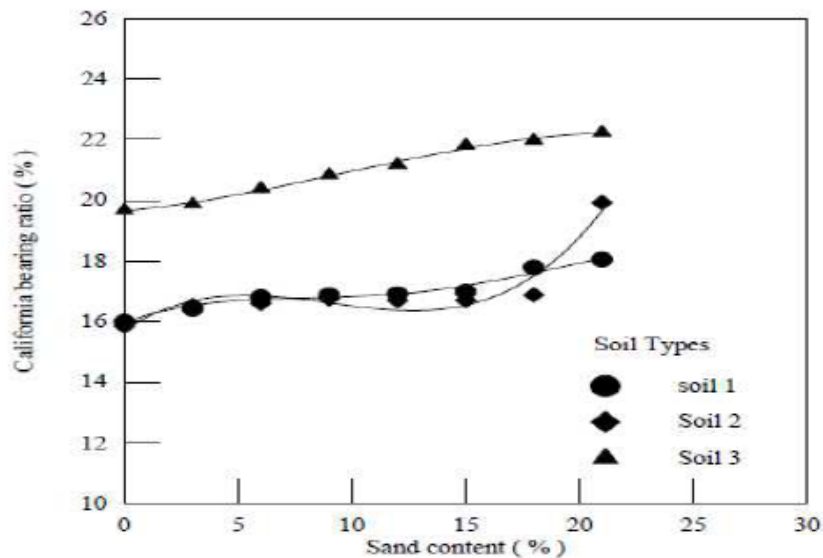


Figure I.22 Evolution de l'indice de CBR [Ashis Kumar Bera, 2011].

De plus, on remarque une amélioration marginale du CBR sauf pour une teneur de sable de 20% (sol2).

- **Effet du sable sur résistance à la compression**

Plusieurs chercheurs [Mahasneh et al., 2005 ; Shawabkeh R, 2005 ; Costas et al., 2005 ; Karimi et al., 2010] ont étudié l'effet de l'addition du sable sur la résistance à la compression des sols argileux traités. Costas et al. (2005) ont montré que l'augmentation de la teneur du sable diminue la résistance à la compression pour différentes pressions de consolidation (figure I.23). [6].

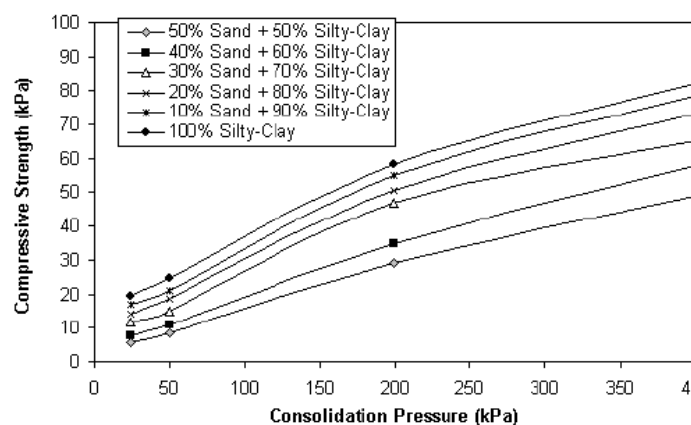


Figure I.23 Effet de sable sur la compression [Costas et Ioannis ,2005].

Les travaux effectués par Shawabkeh (2005) montrent que l'addition du sable jusqu'à 25% augmente la résistance à la compression, au-delà de 25% une diminution de la résistance à la compression a été constaté pour différentes périodes de cure. [6].

- **Effet du sable sur la résistance au cisaillement**

Les sables globalement et le sable des dunes en particulier présentent une faible cohésion et un angle de frottement élevé, pour cela l'addition de ce sable fait augmenter l'angle de frottement interne des sols fins et fait diminuer par la suite leurs cohésions. Plusieurs chercheurs [Bendhia, 1998 ; Gueddouda et al, 2008] ont étudié l'influence du sable sur les paramètres de cisaillement des sols argileux stabilisés. Bendhia (1998) a montré que le traitement de sols argileux par l'addition du sable des dunes provoque une diminution de la cohésion (figure I.24). [6].

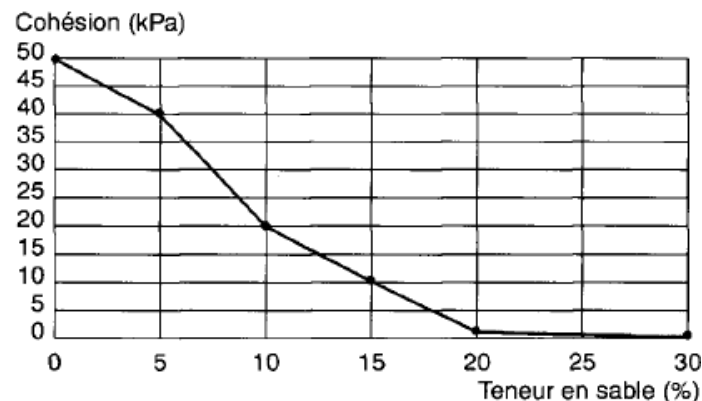


Figure I.24 Effet de la teneur en sable de dune sur la cohésion [Ben dhia, 1998].

On observe une baisse de la cohésion quand la teneur du sable de dune augmente. La cohésion devient pratiquement nulle lorsque le mélange contient 30 % de sable. L'angle de frottement interne, reste pratiquement constant lorsque la teneur du sable augmente, puis il diminue légèrement pour se stabiliser à la valeur relative au sable seul. [6].

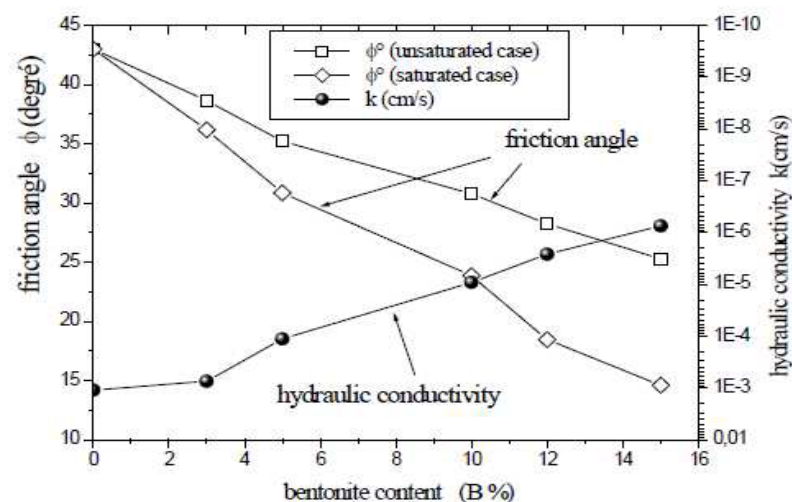


Figure I.25 Evolution de l'angle de frottement [Gueddouda et al., 2008].

Le même comportement est observé par Gueddouda et al. (2008). Les auteurs ont observé une augmentation de l'angle de frottement et une diminution de cohésion C.

I.6 Conclusion :

La recherche bibliographique nous a permis à consulter la documentation concernant la thématique du traitement des sols au sable. D'une manière générale ces publications concernent des avancées techniques dans le mode de traitement et de stabilisation des sols.

Bien que plusieurs chercheurs aient démontrés qu'il est possible de traiter efficacement les mauvais sols avec du sable, l'impact économique et environnemental de certains sous-produits industriels (classés comme ajouts cimentaires) a mis en cause dans bien de cas cette efficacité.