

Chapitre I : APERCU GENERAL SUR LES SOLS AFFISABLES

I.1- Introduction

Les sols affaissables sont des sols métastables, à structure ouverte lâche, de nature non saturés, se trouvant sous forme de dépôts. A l'état sec, une cimentation naturelle entre les grains leur confère une importante liaison inter granulaire et peuvent supporter des charges très élevées. Cependant, la saturation, même sans chargement supplémentaire, provoque la désintégration des liaisons donnant une structure plus dense suivie d'un réarrangement des particules du sol. Ces sols sont localisés essentiellement dans les régions arides et semi arides. Ils concernent un nombre important de pays notamment ceux de l'hémisphère nord situés entre les 30^{eme} et 55^{eme} parallèles ainsi que des pays d'Amérique du sud, Abelev (1988).

Les sols affaissables sont définis comme des structures partiellement saturées, pouvant 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 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.2-Définitions Des Sols Affaissables : [1]

Les sols fécondable 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 y a quatre (04) types d'humidification qui peuvent déclencher ce phénomène.

a- Humidification local du sol situé à faible profondeur en raison généralement de la rupture ou fuites 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 raison 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.3- Les Dénominations Des Sols Affaissables : [1]

Parmi les nominations des sols Affaissables on note :

- Sols Affaissables.
- Sols éffondrable.
- Sols collapsées.
- Sols a macroporeux.
- Sols lœssiques.
- Sols sensibles au mouillage.
- Sols à rupture brusque.
- Sols métastables.
- Sols autotestant.
- Sols partiellement saturés.
- Sols évolutifs.
- Arènes argileuses.
- Argiles limoneuses.

I.4- Formation Des Sol Affaissables : [1]

Les sols effondrilles 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 y a quatre (04) types d'humidification qui peuvent déclencher ce phénomène.

a- Humidification local du sol situé à faible profondeur en raison généralement de la rupture ou fuites 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 raison 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-Répartition des sols affaissables à travers le monde : [2]

Les sols affaissables macroporeux particulièrement les loëss couvrent près de 13 million de kilomètre carrés de la surface du globe terrestre, dans deux bandes comprises entre les 30e et 55e degrés de latitude nord et sud, ce qui représente environ 10% des terres émergées, **Belëv(1979)**. Il existe de vaste territoire occupé par ces sols comme le cas de la Russie, l'Afghanistan, la chine l'Inde, le Pakistan, la Thaïlande, l'Arabie saoudite, les États-Unis, l'Argentine, la New Zélande l'Australie, l'Afrique du nord, et dans beaucoup d'autres régions.

I.6-Quelque propriétés physiques des sols affaissables : [3]

L'analyse des nombreuses études des propriétés physiques des sols affaissables Permet d'établir les caractéristiques principales des sols loëssiques ou affaissables On peut énumérer :

I.6-1 Le poids volumique des grains solides (γ_s) :

La valeur des poids volumiques des grains solides varie de 25,1 à 28.4 KN/ m^3

I.6-2 Le poids volumique (γ_v) :

Le poids volumique des sols affaissables varie de 12,8 à 21 ,1KN/ m^3 .

I.6-3 Le teneur en eau (ω) :

Dans la majorité des cas les sols affaissables se caractérisent par une faible teneur en eau, qui varie de 6 à 11%.

I.6-4 La porosité (n) :

Les valeurs de la porosité des sols affaissables peuvent servir comme indirect de la probabilité d'existence des propriétés d'affaissabilité de ces sols. La porosité totale des sols loëssiques est comprise entre 30 et 60%.

I.6-5 l'indice de vide(e) :

L'indice de vide des sols loëssiques est compris entre 42.85 et 150%

I.6-6 Les limites d'Atterberg :

Les valeurs de la limite de plasticité des loëss sont généralement comprises entre 12 et 18 %.

I.7-Les causes d'inondation des sols affaissables : [4]

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 remontée 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'affaiblit 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-8- Classement des sols affaissables : [2]

➤ Groupe 1 :

Les sols, dans lesquels se produisent un changement rapide dans la relation entre les pressions et les déformations sans atteindre la résistance à la rupture. En conséquence, la cause de l'effondrement est seulement due au changement des pressions. Ce groupe comprend le limon, l'argile cimentée et les roches très poreuses.

➤ Groupe 2 :

Les sols, qui sans la présence ou le changement, des conditions provoquant l'effondrement même s'il n'y a pas de changement brusque de la pression. Tel est le cas des lœss et certaines argiles contenant des sulfates, lors d'une humidification constante la relation entre contrainte-déformation est une courbe lisse continue sans rebondissements tranchants. La saturation se

produit, cependant par un changement significatif du volume dû à l'augmentation de la pression interstitielle des pores provoquant l'appauvrissement de la résistance du sol au cisaillement.

I -9-Types Des Sols Affaissables : [2]

La majorité des dépôts des sols affaissables sont les sols éoliens, ou les sables et les silts qui ont été déposés par le vent .en plus de ces dépôts, il existe une variété d'autres types qui ont été identifiés comme des types possédant une structure instable ; parmi ceux-ci, on cite les sols alluviaux, les dépôts résiduels, sols des rejets des volcans et les remblais artificiels.

I-9-1-Les sols éoliens (transportés par le vent) : [1]

Ces sols sont définis comme étant des structures non cohérentes ou de faible cohésion provenant des matériaux fins, transportés par le vent allant du loess (silts) au sable fin. Ils sont caractérisés par leur faible densité relative et leur faible liaison cimentée d'argile au-delà de la saturation. Ce sont les caractéristiques des régions où le niveau de la nappe phréatique est à une grande profondeur de la surface du sol. Ces dépôts se trouvent parfois surmontés d'une coque étanche d'argile qui empêche la pénétration des eaux. à cet effet, même durant les périodes à faible ou moyenne précipitation, ces sols gardent l'arrangement des grains qui les forment et ne présentent pas de déformations ou ils sont partiellement modifiés.

I -9 -2-Les sols alluviaux (transportés par l'eau) : [1]

Les dépôts alluviaux sont constitués principalement de sédiments lâches, qui sont déposés par les inondations brusques et de courte durée ou bien par les pluies qui tombent pendant les que jusqu'à l'arrivée de nouveaux flots.

I -9-3-Les sols résiduels : [2]

Ces sols sont les résultats des changements climatiques qui produisent la désintégration et l'altération mécanique des composants de la roche mère. Les dimensions des particules des sols résiduels sont variables. Ils peuvent être composés par de larges fragments des graviers, des sables, de silt, des particules colloïdales et dans certains cas, on trouve des matières organiques. La structure «collapsée » de ces sols est développée comme le résultat de dissolution de la matière soluble et de la matière colloïdale. Cette dissolution crée ses structures instables avec un grand indice de vide.

I -10-Autres types de sols affaissables : [1]

D'autres types de sols qui sont sujet au collapse tels que les sols dérivés des tufs volcaniques, les gypses, les sables lâches cimentés par des sols solubles et les argiles dispersées, ainsi que les sols transformés ou artificiellement déposés comme les remblais compactés a une

teneur en eau inférieure à l'optimum PROCTOR ; les résidus miniers, les remblais des dépôts sanitaires et les remblais lâches sont aussi susceptibles au collapse.

I.11- Les mécanismes de l'affaissement : [3]

La plus part des études effectuée 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 Baden et al (1973), l'affaissement d'un sol exige au préalable l'existence des trois conditions suivantes :

- La structure du sol doit être partiellement saturée et potentiellement instable.
- L'existence au niveau du sol d'une contrainte assez élevée, appliquée ou existante, offrent les conditions d'un affaissement.
- 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.

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 venir une grande diminution de son volume.

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 confère au sol une résistance élevée à son état desséché.

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.

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 lœss.

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

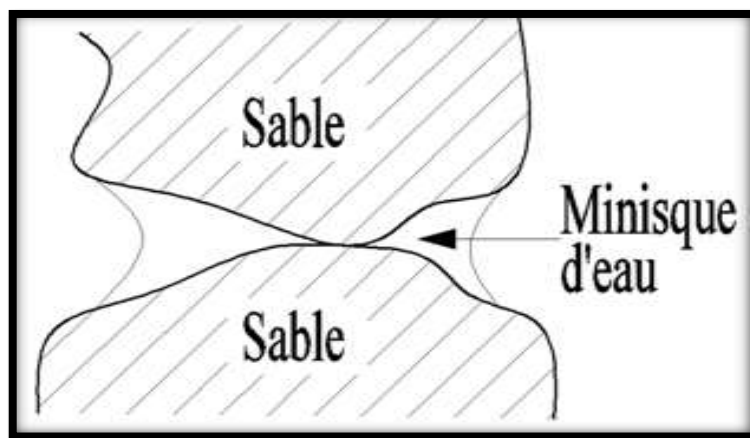


Fig. I.01 : Liaison par tension capillaire.

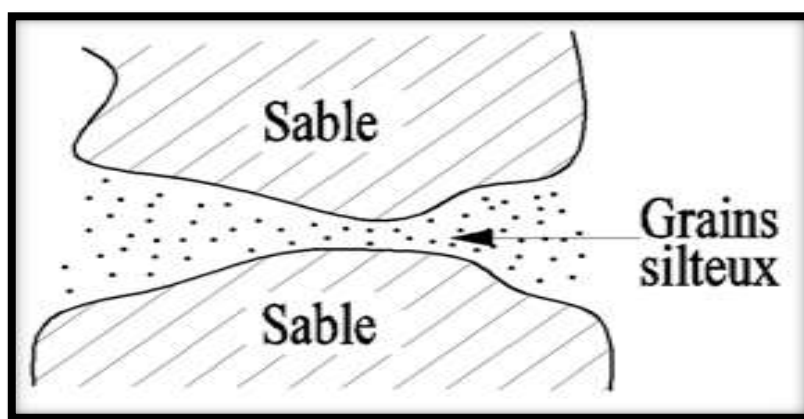


Fig. I.2 : Liaison par silt.

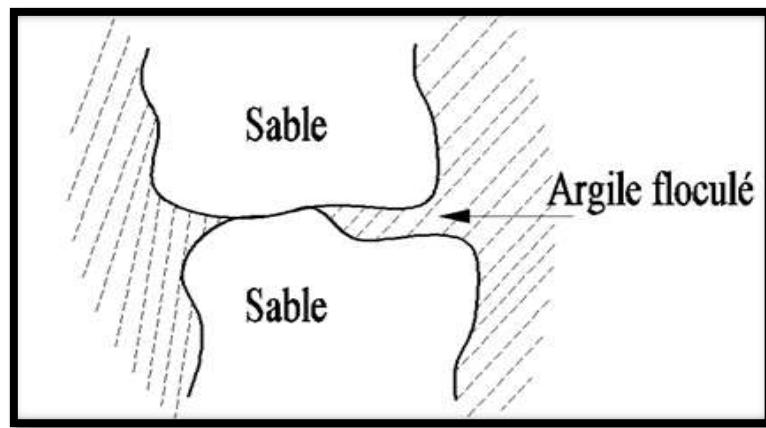


Fig. I.03 : Liaison par de l'argile flocculé.

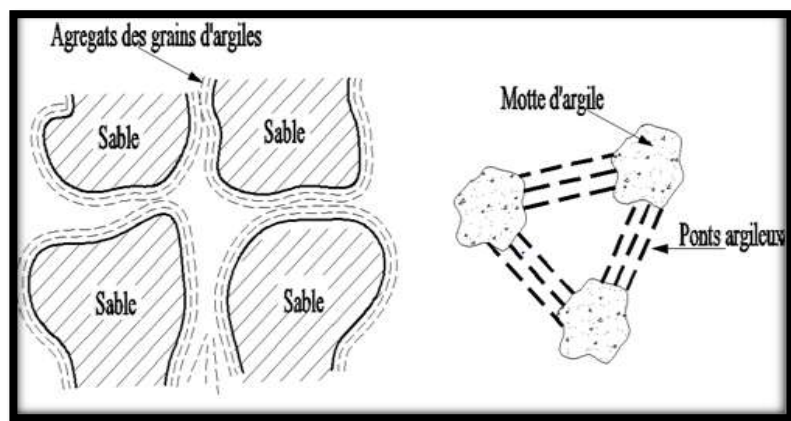


Fig. I.04 : Liaison par des agrégats d'argile.

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 adonné 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 on 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-Ganéschan (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-Clémence (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-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 -12-Les Paramètres Qui Influent Sur L'effondrement : [2]

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), Morgenstern et De Matos (1975) et Gan shan(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 desaturation 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 -12-1-Influence de la contrainte verticale (p) sur le C_p : [2]

Lors de l'application d'une charge macroscopique (isotrope ou mon) , une contrainte normale σ_n et une contrainte tangentielle τ vont être engendrées localement. Dans le cas d'une cimentation importante, τ_{\max} est essentiellement définie par la cohésion.

Si la condition $\tau > \tau_{\max}$ est vérifiée, des glissements relatifs des grains se produisent, cimentées. En revanche, dans le cas d'une cimentation faible, τ_{\max} est conditionnée par la succion. Une diminution de la cohésion c (ramollissement des matériaux de contact) est une diminution de la contrainte normale σ_n . Par conséquent, on aura une résistance au cisaillement réduite, provoquant la situation $\tau > \tau_{\max}$, donc l'effondrement .

Richard. L Hinday (1994) a conclu que la force latérale *senti in-situ* est mesurée en fonction de K_0 dans les *lœss* collapsible en deux sites testés : la première zone surfacique, la pression latérale n'influe pas sur le profil du sol et identique que le l'échantillon dans cette zone est sur-consolidé et non apte à l'effondrement. Au dessus de cette zone, la pression latérale devient basse et avec une cimentation constante et suffisante, les *lœss* continus à accumuler la compression. Dans cette zone la pression latérale comprime le sol suivant la loi de poisson, il est sous-consolidé et apte à s'effondrer. L'augmentation de cette pression après l'effondrement dépend de la force résiduelle qui apparaît pour relier la distance au dessus de la nappe phréatique ce qui réduit la susceptibilité à l'effondrement. Dans cette zone la teneur en eau est égale ou

excède la limite de liquidité, la pression latérale et verticale seront égales est $K_0=1$, cette force maintient le sol de se rompre.

I -12-2- Influence des particules fines (<80µm) sur le CP:[2]

Barden, A.McGown et K.collins dans leur publication du (1973) ont déduit que la première cause de collapse des structures métastables d'une argile compactée à sa densité optimum de Proctor et visuel au niveau de la macrostructure plutôt que la microstructure, cela est due à des fines particules plates d'argile qui vont s'assembler pour former un volume lâche effectif. En fin ils ont conclu que le mécanisme du collapse qui gouverne les sols métastables compactés n'est pas dû à l'arrangement des particules d'argile plates à un micro échelle mais plutôt à des agrégats plats d'argile formés par des grains effectifs de la macrostructure. Pour Fookes et Best (1996), les loess éoliens venant du Belgique qui ont 20% de matière de cimentation à savoir le carbonate de calcium et un indice de vide de 0.85 peuvent subir un effondrement partiel. Dibben et al (1998) ont déduit à partir des essais œdométriques (simple et double) sur des échantillons de loess artificiels saturés à base de kaolinite chargés de 5 à 1600 Kpa, le maximum de collapse se produit lorsque le taux d'argile atteint 25% qui correspond expérimentalement à 18% de kaolinite. Dudley a conclu que la minéralogie des matières constitutives (présence d'argile) favorise le gonflement et ralentit l'effondrement cela veut dire que l'affaissement est moins important que la fraction argileuse est importante. Bull (1974) a montré que le tassement maximal peut se produire, lorsque la proportion d'argile est de 12% des grains solides, au dessous de 5% on observe un faible tassement et au dessus de 30% le sol gonfle. Lawton et al (1992) n'ont montré que le maximum du potentiel D'affaissement (CP) est atteint quand le taux d'argile est compris entre 10 % à 40%, Handy (1993) constate que le sol a une grande aptitude à l'effondrement, lorsque la teneur en argile est de 16%, entre 16 et 24% probabilité d'affaissement, entre 24% et 30% il y'a une probabilité de 50% que le sol ne s'effondre pas. Ayadat et al (1998) ont conclu que les sols sont susceptibles à s'effondrer lorsque le coefficient d'uniformité $C_u \geq 12$, $4 < C_u \leq 12$ risque d'effondrement, $C_u \leq 4$ risque de l'effondrement à écarter.

I.1.3.Méthodes de traitement des sols affaissables : [1]

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 collapsables ou affaissables on utilise plusieurs méthodes qui dépendent essentiellement de la profondeur et de la capacité portante que requièrent 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.13.1.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 aérodrômes.

- 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.
 - -une masse qui chute sur une hauteur donnée. .
 - -une vibration transmise par un moteur à pulsation hydraulique monté sur un compacteur (ou grue)
- -(vibrocompactage).



Fig. I.5 : Un rouleau compacteur. Fig. I.6: Compactage dynamique.



Fig. I.7 : Compactage par vitro-sonde.

I.13.2. Vibrocompactage :

Inventé en 1934 en Allemagne par Stuhmann 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.

I.13.3. 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 <<collapsai>> le poids propre du terrain et l'infiltration lente de l'eau Seront les causes principales de l'affaissement.

I.13.4.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.8: Traitement chimique à la chaux et au ciment.

I.13.5.Traitement par pré chargement :

Le pré-chargement est une méthode d'amélioration des sols compressibles d'usage 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.13.6.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.

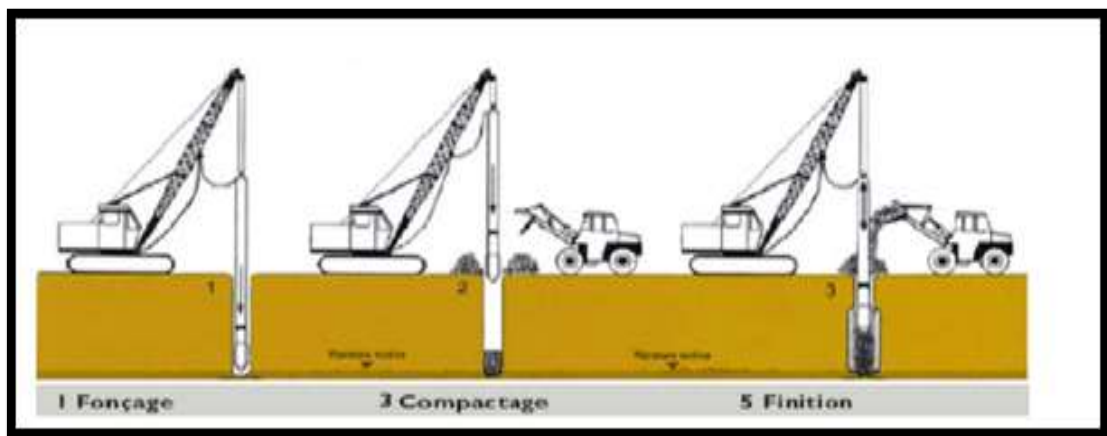


Fig. I.9: Mise en œuvre des colonnes ballastées.

I.13.7.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 proche 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.13.8.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. la 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'ou l'augmentation de la portance et de la résistance mécanique. On utilise des ciments de classe 45 qui sont les meilleurs marchés. les doses varient de 3,5à 5 % du poids de sol sec à traiter. Marquons aussi d'autres types de traitement en bentonite et en résines.

I.13.9. 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 affaissables 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 suivant :

Profondeur du sol à traiter	Les méthodes de traitement de sols
0 à 1.5 m 1.50 à 10m Plus de 10m	<p>Méthodes courantes :</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. <p>-inondation à l'eau s'il n'y a pas de couches sous-jacentes imperméables).</p> <ul style="list-style-type: none">- Inondation et infiltration d'eau par des puits.- Inondation et infiltration d'eau par des puits avec utilisation des explosifs. <p>Futures méthodes :</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. <p>Utilisation d'un mortier additif, remplissant les pores, avant solidification.</p> <ul style="list-style-type: none">- Traitement électrochimiques (addition d'un produit chimique pouvant rendre très résistant les liaisons inter granulaires).

Tableau I.01: Méthodes de traitement des sols Affaissables selon Bara (1976).

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

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.

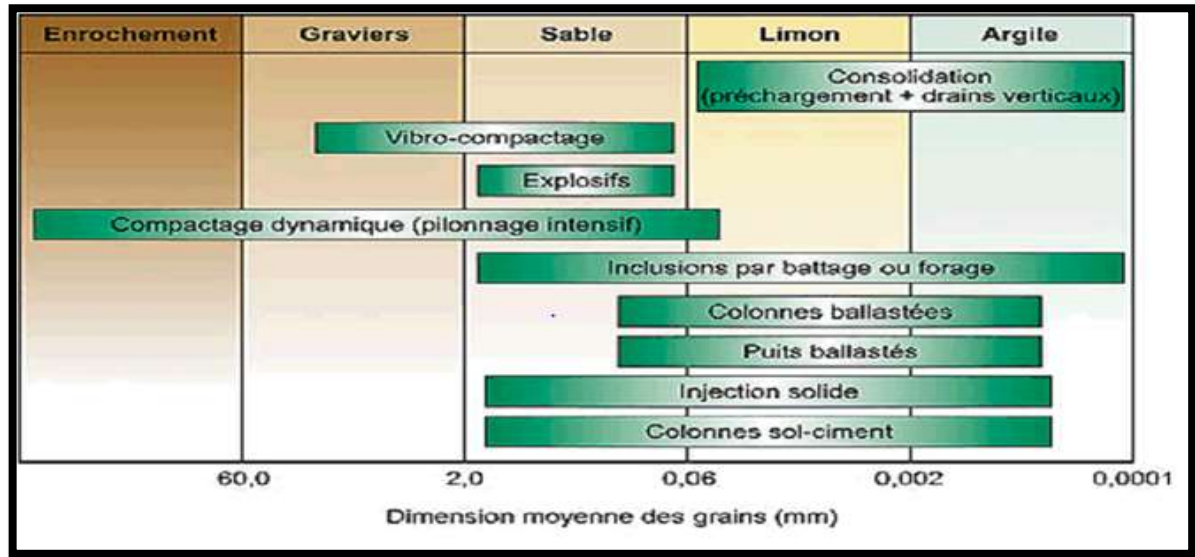


Fig. I.10: Les champs d'application des différentes techniques de traitement.

I.14-Prédiction De L'affaissement : [5]

Le mécanicien de sol doit être capable d'identifier correctement des sols qui peuvent s'effondrer et d'indiquer exactement le taux d'affaissement résultant.

Parfois, il est concerné par le temps requis pour l'affaissement, les tests pour ces facteurs varient du simple au complexe, quelque un peuvent être réalisés par l'ingénieur sur-le-champ en quelques minutes, d'autre par contre exigent des essais en laboratoire d'un cout élevé, associés à des informations qualitatives.

I.15-Les Méthodes Prédictives D'affaissement : [5]

Pour une meilleure évaluation des propriétés de sol susceptibles d'affaissement, différentes méthodes ont été adoptées par plusieurs chercheurs. Ces méthodes sont comme suit :

I-15-1- Méthodes empiriques:**1- Denis or (1951) :**

$$K = e_L / e_0$$

Où :

K : coefficient d'affaissement.

e_L : Indice des vides à la limite de liquidité.

e_0 : Indice des vides initial.

K = 0.50 à 0.75 : sol à affaissement important ;

K = 1.00 : sol à affaissement faible ;

K = 1.50 à 2.00 : sol non affaissables

2-Priklonskij (1952) :

$$k_d = (w_L - w_0) / I_p$$

Où :

w_L : Limite de liquidité ;

w_0 : Teneur en eau initial ;

I_p : Indice de plasticité ;

$k_d < 0$: sol à affaissement important ;

$k_d \geq 0.50$: sol non affaissable ;

$k_d > 1.00$: sol gonflant;

3-Stephanoff & Kremakova (1960):

$$\delta = K (n - 40) \cdot (30 - w_0)$$

K : coefficient dépend de la nature de sol (coefficient de Stephanoff et Kremakova).

N : porosité initiale.

w_0 : Teneur en eau initiale.

$\delta \geq 2\% \rightarrow$ Le Sol est susceptible à l'effondrement

Nature	Sable Lœssique	Lœss Sableux	Lœss	Lœss Argileux	Lœss très Argileux
K	0.02	0.03	0.05	0.08	0.09

4-Gibbs (1961):

$$R = [(\gamma_w / \gamma_d) - 1 / G_s] / w_L$$

Où :

γ_w : Poids volumique de l'eau ;

γ_d : Poids volumique sec ;

G_s : Densité des grains solides ;

$R \geq 2\%$ sol affaissable.

5-Gibbs et Bara (1962):

Critère d'évaluation du risque d'effondrement, Ce critère basé sur masse volumique sèche et limite de liquidité à travers l'abaque comme suivant:

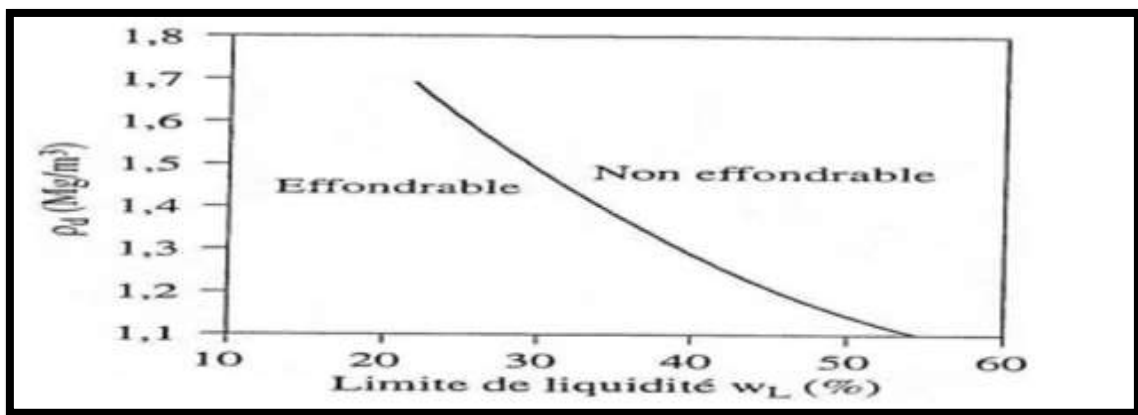


Fig. I.11: Critère d'évaluation du risque d'effondrement proposée par Gibbs et Bara (1962).

6-Feda (1964):

$$k_L = [(w_0/s_r) - w_p] / I_p$$

Où :

w_0 : Teneur en eau naturelle ;

w_p : Limite de plasticité ;

I_p : Indice de plasticité ;

s_r : Degré de saturation ;

Pour $S_r < 1$ et $k_L \geq 0.85$ sol affaissable.

7-Feda (1966) :

$\underline{S}in_0 \geq 40\%$ sol susceptible à l'affaissement

Où : n_0 :porosité du sol ;

8-Markin (1969):

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

Où :

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

γ_d : Poids volumique sec.

$R > 1.3$ sol gonflant.

$R < 1.1$ sol affaissable.

9-Zur et Wiseman (1973) :

$R = \gamma_d / \gamma_l$ Si $R < (1.0 \div 1.1) \rightarrow$ sol éffondrable

10-HANDY(1973) :

Teneur en argile (<0.02 mm)

Si

<16% - affaissabilité très probable.

De 16 à 24% -affaissabilité probable.

De 24 à 32 % - affaissabilité probable à moins de 50%.

> 32 % -pas d'affaissement.

11- 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 lœss est affaissable si $I_{mg} = 10$ à 12cm/m).

12-Krastilov (1980):

$$\delta_{(3.5)} = 0.166s_r^2 + 0.665I_p + 0.078e - 0.165s_r - 0.854I_p \cdot s_r$$

$\delta_{(3.5)} \geq 2\%$ sol affaissable.

13-Minkov et al (1980) :

$$\delta = 0.05 (n_0 - 40) \cdot (30 - w_0)$$

$\delta \geq 2\%$ sol affaissable.

14-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 que $w_0\gamma_0 \leq 1.5$.

15-Anderson (1985):

Degré d'effondrement $R = 5.5 - 3.82 \log(w_L/w_p) - 1.63 \log(w_0) - 1.24$

$(C_u) - 0.918 \log(P_{10})$

$+ 0.465 \log(D_{10}/D_{40}) - 0.45 \log(D_{99}/D_{50}) - 0.303 P_{200}$

Où :

C_u : Coefficient d'uniformité du sol ($C_u = D_{60}/D_{10}$).

P_{10} : La fraction du sol passant à travers le tamis n°10 (2mm) ;

P_{200} : La fraction du sol passant à travers le tamis n°200 (0.075mm) ;

D_x : C'est le diamètre qui à travers lequel passe x% du sol.

$R \geq 2\%$: sol affaissable.

16-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.

17-Reginatto(1992) : Basé sur le critère de Markin(1969), Reginatto suggère que le sol est

Susceptible à l'affaissement si : $R > 0.02$.

18 -Ayadat et Abbeche (1992) :

$w_L \leq 1.25 (w_0/s_0)$: le sol est susceptible à l'affaissement.

19-Ayadat et Belouahri (1996) : Critère basé sur la granulométrie

- Si $C_u \geq 12$ Le sol est collapsible.
- Si $4 < C_u < 12$ le collapse est propable.
- Si $C_u \leq 4$ Le collapse ne manifeste pas.

Avec C_u : coefficient d'uniformité.

20-Ayadat et Abbeche (1997):

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

21-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 $I_p = 0.5W_L - 10$ proposé comme limite séparant les sols affaissables des non affaissables.

22-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.15-2-Méthodes expérimentales :

Afin de pouvoir indiquer la susceptibilité d'un sol de s'effondrer et de déterminer la quantité et taux de déformation qui peuvent résulter, plusieurs méthodes expérimentales ont été développées dans laboratoires.

I.15-2-1- Essais œnométrique simple :

Knight (1963) a proposé un essai à l'œdomètres effectué sur un échantillon, à sa teneur en eau naturelle, découpé et introduit dans l'anneau de l'œdomètres, 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 : 2-14

Le potentiel d'affaissement est défini comme suit :

$$C_p(\%) = [\Delta e / (1 + e_0)] \times 100$$

$$\Delta e : e_2 - e_1$$

e_0 : Indice des vides initial

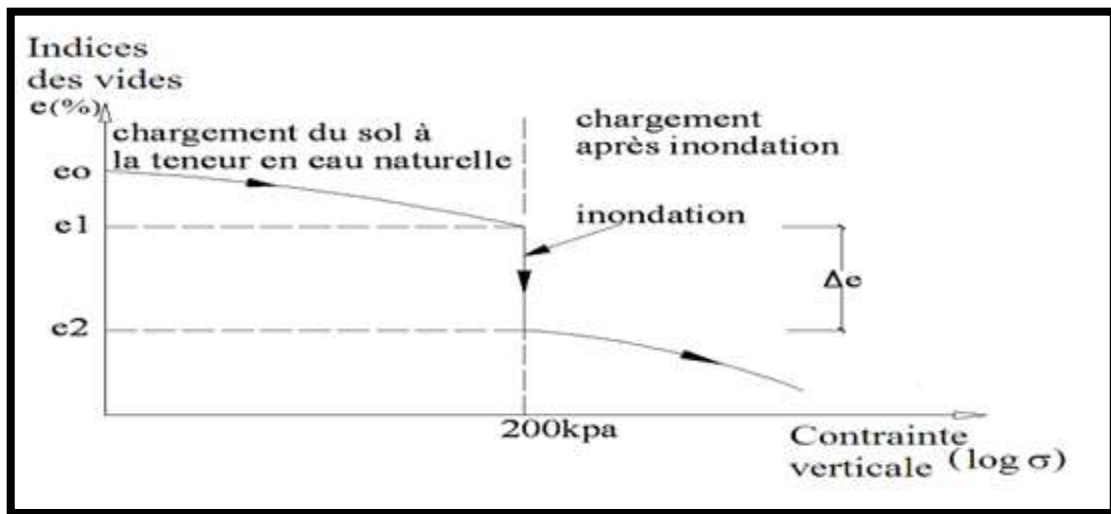


Fig. I.12 : Courbe œnométrique (teste de Knight 1963).

Jennings et Knight(1975) donnent une classification des sols affaissements en fonction de la gravité du problème et des valeurs de potentiel d'affaissement. Cette classification est représentée dans tableau suivant:

Cp(%)	Degré du problème
0 % à 1	Pas de problème (soi non collapsible)
1 % à 5	Trouble les modérés (sol moyennement collapsible)
5 % à 10	Trouble
10 % à 20	Trouble sévère (sol très collapsible)
> 20%	Trouble très sévère

Tableau I.02 : Classement des sols affaissables d'après Jennings et Knight (1975).

I.15-2-2 -Essai œdométrique double:

Houston et AL (1988) ont fait des séries des essais œdométrique pour prédire l'effondrement dans un cas réel. Ils ont utilisé la technique de double odomètre. Cette technique consiste à réaliser deux essais œdométriques d'échantillons identique, l'un charge à la teneur en eau naturelle et l'autre charge après humidification, jusqu'à la réel du chantier.

Les deux courbes œnométrique (figure 2-15) tracées sur le même diagramme semi logarithmique, permettent de déterminer le tassement du à l'affaissement qui pourra se produire à n'importe quelle valeur de charge appliquée su le sol si ce dernier est inondé.

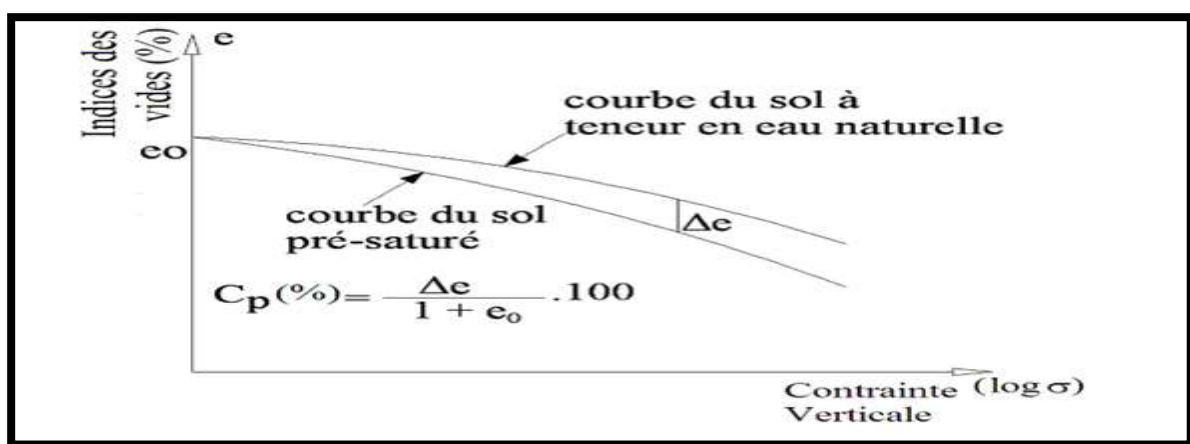


Fig. I.13: Double œdomètres (Knight et Jennings 1975).

I.15-3-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.