



N° d'ordre :

UNIVERSITE * MOHAMED BOUDIAF * DE M'SILA
FACULTE DES SCIENCES ET DES SCIENCES DE L'INGENIEUR
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE

présenté pour l'obtention du diplôme de :

Magister

Spécialité : Génie civil

Option : Géotechnique

par

Lakhdar MEKKI

Thème

**METHODOLOGIE D'ETUDE ET TECHNIQUES D'IDENTIFICATION
DES PARAMETRES DE COMPORTEMENT DES SOLS FINS
SOU MIS À DES CYCLES DE SECHERESSE PROLONGEE
(APPLICATION AUX ARGILES EXPANSIVES DE M'SILA)**

Soutenu publiquement le/...../..... devant le jury composé de :

Dr BENMEBAREK S.,	Professeur,	Université de Biskra,	Président
Dr KHEMISSA M.,	M.C.,	Université de M'sila,	Directeur de thèse
Dr MOKRANI L.,	M.C.,	Université de Sétif,	Examineur
Dr BOUDAUD Z.,	M.C.,	Université de M'sila,	Examineur
Dr RAHMOUNI Z.,	M.A.C.C.,	Université de M'sila,	Examineur

SOMMAIRE

Résumé	1
Abstract	2
ملخص	3

INTRODUCTION GENERALE	4
-----------------------	---

CHAPITRE PREMIER

RETRAIT-GONFLEMENT DES SOLS ARGILEUX (Synthèse bibliographique)

1.1 NATURE ET STRUCTURE DES SOLS FINS	6
1.1.1 Minéraux argileux	6
1.1.2 Structure moléculaire des argiles	8
1.1.3 Texture microscopique des particules d'argile	12
1.1.4 Conditions de formation des sols argileux	14
1.2 MECANISMES DE GONFLEMENT DES SOLS ARGILEUX	15
1.2.1 Gonflement interfoliaire et interparticulaire	16
1.2.2 Aspects phénoménologiques du gonflement	16
1.2.3 Relations entre la texture du sol et le gonflement	23
1.2.4 Aspects macroscopiques : cinétique du gonflement	25
1.3 IDENTIFICATION DES SOLS GONFLANTS	28
1.3.1 Définition des paramètres de gonflement	28
1.3.2 Méthodes indirectes d'identification	29
1.3.3 Méthodes directes d'identification	39
1.3.4 Paramètres affectant le gonflement	51
1.3.5 Aspect tridimensionnel du gonflement	53
1.4 CONCLUSIONS	56

CHAPITRE DEUX
LE SITE DE SIDI HADJRES
(WILAYA DE M'SILA)

2.1	INTRODUCTION	58
2.2	LOCALISATION DU SITE	59
2.3	PROFILS GEOTECHNIQUES	59

CHAPITRE TROIS
PROGRAMME EXPERIMENTAL ET PROCEDURE D'ESSAIS

3.1	INTRODUCTION	62
3.2	ESSAIS D'IDENTIFICATION	64
3.2.1	Paramètres d'état	64
3.2.2	Analyse granulométrique	64
3.2.3	Limites d'Atterberg	64
3.2.4	Analyse chimique	64
3.2.5	Valeur au bleu de méthylène	64
3.2.6	Analyse minéralogique	64
3.3	ESSAIS DE COMPRESSIBILITE ET DE CONSOLIDATION ŒDOMETRIQUES	65
3.3.1	Appareillage	65
3.3.2	Préparation des éprouvettes et exécution des essais	65
3.3.3	Interprétation des résultats d'essais	67
3.4	ESSAIS DE GONFLEMENT A L'ŒDOMETRE	70
3.4.1	Essais de gonflement par la méthode du CEBTP	70
3.4.2	Essais de gonflement conformes à la norme AFNOR	71
3.5	ESSAIS DE DESSICCATION	73
3.5.1	Essais de dessiccation sur échantillon remanié	73
3.5.2	Essais de dessiccation sur prélèvement non remanié	73

CHAPITRE QUATRE

PRESENTATION ET ANALYSE DES RESULTATS D'ESSAIS

4.1	INTRODUCTION	75
4.2	RESULTATS DES ESSAIS	75
4.2.1	Essais d'identification	75
4.2.2	Essais de compressibilité œdométriques	78
4.2.3	Essais de gonflement à l'œdomètre	80
4.2.4	Essais de dessiccation	81
4.3	DISCUSSION DES RESULTATS D'ESSAIS	82
4.3.1	Caractéristiques d'identification	82
4.3.2	Caractéristiques de compressibilité et de consolidation	85
4.3.3	Caractéristiques de gonflement et de retrait	86
4.3.4	Synthèse : loi de retrait-gonflement	87
4.4	CONCLUSIONS	88
	CONCLUSION GENERALE	89
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	90
	ANNEXES	97

Résumé

L'étude présentée dans ce mémoire s'inscrit dans le cadre d'un programme de recherche sur le comportement des sols fins situés dans la wilaya de M'sila, avec pour objectif de déterminer les paramètres physiques et mécaniques qui jouent un rôle dans la variation de leur volume. Elle expose une synthèse bibliographique sur les phénomènes de retrait-gonflement des sols argileux. Elle présente et analyse ensuite les résultats des essais d'identification, de compressibilité, de gonflement et de dessiccation de quelques échantillons de sols prélevés sur le site de Sidi Hadjres (wilaya de M'sila). Cette étude montre que les valeurs des paramètres déduits de ces essais sont concordants et conclut au caractère très gonflant des sols étudiés.

Mots clés : argile (gonflante, naturelle) ; œdomètre ; compressibilité ; retrait ; gonflement ; dessiccation.

Abstract

The study presented in this memory is fitted into a research program on the behavior of fine soils located in the wilaya of M'sila, with objectives to determine their physical and mechanical parameters in relation with variation of their volume. Bibliographical synthesis on shrinking-swelling of clayey soils is exposed. Results test of identification, compressibility, swelling and shrinking of some samples of soils taken on the site of Sidi Hadjres (wilaya of M'sila) are presented and analyzed. This study shows that values of parameters deducted from these tests are in agreement and concludes to character very swilling of studied soils.

Key words : clay (expansive, natural); œdometer ; compressibility ; swelling ; shrinking.

ملخص

تندرج الدراسة المقدمة في هذه المذكرة في إطار برنامج بحث حول سلوك التربة الناعمة الواقعة في ولاية المسيلة. و تهدف إلى تعيين الخصائص الفيزيائية و الميكانيكية التي تلعب دورا في تغيير حجم هذه التربة. تعرض هذه الدراسة حوصلة بيبليوغرافية لظاهرة انكماش و انتفاخ التربة الغضارية، ثم تعرض بعدها نتائج تجارب التعريف بالتربة، الضغط الأودومتري، انتفاخ وانكماش التربة على بعض العينات المستخرجة من موقع سيدي هجرس (ولاية المسيلة) و تحليلها. تبين هذه الدراسة أن الخصائص المتحصل عليها من التجارب منسجمة و تخلص إلى خاصية الانتفاخ العالي لهذه التربة المدروسة.

كلمات مفاتيح : غضار(مننفخ، طبيعي) ؛ الجهاز الأودومتري ؛ الضغط الأودومتري ؛ انتفاخ ؛

انكماش.

REMERCIEMENTS

Je voudrais tout d'abord exprimer ma profonde gratitude à mon Directeur de thèse, Dr KHEMISSA Mohamed, Maître de conférences à l'Université Mohamed Boudiaf de M'sila, qui m'a accordé sa confiance dans l'élaboration de ce travail et suivi de près ma démarche scientifique pour mener à bien ce travail.

Je tiens à remercier très vivement les membres de jury de soutenance de ce mémoire :

- Dr BENMEBAREK Sadok, Professeur à l'Université de Biskra, qui m'a fait l'honneur de présider le jury de soutenance,
- Dr MOKRANI Larbi, Maître de conférence à l'Université de Sétif, d'avoir accepté d'être examinateur,
- Dr BOUDAUD Zien-Eddine, Maître de conférences à l'Université de M'sila, d'avoir accepté d'être examinateur,
- Dr RAHMOUNI Zine-el-Abidine, Maître-Assistant Chargé de Cours à l'Université de M'sila, d'avoir accepté d'être examinateur.

Je tiens également à remercier chaleureusement Monsieur H. Nachi, Directeur du Laboratoire des Travaux Publics du Centre (LTPC, Antenne de M'sila), ainsi que l'ensemble du personnel pour leur aide à certaines étapes de cette étude.

Je ne saurais oublier d'exprimer mes remerciements à tous les Enseignants du Département de Génie Civil, ainsi qu'à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

CHAPITRE PREMIER

RETRAIT–GONFLEMENT DES SOLS ARGILEUX *(Synthèse bibliographique)*

1.1 NATURE ET STRUCTURE DES SOLS FINS

Le phénomène de gonflement est rencontré essentiellement dans les sols fins, notamment les sols argileux ou marno-argileux qui réagissent avec l'eau. Ce phénomène prend naissance à l'échelle microscopique à l'intérieur même de la structure du sol et entraîne le développement de déformations et de pressions à l'échelle macroscopique.

1.1.1 Minéraux argileux

Les minéraux argileux sont des substances cristallines qui tirent essentiellement leur origine de la désagrégation physique et mécanique, puis de l'altération chimique de certains minéraux composant la roche. Une particule d'argile est formée d'un empilement de feuillets élémentaires constitués par l'association de deux unités structurales de base : le tétraèdre de silice et l'octaèdre d'alumine et éventuellement de magnésium.

1.1.1.1 Le tétraèdre de silice (SiO₄)

Dans l'élément tétraédrique, l'ion central est la silice (Si⁴⁺) qui est entouré par 4 ions d'oxygène (O²⁻) (figure 1.1). Les tétraèdres sont liés ensemble par leurs bases en partageant un ion d'oxygène entre deux tétraèdres pour former une couche tétraédrique. On remarque la présence d'un « trou » en forme d'hexagone au centre des feuilles.

La formule générale de cet ensemble est n [(Si₂O₅)⁻²].

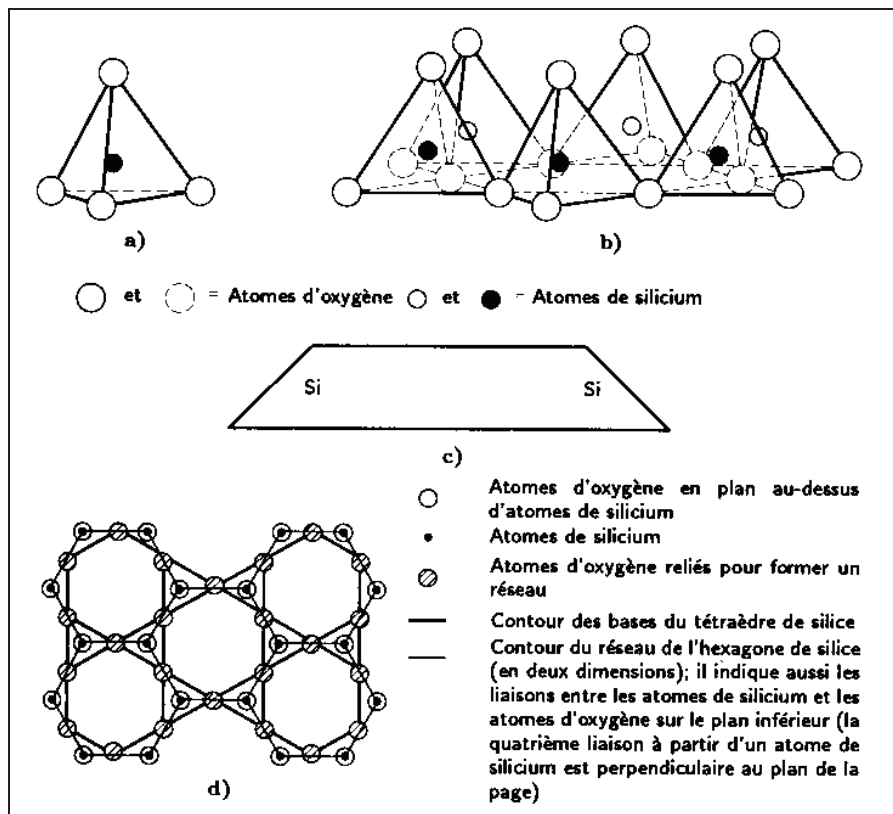


Figure 1.1 a) Tétraèdre de silice (d'après Grim., 1959) ; b) vue isométrique d'un feuillet de silice en tétraèdre (d'après Grim., 1959) ; c) schéma du feuillet de silice (d'après Lambe., 1953) ; d) vue en plan du feuillet de silice (d'après Warshaw et Roy., 1961) (cité par Holtz et al., 1991).

1.1.1.2 L'octaèdre d'alumine $Al_2(OH)_6$ et éventuellement de magnésium $Mg_3(OH)_6$

Dans l'élément octaédrique, l'ion central est soit un ion d'aluminium (Al^{+3}), soit un ion de magnésium (Mg^{+2}). Ces derniers sont entourés par six ions d'hydroxyde (OH^-) (figure 1.2). Les unités octaédriques sont liées ensemble de telle sorte que chaque groupement fonctionnel (OH^-) est partagé entre 3 unités octaédriques.

La formule générale de ce groupement est $n [Al_2(OH)_6]$ ou $n [Mg_3(OH)_6]$.

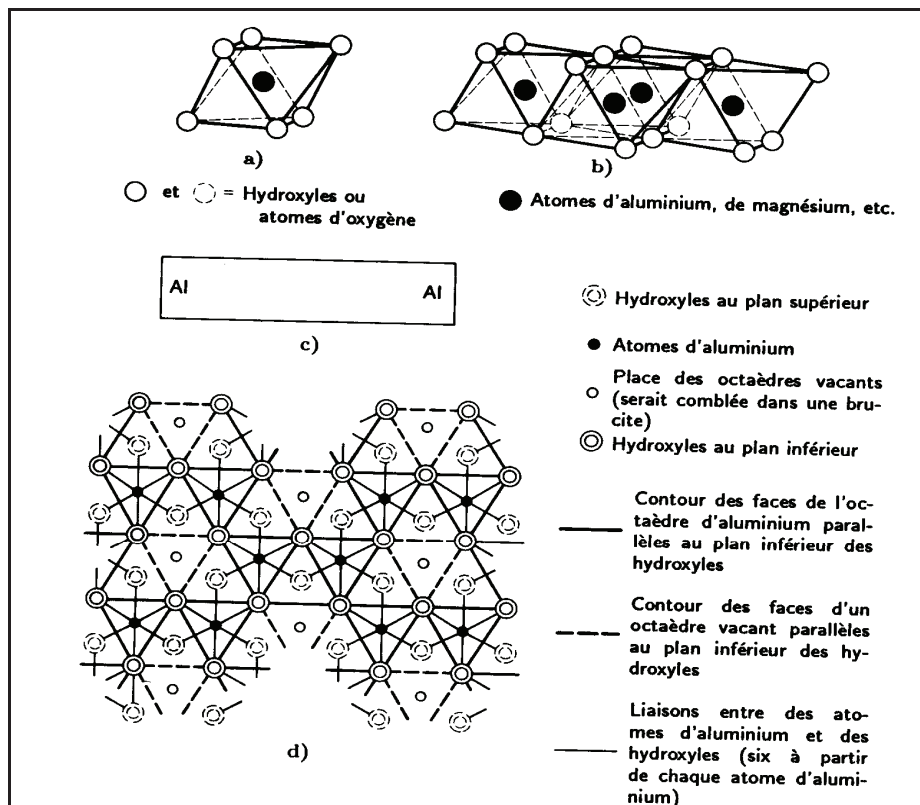


Figure 1.2 a) Octaèdre d'aluminium (ou de magnésium) (d'après Grim., 1959) ;
 b) vue isométrique d'un feuillet en octaèdre (d'après Grim., 1959) ; c) schéma du feuillet en octaèdre d'aluminium (ou de magnésium) (d'après Lambe., 1953) ; d) vue en plan du feuillet en octaèdre (d'après Warshaw et Roy., 1961) (cité par Holtz et al., 1991).

1.1.2 Structure moléculaire des argiles

La combinaison périodique des éléments ou feuillets tétraédriques et octaédriques conduit à la formation d'une unité structurale (ou couche), suivant deux cas possibles : soit à une unité structurale 1 : 1, soit à une unité structurale 2 : 1. L'unité structurale 1 : 1 (ou T- O) est en fait le résultat de la liaison d'un élément tétraédrique et d'un élément octaédrique, dont l'épaisseur est de l'ordre de 7,2 Å. De la même manière, l'unité structurale 2 : 1 (ou T-O-T) n'est autre que le résultat de la liaison d'un élément octaédrique inséré entre deux éléments tétraédriques, dont l'épaisseur est estimée à 9,6 Å environ.

Les liens de covalence et les liaisons ioniques assurent les liaisons rigides du feuillet élémentaire. Des liaisons moins fortes, mais essentielles, assurent l'assemblage des feuillets élémentaires pour former les particules d'argile. Les forces de liaison entre feuillets sont principalement :

- les forces d'attraction moléculaire de Van Der Waals qui sont des liaisons faibles ;
- les liaisons hydrogènes qui se forment avec des atomes fortement électronégatifs, comme par exemple l'oxygène dans le cas des argiles ;

- les substitutions isomorphes constituées dans le remplacement de certains cations constitutifs du réseau cristallin par d'autres de moindre valence, ce qui crée des déficits de charge qui affaiblissent les forces ioniques de liaison entre les feuillets (remplacement d'un ion (Si^{4+}) par un ion (Al^{3+}) dans la couche tétraédrique de silice, d'un ion (Al^{3+}) par un ion (Mg^{2+}) dans la couche octaédrique d'aluminium, etc.). Les particules acquièrent ainsi une charge négative et peuvent absorber de façon réversible des cations et des dipôles d'eau pour atteindre l'électroneutralité. La capacité d'échange ionique (C.E.C) permet de mesurer la charge positive nécessaire pour arriver à l'électroneutralité (milliéquivalents /100 g d'argile sèche).

Malgré la simplicité apparente de la structure des argiles, on en dénombre un très grand nombre d'espèces qui se distinguent par défauts liés à ces substitutions isomorphes au moment de la formation du sol. Les trois types qui sont les plus couramment rencontrés sont la kaolinite, l'illite et la montmorillonite. On en distingue aussi la chlorite et les interstatifiés. La chlorite présente des propriétés proches de celles des argiles, mais leur structure est plus complexe. Tandis que les interstatifiés, ils sont formés d'un empilement régulier ou irrégulier de feuillets de type différents (corrensite, tosudite, saponite, etc.).

1.1.2.1 La kaolinite $n [(\text{Si}_2\text{O}_5)_2 \text{Al}_2(\text{OH})_4]$

Elle est constituée d'une succession de couches alternées de silice (tétraèdre) et d'alumine (octaèdre) (figure 1.3), dont la liaison se fait par substitution de certain OH^- par des oxygènes O^{2-} . Les liaisons entre feuillets de kaolinite sur l'effet composé de liaisons hydrogène et de forces de Van der Waals qui confèrent à l'ensemble une structure stable qui n'est pas affectée par la présence d'eau. La particule kaolinite comporte 100 à 150 feuillets qui lui donnent une épaisseur de 0,1 mm et une largeur de 1 mm ; l'épaisseur d'un feuillet est d'environ 7,2 Å. Sa surface spécifique totale de l'ordre de 10 à 20 m^2/g .

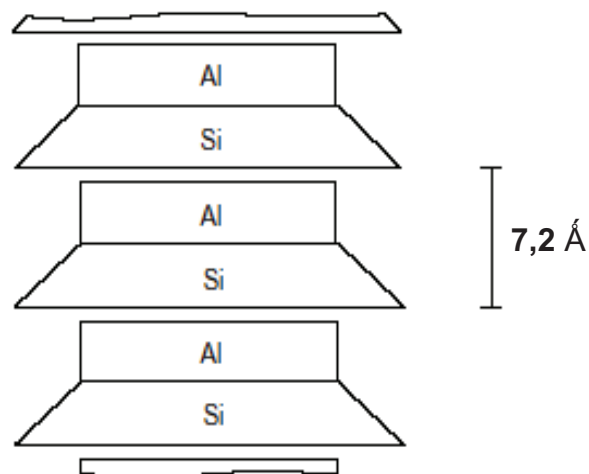


Figure 1.3 Schéma de la particule de kaolinite.

1.1.2.2 L'illite $n [(Si_{4-n} Al_n O_{10}) Al_2 K_n (OH)_4]$

Le feuillet élémentaire est composé d'une couche d'alumine entre deux couches de silice (figure 1.4). Dans les couches de silice, un ion Si^{4+} sur quatre est remplacé par un ion Al^{3+} . Le déficit de charge qui en résulte est compensé par les ions K^+ qui assurent des liaisons assez fortes entre les feuillets. On peut aussi rencontrer dans le feuillet de silice certaines substitutions isomorphes partielles de Al^{3+} par Mg^{2+} et F^{2+} ainsi que de silicium par l'aluminium. Les particules d'illite sont plates de forme moins régulière que celle des particules de kaolinite. Elles ont diamètre moyen variant entre $0,1 \mu m$ et $3 \mu m$ et une épaisseur de l'ordre de $0,01 \mu m$ à $0,3 \mu m$. L'illite a une surface spécifique totale de l'ordre de 65 à $100 m^2/g$.

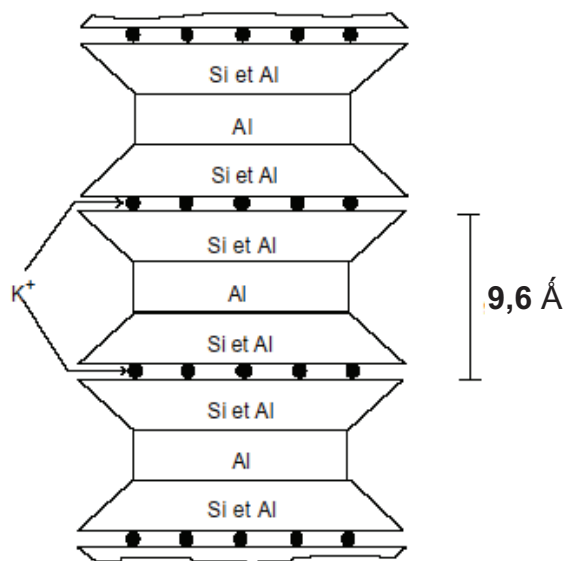


Figure 1.4 Schéma de la particule d'illite.

1.1.2.3 La montmorillonite $n [(Si_4 O_{10}) (Al_{5/3} Mg_{1/3}) Na_{1/3} (OH)_2]$

La montmorillonite, appelée aussi smectite, est un minéral argileux de type 2 : 1 dont le feuillet élémentaire est composé d'une couche d'alumine comprise entre deux couches de silice. Une substitution partielle de l'aluminium Al par le magnésium Mg est fréquente. À l'instar de la kaolinite, les couches peuvent se prolonger indéfiniment dans les deux autres directions. Les forces de Van der Waals, dues principalement au moment électrique qui règne entre les feuillets et qui soudent les sommets de feuillets de silice, sont faibles par rapport aux autres forces de liaison. Cela se traduit par une déficience en charge négative nette dans les feuillets en octaèdre. Pour cette raison les ions échangeables peuvent pénétrer dans la structure et séparer les couches. La montmorillonite est donc caractérisée par une structure instable qui est affectée par la présence d'eau. Les plaquettes de montmorillonite ont une forme quelconque est de taille très

petite, un diamètre moyen entre 0,1 μm et 1 μm et une épaisseur moyenne entre 0,001 μm et 0,01 μm . La montmorillonite possède une surface spécifique totale entre 700 et 840 m^2/g et un espace inter-feuillets de 9,6 \AA .

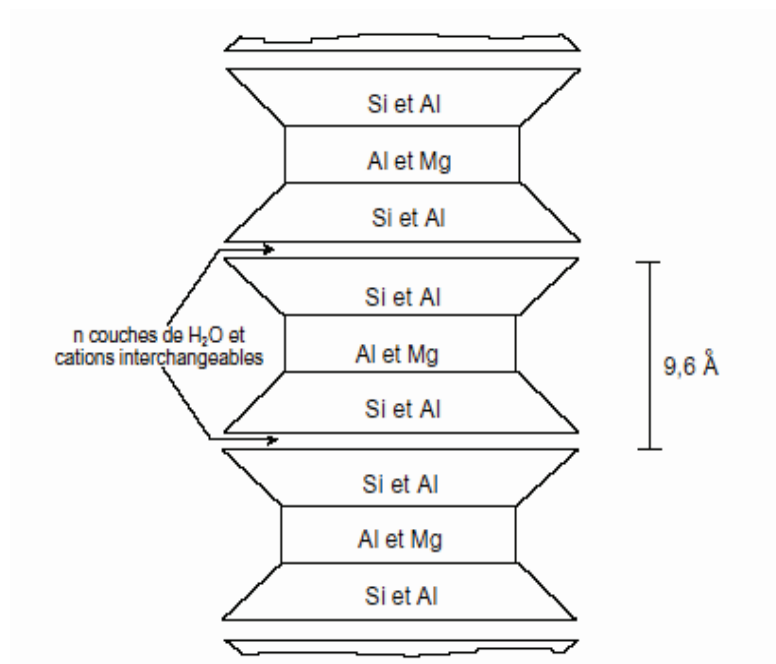


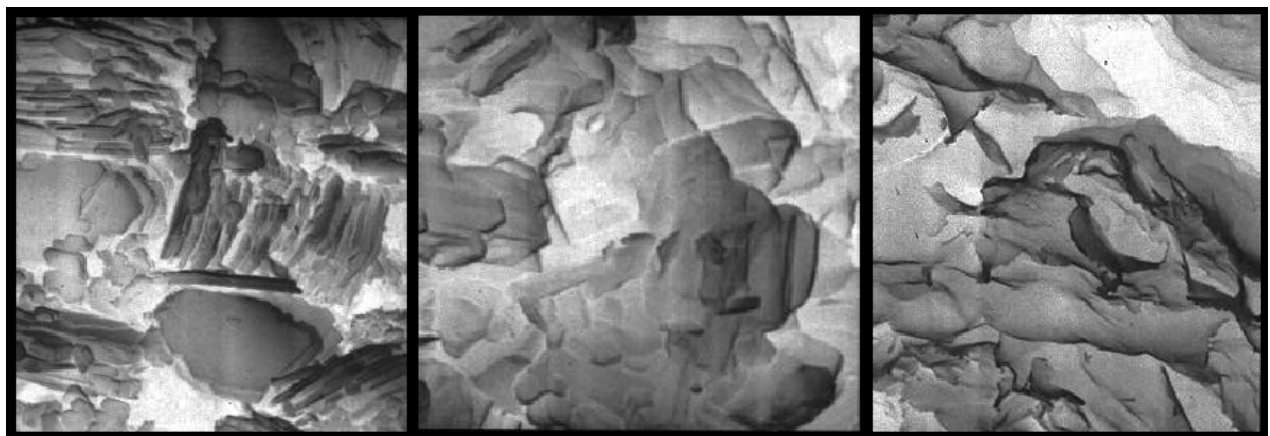
Figure 1.5 Schéma de la particule de montmorillonite.

Les caractéristiques de ces argiles sont résumées dans le tableau 1.1. La figure 1.6 présente leurs photographies prises au microscope électronique à balayage (M.E.B).

Tableau 1.1 Caractéristiques des argiles (Bultel, 2001).

Argile	Type	Nombre de feuillets par particule	Diamètre d'une particule (μm)	Epaisseur d'une particule (μm)	Surface spécifique (m^2/g)	C.E.C. (meq/100g)
Kaolinite	1 : 1	100 - 200	0,1 - 4	1 - 10	10 - 20	3 - 15
Illite	2 : 1	1 - 10	0,1 - 1	0,003 - 0,01	65 - 100	10 - 40
Montmorillonite	2 : 1	1	0,1	0,001	700 - 840	80 - 150

C.E.C. : capacité d'échange cationique.



Kaolinite

Illite

Montmorillonite

Figure 1.6 Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles (Mitchell, 1976).

1.1.3 Texture microscopique des particules d'argile

En géologie, la texture désigne la forme, la dimension et la disposition d'un certain nombre de minéraux naturellement groupés en une population au sein du matériau (Le Roux, 1976). L'étude systématique de matériaux argileux au M.E.B a permis de cerner l'organisation des particules d'argile qui sont plus ou moins dispersées et orientées de façon privilégiée dans une direction. Van Olphen (1963), cité par Bultel (2001), a proposé une classification basée sur l'association des particules argileuses entre elles à partir des critères : dispersé, agrégé (face contre, face en agrégats), floclé (association d'agrégats ou de particules bord-bord ou bord-face), défloclé (aucune association entre les particules ou entre les agrégats). Cette classification ne repose pas sur une observation directe, mais sur les possibilités d'assemblage géométrique. La figure 1.7 présente les différents modes d'arrangement des particules d'argile.

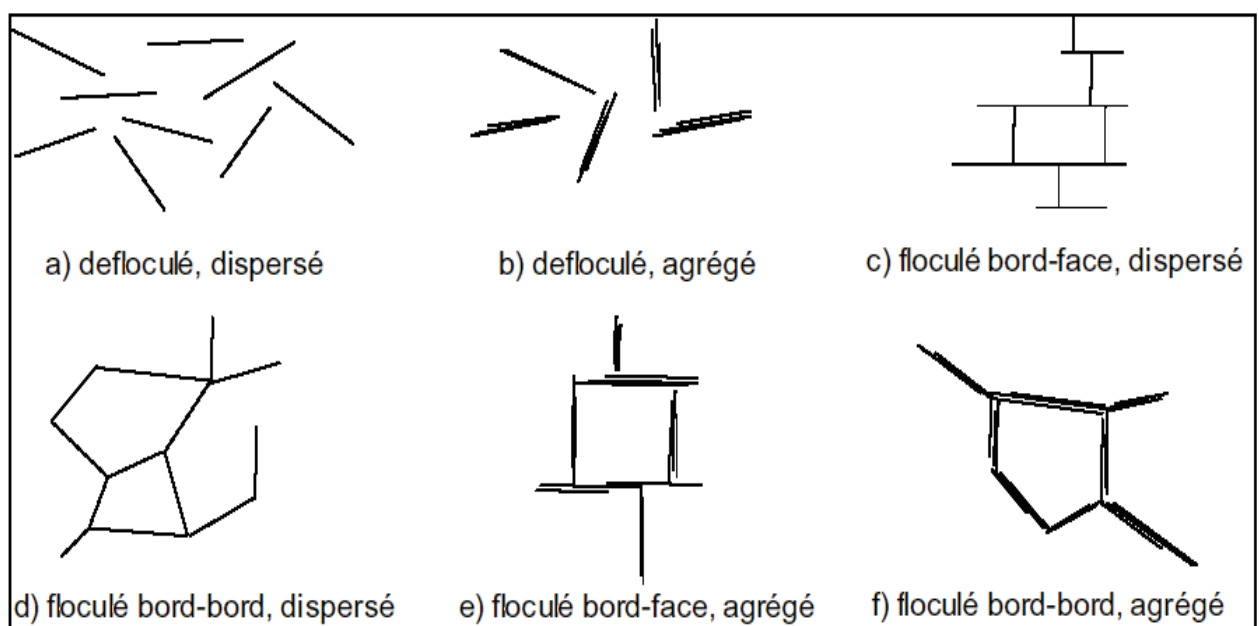


Figure 1.7 Arrangement des particules d'argile (Van Olphen, 1963).

Collins et McGown (1974) ont tenté de préciser cette définition dans le cas des terrains contenant une proportion non négligeable de grains non argileux, en introduisant une classification des relations existant entre particules argileuses et grains sableux ou silteux (figure 1.8). On en distingue : connexions argileuses entre grains silteux (a, b, c), agrégats irréguliers en nid d'abeille (d, e), agrégats réguliers (f, g), particules argileuses entrelacées avec ou sans inclusions silteuses (h, j) et matrice argileuse (k) ou matrice granulaire (l).

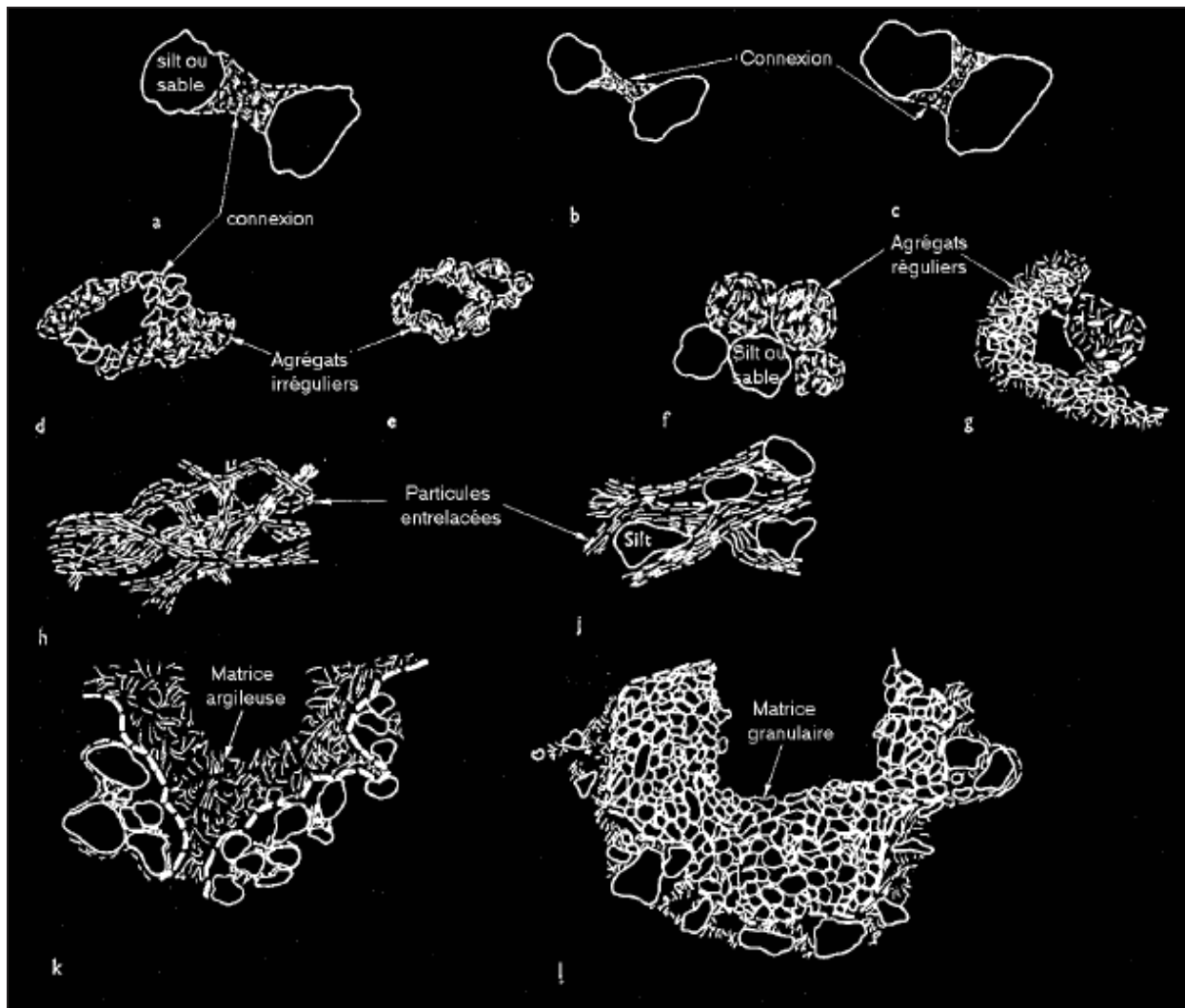


Figure 1.8 Schéma d'assemblages de particules (Collins et McGown, 1974).

Le Roux (1972) distingue, à partir d'observations sur les marnes, trois classes principales de textures :

- la texture homogène où tous les minéraux sont intimement mélangés et où aucune direction n'est privilégiée ;
- la texture orientée où une direction privilégiée apparaît dans l'arrangement des grains ;
- la texture floconneuse où la phase argileuse se présente sous forme grossièrement sphérique soit seule, soit associée aux carbonates.

1.1.4 Conditions de formation des sols argileux

Les argiles proviennent de la transformation de minéraux par la sédimentation, l'altération, la diagenèse et le métamorphisme. Elles sont également formées par un processus d'altération des roches sédimentaires. Les principaux facteurs étant la nature de la roche mère, le climat, la topographie, les micro-organismes et le temps. L'altération apparaît à toutes les teneurs en eau et l'eau, qui agit comme le solvant universel et moyen de transport, doit être présente pour démarrer le processus.

1.1.4.1 L'altération chimique

L'altération et le lessivage d'espèces minérales, telle que le feldspath, par les eaux superficielles faiblement acides avec un bon drainage lors de la formation d'un sol, aboutit à une présence dominante de feuillets d'argiles non gonflantes de type 1 : 1. Mais, lorsque le drainage au sein du massif est gêné, créant des stagnations auxquelles s'ajoute un environnement alcalin et réducteur, les sols gonflants où la montmorillonite domine, se développent. Ainsi, la décomposition des plagioclases feldspathiques provenant des micaschistes donnera naissance à des argiles litées gonflantes de type 2 : 1. Dans les zones supérieures plus lessivées, ces argiles seront transformées en argiles litées 1 : 1 non-gonflantes du groupe des kaolinites. Un pH élevé et une présence abondante de calcium et de magnésium favorisent la formation de montmorillonite. Elles se rencontrent souvent comme produit d'altération des roches éruptives acides (rhyolites, pegmatites, diorites, granulites) et également dans l'altération de certaines cendres volcaniques (Righi et al., 1999).

Les argiles gonflantes se développent aussi à partir des minéraux de teinte verte: amphibole, serpentines (pyroxène altérés) et les minéraux phylliteux. De plus, le lessivage par une eau acide de sédiments qui contiennent de l'illite, chlorite et calcite peut enlever la couche intermédiaire K de l'illite formant ainsi une argile interstratifiée potentiellement gonflante. Il en résulte des associations plus ou moins caractéristiques. Ces altérations peuvent conduire à des sols (dépôts détritiques continentaux), caractérisés par un type d'argile: arènes à illites, latérites à kaolin, etc. Le tableau 1.2 présente les différentes combinaisons possibles pour des argiles formées par altération des roches sous climat tempéré.

Tableau 1.2 Argiles formées par altération des roches sous climat tempéré (Tourenq et al., 1989).

	Illite	Kaolinite	Montmorillonite	Chlorite
Gneiss, Granite				
Diorites, Gabbros				
Basaltes				
Schistes				

1.1.4.2 L'altération biologique

Même si le rôle des bactéries et des micro-organismes dans les sols et les roches n'est pas toujours clairement défini, il est probable, étant donné leur tendance à acidifier le sol par leurs sécrétions et leur décomposition et leur abondance, qu'elle est non négligeable. Des études en laboratoire menées sur l'action des solutions organiques produites par certaines essences d'arbres sur l'altération des roches, ont mis en évidence une grande corrélation entre la présence de ces solutions organiques à pH élevé et une dissolution des minéraux riches en Ca, Fe et Mg. Il semble que la concentration de ces solutions organiques est plus importante que leur composition (Raulund-Rasmussen et al., 1998).

1.1.4.3 Influence de la topographie

Du fait que la topographie influence le drainage et les microclimats, elle agit sur les propriétés du sol au travers de son altération. En général, les sols de couleur sombre, peu drainés apparaissent dans les plaines et les faibles pentes et tendent à avoir une plus grande concentration de minéraux argileux du type 2 : 1.

1.1.4.4 Influence du climat

Généralement, on constate une correspondance entre le climat semi-aride de type steppe et le climat méditerranéen avec la distribution des sols gonflants. En dehors d'exceptions mineures, les minéraux de la famille des micas et les smectites sont localisés dans ces zones climatiques.

Les sols contenant de la kaolinite et ceux contenant de la montmorillonite peuvent se développer à partir de la même roche mère selon l'environnement. La kaolinite se développe dans un climat où la pluviométrie excède l'évaporation et le pH est bas, en particulier quand le massif rocheux est très perméable. La montmorillonite se développe sous un climat plus aride où la circulation d'eau est plus faible et le pH plus haut. Ce qui explique l'abondance d'argiles gonflantes en zone méditerranéenne ou tropicale. La formation d'illite nécessite des conditions légèrement alcalines.

1.2 MECANISMES DE GONFLEMENT DES SOLS ARGILEUX

Le processus de gonflement des sols argileux au contact de l'eau et des sels dissous met en jeu séparément ou de façon combinée des phénomènes physico-chimiques et mécaniques variés. Ces phénomènes sont décrits ci-après.

1.2.1 Gonflement interfoliaire et gonflement interparticulaire

Certaines argiles, pour lesquelles les liaisons interfeuillets sont très faibles, ont la propriété de fixer les molécules d'eau entre deux feuillets voisins (c'est le cas de la montmorillonite et de certaines chlorites). L'eau pénètre à l'intérieur des particules et s'organise en couches monomoléculaires. Il s'agit alors d'un gonflement intraparticulaire ou interfoliaire, qui intervient à l'échelle la plus petite de la structure argileuse, mais peut présenter une ampleur très importante (Didier, 1972). En dehors de ce cas particulier qui définit les argiles dites "gonflantes", le gonflement est interparticulaire, c'est-à-dire l'eau ne pénètre pas à l'intérieur des particules d'argile mais lié à son état de saturation. Ce gonflement interparticulaire, contrairement au gonflement interfoliaire, a une ampleur assez limitée, mais affecte toutes les argiles.

1.2.2 Aspects phénoménologiques du gonflement

1.2.2.1 Cas des sols saturés

Dans le cas saturé, le sol est un matériau biphasique "eau-solide". Le rôle mécanique de chacune de ces deux phases est correctement décrit par le concept des contraintes effectives. Cependant, le comportement des particules d'argiles qui interagissent avec les sels en solution de manière à acquérir l'électroneutralité du milieu crée un potentiel osmotique qui n'est en général pas pris en compte en géotechnique. La particule d'argile présente généralement une charge nette négative due à des substitutions isomorphes au niveau des feuillets. Ce déficit de charges se traduit par la fixation de cations et par l'orientation des molécules polaires (d'eau, par exemple) dans l'espace périphérique de la particule et éventuellement entre les feuillets. A l'attraction des cations par la surface des particules d'argile s'oppose la tendance des ions à diffuser et à se distribuer d'une manière homogène dans l'eau. Le résultat de cette interaction est un nuage d'ions entourant la particule, appelé double couche électrique diffuse (figure 1.9). Le modèle de la double couche diffuse permet de prévoir la distribution des ions adjacents à la surface de la particule argileuse (Mitchell, 1976). Il est développé pour des surfaces planes ou sphériques. La surface de la particule d'argile est assimilée à un plan uniformément chargé négativement, le nombre de cations diminue exponentiellement lorsqu'on s'éloigne de la surface de la particule et, au contraire, le nombre d'anions s'accroît. Ces deux nombres étant égaux dans la solution interparticulaire.

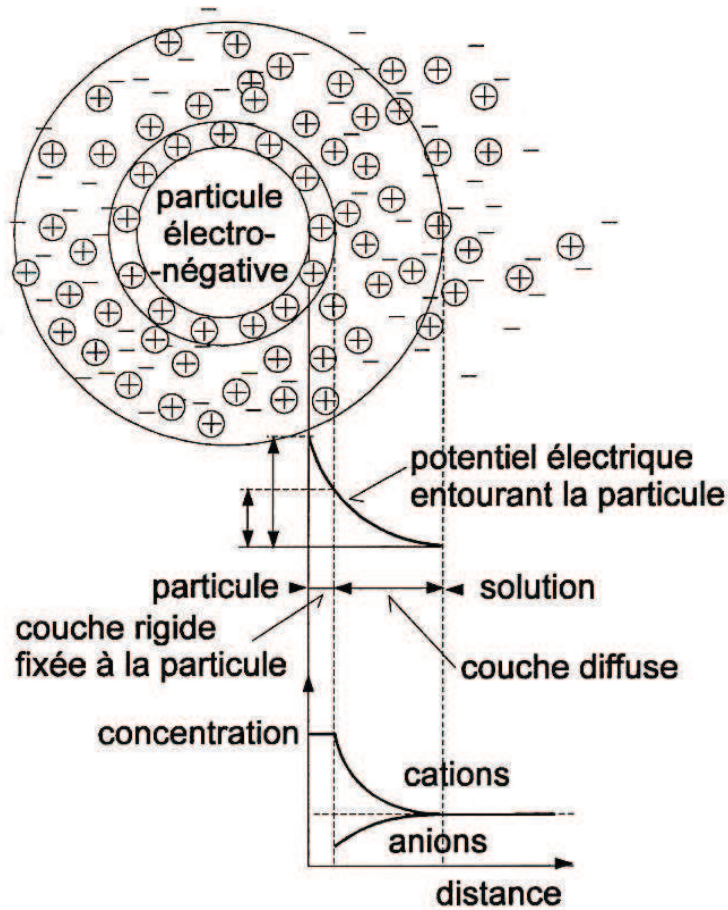


Figure 1.9 Schéma de la double couche d'eau entourant une particule argileuse.

La théorie de la double couche développée par Bolt (1956) et Van Olphen (1963) se base sur l'étude de l'interaction de deux "plaquettes" d'argile parallèles. Dans un sol saturé, l'épaisseur de la double couche associée à une particule correspond à la distance nécessaire à partir de la surface pour neutraliser la charge nette sur la particule ; le potentiel électrique à l'extérieur de la double couche étant ainsi nul. Elle est donnée par la formule suivante:

$$\frac{1}{K} = \sqrt{\frac{\epsilon_{liq} \cdot K \cdot T}{8 \cdot \pi \cdot n_0 \cdot e^2 \cdot z^2}} \quad (1.1)$$

où

- 1/K** : est l'épaisseur de la double couche en cm ;
- ϵ_{liq}** : constant diélectrique du milieu liquide ;
- K** : constante de Boltzmann ;
- T** : température absolue en Kelvin ;
- e** : charge électrique d'un électron ;
- Z** : valence des cations ;
- n_0** : concentration en ions du milieu liquide (en ions/m³).

Didier (1972) et Wong (1998), cité par Bultel (2001), ont mis en évidence expérimentalement l'influence notable de la salinité du liquide interstitiel sur le potentiel de gonflement des terrains argileux. Ils ont, en effet, constaté que plus la concentration en sels (NaCl par exemple) est faible et plus les déformations de gonflement sont élevées. Ces résultats expérimentaux confirment bien l'analyse qualitative fournie par la théorie de la double couche. Cette théorie reste toutefois évidemment limitée, à cause des hypothèses faites sur le milieu (pas d'interaction entre les ions, problème bidimensionnel, particules parallèles, etc.). On peut, en première approximation, dire que la théorie de la double couche est applicable quand la source du gonflement est la pression de répulsion osmotique, c'est-à-dire quand on a affaire à des sols sursaturés en cations en présence d'une eau de circulation à faible concentration ionique.

Dans un milieu saturé, un bilan des forces permet de montrer rapidement qu'une diminution des contraintes effectives entraîne un gonflement interparticulaire. Considérons deux particules argileuses que l'on peut représenter comme plates et parallèles (figure 1.10). Quand elles sont immergées dans une solution électrolytique, elles sont soumises, d'une part, à une pression extérieure sous forme de contrainte effective σ' et, d'autre part, aux forces électriques. Les forces électriques se composent de la pression osmotique de répulsion P_R et de la force "surfactive" d'attraction P_A de Van der Waals, qui dépend de la distance $2d$ entre les particules et décroît très rapidement avec cette distance. Pour maintenir les particules à la distance $2d$, il faut que la contrainte nette ($P_R - P_A$) équilibre la contrainte de compression σ' et donc qu'elle soit répulsive : $\sigma' = P_R - P_A$.

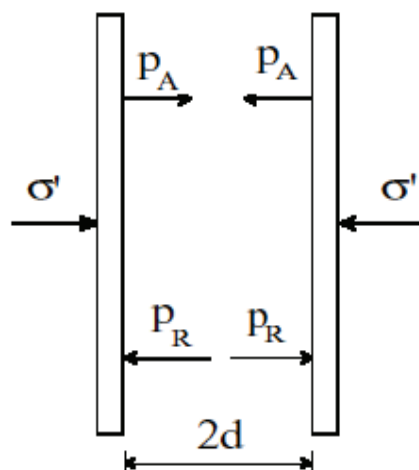


Figure 1.10 Forces agissant sur deux particules d'argile.

Sridharan et Jayadeva (1982), cité par Bultel (2001), ont constaté que, pour les matériaux argileux tels que la kaolinite ou la montmorillonite, la force d'attraction de Van der Waals est négligeable devant la pression osmotique de répulsion, pour l'intervalle de pressions mesurées habituellement en géotechnique. Dans ces conditions, le mécanisme de gonflement s'explique de la façon suivante : supposons que la contrainte effective vienne à baisser, l'équilibre ne peut être

assuré que par une diminution de la pression osmotique de répulsion, c'est-à-dire, pour une minéralogie du sol et une composition du liquide interstitiel données, par un écartement des deux particules ; ceci tend par ailleurs à diminuer légèrement la force de Van der Waals. Ainsi, une diminution de contrainte effective se traduit au niveau macroscopique par le gonflement des argiles.

En résumé, dans le gonflement des argiles saturées, la pression osmotique joue un rôle prépondérant. La théorie de la double couche fournit une interprétation intéressante des phénomènes physico-chimiques sur le plan qualitatif, mais il faut rester prudent pour appliquer quantitativement cette théorie à une masse de matériau argileux car les hypothèses utilisées ne caractérisent pas toujours la texture d'un terrain naturel qui peut être très variée.

1.2.2.2 Cas des sols non-saturés

L'expression « sols non-saturé » regroupe les sols sous état de succion, c'est-à-dire où la pression d'eau u_w est inférieure à la pression d'air u_a ($u_w < u_a$). Ceux-ci peuvent être non saturés (degré de saturation $S_r < 100\%$) ou bien saturés ($S_r = 100\%$). Le terme de succion indique donc un déficit de pression de l'eau du sol par rapport à la pression atmosphérique. La succion peut atteindre plusieurs centaines de mégapascals. Dans le cas non-saturé où le matériau est triphasique "solide-eau-air", une phase gazeuse coexiste avec la phase liquide au sein du milieu poreux solide que constitue le squelette du sol.

Lorsque l'on a affaire à un sol non-saturé, on est confronté à une pression d'eau négative. Cette pression interstitielle est négative sous la double action de la capillarité et de l'adsorption d'eau contre les minéraux argileux. La succion totale du sol peut être vue comme la somme de deux composantes principales : la succion matricielle et la succion osmotique (Aitchison, 1965 cité par Reiffsteck, 1999). *La succion matricielle* exprime la capacité de rétention d'eau des composants du sol. Elle est la somme d'une composante capillaire et d'une composante associée aux forces d'adsorption développées par les particules d'un sol. *La succion osmotique* du sol est liée aux sels présents dans le sol. Ces différentes succions sont décrites ci-après.

a/ *Succion capillaire*

Lorsqu'un liquide et un gaz sont en contact, l'interface entre les deux phases est le siège d'une tension de surface T_s . En effet, une molécule à l'intérieur du liquide n'est pas soumise aux mêmes forces d'interaction intermoléculaires qu'une molécule se situant à l'interface liquide-gaz. Cette propriété permet d'expliquer le phénomène d'ascension capillaire (figure 1.11).

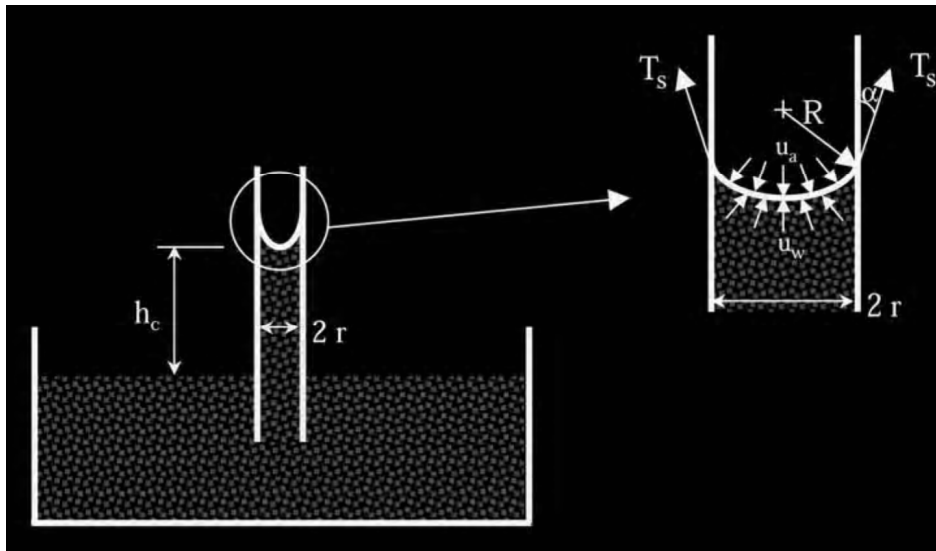


Figure 1.11 Phénomène d'ascension capillaire.

La relation suivante de Jurin-Laplace relie la pression capillaire au rayon du tube capillaire :

$$P_c = u_a - u_w = \frac{2 \cdot T_s \cdot \cos \alpha}{r} \quad (1.2)$$

avec

- P_c : pression capillaire (kPa) ;
- α : angle de mouillage ;
- u_a : pression de l'air au-dessus de l'interface (kPa) ;
- u_w : pression de l'eau en dessous de l'interface (kPa) ;
- T_s : tension de surface ($N \cdot m^{-1}$) ;
- r : rayon du tube capillaire (m).

Cette relation montre que plus le tube est petit, plus la pression capillaire est élevée. La hauteur d'ascension capillaire est donnée par la relation suivante :

$$h_c = \frac{2 \cdot T_s \cdot \cos \alpha}{r \cdot \gamma_w} \quad (1.3)$$

avec

- h_c : hauteur d'ascension capillaire (m) ;
- γ_w : poids volumique de l'eau ($kN \cdot m^{-3}$).

b/ Succion d'adsorption

Les argiles sont des particules globalement chargées négativement et qui, de ce fait, ont tendance à adsorber de l'eau à leur surface. Les forces en jeu sont de type hydrogène, liées à l'hydratation des cations du sol, ou de type Van der Waals. Ce phénomène est à l'origine de la succion d'adsorption.

c/ Succion osmotique

La composante osmotique de la succion est due à la présence d'ions en solution. La tendance des ions à s'hydrater et l'existence de différences de concentration entre plusieurs points du sol sont à l'origine de cette composante. Dans le cas où la concentration en sels de la solution de sol est faible, elle peut être négligée. La succion osmotique dépend aussi de l'état de saturation du sol : plus le degré de saturation augmente, plus la succion osmotique décroît (Edil & Motan, 1984 ; Houston et al., 1994) (cité par Cuisinier, 2002).

d/ Succion totale

L'ensemble de ces forces constitue la force de succion qui agit directement sur les molécules d'eau, polaires par nature. La succion totale est reliée à l'humidité relative par la loi de Kelvin :

$$\Psi = -\gamma_w \frac{R \cdot T}{M \cdot g} \ln \left(\frac{p}{p_0} \right) \quad (1.4)$$

avec :

Ψ : succion totale (kPa) ;

R : constante des gaz parfaits ($8,31432 \text{ J} \cdot \text{mol}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$) ;

T : température absolue (K) ;

M : masse molaire de l'eau ($18,016 \text{ g} \cdot \text{mol}^{-1}$) ;

g : accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$) ;

p : pression partielle de vapeur (kPa) ;

p_0 : pression de vapeur saturante à la température T (kPa).

La succion peut également être exprimée par une échelle logarithmique, appelé potentiel de succion et définie en fonction de la succion s (en kPa) comme suit :

$$pF = \log \left(\frac{s}{\gamma_w g} \right) + 2 \quad (1.5)$$

La relation entre la succion et la saturation du sol dépend du rayon de courbure moyen des surfaces de contact et des conditions de mouillage de la surface des particules ; elle est donc différente selon le sol considéré. Cette relation dépend de la nature minéralogique, de la taille, de l'arrangement des particules et bien sûr de l'hygrométrie, de la taille et de la géométrie des pores.

1.2.2.3 Cas des sols secs

Ce cas apparaît lorsque la surconsolidation est due au retrait de l'argile provenant d'une dessiccation plus ou moins poussée du matériau. L'assèchement d'un matériau fin a pour effet de soumettre celui-ci à un système de contraintes effectives qui provoquent un resserrement du

squelette minéral analogue à celui que provoquerait l'application d'une charge effective sur le matériau en question (Mesri et al., 1999).

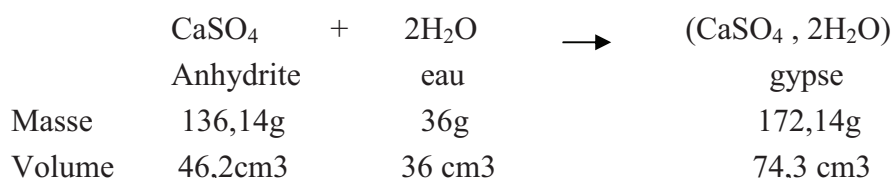
Si les cristallites sont épais (type kaolinite), ils se rapprochent (face-face) durant la dessiccation et se stabilisent lorsqu'ils sont en contact. Les cristallites type illite ou montmorillonite constituent des unités morphologiques plus longues qui vont durant la dessiccation soit se rompre facilitant ainsi l'apparition d'une orientation, soit se déformer sans rupture pour permettre à la porosité de diminuer jusqu'au retrait ultime. Ce cas très particulier apparaît lorsqu'une formation argileuse se trouve coupée de toute alimentation en eau.

Dans une argile sèche, les cations adsorbés sont fortement maintenus par les surfaces d'argile. Les cations en excès de ceux nécessaires à acquérir l'électroneutralité des particules d'argile et les anions associés sont présents sous forme de sels. Quand l'argile est placée en présence d'eau, les sels entrent en solution et ont plus ou moins tendance à diffuser pour égaliser les concentrations. Les formations d'argiles gonflantes surconsolidées par dessiccation se rencontrent, en surface, dans de nombreuses régions semi-arides du monde, et en profondeur, dans toutes les régions ayant subi ce type de climat durant le tertiaire et le secondaire. On rencontre également des argiles sableuses très peu plastiques qui, en raison de leur très forte dessiccation, présentent un potentiel de gonflement élevé.

1.2.2.4 Cas particulier de l'anhydrite

Le gypse et l'anhydrite sont des roches sulfatées formées par précipitation chimique. Le gypse cristallisé ($\text{CaSO}_4, 2\text{H}_2\text{O}$) a une masse volumique de 2320 kg/m^3 et une solubilité de 2 g/l à $20 \text{ }^\circ\text{C}$ sous la pression atmosphérique. Tandis que l'anhydrite cristallisée (CaSO_4) a une masse volumique de 2920 kg/m^3 et une solubilité d'environ 3 g/l à $20 \text{ }^\circ\text{C}$ sous la pression atmosphérique (Robert, 1987). Gypse et anhydrite diffèrent donc fortement par leur densité et sont tous les deux très solubles, les plus solubles dans la nature après la halite (Robert, 1987).

La transformation chimique de l'anhydrite en gypse se produit avec la variation de volume spécifique suivante:



Cette évolution se produit sous certaines conditions de pression, de température et de teneur en eau (Sahores, 1962) (cité par Bultel, 2001). Ainsi, le sulfate de calcium sous sa forme anhydrite est stable à des températures supérieures à $58 \text{ }^\circ\text{C}$ et à une pression proche de 100 kPa . Au dessous de $38 \text{ }^\circ\text{C}$, l'anhydrite peut être présente si l'eau nécessaire à sa transformation est insuffisante ; seul le gypse est stable. Entre $38 \text{ }^\circ\text{C}$ et $58 \text{ }^\circ\text{C}$, les deux composés coexistent et

présentent des évolutions différentes. Ces chiffres ont conduit Wittke (1978), cité par Bultel (2001), à conclure que, dans la nature, deux cas sont susceptibles de se présenter :

- dans un volume fermé contenant de l'anhydrite et l'eau nécessaire à sa transformation, le

$$\varepsilon_{\text{vol}} = -\frac{\Delta V}{V} = -\frac{74,3 - (46,2 + 36)}{46,2 + 36} \times 100 = 9,6\% , \text{ ce qui se traduit par un tassement observé ;}$$

gypse se forme avec une réduction de volume :

- par contre, si l'eau arrive de l'extérieur, c'est-à-dire en système ouvert, on observe théoriquement un fort gonflement :

$$\varepsilon_{\text{vol}} = -\frac{\Delta V}{V} = -\frac{74,3 - 46,2}{46,2} \times 100 = -61\% .$$

Ce schéma n'est pas toujours confirmé (Sahores, 1962). En effet, l'anhydrite ne se transforme pas nécessairement en gypse sous les conditions précitées. Dans les zones fraîchement excavées, le gypse et l'anhydrite coexistent ; dans les zones altérées, de minces pellicules de gypse recouvrent l'anhydrite.

L'anhydrite est une roche légèrement évolutive et sa pression de gonflement n'atteint pas 70 MPa comme il a longtemps été suggéré. En fait la transformation anhydrite-gypse est lente, durable et favorise le colmatage, donc l'arrêt des circulations d'eau en profondeur. Néanmoins, le gonflement de l'anhydrite est un phénomène plus rapide que dans les argiles qu'il faut prendre très au sérieux, compte tenu des dommages déjà occasionnés.

1.2.3 Relation entre la texture et le gonflement des sols

Le gonflement, dont on constate les effets macroscopiques, se développe en fait à l'échelle microscopique. Il consiste en une réorganisation du squelette solide et du réseau poreux constituant la texture du terrain. Pour analyser le développement microscopique du gonflement, on s'attache à décrire l'évolution de sa 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 et la porosimétrie 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, etc.). La porosimétrie 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.

Grâce à ces deux techniques, Vayassade (1978) et Parcevaux (1980) ont obtenu des résultats très significatifs sur plusieurs argiles composées essentiellement de kaolinite et, en moindre importance, d'un interstratifié illite-smectite : (argile verte de Villejuif et argile

plastique de Provins en France). Leurs 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 (figure 1.12).

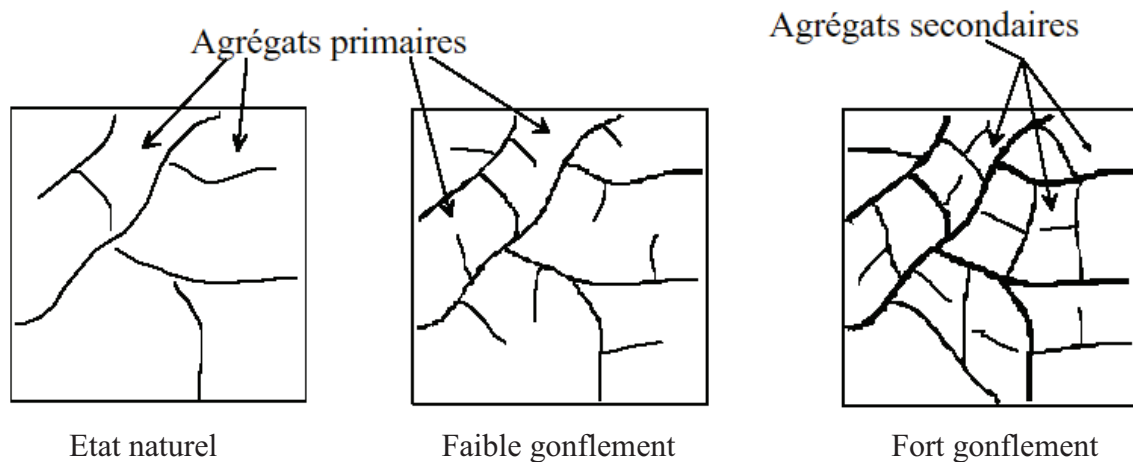


Figure 1.12 Evolution de texture des sols au cours du gonflement (Bultel, 2001).

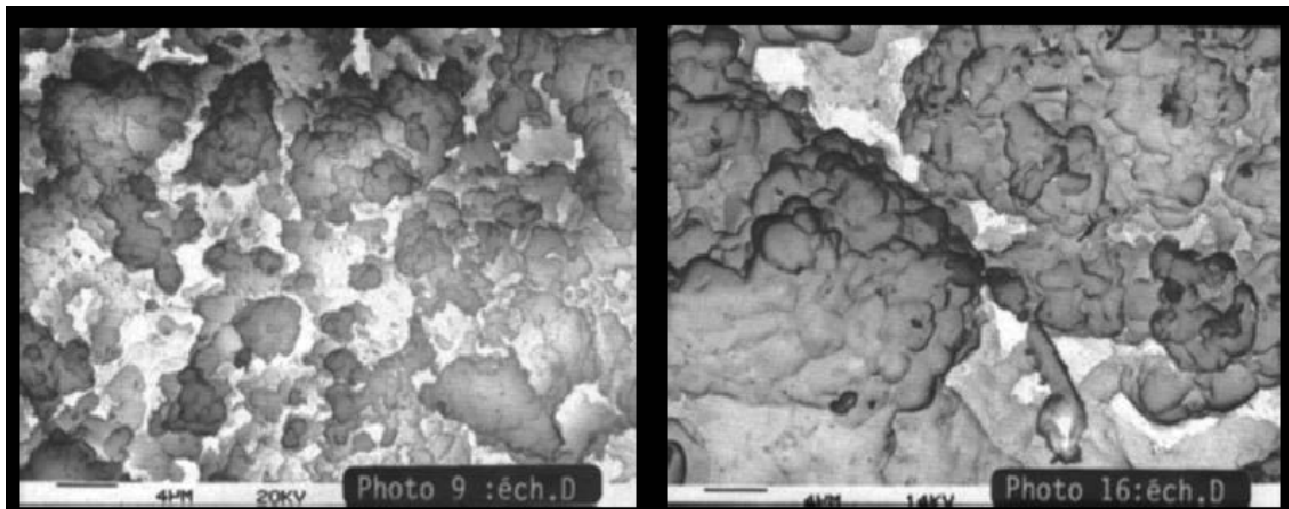
Par injection de mercure, deux classes de pores ont été mises en évidence pour l'essentiel des sols étudiés :

- une classe de pores intra-agrégats (rayon de pores inférieur à 0,05 mm),
- une classe de pores inter-agrégats (rayon de pores supérieur à 0,05 mm).

Il apparaît que la classe de pores intra-agrégats ne varie pas au cours du gonflement. L'augmentation de la porosité est due uniquement à l'augmentation de la porosité inter-agrégats ; elle correspond à une croissance des rayons de pores au cours du gonflement. Ces résultats montrent que le gonflement des sols argileux saturés ne contenant pas de grande quantité de minéraux dits "gonflants" (montmorillonite) est un phénomène qui se produit au niveau des zones de faible résistance, analogues à des fissures (pores bidimensionnels) individualisant un réseau tridimensionnel d'agrégats.

Troalen et al. (1984), cité par Bultel (2001), ont aussi utilisé le M.E.B pour analyser les mécanismes du gonflement des sols argileux. Une étude sur des matériaux argileux gonflants de la région du Caire (argilites massives et argilites litées), de la fraction argileuse essentiellement composée de montmorillonite, a montré que les résultats obtenus sur des essais de gonflement ne pouvaient s'expliquer uniquement à partir des analyses chimiques, minéralogiques et physiques. En effet, un échantillon d'argilite massive a révélé une microtexture finale serrée dans une direction et plus lâche dans une autre, ce qui caractérise le comportement anisotrope observé alors que les autres échantillons ont fait apparaître un réarrangement des agrégats argileux

(diminution de taille), avec fermeture plus ou moins marquée des discontinuités. Dans le cas des argilites litées, pour lesquelles les paramètres physiques, chimiques, minéralogiques et les courbes de gonflement sont voisins, les microtextures initiales sont relativement serrées et denses (figure 1.13.a) ; le gonflement se traduit par des ouvertures entre feuillets argileux composant les agrégats. Ce phénomène d'expansion est compensé par la fermeture partielle ou totale des discontinuités initiales, c'est-à-dire des espaces inter-agrégats (figure 1.13.b). Finalement, ces observations confirment bien que, pour la montmorillonite, le gonflement interfoliaire a une ampleur importante.



a) avant gonflement

b) après gonflement

Figure 1.13 : Observation au M.E.B d'une texture argileuse (Troalen et al., 1984).

Les exemples précédents montrent que les techniques d'analyse, M.E.B. et porosimétrie, permettent de donner une explication des mécanismes du gonflement de divers matériaux argileux. Le rôle essentiel joué par les microtextures lors du gonflement est bien mis en évidence et il est possible d'obtenir une meilleure interprétation des différents résultats obtenus lors d'essais de gonflement. L'évolution de texture est d'autant plus nette et significative que le matériau est plus fin et plus riche en minéraux argileux.

1.2.4 Aspects macroscopiques : cinétique du gonflement

Le gonflement des sols argileux est un phénomène très lent, en raison de la faible perméabilité des argiles. Il est donc fondamental de commencer l'étude du gonflement par l'étude de la cinétique, c'est-à-dire la relation existant entre la déformation de gonflement et le temps. Dans le cas des sols argileux gonflants, l'évolution du gonflement avec le temps dépend, d'une part, de la répartition entre gonflement interparticulaire et gonflement interfoliaire, d'autre part, de l'évolution de l'hydratation (Mouroux et al, 1988) :

- le gonflement interparticulaire est une réaction pseudo-élastique au déchargement (une diminution de contrainte facilite l'introduction de l'eau entre les particules argileuses). Il est

lent et peut durer plusieurs années ;

- le gonflement interfoliaire est beaucoup plus rapide et aurait tendance à se stabiliser assez vite, après quelques mois, voire quelques semaines ;
- mais l'évolution de l'hydratation qui gouverne les deux phénomènes et souvent lente et progresse de façon variable. Elle peut donc alimenter le gonflement interfoliaire pendant une longue période. En conséquence, dans des cas similaires, il faudrait 5 à 10 ans pour voir se stabiliser les mouvements de gonflement au centre d'un bâtiment.

1.2.4.1 Constatations expérimentales

Les courbes d'évolution du gonflement en fonction du temps obtenues, soit lors d'un essai de gonflement libre, soit lors d'un palier de déchargement au laboratoire, sont similaires à celles de la consolidation, mais dans une direction opposée. Ceci est clairement visible sur la courbe de la figure 1.14 où il est facile de repérer le gonflement primaire et le gonflement secondaire. De très nombreux travaux expérimentaux font apparaître ce type de cinétique (Seed et al. 1962 ; Parcher et Liu, 1965 ; Komornik et Zeitlen, 1970 ; etc.) (cité par Reiffsteck, 1999).

La première phase de gonflement, liée à la migration de l'eau dans l'éprouvette à partir de ses extrémités, relève d'un processus de diffusion. Elle est plus ou moins lente suivant la nature et l'état du matériau et selon le chargement. Elle dure quelques heures, voire quelques jours dans le cas d'une éprouvette de 25 mm de hauteur avec imbibition par les deux faces.

Dans la phase de gonflement secondaire, la direction de la déformation de gonflement est opposée à celle du chargement, contrairement au fluage qui produit des déformations de compression sous des charges de compression. La cinétique du gonflement secondaire est très lente et dépend du niveau de chargement et, pour de faibles charges, il est souvent impossible d'atteindre un équilibre dans des conditions raisonnables de réalisation des essais de laboratoire.

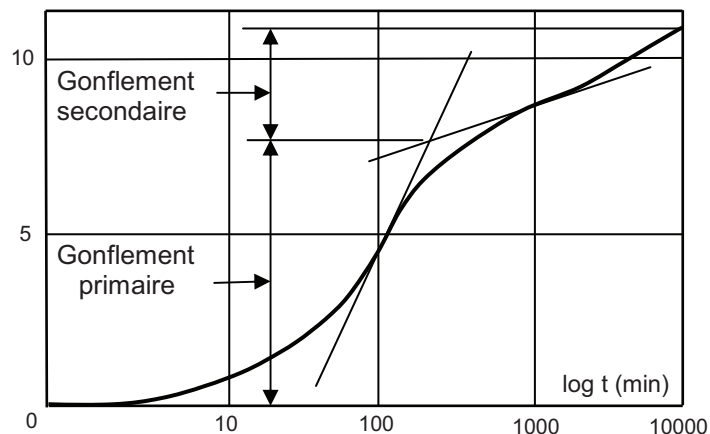


Figure 1.14 Courbe de gonflement en fonction du temps.

1.2.4.2 Modélisation de la cinétique du gonflement

Des modélisations de l'évolution du gonflement en fonction du temps ont été proposées par différents auteurs, soit en considérant la dissipation de la succion (Baker et Kassif, 1968), soit en distinguant une phase de gonflement primaire (correspondant à la diffusion de l'eau dans les pores) et une phase de gonflement secondaire d'hydratation des minéraux argileux (Alonso et al., 1989 ; Gens et al., 1993). D'un point de vue empirique, certains auteurs (Dakshanamurthy, 1978 ; Sridharan et al., 1986 ; Didier et al., 1987), cité par Bultel (2001), préconisent de représenter la cinétique du gonflement en terme de déformation volumique ε_v en fonction du temps t par une loi hyperbolique de la forme :

$$\varepsilon_v = \frac{t}{a + b \cdot t} , \quad (1.5)$$

où a et b désignent des paramètres expérimentaux.

Vayassade (1978) a, quant à lui, proposé la relation suivante :

$$\varepsilon_v = G \frac{t}{B + t} , \quad (1.6)$$

où G désigne le taux de gonflement final obtenu pour un temps infini et B le temps de demi-gonflement (par rapport au gonflement final). Cette relation peut aussi s'écrire :

$$\frac{t}{\varepsilon_v} = \frac{1}{G}t + \frac{B}{G} , \quad (1.7)$$

correspond à une droite dans le système de coordonnées $(t, t/\varepsilon_v)$. Parveaux (1980) a montré que G et B sont influencés par la contrainte initiale de la phase de déchargement, G oscillant autour d'une valeur moyenne pour un type de sol donné sous un état de contraintes fixé et B peut être considéré comme proportionnel à l'épaisseur h_0 de l'échantillon.

La relation linéaire 1.7 permet, par extrapolation, de déduire le gonflement final ε_{vf} à partir d'essais rapides. Didier et al. (1987) confirment que la cinétique du phénomène de génération de la pression de gonflement peut être approchée par une loi hyperbolique.

1.2.4.3 Evolution avec la profondeur

Le gonflement résultant à la surface d'un sol croît avec l'épaisseur du sol concerné par les variations de la teneur en eau ou des pressions de succion. Dans le cas d'un sol de fondation gonflant, par exemple, l'amplitude de la déformation diminue assez régulièrement avec la profondeur et les courbes de variation des déformations relatives $\Delta h/h$ (%) en fonction de la profondeur ont généralement la forme de la courbe représentée sur la figure 1.15. Cette courbe est proche des courbes de calcul du tassement des sols.

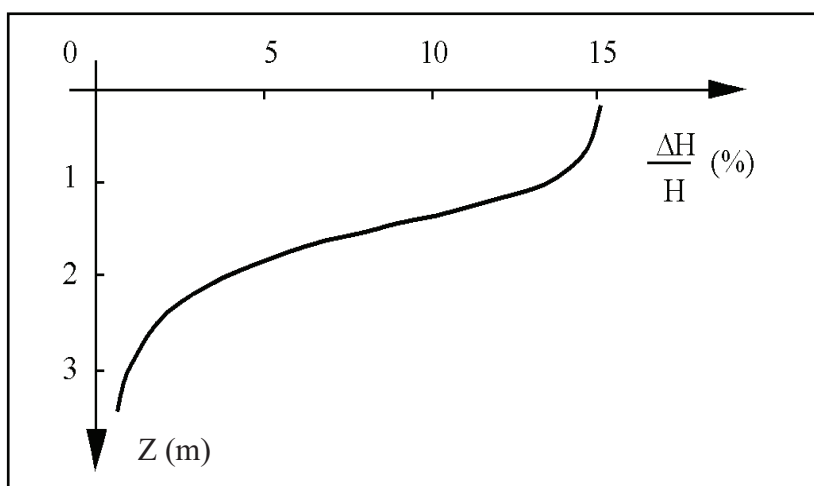


Figure 1.15 Variation de $\Delta H/H$ en fonction de la profondeur (Mouroux et al., 1988).

1.3 IDENTIFICATION DES SOLS GONFLANTS

Les paramètres d'identification des sols gonflants sont nombreux et dépendent surtout de leur minéralogie. Cependant, l'analyse minéralogique seule n'informe pas sur les paramètres quantitatifs caractérisant le phénomène de gonflement. Il est par contre possible de définir dès la phase de reconnaissance préliminaire un certain nombre de paramètres géotechniques simples qui sont en relation avec le caractère expansif des sols. Ainsi, on peut soupçonner le caractère expansif d'un sol à travers sa granulométrie, ses limites d'Atterberg et son activité. Ces méthodes indirectes, qui relient le gonflement aux paramètres géotechniques, permettent d'identifier les sols gonflants ; alors que les méthodes directes comportant des essais de gonflement en caractérisent plus précisément le comportement gonflant.

1.3.1 Définition des paramètres de gonflement

On distingue deux paramètres de gonflement : la pression de gonflement et l'amplitude de gonflement. Ces deux paramètres dépendent des conditions dans lesquelles se déroule le gonflement et des méthodes de leur détermination (procédures d'essais et techniques d'interprétation). Ils ne peuvent pas être considérés comme des caractéristiques intrinsèques du matériau gonflant et ne peuvent donc pas recevoir de définition objective. Néanmoins :

- **la pression de gonflement σ_g** d'un sol, dont l'état physique initial est connu, peut être définie comme l'état de contraintes à exercer pour maintenir son volume constant pendant l'imbibition sans distorsion. Cette définition de la pression de gonflement est la plus utilisée, mais elle n'est pas la seule ;

- ***l'amplitude du gonflement ε_g (ou gonflement libre)*** d'un sol, dont l'état physique initial est connu, est la déformation maximale que provoque son imbibition sous un état de contraintes nulles ou quasi-nulles.

1.3.2 Méthodes indirectes d'identification

1.3.2.1 Identification qualitative

L'identification des sols gonflants peut s'effectuer à l'échelle microscopique. Les formes et les assemblages de la structure de ces matériaux sont très particuliers. Seulement, cette reconnaissance est très coûteuse et n'informe pas quantitativement sur les paramètres du retrait-gonflement. Une identification primaire, à partir des résultats d'essais simples, peut présenter un intérêt considérable puisqu'elle permet de gagner en temps et en coût. En effet, le fait de soupçonner qu'un sol puisse être expansif permet de recommander la réalisation d'une campagne de reconnaissance appropriée et conduit à concevoir une infrastructure adaptée (Bekkouche et al., 2001). Ces méthodes indirectes, qui relient le gonflement des sols à leurs paramètres géotechniques sont décrites ci-après.

a/ Essais visuels

Les minéraux argileux gonflants présentent des formes et s'assemblent de manière caractéristique. On peut les identifier à l'aide des essais suivants :

- └ diffractométrie des rayons X ;
- └ thermométrie différentielle ;
- └ microscope électronique à balayage (M.E.B).

Ces essais, qui permettent une identification minéralogique plus qu'une analyse quantitative, sont utilisés en complément des essais mécaniques.

b/ Limites d'Atterberg

Sur un plan macroscopique, le phénomène de gonflement est à rapprocher de la notion de limites consistance. Ainsi, l'indice de plasticité $I_p = W_L - W_P$ peut s'interpréter comme la quantité d'eau nécessaire pour faire passer un sol de l'état "solide" ($W < W_P$) à l'état "liquide" ($W > W_L$). Plus le sol possède de minéraux actifs dans leur interaction avec l'eau, plus il sera nécessaire d'ajouter de l'eau au sol pour qu'il devienne liquide ; sachant qu'une grande partie de cette eau sera adsorbée par les particules, il ne restera donc pas à l'état liquide et ne conférera pas au matériau un état liquide mais pâteux, correspondant à la phase plastique. Quand toute la capacité d'adsorption du sol sera saturée, alors l'eau en excès restera à l'état libre c'est-à-dire liquide. Ceci rejoint la définition de l'activité de Skempton $A_c = I_p / C_2$ qui rapporte l'indice de

plasticité du matériau à sa teneur en particules argileuses (notée ici C_2 , teneur en particules de dimensions inférieures à $2 \mu\text{m}$), la seule interagissant avec l'eau. Cette définition montre également que I_p est un paramètre important dans les propriétés de rétention d'eau du terrain et donc de gonflement. C'est la raison pour laquelle un certain nombre de corrélations ont rapidement été recherchées entre les limites d'Atterberg et les propriétés de gonflement des sols.

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 A_{cor} (figure 1.16).

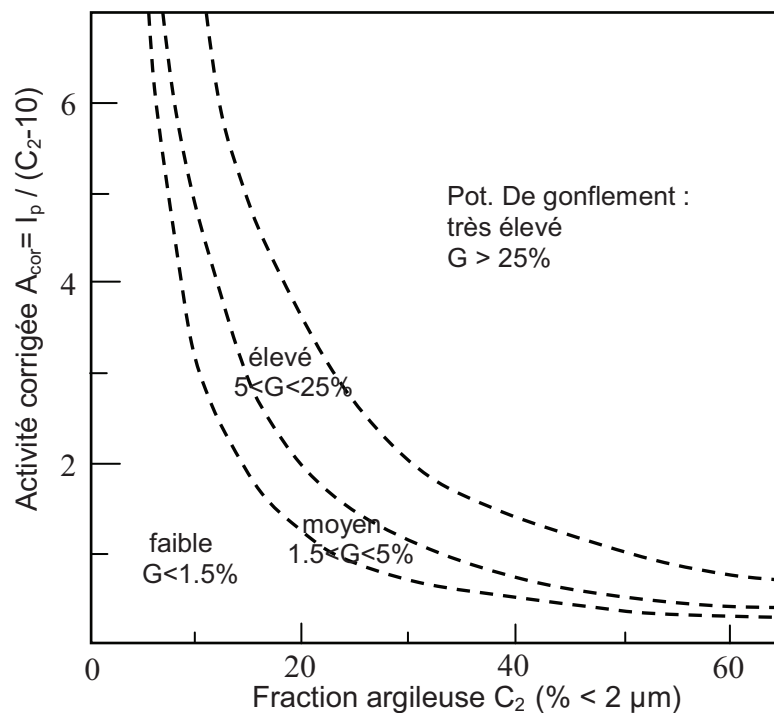


Figure 1.16 Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al., 1962).

Le gonflement libre ε_g d'un échantillon, confiné latéralement en présence d'eau sous une surcharge de 7 kPa et préalablement compacté à la teneur en eau optimale et à la densité sèche maximale de l'essai de compactage AASHO (norme américaine), peut être relié à l'indice de plasticité I_p du sol par l'expression suivante :

$$\varepsilon_g = 21.6 \times 10^{-5} (I_p)^{2.44} \quad (1.8)$$

Cette relation, obtenue par une étude statistique des résultats expérimentaux, s'applique aux matériaux contenant entre 8% et 65% d'argile. La comparaison de cette formule avec les résultats expérimentaux a abouti à une fourchette d'erreur d'environ 33% sur le gonflement libre. Le tableau 1.3 donne la relation entre le taux de gonflement et l'indice de plasticité.

Tableau 1.3 Relation entre le gonflement libre et l'indice de plasticité (Seed et al., 1962).

I_p	ϵ_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

Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) ont constaté que la ligne "A", définie par Casagrande dans le diagramme de plasticité et d'équation : $I_p = 0.73 (W_L - 20)$, sépare les sols gonflants (au-dessus) des sols non gonflants (en dessous de la ligne A) comme indiqué sur la figure 1.17. Cependant une argile se situant au dessus de la ligne "A" n'est pas nécessairement gonflante, puisque des sols mous peuvent parfois y être classés.

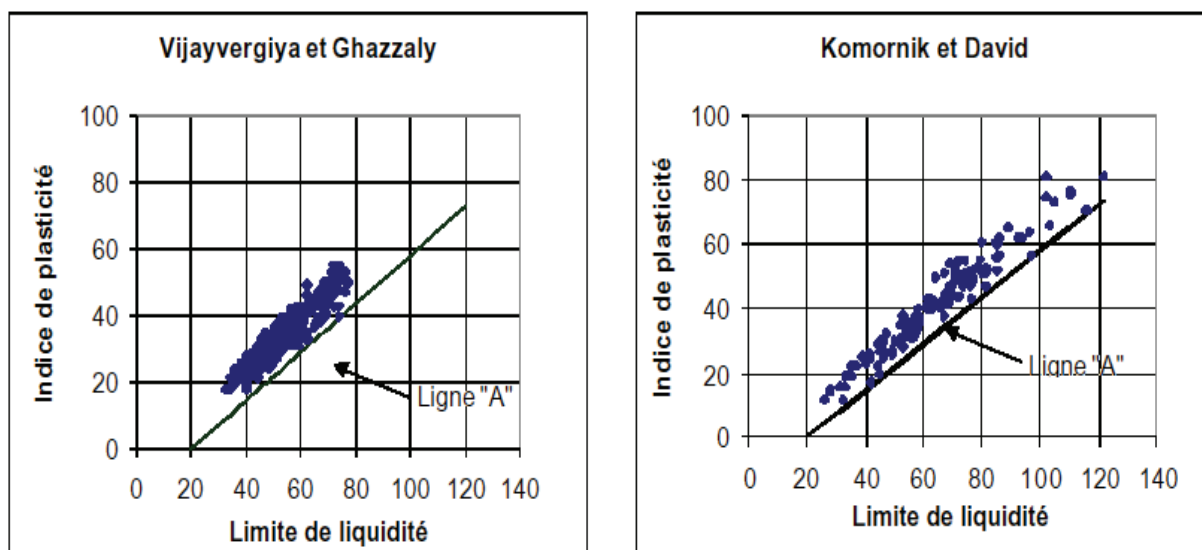


Figure 1.17 Caractérisation des sols gonflants (Vijayvergiya et Ghazzaly, 1973).

Dakshanamurthy et Raman (1973), cité par Chen (1988), se sont aussi inspirés du diagramme de plasticité proposé par Casagrande pour fournir une classification du niveau de gonflement. Le diagramme, qui comprend la ligne A de séparation des sols gonflants, est divisé en 6 zones le long de l'axe des abscisses comme indiqué dans le tableau 1.4 :

Tableau 1.4 Classification proposée par Dakshanamurthy et Raman (1973).

Limite de liquidité W_L	Classification
0 - 20	non gonflant
20 - 35	gonflement faible
35 - 50	gonflement moyen
50 - 70	gonflement élevé
70 - 90	gonflement très élevé
> 90	gonflement critique

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 1.18) permet d'apprécier le potentiel de gonflement en fonction de l'activité, de la fraction argileuse et de l'indice de plasticité.

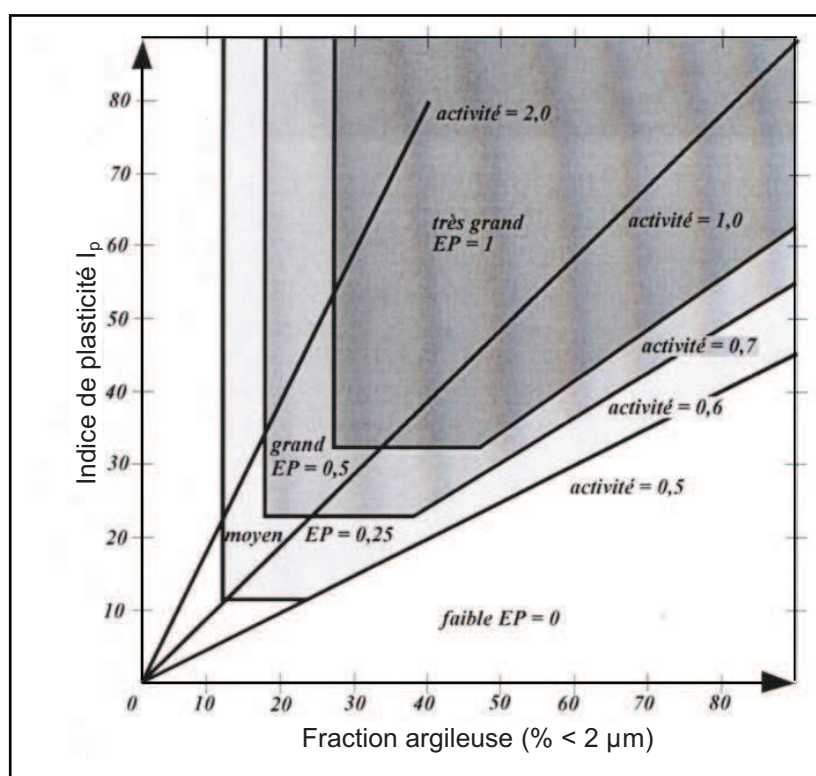


Figure 1.18 Classification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson (1980).

La classification proposée par l'établissement de recherche en bâtiment BRE (1980) en Grande Bretagne est donnée dans le tableau 1.5. Elle est basée sur l'indice de plasticité et le pourcentage de la fraction argileuse (particules dont le diamètre est inférieur à 2 μ m).

Tableau 1.5 Potentiel de gonflement d'après le Building Research Establishment BRE (1980).

I_p (%)	% < 2 μ m	Potentiel de gonflement
> 35	> 95	Très élevé
22 - 35	60 - 95	Elevé
18 - 22	30 - 60	Moyen
< 18	< 30	Faible

Chen (1988) a proposé une classification des sols fondée sur la limite de liquidité et le pourcentage des particules dont le diamètre est inférieur à 74 μ m (tableau 1.6).

Tableau 1.6 Potentiel de gonflement (d'après Chen., 1988).

% < 74 μ m	W_L (%)	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

c/ Limite de retrait

Les sols argileux présentent un retrait volumique lors de l'évaporation de l'eau interstitielle. Le retrait volumique évolue de manière linéaire en fonction de la teneur en eau W jusqu'à une teneur en eau W_R définie comme la limite de retrait. A partir de cette limite W_R , le sol perd de l'eau sans grande variation de volume, il se dessature. La limite de retrait et l'indice de retrait $I_R = W_L - W_R$ apparaissent aussi comme des éléments fondamentaux pour l'étude des variations de volume des sols.

Altemeyer (1955) a proposé une classification des sols en fonction de la limite de retrait (tableau 1.7).

Tableau 1.7 Relation entre potentiel de gonflement et limite de retrait (Altemeyer, 1955).

W_R (%)	Potentiel de gonflement
< 10	Fort
10 - 12	Critique
> 12	Faible

Ranganatham et Satyanarayana (1965) ont déterminé la relation suivante entre l'indice de retrait I_R et le gonflement libre ε_g pour des sols compactés à l'optimum Proctor et sous une surcharge de 7 kPa en s'inspirant des travaux réalisés par Seed et al. (1962) :

$$\varepsilon_g = 41.13 \times 10^{-5} (I_R)^{2.67} \quad (1.9)$$

Cette relation leur a permis de classer le potentiel de gonflement des sols compactés en fonction de leur indice de retrait (tableau 1.8).

Tableau 1.8 Relation entre potentiel de gonflement et indice de retrait (Ranganatham et Satyanarayana., 1965).

I_R (%)	Potentiel de gonflement
0 - 20	Faible
20 - 30	Moyen
30 - 60	Fort
> 60	Très fort

d/ L'essai au bleu de méthylène

Cet essai est fait systématiquement pour tout sol dont la fraction argileuse dépasse 15 à 20%. Il consiste à déterminer la quantité de bleu de méthylène nécessaire pour adsorber les particules argileuses. Suivant la surface spécifique des grains, la quantité sera plus ou moins grande. En effet, une argile de la famille des montmorillonites (qui a un potentiel de gonflement élevé) a une surface spécifique de 150 à 800 m²/g, tandis qu'une kaolinite (dont le potentiel de gonflement est quasi-nul) a une surface spécifique de 10 à 20 m²/g (Mouroux et al, 1988). De ce fait, une valeur de bleu dépassant 6 indique un sol à potentiel de gonflement fort (Zerhouni et al., 2002).

Une relation entre la surface spécifique totale S_{st} et la valeur de bleu de la phase argileuse V_{BS} (0/2µm) a été mise en évidence (Tran Ngoc Lan, 1977) :

$$S_{st} = 21 V_B (0/2 \mu m) \quad (1.10)$$

les essais réalisés ont donné une surface spécifique totale de 54 m²/g pour la kaolinite et de 795 m²/g pour la montmorillonite.

Grim (1962) a constaté que lorsque la surface des particules décroît, la surface spécifique croît, ce qui fait monter l'indice de plasticité.

Bigot et Zerhouni (2000) ont cité une classification d'estimation du taux de gonflement des sols en fonction de V_{BS} la valeur au bleu de méthylène, le pourcentage des particules dont le diamètre est inférieur à $80 \mu\text{m}$ et l'indice de plasticité I_p . (tableau 1.9).

Tableau 1.9 Valeurs indicatives pour les sols susceptibles de variation de volume (Bigot et Zerhouni, 2000).

I_p (%)	% < $80 \mu\text{m}$	V_{BS}	Susceptibilité de variation de volume du sol
> 30	> 90	> 6	Fort
$15 < I_p < 30$	> 50	$2 > V_{BS} > 6$	Moyen
< 15	< 50	< 2	Faible

1.3.2.2 Identification quantitative

Dans la phase de reconnaissance primaire et une fois le sol gonflant soupçonné, il est possible d'obtenir une estimation des paramètres de gonflement (amplitude et pression) à partir des nombreuses corrélations proposées dans la littérature. Ces relations empiriques mettent en relation les paramètres de gonflement avec les paramètres géotechniques déterminés à partir des essais classiques d'identification. Bien sûr, il faut se garder d'une utilisation abusive de ces relations, les valeurs obtenues ne doivent servir que lors des études d'avant projet sommaire notamment pour orienter les concepteurs.

a/ Amplitude de gonflement

Komornik et David (1969) ont travaillé plus particulièrement sur des sols non remaniés, car la méthode de compactage est un facteur très influent sur les paramètres de gonflement. Les nombreux essais qu'ils ont réalisés ont montré qu'une simple corrélation linéaire est possible entre le gonflement libre ε_g et l'indice de plasticité I_p :

$$\varepsilon_g = 6.7 + 2.4 I_p \quad \text{pour les marnes} \quad (1.11a)$$

$$\varepsilon_g = 0.9 + 2.1 I_p \quad \text{pour l'argile} \quad (1.11b)$$

la fourchette d'erreur obtenue étant d'environ 25 %.

Des corrélations entre le gonflement libre, noté S_p , et les paramètres d'état des ont pu être établies.

Le modèle proposé par O'Neil et Ghazzaly (cité par Aissa Mamoune, 2002) donne :

$$S_p = 2.77 + 0.131 W_L - 0.27 W_n \quad (1.12)$$

où W_L désigne la limite de liquidité et W_n la teneur en eau naturelle (les deux paramètres s'expriment en valeur décimale).

Tandis que le modèle proposé par Jonhson et Snethen (cité par Aissa Mamoune, 2002) s'écrit:

$$\log S_p = 0.036 W_L - 0.0833 W_n + 0.458 \quad (1.13)$$

Vijayvergiya et Ghazzaly (1973), quant à eux, proposent les corrélations suivantes :

$$\log S_p = (0.4 W_L - W_n + 5.5) / 12 \quad (1.14a)$$

$$\log S_p = (62.42 \gamma_d + 0.65 W_L - 130.5) / 19.5 \quad (1.14b)$$

où γ_d désigne le poids volumique du sol (kg/m^3).

Le gonflement libre, obtenu à partir de ces modèles, peut être réduit dans le cas où le sol est soumis à une pression de confinement σ_v à l'aide de la formule ci-dessous proposée par Gogoll (cité par Aissa Mamoune, 2002) :

$$S'_p = S_p (1 - 0.0735 \sqrt{\sigma_v}) \quad (1.15)$$

Weston (1980), cité par Reiffsteck (1999), se basant sur des résultats de 41 essais de gonflement réalisés provenant d'Afrique du Sud, a proposé le modèle suivant :

$$S_p = 0.000411 (W_L)^{4.17} (\sigma_v)^{-0.386} (W_n)^{-2.33} \quad (1.16)$$

Djedid et al (2001) ont proposé des modèles à partir d'une étude statistique des données sur l'argile de Tlemcen (encadré ci-après).

N°	Expressions mathématiques	Domaine de validité
1	$\log S_p = -0.008 Z + 0.27 A - 0.02 T_{Ca} + 0.016 Sr - 0.16$	0 à 12 %
2	$\log S_p = -0.1 Z + 1.06 A + 0.22 \gamma_d - 0.04 W_n + 0.82$	0 à 15 %

où Z désigne la profondeur (en m), A l'activité, T_{Ca} la teneur en carbonate de calcium (en %).

b/ Pression de gonflement

Chen (1975) ou Brackley (1983), considèrent la pression de gonflement comme une propriété intrinsèque du matériau, c'est-à-dire dépendant uniquement de la minéralogie et de la densité de l'empilement des particules sans tenir compte de l'eau. Alors que d'autres auteurs, comme Komornik (1969) ou Vijayvergiya (1973), affirment que plusieurs paramètres liés à l'état hydrique, comme la teneur en eau initiale W ou la limite de liquidité W_L , peuvent influencer sur la pression de gonflement (Bultel, 2001).

A partir d'une étude statistique sur 200 échantillons, David et Komornik (1980), Cités par Kabbaj (1989), ont déduit la relation suivante qui permet d'estimer la pression de gonflement p_s :

$$\log p_s = 2.08 W_L + 0.06688 \gamma_d \left[2.69 W_n \right] 1.868 \quad (1.17)$$

où p_s est donnée en kg/cm^2 , la limite de liquidité W_L et la teneur en eau naturelle W_n en décimale et la masse volumique est en g/cm^3 .

Dans le même temps, David et Komornik (1980) ont proposé une estimation de la pression de gonflement (en kPa) tenant compte à la fois de la masse volumique sèche γ_d (en kg/m^3), de la teneur en eau w (en %) et de la limite de liquidité W_L (en %) :

$$\log p_s = 0.0208 W_L + 0.000665 \gamma_d - 0.0269 W_n - 1.868 \quad (1.18)$$

Donaldson (1980), Cités par Mouroux et al., (1988), reprenant les travaux de Brackley, indique une relation générale entre la déformation de gonflement (en %) et les principales caractéristiques des sols compactés :

$$S_p = \left(\frac{5.3 - 147 e}{I_p} - \log \sigma \right) (0.525 I_p + 4.1 - 0.85 W) \quad (1.19)$$

où e désigne l'indice des vides, W la teneur en eau (en %) et σ la surcharge appliquée (en kPa).

Toujours sur la base des résultats de 270 essais de gonflement réalisés, Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) ont montré que, pour des sols remaniés, le gonflement libre (en %) et la pression de gonflement (en kPa) d'un sol sont des fonctions semi-logarithmiques linéaires décroissantes en fonction de la teneur en eau W (en %) et linéaires croissantes en fonction de la masse volumique sèche γ_d (en kg/m^3), pour une limite de liquidité W_L (en %) donnée :

$$\log p_s = \frac{1}{19.5} (\gamma_d + 0.65 W_L - 139.5) \quad (1.20)$$

Toujours à partir d'une étude statistique des données sur l'argile de Tlemcen, Djedid et al (2001) ont proposé les modèles regroupés dans l'encadré ci-après.

N°	Expressions mathématiques	Domaine de validité
1	$\log p_s = 0.01 I_p + 1.26 \gamma_d - 0.008 W_n - 0.1 M - 2.179$	0 à 6 bars
2	$\log p_s = -0.001 W_n I_p + 0.024 W_L + 0.1 M - 0.713$	0 à 4 bars
3	$\log p_s = 0.006 I_p + 1.21 \gamma_d - 0.013 W_R + 0.11 M - 1.97$	0 à 6 bars

où M est un facteur qui caractérise le poids de la procédure utilisée pour mesurer le paramètre en question [ce paramètre est égal à 1 pour la procédure du gonflement libre, à 2 pour la procédure du gonflement à volume constant (DTU 11.1), à 3 pour la procédure du gonflement sous contrainte constante (AFNOR), à 4 pour la procédure du gonflement à volume constant (LCPC) et à 5 pour la procédure du gonflement avec variation de volume (LCPC)].

1.3.2.3 Comparaison des méthodes de classification des sols gonflants

Afin de voir si ces différentes méthodes permettent d'obtenir des résultats compatibles entre eux et surtout avec les observations du terrain, Johnson et Snethen (1978) ont testé, sur 20 sols différents et gonflants, plusieurs méthodes présentées ci-dessus, avec leurs paramètres de définition (tableau 1.10). Les résultats obtenus sont alors classés en trois grandes catégories :

- les résultats où les prévisions coïncident avec les résultats observés,
- ceux qui ne coïncident pas mais ou qui vont dans le sens de la sécurité,
- ceux qui ne coïncident pas avec des divergences non sécurisantes.

On s'aperçoit très vite que la fiabilité des méthodes présentées varie beaucoup mais qu'aucune ne donne de coïncidence générale avec l'ensemble des sites testés. De fait, une méthode comme celle de Komornik et David (1969) semble à proscrire car elle sous-estime le gonflement à venir. Il apparaît que celles basées sur des valeurs tirées des limites d'Atterberg sont celles qui donnent les valeurs les moins incohérentes.

Tableau 1.10 Comparaison entre les différentes méthodes de classification d'après Johnson et Snethen (1978) et Josa (1988) (cité par Bultel, 2001).

Paramètres utilisés	Méthode	Nombre de cas		
		qui coïncident	divergents mais favorables	totalement défavorables
I_p	Seed et al (1962)	3	13	4
W_L, I_p	Dakshanamurthy & Raman (1973)	5	13	2
W_s	Altemeyer (1955)	9	7	4
I_s	Ranganatham & Satyanarayana (1965)	5	13	2
W, W_L	Vijayvergiya & Ghazzaly (1973)	9	8	3
W, W_L, γ_d	Komornik & David (1969)	2	3	15

En conclusion, et en reprenant l'analyse effectuée par Josa (1988), il apparaît difficile de prétendre classer les sols gonflants uniquement à partir de la valeur d'un indice tiré d'une mesure indirecte de reconnaissance.

1.3.3 Méthodes directes d'identification

On relève dans la littérature une multitude de procédures permettant de mesurer les paramètres de gonflement des sols, ce qui traduit en partie la complexité du phénomène. La façon de procéder à la mesure de ces paramètres dépend du problème posé, du but recherché et des moyens mis en œuvre. Les procédures d'essais de gonflement tirent leur diversité de la complexité du phénomène analysé, des nombreuses variétés de matériaux gonflants et d'une longue pratique empirique. Il semble illusoire, en effet, de chercher à qualifier mécaniquement un sol susceptible de gonfler par une procédure universelle de laboratoire.

Les procédures d'essais se distinguent principalement par les modalités d'application des charges sur l'éprouvette (charge de mise en imbibition, durée des paliers, taux de déchargement d'un palier à l'autre, etc.), par leurs méthodes de suivi en temps réel ou par leurs méthodes d'exploitation des résultats. L'œdomètre est pratiquement le seul appareillage préconisé pour la réalisation des essais de gonflement, ceci pour deux raisons essentielles : la première est que l'état qui règne dans le moule œdométrique est proche de celui du sol en place, la seconde est sa grande diffusion. Mais, ces procédures doivent pouvoir être transposées, au moins dans leur principe, au cas de l'appareillage triaxial. Elles ont donné lieu à de nombreuses variantes d'essais, avec l'utilisation d'appareillages et de méthodologies spécifiques, voire de

combinaisons de procédures. Aussi, avant d'évoquer ci-dessous les techniques utilisées en laboratoire pour caractériser les matériaux gonflants, on propose de décrire ci-après chacune des quatre méthodes de base d'essais de gonflement, dont sont issues les procédures normalisées présentées plus loin.

1.3.3.1 Les quatre catégories d'essais de gonflement

a/ Essai de gonflement libre

L'essai de gonflement libre est issu directement des procédures traditionnelles de l'essai œdométrique. Après montage dans la bague œdométrique, l'éprouvette est soumise à l'imbibition sous le poids du piston. Une fois le phénomène de gonflement stabilisé, le chargement s'effectue par paliers selon un taux de chargement approprié jusqu'à stabilisation des déformations sous chaque palier. La pression de gonflement correspond à la charge qu'il est nécessaire d'appliquer pour ramener l'éprouvette à sa hauteur initiale (figure 1.19).

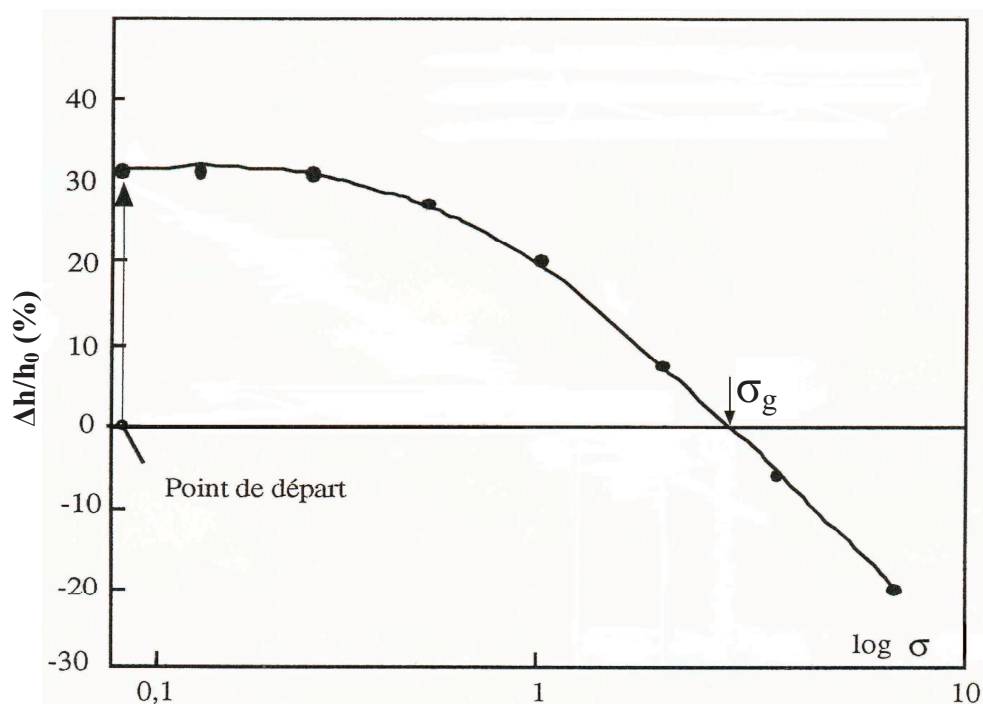


Figure 1.19 Essais de gonflement libre.

Dans le cas des sols moyennement à fortement gonflants, l'essai de gonflement libre peut entraîner une modification de structure pendant le gonflement avant le retour à une déformation nulle. C'est pourquoi il a tendance à surestimer la pression de gonflement.

b/ Essais de gonflement en parallèle

Pour éviter les problèmes de stabilisation de chaque palier de charge, on peut utiliser une méthode, dite des essais de gonflement en parallèle, qui consiste à placer plusieurs éprouvettes d'un même matériau dans différentes cellules œdométriques. Chaque éprouvette est chargée dans son état naturel jusqu'à une contrainte axiale convenablement choisie suivant un taux d'accroissement des charges préalablement défini (figure 1.20). Le gonflement de chaque éprouvette est obtenu en procédant à son imbibition sous contrainte jusqu'à stabilisation des déformations.

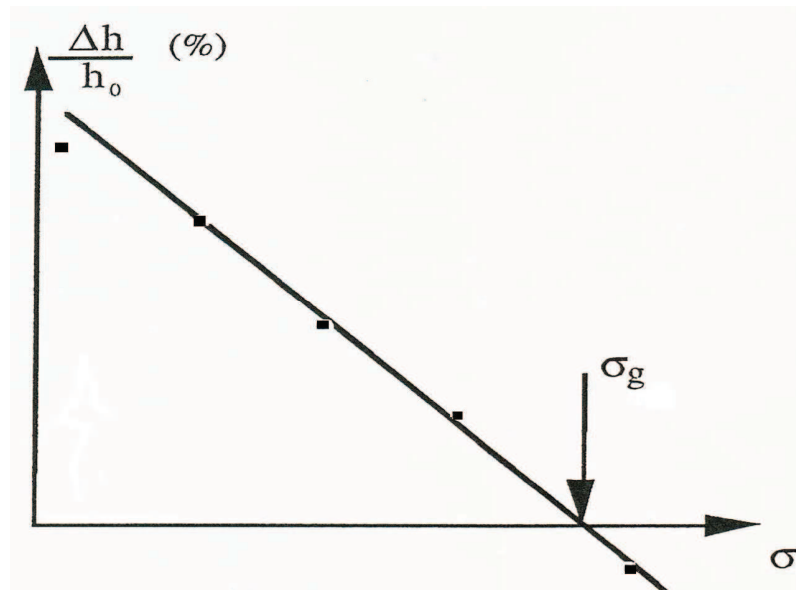


Figure 1.20 Essais de gonflement en parallèle.

Cette technique, présente toutefois l'inconvénient d'avoir à tester simultanément des éprouvettes de matériaux parfois hétérogènes. Elle est principalement utilisée dans le cas des matériaux compactés, pour lesquels il est plus facile de préparer des éprouvettes semblables. Le potentiel de gonflement du sol est obtenu en mesurant les déformations des éprouvettes résultant du chargement et de l'imbibition en fonction des contraintes axiales qui leurs sont appliquées.

c/ Essai à volume constant

La méthode de gonflement à volume constant consiste à imbiber l'éprouvette sous une charge donnée, puis à la charger par petits paliers successifs de façon à maintenir au mieux sa hauteur à une valeur constante (figure 1.21). Dans ces conditions, la structure du sol est supposée ne pas trop évoluer pendant l'essai, contrairement à ce qui se passe avec la procédure du gonflement libre. 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). De plus,

l'appareillage d'essais doit posséder une forte rigidité et le rattrapage du gonflement par des poids supplémentaires induit de petites oscillations, assimilables à des cycles de chargement-déchargement.

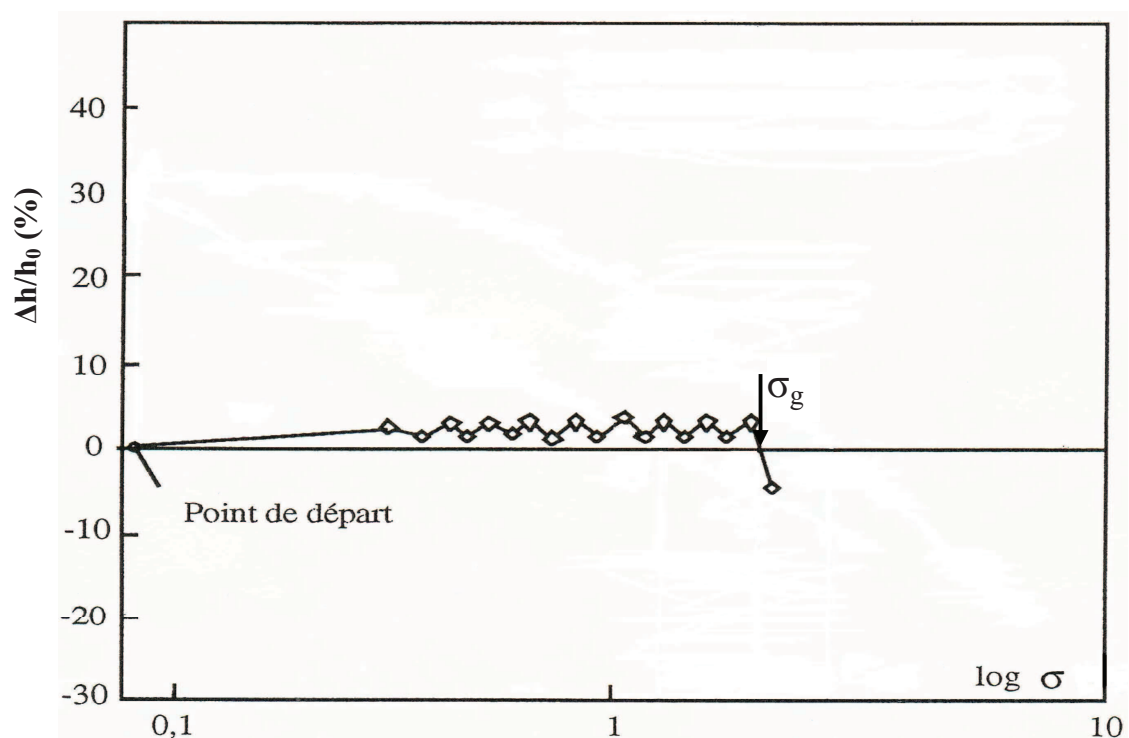


Figure 1.21 Essai de gonflement à volume constant.

d/ Essai d'Huder - Amberg

Huder et Amberg (1970) ont proposé une procédure qui a été adoptée par la Société Internationale de Mécanique des Roches (ISRM, 1989). Elle consiste à placer l'éprouvette dans son état naturel à l'intérieur d'une bague œdométrique flottante fermée par deux pierres poreuses. Pour effacer les effets du remaniement dû au prélèvement du sol et à sa mise en place dans l'œdomètre, l'éprouvette est d'abord soumise à un premier chemin de contraintes de quatre à cinq paliers, jusqu'à une contrainte axiale σ_{v0} (chemin a), elle est ensuite soumise à un cycle de déchargement-rechargement jusqu'à la contrainte σ_{v0} (chemins b et c). Sous cette contrainte, elle est alors mise en présence d'eau par saturation de la cellule œdométrique, ce qui provoque le gonflement du sol ou son effondrement (chemin D'D). Plusieurs semaines, voire plusieurs mois, peuvent s'écouler avant la stabilisation du gonflement. Ce stade étant dépassé, l'éprouvette est déchargée au palier précédent et son gonflement est observé jusqu'à stabilisation, avant de procéder à un nouveau déchargement, ce qui se traduit par le chemin (s) de la figure 1.22. La *pression de gonflement* σ_g est définie comme la contrainte axiale minimale qu'il faut appliquer à l'éprouvette pour que lors de l'hydratation, il ne se développe pas de gonflement. Cette pression, notée σ_A , est déterminé à partir de l'intersection de la droite S et du prolongement de la courbe c : courbe de rechargement à partir du points Q.

Cette méthode présente deux difficultés :

- la détermination de point A : en effet, le prolongement de la courbe C est souvent présenté comme si cette courbe était une droite, correspondant au dernier palier de chargement. Or, il est bien évident que dans un repère semi-logarithmique, la forme de la courbe C ne peut-être approchée par une droite. Il faut donc, construire la courbe C point par point pour que l'intersection soit bien définie. L'erreur introduite est d'autant plus grande que le gonflement D'D est trop important. Cela peut conduire à une extrapolation arbitraire, ce qui se produit lorsque la contrainte σ_{v0} est trop éloignée de la pression de gonflement σ_g ;
- les durées des paliers de gonflement peuvent conduire à une durée d'essai excessive.

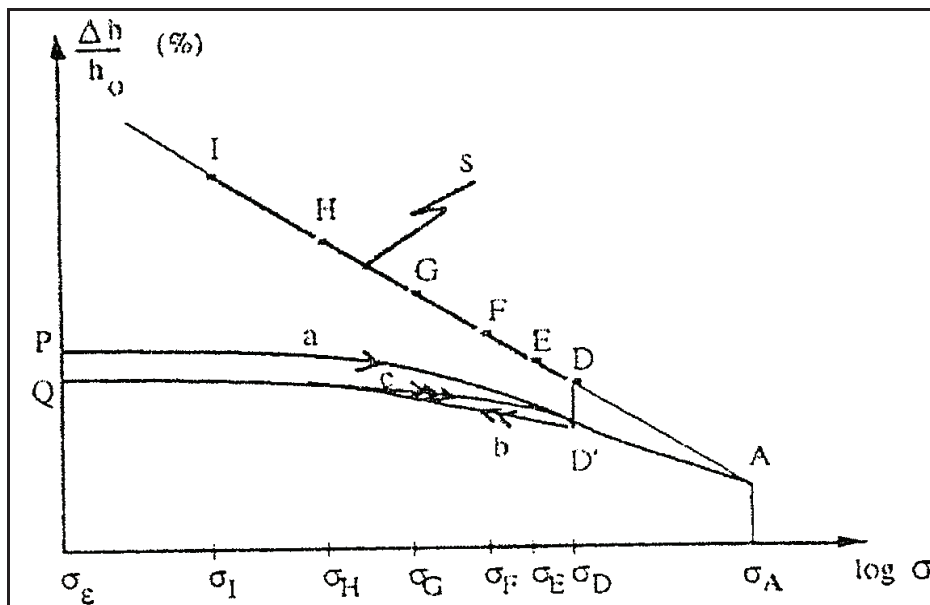


Figure 1.22 Essai de gonflement selon la méthode de Huder-Amberg (1970).

La relation de Huder-Amberg reliant les variations de volume et de contrainte entre σ_{v0} et σ_g s'écrit :

$$\varepsilon_v = -\frac{\Delta h}{h} = C_g \lg\left(\frac{\sigma_v}{\sigma_g}\right) \quad (1.21)$$

1.3.3.2 Procédures d'essais normalisées

a/ Procédures permettant à l'échantillon de gonfler

a1/ Norme ISSMFE (1991)

La Société Internationale de Mécanique des Sols et Travaux de Fondations propose une méthode d'essais basée sur l'œdomètre. Plusieurs éprouvettes d'un même sol sont imbibées dans des cellules œdométriques (essais en parallèle) et sous différentes charges, ce qui permet de déterminer une pression de gonflement σ_g et un coefficient C_g (figure 1.23) ; la déformation étant mesurée directement à partir du début du gonflement et le potentiel de gonflement directement calculé.

Essais de gonflement en parallèle sur trois éprouvettes. Les déformations de gonflement commencent aux points 1, 2 et 3, après imbibition de chacune des éprouvettes.

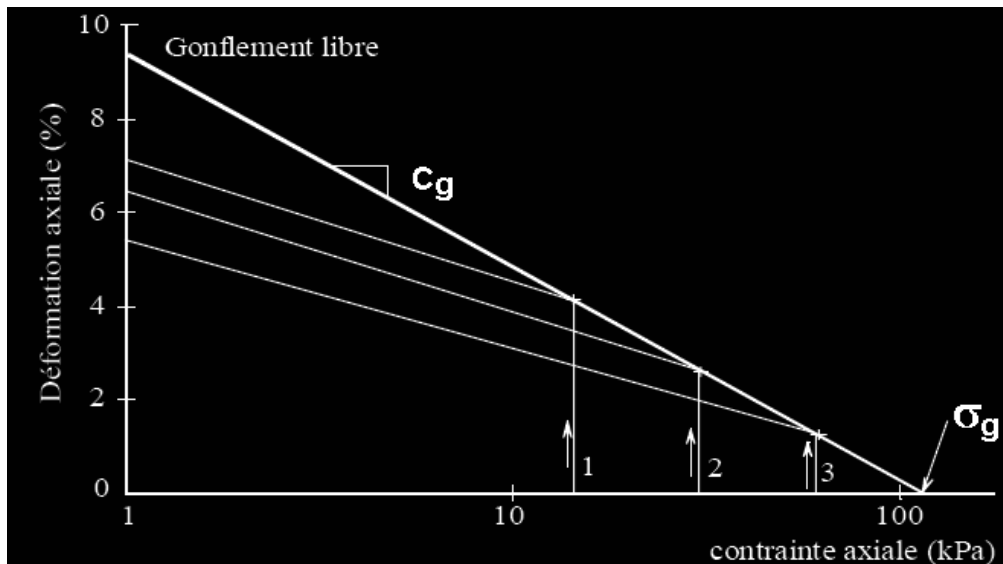


Figure 1.23 Procédure d'essais de gonflement ISSMFE (1991).

a2/ Norme française NF P 94-091 (AFNOR, 1995)

C'est la loi de variation du gonflement avec les contraintes appliquées qui est recherchée. La procédure suivant cette norme permet de déterminer la pression de gonflement σ_g et le potentiel de gonflement d'un sol en présence d'eau sous différentes charges. L'essai s'effectue à l'œdomètre sur plusieurs éprouvettes semblables provenant d'un même échantillon et découpées sensiblement au même niveau (essais en parallèle). On applique sur chaque éprouvette une charge maintenue constante et on mesure la déformation axiale correspondante et ce durant deux phases successives :

- 1^{ère} phase : sans ajouter l'eau.
- 2^{ème} phase : en présence d'eau.

Par définition, la contrainte de gonflement est celle qui correspond à une déformation nulle (figure 1.24). La norme précise les conditions d'essai, le choix des charges à appliquer aux éprouvettes et la méthode d'exploitation des résultats.

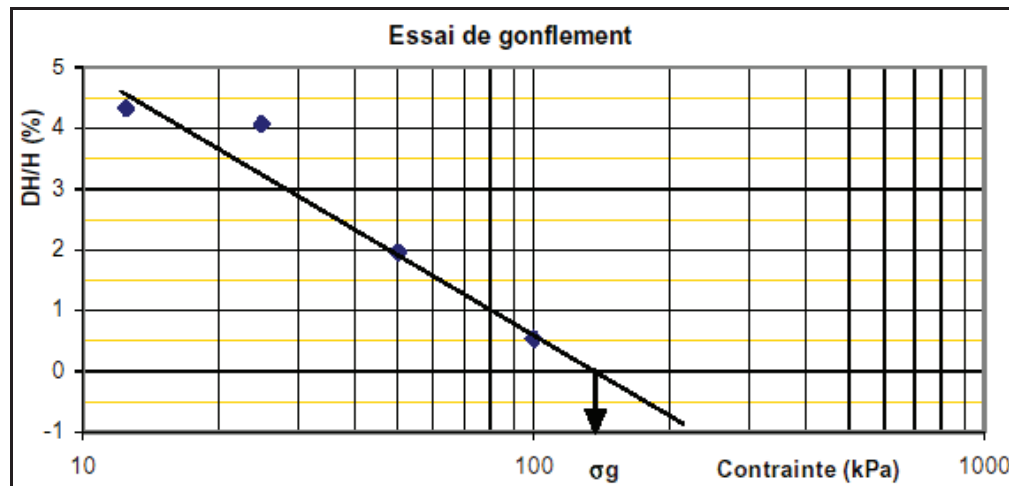


Figure 1.24 Méthode AFNOR P 94-091 (1995).

a3/ Norme ASTM D-4546-90 (1985)

L'American Society for Testing and Materials préconise trois procédures d'essais à l'œdomètre : deux procédures permettant à l'échantillon de gonfler et l'autre empêchant le gonflement.

Dans la première procédure deux méthodes sont proposées : la première corrige l'effet du remaniement (méthode A), alors que la seconde ne le corrige pas (méthode B).

- **Méthode A** : elle propose d'adopter la correction de l'effet du remaniement par l'application d'un cycle de chargement-déchargement (figure 1.25), la contrainte finale de ce cycle étant l'équivalent du poids des terres avant l'extraction de l'échantillon. Le gonflement du sol, obtenu par imbibition, est suivi jusqu'à stabilisation des déformations. La pression de gonflement est égale à la pression qui aurait remis l'éprouvette à sa hauteur initiale. L'amplitude du gonflement correspond à la déformation maximale entre le début et la fin de la phase de gonflement ;

- **Méthode B** : dans laquelle l'éprouvette est soumise dès le départ à la contrainte de service (figure 1.26). Ensuite, elle est mise en contact avec l'eau, ce qui provoquera le gonflement. Ce dernier sera suivi jusqu'à la stabilisation. Un chargement selon la procédure de l'essai œdométrique est ensuite appliqué. La pression de gonflement et l'amplitude de gonflement sont obtenues suivant la même démarche que celle de la méthode A.

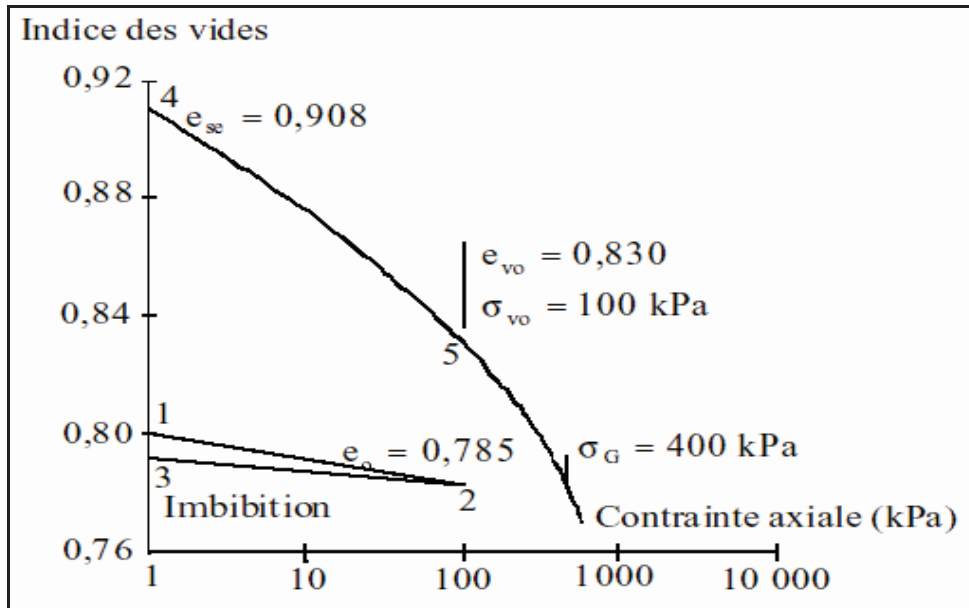


Figure 1.25 ASTM D4546-90 (1985) Méthode A : Gonflement sous le poids des terres.

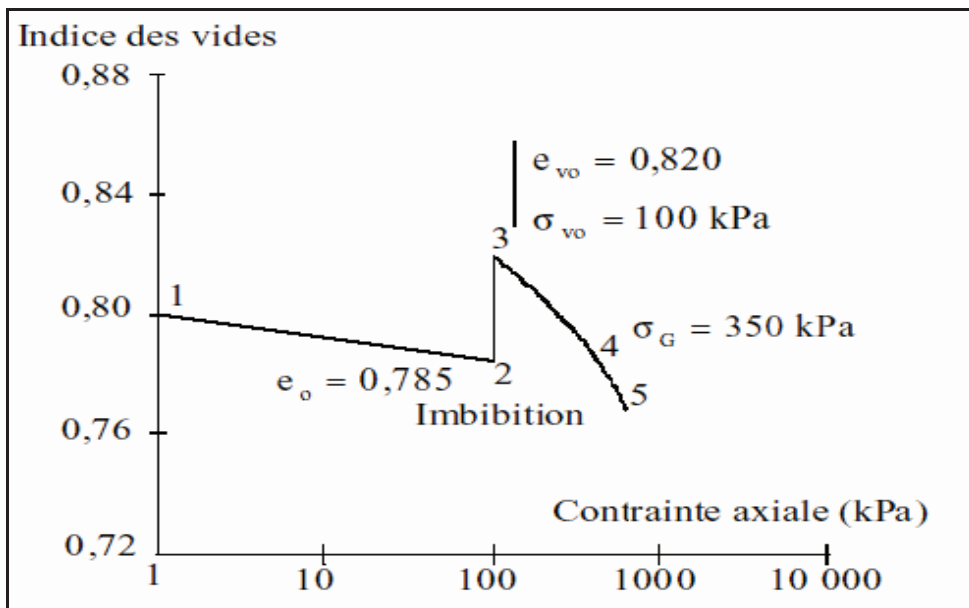


Figure 1.26 ASTM D4546-90 (1985) Méthode B : Gonflement sous le poids des terres.

b/ Procédures empêchant le gonflement

Contrairement aux méthodes décrites plus haut, les essais décrits ci-après ne permettent pas à l'éprouvette mise en contact avec l'eau de changer de volume. Le principe consiste à bloquer le piston de l'œdomètre sur le bâti afin d'empêcher la déformation de l'échantillon ; la contrainte de gonflement étant mesurée à l'aide d'un capteur de force intercalé entre la cellule et bâti.

b1/ Méthode du D.T.U.11.1 (France)

Le principe de cette méthode est de reconsolider l'éprouvette sous une contrainte égale à celle du poids des terres, puis amener à la contrainte de service ; la contrainte de service étant celle que va subir le sol une fois le projet réalisé. C'est à partir de cette contrainte qu'on mesure la pression de gonflement. Après stabilisation, on humidifie l'éprouvette en empêchant le gonflement par chargement au fur et à mesure jusqu'à la nouvelle stabilisation (figure 1.27). La pression de gonflement est donnée par la différence entre la pression obtenue lorsque l'éprouvette ne gonfle plus et la contrainte de service.

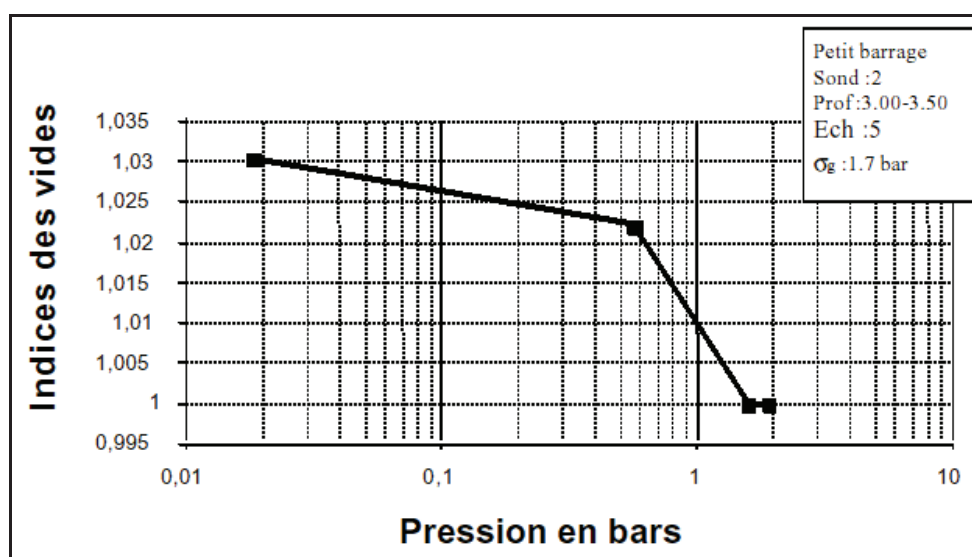


Figure 1.27 la méthode D.T.U.11.1.

b2/ Norme ASTM D-4546-90 (méthode C)

En plus des méthodes A et B de la norme ASTM décrites ci-avant qui permettent à l'éprouvette de gonfler, cette norme propose une troisième procédure où l'éprouvette est empêchée de gonfler. Une contrainte initiale lui est appliquée. Cette contrainte est prise égale soit au poids des terres, soit à la pression de gonflement estimée par ailleurs. La lecture initiale est effectuée après 5 minutes, puis l'éprouvette est humidifiée. Le gonflement est empêché par application de faible charge. Les déformations maximales tolérées entre deux paliers de chargement consécutifs doivent être comprises entre 0,005 mm et 0,01 mm. Une fois le gonflement stabilisé, un cycle de chargement-déchargement selon le chemin œdométrique (norme ASTM-D-2435-90) est appliqué. La pression de gonflement correspond au point d'intersection de l'horizontale correspondant à l'indice des vides du point de courbure maximal et de la tangente à la courbe de consolidation (figure 1.28).

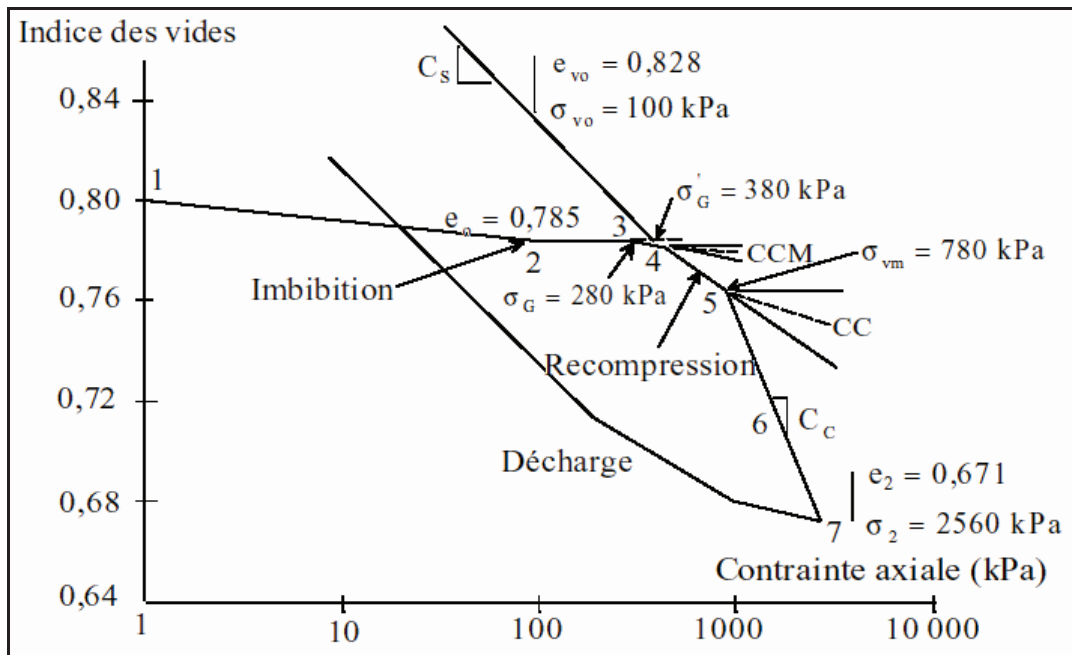


Figure 1.28 ASTM D-4546-90 (1985) Méthode C : Gonflement à volume constant à partir du poids des terres.

b3/ Procédures du LCPC (France)

Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France) propose deux méthodes pour mesurer les paramètres de gonflement des sols : la première avec variation de volume, la seconde sans variation de volume :

- **Méthode du LCPC avec variation de volume** : elle comporte deux variantes pour mesurer les paramètres de gonflement des sols avec variation de volume (figure 1.29) :

- si la contrainte de service σ_s est inférieure au poids des terres σ_{v0} ($\sigma_s < \sigma_{v0}$), la variante adoptée consiste à charger l'éprouvette avec un taux de chargement de 0.2 jusqu'à ce qu'elle retrouve sa hauteur initiale, puis la laisser gonfler par hydratation. Une fois l'amplitude du gonflement maximale atteinte, l'éprouvette est déchargée par palier régulier. La pression de gonflement est déterminée par extrapolation ;
- si la contrainte de service σ_s est supérieure au poids des terres, la variante adoptée consiste à charger l'éprouvette toujours avec le taux de 0.2 jusqu'à ce qu'elle retrouve sa hauteur initiale, puis la laisser gonfler par hydratation. Une fois l'amplitude du gonflement maximale atteinte, l'éprouvette est chargée pour la remettre aux dimensions qu'elle avait sous la contrainte σ_{v0} . La pression de gonflement est la contrainte qui permet ce retour ;

- **Méthode du LCPC sans variation de volume** : dans laquelle l'éprouvette est humidifiée en bloquant son gonflement par application des charges verticales. Une fois la contrainte maximale atteinte, l'éprouvette est déchargée pour la remettre sous le poids des

termes σ_{v0} en respectant au moins trois valeurs intermédiaires de manière à diviser le chemin de chargement en quatre paliers égaux. La pression de gonflement est donnée par la contrainte appliquée à l'éprouvette lorsque cette dernière ne présente plus de tendance au gonflement (figure 1.30).

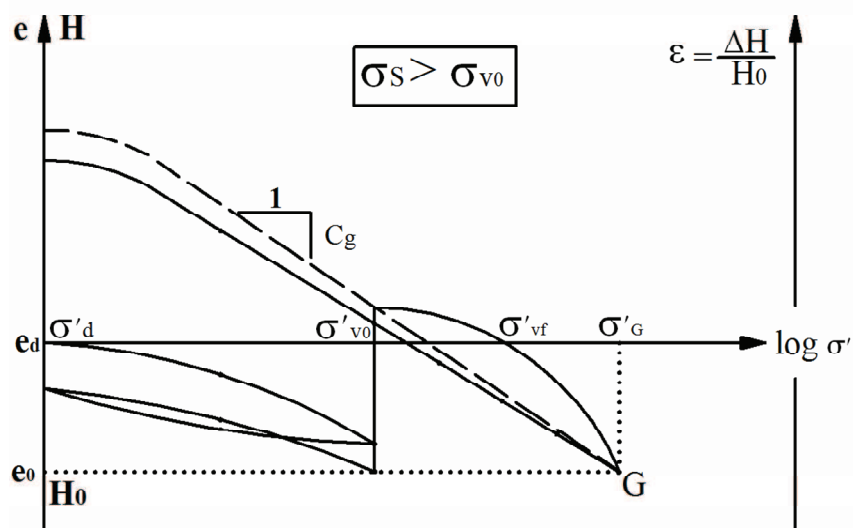
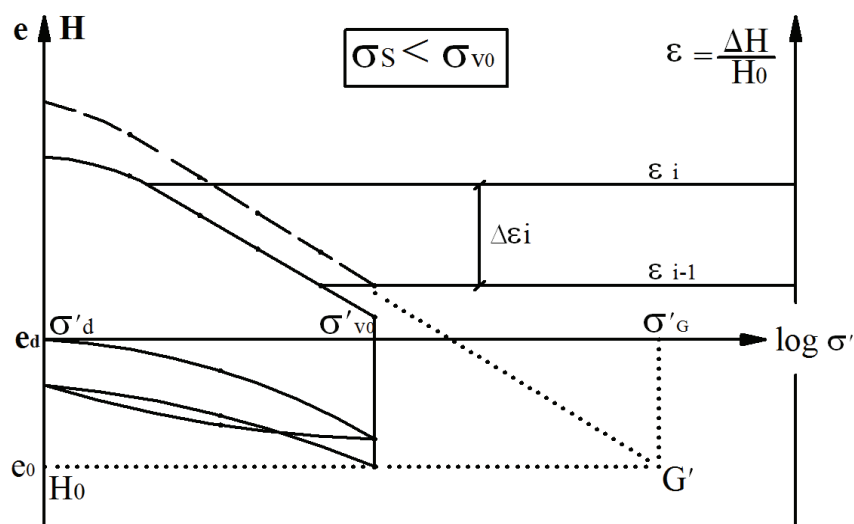


Figure 1.29 Méthode LCPC avec variation de volume.

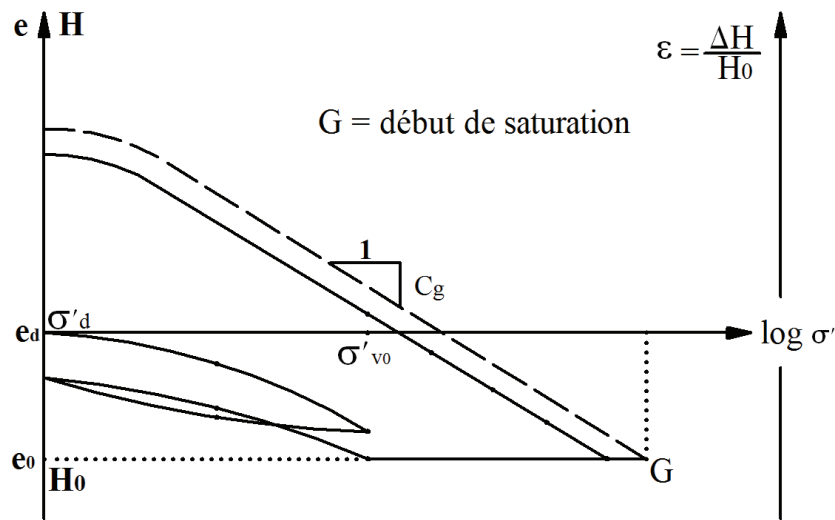


Figure 1.30 Méthode L.C.P.C sans variation de volume.

1.3.3.3 Comparaison des différentes procédures d'essais

Hormis l'essai d'Huder-Amberg qui semble convenir beaucoup plus aux sols rocheux, trois techniques (essai de gonflement libre, essais de gonflement en parallèle, essai à volume constant) peuvent être mises en œuvre pour déterminer la pression et l'amplitude de gonflement des sols fins. Cependant, même avec ces techniques, les valeurs trouvées peuvent varier dans une assez grande échelle.

De nombreux auteurs ont essayé de comparer, sur des sols équivalents, les différentes méthodes afin d'identifier celles qui sont les plus cohérentes avec les valeurs relevées sur place. Sridharan et al. (1986) ont mené une étude exhaustive de comparaison des différentes méthodes, dont les conclusions sont les suivantes :

- la méthode à volume constant donne des valeurs moyennes ;
- la méthode consistant à recharger par paliers l'éprouvette d'essai ayant libérée tout son potentiel de gonflement surestime la pression de gonflement ;
- la méthode de mesure sous charges variables donne des valeurs plus faibles.

Cette étude a par ailleurs montré qu'à partir de modes opératoires combinés, on peut obtenir des valeurs encore différentes de pression de gonflement. Par exemple, si on réalise un essai à volume constant avec déchargement par paliers successifs suivi d'un essai de gonflement libre avec rechargement, la pression de gonflement obtenue est alors inférieure à la pression de gonflement donnée par la seule méthode du gonflement libre. On se rend compte de l'importance énorme du chemin de contraintes suivi au cours du gonflement (*la pression de gonflement σ_g n'est donc pas une grandeur intrinsèque au matériau mais dépend fortement du chemin de chargement*).

En comparant les déformations de gonflement mesurées in-situ et celles déterminées avec les différentes procédures expérimentales, il semble que les valeurs de la pression de gonflement estimées à volume constant soient les plus proches de celles effectivement constatées sur le terrain (Erol, 1987), soient donc les plus pertinentes. Khaddaj (1992) arrive aux mêmes conclusions et préconise l'utilisation systématique de la méthode à volume constant, d'une part, pour éviter les hétérogénéités inhérentes à l'utilisation de différents échantillons (essais en parallèle) et, d'autre part, pour limiter les problèmes de mesure, dus notamment aux frottements parasites survenant à l'intérieur des œdomètres lors d'essais à gonflement libre (Bultel, 2001).

1.3.4 Paramètres affectant le gonflement

1.3.4.1 Influence de la teneur en eau initiale

Plusieurs chercheurs ont étudié l'influence de la teneur en eau sur le taux de gonflement. Certains insistent sur le fait que la pression de gonflement est d'autant plus importante que la teneur en eau est faible et que l'amplitude de gonflement maximale est obtenue pour une teneur en eau $W = W_{opt} - 2\%$ (Guiras, 1996). D'autres pensent que la teneur en eau initiale détermine la structure initiale du sol, par conséquent des échantillons à la même teneur en eau initiale aboutissent à la même variation de volume indépendamment du chemin de contrainte suivi, alors qu'une faible différence de teneur en eau de 0,5% à 1% donne des variations de volume différentes pour le même chemin de contrainte suivi (Barden et al, 1969). Edil et Alanazy (Cité par Guiras, 1996), trouvent que la teneur en eau initiale des échantillons compactés à la même densité sèche a une influence considérable sur les paramètres du gonflement, les pressions latérale et verticale de gonflement augmentent lorsque la teneur en eau diminue (figure 1.31).

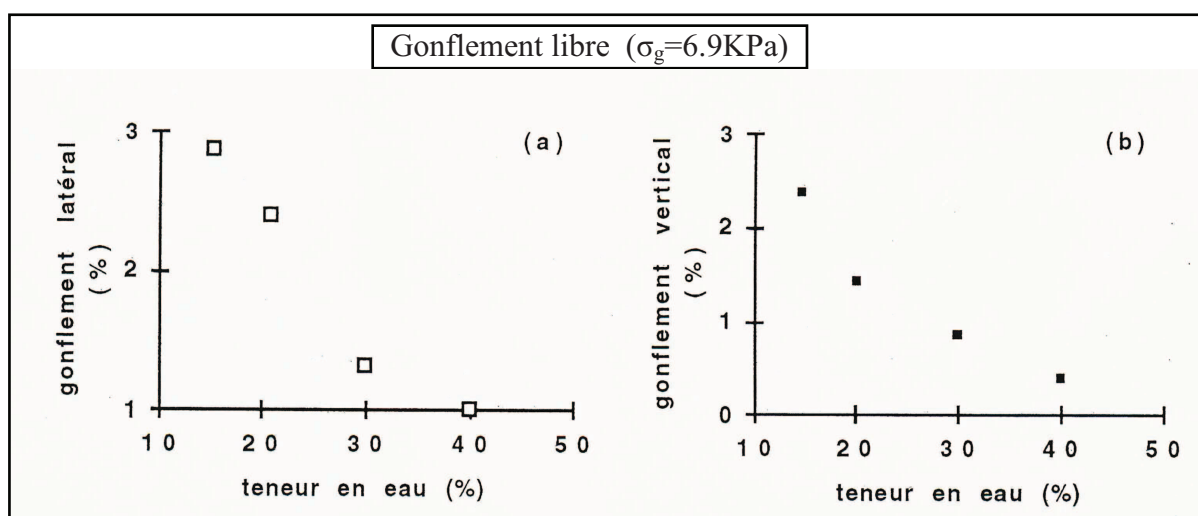


Figure 1.31 Effet de la teneur en eau initiale sur le gonflement (Edil et Alanazy, 1992).

1.3.4.2 Influence de la densité sèche

Tous les auteurs indiquent que les paramètres du gonflement sont proportionnels à la densité sèche du sol. La pression de gonflement et l'amplitude de gonflement augmentent pour des densités sèches importantes quelle que soit la condition d'essai.

Shridharan et al, (1987) ont mené 32 essais de gonflement à volume constant avec quatre teneurs en eau et différentes densités sèches initiales. Les résultats sont regroupés sur la figure 1.32. On peut observer sur cette figure que la pression de gonflement croît progressivement avec l'augmentation de la densité sèche initiale. Ces résultats semblent être confirmés par Biarez et al. (1990).

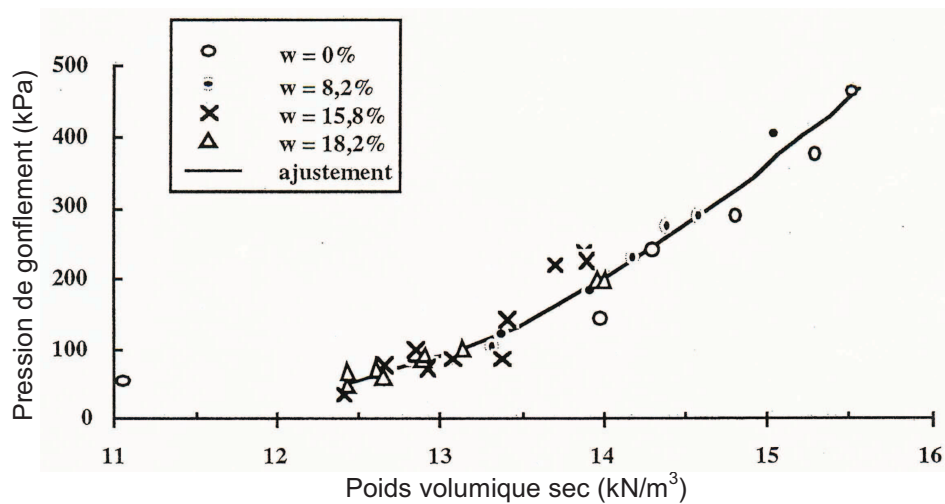


Figure 1.32 Variation de la pression de gonflement avec la densité sèche initiale (Guiras, 1996).

1.3.4.3 Influence du fluide hydratant

L'influence du fluide hydratant sur les paramètres du gonflement s'exerce par le type d'ions présents dans le fluide hydratant. L'hydratation avec de l'eau pure donne un gonflement plus important tandis que l'hydratation avec une eau déminéralisée conduit à surestimer l'activité de gonflement et à sous-estimer son taux de gonflement (Didier, 1973). Bouroukba et al. (2001) ont montré l'efficacité de diverses solutions salines pour réduire le gonflement d'un sol avec des concentrations différentes.

1.3.4.4 Influence du mode de compactage (cas des sols compactés)

Edil et Alanazy, cité par Guiras (1996), ont étudié l'influence du mode de compactage (statique et par malaxage) sur les pressions latérale et verticale d'un échantillon de sol compacté. Les résultats obtenus montrent que les paramètres mesurés sont beaucoup plus importants pour le cas du compactage statique que celui par malaxage. Ce résultat semble dû au fait que le compactage statique donne une structure orientée en parallèle beaucoup plus marquée que le compactage par malaxage et donc aboutit à un gonflement plus important.

1.3.4.5 Influence de la succion (cas des sols non saturés)

La vitesse d'absorption d'eau dépend essentiellement de la succion et de la perméabilité du sol. Ces deux paramètres dépendent à leur tour de la densité sèche initiale et de la teneur en eau initiale. En conséquence, la pression et l'amplitude de gonflement dépendent de la succion initiale du sol et de sa perméabilité.

1.3.5 Aspect tridimensionnel du gonflement

A l'évidence et parce qu'il intéresse le massif de sol dans sa masse, le gonflement est un mécanisme tridimensionnel. La pratique courante des essais à l'œdomètre dissimule cet aspect du phénomène. Il n'existe, à l'heure actuelle, que des résultats partiels sur l'aspect tridimensionnel du gonflement des matériaux intacts et quelques résultats pour les matériaux compactés (Bultel, 2001). Deux techniques expérimentales peuvent être utilisées : l'essai à l'œdomètre « K_o » et l'essai à l'appareil triaxial.

1.3.5.1 Essai à l'œdomètre « K_o »

Komornik et Zeitlen (1965) ont étudié la pression latérale développée pendant la saturation en condition œdométrique d'une argile gonflante compactée. L'œdomètre « K_o » permet de suivre l'évolution du chemin de contraintes totales pendant le gonflement. Sous fortes charges axiales, l'imbibition provoque soit un faible gonflement, soit l'effondrement du sol compacté ou un faible gonflement et le déviateur $q = \sigma_v - \sigma_h$ reste positif (la contrainte radiale reste inférieure à la contrainte verticale, $\sigma_v > \sigma_h$). Par contre, sous faible charge axiale, la déformation de gonflement est forte et q devient négatif (la contrainte radiale dépasse la contrainte verticale $\sigma_v < \sigma_h$). Dans ce cas, le gonflement sous charge axiale constante provoque la rupture en extension de l'argile compactée (Serratrice et al., 1996).

Ofer (1983) a présenté un appareillage œdométrique modifié proche de celui de Komornik et Zeitlen (1965) qui permet de connaître la pression latérale de gonflement d'un sol lors de sa saturation. Cette cellule possède une membrane latérale instrumentée qui permet d'enregistrer latéralement les pressions exercées par le sol. Il a pu, grâce à cet essai, montrer l'influence des

différents facteurs tels que la masse volumique sèche de l'échantillon ou la contrainte verticale qui lui est exercée.

De nombreux auteurs (Katti et al., 1984 ; Edil et al., 1992) ont insisté sur l'importance de la contrainte verticale appliquée sur la valeur de la pression de gonflement latérale mesurée. En effet, il semble que plus la contrainte exercée sur l'échantillon est importante, plus la pression latérale développée par celui-ci est forte. Cependant Joshi et Katti (1980) ont différencié deux zones importantes lors du développement de la pression de gonflement latérale, selon que la contrainte verticale exercée est supérieure ou inférieure à la pression de gonflement :

- si $0 < \sigma_v < \sigma_g$, la pression latérale exercée sur les parois de l'œdomètre par l'échantillon peut être très importante et augmente fortement avec l'augmentation de σ_v ;
- si $\sigma_v > \sigma_g$, il n'y a pas d'augmentation de la pression latérale lors de la saturation de l'échantillon mais au contraire apparition d'un tassement vertical. On se ramène alors au cadre œdométrique avec des courbes σ_h / σ_v œdométriques classiques.

Il convient d'insister sur le fait que la méthodologie d'essai n'est pas indifférente puisque l'on remarque que les essais à volume constant donnent des contraintes horizontales beaucoup plus fortes que les essais à contrainte verticale constante. Le problème le plus important reste à savoir si l'on peut considérer la pression de gonflement comme un phénomène isotrope ou non (Bultel, 2001).

Katti et al (1984) ont étudié, sur différents échantillons compactés de grandes dimensions, la contrainte latérale exercée sur les parois d'un œdomètre lors de la saturation du sol. Cette pression de gonflement latérale passe d'abord par un pic très marqué avant de chuter jusqu'à une valeur de palier. Ce palier correspond approximativement à la pression de gonflement verticale (Chen, 1975). Différents facteurs influent sur cette pression latérale : la masse volumique sèche du matériau, le degré de saturation initial, ainsi que la surcharge verticale exercée. Les relations entre la masse volumique sèche et les pressions de gonflement horizontales et verticales $\gamma_d = f(\sigma_{hg})$ et $\gamma_d = g(\sigma_{vg})$ sont comparables et varient de manière analogue (Bultel, 2001).

L'étude de l'anisotropie éventuelle de la pression de gonflement effectuée par Kabbaj (1981) sur une bentonite compactée, montre une forte anisotropie de la contrainte exercée par le sol pour de faibles degrés de saturation. Cette anisotropie s'annule progressivement lorsque l'on se rapproche de la saturation totale de l'échantillon. L'auteur conclut que la pression de gonflement d'un sol n'est pas anisotrope. Selon ses observations, la saturation du sol permet le réarrangement progressif des particules argileuses ; celles-ci présentent toujours une nouvelle anisotropie structurelle en fin d'essai avec une direction privilégiée des feuillets argileux perpendiculairement à la charge. Kabbaj a également formulé l'hypothèse que l'anisotropie structurelle de la bentonite (comme de tous les sols argileux) exerce une influence sur ses caractéristiques de gonflement. Cependant, lors d'une humidification sous charge, la structure interne du matériau se modifie en entraînant une diminution de l'anisotropie de ces caractéristiques. Il a insisté cependant sur l'anisotropie très forte du gonflement sous faibles

charges et sur l'importance des risques que peut présenter l'utilisation des matériaux gonflants compactés dans des projets de génie civil.

Shanker et al. (1987) (cité par Bultel, 2001), dans une étude générale du comportement anisotrope des sols gonflants, ont conclu à l'isotropie de ce type de sol en se basant uniquement sur les déformations volumiques de gonflement mesurées en fonction du mode de drainage utilisé (1, 2 ou 3 axes de drainage).

1.3.5.2 Essai à l'appareil triaxial

Kassif et Baker (1969) ont vérifié que les résultats expérimentaux obtenus par Komornik (1965) s'accordaient bien avec les relations de Skempton et Bishop (1954) sur les contraintes uniaxiales (œdomètre) et triaxiales. Ils ont en particulier montré que le rapport des contraintes axiale et radiale est compris entre 0,8 et 1,1 et que la valeur moyenne vaut quasiment 1, ce qui correspond à une pression de gonflement isotrope.

Dakshanamurthy (1979), cité par Bultel (2001), a étudié le comportement d'une argile compactée susceptible de gonfler dans les trois directions à partir d'un chemin de contraintes donné. Il a montré que, quel que soit le chemin de contraintes suivi, il y a une relation unique entre la déformation volumique ε_{vol} et la contrainte moyenne p . D'autre part, il a constaté que les déformations de gonflement sont anisotropes même pour un chemin de contraintes isotrope.

Tisot et al. (1983) ont comparé, sur une bentonite compactée, les différentes méthodes d'essais à l'œdomètre et à l'appareil triaxial. Pour l'essai de gonflement libre, les résultats œdométriques sont fortement supérieurs aux résultats triaxiaux, peut-être en raison des frottements latéraux le long de l'œdomètre. Toutes les méthodes à l'appareil triaxial donnent une contrainte moyenne comparable. Pour l'essai à volume constant, on constate que la pression de gonflement œdométrique et la pression de gonflement verticale au triaxial sont comparables et que la pression de gonflement est anisotrope, le rapport σ_h / σ_v dépendent des caractéristiques initiales du matériau (γ_d , W). Compte tenu de la rapidité de l'essai à volume constant, il est préconisé d'utiliser ce mode opératoire avec l'appareil triaxial afin de connaître aussi la pression de gonflement radiale, sachant que les mêmes résultats sont obtenus à l'œdomètre en termes de pression de gonflement.

Johnson (1989), cité par Bultel (2001), a constaté, sur des essais à volume constant sur des échantillons intacts, que la pression de gonflement est a priori isotrope, même si le matériau avait une structure anisotrope. Ceci est en accord avec la relation possible entre la pression de gonflement et la succion initiale.

Yesil et al. (1993), cité par Bultel (2001), ont développé un nouvel appareillage triaxial pour étudier le comportement axial d'un matériau compacté en fonction de la pression de confinement. Après un essai à volume constant pour une pression de confinement donnée, l'échantillon est déchargé afin d'obtenir le potentiel de gonflement.

L'analyse statistique des résultats expérimentaux a abouti à la relation générale suivante :

$$\varepsilon_v = (a + b \sigma_h) - (c + d \sigma_h) \log \sigma_v \quad (1.22)$$

où σ_v désigne la contrainte verticale (en MPa), σ_h la contrainte latérale de confinement (en MPa) et ε_v la déformation verticale. Une étude menée sur une marne a conduit aux résultats suivants : $a = 3.79$, $b = -2.92$, $c = -7.82$, $d = -6.14$. On remarque que, pour une pression verticale inférieure à 1 MPa, plus l'échantillon est confiné latéralement, plus le gonflement axial est élevé. Cependant, cette étude n'a donné aucun résultat explicite sur le comportement radial.

1.4 CONCLUSIONS

La "monotonie structurale" des argiles contraste avec l'extrême variété des espèces argileuses. Cependant, l'analyse microscopique du gonflement a permis de mettre en évidence plusieurs formes de gonflement. Tout d'abord, lorsque le matériau est saturé, on se rend compte qu'il y a une interaction notable entre la particule argileuse, voire le feuillet pour la montmorillonite, et les cations de l'eau interstitielle. Cette affinité induit un gonflement d'autant plus important que le terrain contient des particules fines comme la montmorillonite. Toutefois, l'analyse minéralogique et chimique ne permettent pas d'interpréter toutes les manifestations macroscopiques du gonflement, car la disposition des différentes particules, c'est-à-dire la texture, a une influence importante sur la forme du gonflement. Les observations au microscope électronique à balayage permettant d'analyser l'évolution de la texture au cours du gonflement montrent que, pour la kaolinite, le gonflement est uniquement de type inter-agrégats, au niveau des pores interstitiels alors que pour la montmorillonite, le gonflement est de type intra-agrégats, c'est-à-dire entre les feuillets.

Cette synthèse, qui n'est pas exhaustive, montre le grand nombre de méthodes et de lois différentes mises au point pour estimer le gonflement des sols de façon indirecte, c'est-à-dire sans effectuer d'essai de gonflement. Le plus souvent, ces méthodes restent grossières et différencient seulement les sols à fort potentiel de gonflement des sols à faible potentiel de gonflement. Les relations sont, en général, déterminées à partir d'échantillons remaniés dont le comportement n'est pas identique à celui du matériau dans son état naturel. De plus, il semble que les lois mathématiques citées, qui sont certes significatives quand elles sont appliquées à un grand nombre de sols très différents minéralogiquement et granulométriquement, doivent être utilisées avec beaucoup de précautions sur des sols de natures voisines.

L'évolution des procédures d'essais de gonflement a surtout été guidée par des objectifs pratiques, conditionnés par les problèmes posés et la nécessité d'aboutir sans trop de mal à une caractérisation des matériaux gonflants. Les méthodes indirectes de caractérisation inspirées des essais d'identification des matériaux sont très utiles à l'évaluation du potentiel de gonflement, mais ne peuvent pas remplacer les essais de laboratoire vis-à-vis de la détermination des paramètres de gonflement, la pression de gonflement et la déformation de gonflement.

D'un point de vue expérimental, il paraît raisonnable de retenir l'œdomètre classique recommandé par les normes ou l'œdomètre modifié « K_o » qui permet d'étudier le comportement tridimensionnel des sols de façon simplifiée. Dans tous les cas, il paraît prétentieux de pouvoir caractériser véritablement le comportement réel d'un sol gonflant mais les recommandations générales pour l'étude du gonflement en laboratoire (prélèvement, identification, procédure d'essai) doivent être respectées autant que possible pour assurer des résultats et des informations fiables sur le comportement déterminé expérimentalement. Il faut noter que toutes ces procédures d'essai à l'œdomètre classique ne permettent que l'évaluation des paramètres du gonflement unidimensionnel, alors qu'en réalité la mesure est très influencée par le jeu radial de l'échantillon dont il faut le réduire le maximum possible.

CHAPITRE DEUX

LE SITE DE SIDI HADJRES (WILAYA DE M'SILA)

2.1 INTRODUCTION

La wilaya de M'sila connaît de nos jours une urbanisation croissante dictée par une démographie galopante, d'où son extension vers des terrains vierges souvent moins favorables que ceux déjà urbanisés. Cette wilaya est située dans une zone à climat semi-aride, dont la géologie comporte des formations argileuses caractérisées par une forte variation de volume dès que les conditions de leur équilibre sont modifiées (phénomènes climatiques naturels dus à une sécheresse prolongée, activité humaine par modification du niveau des nappes phréatiques du fait de pompages excessifs, configuration des constructions dans leur environnement). Des désordres importants y apparaissent fréquemment dans les constructions légères (pavillons, bâtiments de faible hauteur, routes), édifiées notamment dans le triangle formé par les villes de M'sila, Bou Saâda et Sidi Aissa (figure 2.1a).

Cette étude a pour but de caractériser le comportement des sols situés dans la commune de Sidi Hadjres et de déterminer les paramètres physiques et mécaniques qui jouent un rôle dans la variation de leur volume au moyen d'essais d'identification classiques et d'essais mécaniques (essais de compressibilité et de consolidation œdométriques, essais de gonflement à l'œdomètre et essais de dessiccation), en vue d'établir un modèle de prévision du mouvement du sol consécutif à une modification hydrique du site.

2.2 LOCALISATION DU SITE

La commune de Sidi Hadjres est située sur la route nationale RN40 à 50 km à l'ouest de la ville de M'sila (figure 2.1b). L'extension du site urbain de cette commune vers des zones à risque comporte la construction des nouveaux sièges de l'Assemblée Populaire Communale (APC) et la Garde Communale (GC) et un centre culturel (CC). Le choix de ce site a été motivé notamment en raison de la disponibilité d'un nombre suffisant de carottes permettant de réaliser le programme expérimental défini.



Figure 2.1 Localisation du site Sidi Hadjres (wilaya de M'sila).

2.3 PROFILS GEOTECHNIQUES

Les carottes utilisées dans cette étude ont été prélevées par le Laboratoire des Travaux Publics du Centre (LTPC, Antenne de M'sila), à partir de quatre sondages effectués au moyen d'un carottier à piston stationnaire de 100 mm de diamètre pouvant contenir des carottes jusqu'à 50 cm de longueur.

L'examen visuel des échantillons prélevés et l'analyse de leurs propriétés physiques ont permis d'établir la lithologie des terrains traversés suivant les coupes des quatre sondages présentées sur la figure 2.2. On rencontre dans chaque sondage à partir de la surface :

- **Sondage S1 CC :**
 - 0.00 – 0.30 m : terre végétale.
 - 0.30 – 4.50 m : marne argileuse gypseuse jaunâtre à brunâtre.
 - 4.50 – 10.00 m : marne argileuse fissurée verdâtre.

- **Sondage S2 CC :**
 - 0.00 – 0.30 m : terre végétale
 - 0.30 – 1.50 m : marne argileuse consistante altérée gypseuse jaunâtre.
 - 1.50 – 10.00 m : marne argileuse consistante altérée verdâtre.

- **Sondage S1 GC :**
 - 0.00 – 0.25 m : terre végétale.
 - 0.25 – 10.00 m : marne argileuse altérée consistante gypseuse verdâtre à jaunâtre.

- **Sondage S1 APC :**
 - 0.00 – 0.20 m : remblais.
 - 0.20 – 10.00 m : marne argileuse altérée consistante verdâtre avec des traces de gypse.

Les sondages effectués n'indiquent pas la présence de nappe phréatique.

Sondage S1 CC Centre culturel		
Prof (m)	Coupe	Description
01		Marnes argileuses gypseuses jaunâtres à brunâtres.
02		
03		
04		
05		Marnes argileuses fissurées verdâtres.
06		
07		
08		
09		
10		Fin de sondage
11		

Sondage S2 CC Centre culturel		
Prof (m)	Coupe	Description
01		Marnes argileuses gypseuses jaunâtres à brunâtres.
02		
03		
04		
05		Marnes argileuses fissurées verdâtres.
06		
07		
08		
09		
10		
11		

Sondage S1 GC Siège de la garde communale		
Prof (m)	Coupe	Description
01		Marnes argileuses altérées consistantes gypseuses de couleur verdâtre à jaunâtre.
02		
03		
04		
05		
06		
07		
08		
09		
10		
11		

Sondage S1 APC Le nouveau siège de l'A.P.C		
Prof (m)	Coupe	Description
01		Marnes argileuses altérées consistantes de couleur verdâtre avec des passages du gypse.
02		
03		
04		
05		
06		
07		
08		
09		
10		
11		

Figure 2.2 Coupes des sondages effectués sur le site de Sidi Hadjres (wilaya de M'sila).

CHAPITRE TROIS

PROGRAMME EXPERIMENTAL ET PROCEDURE D'ESSAIS

3.1 INTRODUCTION

Outre les essais d'identification, le programme expérimental exécuté a comporté des essais de compressibilité et de consolidation œdométriques, des essais de gonflement à l'œdomètre et des essais de dessiccation pour l'identification des paramètres de retrait-gonflement des sols étudiés. La figure 3.1 présente la position des éprouvettes soumises aux essais dans les quatre sondages effectués et la répartition des prises d'essais par éprouvette et par numéro d'essai. Ce programme expérimental a évolué au fur et à mesure que des indications supplémentaires sur telle ou telle propriété mécanique des sols et son influence sur l'interprétation des résultats d'essais ont été jugé nécessaires non seulement en fonction de la qualité des informations déjà obtenues, mais en fonction aussi de leur qualité.

Les procédures expérimentales suivies dans chaque type d'essai ont été conformes autant que possible aux méthodes d'essais en vigueur en Algérie et la méthode d'interprétation des résultats d'essais adoptée s'inspire beaucoup des connaissances acquises sur les sols gonflants à travers le monde.

Prof. (m)	SONDAGES			
	S1 CC	S2 CC	S1 GC	S1 APC
01				
02	E1	E1	E1	E1
03		E2		E2
04	E2	E3	E2	E3
05	E3		E3	E4
06		E4		E5
07			E4	
08				
09	E4			
10	E5			

Essais de compressibilité Essais de gonflement CEBTP Essais de gonflement AFNOR

Figure 3.1 Position des éprouvettes dans les quatre sondages et répartition des prises d'essais par éprouvette et par n° d'essai.

3.2 ESSAIS D'IDENTIFICATION

Ils comportent les essais d'identification physique et minéralogique permettant de déterminer les paramètres décrits ci-après, avec entre parenthèses la norme française correspondante.

3.2.1 Paramètres d'état

Ils comportent :

- la teneur en eau qui permet d'apprécier la consistance des sols (NF P 94-050).
- les poids volumiques humide et sec (NF P 94-053).

3.2.2 Analyse granulométrique

Elle a pour but de déterminer la distribution des particules qui forment le squelette des sols en vue de leur classification (norme NF P 94-041 pour l'analyse par tamisage et norme NF P 94-057 pour l'analyse par sédimentométrie).

3.2.3 Limites d'Atterberg

Les limites de liquidité et de plasticité, dites limites d'Atterberg ou limites de consistance, sont des paramètres géotechniques destinés à identifier les sols, caractériser leur consistance et permettre de ce fait de les classer (NFP 94-051).

3.2.4 Analyse chimique

Elle a pour but de déceler d'éventuels éléments agressifs (sulfates, chlorures, etc.) vis-à-vis des semelles de fondation et prendre le cas échéant les précautions nécessaires qui s'imposent.

3.2.5 Valeur au bleu de méthylène (par l'essai à la tâche)

La valeur au bleu de méthylène constitue un paramètre d'identification permettant de mesurer la surface spécifique des particules solides contenues dans les sols fins et de déterminer l'activité de leur fraction argileuse (NF P 94-068).

3.2.6 Analyse minéralogique

Elle s'effectue par l'essai de diffraction des rayons X pour déterminer le type et la quantité des minéraux contenus dans les sols fins et permettre de ce fait d'apprécier leur sensibilité au phénomène de gonflement.

3.3 ESSAIS DE COMPRESSIBILITE ET DE CONSOLIDATION ŒDOMETRIQUES

Au plan quantitatif, le programme expérimental a comporté quatre essais de compressibilité permettant de déterminer les paramètres de compressibilité et de consolidation des sols étudiés. Ces essais ont été exécutés conformément aux méthodes d'essais LPC en vigueur (Magnan et al., 1985). Ces méthodes d'essais ont été choisies en raison de leur disponibilité et de leur facilité de mise en œuvre, mais aussi en raison de l'expérience acquise dans les laboratoires algériens des travaux publics au cours de plusieurs décennies. Elles décrivent les différentes procédures à suivre pour le choix et la préparation des éprouvettes soumises aux essais, le programme de chargement à appliquer, le calcul et l'interprétation des résultats obtenus.

3.3.1 Appareillage

Les cellules œdométriques utilisés sont constituées d'une bague rigide latéralement de sorte que les déformations ne soient qu'axiales et à paroi lisse (figure 3.2). La bague est équipée d'une trousse coupante cylindrique rigide qui peut recevoir une éprouvette de 50 mm de diamètre et 20 mm d'épaisseur, placée entre deux pierres poreuses ; l'ensemble étant fixé sur une embase très rigide. La charge verticale est appliquée à l'éprouvette par l'intermédiaire d'un piston rigide, sur la base duquel est fixée la pierre poreuse supérieure. Le piston coulisse dans la bague avec un faible jeu, de sorte que le frottement soit négligeable. La charge appliquée au moyen de poids est transmise à l'éprouvette par un levier rigide prenant appui sur la tête du piston.

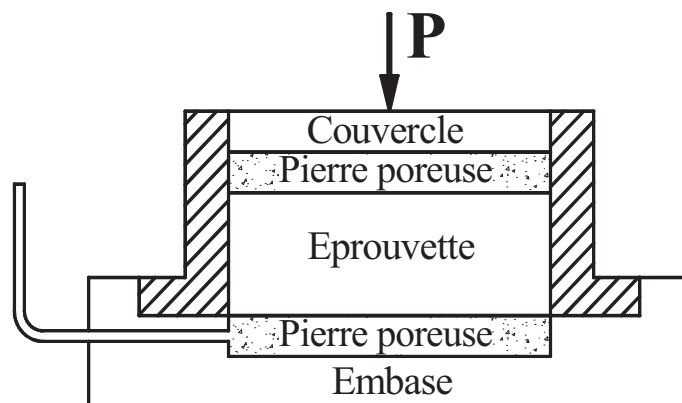


Figure 3.2 Coupe schématique d'une cellule œdométrique conventionnelle à chargement par poids.

3.3.2 Préparation des éprouvettes et exécution des essais

La préparation des éprouvettes comporte les opérations de choix et de découpage des éprouvettes, leur montage dans les cellules œdométriques et leur chargement. Le phasage des opérations effectuées lors des essais est rappelé brièvement ci-après.

3.3.2.1 Découpage et mise en place des éprouvettes

Le découpage de l'éprouvette soumise à l'essai est effectué à l'aide de la trousse coupante de la bague œdométrique, en retaillant progressivement le matériau qui s'oppose à l'enfoncement de la bague. Cette opération est poursuivie jusqu'à ce que le sol ait entièrement traversé la bague. Les faces supérieure et inférieure de l'éprouvette sont ensuite arasées.

L'éprouvette contenue dans la bague œdométrique est pesée pour déterminer les paramètres physiques initiaux du sol, puis placée sur la pierre poreuse inférieure dans l'embase métallique. Après avoir centré la bague et serré ses trois écrous, on place le piston et la cellule sur son plateau, on place le levier à niveau, puis l'on amène le comparateur réglé à zéro en contact avec le piston. On remplit ensuite le bac avec de l'eau pour la saturation et l'on commence à mesurer les variations de hauteur de l'éprouvette à partir de ce moment.

3.3.2.2 Chargement des éprouvettes

Un palier de 24 h est normalement appliqué, mais cette durée peut être réduite de sorte que l'éprouvette ne présente aucun gonflement. À la fin de chaque palier, on note l'indication du comparateur Δh (une diminution de hauteur de l'éprouvette est comptée positivement). Pour tracer la courbe de consolidation relative à un palier, les mesures de l'indication du comparateur se font de préférence aux temps suivants : 0, 15 sec, 30 sec, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1h, 2h, 4h, 8h, 24h.

Une charge initiale σ_{v1} de 5 à 10 kPa selon la consistance du sol (5 kPa pour les sols compressibles et 10 kPa pour les sols peu à très peu compressibles) est appliquée pour rétablir l'état du sol tel qu'il se trouve en place avant prélèvement. Après le remplissage du bac avec de l'eau, la charge est appliquée à l'éprouvette immédiatement et progressivement à des contraintes voisines de $0,5\sigma_{v0}$, $0,75\sigma_{v0}$, σ_{v0} , en suivant le gonflement jusqu'à apparition du premier tassement. Cette contrainte est notée σ_{v2} . On poursuit ensuite le chargement avec un taux d'accroissement de la contrainte ne dépassant pas l'unité (sans déchargement intermédiaire). Un cycle de déchargement-rechargement est effectué dès que l'on détecte un coude sur la courbe représentant les variations de l'épaisseur de l'éprouvette en fonction des pressions appliquées. Le chargement est arrêté après avoir obtenu trois points alignés de la courbe (Δh , $\log \sigma_v$). L'essai se termine par un déchargement comportant au moins quatre paliers, dont les deux derniers correspondent aux charges σ_{v2} et σ_{v1} . Les paliers de déchargement sont maintenus au moins 24h. Après déchargement total, on enlève rapidement l'éprouvette en la chassant avec le piston de démoulage, on la pèse ensuite, puis on la place à l'étuve pour déterminer sa teneur en eau.

3.3.3 Interprétation des résultats d'essais

L'interprétation des résultats d'essais œdométriques repose classiquement sur l'exploitation des courbes de compressibilité et de consolidation : la courbe de compressibilité traduit les variations de l'indice des vides du sol mesuré à la fin de chaque palier de chargement en fonction de la contrainte verticale effective correspondante et les courbes de consolidation représentent, pour chaque palier de chargement, les variations de l'épaisseur de l'éprouvette en fonction du temps. Deux méthodes peuvent être utilisées, la méthode de Taylor (variation de la hauteur en fonction de la racine carrée du temps) et la méthode de Casagrande (variation de la hauteur en fonction du logarithme du temps) ; la méthode de Taylor étant la plus utilisée.

L'interprétation des résultats d'essais effectuée conformément aux méthodes d'essais LPC, est décrite comme suit :

- sur la courbe de compressibilité (figure 3.3), la pression de préconsolidation σ'_p est définie par le point d'intersection C de la droite MN correspondant à la courbe de compressibilité dans le domaine normalement consolidé, avec la parallèle DL à la droite AB, correspondant à l'intersection des deux branches de compression et de recompression de la courbe de compressibilité dans le domaine surconsolidé (pente moyenne de la branche de déchargement-rechargement). Les indices de gonflement C_s et de compression C_c correspondent respectivement aux pentes des droites DL et MN. L'indice des vides en place e_0 est, quant à lui, défini par le point E sur la droite DL pour une contrainte égale à la pression verticale effective des terres en place ;
- sur chaque courbe de consolidation (figure 3.4), la droite D_1 correspond à la partie quasi linéaire du début de la courbe et coupe l'axe des ordonnées en un point d_c qui est le zéro corrigé (la lecture initiale d_0 n'est pas prise en compte dans la construction graphique). La droite D_2 est la droite passant par le point d_c et de pente 1,15 fois plus faible que celle de D_1 . L'intersection de D_2 avec la courbe de tassement donne le point T d'abscisse t_{90} , correspondant à 90 % de consolidation primaire, auquel correspond une valeur du coefficient de consolidation $C_v = 0,848d^2 / t_{90}$ (relation de Taylor), où d désigne la distance de drainage (épaisseur ou demi-épaisseur de l'éprouvette suivant que le drainage s'effectue sur une ou deux faces) ;
- la courbe $(e, \lg k)$, appelée courbe de perméabilité, exprime la relation entre l'indice des vides et le coefficient de perméabilité du sol. Pour les contraintes supérieures à la pression de préconsolidation, cette courbe est linéaire et caractérisée par la pente C_k , représentant le taux de variation de la perméabilité, et par l'indice des vides e_k , correspondant à une perméabilité de référence. Cette courbe permet en outre de déduire le coefficient de perméabilité k_{v0} du sol en place.

L'interprétation des résultats effectuée par la méthode classique de Casagrande est décrite comme suit :

- sur la courbe de compressibilité (figure 3.5), l'indice de gonflement C_s correspondent à la pente de la droite ajustée sur les points expérimentaux de la phase de déchargement final et l'indice de compression C_c correspondant à la pente de la droite MN ajustée sur les trois derniers points expérimentaux alignés. Sur cette courbe, on trace une horizontale à partir du point C où le rayon de courbure est minimal. La bissectrice de l'angle formé par cette horizontale et la tangente en C à la courbe, coupe la droite MN en point D. On admet que la pression de préconsolidation σ'_p est égale à l'abscisse de D.

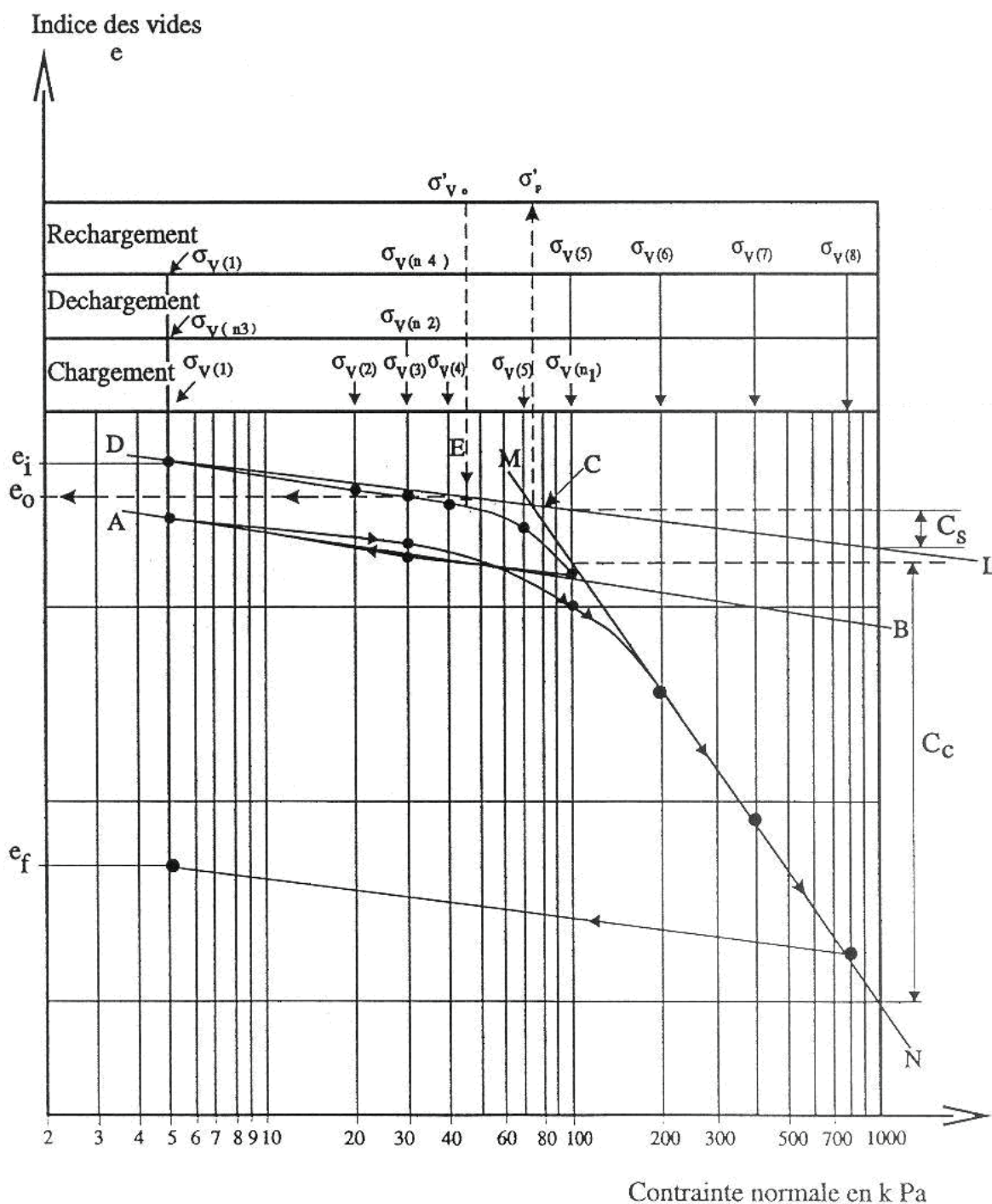


Figure 3.3 Principe d'interprétation des courbes de compressibilité par les méthodes d'essais LPC (Magnan et al., 1985).

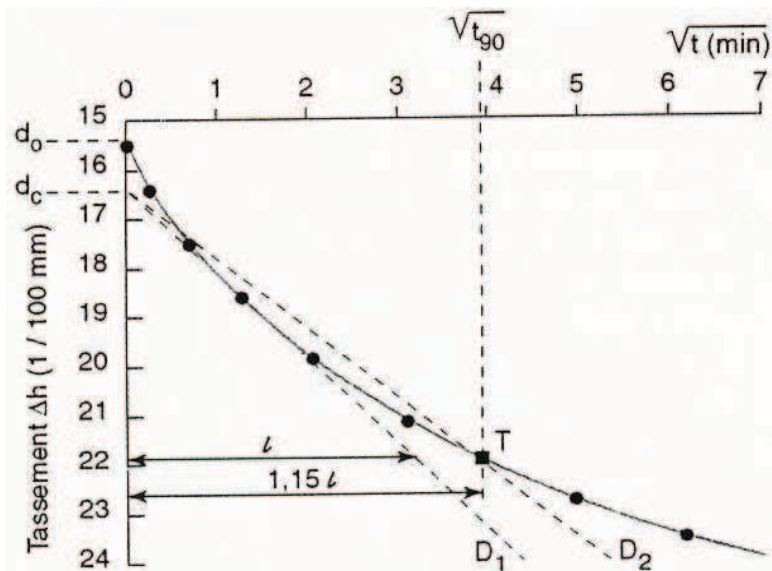


Figure 3.4 Principe d'interprétation des courbes de consolidation par la méthode de Taylor (Magnan et al., 1985).

Contrainte verticale σ'

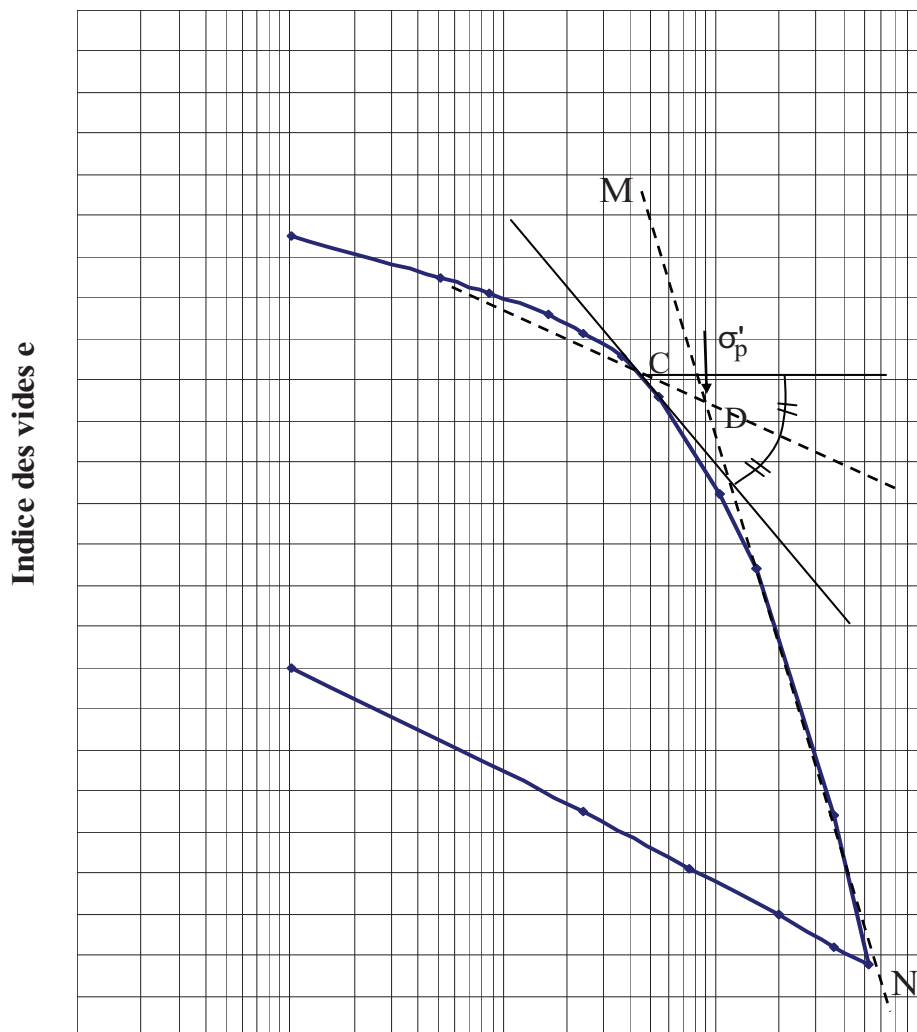


Figure 3.5 Principe d'interprétation des courbes de compressibilité par la méthode classique de Casagrande.

3.4 ESSAIS DE GONFLEMENT A L'ŒDOMETRE

Au plan quantitatif, le programme expérimental a comporté la réalisation de six essais de gonflement à l'œdomètre :

- deux essais de gonflement par la méthode du CEBTP,
- quatre essais de gonflement conformes à la norme AFNOR (XP P 94-091).

Ces deux types d'essais permettent de déterminer suivant deux procédures d'essais différentes la pression et l'amplitude de gonflement des sols argileux au moyen de cellules œdométriques conventionnelles à chargement par poids identiques à celles utilisées dans les essais de compressibilité œdométriques. Les essais de gonflement par la méthode du CEBTP s'effectuent par chargement d'une seule éprouvette par plusieurs paliers de charges (essais de gonflement libre et sous charges). Les essais de gonflement conformes à la norme AFNOR s'effectuent par chargement de plusieurs éprouvettes chacune par une charge maintenue constante (essais de gonflement en parallèle).

3.4.1 Essais de gonflement par la méthode du CEBTP

Cet essai consiste à saturer une éprouvette de sol placée dans un moule œdométrique et la laisser gonfler librement (phase de gonflement libre). Après avoir atteint l'amplitude maximale de gonflement, on applique à l'éprouvette des charges successives pour la remettre aux dimensions initiales (phase de gonflement sous charges).

Par analogie avec la construction d'un diagramme œdométrique, on porte sur un diagramme les variations de l'indice des vides en fonction du logarithme des contraintes appliquées pendant l'essai. La pression de gonflement σ_g est définie par la contrainte normale appliquée à l'éprouvette lui permettant de retrouver ses dimensions initiales (figure 3.6), c'est-à-dire la contrainte correspondant à l'indice des vides initial e_i déterminé au début de l'essai.

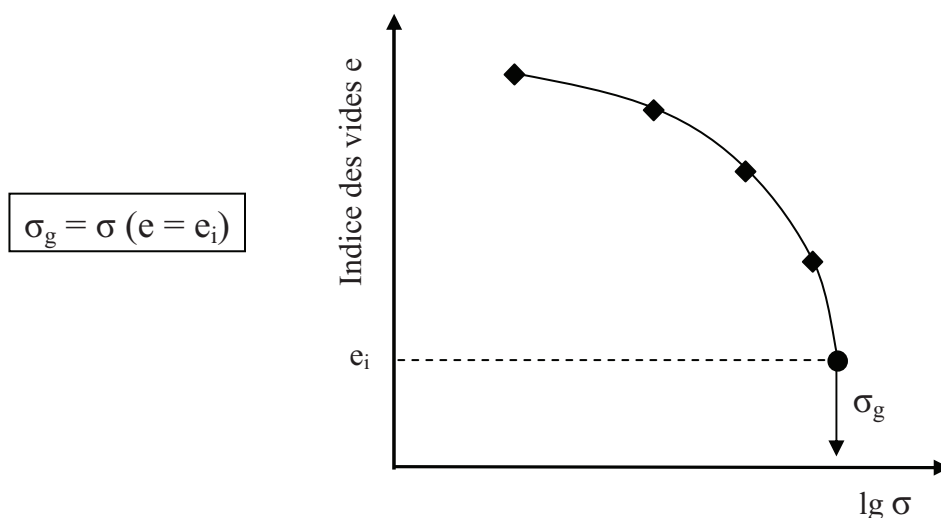


Figure 3.6 Principe d'interprétation des courbes de gonflement par la méthode du CEBTP.

Les courbes de gonflement représentent, pour une charge donnée, les variations de la hauteur en fonction du logarithme du temps. Ces courbes présentent des allures semblables à celles des courbes de consolidation mais en sens inverse ; le paramètre C_{as} étant le taux de gonflement secondaire. Elles caractérisent la cinétique du gonflement (figure 3.7)

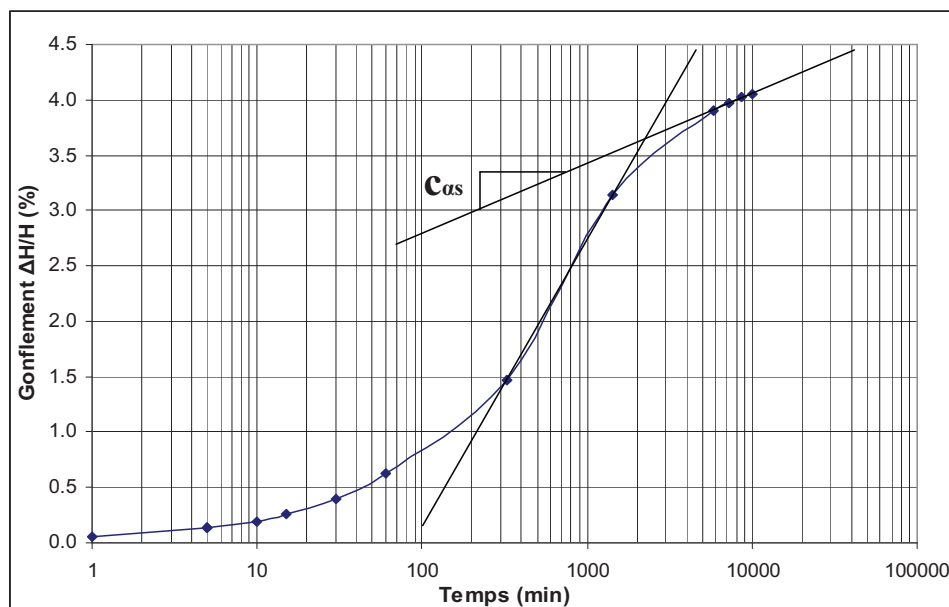


Figure 3.7 Courbes de gonflement.

L'amplitude du gonflement, dite gonflement libre, est la déformation maximale subie par l'éprouvette sans chargement (une charge initiale de 5 à 10 kPa selon la consistance du sol est tout de même appliquée à l'éprouvette pour rétablir son état initial en place).

3.4.2 Essais de gonflement conformes à la norme AFNOR (XP P 94-091)

Cet essai consiste à préparer au moins quatre éprouvettes, les peser et noter leurs hauteurs initiales H_0 . On applique à la première éprouvette une contrainte variant de 1 à 10 kPa selon la consistance du sol, à la seconde éprouvette une contrainte dont la valeur est estimée de telle sorte que sa déformation axiale en présence d'eau soit quasi nulle et à la troisième éprouvette une charge égale au poids des terres. On applique aux autres éprouvettes des contraintes permettant dans une représentation graphique ($\Delta H_f/H_i$, $\lg \sigma'$) d'avoir des points représentatifs répartis au mieux entre les valeurs des contraintes de gonflement σ_g et la contrainte appliquée à la première éprouvette. On mesure ensuite la déformation axiale correspondante aux deux phases suivante :

- *première phase (sans ajout d'eau)* : la contrainte est appliquée pendant au moins 2h et jusqu'à ce que la variation de hauteur de l'éprouvette entre deux lectures espacées de 1h soit inférieure à 10 μm . On note la variation de hauteur ΔH_i obtenue à la fin de cette phase, puis l'on introduit l'eau dans le bac d'imbibition ;

- *deuxième phase (éprouvette en présence d'eau)* : la contrainte est appliquée à l'éprouvette jusqu'à stabilisation de sa hauteur. Conventionnellement, la stabilisation de la déformation de l'éprouvette est atteinte si la variation de hauteur est moins de 10 μm entre deux lectures successives espacées d'au moins 8h. On note la variation de hauteur ΔH_f obtenue en fin d'essai et l'on retire le dispositif d'application de l'effort. L'éprouvette est pesée, puis placée à l'étuve pour déterminer la teneur en eau finale du sol. Les lectures du déplacement vertical sont faites au voisinage de la série suivante : 1 min – 5 min – 30 min – 1h – 2h – 4h – 8h – 16h – 24h (au-delà, les lectures sont espacées d'au moins 8h).

La hauteur de référence pour chaque éprouvette est celle déterminée juste avant la mise en eau : $H_i = H_0 - \Delta H_i$. On trace la courbe (droite dans le diagramme semi-logarithmique) de déformation finale de chaque éprouvette dans le diagramme ($\Delta H_f/H_i$, $\lg\sigma$) (figure 3.8). Par convention, la pression de gonflement σ_g est définie par la contrainte correspondant à une déformation nulle. La valeur absolue de la pente de cette droite est appelée rapport (ou facteur) de gonflement, noté R_g , défini par la relation suivante :

$$\frac{\Delta H_f}{H_i} = -R_g \lg \frac{\sigma_g}{\sigma} \quad (3.1)$$

où H_i désigne la hauteur initiale.

Cette relation exprime la valeur du gonflement relatif qui se produit lorsque le sol est mis en contact avec de l'eau libre sous une contrainte $\sigma \leq \sigma_g$.

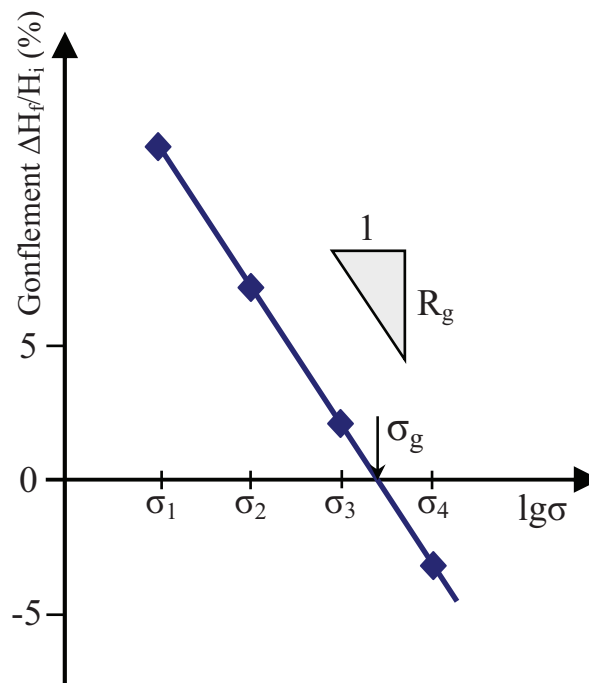


Figure 3.8 Principe d'interprétation des courbes de gonflement à partir des essais de gonflement conformes à la norme AFNOR.

3.5 ESSAIS DE DESSICCATION

On distingue :

- les essais de dessiccation sur échantillon remanié permettant de déterminer la limite de retrait conventionnelle w_R sur le passant à 400 μm conformément à la norme NF P 94-060-1 ;
- les essais de dessiccation sur sol intact permettant de déterminer la limite de retrait effective w_{RE} sur prélèvement non remanié conformément à la norme NF P 94-060-2.

ces deux types d'essais dont décrits ci-après.

3.5.1 Essais de dessiccation sur échantillon remanié

Cet essai complète l'essai de détermination des limites d'Atterberg. Il est surtout utilisé pour évaluer le potentiel de gonflement des sols argileux.

Le principe de cet essai consiste à déterminer sur une prise d'essai, de volume et de masse initiales connus, son poids et son volume après séchage à l'air libre pendant au moins 12h, puis à l'étuve jusqu'à dessiccation.

La préparation de l'échantillon se fait comme pour les limites d'Atterberg (imbibition, tamisage, siphonage, etc.). On prépare un échantillon à une teneur en eau proche de la limite de liquidité. L'essai se fait sur au moins trois prises d'essai. Pour chaque prise d'essai, on calcule la limite de retrait conventionnelle à l'aide de la formule suivante :

$$W_R = \frac{(m_h - m_c) - (V_h - V_d) \cdot \rho_w}{(m_d - m_c)} - 1 \quad (3.2)$$

avec :

- $V_d = m_{Hg} / \rho_{Hg}$ le volume du mercure expulsé ;
- V_h le volume de la coupelle ;
- m_c la masse de la coupelle ;
- m_h la masse de la coupelle avec le sol humide ;
- m_d la masse de la coupelle avec le sol après séchage ;
- m_{Hg} la masse du mercure expulsé dans le bac ;
- ρ_{Hg} la masse volumique du mercure ;
- $\rho_w = 10 \text{ kN/m}^3$ masse volumique de l'eau.

3.5.2 Essais de dessiccation sur prélèvement non remanié

Cet essai consiste à laisser se dessécher librement et progressivement une éprouvette de sol et à mesurer périodiquement sa variation de hauteur et sa masse au moyen d'un appareillage spécifique composé d'un socle rigide muni d'un comparateur au 1/100 mm et d'une plaque métallique servant de plateau centreur.

La limite de retrait effective w_{RE} est définie par l'intersection des deux segments de droite représentant les variations de la hauteur de l'éprouvette en fonction de la teneur en eau du sol (figure 3.9). Elle correspond à la teneur en eau au-delà de laquelle le sol ne présente plus de variation géométrique notable au cours de sa dessiccation ; la pente du segment de droite situé dans le domaine quasi saturé (à droite de w_{RE}) définit le facteur de retrait effectif linéaire R_l .

$$\frac{\Delta H_i}{H_0} = \frac{l_0 - l_i}{H_0} \quad w_0 = \frac{m_0 - m_f}{m_d} \quad w_i = \frac{m_i - m_f}{m_d} \quad (3.3)$$

avec :

- $m_d = m_f - m_c$ la masse du sol sec ;
- m_0 la masse initiale de l'éprouvette avec la plaque ;
- m_f la masse finale de l'éprouvette avec la plaque ;
- m_c la masse de plaque ;
- m_i la masse au moment i ;
- H_0 la hauteur initiale de l'éprouvette ;
- H_f la hauteur finale de l'éprouvette ;
- l_0 la lecture initiale ;
- l_i la lecture au moment i .

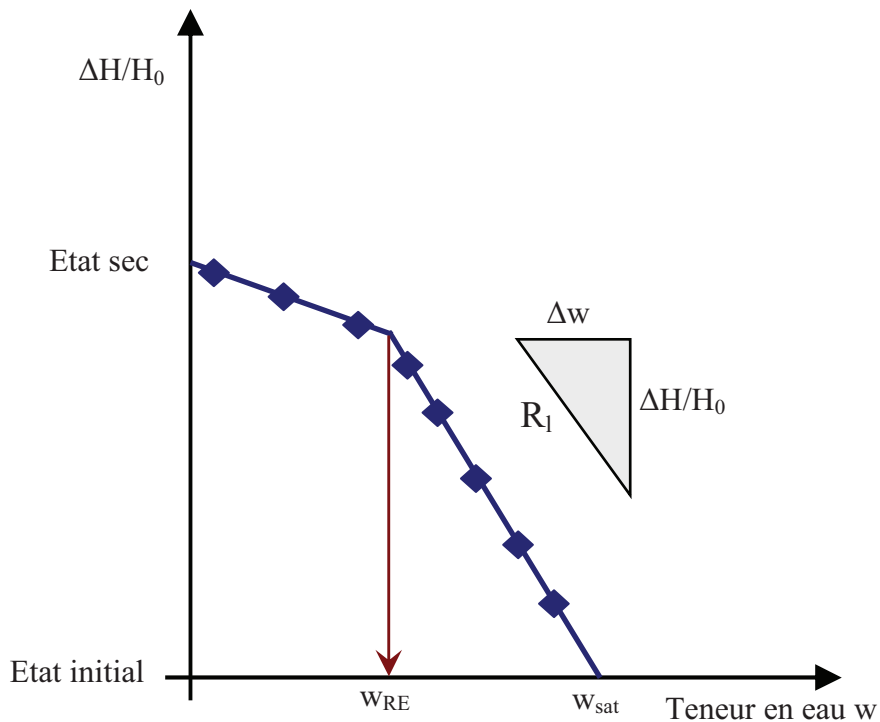


Figure 3.9 Principe d'interprétation des courbes de dessiccation à partir des essais de dessiccation conformes à la norme AFNOR.

CHAPITRE QUATRE

PRESENTATION ET ANALYSE DES RESULTATS D'ESSAIS

4.1 INTRODUCTION

On présente et analyse dans ce chapitre les résultats des essais d'identification, les résultats des essais de compressibilité et de consolidation œdométriques, les résultats des essais de gonflement à l'œdomètre et les résultats des essais de dessiccation exécutés sur les sols prélevés sur le site de Sidi Hadjres (wilaya de M'sila). On établira ensuite le modèle de prévision du mouvement du sol consécutif à une modification hydrique du site.

4.2 RESULTATS DES ESSAIS

4.2.1 Essais d'identification

Les tableaux 4.1 à 4.3 présentant les résultats des essais d'identification (paramètres d'état, granularité, limites d'Atterberg) déterminés entre 1,5 et 6,5 m de profondeur dans les quatre sondages effectués. Le tableau 4.4 présente les résultats d'une analyse chimique sommaire effectuée par le Laboratoire des Travaux Publics du Centre (LTPC, Antenne de M'sila) et le tableau 4.5 la valeur de bleu de méthylène déterminée sur un échantillon par l'essai à la tâche.

Tableau 4.1 Paramètres d'état (teneur en eau w , poids volumiques humide γ_h et sec γ_d et degré de saturation S_r).

Essai N°	01	02	03	04	05	06	07	moyenne
Sondage	S1 GC	S1 GC	S1 CC	S2 CC	S1 APC	S1 APC	S1 APC	
Echantillon	E1	E2	E1	E1	E1	E3	E5	
Prof (m)	1.50/1.90	3.60/4.00	1.70/2.05	1.50/1.90	1.85/2.25	3.70/4.40	6.10/6.50	
w (%)	21.99	23.67	20.84	23.89	23.41	24.79	32.24	24.40
γ_h (kN/m ³)	19.70	19.50	19.50	19.60	19.00	20.00	18.80	19.44
γ_d (kN/m ³)	16.10	16.50	16.10	15.60	15.60	16.10	14.30	15.76
S_r (%)	87.99	100	82.99	91.28	87.31	99.63	97.90	92.44

Tableau 4.2 Granularité (% de passants aux tamis indiqués).

Essai N°	01	02	03	04	05	06	07	moyenne
Sondage	S1 GC	S1 GC	S1 CC	S2 CC	S1 APC	S1 APC	S1 APC	
Echantillon	E1	E2	E1	E1	E1	E3	E5	
Prof (m)	1.50/1.90	3.60/4.00	1.70/2.05	1.50/1.90	1.85/2.25	3.70/4.40	6.10/6.50	
Ø des tamis	% des passants							
2 mm	100	99.80	97.29	91.00	100	100	100	98.30
0.2 mm	99.50	99.00	92.58	84.50	97.34	99.00	98.00	95.70
0.08 mm	99.20	98.50	91.47	83.60	96.67	99.00	97.50	95.13
2 µm (*)	17.7	63.90	-	-	-	-	52.50	44.70

(*) Ces valeurs sont tirées des rapports de sol réalisés par le LCTP (Antenne de M'sila).

Tableau 4.3 Limites d'Atterberg (limites de liquidité w_L et de plasticité w_P et indice de plasticité I_P).

Essai N°	01	02	03	04	05	06	07	moyenne
Sondage	S1 GC	S1 GC	S1 CC	S2 CC	S1 APC	S1 APC	S1 APC	
Echantillon	E1	E2	E1	E1	E1	E3	E5	
Prof (m)	1.50/1.90	3.60/4.00	1.70/2.05	1.50/1.90	1.85/2.25	3.70/4.40	6.10/6.50	
w_L	76.70	72.00	70.50	72.20	72.00	82.80	72.50	74.10
w_P	30.90	32.32	27.21	31.19	30.80	33.17	33.15	31.25
I_P	45.80	39.68	43.29	41.01	41.20	49.63	39.35	42.85

Tableau 4.4 Pourcentages en poids des éléments chimiques contenus dans le sol.

Essai N°	01
Sondage	S2 CC
Echantillon	E1
Profondeur (m)	1.50/1.90
Sulfates (CaSO ₄ , 2H ₂ O) (%)	5.94
Chlorures (NaCl) (%)	0.82
Carbonates de calcium (CaCO ₃) (%)	18.10
Anhydride Carbonique (CO ₂) (%)	7.96

Tableau 4.5 Valeur de bleu de méthylène par l'essai à la tâche.

Essai N°	01
Sondage	S1 CC
Echantillon	E3
Profondeur (m)	4.90/5.30
V _{BS}	9

Les figures A.1.1 à A.1.4 jointes en annexe A à ce mémoire présentent les résultats de l'analyse minéralogique effectuée à notre demande par diffraction des rayons X au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France). Le tableau 4.6 donne la composition semi-quantitative des minéraux argileux contenus dans le sol.

Tableau 4.6 Pourcentages des éléments minéraux contenus dans le sol.

Espèces minérales	Quantité en % sur lame + glycérol
Muscovite - Illite	10
Kaolinite	10
Montmorillonite	25
Sépiolite	55

4.2.2 Essais de compressibilité œdométriques

Les courbes de compressibilité ($e, \lg \sigma'$), de perméabilité ($e, \lg k_v$) et de consolidation ($\Delta h, \sqrt{t}$) et ($\Delta h, \lg t$) sont présentées sur les figures A.2.1 à A.2.19 jointes en annexe A à ce mémoire. Le tableau 4.7 présente les paramètres de compressibilité et de consolidation déterminés par la méthode d'essais LPC (Magnan et al., 1985) et par la méthode classique de Casagrande.

On notera que :

- les indices de gonflement C_S et de compression C_C et la pression de préconsolidation σ'_p ont été déterminés graphiquement conformément aux indications de chacune des deux méthodes d'interprétation considérées. L'indice des vides en place e_0 a été estimé sur les courbes de compressibilité pour une contrainte verticale égale à la pression effective des terres en place ;
- le module œdométrique $E_{oed} = \Delta\sigma' / (\Delta h_{100} / h_0)$, défini par le rapport de l'incrément de contrainte correspondant à un palier de chargement donné au tassement obtenu après achèvement de la consolidation primaire, c'est-à-dire pour $\Delta h_{100} = \Delta h(t = t_{100})$ où t_{100} représente le temps correspondant à 100 % de consolidation primaire et h_0 la hauteur initiale de l'éprouvette ;
- les coefficients de consolidation c_v ont été déterminés au moyen de la relation Taylor

$$c_v = \frac{0,848}{60 t_{90}} \quad (4.1)$$

dans laquelle t_{90} désigne le temps, exprimé en minutes, correspondant à 90 % de consolidation primaire (la distance de drainage étant égale à 10 mm) ;

- le coefficient de perméabilité verticale est relié au module œdométrique E_{oed} et au coefficient de consolidation c_v par la relation suivante :

$$k_v = c_v \frac{\gamma_w}{E_{oed}} \quad (4.2)$$

où $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ désigne le poids volumique de l'eau ;

- le taux de variation du coefficient de perméabilité $C_k = \Delta e / \Delta(\lg k_v)$ et l'indice des vides $e_k = e$ ($k_v = 1 \text{ m/s}$) ont été déterminés sur la droite moyenne $e - \lg k_v$; le coefficient de perméabilité initiale k_{v0} de l'argile en place est lu sur cette même courbe pour un indice des vides égal à l'indice des vides en place e_0 .

Tableau 4.7 Résultats des essais de compressibilité œdométriques.

Essai N°		1	2	3	4	Moyenne
Sondage		S1 APC	S1 CC	S1 APC	S2 CC	
Echantillon		E4	E2	E2	E3	
Profondeur (m)		5.10 / 5.50	3.50 / 3.85	2.90 / 3.15	3.40 / 3.85	
Caractéristiques initiales	γ (kN/m ³)	20.53	20.30	20.42	19.10	20.42
	γ_d (kN/m ³)	17.02	16.42	16.47	14.75	16.64
	w (%)	20.65	23.67	24.02	29.54	22.78
	σ'_{v0} (kPa)	110	77	63	72	62.5
Méthode d'essais LPC	C_s	0.04	0.05	0.05	0.05	0.047
	C_c	0.17	0.16	0.17	0.23	0.167
	e_0	0.603	0.647	0.633	0.757	0.628
	σ'_p (kPa)	1000	670	850	195	840
	R_{oc}	9.09	8.70	13.49	2.71	10.43
	C_k	0.156	0.237	0.138	0.204	0.177
	e_k	1.57	1.858	1.50	1.747	1.643
	k_{v0} (10 ⁻¹⁰ m/s)	0.32	0.21	0.75	0.98	0.43
Méthode de Casagrande	C_s	0.10	0.11	0.10	0.12	0.103
	C_c	0.17	0.16	0.17	0.23	0.167
	e_0	0.595	0.630	0.614	0.755	0.455
	σ'_p (kPa)	820	570	650	185	680
	R_{oc}	7.45	7.40	10.32	2.57	8.39
	C_k	0.156	0.237	0.138	0.204	0.177
	e_k	1.57	1.858	1.50	1.747	1.643
	k_{v0} (10 ⁻¹⁰ m/s)	0.28	0.20	0.55	0.96	0.34
Observations		-	-	-	remanié	

4.2.3 Essais de gonflement à l'œdomètre

4.2.3.1 Méthode AFNOR

Les courbes de déformation finale ($\Delta H_f/H_i$, $lg\sigma$) sont présentées sur les figures A.3.1 à A.3.4 jointes en annexe A à ce mémoire. Les valeurs de la pression de gonflement σ_g , l'amplitude de gonflement ε_g et rapport de gonflement R_g pour chaque essai et leurs valeurs moyennes sont présentées dans le tableau 4.8.

Les courbes de gonflement ($\Delta H/H_0$, lgt), représentant la cinétique de gonflement, sont présentées sur les figures A.3.1.x à A.3.4.x avec $x = 1, 2, 3, 4$ jointes en annexe A à ce mémoire. Les caractéristiques de gonflement déduites de ces courbes sont présentées dans le tableau 4.9 ; le taux de gonflement secondaire c_{as} correspondant à la pente de la branche linéarisable située à droite du temps t_{100} (temps de gonflement primaire), c'est-à-dire dans la zone de gonflement secondaire.

Tableau 4.8 Résultat des essais de gonflement par la méthode AFNOR.

Essai N°	Sondage	Echan	Profondeur (m)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	σ'_{vo} (kPa)	σ_g (kPa)	ε_g (%)	R_g
01	S1 APC	E4	5.10 / 5.50	21.25	18.25	16.55	113	1735	12.32	0.05
02	S2 CC	E2	2.80 / 3.20	20.13	16.20	24.22	60.40	125	(*)	0.06
03	S2 CC	E4	5.40 / 5.80	19.63	16.23	21.03	110	680	52.21	0.06
04	S1 GC	E4	7.00 / 7.50	19.65	16.53	18.86	142.5	440	68.38	0.08
Moyenne				20.17	16.80	20.17	106.48	745	44.30	0.063

(*) éprouvette remaniée

Tableau 4.9 Valeurs de c_{as} et t_{100} déterminées par la méthode AFNOR.

Essai N° 01			Essai N° 02			Essai N° 03			Essai N° 04		
σ (kPa)	t_{100} (min)	c_{as}	σ (kPa)	t_{100} (min)	c_{as}	σ (kPa)	t_{100} (min)	c_{as}	σ (kPa)	t_{100} (min)	c_{as}
10.2	6500	0.018	10.2	1500	0.010	10.2	5500	0.132	10.2	2000	-
35.7	3250	0.025	86.7	6000	0.007	137.7	2900	0.008	137.7	4700	-
102	3200	0.014	239.7	3200	0.002	443.7	850	0.008	408	650	0.004
239.7	3300	0.011	443.7	290	0.008	647.1	300	0.002	612	330	0.001

4.2.3.2 Méthode du CEBTP

Les courbes de gonflement (e , $lg\sigma$) et de cinétique de gonflement ($\Delta H/H_0$, lgt) sont présentées sur les figures A.4.1 et A.4.2 jointes en annexe A à ce mémoire. Les valeurs de la pression de gonflement σ_g et de l'amplitude de gonflement ε_g déterminées pour chaque essai et leurs valeurs moyennes sont présentées dans le tableau 4.10. Les valeurs de c_{as} et t_{100} sont présentées dans le tableau 4.11.

Tableau 4.10 Résultat des essais de gonflement par la méthode du CEBTP.

Essai N°	Sondage	Echan	Profondeur (m)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	σ'_{vo} (kPa)	e_0	ε_g (%)	σ_g (kPa)
01	S1 CC	E5	9.15/9.60	19.00	14.91	27.44	176	0.905	62.6	430
02	S1 CC	E4	8.60/8.85	20.69	16.62	24.51	180	0.667	40.5	850
Moyenne				19.85	15.77	25.98	178	0.786	51.55	640

Tableau 4.11 Valeurs de c_{as} et t_{100} déterminées par la méthode du CEBTP.

Essai N° 01			Essai N° 02		
σ (kPa)	t_{100} (min)	c_{as}	σ (kPa)	t_{100} (min)	c_{as}
10.2	4100	0.032	10.2	2200	0.012

4.2.4 Essais de dessiccation

4.2.4.1 Essais de dessiccation sur échantillons remaniés

Les valeurs de la limite de retrait conventionnelle W_R sont présentées dans le tableau 4.12.

Tableau 4.12 Valeurs de la limite de retrait conventionnelle W_R .

Essai N°	01	02	moyenne
Sondage	S1 GC	S1 APC	
Echantillon	E2	E4	
Profondeur (m)	3.60/4.00	5.10/5.50	
W_R	11.65	11.78	11.72

4.2.4.2 Essais de dessiccation sur échantillons non remaniés

Les courbes de dessiccation ($\Delta H/H$, w), représentant le taux de retrait en fonction de la teneur en eau, sont présentées sur les figures A.5.1 à A.5.3 jointes en annexe A à ce mémoire. Les résultats des essais et leurs valeurs moyennes sont présentés dans le tableau récapitulatif 4.13.

Tableau 4.13 Valeurs de la limite de retrait effective W_{RE} et du rapport de retrait linéaire R_l .

Essai N°	01	02	03	moyenne
Sondage	S1 GC	S1 CC	S1 CC	
Echantillon	E3	E5	E5	
Profondeur (m)	5.10/5.50	9.15/9.60	9.15/9.60	
W_{RE}	17.30	21.80	20.70	19.93
R_l	0.363	0.472	0.452	0.426

4.3 DISCUSSION DES RESULTATS D'ESSAIS

4.3.1 Caractéristiques d'identification

Les analyses granulométriques réalisées donnent un pourcentage de passants à 80 μm compris entre 83,6 % et 99,20 % avec une moyenne de 95,13 %. Ces valeurs indiquent que le sol présente une granulométrie très fine. Le pourcentage de passants à 2 μm est en moyenne égal à 44,7 %. La limite de liquidité varie entre 70,5 et 82,8 avec une moyenne de 74,1 et l'indice de plasticité I_p varie entre 39,35 et 49,63 avec une moyenne de 42,85. La teneur en carbonate de calcium CaCO_3 est égale à 18,10 %. Ces valeurs sont très peu dispersées sur la profondeur explorée. Ils semblent indiquer que le massif est homogène dans la zone étudiée. Selon la classification LPC en vigueur (Magnan., 1980), il s'agit d'une argile marneuse très plastique (At) avec une activité normale de sa fraction argileuse. Les modifications de la teneur en eau de ce type de sol sont généralement accompagnées d'importants retraits ou gonflements.

La valeur de bleu V_{BS} est égale à 9. D'après la norme française NF P 11-300, il s'agit d'un sol très argileux. La valeur de la surface spécifique totale correspondante est égale à $S_{ST} = 189 \text{ m}^2/\text{g}$. Cette valeur indique la présence de montmorillonite.

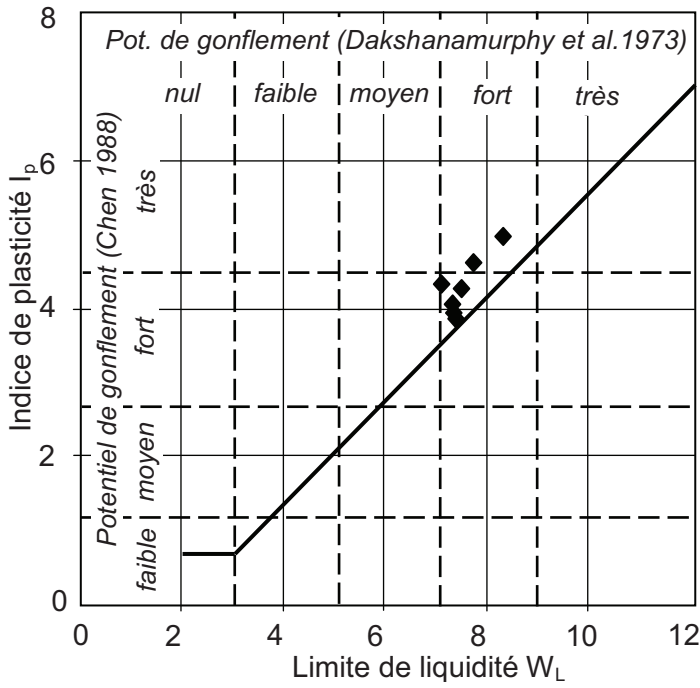
L'analyse minéralogique effectuée par diffraction des rayons X montre que les phases cristallines principales sont le quartz et la calcite ; les phases secondaires étant la dolomie, les feldspaths et les plagioclases. La technique des lames orientées montre que la phase argileuse est constituée de muscovite-illite (10%), de kaolinite (10%), de montmorillonite (25%) et de sépiolite (55%). La teneur en montmorillonite étant élevée, cette argile marneuse très plastique est donc sensible à la teneur en eau et est susceptible de subir des déformations volumiques importantes (gonflements ou retraits suivant les variations de teneur en eau).

De nombreuses méthodes ont été proposées dans la littérature pour évaluer a priori le potentiel de gonflement d'un sol à partir de la mesure des paramètres d'identification. La figure 4.1 représente les classifications de Seed et al. (1962), Dakshanamurphy et Raman (1973), Williams et Donaldson (1980), Chen (1988) et B.R.E (1980) adoptées pour l'argile marneuse de Sidi Hadjres. Le tableau 4.14 donne la comparaison des résultats obtenus à partir de ces différentes méthodes.

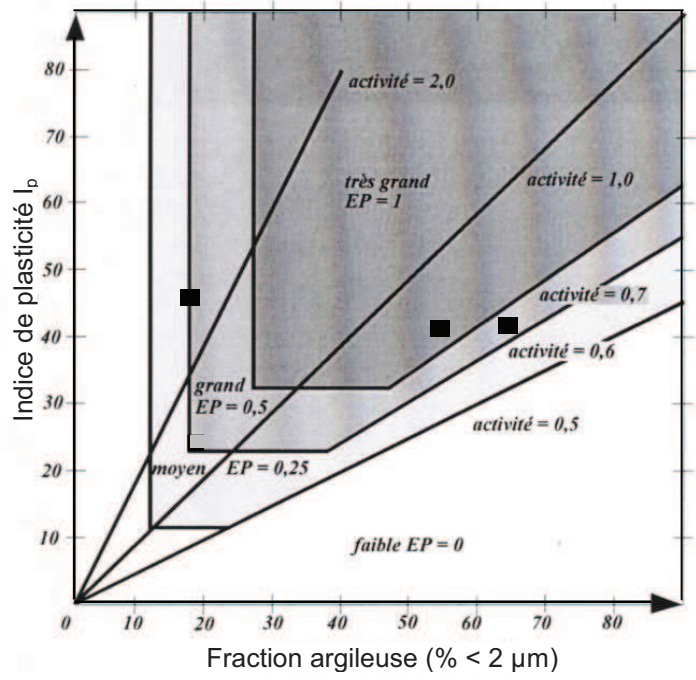
Tableau 4.14 Comparaison des potentiels de gonflement déterminés par différentes méthodes.

Classification	Potentiel de gonflement	Potentiel de retrait
Dakshanamurphy et Raman (1973)	fort	
Zerhouni et al. (2000)	fort	
B.R.E (1980)		élevé à très élevé
Chen (1988)	fort à très fort	
Williams et Donaldson (1980)	fort à très fort	
Seed et al. (1962)	élevé à très élevé	
Ranganatham et Satyanarayana (1965)	très fort	

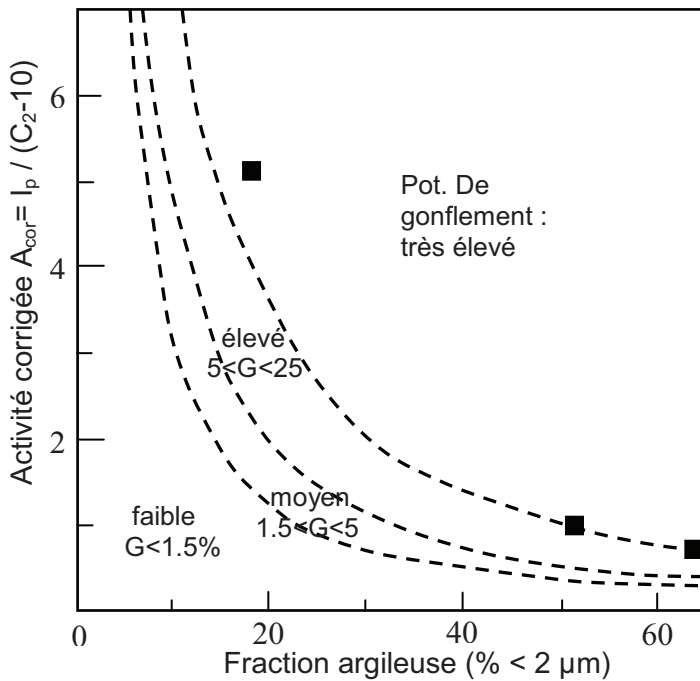
On constate un bon accord entre ces classifications. Notons qu'il s'agit, dans le cas de la méthode du B.R.E d'une estimation du potentiel de retrait et non de gonflement. Le caractère expansif de sol examiné apparaît clairement à travers l'ensemble des classifications adaptées. Elles concluent que l'argile de Sidi Hadjres est caractérisée par un potentiel de gonflement fort à très fort.



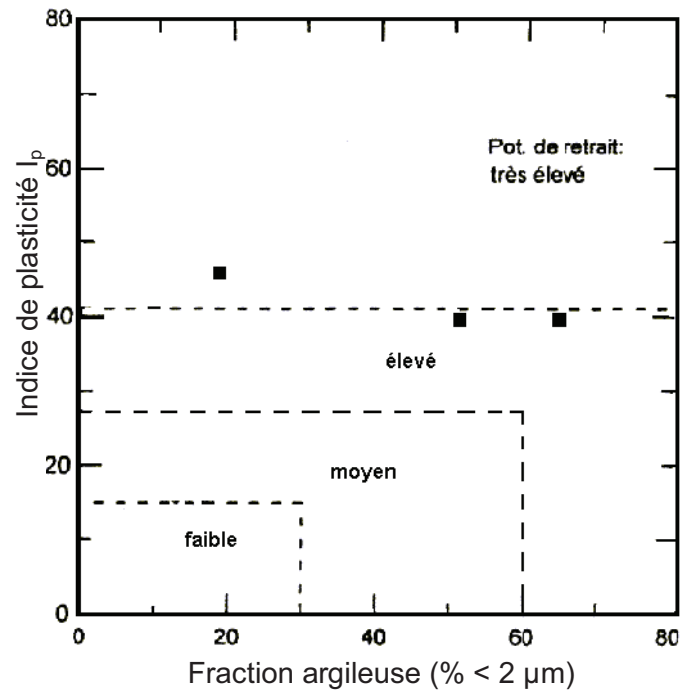
Dakshanamurphy et al. (1973) et Chen (1988)



Williams et Donaldson (1980)



Seed et al. (1962)



Building Research Establishment (1980)

Figure 4.1 Classification des sols de Sidi Hadjres (wilaya de M'sila) en fonction de leurs paramètres d'identification.

4.3.2 Caractéristiques de compressibilité et de consolidation

Le dépouillement des résultats d'essais a été effectué selon les méthodes d'essais LPC en vigueur (Magnan et al., 1985), mais aussi et à titre de comparaison selon la méthode classique de Casagrande. Cette dernière donne des résultats très éloignés de la norme qui ne semble pas être représentatives. En conséquence, seule l'approche utilisant les méthodes d'essais LPC a été retenue pour la suite des calculs et de l'interprétation des résultats.

L'analyse qualitative des résultats d'essais conduit aux observations suivantes :

- les tassements ne commencent à apparaître qu'à partir d'un certain nombre de paliers de chargement dépassant le poids des terres au cours desquels le sol continue de gonfler ;
- les courbes de déchargement-rechargement sont caractérisées par des pentes très accentuées auxquelles correspondent des valeurs élevées de l'indice de gonflement ($C_s \geq 0,04$). Les courbes de déchargement final recoupent les courbes de chargement initial mettant ainsi en évidence le caractère expansif du sol ;
- les courbes de consolidation correspondant aux faibles paliers de chargement inférieurs à la pression de préconsolidation du sol ne permettent pas de distinguer les phases de consolidation primaire et secondaire. Elles présentent toutefois une forme accusant un léger gonflement du sol et permettent de repérer la pression qu'il faut appliquer au sol pour l'empêcher de gonfler ;
- les courbes de consolidation correspondant aux forts paliers de chargement supérieurs à la pression de préconsolidation du sol font apparaître clairement les deux phases de consolidation primaire et secondaire. Les branches linéarisables des courbes correspondant à la phase de consolidation secondaire sont toutefois caractérisées par des pentes raides et, par conséquent, des valeurs du taux de compression secondaire (ou taux de fluage) assez faibles.

Les résultats d'essais peuvent être résumés comme suit :

- pour une teneur en eau w comprise entre 20,65 et 24,02 %, le poids volumique sec γ_d varie de 16,47 et 17,02 kN/m³, l'indice des vides initial e_i entre 0,597 et 0,624 et l'indice des vides en place e_0 entre 0,603 et 0,647. On remarque que l'indice des vides en place est supérieur à l'indice des vides initial, cela est dû au retrait (carottes mal paraffinées et mal conservées) ;
- la pression de préconsolidation σ'_p est comprise entre 670 et 1000 kPa, on nota pour l'essai 4 une valeur σ'_p égale à 195 kPa très faible en comparaison avec les autres valeurs en raison du remaniement de l'éprouvette correspondante. Le degré de surconsolidation $R_{oc} = \sigma'_p / \sigma_{vo}$ est compris entre 8,70 et 13,49, confirmant ainsi le caractère très surconsolidé de l'argile. L'indice de compression C_c varie entre 0,16 et 0,17 et l'indice de gonflement C_s a des valeurs comprises entre 0,04 et 0,05, confirmant que cette argile est raide et gonflante. Le rapport de compression $C_c / (1 + e_0)$ varie entre 0,10 et 0,11, confirmant le caractère peu compressible du sol ;
- les coefficients de consolidation c_v correspondant aux paliers de chargement situés dans le domaine normalement consolidé sont compris entre $2,72 \cdot 10^{-8}$ et $7,63 \cdot 10^{-8}$ m²/s. Les coefficients de perméabilité k_v correspondants sont compris entre $4 \cdot 10^{-12}$ et $2,5 \cdot 10^{-11}$ m/s.

Quant au temps t_{100} nécessaire à l'achèvement de la consolidation primaire, celui-ci est compris entre 20 et 61 min selon l'incrément de charges considéré ;

- les valeurs de l'indice de fluage c_{ae} sont comprises entre 0,002 et 0,073 avec une moyenne de 0,028. Ces valeurs très faibles ne mettent pas en évidence l'influence du temps sur le comportement du sol.

Ces résultats restent toutefois globalement très peu dispersés. Ils sont caractéristiques d'un sol homogène en profondeur dans la zone étudiée.

Cette argile marneuse très plastique est donc très surconsolidée, peu perméable et très peu sensible au fluage. Sa surconsolidation semble être due au phénomène de retrait résultant d'une dessiccation plus ou moins poussée.

4.3.3 Caractéristiques de gonflement et de retrait

Ces résultats appellent les remarques suivantes :

- les courbes de gonflement, représentant l'évolution du gonflement libre en fonction du temps, ont des allures semblables quel que soit le type d'essai considéré. Elles manifestent deux phases de gonflement successives : une phase de gonflement primaire caractérisée par une vitesse de déformation croissante et une phase de gonflement secondaire de vitesse sensiblement constante. Cette dernière phase définit le taux de gonflement secondaire c_{as} . La déformation maximale obtenue au cours du gonflement libre définit l'amplitude de gonflement libre ε_g ;
- les courbes de dessiccation, représentant le retrait du sol en fonction de la teneur en eau, présentent des allures semblables composées de deux segments de droite, dont l'intersection donne la limite de retrait effective W_{RE} ; la pente du segment droit définit le facteur de retrait linéaire R_l ;
- les valeurs des paramètres de gonflement dépendent fortement de la méthode d'essais considérée. Les valeurs les plus élevées sont données par la méthode du CEBTP, ceci va dans le sens des conclusions données par certains auteurs (Sridaran et al. 1986, Hachichi et Fleureau 1999, Lancelot et al. 2002, etc.) ;
- les valeurs des paramètres de gonflement dépendent fortement de la méthode d'essai considérée. Les valeurs de la pression de gonflement σ_g sont comprises entre 125 et 1735 kPa avec une valeur moyenne de 745 pour la méthode du AFNOR et entre 430 et 850 kPa avec une valeur moyenne de 640 pour la méthode du CEBTP. L'amplitude de gonflement ε_g varie très largement d'un échantillon à l'autre comme la pression de gonflement, entre 12,32 et 68,38 % avec une valeur moyenne de 44,30 pour la méthode du AFNOR et entre 40,5 et 62,6 % avec une valeur moyenne de 51,6 pour la méthode du CEBTP ;

- les valeurs moyennes de la pression de gonflement supérieures à 300 kPa et celles de l'amplitude de gonflement libre supérieures à 25% correspondent selon Komornik et David (1969) et Seed et al. (1962) à un potentiel de gonflement très élevé pour cette argile marneuse ;
- les valeurs du coefficient de gonflement secondaire $c_{\alpha s}$ sont comprises entre 0,001 et 0,132 selon le chargement appliqué sur l'éprouvette, avec une valeur moyenne de 0,018 correspondant à une teneur en eau moyenne de 23,08 % ;
- les fortes valeurs de l'indice de retrait I_R avec une valeur moyenne de 62,38 conduisent, selon Altemeyer (1955), à un potentiel de gonflement critique et, selon Ranganatam et Santyanarayana (1965), à un potentiel de gonflement très élevé. Les valeurs de la limite de retrait effective sensiblement élevée sont en bon accord avec cette dernière. La classification d'Altemeyer (1955) a tendance à sous-estimer le potentiel de gonflement.

Ces résultats confirment les classifications précédentes basées sur les paramètres physiques et montrent par ailleurs que les mesures de l'amplitude et de la pression de gonflement sont, pour une méthode d'essai donnée, cohérentes entre elles. Dans tous les cas, les fortes valeurs du gonflement s'expliquent par la forte plasticité du sol.

4.3.4 Synthèse : loi de retrait-gonflement

Pour un terrain de teneur en eau naturelle w_{nat} (égale à la teneur en eau du massif saturé w_{sat}) et de contrainte effective verticale σ'_v connues, la détermination des paramètres de retrait-gonflement (limite de retrait effective w_{RE} , facteur de retrait effectif R_i , pression de gonflement σ_g , rapport de gonflement R_g) permet de prévoir le mouvement du sol consécutif à une modification hydrique du site. Ainsi :

- **en cas de dessiccation (perte d'eau)** : le sol se rétracte et subit une contraction ΔH donnée par l'expression suivante :

$$\frac{\Delta H}{H_i} = R_i (w_{nat} - w) \quad (4.3)$$

lorsque $w \geq w_{RE}$, où H_i désigne la hauteur initiale du massif ;

N.B. lorsque $w < w_{RE}$, la dessiccation excessive n'entraîne pas de retrait supplémentaire notable.

- **en cas d'hydratation (apport d'eau)** : le sol gonfle et peut subir une expansion ΔH donnée par l'expression suivante :

$$\frac{\Delta H}{H_i} = R_g \lg \frac{\sigma'_v}{\sigma_g} \quad (4.4)$$

lorsque $\sigma'_v < \sigma_g$.

N.B. lorsque $\sigma'_v > \sigma_g$, le sol est susceptible de subir des tassements qui se calculent par la méthode œdométrique classique.

Dans le cas de l'argile marneuse de Sidi Hadjres (wilaya de M'sila) les paramètres de retrait-gonflement déterminés dans cette étude permettent de dimensionner les fondations d'un ouvrage (bâtiment, route, etc.) avec la prise en compte d'une modification du profil hydrique du site. Les valeurs moyennes à retenir pour ces paramètres sont :

- $w_{nat} = 23 \%$;
- $w_{RE} = 20$;
- $R_l = 0,429$;
- $\sigma_g = 600 \text{ kPa}$;
- $R_g = 0,068 \%$.

4.4 CONCLUSIONS

De l'analyse des résultats d'essais obtenus sur les sols prélevés sur le site de Sidi Hadjres (wilaya de M'sila), on peut dégager les conclusions suivantes :

- les sols testés sont identifiés comme une argile marneuse très plastique. Les différentes classifications utilisées montrent que cette argile marneuse est caractérisée par un potentiel de gonflement très élevé ; le gonflement étant pour partie dû à la structure minéralogique du sol (teneur élevée en montmorillonite) et aux variations de sa teneur en eau (cycles de dessiccation-réhumidification du sol) ;
- les caractéristiques de compressibilité et de consolidation ont montré que cette argile marneuse est très surconsolidée, peu perméable et très peu sensible au fluage ; sa surconsolidation étant due au phénomène de retrait résultant d'une dessiccation plus ou moins poussée ;
- les caractéristiques de gonflement et de retrait montrent que cette argile marneuse est caractérisée par des valeurs de pression et d'amplitude de gonflement très élevées, ainsi que par des valeurs de limites de retrait conventionnelle et effective très élevées. Ces valeurs confirment les différentes classifications basées sur les paramètres physiques, mais dépendent fortement de la méthode d'essai considérée.

Cette étude a permis de caractériser les phénomènes de retrait-gonflement de l'argile marneuse de Sidi Hadjres (wilaya de M'sila). Des formules mathématiques ont pu être établies pour calculer les variations de hauteur que peut subir le massif : un tassement en cas de retrait dû à une dessiccation ou une expansion en cas de gonflement dû à une hydratation.

CONCLUSION GENERALE

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour finalité de faire un état des connaissances sur les phénomènes de retrait-gonflement des sols argileux, puis de caractériser en laboratoire le comportement des argiles expansives de la commune de Sidi Hadjres (wilaya de M'sila), où d'importants désordres apparaissent fréquemment dans les constructions légères (pavillons, bâtiments de faible hauteur, routes) et de déterminer les paramètres physiques et mécaniques qui jouent un rôle dans la variation de leur volume. Le choix de ce site a été motivé en raison de son extension vers des zones à risque et de la disponibilité de carottes prélevées dans ces zones.

La synthèse bibliographique a mis en évidence la complexité du phénomène retrait-gonflement au niveau microscopique et a permis d'identifier plusieurs origines possibles de ce phénomène (osmotique, déchargement mécanique, succion) intervenant séparément ou simultanément. L'hydratation ou la déshydratation des particules argileuses conduisent à des variations de volume à un niveau macroscopique et dont les conséquences peuvent occasionner des dommages dans les constructions. Comprendre ce phénomène est important, obtenir les outils expérimentaux qui permettent de le soupçonner, de l'identifier et de le quantifier serait encore plus important. Les méthodes d'identification directes et indirectes permettent de caractériser les sols susceptibles de gonfler afin de prévenir, ou du moins réduire, le risque d'apparition des désordres.

L'étude expérimentale effectuée sur les sols prélevés sur le site de Sidi Hadjres (wilaya de M'sila) a permis de dégager les conclusions suivantes :

- les caractéristiques d'identification, sont peu dispersées. Elles sont homogènes en profondeur et indiquent que c'est une argile marneuse très plastique, caractérisée par un potentiel de gonflement fort à très fort ; le gonflement étant pour partie dû à la teneur élevée en montmorillonite ;
- les caractéristiques de compressibilité et de consolidation sont globalement très peu dispersées. Elles sont caractéristiques d'un sol homogène en profondeur dans la zone étudiée et indiquent que cette argile marneuse est très surconsolidée, peu perméable et très peu sensible au fluage ;
- les caractéristiques de gonflement et de retrait dépendent fortement de la méthode d'essais considérée. Les valeurs de pression et d'amplitude de gonflement sont très élevées pour cette argile marneuse. Les fortes valeurs de l'indice de retrait indiquent un potentiel de gonflement très élevé. Les valeurs de la limite de retrait effective sensiblement élevées sont en bon accord avec cette dernière. Ces valeurs indiquent que cette argile marneuse est très gonflante, confirmant par ailleurs les différentes classifications basées sur les paramètres physiques.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AFNOR (1995) Norme XP P 94-091 : Sols : Reconnaissance et essais - Essai de gonflement à l'œdomètre - Détermination des déformations par chargement de plusieurs éprouvettes.
- AFNOR (1997) Norme XP P 94-060-1 : Sols : Reconnaissance et essais - Essai de dessiccation - Partie 1 : Détermination conventionnelle de la limite de retrait sur le passant à 400 µm d'un matériau.
- AFNOR (1997) Norme XP P 94-060-2 : Sols : Reconnaissance et essais - Essai de dessiccation - Partie 2 : Détermination effective de la limite de retrait sur un prélèvement non remanié.
- AFNOR (1996) Norme Française : NF P 94-041 : Sols : Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique, méthode de tamisage par voie humide
- AFNOR (1992) Norme Française : NF P 94-057 : Sols : Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique des sols par sédimentométrie
- AFNOR (1991) Norme Française : NF P 94-050 : Sols : Reconnaissance et Essais – Détermination de la teneur en eau pondérale des sols – Méthode par étuvage.
- AFNOR (1991) Norme Française : NF P 94-053 : Sols : Reconnaissance et Essais – Détermination de la masse volumique des sols fins en laboratoire – Méthode de la trousse coupante et de l'immersion dans l'eau.
- AFNOR (1993) Norme Française : NF P 94-051 : Sols : Reconnaissance et Essais – Détermination des limites d'Atterberg – Limite de liquidité à la coupelle – Limite de plasticité au rouleau.
- AFNOR (1993) Norme Française : NF P 94-068 Sols : Reconnaissance et Essais – Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à la tache.
- Aissa Mamoune S.M. (2002) Contribution à la mesure, prévision et modélisation du comportement des sols expansifs. Mémoire magister Université de Tlemcen, 120 pages.

- Aït Isaad S. (2002) Gonflement des argiles de In-Saleh. Journées d'études sur les sols gonflants de la région d'In-Amenas 2002.
- Alba J.M, Dufor M. (1993) Phénomènes de gonflement-retrait dans les sols marno-argileux. Annals ITBTP n°514, pp 2-7.
- Allal M, Ejjaouani H, Medkouri H, Taroua S. (2002) Au sujet du comportement des sols gonflants de Berrechid (Maroc). Journées d'études sur les sols gonflants Tlemcen 2002.
- Altemeyer W.T. (1955) Discussion of engineering properties of expansive clays. Proceeding ASCE 81 (separate 658), pp. 17-19.
- Ameur B. (2002) Spécification géotechniques des sols expansifs d'In-Amenas. Journées d'études sur les sols gonflants de la région d'In-Amenas 2002.
- Barden L, Madedor A.O, Sides G.R. (1969) Volume change characteristics of unsaturated clay. Journal of the Soil Mechanics and Foundations, vol.95 SM1, pp. 33-51.
- Bekkouche A, Djeddid A, Aissa Mamoune S.M. (2001) Identification des sols expansifs. Séminaire National de Génie Civil, Sidi Bel-Abbes.
- Bekkouche A, Djeddid A, Aissa Mamoune S.M. (2002) Identification et prévision du gonflement des marnes de Tlemcen (Algérie). PARAM 2002, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 125-132.
- Benmansour H. (1993) Argiles à variation de volume présentes dans la région de Boufarik (Algérie). Annals ITBTP n°519, pp 82-93.
- Benzai B. (2002) Sols expansifs, problèmes et pratiques dans le bâtiment et les routes. Journées d'études sur les sols gonflants de la région d'In-Amenas 2002.
- Biarez J, Fleureau J.M, Zerhouni M.I, Soepandji B.S. (1990) Variation de volume des sols argileux lors des cycles de drainage-humidification. Revue française de Géotechnique, n°41, pp. 63-71.
- Bigot G, Zerhouni M.I. (2000) Retrait, gonflement et tassement des sols fins. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°229, 105-114.
- Bouroukba S, Hachichi A, Benaïssa M. (2001) Etude du gonflement et de la stabilisation chimique de quelques sols gonflants de la région d'Oran. Séminaire National de Génie Civil, Sidi Bel-Abbes.

- Bourokba S.A, Hachichi A, Benaissa A, Sebai S. (2003) prévision du potentiel de gonflement de quelques argiles gonflantes de région d'Oran. Séminaire international de Géomatériaux Université de M'sila.
- Bultel F. (2001) Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels. Thèse docteur ENPC, 298 pages.
- Chen F.H. (1973) The basic physical property of expansive soils. 3rd Int. conf. on expansive soils, pp 17-26.
- Chen F.H. (1988) Foundations on expansive soils. Developments in Geotechnical Engineering, Elsevier Publishing Co., vol. 54, 464p.
- Collins K, McGown A. (1974) The form and function of microfabric features in a variety of natural soils. Géotechnique, Vol. XXIV, n° 2, pp 223-254.
- Cuisinier O. (2002) Comportement hydromécanique d'une Argile gonflante fortement compactée. Thèse docteur Institut national polytechnique Lorraine, 177 pages.
- Dhouib A, Pozzi M, Stoehr B, Zerhouni M.I. (2002) Les causes probables et les remèdes possibles face aux sols gonflants, Séminaire Pathologie des sols et des fondations, Hammamet février 2002
- Didier G. (1972) Gonflement cristallin et macroscopique des montmorillonites sa prévision. Thèse de docteur ingénieur Univ C Bernard Lyon.
- Didier G. (1973) Swilling pressure of soils- experimental devise- fied of utilisation. 3rd Int. conf. on expansive soils, pp 188-194.
- Didier G, Soyez B, Héritier B, Parez L. (1987) Etude à l'œdomètre du gonflement des sols. Comptes rendus du 9^{ème} Congrès Européen de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, vO1.5, 549-552.
- Djedid A, Bekkouche A, Aissa Mamoune S.M. (2002) Identification des sols gonflants : Cas des marnes de la région de Tlemcen. Journées d'études sur les sols gonflants Tlemcen 2002.
- Grim R.E. (1962) Clay mineralogy in relation to the Engineering properties of clay materials. Mc Craw Hill, pp.204-277.
- Guiras-Skandaji H. (1996) Déformabilité des sols argileux non saturés : étude expérimentale et application à la modélisation. Thèse docteur INPL, PROMEN. France.

- Hachichi A, Fleureau J.M. (1999) Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algérie. *Revue française de Géotechnique*, n°86, 37-51.
- Holtz R.D, Covacs W.D. (1991) Introduction à la géotechnique. Edition de l'école polytechnique de Montreal , 808 pages.
- Johnson L.D, Snethen D.R. (1978) Prediction of potential heave of swelling soil. *Géotechn. Test. journal*, ASTM, Vol. 1, n°3, pp. 117-124.
- Kabbaj M. (1981) Contribution à l'étude des propriétés mécaniques et du gonflement anisotrope d'une bentonite compactée. Thèse de 3^{ème} cycle, INPG Grenoble.
- Kabbaj M.M. (1989) Sols gonflants – mesures des propriétés au laboratoire. Symposium International de mécanique des sols, Tiaret.
- Kadri A, Sharour I, Mekkakia Maaza M. (2002) L'effet de la teneur en argile sur le gonflement. Séminaire National de Génie Civil .2002
- Kassif G. Baker R. (1969) Swell pressure measured by uni-and triaxial techniques. Proc. VII ICSMFE, Mexico, pp. 215-218.
- Khemakhem M, Ben jdidia M, Bouarada Z. (2002) Les essais de caractérisation des sols gonflants. Journées d'études sur les sols gonflants Tlemcen 2002.
- Khemakhem M, Ben Jdidia M, Bouarada Z. (2002), Identification des paramètres de gonflement des argiles de Bir Ali Ben Khalifa PARAM 2002 – ENPC/LCPC, 2002
- Khemissa M, Magnan J.P, Josseaume H. (1993) Etude des propriétés mécanique de l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour). Rapport de recherche, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 204 pages.
- Khemissa M, Magnan J.P. (2000) Variabilité des résultats d'essais œdométriques sur l'argile molle de Guiche. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n°227, 41-50.
- Khemissa M, Mekki L. (2005) Caractérisation du gonflement des argiles expansives de M'sila (Algérie). *GeoCityNet'05 symposium Internationale sur la géotechnique dans les villes*, Lille (France), 10-11 octobre 2005.
- Komornik A, Zeitlen J.G. (1965) An apparatus or measuring lateral soil swelling pressure in the laboratory. Proc. 6th ICSMFE, Londres, Vol. 1, pp. 278-281.

- Komornik A, David D. (1969) Prediction of swelling pressure of clays. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Engineering Division ASCE, vol.95 SM1, 209-225.
- Lancelot L, Shahrour L, Khaddaj S. (2002) Etude en laboratoire du gonflement de l'argile des Flandres. PARAM 2002, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 145-151.
- LCTP antenne de M'sila. (2003) Rapport de sol Siège APC Sidi Hadjres.
- LCTP antenne de M'sila. (2003) Rapport de sol Centre Culturel Sidi Hadjres.
- LCTP antenne de M'sila. (2003) Rapport de sol Siège Garde Communale Sidi Hadjres.
- Le Roux A. (1972) Caractéristiques mécaniques des roches argileuses en relation avec leur texture. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°61, pp. 155-176.
- Magnan J.P. (1998) Cours de mécanique des sols et des roches, ENPC.
- Magnan J.P. (1980) Classification géotechnique des sols. A propos de la classification LPC. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°105, 49-52.
- Magnan J.P. (1980) Description, identification et classification des sols. Technique de l'ingénieur, traité Construction C 208-1.
- Magnan J.P, Mieussens C, Soyez B, Vautrain J. (1985) Essais œdométriques. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Méthodes d'essais LPC, n°13.
- Mesri G, Ullrich C.R, Choi Y.K. (1999) The rate of swelling of overconsolidated clays subjected to unloading. Géotechnique, Vol. 28, n°28, pp. 281-307.
- Mitchell J.K. (1976) Fundamentals of soil behavior, series in soils engineering. John Wiley & sons Inc, 422 pages.
- Mouroux P., Margron P, Pinte J.C. (1988), La construction économique sur sols gonflants, BRGM Editions, 125 pages.
- Ofer Z, Komornik A. (1983) Lateral swelling pressure of compacted clay. VII Asian Reg. conf. on soil Mechanics and Foundations Engineering, pp. 56-63.
- Parcevaux Ph. (1980) Etude microscopique et macroscopique du gonflement des sols argileux. Thèse de docteur ingénieur ENSMP Univ. Pierre et Marie Curie. Paris VI.

- Philipponnat G. (1991) Retrait-gonflement des argiles, proposition de méthodologie. Revue française de Géotechnique, n°57, 5-22.
- Ranganatam B.V, Santyanarayana B. (1965) A rational methods of predicting swelling potential for compacted expansive clays. Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Montreal, vol. 1, 92-96.
- Raulund-Rasmussen K, Borggaard O.K, Hansen H.C.B, Olsson M. (1998) Effect of natural organic soil solutes on weathering rates of soil minerals. European journal of soil science. Vol. 49, pp. 397-406.
- Reiffsteck Ph. (1999) Les sols gonflants en génie civil: synthèse bibliographique et cartographie. Thème GEO37 sols gonflants, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- Righi D, Terribile F, Petit S. (1999) Pedogenic formation of kaolinite-smictite mixed layers in a soil toposequence developed from basaltic parent material in Sardinia (Italy), vol.47, n°4,pp.505-514.
- Robert A, Fabre D. (1987) Rapport sur le gonflement. Comité Française de Mécanique des Roches, 55 pages.
- Robinet J.C, Pakzad M, Plas F. (1994) Un modèle rhéologique pour les argiles gonflantes. Revue française de Géotechnique, n°67, 57-67.
- Seed H.B, Woodward R.J, Lundgreen R. (1962) Prediction of swelling potential for compacted clays. Journal of the soil Mechanics and Foundations Division ASCE, vol. 88 SM4, pp. 107-131.
- Serratrice J.F, Soyez B. (1996) Les essais de gonflement. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°204, 65-85.
- Sridharan A, Sreepada R, Sivapullahia P.V. (1986) Swelling pressure of clays. Geotechnical Testing Journal ASCE, vol.9(1), 24-33.
- Tisot J.P, Aboushook M. (1983) Triaxial study of swelling characteristics. Proc., pp. 94-97.
- Tourenq C, Tran Ngoc Lan. (1989) Mise en évidence des argiles par l'essai au bleu de méthylène. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°159, pp. 79-92.
- Tran Ngoc Lan. (1977) Nouvel essai d'identification des sols : l'essai au bleu de méthylène. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°88, pp. 136-137.

- Vayssade B. (1978) Contribution à l'étude du gonflement interparticulaire de sols argileux. Thèse de docteur ingénieur ENSMP Univ. Pierre et Marie Curie. Paris VI.
- Vijayvergiya V.N, Ghazzaly O.I. (1973) Prediction of swelling potential for natural clays Proc. 3rd Int. conf. on expansive soils, pp 227-236.
- Williams A.B, Donaldson G.W. (1980) Developments related to building on expansive soils in South Africa: 1973-1980. Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Denver, vol. 2, 834-844.
- Yahia-Aissa M. (1999) Comportement hydromécanique des sols gonflants compactés. Thèse docteur ENPC, 241 pages.
- Zerhouni M.I, Dhouib A, Hubert B. (2002) Paramètres de gonflement et retrait des argiles essais normalisés en France. PARAM 2002, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 167-171.
- Zerhouni M.I, Dhouib A, Zaghouani K. (2002) L'identification et l'évaluation des sols gonflants et rétractables – Essais normalisés en France, Séminaire Pathologie des sols et des fondations – Hammamet février 2002

ملخص

تتدرج الدراسة المقدمة في هذه المذكرة في إطار برنامج بحث حول سلوك التربة الناعمة الواقعة في ولاية المسيلة. و تهدف إلى تعيين الخصائص الفيزيائية و الميكانيكية التي تلعب دورا في تغيير حجم هذه التربة. تعرض هذه الدراسة حوصلة ببليوغرافية لظاهرة انكماش و انتفاخ التربة الغضارية، ثم تعرض بعدها نتائج تجارب التعريف بالتربة، الضغط الأودومتري، انتفاخ وانكماش التربة على بعض العينات المستخرجة من موقع سيدي هجرس (ولاية المسيلة) و تحليلها. تبين هذه الدراسة أن الخصائص المتحصل عليها من التجارب منسجمة و تخلص إلى خاصية الانتفاخ العالي لهذه التربة المدروسة.

كلمات مفاتيح : غضار(منتفخ، طبيعي) ؛ الجهاز الأودومتري ؛ الضغط الأودومتري ؛ انتفاخ ؛ انكماش.

Résumé

L'étude présentée dans ce mémoire s'inscrit dans le cadre d'un programme de recherche sur le comportement des sols fins situés dans la wilaya de M'sila, avec pour objectif de déterminer les paramètres physiques et mécaniques qui jouent un rôle dans la variation de leur volume. Elle expose une synthèse bibliographique sur les phénomènes de retrait-gonflement des sols argileux. Elle présente et analyse ensuite les résultats des essais d'identification, de compressibilité, de gonflement et de dessiccation de quelques échantillons de sols prélevés sur le site de Sidi Hadjres (wilaya de M'sila). Cette étude montre que les valeurs des paramètres déduits de ces essais sont concordants et conclut au caractère très gonflant des sols étudiés.

Mots clés : argile (gonflante, naturelle) ; œdomètre ; compressibilité ; retrait ; gonflement ; dessiccation.

Abstract

The study presented in this memory is fitted into a research program on the behavior of fine soils located in the wilaya of M'sila, with objectives to determine their physical and mechanical parameters in relation with variation of their volume. Bibliographical synthesis on shrinking-swelling of clayey soils is exposed. Results test of identification, compressibility, swelling and shrinking of some samples of soils taken on the site of Sidi Hadjres (wilaya of M'sila) are presented and analyzed. This study shows that values of parameters deducted from these tests are in agreement and concludes to character very swilling of studied soils.

Key words : clay (expansive, natural) ; œdometer ; compressibility ; swelling ; shrinking.