



**Ministère de l'enseignement supérieure
Et de la recherche scientifique**
Université Mohamed Boudiaf - M'sila
Faculté de technologie



Département de GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de

MASTER

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Structures

THEME

**Influence du degré de saturation initial sur
les caractéristiques de résistance des sols
affaissables vis-à-vis du cisaillement**

**Dirigé par :
Mr. BELOUAHRI Brahim**

**Présenté par : GHERBI
Abderrahmane**

Promotion: 2015/2016.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale :

Plusieurs phénomènes qui déterminent le comportement des sols sont complexes et ne peuvent pas toujours être ramenés à des causes purement mécaniques, mais souvent d'autres facteurs (chimique, environnement... etc.) qui produisent un comportement inhabituel du sol. Ce groupe de sols est connu génériquement comme "Sols structurellement instables"

Les sols affaissables appelés dans la littérature anglo -saxonne « Collapsibles soils » sont définis comme des structures non saturées (partiellement saturées) pouvant avoir une importante déformation potentielle après mouillage avec ou sans chargement. C'est -a – dire subir un réarrangement radical de leurs particules, suivi d'une grande diminution brusque de leur volume, après avoir été inondées à l'eau avec ou sans surcharges.

Les sols affaissables ont une structure ouverte de masse volumique sèche relativement faible et d'indice des vides élevé. L'affaissement de ces sols forme un risque majeur aux constructions dans plusieurs régions du monde.

Zur et Wiseman (1973) ont déclaré que la définition de l'affaissement devrait être assez générale pour inclure la variété complète des manifestations de l'affaissement. Pour cela, ils n'ont proposé que toute diminution soudaine du volume provoquée par un ou une combinaison des paramètres suivants: la teneur en eau, le degré de saturation, la contrainte de cisaillement, ou la pression interstitielle, devrait être appelée affaissement. Cette définition indique que l'affaissement de la structure du sol peut être déclenché par une variété de processus autre que la saturation.

L'argile joue le rôle de ciment (liant) au niveau des contacts interarticulaires pour donner à la structure du loess une résistance considérable quand il est sec. Puisque l'argile constitue une fraction très faible par rapport à la masse totale du sol, une faible augmentation dans la teneur en eau peut affecter la résistance du sol. A l'état saturé, la structure du sol peut s'effondrer complètement sous une charge imposée (ou même sous son poids propre) et de larges tassements se produisent. Ce phénomène s'appelle affaissement.

Le sud Algérien est formé en grande partie par ces sols affaissables ; notamment les investigations menées dans la région du sud Est de l'Algérie ont montré qu'ils étaient susceptibles d'affaissement. Ce problème spécial qui est une réalité au terrain nécessite une attention particulière, une étude approfondie et une certaine maîtrise de la part des spécialistes en géotechniques pour mieux comprendre ce phénomène « collapse » et de déterminer les facteurs qu'ils gouvernent afin de trouver les solutions techniques pour stabiliser ces sols à risques.

INTRODUCTION GENERALE

1. L'objectif de la mémoire :

L'objectif de notre recherche est étude de l'influence de degré de saturation sur les caractéristiques de résistance de sol affaissable vis-à-vis de cisaillement, lors de l'inondation des sols affaissables. En plus d'une série d'essais œnométriques et d'essais de cisaillement, avec fixation énergie de compactage et plusieurs teneur en eau et, nécessaires pour la détermination des potentiels d'effondrement et la résistance de cisaillement.

2. Structure du mémoire:

L'organisation de ce travail est établie comme suit :

- Chapitre I : Aperçu général sur les sols affaissables.
- Chapitre II : Matériaux, matériel et essais préliminaires.
- Chapitre III : Essais principaux, présentation des résultats et discussion.
- Chapitre IV : Conclusion, recommandation et perspective.
 - Références Bibliographiques

Introduction :

Les sols affaissables sont ceux qui ont des structures ouvertes et métastables et deviennent instables sous certains chargements ou conditions environnementales, Derbyshire et al (1995). L'affaissement est la transition d'un arrangement ouvert et métastable à un autre arrangement plus serré et plus stable, or la structure ouverte des argiles sensibles, du lœss et des sables est une entité unifiant. selon cette définition, les dépôts des sols partiellement saturés tels que le lœss et les sols complètement saturés telles que les argiles sensibles (malgré ils sont extrêmement différents dans leur processus de formation, leurs conditions environnementales et leur teneur en eau naturelle), peuvent être considérés comme sols affaissables. Un sol compacté du côté sec de la teneur en eau optimum paraît aussi être susceptible de s'affaisser. Un dépôt naturel du sol ayant une structure Affaissables peut être un sol résiduel, un sol sédimenté par l'eau ou un sol éolien.

Les facteurs principaux affectant l'affaissement des sols sont la masse volumique sèche initiale, la teneur en eau initiale, le type et la quantité des minéraux d'argile, la taille des grains et la contrainte appliquée. Parmi les recherches réalisées sur les sols affaissables, nous citons celles de Sultan (1969), Northey (1969), Dudley (1970), Clemence et Finbarr (1981), Rogers et al (1994a) et Rogers (1995). Parmi les recherches faites pour déterminer le mécanisme de l'affaissement, nous citons celles de Barden et al (1973), Jenning et Knight (1975), Lutenegeger et al (1979), et Mackenzie (1989).

Les sols affaissables ont une structure ouverte de masse volumique sèche relativement faible et d'indice des vides élevé. L'affaissement de ces sols forme un risque majeur aux constructions dans plusieurs régions du monde.

L'affaissement du sol est associé aux deux propriétés fondamentales: une structure ouverte d'indice des vides élevé avec une faible masse volumique sèche et une résistance de liaison inter particulaire relativement faible, Féda et al (1993).

Les ouvrages sur les sols affaissables constituent un problème immense compte tenu des sinistres qu'ils causent aux ouvrages, Les méthodes de la prédiction des sols affaissables peut être faite à partir de trois méthodes :

Les méthodes empiriques, les méthodes expérimentales et les méthodes théoriques.

I.1. Notions sur les sols Affaissables : [1]

Les sols affaissables sont définis comme des sols non saturés, qui comportent très normalement sous charge, jusqu'au moment où un phénomène accessoire, tel que le mouillage provoque l'effondrement de leur squelette, entraînant des grands tassements ou une véritable liquéfaction. Les sols qui présentent cette propriété particulière, sont composés de grains disposés dans une structure en nids d'abeilles, dans laquelle les liaisons sont assurées par des forces ou un matériau (particules très fines et agent de cimentation), par addition d'eau ces liaisons sont réduites ou éliminés ce qui provoque une grande diminution de volume de ces sols (réarrangement des grains), le plus souvent d'une manière brusque.

Zur et Wiseman (1973) définissent l'effondrement, toute diminution

Rapide du volume de sol, Causé par l'augmentation de l'un des facteurs

- ✓ Taux d'humidité (teneur en eau) (W).
- ✓ Degré de saturation (S_r).
- ✓ Contrainte tangentielle moyenne (τ).
- ✓ Contrainte de compression (σ).
- ✓ La pression interstitielle (U).

Reconnaissant donc que l'effondrement de la structure du sol peut être le résultat de différents processus de saturation, Reginatto (1977) suggère qu'à ces facteurs peuvent s'ajouter les interactions chimiques entre la saturation liquide et la fraction argileuse.

I.2. Types des sols Affaissables : [1]

1.2.1. Les dépôts éoliens :

Les dépôts éoliens sont constitués par des matériaux assez fins transportés par le vent, allant du loess pour les plus fines aux sables de dunes et des plages pour les plus gros et les dépôts de poussières volcaniques. Ces sols sont légers à faible cohésion ayant de basse densité relative.

La structure naturelle de ces sols peut être constituée par des liaisons cimentées d'argiles telles que les sols loessiques. Ces dépôts sont localisés dans les zones arides où le niveau de la nappe phréatique est à une grande profondeur de la surface du sol. A la saturation, les liaisons cimentées d'argile se faiblissent énormément et perdent leur résistance, tout en amenant à la destruction rapide et totale de la structure du sol. Parfois ces dépôts éoliens se trouvent protégés des précipitations par la présence d'une croûte d'argile imperméable. Cette croûte empêche l'entrée des eaux et préserve la structure naturelle du sol. Pour cette raison, même pendant les périodes à moyennes précipitations, les dépôts fins éoliens ne sont pas modifiés ou le sont partiellement.

1.2.2-Dépôts alluviaux :

Les dépôts alluviaux, sont constitués essentiellement des sédiments lâches, déposés par l'eau par des inondations brusques ou des écoulements de boues dues à des courtes chutes de pluies espacées dans le temps, par la suite ces dépôts sèchent et ne deviennent de nouveau saturés, que jusqu'à l'arrivée de nouveaux flots. Ces derniers ne contiennent des matériaux faiblement consolidés renfermant l'argile. La quantité d'argiles a une importance considérable dans le comportement de ces sols.

1.2.3. Sols Résiduels :

L'origine de ces sols est l'érosion due à la désintégration et l'altération de la roche mère. Les dimensions des particules de ces sols vont du large fragment, gravier, sable, silt aux colloïdes et parfois composé de matière organique.

La structure affaissable des grains est le résultat d'une solution d'un soluble et d'une matière colloïdale, cette formation donne un indice des vides plus ou moins élevé et une structure instable.

Généralement les sols résiduels se présentent sous forme de couches stratifiées d'épaisseur allant de quelques pousses à plusieurs pieds en fonction du climat et de la physionomie de la région.

I.3. Autres types des sols Affaissables : [1]

D'autres types de sols peuvent présenter l'affaissement sont ceux qui dérivent des tufs volcaniques, le gypse, les sables lâche cimentés par des sels solubles et les argiles dispersées. Il y a aussi une gamme de sols fabriqués artificiellement, par exemples les remblais compactés à une teneur en eau inférieure à l'optimum de Proctor.

I.4. Formation Des Sols Affaissables : [2]

Les sols effondrables sont celles où une augmentation de la teneur en humidité provoque un forte.

Baisse de volume sans la nécessité d'une augmentation de la contrainte appliquée.

En mécanique classique des sols, les sols saturés ou les sols secs, le phénomène de l'effondrement est généralement associé à un changement dans l'état de la tension dans le sol, mais dans notre cas l'effondrement est causé par un agent externe (changement dans le taux d'humidité).

Selon Goldstein (1969), il ya quatre (04) types d'humidification qui peuvent déclencher ce phénomène.

a- Humidification local du sol si tué à faible profondeur en raison généralement de la rupture ou fuite d'eau ou le drainage incontrôlé des eaux de surface. Ces eaux superficielles ne pénètrent pas à une grande profondeur et il n'ya pas de remontée des eaux de la nappe phréatique, dans ce cas les tassements ne touchent que les couches supérieures du sol au dessus de la zone mouillée.

b- Une humidification vaste de l'ensemble du profil du sol causée par des infiltrations importantes d'eau (conduites d'eau brisées ou effluents industriels), cette quantité importante d'eau permet la remontée de la nappe phréatique qui sature toute la zone en un court temps .Dans ce cas les tassements sont extrêmes et dangereuses englobant l'épaisseur totale de la couche de la structure existante sous son poids propre.

c- Une augmentation uniforme de la nappe phréatique souvent due à la recharge de ce dernier par les eaux souterraines causées par une source lointaine. Dans ce cas les tassements sont uniformes et graduels.

d- Une augmentation progressive et lente de la teneur en eau en rais on par exemple de la condensation de la vapeur d'eau et l'accumulation d'humidité causée par les changements des conditions environnementales (terrains ouverts).

I.5. Les Dénominations Des Sols Affaissables : [3]

Parmi les nominations des sols Affaissables on note :

- ✚ Sols Affaissables.
- ✚ Sols effondrables.

- ✚ Sols collapsibles.
- ✚ Sols a macroporeux.
- ✚ Sols lœssiques.
- ✚ Sols sensibles au mouillage.
- ✚ Sols à rupture brusque.
- ✚ Sols métastables.
- ✚ Sols autotassants.
- ✚ Sols partiellement saturés.
- ✚ Sols évolutifs.
- ✚ Arènes argileuses.
- ✚ Argiles limoneuses.

I.6. Les causes d'inondation des sols Affaissables : [1]

Quatre principaux types de mouillages, peuvent déclencher l'affaissement des sols :

1- Un mouillage superficielle et local, causé par les fuites d'eau provenant des conduites, ou lorsque les eaux de surface de la construction ne sont pas drainées. D'habitude ces eaux superficielles ne pénètrent pas à une grande profondeur du sol et il n'y a pas de remonté de la nappe phréatique. Dans cette situation, les tassements se produisent principalement dans les couches supérieures du sol, au-dessus de la zone mouillée.

2- Un intense mouillage local et profond, causé par le système d'irrigation ou les effluents industriels. Si le débit d'eau est assez important, le niveau de la nappe phréatique peut alors remonter et toute la zone du sol se trouve saturée dans un temps relativement court. Dans ce cas, le tassement peut être extrêmement accidentel et dangereux, englobant toute l'épaisseur de la couche du sol, soit sous l'effet de son poids propre ou sous l'effet des surcharges des constructions existantes.

3- Une remonté lente et relativement uniforme du niveau de la nappe phréatique, sous l'influence des sources d'eau extérieure à la zone des sols affaissables. Le tassement dans ce cas, il est uniforme et graduel.

4- Une augmentation graduelle et lente de la teneur en eau d'une couche épaisse du sol, résultant de la condensation de la vapeur d'eau et l'accumulation de la l'humidité (par exemple quand la surface du sol est couverte du béton ou d'asphalte). Dans ce cas la cohésion interne du sol s'affaiblie partiellement, donnant des tassements lents et incomplets et augmentent avec l'humidité.

L'affaissement ne peut être déclenché que par saturation à l'eau plus le chargement, ces deux facteurs agissent ensemble et en même temps.

I.7. mécanismes d'effondrement des sols : [1]

La plus part des études effectué sur les sols affaissables ont avancé que ces derniers sont des structures qui ressemblent à la composition des nids d'abeilles, et que les grains sont liés entre eux par une matière liante ou par une force. Lorsque ces liaisons de contacts sont déplacées, par perte de résistance au cisaillement, les grains peuvent glisser les uns sur les autres en occupant les espaces vides, donnant ainsi une nouvelle configuration de l'ossature granulaire

du sol. Selon Barden et al (1973), l'affaissement d'un sol exige au préalable l'existence des trois conditions suivantes :

a- La structure du sol doit être partiellement saturée et potentiellement instable.

b- L'existence au niveau du sol d'une contrainte assez élevée, appliquée ou existante, offrent les conditions d'un affaissement.

c- L'existence de forces de liaisons ou de cimentations, stabilisant les contacts inter granulaires du sol, qui disparaissent par inondation, produisent ainsi un affaissement.

La première condition exige la présence d'un sol non saturé, qui perd un réarrangement de ses particules, suivi d'une importante diminution de volume lorsqu'il est inondé avec ou sans chargement. Ce chargement, se rapportant à la deuxième condition, traduisant la présence de la contrainte due au poids des terres ou appliqué sur le sol.

Les forces de liaisons stabilisatrices énoncées dans la troisième condition assurent une bonne résistance au cisaillement du sol à sa teneur en eau naturelle. Cette résistance dépend de l'angle de frottement interne, de la cohésion à un degré moindre généralement négligée, de la contrainte effective et des forces moléculaires de répulsions d'attraction et de cimentation. L'un des facteurs entrant dans la résistance au cisaillement est la résistance temporaire intervenant dans la plus part des sols due à la tension capillaire. En effet, lorsque le sol sèche en dessous de sa limite de retrait, l'eau restante partiellement en contact avec les grains dans les espaces étroites en reliant les particules entre elles par une force due à l'interface air-eau qui place l'eau sous tension (voir figure : I.1).

L'excès de la pression interstitielle de l'eau (u) dans l'expression habituelle $\sigma' = \sigma - u$ devient négatif et la contrainte effective devient plus grande que la contrainte totale appliquée.

Les autres paramètres intervenants dans la résistance du sol sont : l'angle de frottement interne, les agents de cimentation qui dépendent principalement des matériaux qui le constituent, leur liaison dans la composition de la structure et de son mode de formation.

En se basant sur la recherche bibliographique on peut définir les structures suivantes :

1- Dans le cas où le sol est constitué par du sable et silt fin la résistance temporaire de ce sol est due à la tension capillaire. En effet, lorsque le sol est desséché en dessous de la limite de retrait l'eau reste se retire à l'intérieur des espaces étroites à proximité des jonctions des grains. L'interface air-eau, met l'eau sous tension capillaire. Ainsi, l'excès de pression interstitielle (u), dans l'expression usuelle de la contrainte effective :

$\sigma' = \sigma - u$ devient négative et σ' dépasse la contrainte totale ($\sigma' > \sigma$) appliquée par les charges. Ceux-ci augmentent la résistance apparente du sol. Cependant, l'addition d'eau réduit considérablement cet effet avantageux et si le sol est poreux il peut avenir une grande diminution de son volume (voir figure : I.2).

2- Dans le cas des liaisons en argile, l'histoire de la formation du sol devient importante car des différents types d'arrangement des particules d'argile sont possibles. Lorsque l'argile provient d'une réaction entre le sol ou l'eau de pluie et le feldspath, l'un des arrangements est de type parallèle confèrent au sol une résistance élevée à son état desséché (voir figure : I.3).

Une addition d'eau importante provoque la séparation des particules d'où un affaissement. Lorsque la quantité d'eau de pluie n'est pas assez importante, il est possible que l'effet de séparation des particules soit faible et qu'un arrangement flocculent arc-bouté se crée autour des grains et développe, après évaporation de l'eau, une résistance appréciable (voir figure : I.4).

3- Les agents de cimentation telle que l'oxyde de fer et le carbonate de calcium ont un effet de soudage des contacts entre les grains et fournissent une certaine résistance pour ces sols. Cette action de cimentation à été souvent observée dans les loëss.

Quelque soit la nature de liaison entre les grains des sols affaissables, ces dernières perdent leur résistance par addition d'eau.

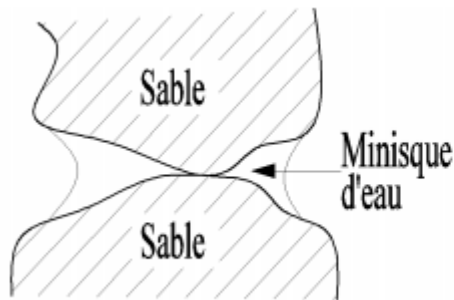


Fig. I.1 : Liaison par tension capillaire.

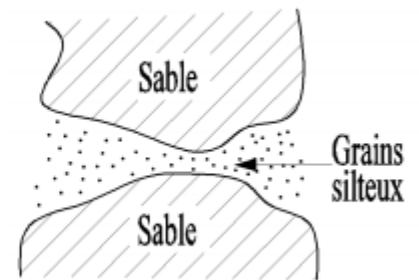


Fig. I.2 : Liaison par silt

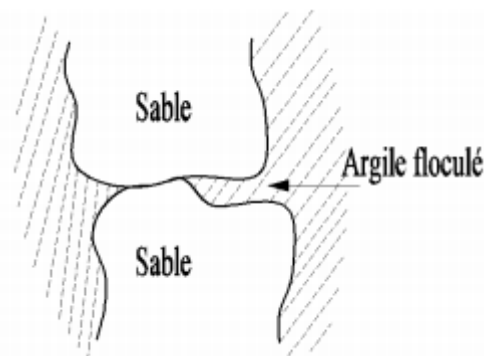


Fig. I.3 : Liaison par de l'argile flocculé

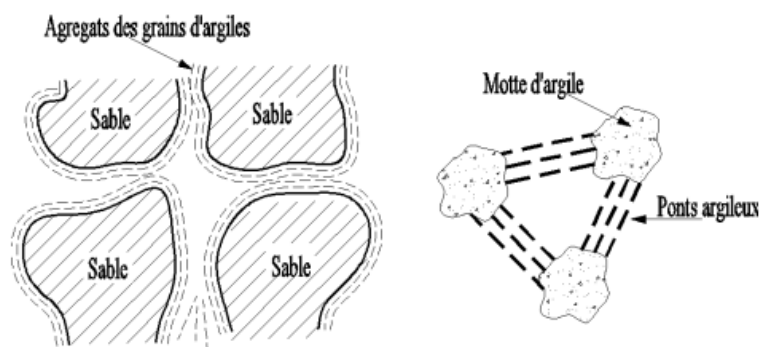


Fig. I.4 : Liaison par des agrégats d'argile.

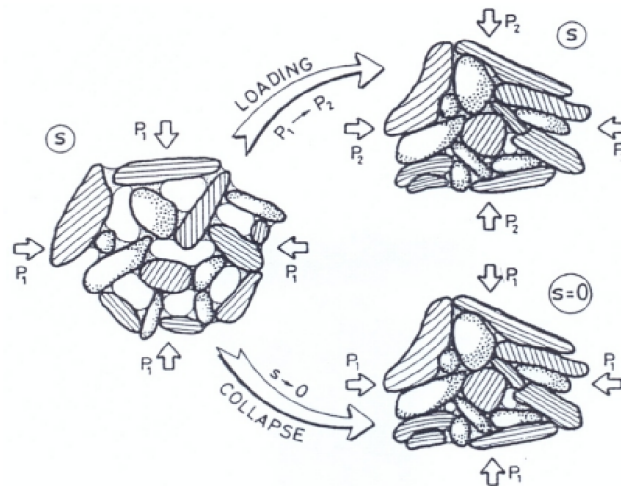


Fig. I.5 : Interprétation microstructurale des déformations de chargement et

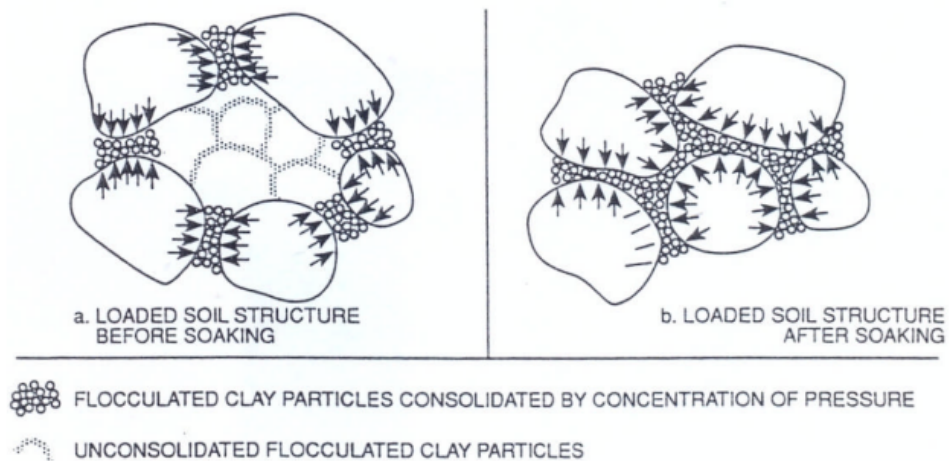


Fig. I.6 : Mécanisme de l'effondrement du sable effondrables.

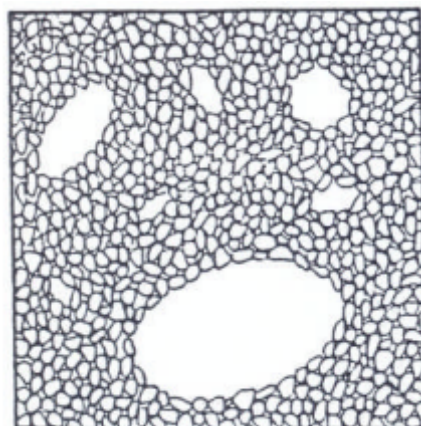


Fig. I.7 : Distribution des macropores dans les dépôts collapsibles

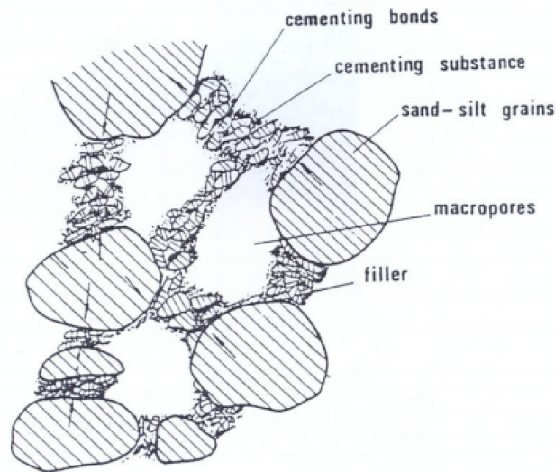


Fig. I.8 : La microstructure du loess.

Il y'a plusieurs mécanismes de l'affaissement ont été postulés sur la base des données des testes, obtenus à partir d'une variété de sols, on à donné ce qui suite :

1- Knight (1961) : dans ces hypothèses n'avait proposé que la résistance des liaisons argileuses entre les gros grains, se réduit par suite d'addition d'eau à l'échantillon sous contrainte. Dès que cette résistance devient inférieure aux contraintes de cisaillement, il y a rupture de ces liaisons argileuses et l'effondrement se produit.

2- Dudley (1970) : deux type d'effondrements peuvent se présenter, dans le cas ou la structure est cimentée l'effondrement ne dépend pas de l'humidification, mais il est lié au niveau de contrainte appliquée. Dans le cas ou le sol est constitué de grains liés avec des matériaux fins (argiles ou limons) induisant des forces de liaison importante due à la succion ou à la cimentation, l'humidification conduit à une annulation de la succion entraînant une diminution importante de la résistance favorisant ainsi l'effondrement si la contrainte mécanique est suffisamment grande.

3- Ganéshan (1982), Y. Cui et P. Delage (2002) : avaient suggéré que l'effondrement est dû essentiellement à l'élimination de la succion capillaire présentée dans ces sols qui sont les plus souvent partiellement saturés.

4- Clemence (1985) : avait proposé que l'effondrement est très immédiat dans le cas où les particules sont liées par succion capillaire, lent dans le cas de la cimentation chimique et beaucoup plus lent dans le cas des liaisons argileuses.

5- Ayadat et al (1998) : ont conclus que la migration des particules fines d'un horizon à l'autre à travers le sol est la cause principale de l'effondrement des sols.

6- Y.Cui et P.Magnan (2001) : en se basant sur le critère de Mohr-Coulomb généralisées ont montré que l'effondrement est contrôlé par plusieurs facteurs à savoir : la minéralogie des matériaux constitués la fraction argileuse, la granulométrie, la teneur en eau naturelle, l'indice des vides, la dimension et la forme des pores les éléments de cimentation ainsi que la nature et la concentration des ions dans l'eau interstitielle.

I.8. Les paramètres qui influent sur l'effondrement des sols : [1]

D'une manière générale, il a été montré que les principaux paramètres qui gouvernent l'effondrement des sols sont : la densité sèche, la teneur en eau initiale, l'indice des vides initial, le degré de saturation, le type du sol (minéralogie et granulométrie), l'état de contraintes appliquées, la nature de l'agent de cimentation, la composition chimique du liquide qui inonde le sol et la quantité et le débit d'eau inondant le sol (remontée d'une nappe phréatique et infiltration des eaux de pluies).

Dudley (1970), Zur et Wiseman (1973), Morgentern et De Matos (1975) et Ganeshan (1982) Ayadat et al (1995,1996) ont démontré que la déficience de l'humidité est l'une des principales causes de l'affaissement.

Milo Vic (1969), Markin (1969), Booth (1975), Ting (1979) et Ganeshan (1982) suggèrent l'influence marquée de la densité sèche initiale, l'indice des vides et le degré de saturation sur le comportement des sols à effondrement brusque quand ils sont inondés. Ayadat (1990), Abbeche et al (2005,2007).

Markin (1969) et Prusza et Choudry (1979), proposent une limite supérieure de degré de saturation initial 60% à 65% au de là de laquelle l'affaissement n'apparaît pas. Les études menées par Mishu (1963), Booth (1975 et 1977) et Ganeshan (1982), ont abouti à une limite de degré de saturation légèrement inférieure que la précédente 50% à 60% et montre que les sols ayant un degré de saturation supérieur à cette limite, leur potentiel d'affaissement diminue considérablement et devient indépendant du chargement appliqué.

Booth (1975), Cox (1978) et Lawton (1989) montrent que pour une densité sèche donnée, la surcharge pour laquelle l'affaissement est maximal est inversement proportionnelle avec la teneur en eau naturelle du sol. En ce qui concerne l'influence de la densité sèche et la teneur en eau initiale sur la magnitude de l'affaissement, plusieurs auteurs comme Holtz (1968), Barden et al (1969), Dudley (1970), Booth (1975), Lefebvre (1989) et Lawton (1989) ont émis des hypothèses sur ces deux paramètres : pour une teneur en eau donnée l'affaissement décroît quand la densité sèche initiale augmente et il y a une teneur en eau critique au-dessus de laquelle l'effondrement ne se produit pas.

I.9. Degré de saturation : [4]

Suivant le degré de saturation initialement présent dans les sols naturels ou compactés, le niveau d'effondrement observé sera changé. L'idée est que pour un certain degré de saturation une partie de l'effondrement s'est déjà produite. Le potentiel d'effondrement caractérise alors la part restante d'effondrement lorsque la saturation totale est atteinte, ou quasiment atteinte. Le problème est un peu plus complexe pour les sols compactés puisque l'eau initialement présente joue un rôle sur la compaction du matériau.

Cet effet est visible dans l'essai Proctor où une faible quantité d'eau lubrifie les contacts et facilite la réorganisation des agrégats en augmentant la densité sèche du matériau. Cependant à partir d'une certaine quantité d'eau qui est définie comme l'optimum Proctor, la compaction devient moins performante car l'eau reprend alors une partie de l'effort de compactage.

De plus, il apparaît qu'à partir d'un degré de saturation, le sol ne se déforme plus. Ce degré de saturation particulier, appelé saturation critique, est donné dans le tableau I.1 pour certains types de sols (Schwartz 1985). Markin (1969) et Prusza et Choudry (1979) proposent quant à eux qu'au-delà de 60 - 65 % de degré de saturation initiale, les sols ne sont plus susceptibles de s'effondrer.

Type de sol	Degré de saturation critique	Référence
- Sable argileux 35% de fines - Sable limoneux 40% de fines	46-51% 61%	Knight (1961)
- Gravier fin - Sable limoneux Jennings et - Limon argileux	6-10% 50-60% 90-95%	
- Sable rouge de Berea 25% de fines - Granite altéré 15 % de fines - Sable de Sishen 10% de fines	69% 52% 21%	Errera (1977)

Tableau I.1. Valeurs critiques du degré de saturation.

Les sols compactés étudiés par Booth (1977) présentent un niveau d'effondrement qui dépend de la teneur en eau de compaction (cf. figure 2.8(a) sur un sable limoneux composé de 56% de sable, 34% de limon et 8% d'argile). Booth (1977) et Ganeshan (1982) précisent que, pour des degrés de saturation supérieurs à 50-60%, le potentiel d'effondrement est très faible et aussi indépendant du niveau de chargement appliqué lors du mouillage (cf. figure 1.9(b)).

Ce degré de saturation critique semble augmenter avec le pourcentage de fines d'après le tableau 2.3. Plusieurs interprétations sont possibles : soit beaucoup d'eau est nécessaire pour imbiber l'argile et affaiblir sa résistance, soit l'effondrement débute une fois le régime capillaire atteint (l'argile est déjà saturée), soit une combinaison des deux. Cette question posée par Barden et al. (1973) reste ouverte encore aujourd'hui. Pour y répondre, une solution possible est de contrôler la succion dans le sol plutôt que de saturer brutalement les échantillons. Avec cette méthode il est possible de corréler une variation de succion avec un niveau d'effondrement et donc d'estimer l'origine des effondrements :

- capillaire : succion faible, inférieure à une centaine de KPa.
- origine physico-chimique : succion importante et pouvant varier avec la nature de l'eau (réaction acido-basique, d'oxydoréduction ...)

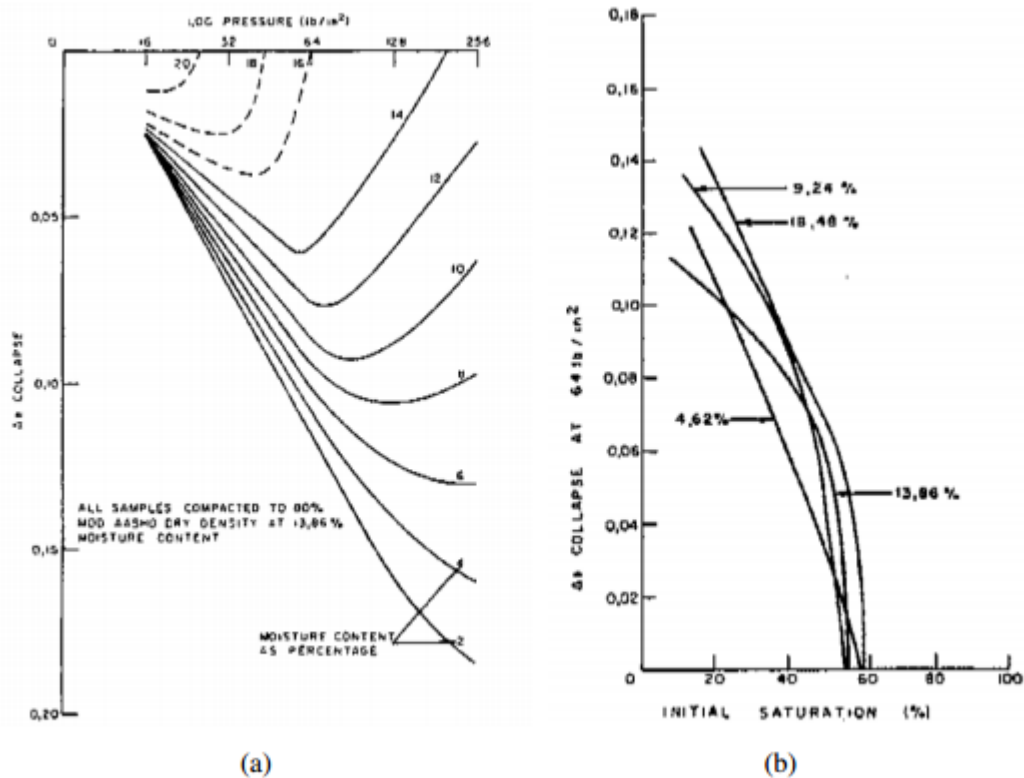


Fig. I.9. (a) Effondrement en fonction de la contrainte appliquée pour différents teneurs en eau initiales de compaction d'un sable limoneux ; (b) Effondrement en fonction de la saturation initiale pour différents teneurs en eau initiales (nombres en face des flèches) de compaction du même sable sous 64 lb.m^{-2} (441 kn.m^{-2}) D'après Booth (1977).

I.10. Prédiction des sols affaissables : [6]

La mise en évidence de l'affaissement d'un sol se constate par le tassement appréciable qu'il subit, lent ou instantané, par l'addition d'eau sous une charge constante. L'évolution de ce tassement peut être étudiée au laboratoire par simulation des conditions réelles du sol.

Les inconvénients de cette simulation résident dans la spécificité des essais et le temps nécessaire à leur accomplissement ainsi que la prise en considération des différentes conditions réelles du sol, propre à chaque région. Par conséquent l'étude par simulation revient très chère.

De différentes méthodes de prédiction basées sur des simples essais et utilise des différents critères permettant une identification rapide des sols affaissables.

I.10.1. Méthodes expérimentales :

Des bancs d'essai au laboratoire et des essais in situ ont bien apprécié quantitativement le phénomène collapse. À cause de la localisation des sols affaissables dans les régions arides souvent éloignés des centres de recherches, la plupart des sols testés dans les diverses manipulations sont généralement des échantillons reconstitués. , la plupart des sols testés dans les diverses manipulations sont généralement des échantillons reconstitués. Dans la plupart des

cas l'indentification d'effondrement se fait en laboratoire avec les méthodes du simple œdomètre et du double œdomètre.

I.10.1.a. Essais œdométrique simple :

Knight (1963) a proposé un essai à l'œdomètre effectué sur un échantillon, à sa teneur en eau naturelle, découpé et introduit dans l'anneau de l'œdomètre, sur lequel sera effectué un chargement progressif jusqu'au 200KPa, à la fin de ce chargement l'échantillon est inondé puis laissé 24 heures dans cette état, en suite l'essai est conduit à son chargement maximal. La courbe qui en résulte est représentée sur la Figure : 1-10.

Le potentiel d'affaissement est défini comme suit :

$$C_p = [\Delta e_c / (1 + e_o)] \times 100$$

Où : $\Delta e_c = e_1 + e_2$

e_o : Indice des vides initial ;

Le potentiel d'affaissement peut être aussi défini comme :

$$C_p = H_c/H_0$$

Où :

H_c : Variation de la hauteur après mouillage ;

H_0 : Hauteur initial de l'échantillon ;

Le potentiel d'affaissement ainsi défini donne une appréciation sur le degré d'affaissement du sol. Les valeurs suggérées par Knight (1975) sont donné au tableau (1-2).

En se basent sur l'étude d'Abelev (1961), Lutenegger et al (1988) ont proposé le même essai œdométrique effectué par Jennings et Knight (1975), mais avec une saturation de l'échantillon à un niveau de contrainte de 300 KPa.

Le potentiel d'affaissement suggéré est défini comme suit :

$$C_p = [\Delta e_c / (1 + e_o)] \times 100$$

Où : $\Delta e_c = e_1 + e_2$

e_1 : Indice des vides au début de la saturation.

e_2 : Indice des vides a la fin de la saturation.

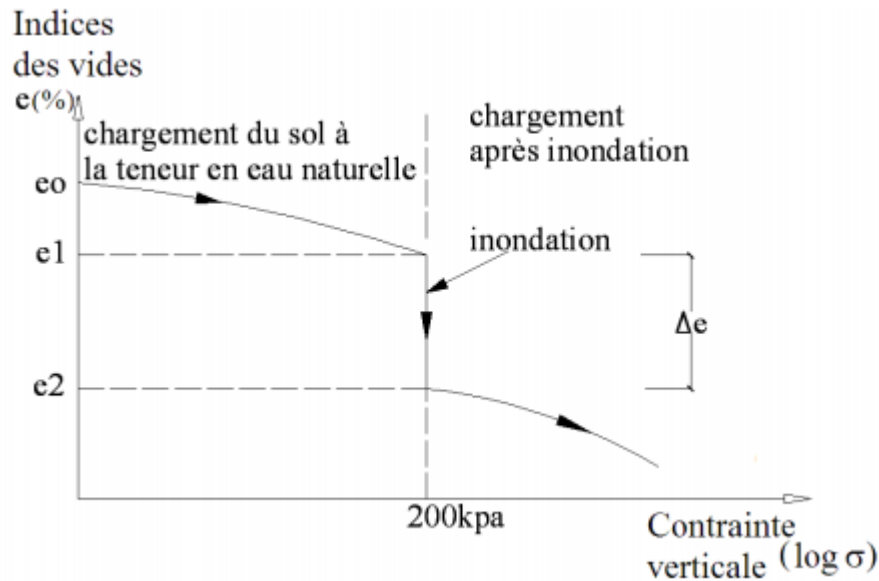


Fig. I.10 : Courbe œdométrique (teste de Knight 1963).

I.10.1.b. Essai œdométrique double:

Deux échantillons de sol sont placés dans deux œdomètres sous une charge de 1KPa pendant 24 heures, à la fin de ce chargement un des échantillons est saturé à l'eau l'autre est gardé à sa teneur en eau naturelle.

En suite les deux essais sont conduits à leurs chargements maximaux tout en doublant la charge toutes les 24 heures. A la fin du chargement, avant saturation d'un des échantillons, les indices des vides des deux échantillons pourraient être différents et que les deux courbes ne partent pas du même point.

Après avoir tracé les deux courbes œdométriques sur un même diagramme, on calcule la contrainte effective réelle P_0 due au poids des terres à la profondeur de prélèvement de l'échantillon et on positionne cette valeur sur la courbe $e=f(\log \sigma)$ pour les deux courbes.

On détermine en suite la pression de prés consolidation P_c à partir de la courbes œdométriques de l'échantillon saturé.

La courbe à partir de laquelle sera calculé l'affaissement est construite par translation parallèle à la courbe relative à l'échantillon à teneur en eau naturelle au point (e_0, P_0) (voire figure : I-11). Si l'augmentation du chargement et de ΔP teneur, le sol à la teneur en eau

naturelle aura un tassement de :

$$\left[\frac{\Delta e_s}{1 - e_0} \right]$$

Si le chargement reste constant et le sol subit une saturation, le tassement additionnel sera de :

$$\left[\frac{\Delta e_c}{1 - e_0} \right]$$

Jennings et Knight (1975) rapportent suite à leurs études que les tassements observés et ceux prédit par cette méthode sont suffisamment comparables et que depuis plusieurs mécanismes d'affaissement ont été avancés ainsi que plusieurs techniques de prédiction, et qu'il est souhaitable à chaque fois qu'il est possible d'effectués des essais in situ à fin de vérifier les analyses au laboratoire et l'efficacité de la technique d'inondation utilisée. Seulement le majeur inconvénient des essais sur site réside dans les dépenses coûteuses et le temps considérable nécessaire à leur accomplissement.

D'après Piggs (1978) et Piggs et Schmidth (1980) les essais de plaque, les testes au laboratoire ou les essais standards peuvent être utilisés et que la teneur en eau initiale reste le critère fondamental dans le choix de la méthode à entreprendre.

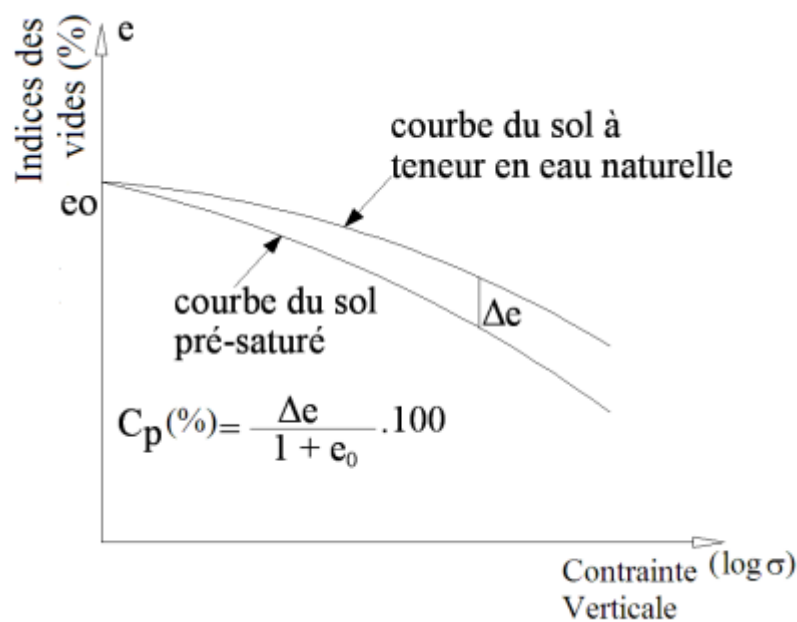


Fig. I.11 : Double œdomètres (Knight et Jennings 1975).

I.10.1.c. Affaissement données par les deux types d'essais :

Nous pouvons citer les études menées par A.Luttenegger (1988), A.Zur (1669) et P.Delage (1993) sur différents types de sols affaissables sur lesquels ont été effectués des essais œdométriques simples et des essais œdométriques doubles, qui montre dans tous les cas que l'affaissement obtenu par l'œdomètre double est toujours supérieur à celui obtenu par l'essai simple. Pour A.Luttenegger (1988), le rapport entre les deux potentiels d'affaissement varie entre 0,94 et 0,35.

Le tableau I -2 donne le classement des sols affaissables d'après Jennings et Knight :

CP (%)	Gravité du problème
0 à 1 %	Sols non affaissables (pas de problème)
1 à 5%	Trouble moyennes
5 à 10%	Troubles
10 à 20%	Troubles sévères
> à 20%	Troubles très sévères

Tableau I.2 : Classement des sols affaissables d'après Jennings et Knight (1975).

I.10.2. Méthodes empiriques :

L'inconvénient des méthodes expérimentales réside dans le caractère spécifique des essais et dans la consommation de temps demandé, ce qui est souvent non économique surtout lorsque le programme d'essais concerne une zone particulièrement vaste ou des grandes investigations géotechniques sont nécessaires. A cet effet, plusieurs critères ont été proposés par des chercheurs permettant de connaître la susceptibilité à l'affaissement d'un sol. Ces critères sont basés sur plusieurs paramètres. Nous pouvons regrouper ces critères en fonction des paramètres utilisés.

I.11.2.a. Critères prédiction fondé sur l'état des sols :

Denisov (1951) : Défini un coefficient d'effondrement K basé sur l'indice de vide.

$$K = \frac{e_L}{e_0}$$

Où:

e_L : Indice des vides à la limite de liquidité.

e_0 : Indice des vides initial.

$K = 0.5 - 0.75$: Sol à affaissement important.

$K = 1.0$: Sol à affaissement faible.

$K = 1.5 - 2.0$: Sol non affaissable.

Gibbs (1961) : $R = W_{sat} / W_L [(\gamma_w / \gamma_d) - 1 / G_s] / w_l$

Si $R \geq 2\%$, il y a risqué d'effondrement avec:

W_{sat} : Teneur en eau à l'état saturé,

W_0 : Limite de liquidité

Où :

γ_w : Poids volumique de l'eau ;

γ_d : Poids volumique sec ;

G_s : Densité des grains solides ;

$R \geq 2\%$ sol affaissables.

Feda (1966) :

$$K_L = \frac{W_0 - W_P}{\frac{S_r}{I_P}}$$

Un sol risque de s'effondrer lorsque $K_L > 0.85$ et $S_r < 0.6$.

Avec :

W_0 : Teneur en eau naturel.

W_P : Limite de plasticité.

I_P : Indice de plasticité.

S_r : Degré de saturation initial.

Feda (1966) : Si la porosité initiale $n_0 \geq 40\%$, le sol est susceptible à l'affaissement.

Goldshtein (1969) : $\delta_W = \delta_K [(G_{cr} - G_W) / (G_{cr} - W_0)]$ avec :

δ_W : Tassement relatif.

δ_K : Tassement relatif à G_{cr} .

$G_{cr} = 0.60$ à 0.70 (dépend de la charge).

W : teneur en eau.

W_0 : Teneur en eau initial.

Markin(1969) : $L = \frac{e_0 - e_L}{1 - e_0}$

Ce critère est plus proche de la méthode de détermination du simple œdomètre, il est basé sur l'état de sol à la limite de liquidité.

Si $K > -0,1$ et $S_r < 60\%$ le sol est susceptible à l'affaissement.

Avec:

e_0 : Indice des vides initial.

e_L : Indice des vides à la limite de liquidité.

Zur (1973) : proposa un critère en termes de poids volumiques secs.

$$K = \gamma_d / \gamma_{dl}$$

Avec:

γ_d : Poids volumique sec

γ_{dl} : Poids volumique sec à la limite de liquidité.

Si $K < 1.1$, le sol est affaissable.

Si $K > 1.3$, le sol est gonflant.

Bally (1973) :

$$I_{mg} = \sum_{j=1}^n i_{mgj} h_j$$

Où :

i_{mgj} : Coefficient de tassement mesuré à l'œdomètre quand l'échantillon est inondé sous (2 à 3 kg/cm²);

h_j : Épaisseur de la couche j ;

i_{mg} : Le potentiel de l'affaissement total (le loess est affaissable si $I_{mg} = 10$ à 12 cm/m).

Jennings et Knight (1975) :

Le potentiel collapse:

$$C_P = \frac{e_1 - e_2}{1 - e_0} \quad \text{Avec:}$$

e_0 : Indice des vides initial,

e_1 : Indice des vides sous $P = 200$ KPa.

e_2 : Indice des vides sous $P = 200$ kPa (inondé).

0 – 1%: pas de problème.

1 – 5%: trouble modéré.

5 –10%: trouble.

10 –20%: trouble sévère

> 20%: trouble très sévère.

Krastilov (1980) :

$$\delta(3,5) = 0.166 \cdot S_r^2 + 0.665I_p + 0.165S_r - 0.854I_p \cdot S_r.$$

Si $\delta(3,5) \geq 2\%$, le sol est affaissables.

Minkov et al (1980) :

$$\delta = 0.05(n_0 - 40) \cdot (30 - W_0)$$

Si $\delta \geq 2\%$, le sol est affaissables.

Kassif, d'après Austerlitz et al(1983) :

a défini un critère basé uniquement sur le poids volumique initial et sur la teneur en eau initial.

Pour qu'un sol s'effondre, il faut $\gamma_0 \cdot W_0 \leq 1.5$.

Clevenger (1985) :

La densité sèche peut donner une vue sur la macroporosité des sols.

Si $\gamma_d < 1.28 \text{g/cm}^3$: l'effondrement se manifeste après une faible augmentation de teneur en eau.

Si $\gamma_d > 1.44 \text{g/cm}^3$: pas l'effondrement.

Entre ces deux limites l'effondrement peut se manifester.

Lin et Wang (1988) :

Indice de Collapse:

$$i_{cz} = \frac{h_z - h_{zs}}{h_1}$$

avec:

h_z et h_{zs} : les épaisseurs d'échantillon de sol dans l'essai l'œdomètre respectivement sous chargement et sous le même chargement inondé.

h_1 : l'épaisseur initiale de l'échantillon de sol.

0 –1%: sols non affaissables.

1 –5%: l'affaissement peut se manifester.

5 –10%: sols affaissables.

10 –20%: sols très affaissables.

> 20%: sols extrêmement affaissables.

Priklonskij d'après Huergo(1989) :

Priklonskij d'après Huergo(1989) a utilisé l'indice de consistance I_c qu'il a noté K_d :

$$K_d = I_c = (W_L - W_0) / I_p$$

Il a définie la susceptibilité de l'affaissement des sols de la façon suivante:

$K_d < 0.5$: Sols très affaissables.

$K_d \geq 0.50$: Sols non affaissables.

$K_d > 1.0$: Sols gonflants.

Reginatto(1992) :

Basé sur le critère de Markin(1969), Reginatto suggère que le sol est susceptible à l'affaissement
Si : $K_I > 0.02$.

Ayadat et Abbeche (1997) :

Si $\gamma_h \leq 0.78 \gamma_s$ sol susceptible à l'affaissement.

Ayadat et Belouahri (1996) :

Basé sur la granulométrie

Si $C_u \geq 12$ Le sol est collapsible.

Si $4 < C_u < 12$ le collapse est probable.

Si $C_u \leq 4$ Le collapse ne manifeste pas.

Avec C_u : coefficient d'uniformité.

Ayadat et Abbeche (1992) : $w_l \leq 1.25 (w_l/w_0)$: le sol est susceptible à l'affaissement.

Ayadat et Ouali (1999) : Si $I_p \leq 20$ et $15\% \leq w_l \leq 35\%$ le sol est collapsible.

Si $I_w < 1$ le collapse est très probable.

La droite $IP = 0.5w_l - 10$ proposé comme limite séparant les sols affaissables des non affaissables.

Abbeche et al (2005) : Si: $5\% < (\% \text{des particules fine } < 2\mu\text{m}) < 15\%$ et $w_l < 20\%$

L'effondrement est très probable.

Si: $15\% < (\% \text{des particules fine } < 2\mu\text{m}) < 30\%$ et $15\% < w_l < 30\%$ L'effondrement est probable.

Si: $(\% \text{des particules fine } < 2\mu\text{m}) > 30\%$ et $w_l > 35\%$ Pas d'affaissement.

I.10.3. Les méthodes théoriques :

En ce qui concerne la prédiction de l'effondrement par des méthodes théoriques, très peu de travaux ont été publiés dans ce sens. Il semble qu'actuellement, le développement d'une méthode analytique est très difficile.

La méthode qui donne des résultats plus exactes, exige des essais in-situ avec la charge réelle appliquée, ce qui est coûteux et consomme beaucoup de temps et ne peut être généralisée, puisqu'elle ne montre que le comportement de surface de la région testée.

I.11. Méthodes De Traitement Des Sols Affaissables : [5]

Les sols affaissables en place est probablement très compressible, et de faible consistance. Après l'humidification dans le cas où le choix d'un autre site pour l'ouvrage est impossible.

La solution possible reste la stabilisation du sol : c.à.d. l'amélioration des propriétés du sol. Plusieurs chercheurs se sont penchés sur le traitement des sols par affaissables des procédés qui soucieux de la sensibilité et de l'importance des constructions que l'on allait réaliser dessus ou à proximité, optent pour tel ou tel choix de méthode et qui le plus souvent obéissent à des contraintes technique et surtout économiques.

Pour le traitement des sols collapsibles ou affaissables on utilise plusieurs méthodes qui dépendent essentiellement de la profondeur et de la capacité portante que requiert l'ouvrage.

Comme les méthodes d'injection de liants (bitume, ciment, chaux, laitier), de pilonnage ou de congélation, relativement chers, d'autre part, les procédés de compactage mécaniques, c'est ce dernier groupe de procédé, principalement mis en œuvre sur les chantiers routiers.

I.11.1. Traitement par compactage :

Le compactage est l'ensemble des opérations mécaniques (apport d'énergie mécanique), qui conduisent à accroître la densité d'un sol. En faisant, la texture du sol est resserrée ce qui réduit les déformations et tassements et augmente la compacité du sol et améliore sa capacité portante. Les ouvrages couramment concernés par le compactage sont les remblais routiers, les barrages en terre et les aérodomes.

- La densification mécanique du sol peut entraîner.
- Modification de la granulométrie.
- Modification de la teneur en eau.

- Réduction ou élimination des risques de tassement.
- Augmentation de la résistance du sol et la stabilité du talus.
- Amélioration de la capacité portante.
- Limitation des variations de volume causées par gel, gonflement et retrait.
- Il ya trois type de compactage :
- une pression exercée par un rouleau compacteur. (Fig. I.12).
- Une masse qui chute sur une hauteur donnée. (Fig. I.13).
- une vibration transmise par un moteur à pulsation hydraulique monté sur un compacteur (ou grue)
- (vibrocompactage). (Fig. I.14).



a. Atelier de compactage dynamique

b. Impacts de la masse à la surface du sol

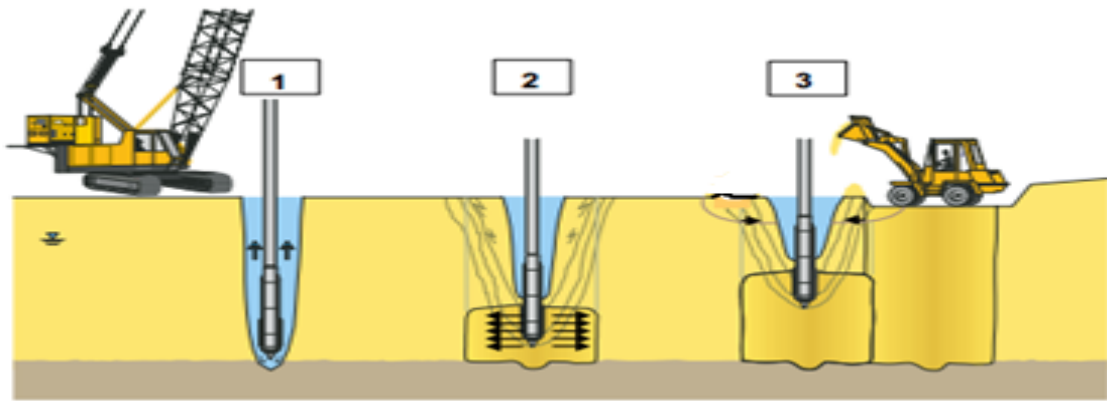
Fig. I.12 Atelier de compactage dynamique et impacts de la masse



Fig. I.13 : Un rouleau compacteur.

I.11.2.Vibrocompactage :

Invente en 1934 en Allemagne par Steurmann et Degen, c'est le procédé qui permet d'exécuter le compactage en profondeur du sol en place, à l'aide d'une aiguille vibrante par ajout ou non d'un matériau pulvérulent.



1 : Fonçage du vibreur 2 : Compactage des sols 3 : Apport des matériaux et finition

Fig. I.14 Étapes du vibrocompactage.

I.11.3. Traitement par pré mouillage :

Ces méthodes sont efficaces pour les sols ayant des épaisseurs d'environ 5 m et exigent une disponibilité d'eau en grande quantité, par contre elle est poursuivie dans les sites urbains cette technique consiste à réaliser un étang artificiel permettant d'accumuler une grande quantité d'eau au-dessus du sol <<collapsible>> le poids propre du terrain et l'infiltration lente de l'eau seront les causes principales de l'affaissement.

I.11.4. Traitement chimique :

Par malaxage ou injection de produits chimiques dans le sol tels que ciment portland, chaux, asphalte, chlorure de calcium ou de sodium, résidus de pâtes et papiers.

Il existe trois (03) types de traitement chimiques courant :

- 1- Traitement à la chaux.
- 2- Traitement au ciment.
- 3- Les colonnes de sol traité.

Elles permettent de mettre en œuvre et de compacter les sols mouillés qui, normalement, ne pourraient pas être compactés correctement. L'incorporation de la chaux génère immédiatement la formation d'une masse granuleuse, et a pour effet de réduire le taux d'humidité. Ce procédé convient par exemple pour la réalisation de remblais, de talus ou de voies de circulation sur le chantier.

Cette technique de stabilisation au ciment a pour effet de rendre les sols plus résistants contre les sollicitations causées par la circulation et les facteurs climatiques.



Fig. I.15: Traitement chimique à la chaux et au ciment.

I.11.5. Traitement par pré chargement :

Le pré-chargement est une méthode d'amélioration des sols compressibles d'u sage très courant en pratique. Lorsqu'il s'agit de construire sur un sol saturé de faible portance et (ou) relativement compressible le pré-chargement (généralement fait par un remblai) est la technique la plus simple qui permet d'assurer une amélioration de la résistance au cisaillement à court terme.

Le pré-chargement par étapes, lorsqu'il s'agit d'édifier des remblais de grande hauteur (>6m) sur une argile molle très compressible le chargement doit être fait par étapes pour éviter de provoquer la rupture par poinçonnement du sol.

I.11.6. Traitement par colonne ballastée :

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

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

- ✓ L'augmentation de la capacité portante du sol.
- ✓ L'augmentation de sa résistance au cisaillement.
- ✓ L'obtention d'un drainage radial efficace assurant la consolidation.

Les colonnes ballastées sont des colonnes constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives.

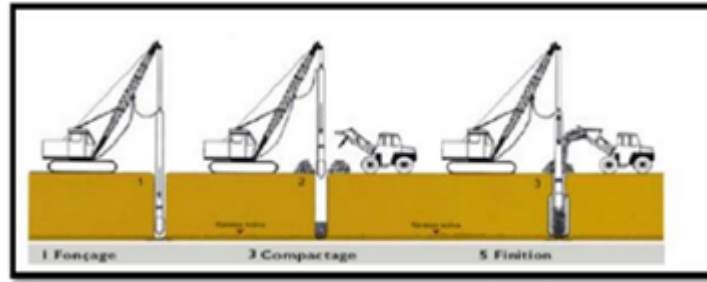


Fig. I.16: Mise en œuvre des colonnes ballastées.

I.11.7. Traitement par substitution :

Parfois on recourt à la substitution, soit par ajout d'un sol de bonne qualité après décapage du sol existant, soit par reconstitution du sol existant avec un autre sol de qualité meilleure. Dans les deux cas un compactage poussé doit être appliqué. Cette technique a été appliquée avec succès en Algérie dans un projet d'une station de carburant à Hassi Ramel, (rapports technique 1990). Elle requiert des moyens logistiques et la disponibilité du sol de substitution dans une zone bien p roche pour diminuer les coûts. a défaut, on pourrait utiliser le même sol excavé puis remis en place après traitement avec du ciment tout en diminuant la quantité d'eau et l'énergie compactage suivant les proportions suggérées par Ayadat et Gherabli (1995).

I.11.8. Traitement par injection :

Par l'intermédiaire de forages, on introduit dans les vides du sol un produit liquide (coulis) se rigidifiant par la suite, l'injection du coulis est amenée en profondeur du sol par l'intermédiaire d'un tube de diamètre compris entre 25 et 50 mm, souvent en matière plastique.

Le tube est scellé au terrain par une gaine en coulis argile -ciment tous les 30 cm, le tube est percé de trous, lesquels sont couverts d'une manchette, en caoutchouc. Un train de tiges, creux, muni à son extrémité d'un double obturateur, permet d'envoyer le coulis désiré aux endroits des couches à traiter, par tranches de 30 cm. le coulis est envoyé sous pression pour composer les diverses pertes des charges (train de tiges, obturateur, manchette, gaines). On commence généralement par le fond et en retire le train de tiges au fur et à mesure de l'injection.

Les coulis utilisés sont généralement des suspensions stables à base de ciment. le traitement au ciment convient plus particulièrement aux sols peu plastiques, qui sont a priori inadaptés au traitement à la chaux du fait de leur faible teneur en argile, auxquelles il apporte cohésion, résistance mécanique, stabilité à l'eau et au gel. l a prise au ciment est plus rapide que celle de la chaux (qui évolue encore au bout d'un an les constituants hydratés du ciment relient les grains de sable entre eux en formant des sortes de ponts nombreux et solides, d'où l'augmentation de la portance et de la résistance mécanique. On utilise des ciments de classe 45 qui sont les meilleurs marché s. les doses varient de 3,5 à 5 % du poids de sol sec à traiter. Marquons aussi d'autres types de traitement en bentonite et en résines.

I.11.9. Le choix des techniques de traitement des sols :**a) Le choix basé sur profondeur du sol:**

On généralement Les méthodes de traitement dépendent de la profondeur du sol Affaissable de la capacité portante que requiert l'ouvrage à édifier. Les méthodes utilisé dans le passé et vont être probablement utilisées dans le futur ont été résumées par Bara (1976) et sont reprises dans le tableau

b) Le choix basé sur classes granulométriques et l'état du sol:

La Figure (1.12) les domaines d'utilisation des différentes méthodes d'amélioration des sols, par référence aux classes granulométriques et à l'état du sol, représenté par sa résistance de cône q_c au pénétromètre statique.

Profondeur du sol à traiter	Les méthodes de traitement de sols
0 à 1.5 m 1.50 à 10m Plus de 10m	<p><u>Méthodes courantes :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Mouillage du sol et compactage. - Excavation et compactage (avec ou sans utilisation d'un stabilisant comme la chaux ou le ciment). - Contrôle des sources d'eau par drainage. - Vibroflottation. - Utilisation des pieux. - Injection du silt ou de la chaux. - Inondation à l'eau s'il n'y a pas de couches sous-jacentes imperméables). - Inondation et infiltration d'eau par des puits. - Inondation et infiltration d'eau par des puits avec utilisation des explosifs. <p><u>Futures méthodes :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Traitement à la chaleur pour solidifier le sol sur place. - Traitement aux ultrasons, les vibrations peuvent modifier les mécanismes de liaisons entre les grains. - Utilisation d'un mortier additif, remplissant les pores, avant solidification. - Traitement électrochimiques (addition d'un produit chimique pouvant rendre très résistant les liaisons inter granulaires).

Tableau 1.3 : Méthodes de traitement des sols affaissables d'après Bara (1976).

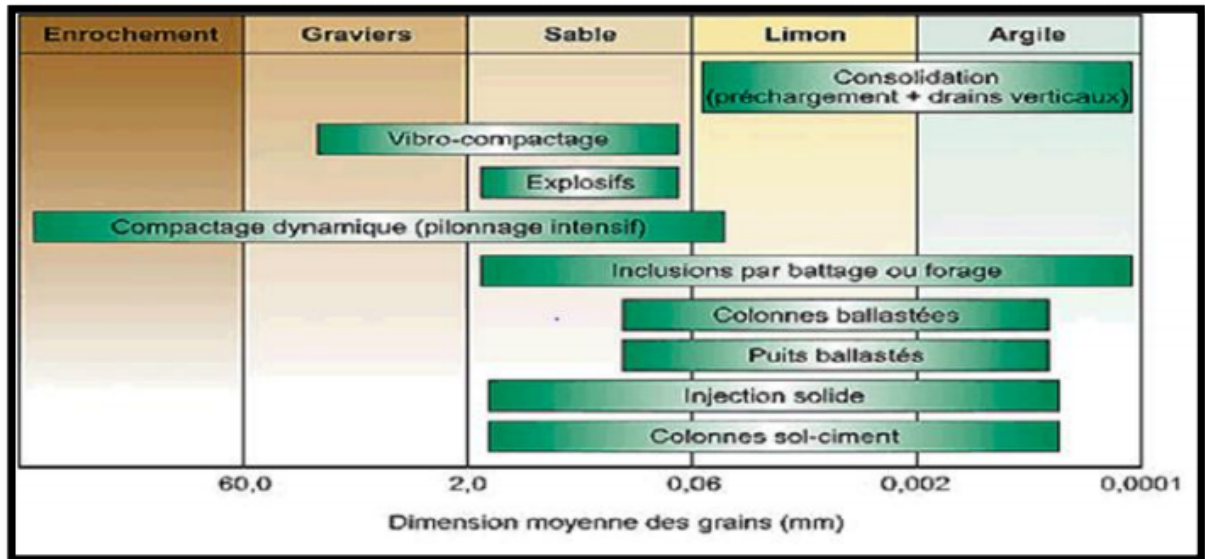


Fig. I.17: Les champs d'application des différentes techniques de traitement.

Introduction :

Il est indispensable avant tout démarrage de travaux d'avoir une idée des caractéristiques du sol en présence et, ainsi, des problèmes qu'il risque de poser.

Une bonne connaissance du sol permet:

- d'évaluer l'intérêt du traitement de sol.
- de déterminer le type d'agent de traitement à utiliser.
- d'avoir une première idée de la quantité d'agent de traitement à utiliser.

Avant de traiter un sol, il est indispensable de connaître les principes généraux régissant leur comportement.

Pour permettre la compréhension du processus de traitement, nous conseillons au lecteur n'ayant pas/peu de connaissance des différents types de sols, de leurs comportements et de leurs caractéristiques.

II.1. Matériaux :

II.1.1. Description des sols :

Deux composantes principales entrant dans la composition des sols d'essais : le sable et l'argile (rouge).

II.1.2. Le sable :

Sont rejetés Le sable utilisé pour la reconstitution de notre sol est extrait **d'oued Maitre** de **Boussaâda** dans la wilaya de **M'sila**, très utilisé pour la confection du béton dans les chantiers. Après sont passage à l'étuvage (105°C) pendant 24heurs particules inférieures à 2mm sont récupérées. On a procédé au tamisage (2mm), les refus sont rejetés, les particules inférieures à 2mm sont récupérées.

II.1.3. L'argile (rouge) :

L'argile est extraite du gisement d'Oualtem (Boussaâda) dans la wilaya de M'sila. Pour la fabrication de la brique. Cette argile est de couleur rouge, Voie humide : tamisage (0.08mm) ; l'eau de lavage contenant les particules fines inférieures à 0.08est recueillie dans des bacs propres. Voie sèche ; la quantité broyée, séchée à l'étuve (60°C) pendant 24heurs ; puis, on la fait passer à travers le tamis 0.08mm, les particules passant récupérées et les retenus de nouveau séchées, broyées puis passées de nouveau au tamis 0.08mm ; ainsi de suite jusqu'à l'épuisement du stock.



Fig. II.02 : L'argile rouge.



Fig. II.01 : Le sable.

II.1.4. Le sol reconstitué:

Pour la reconstitution des sols affaissables on utilise deux matériaux principaux :

- ✓ Le sable ($0.080 \text{ mm} < D < 2 \text{ mm}$).
- ✓ Argile ($D < 0.080 \text{ mm}$.)

Le sol reconstitué est obtenu en mélangeant les deux matériaux : sable (80%) et argile (20%).

II.1.5. L'eau d'inondation :

On a utilisé l'eau distiller commercial : C'est une eau non minéralisée, de conductivité $6 \mu\text{s/cm}$ et de PH 6,38.

II.1.6. Reconstitution des sols d'essais :

On a reconstitue notre sol en poids comme suit : 80% de sable et 20% d'argile (rouge).

II.2. Programme d'essais préliminaires :

Du point de vue géotechnique, il est nécessaire de réaliser les essais préliminaires, qui sont d'une importance vitale.

En plus de la détermination de caractéristiques physiques des sols testés, ils permettent d'identifier les états des sols.

II.2.1. Les essais préliminaires du présent travail sont les suivants :

- ✓ L'analyse granulométrique.
- ✓ Équivalent de sable (ES).
- ✓ Les limites d'atterberg.
- ✓ L'essai au bleu de méthylène.
- ✓ Masse volumique absolue γ_s .
- ✓ L'essai Proctor du sol reconstitué.

CHAPITRE II MATERIAUX, MATERIEL ET ESSAIS PRELIMINAIRES

Le matériel utilisé dans cette section est l'appareillage d'usage courant du laboratoire, spécifique à chaque type de manipulation.

II.3. Reconstitution des sols d'essais :

On a sol reconstituées dont la proportion en poids sont comme suit :

✓ Sol → 20% Argile ($80\mu\text{m}$) + 80% Sable (2mm)

II.4. Détermination de propriété physique de sol étudié :

II.4.1. L'analyse granulométrique :

Pour tracer les courbes granulométriques, on a effectué une analyse granulométrique par tamisage pour les grains supérieur à $80\mu\text{m}$ (NFP 94-056 \ 1996), par contre pour ceux qui ont un diamètre inférieur à $80\mu\text{m}$ une méthode par sédimentation a été effectuée (94-057 \ 1992).



Fig. II.3 : Batterie et série de tamis.

❖ Granulométries de sol :

L'analyse granulométrique par tamisage c'est l'ensemble des opérations aboutissent à la séparation selon leur grosseur des éléments constituant un échantillon, en employant des tamis à maille carrée à fin d'obtenir une représentation de la répartition de la masse des particules à l'état sec en fonction de leur dimension.

Tamis (mm)	Poids refus (g)	Poids refus cumulés (g)	Refus cumulés en%	Tamisât en %
2	0	0	0	100
1.6	10.03	10.03	0.66	99.34
1	62.33	72.36	4.82	95.18
0.8	49.23	121.59	8.10	91.90
0.5	142.4	263.99	17.59	82.41
0.2	856.73	1120.72	74.71	25.29
0.16	231.6	1363.32	90.15	9.85
0.08	135.86	1488.18	99.21	0.79

Tableau.II.1 : Granulométrie par tamisage du sable.

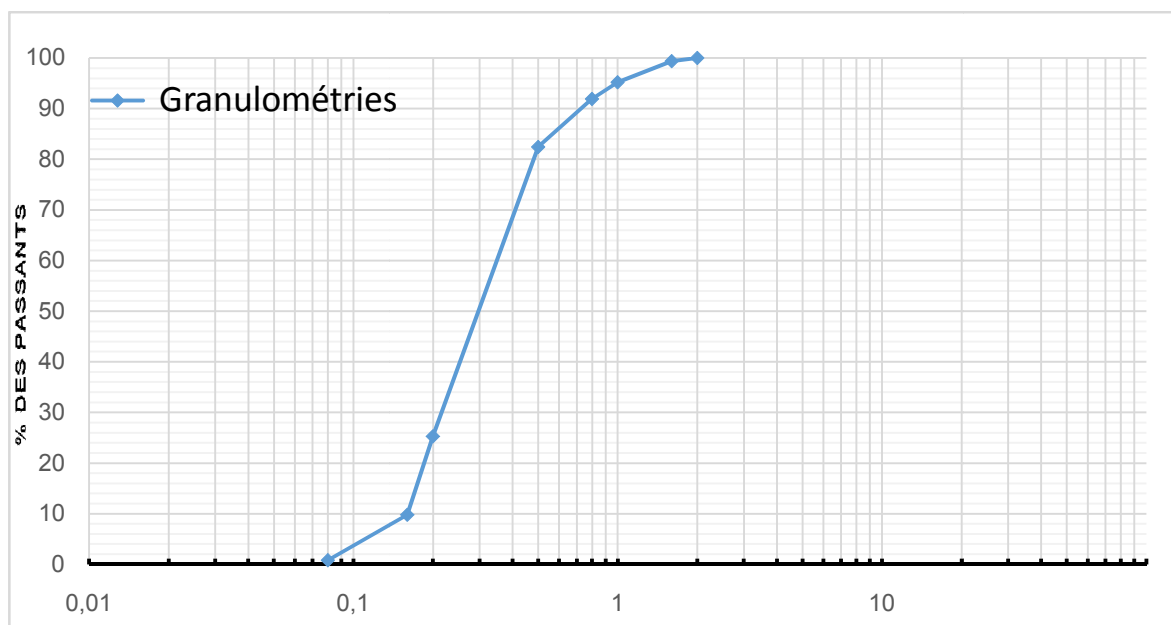


Fig. II.4 : Courbe granulométrique de sable.

- $C_u = d_{60} / d_{10} = 2.18$
- $C_c = (d_{30})^2 / d_{10} \cdot d_{60} = 0.87$

Tamis (mm)	Poids refus (g)	Poids refus cumulés (g)	Refus cumulés en%	Tamisât en %
2	0	0	0	100
1.6	7.66	7.66	0.51	99.49
1	52	59.66	3.97	96.03
0.8	37.66	97.32	6.48	93.52
0.5	108	205.32	13.68	86.32
0.2	834.33	1039.65	69.31	30.69
0.16	165	1204.65	80.31	19.69
0.08	181.33	1385.98	92.39	7.61

Tableau II.2 : sols (80% sable + 20% argile)

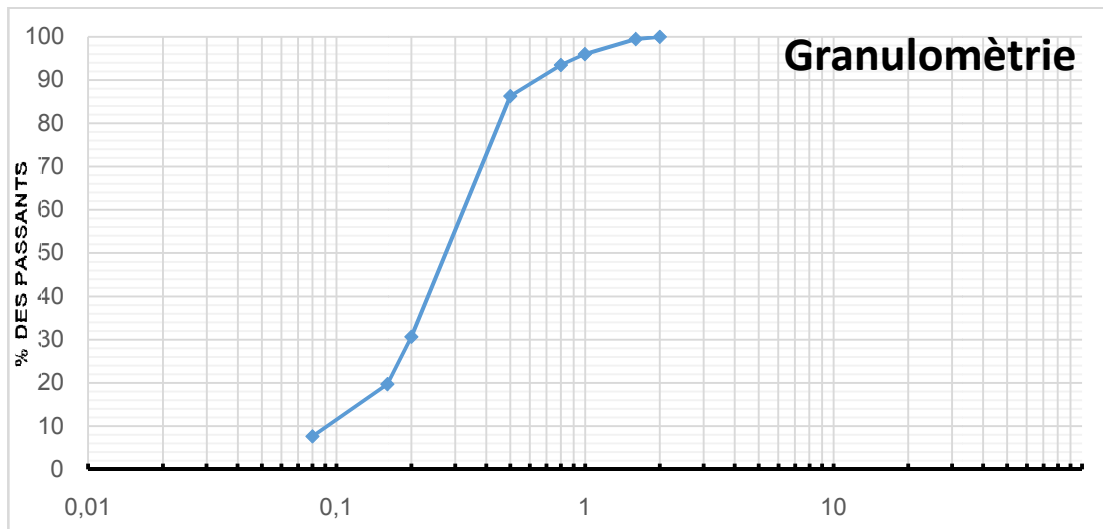


Fig. II.5 : Courbe granulométrique de sol.

- ❖ $C_u = d_{60}/d_{10} = 3.10$
- ❖ $C_c = (d_{30})^2/d_{10} \cdot d_{60} = 1.29$
- **Conclusion :**

Qualité du sable : Sable propre à faible proportion de fines argileuses convenant parfaitement pour les bétons de haute qualité.

CHAPITRE II MATERIAUX, MATERIEL ET ESSAIS PRELIMINAIRES

II.4.2 Équivalent de sable (ES) :

Essai d'équivalence de sable est spécifique aux sols grenue, il nous permette de mettre en évidence la proposition relatif de poussière fin nuisible argileux dans les sols ou les agrégats fins : il est effectuée sur des éléments de diamètre (2 mm) son importance est capital car la présence des éléments fins peut modifiée le comportement rhéologique du matériaux et pour pouvoir interpréter correctement les résultats et les indispensable de répète l'essai au moins deux fois. Il est essentiel pour le chois et le contrôle.

Les valeurs de l'équivalent de sable indiquent la nature du sable en fonction du moyen de mesure et permettent d'apprécier la qualité pour composer un béton.

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

Tableau II.3 : Caractéristique de sable (ES).

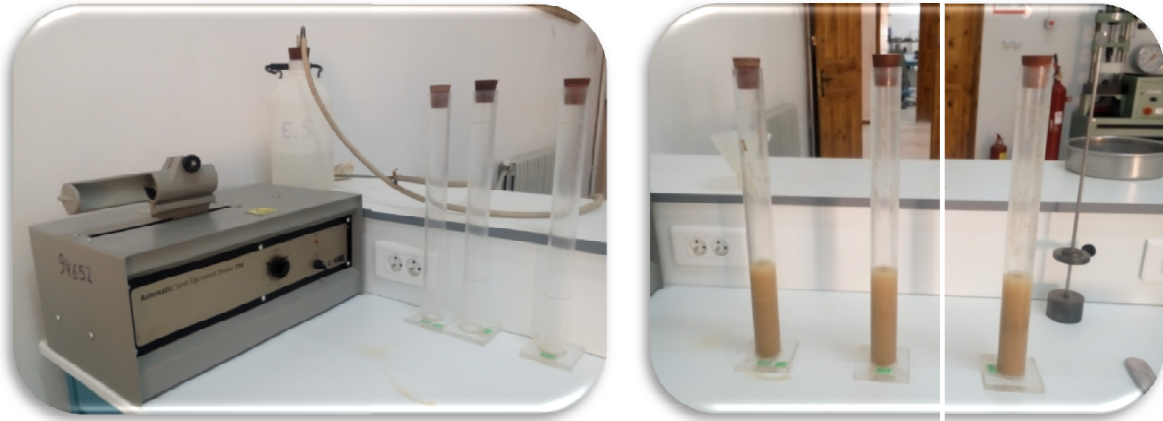


Fig. II.6 : Appareillage d'équivalent de sable et mode opératoire de l'équivalent de sable.

❖ **Résultats d'essai :**

- Equivalent de sable visuel :

$$ESV = h_1/h_2 \times 100$$

N° de l'essai	1	2	3
La hauteur h_2 (cm)	8.4	7.8	8
La hauteur h_1 (cm)	13.3	12.4	12.8
ESV (%)	63.15	62.90	62.50
ESV moyenne	62.85		

Tableau II.4 : Equivalent de sable visuel.

- Equivalent de sable par piston :

$$ESP = h_1/h'_2 \times 100$$

N° de l'essai	1	2	3
La hauteur h'_2 (cm)	6.1	7.2	6.8
La hauteur h_1 (cm)	13.3	12.4	12.8
ESV (%)	45.86	58.06	53.12
ESV moyenne	52.34		

Tableau II.5 : Equivalent de sable par piston.

II.4.3. Limite d'Atterberg :

❖ But de l'essai :

On détermine par cet essai les limites de liquidité et de plasticité d'un sol. Cet essai est réalisé sur la partie de sol passant au tamis de 0.4mm. Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état.



Fig. II.7 : Appareil de Casagrande et matériel de la limite de liquidité.

❖ Mode opératoire :

Placer le sol dans le petit récipient en prenant soin de ne pas enfermer de bulles d'air. Placer le récipient sous le pénétromètre Remonter le cône au plus haut. A l'aide de la vis, descendre l'ensemble cône + bâti jusqu'à effleurement du sol Agir sur le cercle pour une mise à 0 Effectuer un lâcher Mesurer l'enfoncement en agissant doucement sur l'aiguille (molette centrale). ATTENTION à la graduation du cercle, elle est en 1/100 de cm, lire 300 signifie 3,00 cm ou 30 mm. Recommencer le processus pour d'autres teneuses en eau.



Fig. II.8 : Les étapes de la limite de liquidité.

- **Limite de liquidité :**

Le sol est mélangé à une quantité d'eau. La pâte obtenue est placée dans une coupelle de 100 mm de diamètre environ. On trace sur la pâte lissée une rainure normalisée avec un outil spécial. À l'aide d'une came, on fait subir une série de chocs à la coupelle. On observe en fin d'expérience le contact des deux lèvres de la rainure. La limite de liquidité est la teneur en eau en (%) qui correspond à une fermeture en 25 chocs.

- **Limite de plasticité :**

On mélange l'échantillon avec des quantités variables d'eau; on façonne avec la pâte un rouleau de 6 mm de diamètre pour une centaine de mm de longueur. Puis on atteint 3mm de diamètre en le roulant (souvent avec les doigts), après 5 à 10 allers-retours maximum. La limite de plasticité est la teneur en eau en % du rouleau qui se fissure et se brise lorsqu'il atteint un diamètre de 3 mm. La précision de l'essai est de l'ordre du demi-point de teneur en eau pour la détermination de la limite de liquidité et du point de teneur en eau pour la détermination de la limite de plasticité.



Fig. II.9: préparation des limites de plasticité

- **Indice de plasticité (Ip) :**

Différence entre les limites de liquidité et de plasticité. Cet indice définit l'étendue du domaine plastique. $I_p = W_L - W_P$

CHAPITRE II MATERIAUX, MATERIEL ET ESSAIS PRELIMINAIRES

❖ Résultats d'essai :

Nombre de coups	17		24		27		32	
Masse de la tare m_t (g)	51.453	52.622	49.534	51.351	48.143	51.595	43.782	49.887
Masse du sol humide+tare (m_h+m_t) (g)	52.667	53.421	50.24	52.133	48.774	52.174	44.723	50.617
Masse (du sol sec+tare) : (m_d+m_t) (g)	52.063	52.744	49.639	51.462	48.233	51.675	43.911	49.982
Masse d'eau : (m_w) (g)	0.604	0.677	0.601	0.671	0.541	0.449	0.812	0.635
Masse du sol sec : (m_d) (g)	0.11	0.122	0.105	0.111	0.09	0.08	0.129	0.095
Tenure en eau : W%	18.21	18.02	17.47	16.54	16.53	16.03	15.88	14.96
W_{moy} (%)	18.115		17.005		16.33		15.42	

Tableau II.6 : La limite de plasticité de l'argile rouge.

CHAPITRE II MATERIAUX, MATERIEL ET ESSAIS PRELIMINAIRES

Nombre de coups	17		24		27		32	
Masse de la tare mt (g)	52.66	50.402	48.08	53.646	45.714	51.261	52.314	44.02
Masse du sol humide+tare ($mh+mt$) (g)	62.16	60.42	66.50	68.711	58.729	67.437	69.126	53.342
Masse (du sol sec+tare): ($md+mt$) (g)	59.19	57.17	60.974	63.994	55.17	62.047	63.714	55.808
Masse d'eau :(mw) (g)	6.53	6.768	12.894	10.348	9.456	10.786	11.427	9.788
Masse du sol sec (md) (g)	2.97	3.59	5.596	4.717	3.559	5.39	5.385	3.534
Tenure en eau : W%	45.48	53.04	43.4	45.58	37.63	49.97	47.12	36.1
W moy (%)	49.26		44.49		43.8		41.61	

Tableau II.7 : la limite de liquidité de l'argile rouge.

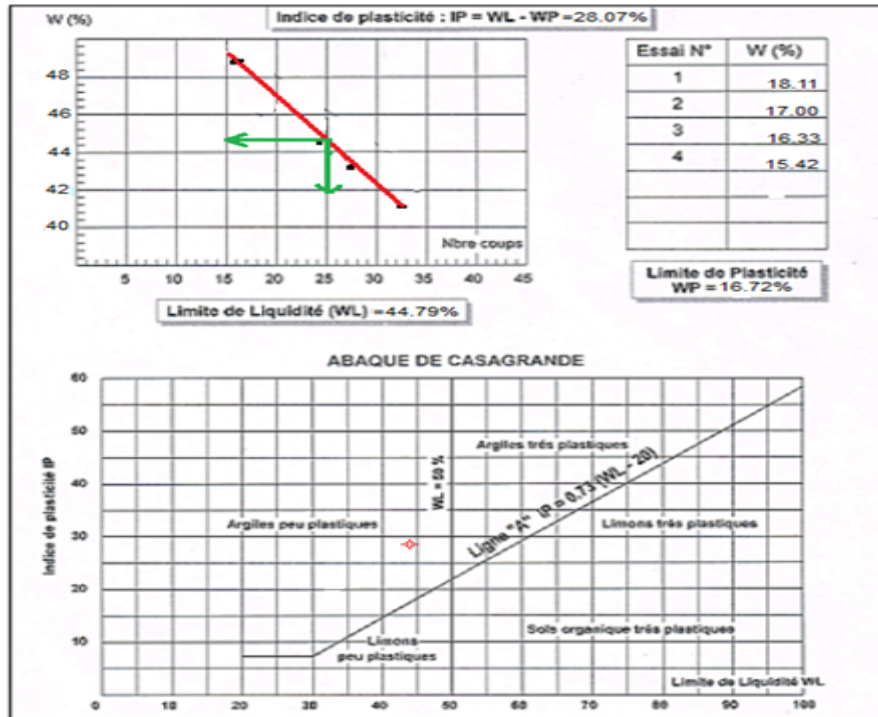


Fig. II.10 : Position de l'argile rouge dans l'abaque Casagrande.

Suivant la valeur de leur indice de plasticité. Les sols peuvent se classer comme suit :

Indice de plasticité	Degré de plasticité
$0 < I_p < 5$	Non plastique (l'essai perd sa signification dans cette zone de valeurs)
$5 < I_p < 15$	Moyennement plastique
$15 < I_p < 40$	Plastique
$I_p > 40$	Très plastique

Tableau II.8 : Classement de sol par rapport leur indice de plasticité.

Conclusion : sol reconstitué de classement Moyennement plastique.

II.4.4. L'essai au bleu de méthylène :

❖ Définition :

L'essai au bleu de méthylène a pour but de révéler la présence de fines de nature argileuse et d'en déterminer la concentration.

On appelle «valeur de bleu VBS d'un sol, la quantité en gramme de bleu de méthylène adsorbé par 100g de sol (2mm).

❖ Appareillage spécifique :

- ✓ Pipette d'Andréasen.
- ✓ Papier filtre blanc.
- ✓ Baguette en verre.
- ✓ Récipient cylindrique en verre.
- ✓ Agitateur magnétique.

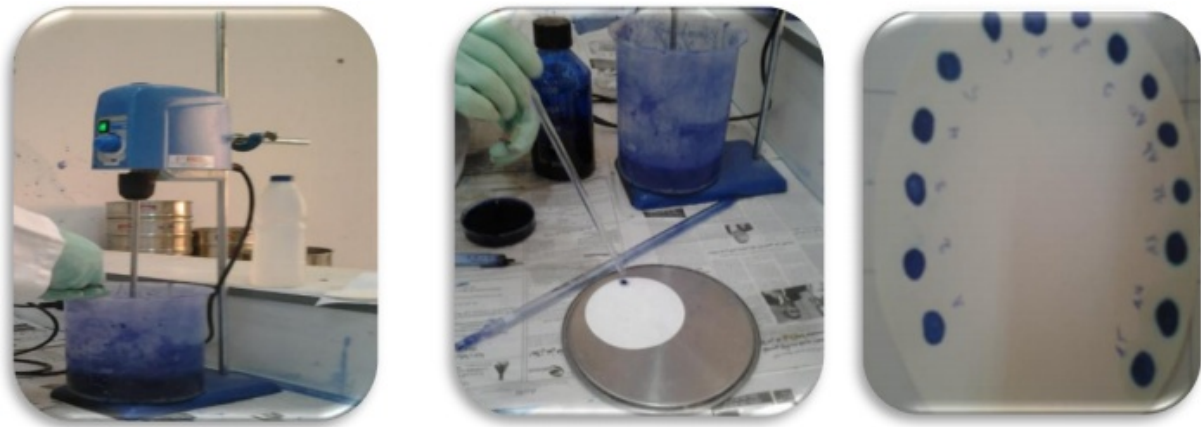


Fig. II.11 : Mode opératoire L'essai au bleu de méthylène.

❖ Mode opératoire :

On prend 30g de sol.

- ✓ On prend 30g de sol.
- ✓ Après inhibition de 5 minutes de la prise d'essai.
- ✓ on procède au dosage au bleu de méthylène.
- ✓ Nous avons commencé par introduire dans la suspension, maintenue en agitation, 5cm³ de bleu, puis prélever une goutte de liquide, qu'on dépose sur le papier filtre.
- ✓ Le test s'avérant négatif, nous avons continué le dosage jusqu'à 15 cm³, en suite nous avons ajouté 5 cm³, de bleu, le teste est positive.

• Expression des résultats :

- ✓ Masse sèche de la prise d'essai: $M_0 = M_1 / (1+w)$.
- ✓ Masse de bleu introduite $B = 0,01 * V$.
- ✓ L'expression des résultats est (en(g) de bleu pour 100g de sol sec) :

CHAPITRE II MATERIAUX, MATERIEL ET ESSAIS PRELIMINAIRES

$$VBS = 100 \cdot B/M_0.$$

Il est effectué sur la fraction 0.2 mm du sol et on distingue les valeurs suivantes :

- $VBS < 0.1$: sol insensible à l'eau.
- $0.2 \leq VBS < 1.5$: sol sablo limoneux, sensible à l'eau.
- $1.5 \leq VBS < 2.5$: sol sablo argileux, peu plastiques.
- $2.5 \leq VBS < 6$: sol limoneux de plasticité moyenne.
- $6 \leq VBS < 8$: sol argileux.
- $VBS > 8$: sols très argileux.

Les résultats de bleu méthylène présenté dans les tableaux suivants :

	Essai 01	Essai 02	Essai 03
Volume de bleu méthylène (ml).	160	165	170
VBS	5.33	5.50	5.66

Tableau II.9: Valeur de bleu de méthylène : argile rouge.

	Essai 01	Essai 02	Essai 03
Volume de bleu méthylène (ml).	15	10	15
VBS	0.5	0.33	0.5

Tableau II.10 : Valeur de bleu de méthylène : sol reconstitué

Conclusion : il s'agit des sols sablo-limoneux, sensible à l'eau.

II.4.5. Masse volumique absolue γ_s :

Le poids volumique des grains du sol c'est le rapport du poids du matériau sec contenu dans une certaine quantité de sol au volume des grains du sol $\gamma_s = W_s/V_s$.

Le matériel requis pour la détermination de ce paramètre est constitué d'un pycnomètre, d'une étuve de 600 à 1050°C et une balane de précision.



Fig. II.12 : pycnomètre.

La formule utilisée pour calculer le poids spécifique est:

$$\gamma_s = \frac{(M_1 - M_0) \cdot \rho_{\text{eau}}}{M_3 + M_1 - M_0 - M_2} \text{ g/cm}^2$$

Avec:

M_0 : Masse de pycnomètre.

M_1 : Masse de (pycnomètre + grains solides).

M_2 : Masse de (pycnomètre + grains solides + eau).

M_3 : Masse de (pycnomètre + eau).

Les valeurs des densités spécifiques des grains solides pour les différents matériaux testés sont présentées aux tableaux II.14 à II.15. et II.16

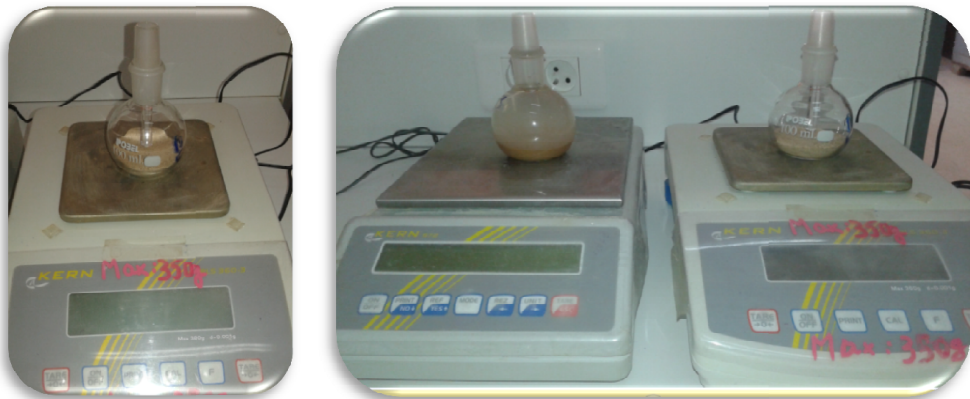


Fig. II.13 : Masse volumique absolue γ_s (pycnomètre).

- **Mode opératoire :**
 - Préparer un échantillon de sable, sèche à l'étuve et refroidi.
 - Peser le pycnomètre vide (sec et propre) M_0 .
 - Peser une masse de 25 g des matériaux de sable et remplir la bouteille à moitié avec de l'eau et remuer énergiquement avec la tige en verre pour chasser les bulles d'aires.

CHAPITRE II MATERIAUX, MATERIEL ET ESSAIS PRELIMINAIRES

- Ajouter de l'eau jusqu'à 2 cm du bord supérieur, visser à fond le couvercle et remplir à l'aide d'une pissette par le trou supérieur.
- Secouer le pycnomètre en rebouchant avec un doigt le trou du couvercle. Laisser reposer un bon moment.
- Sécher les parois extérieures du pycnomètre et peser l'ensemble, soit M_2 .
- Vider le pycnomètre, laver et le remplir d'eau jusqu'au niveau du trou supérieur.
- Sécher les parois extérieures du pycnomètre et peser l'ensemble, soit M_3 .
- Reprendre mêmes étapes pour deux autres échantillons non utilisés.

❖ Résultats d'essai :

N° d'essai	M_0 (g)	M_1 (g)	M_2 (g)	M_3 (g)	γ_s (g/cm ³)	γ_s moy (g/cm ³)
P ₁	69.31	103.254	196.475	176.39	2.45	2.5
P ₂	68.265	100.014	197.541	178.15	2.57	
P ₃	68.47	105.81	198.145	175.86	2.48	

Tableau II.11 : Poids spécifique du sable.

N° d'essai	M_0 (g)	M_1 (g)	M_2 (g)	M_3 (g)	γ_s (g/cm ³)	γ_s moy (g/cm ³)
P ₁	68.33	88.03	188.25	175.96	2.66	2,68
P ₂	68.112	87.458	186.487	174.31	2.7	
P ₃	69.441	88.392	188.004	174.12	2.68	

Tableau II.12 : Poids spécifique d argile.

N° d'essai	M_0 (g)	M_1 (g)	M_2 (g)	M_3 (g)	γ_s (g/cm ³)	γ_s moy (g/cm ³)
P ₁	68.4	101.22	198.486	178.69	2.52	2.64
P ₂	69.01	104.17	200.01	178.12	2.65	
P ₃	68.13	105.701	202.25	178.34	2.75	

Tableau II.13 : Poids spécifique de sol reconstitué.

II.4.6. Essai de compactage (Proctor) :

➤ Principe de l'essai de compactage (NF P 94-093 \ 1999) :

Le principe de cet essai consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter, pour chacune des teneurs en eau, selon un procédé et une énergie conventionnelle. Pour chacune des valeurs de la teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du matériau et on trace la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

➤ But de l'essai Proctor :

Il existe une teneur en eau particulière w_{opt} pour l'essai Proctor normal et w_{opt} pour l'essai Proctor modifié pour laquelle le compactage conduit à une masse volumique sèche γ_d (ou un poids volumique) maximum.

- ✓ La masse volumique maximale correspond donc à un état de compacité maximum et à une capacité de résistance maximum.
- ✓ L'essai Proctor permet de déterminer ces conditions particulières.



Fig. II.14 : Appareillage spécifique pour essais de compactage (Proctor Modifié).

➤ Matériel spécifique Proctor :

- ✓ Moule Proctor avec embase et hausse.
- ✓ Ou moule CBR avec embase et hausse
- ✓ Dame Proctor normal.
- ✓ Ou dame Proctor modifié.
- ✓ Règle à araser.
- ✓ Balance de portée supérieure à 6 kg.

➤ Matériel connexe pour essai Proctor :

CHAPITRE II MATERIAUX, MATERIEL ET ESSAIS PRELIMINAIRES

Eprouvette graduée et burette d'eau pour humidifier le sol. Four, balance de précision, petits récipients pour mesurer la teneur en eau à postériori



Fig. II.15 : mode opératoire de Proctor.

CHAPITRE II MATERIAUX, MATERIEL ET ESSAIS PRELIMINAIRES

➤ Résultats d'essai :

masse d'eau ajoutée à chaque compact	2%	3%	4%	5%	7%
masse total humide	6795	7018	7261	7542	7463
masse du moule	2869	2869	2869	2869	2869
masse du sol humide	3926	4149	4392	4673	4594
masse du sol sec	3864	4015	4215	4453	4362
volume moule	2339.62	2339.62	2339.62	2339.62	2339.62
Masse volumique humide	1.67	1.77	1.87	1.99	1.96
masse volumique sèche	1.64	1.70	1.79	1.89	1.81
tare N°	1	2	3	4	5
masse de la tare	23.69	32.59	26.93	31.27	24.11
masse (sol humide+tare)	63.92	69.69	65.68	67.59	82.13
masse (sol sec+tare)	63.02	68.46	64.19	65.88	77.33
masse d'eau	0.9	1.23	1.49	1.71	4.80
masse du sol sec	39.33	35.87	37.26	34.61	50.22
teneur en eau W%	2.28	3.42	3.99	4.94	9.55
degré de saturation	2.32	2.32	2.65	2.67	1.93

Tableau II.14 : Résultat d'essai Proctor sur le sol reconstitué.

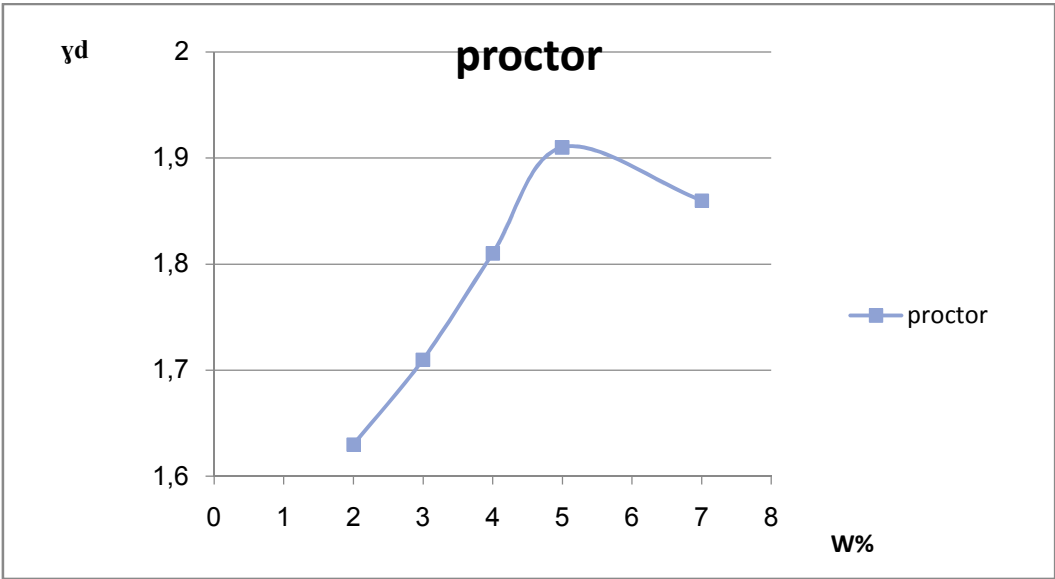


Fig. II.16 : Courbes Proctor de sol reconstitué.

Introduction :

La gestion des sols à effondrement brusque est un enjeu majeur pour la stabilité et la durabilité des structures. Le phénomène collapse des sols macroporeux est très important dans l'étude géotechnique. C'est un fait très complexe, car il fait intervenir les caractéristiques de résistance et de déformation du sol. Aussi, il découle de plusieurs paramètres, notamment la granulométrie, la présence d'éléments fins, l'état de compacité, la teneur en eau initiale, le degré de saturation et certains paramètres liés à la minéralogie du sol. Concernant la prédiction du potentiel d'affaissement, un effort immense a été consacré ces dernières années aux méthodes expérimentales ; mais la plupart de ces expérimentations utilisent l'appareillage courant. À cet effet, nous avons essayé à travers cette recherche d'utiliser en plus de l'œdomètre et de cisaillement.

III.1 Essais œdométrique :

L'étude de la déformation des sols où massifs peut être reproduit au laboratoire grâce à un appareil inventé.

Cette étude simule les configurations suivantes :

- une surface horizontale très grande par rapport à son épaisseur ;
- une charge appliquée uniforme et verticale ;
- les possibilités des déplacements horizontaux nuls ;

L'appareil permettant de charger axialement une éprouvette de forme cylindrique placée dans un cylindre rigide et de mesurer la variation ΔH de la hauteur H séparent les faces supérieure et inférieure de l'éprouvette qui est éventuellement submergée, sont en contact avec des disques drainants.

III.1.1 L'œdomètre :



Fig. III.1: L'œdomètre.

L'œdomètre utilisé pour réaliser les essais de compressibilité à déformation horizontale nulle compte deux parties :

- Une cellule contenant l'éprouvette de sol.
- Un système de mise en charge.

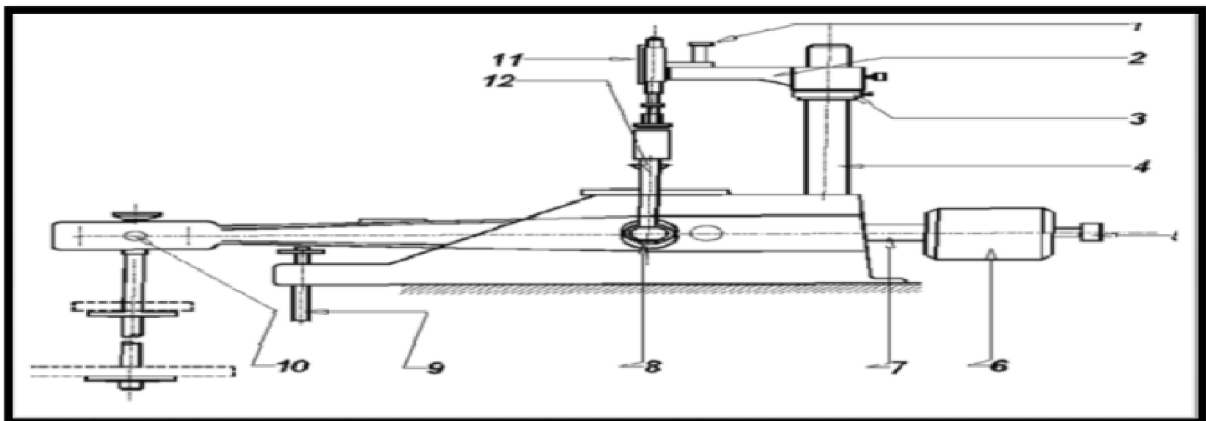


Fig. III.2: Détail d'un œdomètre.

III.1.2 Description de l'Appareille :

- 1) Vis de fixation du comparateur ;
- 2) Console coulissante sur (04);
- 3) Réglage de la hauteur du comparateur ;
- 4) Support rigide du comparateur;

- 5) Vis de réglage du contre poids ;
- 6) Contre poids ;
- 7) Barre supportant le contre poids ;
- 8) Articulation ;
- 9) Vérin de support ;
- 10) Articulation entre la poutre et les plateaux recevant les masses ;
- 11) Comparateur au 1/1000 mm ;
- 12) Traverse de mise en charge;

III.2. Principe de l'essai :

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide (œdomètre).

Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas est maintenue saturée pendant l'essai.

La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissants et décroissants suivant un programme défini.

Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge.

III.2.1. Les poids :

les poids nécessaires pour l'obtention des charges successives d'un essai complet constituent une série , chaque bâti de consolidation doit avoir sa série complète.

Ce sont des disques plats fendus, permettant leur centrage et leur superposition sur le plateau de charge du bras de levier, pour nous les poids se constituent de : 0.5 – 1 – 2 – 4 – 8 (kg).

III.2.2. Préparation de l'éprouvette :

Le sol de l'essai est constitué de sable et de l'argile selon les proportions mentionnées au tableau II.4. On amène le sol à la teneur en eau voulue par ajout de l'eau distillée, l'ensemble sol - eau doit être bien homogénéisé dans un mortier en porcelaine. La gâchée de sol est ensuite

versée dans le moule de l'œdomètre puis compactée à l'aide de la dame de compactage.

Le compactage du sol consiste à laisser tomber le mouton qui coulisse à travers la tige de la dame d'une hauteur $H=15$ cm, ce qui va percuter le disque qui transmet le choc à l'échantillon. Pour la rendre parfaitement plane, la face supérieure de l'éprouvette doit être arasée à l'aide d'une lame rigide.

Les essais de compressibilité à l'œdomètre sont faits selon la procédure de Jennings et Knight (1975) qui consiste à l'application successive des charges suivantes : 0.5, 1, 2, 4kg. Ensuite, procéder à l'inondation de l'échantillon et relever la nouvelle valeur du tassement, puis augmenter le chargement jusqu'à 8kg. Au cours de l'essai, les lectures des tassements sont relevées à 30s, 1min, 2min, 5min, 10min, 30min, 60min et 24h. (L'instant initial $t=0$, marque le commencement du tassement suite à l'inondation sous 200Kpa).

III.2.3. Cellule œdométrique : Elle comporte

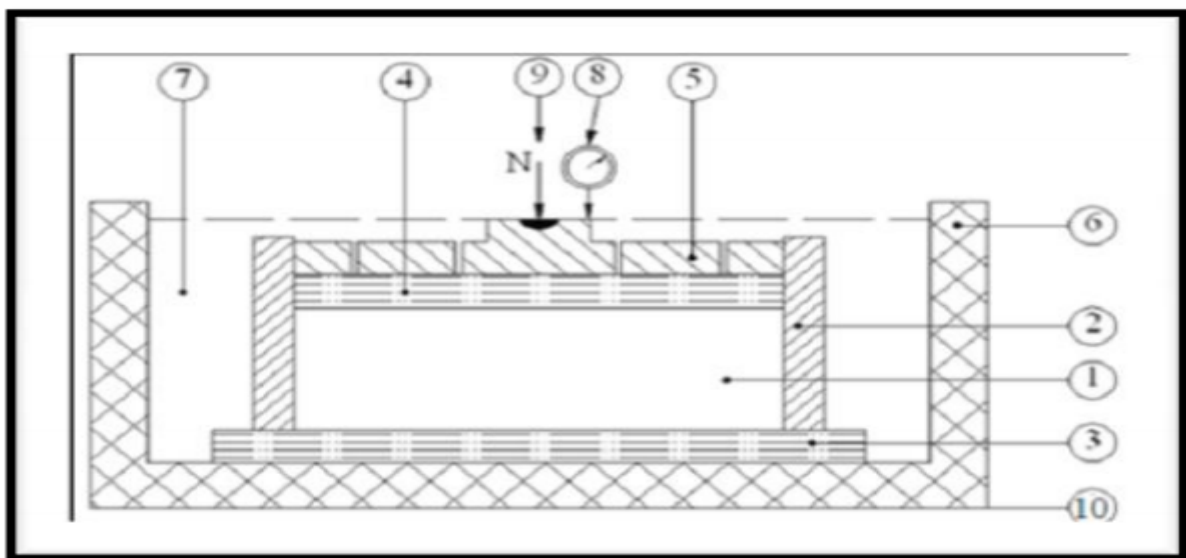


Fig. III.03 : Cellule œdométrique.

- 1) Eprouvette du sol ;
- 2) Enceinte œdométrique ;
- 3) Disque drainant inférieur ;
- 4) Disque drainant supérieur;

- 5) Dispositif de chargement ;
- 6) Réservoir ;
- 7) Fluide d'imbibition ;
- 8) Mesurage du déplacement ;
- 9) Effort « N » sur l'éprouvette ;
- 10) Bâti ;

Deux types de cellules œdométrique sont utilisés à l'heure actuelle. Ils se différencient par le fait que, dans un cas on peut contrôler l'écoulement de l'eau qui sort de l'éprouvette ou la pression de l'eau dans le sol pendant l'essai, tandis que, dans l'autre cas, on ne le peut pas.

1) Les cellules œdométrique ouvertes: qui ne permettent pas de contrôler l'eau pendant l'essai, ils sont constitués de :

- ✓ Une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette de sol ;
- ✓ Deux pierres poreuses assurant le drainage des deux faces supérieure et inférieure de l'éprouvette.
- ✓ Un piston coulissant à l'inférieur de l'anneau et venant charge l'éprouvette.
- ✓ Un réservoir d'eau dans lequel l'ensemble précédent est immergé.

Un ou deux comparateurs pour mesurer les déplacements verticaux du piston, si l'on remplace la pierre poreuse inférieure par une plaque métallique, on peut réaliser les essais sur des 6 prouvâtes drainées d'un seul côté.

2) Les cellules œdométrique fermées: qui permettent de contrôler la quantité d'eau qui sort

De l'éprouvette ou la pression de l'eau dans le sol, Ils comportent :

Une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette de sol.

Une embase comportant un logement pour la pierre poreuse inférieure et un conduit pour l'évacuation de l'eau interstitielle

Un piston coulissant à l'intérieur de l'anneau et comportant un logement pour la pierre poreuse supérieure et un conduit pour l'évacuation de l'eau interstitielle.

Deux pierres poreuses assurant le drainage des deux faces de l'éprouvette.

Un ou deux comparateurs pour mesurer les déplacements verticaux du piston.

Les éprouvettes œdométrique ont des dimensions variables selon le matériel utilisé. Les dimensions les plus fréquentes sont les suivantes :

- diamètre : 60 ou 70mm.

- hauteur : 20 ou 25mm.



Fig. III.04 : composition de cellule.

III.2.4. saturation de la cellule:

Il est nécessaire de saturer toutes les conduites qui composent la cellule œdométrique, conduite de la contre pression, de la pression interstitielle et de la chambre par laquelle est appliquée la pression verticale, afin d'éviter la présence d'air; cette opération peut se faire avant la mise en place de l'éprouvette dans la cellule.

III.2.5. Dame de compactage : Pour le compactage on utilise un appareil spécifique de poids 360.35g qui est constitué de :

- ✓ Un disque de diamètre 50.2mm.
- ✓ Fixer à une tige de guidage d'une hauteur de 220mm.
- ✓ Une dame de forme de disque de masse de 132.90g, perforée d'un trou de diamètre supérieur à celui de la tige.

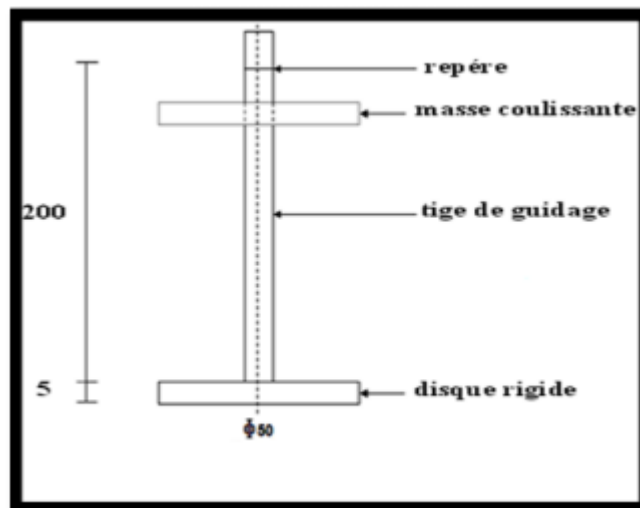


Fig. III.05 : dame de compactage.

III.3 Exécution d'essai :

Une fois la bague contenant l'éprouvette de sol est dans la cellule, cette dernière est mise en place sur le bâti de chargement de l'oedomètre. Les charges sont appliquées par palier de 24 heures et chaque incrément est le double de l'incrément précédent. Les tassements respectifs sont relevés sur le comparateur. Lorsqu'on arrive à une pression de 200 Kpa (suggérée par knight) et que le tassement soit complètement stabilisé (comme pour les charges précédentes), le programme des essais comporte l'inondation par l'eau distillée afin de voir l'influence sur l'affaissement de ce sol.

Puis on la laisse pendant 24 heures. Au cours de cette période on a relevé les lectures du comparateur aux instants suivants : 15 sec, 30sec, 1 mn, 2mn, 4mn, 8mn, 15mn, 30 mn, 1/2h, 1h, 4h, 24h (l'instant initial $t=0$, marque le début du tassement après inondation sous 200 Kpa).

Le test œdométrique est alors poursuivi à son chargement maximal limite.

III.3.1. mise en place de l'éprouvette:

mettre l'éprouvette de sol entre deux papiers filtres et placer l'ensemble troussé + échantillon dans le logement prévu à cet effet, au niveau de la partie supérieure de la cellule doit être assemblée à la partie inférieure.

III.3.2. La relation entre l'indice des vides et le logarithme de la contrainte effective :

A partir des résultats de l'essai de consolidation, on trace une courbe avec en ordonnée, sur une échelle arithmétique, les indices des vides en fin de palier de chargement ou de déchargement, et en abscisse, sur une échelle logarithmique, les pressions d'essai.

➤ **Programme des essais œdométrique :**

N ^o essais	Teneur en eau(%)	N ^o de coup E _c
01	2	10
02	3	10
03	4	10
04	5	10

Tableau III.01 : Programme des essais œdométrique.

III.4. Essai de cisaillement a la boîte :

III.4.1. But de l'essai :

Il s'agit de déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol en procédant au cisaillement rectiligne d'un échantillon sous charge constante. L'essai de cisaillement permet de tracer la courbe intrinsèque du sol étudié, et de déterminer son angle de frottement interne ϕ et sa cohésion C. Ces valeurs servent entre autre à déterminer la contrainte admissible par le sol dans le cas de fondations superficielles et la poussée du sol sur un mur de soutènement.



Fig.III.06. : Appareille de cisaillement direct.

III.4.2. Matériel utilisé :

L'échantillon de sol à étudier est placé entre deux demi-boite qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Un piston permet d'exercer sur le sol une contrainte normale σ déterminée.

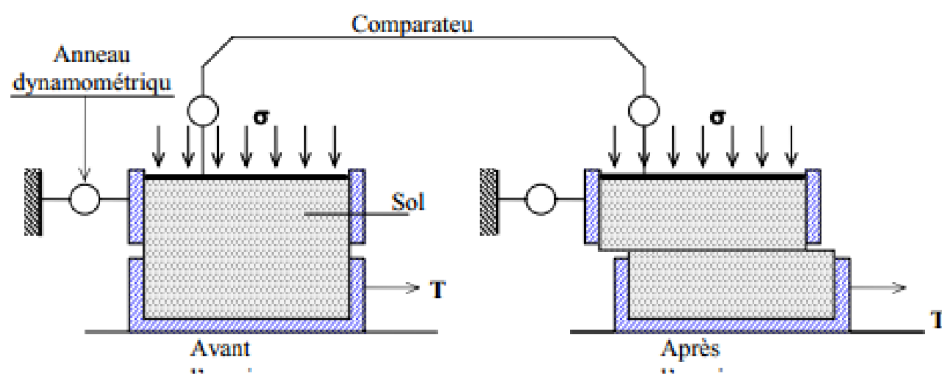


Fig.III.07. Schéma de la boîte de cisaillement.

La demi-boite inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante. La force totale de cisaillement F est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi-boite supérieure.

Un comparateur mesure la déformation verticale de l'échantillon.

L'échantillon subit donc un cisaillement direct et rectiligne suivant un plan imposé sur lequel on exerce une contrainte normale déterminée.

III.4.3. principe de l'essai :

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans un bâti de cisaillement constitué de deux demi-boîtes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi-boîtes constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette.

L'essai consiste à :

- Applique sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical (N) maintenu constant durant la durée de l'essai ($\sigma = N/s$),
- Produire, après consolidation de l'éprouvette sous l'effort (N), un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan horizontal de glissement des deux demi-boîtes l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif δl à vitesse constante,
- Mesurer l'effort (T) correspondant ($\tau = T/s$).

III.4.4. Préparation de l'essai :

Le sol de l'essai est constitué de sable et de l'argile selon les proportions mentionnées au paragraphe II.4. On amène le sol à la teneur en eau voulue par ajout de l'eau distillée, l'ensemble sol - eau doit être bien homogénéisé dans un mortier en porcelaine. La gâchée de sol est ensuite versée dans le moule de boîte de cisaillement puis compactée à l'aide de la dame de compactage.

Le compactage du sol consiste à laisser tomber le mouton qui coulisse à travers la tige de la dame d'une hauteur $H=15$ cm, ce qui va percuter le carré qui transmet le choc à l'échantillon. Pour la rendre parfaitement plane, la face supérieure de l'éprouvette doit être arasée à l'aide d'une lame rigide.

III.4.5. Mise en place de la boîte sur la machine :

- Placer l'étrier de charge sur le piston de la boîte,
- Placer le comparateur vertical et le mettre à zéro,
- Monter l'anneau dynamométrique sur la machine, le relier à la boîte et compenser les jeux en mettant l'anneau légèrement en traction et en ramenant lentement le comparateur de l'anneau au zéro,
- Appliquer sur l'éprouvette la charge désirée, en principe : 100 - 200 - 300 Kpa.
- Désolidariser les deux demi-boîtes en enlevant les goupilles,
- Mettre en route à la vitesse désirée. 1 mm / min.

III.4.6. Lectures :

Lire, à intervalles réguliers les indications du comparateur de l'anneau, du comparateur de déplacement horizontal et du comparateur vertical.

III.5. Discussion des résultats :

Après la présentation des essais préliminaires et la procédure de chaque essai (matériaux étudiés, matériels utilisés avec les modes opératoires et résultats). Nous abordons dans ce chapitre les résultats des essais principaux, qui sont arrangés dans deux parties:

- La première partie commence par l'utilisation des données de consistance des sols et les résultats des essais œdométriques pour la vérification de la susceptibilité d'affaissement. Une présentation détaillée des essais de compressibilités est accomplie dans l'objectif de calculer le potentiel d'affaissement des différents échantillons testés. Les courbes œdométriques sont illustrées en fonction des paramètres retenus, ce qui permet de visualiser l'importance de chaque terme.
- la deuxième partie est consacrée aux résultats des essais de cisaillement, qui sont réalisés dans les mêmes situations de compactage et de teneurs en eau que les précédentes. L'objectif de la troisième partie de méthode de prédiction des sols affaissables reposant sur des essais de cisaillement direct à la boîte de casagrande. Les résultats obtenus dans

les quatre séries d'essais permettent de montrer l'influence des paramètres retenus sur les résultats de compressibilité,

III.5.1. Résultats d'essais œdométriques :

Les essais de compressibilité à l'œdomètre sont faits dans l'objectif de vérifier si ces sols possèdent les propriétés des sols affaissables. D'après Y.M. Reznik (2000), la façon la plus précise pour évaluer le potentiel d'affaissement des sols à effondrement brusque et des loëss, est l'essai œdométrique. En ce sens parvient la présentation des résultats de cette partie expérimentale. La variation des teneurs en eau fixation des énergies de compactage permet d'obtenir différentes courbes œdométriques dont l'allure est similaire à celle de Knight (1975), ceci signifie la justesse de la procédure expérimentale.

Les courbes œdométriques ($e, \log \sigma$) sont tracées sur les figures (III.9 jusqu'à III.12).

Celle-ci nous permet de calculer les potentiels de collapse (C_p) pour chaque essai qui donner par la relation suivante :

$$C_p = \frac{\Delta h}{h_0} \times 100$$

Où :

C_p : potentiel de collapse (%).

Δh : Tassement observé au cours d'un cycle de chargement de 24h.

h_0 : Hauteur initiale de la cellule œdométrique.

➤ œdométrique :

❖ Essai01 : sol reconstitué

❖ Résultats de calcul de Δh , et l indice de vide (e) :

Pression (Kpa)	ΔH (mm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	$C_p(\%)$
25	0.507	19.493	0.621	9.38
50	0.983	19.017	0.582	
100	1.677	18.323	0.524	
200	2.479	17.521	0.457	
200	4.3562	15.643	0.301	
400	4.599	15.401	0.281	

Tableau III.02 : résultats de l'essai œdométrique ($W_0 = 2\%$, $EC = 10$ coups).

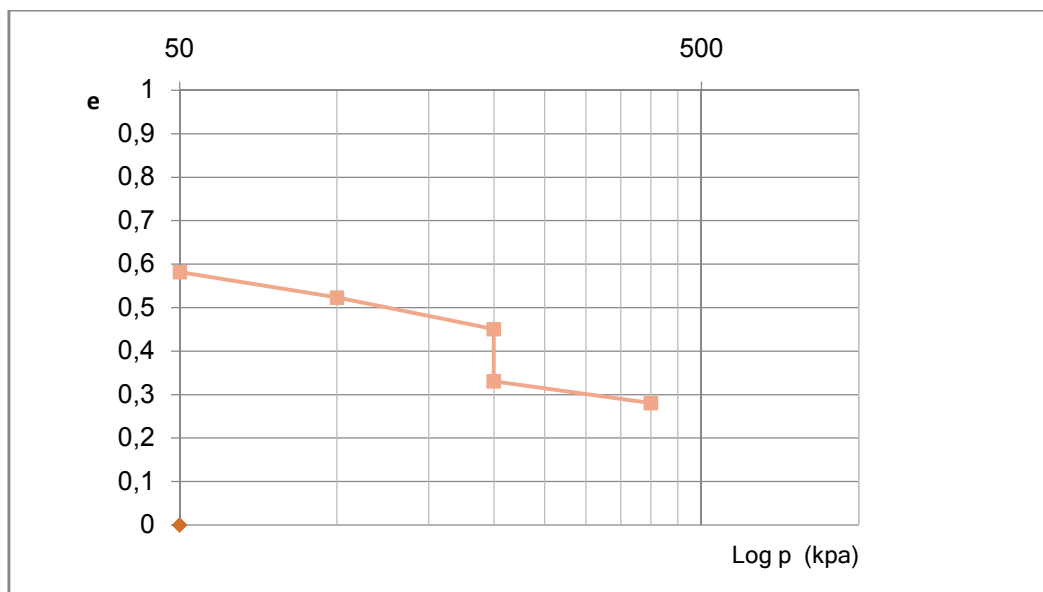


Fig. III.08: courbe œdométrique ($W_0 = 2\%$, $EC = 10$ coups).

❖ Essai02 : sol reconstitué

Pression (Kpa)	ΔH (mm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	$C_p(\%)$
25	0.003	19.997	0.7525	6.74
50	0.005	19.995	0.7524	
100	0.011	19.989	0.7518	
200	3.164	16.836	0.4755	
200	4.512	15.482	0.3560	
400	5.321	14.679	0.2865	

Tableau III.03: résultats de l'essai œdométrique ($W_0=3\%$, $EC = 10$ coups).

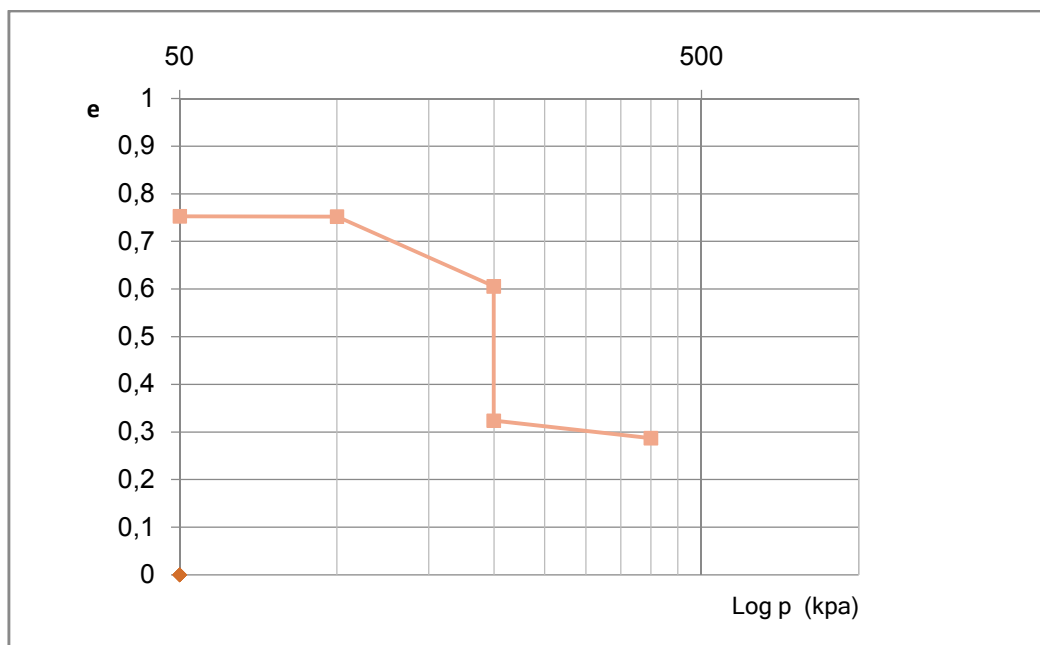


Fig.III.9. courbe œdométrique ($W_0 = 3\%$, $EC = 10$ coups).

❖ Essai03: sol reconstitué

Pression (Kpa)	ΔH (mm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	$C_p(\%)$
25	0.028	19.972	0.882	6.32
50	0.032	19.968	0.881	
100	0.051	19.949	0.880	
200	3.120	16.880	0.590	
200	4.386	15.614	0.471	
400	6.556	13.444	0.267	

Tableau III.04: résultats de l'essai œdométrique ($W_0=4\%$, EC = 10 coups).

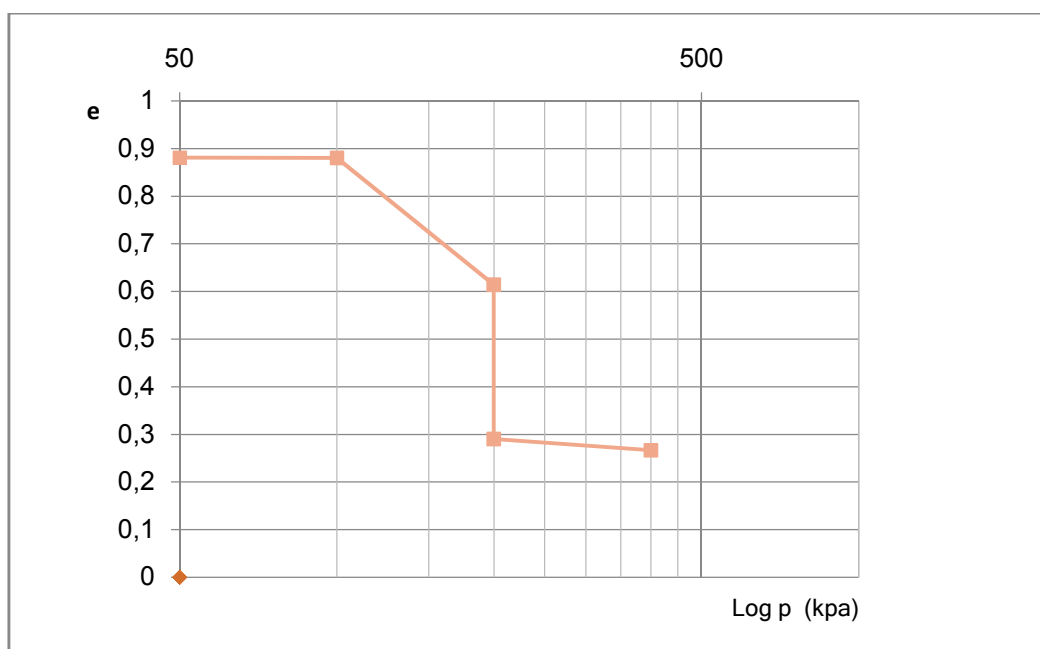


Fig. III.10. Courbe œdométrique ($W_0 = 4\%$, EC = 10 coups).

❖ Essai04: sol reconstitué

Pression (Kpa)	ΔH (mm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	$C_p(\%)$
25	0.003	19.997	1.028	5.03
50	0.005	19.995	1.027	
100	0.009	19.991	1.027	
200	3.315	16.685	0.692	
200	4.324	15.676	0.589	
400	6.845	13.155	0.334	

Tableau III.05 : résultats de l'essai œdométrique ($W_0 = 5\%$, EC = 10 coups).

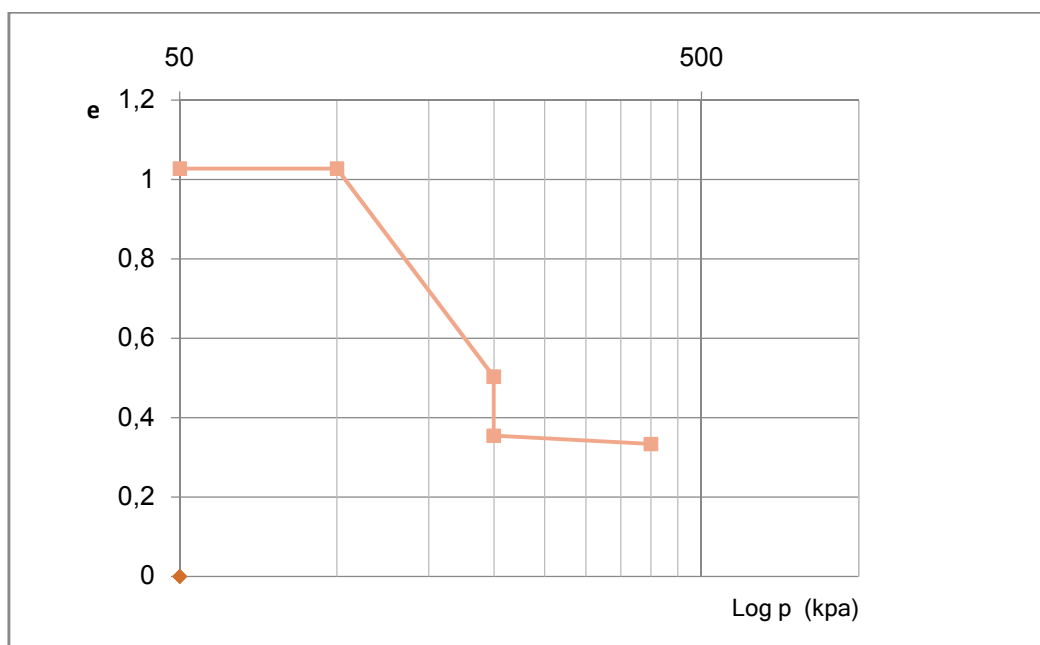


Fig.III.11. : courbe œdométrique ($W_0 = 5\%$, EC = 10 coups).

➤ **Résumé des résultats des essais oedométriques :**

Nombre de coups	10	10	10	10
W_0 (%)	2	3	4	5
C_p (%)	9.38	6.74	6.32	5.03

Tableau III.06 : C_p pour un sol.

Selon la classification proposée par Jennings et Knight mentionnée à l'**I.11.1.c.**, tableau **I.2**, ces résultats correspondent aux rubriques allant de « troubles ». Le détail des valeurs des potentiels d'affaissement déterminées à partir des essais œdométriques, en fonction des teneurs en eau et du nombre de coups, est présenté dans les tableaux. **III.06**

III.5.2. Interprétation de courbe œdomètre pour les différents d'essais :

On remarque que pour une énergie de compactage $E_C=10$ coups, le potentiel de collapse C_p est supérieure à 1% pour une teneur en eau $W_0=2\%$, 3% ,4% et 5% donc le sol est affissable (sol troubles),

Sol Etudié	Énergie de compactage (E_C)	Teneur en eau initiale W_0 (%)	Poids volumique sec γ_{d0}	Indice des vides initial e_0	Le degré de saturation S_{r0} (%)	Potentiel de l'affaissement C_p (%)
Sol reconstitué	$E_C=10$	2	1.60	0.65	8.12	9.38
		3	1.61	0.63	12.57	6.74
		4	1.63	0.61	17.31	6.32
		5	1.66	0.59	22.37	5.03

Tableau III.7 : Caractéristique initiales du sol reconstitué au laboratoire.

III.5.3. Vérification l'Affaissement du sol reconstitué :

D'après les essais œdométrique sur le sol reconstitué les résultats qu'on a obtenus sont présentées dans le tableau III.7,

le pourcentage de l'indice de vide initial varie entre Les valeurs :

$$58 < e_0 < 66 \%$$

D'après la classification de Jennings et Knight (1975), les résultats qu'on a obtenus dans le tableau III.7 sont :

- Pour $W_0 = 2\%$, $E_C = 10$ $C_p = 9.38 > 1\%$.
- Pour $W_0 = 3\%$, $E_C = 10$ $C_p = 6.74 > 1\%$.
- Pour $W_0 = 4\%$, $E_C = 10$ $C_p = 6.33 > 1\%$.
- Pour $W_0 = 5\%$, $E_C = 10$ $C_p = 05.04 > 1\%$.

- Le sol reconstitué $C_p > 1\%$. Donc ces sols sont affaissables.

III.5.4. Vérification de la répétabilité des essais œdométriques :

Généralement trois tests sont suffisants pour vérifier si l'intervalle de confiance des résultats est acceptable. Pour cela nous avons choisi arbitrairement trois échantillons du même sol avec le même nombre de coups ($E_C = 10$ coups) et la même teneur en eau ($w = 2\%$). Les résultats des trois tests sont représentés dans le tableau III.8.

La variance de l'indice des vides e est donnée par la formule suivante :

$$X^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (e_i - e_{\text{moy}})^2}{n} \quad (1)$$

Avec :

e_{moy} : L'indice des vides moyens pour un nombre d'essais oedométriques comparable.

$$e_{\text{moy}} = \frac{\sum_{i=1}^n e_i}{n} \quad (2)$$

La relation (1) peut s'écrire sous la forme :

$$X^2 = \frac{\sum_{i=1}^n e_i^2}{n} - e_{\text{moy}}^2 \quad (3)$$

L'écart type donne σ_{moy}

$$\sigma_n = \left[\frac{\sum_{i=1}^n e^2_i}{n} - e^2_{\text{moy}} \right]^{1/2} \quad (4)$$

Charges (kg)	Indices des vides(%)			e _{moye}	σ Ecart type	Δe max	Δe ≤2.8 σ
	Essai N°1	Essai N°2	Essai N°3				
0.5	62.1	64.2	61.0	62.43	1.47	3.20	4.11 OK
1.0	58.2	61.0	58.8	59.33	1.36	2.80	3.80 OK
2.0	52.4	50.8	51.9	51.70	0.66	1.60	1.84OK
4.0	45.7	43.2	44.0	44.30	1.04	2.50	2.91 OK
4.0	30.1	33.3	32.1	31.83	1.40	3.20	3.92 OK
8.0	28.1	29.7	28.3	28.70	0.70	1.60	1.96 OK

Tableau III.8 : la répétabilité des essais (w=2%.Ec=10).du sol reconstitué.

- **Conclusion** : l'écart max entre les mesures des testes (Δe ≤2.8 σ), l'intervalle de confiance est acceptable (les essais sont répétables).

III.5.5. L'influence de la teneur en eau initiale sur l'affaissement des sols :

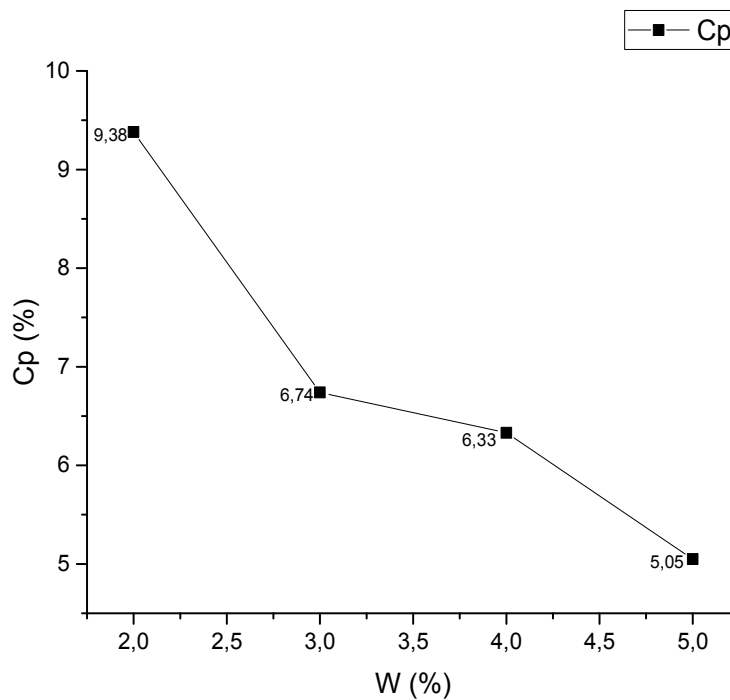


Figure III.12. : Variation du potentiel de collapse « Cp » en fonction de la teneur en eau initial « w0 » (Ec=10coups).

La figure III.12., illustre la variation du potentiel de collapse en fonction de la teneur en eau initial w_0 .

D'après les résultats obtenus nous constatons que pour une énergie de compactage le potentiel de collapse « C_p » décroît lorsque la teneur en eau « w_0 » augmente.

Pour les variations de la teneur en eau w_0 considérée (2%, 3%, 4%, 5%) qui sont inférieures à l'optimum de Proctor W_{opt} liés à la succion, cette dernière a une influence sur le taux de collapse.

Les potentiels d'affaissement élevés sont constatés pour des teneurs en eau initiales faibles.

III.5.6. Étude de la variation du potentiel de collapse (C_p) en fonction de degré de saturation du sol (S_r) :

Le degré de saturation est donné par la relation suivante :

$$S_r = \frac{W \times \gamma_s}{e \times \gamma_w}$$

D'après cette relation on peut calculer le degré de saturation des différents sols d'essais (voir tableau III.7), la figure suivante illustre la variation du potentiel de collapse C_p en fonction de degré de saturation S_r .

D'après les résultats obtenus nous constatons que pour une énergie de compactage fixé, le potentiel de collapse « C_p » diminue si le degré de saturation « S_r » augmente; et cela renforce l'idée de l'influence de la succion sur le potentiel de collapse.

III.5.7. Variation du degré de collapse en fonction du temps :

En définit le degré de collapse DC, comme étant le rapport entre le potentiel de collapse à l'instant (t) pendant l'inondation à l'eau et le potentiel de collapse final C_p :

Soit :

$$DC = \frac{c_p(t)}{c_p \text{ fin}} \times 100$$

Résultats résumés dans le tableau III.09.

Temps	Masse sur Les plateaux Kg	Contrainte Normale Kpa	sol reconstitué		
			$w_o=2\%$ $E_c=10$		
			Δh	E	DC%
	0.5	25	-0.507	0.621	
	1	50	-0.983	0.582	
	2	100	-1.697	0.522	
	4	200	-2.479	0.457	
0	Inondation				
0.5			-2.554	0.451	3.997
1			-3.100	0.405	33.102
2			-3.211	0.396	39.019
4			-3.389	0.381	48.507
8			-3.534	0.369	56.236
15			-3.620	0.362	60.820
30			-3.901	0.339	75.799
1h			-3.967	0.333	79.317
2h			-3.995	0.331	80.810
4h			-4.065	0.325	84.541
8h			-4.167	0.317	89.978
24			-4.356	0.301	100

Tableau III.09 : Résultats de calcul de degré de collapse.

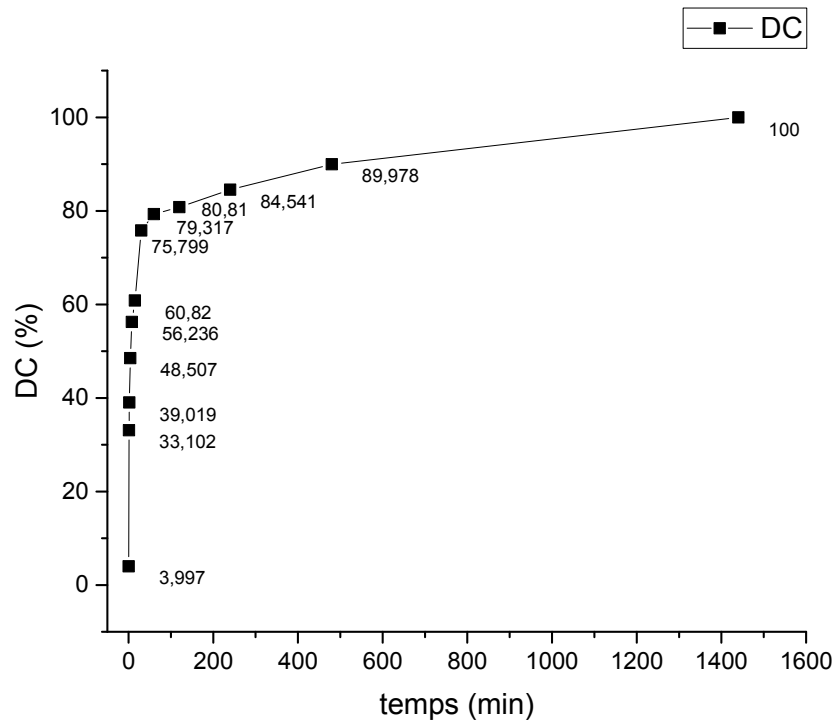


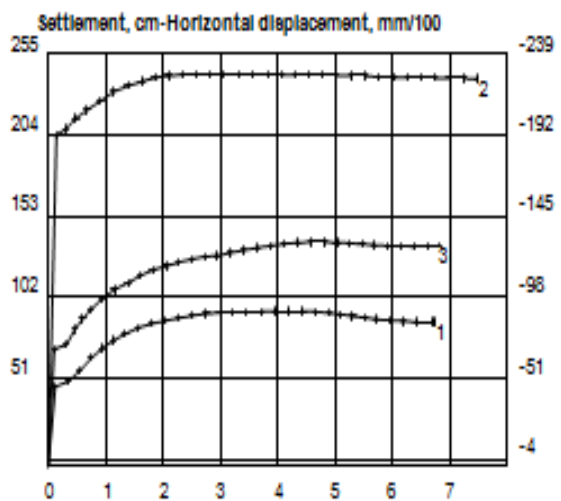
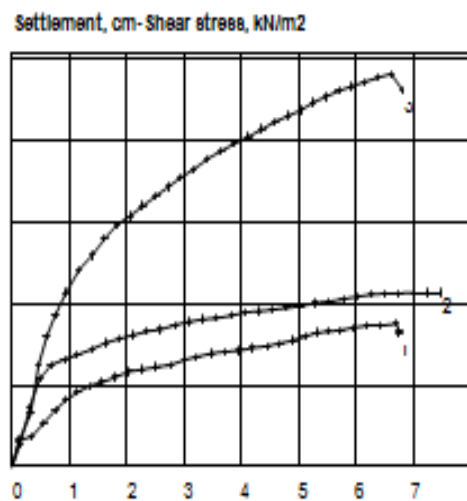
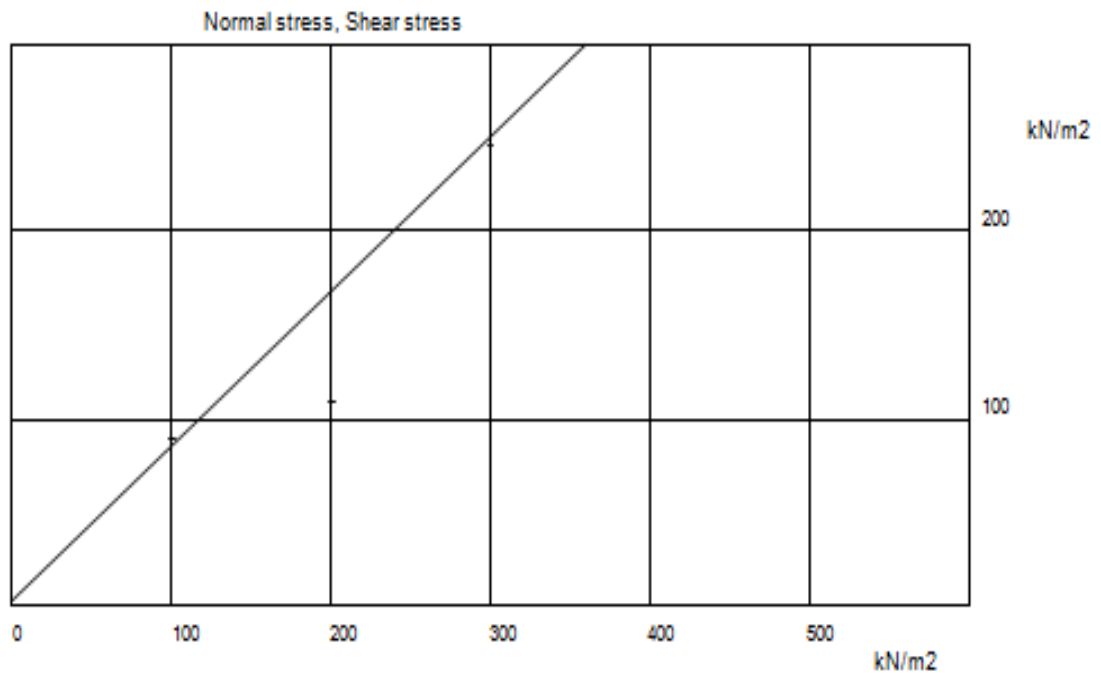
Figure III.13. : Variation du degré de collapsé « DC » en fonction le temps

D'après la courbe (III.13), le degré de collapsé DC atteint (75.799%) à l'instant $t=30mn$ après inondation, ce qui justifie le caractère brusque de l'affaissement du sol.

III.5.8. Résultats des essais de cisaillement à la boîte :

L'objectif de cette partie expérimentale, en premier, est la détermination des paramètres de résistance au cisaillement du sol et qui sont l'angle de frottement interne et la cohésion.

Direct shear test Type of test



NORMAL STRESS kN/m ²	FAILURE SHEAR STRESS kN/m ²	DISPL. mm	SETTLEMENT mm/100
100.00	89.44	6.70	-83.70
200.00	108.89	7.49	-224.70
300.00	245.83	6.61	-127.60

Area of shear-box= 36.00 cm²
 Rate of displacement, mm/min= 0.0000
 Type of test: Type of test
 Type of specimen:
 Moisture content, %=2
 Dry density, q/cm³= 2.64
 Cohesion= 3.17 kN/m²
 Angle of shear resistance= 39.52 deg

Figure.III.14: résultats de l'essai de cisaillement à la boîte.

Direct shear test Type of test

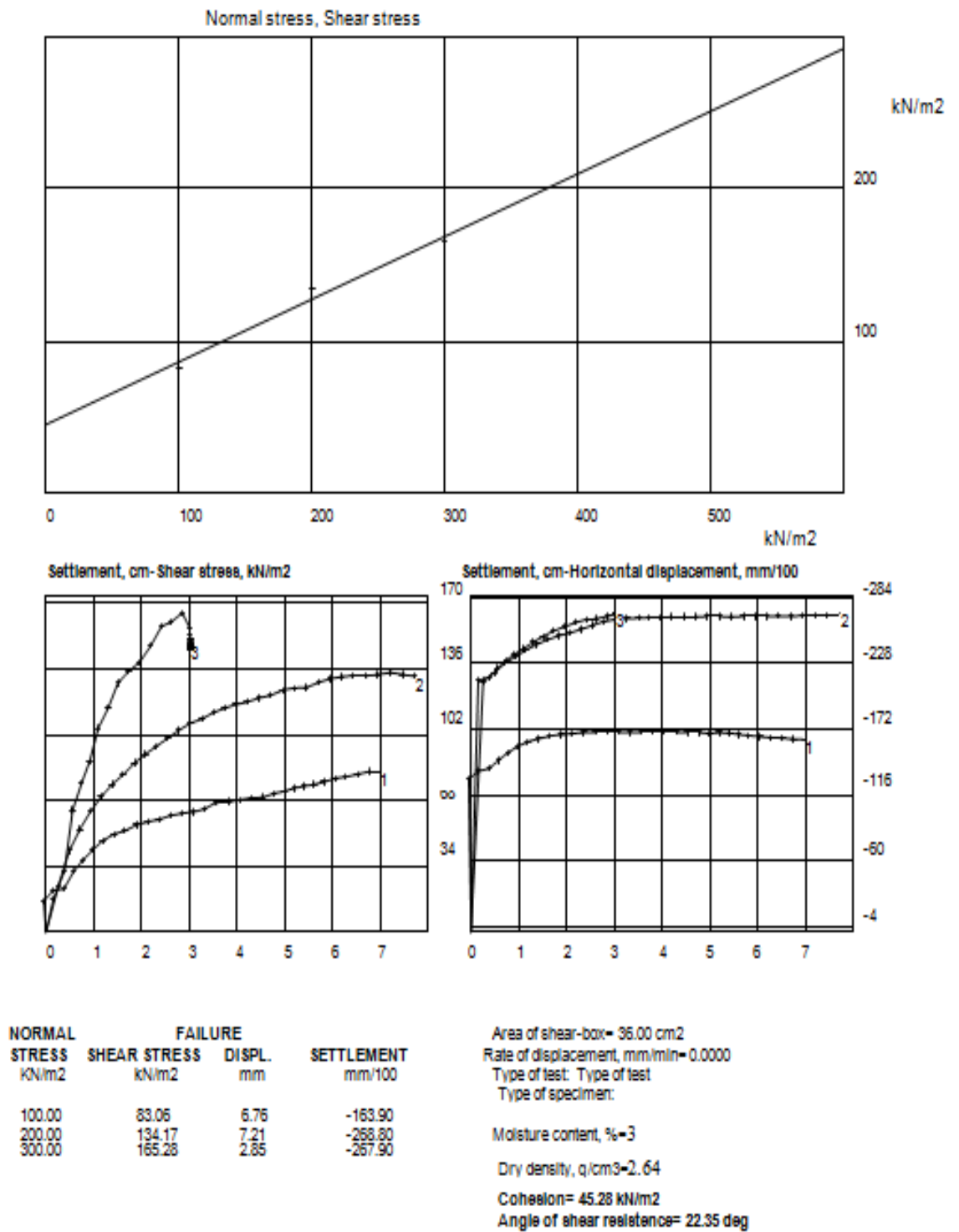


Figure.III.15: résultats de l'essai de cisaillement à la boîte.

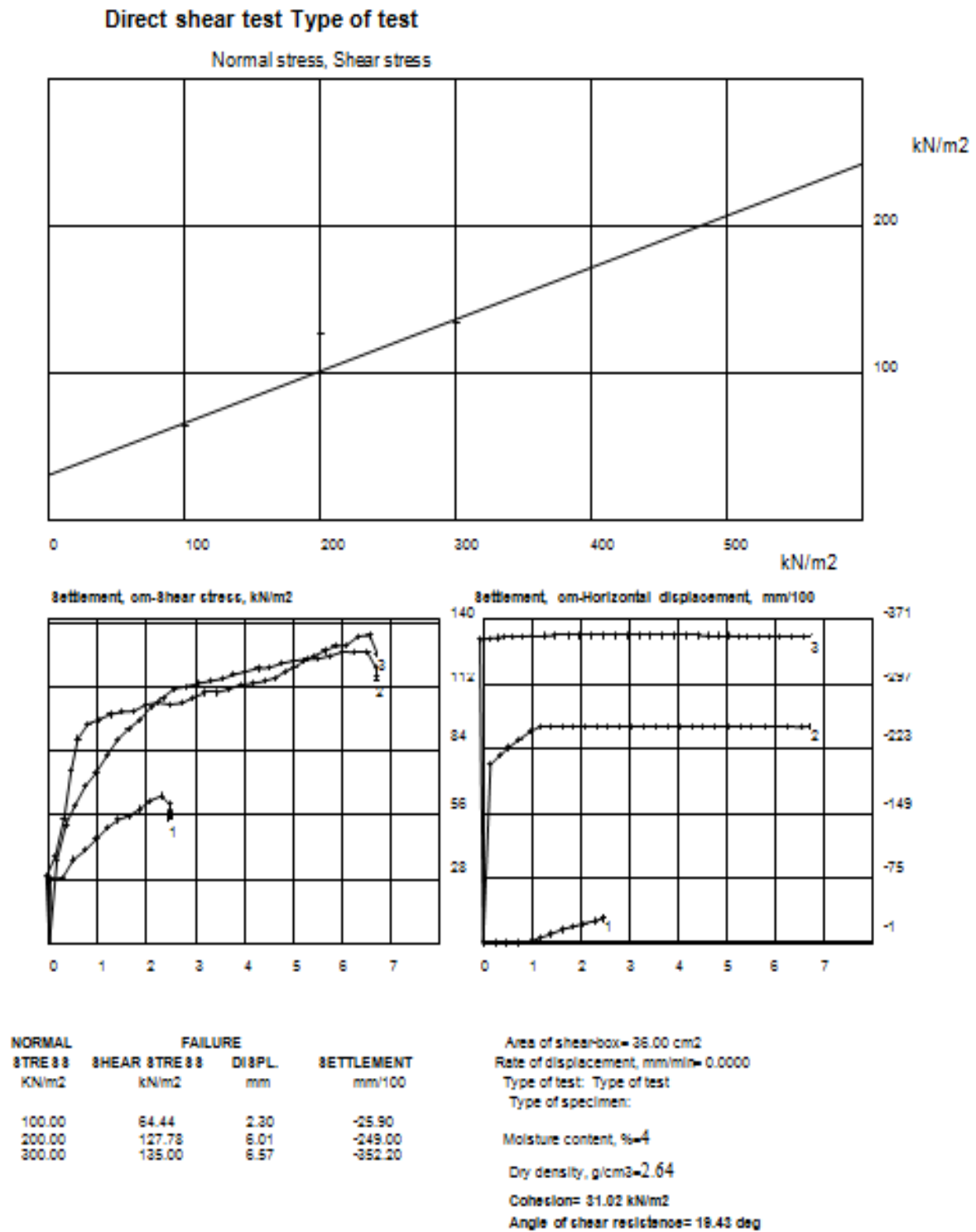
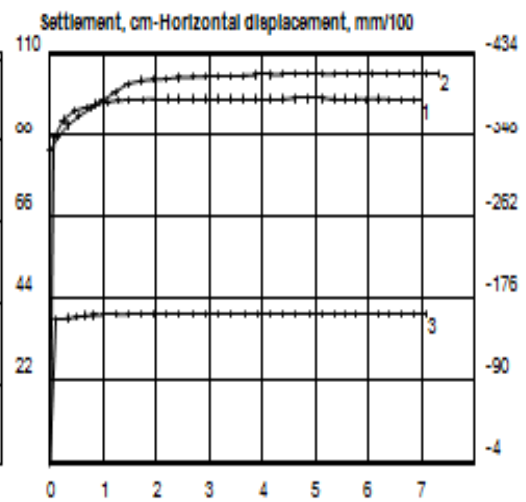
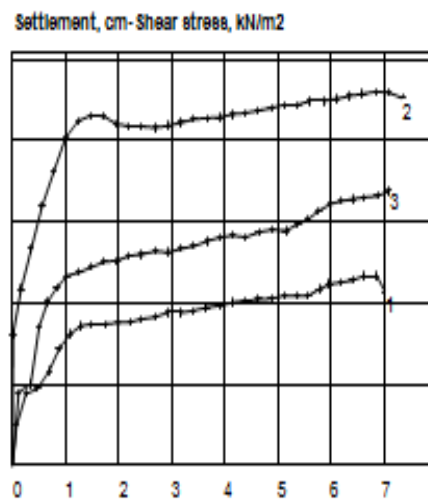
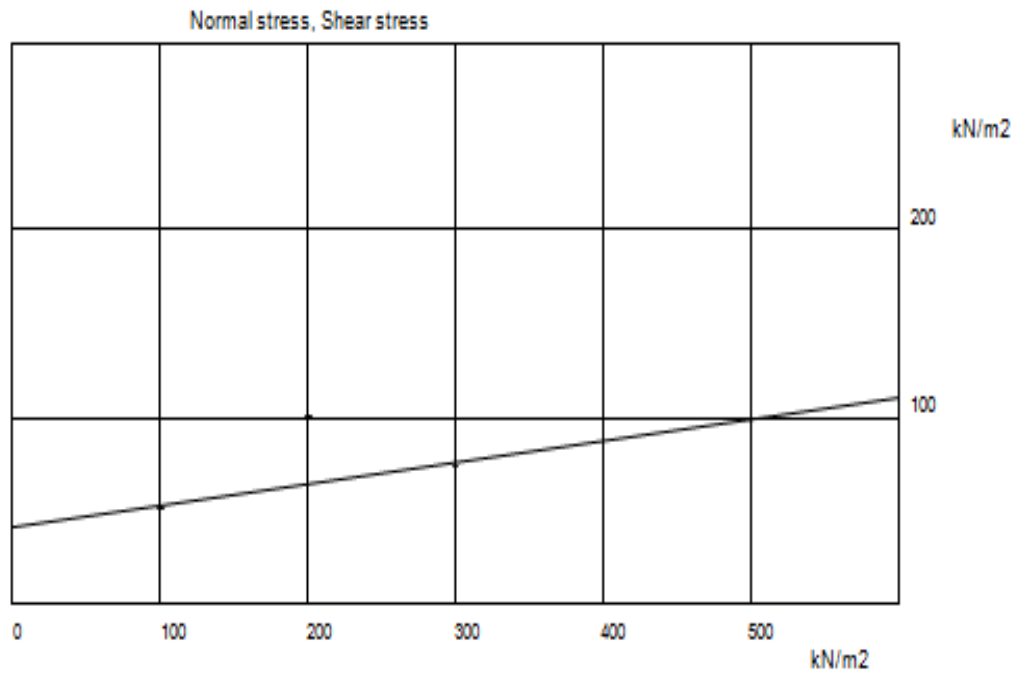


Figure.III.16: résultats de l'essai de cisaillement à la boîte.

Direct shear test Type of test



NORMAL STRESS	FAILURE		
KN/m2	SHEAR STRESS	DISPL.	SETTLEMENT
	kN/m2	mm	mm/100
100.00	51.39	6.62	-386.00
200.00	101.39	6.85	-413.50
300.00	74.44	7.10	-159.80

Area of shear-box= 36.00 cm²
 Rate of displacement, mm/min= 0.0000
 Type of test: Type of test
 Type of specimen:
 Moisture content, %=5
 Dry density, q/cm³=2.64
 Cohesion= 41.19 kN/m²
 Angle of shear resistance= 6.58 deg

Figure.III.17: résultats de l'essai de cisaillement à la boîte.

III.5.9. Influence de la teneur en eau initial w_0 sur la résistance au cisaillement :

Le tableau regroupe les résultats d'essai de résistance au cisaillement sur le sol reconstitué
Pression vertical 100kPa :

Pression vertical σ (KPa)	100			
Les essais	Essai 01	Essai 02	Essai 03	Essai 04
la teneur en eau initial w_0	$W_0 = 2\%$	$W_0 = 3\%$	$W_0 = 4\%$	$W_0 = 5\%$
Contrainte tangentielle (KPa)	89.44	83.06	64.44	51.39

Tableau III.10 : résultats de l'essai de cisaillement du sol reconstitué, du Pression vertical (100 KPa).

Le tableau regroupe les résultats d'essai de résistance au cisaillement sur le sol reconstitué pour
Pression vertical 200kPa :

Pression vertical σ (KPa)	200			
Les essais	Essai 01	Essai 02	Essai 03	Essai 04
la teneur en eau initial w_0	$W_0 = 2\%$	$W_0 = 3\%$	$W_0 = 4\%$	$W_0 = 5\%$
Contrainte tangentielle (KPa)	108.89	134.17	127.78	101.39

Tableau III.11 : résultats de l'essai de cisaillement du sol reconstitué, du Pression vertical (200 KPa).

Le tableau III.12 regroupe les résultats d'essai de résistance au cisaillement sur le sol reconstitué pour Pression vertical 300kPa :

Pression vertical σ (KPa)	300			
Les essais	Essai 01	Essai 02	Essai 03	Essai 04
la teneur en eau initial w_0	$W_0 = 2\%$	$W_0 = 3\%$	$W_0 = 4\%$	$W_0 = 5\%$
Résistance de cisaillement (KPa)	245.83	165.28	135.00	74.44

Tableau III.12 : résultats de l'essai de cisaillement du sol reconstitué, du Pression vertical (300 KPa).

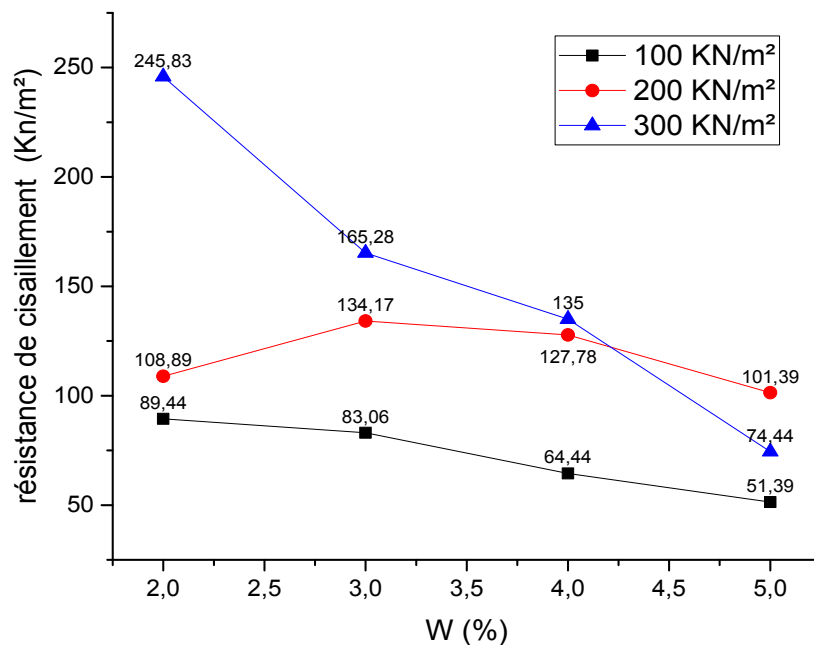


Figure III.18. Influence de la teneur en eau initial sur la résistance au cisaillement.

D'après la figure III.18. On peut conclure que la résistance au cisaillement diminue avec l'augmentation de la teneur en eau initial (W_0).

III.5.10. Influence de degré de saturation initial (S_{r_0}) sur paramètres de résistance au cisaillement (τ) du sol :

Le tableau III.13 regroupe les résultats de essai de résistance au cisaillement du sol reconstitue

Les essais	Essai 01	Essai 02	Essai 03	Essai 04								
Le degré de saturation S_{r_0} (%)	$S_{r_0} = 8.12\%$	$S_{r_0} = 12.57\%$	$S_{r_0} = 17.31\%$	$S_{r_0} = 22.37\%$								
C (KN/m ²)	3.17	45.28	31.02	41.19								
Φ (degré)	39.52	22.35	19.43	6.58								
Contrainte tangentielle τ (MPa)	89.44	108.89	245.83	83.06	134.17	165.28	64.44	127.78	135.00	51.39	101.39	74.44

Tableau III.13 : variation de C et ϕ en fonction de degré de saturation initial.

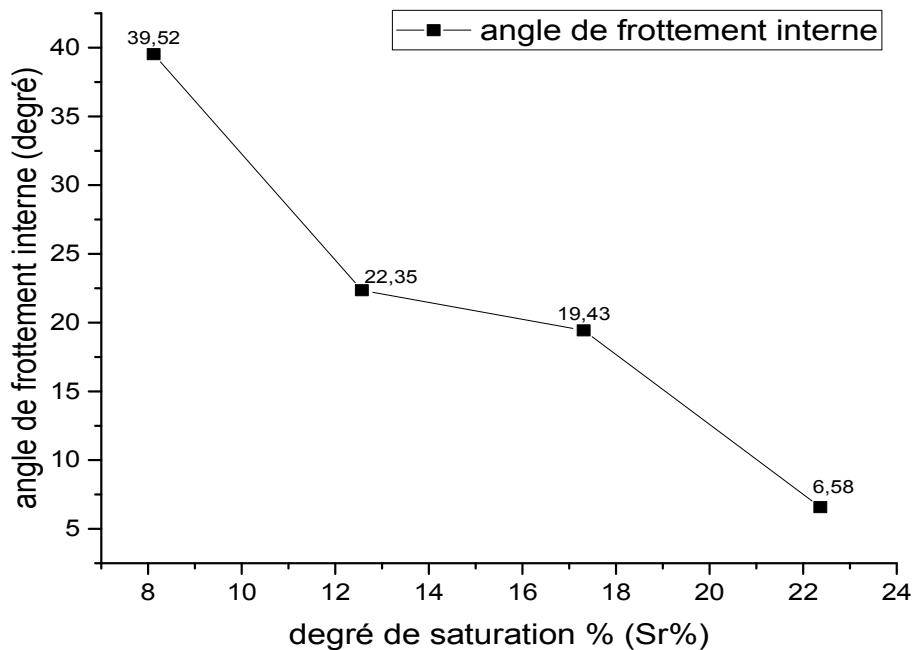


Figure III.19. Influence du degré de saturation initial sur l'angle de frottement interne ϕ .

D'après la figure III.19., pour une énergie de compactage fixé ($E_c=10$). On peut conclure que l'angle de frottement interne ϕ diminue avec l'augmentation de le pourcentage de degré de saturation initial (S_{r_0}).

III.5.11. Influence du degré de saturation initiale sur la résistance de cisaillement τ des sols affaissable :

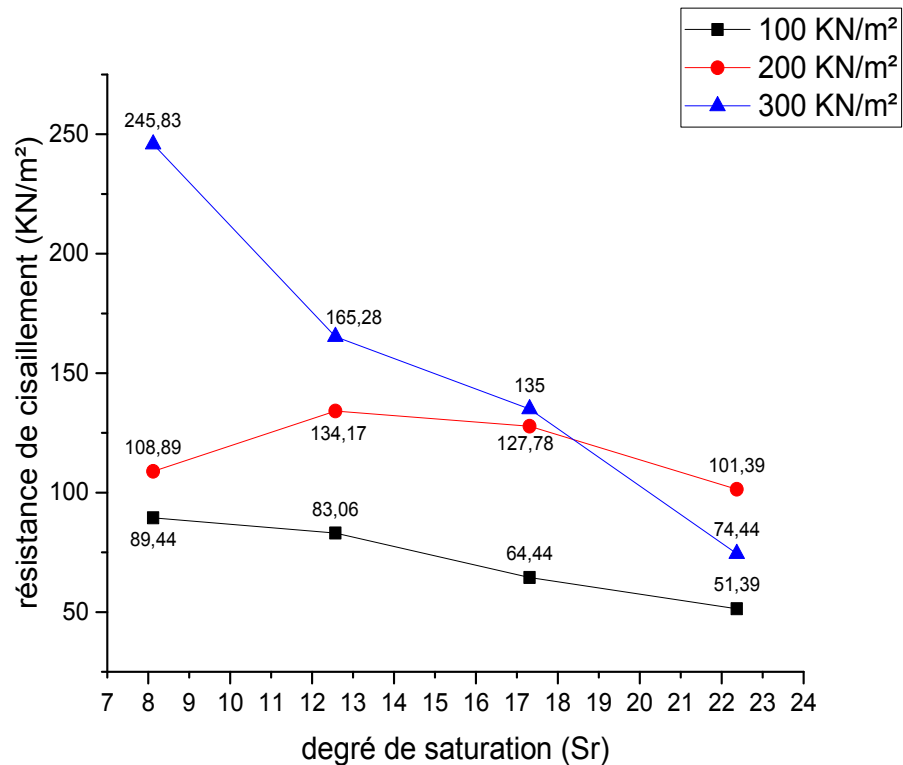


Fig.III.20 : Courbe de variation la résistance de cisaillement (τ) en fonction degré de saturation initiale S_r (%).

D'après la figure III.20 nous constatons que pour une énergie de compactage $E_c=10$ coups donnée la résistance de cisaillement « τ » diminue lorsque le degré de saturation « S_r » augmente ; et cela renforce l'idée de l'influence de la succion sur le Contrainte tangentielle.

- **Conclusion général :**

Dans cette étude, nous avons donné dans un premier temps un aperçu détaillé sur l'état de connaissance des sols affissables, en suite pour contribuer dans la recherche de ces sols, des échantillons de sol, sont préparés à partir d'un mélange de proportionné de sable et d'argile avec une énergie de compactage fixé et plusieurs teneurs en eau initiales.

Les principales conclusions qu'on peut tirer de cette étude sont résumées comme suite :

- Les types du sol affissable les plus répandues dans le monde sont : les dépôts éoliens (Les lœss), les dépôts des cours d'eau, les sols résiduels et d'autres types des sols fabriqués artificiellement.
- Les sols affissables ont une structure en nids d'abeilles, dont les grains sont retenus sur place par une liaison matérielle ou une force. Ce lien est susceptible d'être réduit ou supprimé par addition d'eau, dans ce cas les gros grains glissent les uns par rapport aux autres, tout en remplissent les vides qui les entourent. Donc la résistance de ces sols n'est que temporaire.
- L'identification des sols affissables peut être faite à partir de trois méthodes : les méthodes empiriques, les méthodes expérimentales et les méthodes théoriques.
- La formation artificielle d'un sol susceptible à l'effondrement, au laboratoire, peut être obtenue par mélange de matériaux granulaires (sable, silt et argile), compactés avec une certaine énergie à une teneur en eau inférieure à l'optimum Proctor.
- Les tassements peuvent être excessifs, lorsque le degré de saturation initiale est faible ce qui justifie l'influence marquée de ce paramètre sur l'effondrement des sols
- Le degré de collapse DC atteint (75.799%) à l'instant $t=30\text{mn}$ après inondation, ce qui justifie le caractère brusque de l'affaissement du sol.
- Pour une énergie de compactage fixé, le potentiel de collapse « C_p » diminue lorsque le degré de saturation « S_r » augmente; et cela renforce l'idée de l'influence de la succion sur le potentiel de collapse.

- La Résistance de cisaillement « τ » diminue lorsque le degré de saturation « S_r » augmente ; et cela renforce l'idée de l'influence de la succion sur la Contrainte tangentielle.
- L'angle de frottement interne ϕ diminue avec l'augmentation de le pourcentage de degré de saturation initial (S_{r_0}).

- **Limitations de cette étude et perspectives:**

- Les principales limitations de cette étude sont résumées comme suit:
 - ✓ limite parce qu'on a utilisé seulement l'énergie de compactage (10), mais il est mieux d'essayer d'autres énergies de compactage (20,30, ...) pour voir leur influence.
 - ✓ Dans cette étude on a utilisé 80% de sable et 20% d'argile il est souhaitable d'utiliser d'autres proportions pour voir leur influence sur l'affaissement des sols.
- Dans cette étude on a utilisé une seule d'argile il est souhaitable d'utiliser d'autres proportions pour voir leur influence sur l'affaissement des sols.
- L'étude de l'influence du pourcentage d'argile sur les caractéristiques de résistance de sol affaisable vis-à-vis du cisaillement.

Références Bibliographiques

[1].**KHALDI ABDELHAMID** : (ÉTUDE DE L'INFLUENCE DE LA GRANULOMÉTRIE SUR LE TAUX ET L'AMPLITUDE DE L'AFFAISSEMENT DES SOLS PAR LA MÉTHODE DEDOUBLE CONSOLIDATION) thèse de Magister Université Hadj lakhdar –Batna 2011.

[2].**HOCINE ZIANI** : (ETUDE DE L'INFLUENCE DU GRADIENT HYDRAULIQUE SUR L'AFFAISSEMENT DE LA STRUCTURE DES SOLS A EFFONDREMENT BRUSQUE EN UTILISANT LA METHODE DOUBLE CONSOLIDATION) thèse de Magister Université Hadj lakhdar –Batna 2011.

[3].**LAOUAR MOHAMED SALAH** : (PRÉDICTION DES SOLS A EFFONDREMENT BRUSQUE PAR DES MÉTHODES EXPÉRIMENTALES) Thèse de Doctorat en Sciences Option Mécanique des sols Université Hadj lakhdar –Batna.

[4].**Jean-François Bruchon** : (Analyse par microtomographie aux rayons X de l'effondrement capillaire dans les matériaux granulaires) Spécialité : Géomatériaux. Thèse présentée pour obtenir le grade de Docteur de l'Université Paris-Est.

[5]. <http://www.oocities.org/mbenahcene/traitement.htm> (Détermination de la perméabilité d'un sol affaissable à l'état naturel) Du déplume d'ingénieur d'état en génie civil (Benahcene Mounir) 17.07.2001.

[6].**BOUDRAF TAREK** : (ETUDE COMPARATIVE DES METHODES PREDICTIVES DES SOLS AFFAISSABLES) THÈME De Master Université De Mohamed Boudiaf –M'sila 2013.

[7]. **NORMES** :

NF P 94 -056 AFNOR (1996) Norme Française : Sols : Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique, méthode de tamisage par voie humide.

NF P 94 -057 AFNOR (1992) Norme Française : Sols : Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique des sols

NF P 94 -051 AFNOR (1993) Norme Française: Sols : Reconnaissance et Essais –

Détermination des limites d'Atterberg – Limite de liquidité à la coupelle – Limite de plasticité au rouleau.

NF P 94 -068 AFNOR (1993) Norme Française : Sols : Reconnaissance et Essais –

Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à la tâche. NF P 94 -093

AFNOR (1999) Norme Française: Sols : Détermination des références de compactage d'un matériau Essai Proctor normal — Essai Proctor modifié

NF P 94 -054 AFNOR (1991) Norme Française : Sols : Détermination de la masse volumique des particules solide des sols –méthode de pycnomètre a eau

