

**ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

GC0197

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET : BATIMENTS LEGERS SUR SOLS GONFLANTS
Application à la mosquée de l'île de Gorée

**AUTEURS : RAOUL P.I.C ADJALLA
LUC SOHOU**

DIRECTEUR : GERARD A. SOUMA

CO-DIRECTEUR : MASSAMBA DIENE

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier sincèrement messieurs **Gérard A. SOUMA** professeur d'hydrogéologie, directeur du projet et **Massamba DIENE** professeur de mécanique des sols, co-directeur, pour leurs conseils.

Nos remerciements vont également en direction de monsieur **Cheikh MBOUP** technicien au laboratoire de mécanique des sols et mademoiselle **Adou THIAW** technicienne au laboratoire de chimie.

Nous exprimons nos sincères reconnaissances aux agents du Bureau d'Architecture des Monuments Historiques (**B.A.M.H.**) du Ministère de l'Urbanisme et de l'Habitat (**M.U.H.**) qui nous ont fourni des plans de l'île de Gorée.

Enfin que l'Imam de Gorée et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre ont contribué à la réussite de ce projet trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

SOMMAIRE

Une explication des raisons du titre de ce projet, la situation de la mosquée de l'île de Gorée et une présentation des problèmes de fissuration de cette mosquée constituent l'introduction de ce rapport.

L'analyse des problèmes rencontrés dans les constructions des bâtiments sur les sols à variation de volume, les causes possibles du phénomène de gonflement et, quelques caractéristiques géologiques et géotechniques de ces sols, sont les thèmes traités dans la première partie.

La deuxième partie qui n'est qu'une application de la précédente, se consacre exclusivement au cas de l'île de Gorée. Elle comporte la définition du problème, les observations faites, les hypothèses émises, les essais effectués ainsi que l'analyse de leurs résultats en vue de vérifier ces hypothèses.

Une proposition de solutions particulières pour la mosquée et quelques recommandations terminent ce projet.

LISTE DES ANNEXES

- A00 Plan de prélèvement d'échantillons
- A0 Abaque de classification de Cassagrande
- A1 Résultats des essais de sédimentométrie
- A2 Tableau des paramètres de sédimentométrie
- A3 Résultats des essais de limite de plasticité
et de teneur en eau
- A4 Résultats des essais de limite de liquidité
- A5 Abaque des coefficients N_c , N_γ , N_q
- A6 Droite de Coulomb (pour échantillon non remanié)
- A7 Droite de Coulomb (pour échantillon remanié)
- A8 Droite de coulomb (comparaison entre l'échantillon non
remanié et l'echantillon remanié)
- A9 Résultats des essais de compactage
- A10 Vues en plan et en élévation de la mosquée

LISTE DES FIGURES

- Figure 2.1 déformation du type flexion en gonflement
- Figure 2.2 déformation du type cisaillement en gonflement
- Figure 2.3 fissures observées dans le cas d'une semelle isolée
- Figure 2.4 fissures observées dans le cas d'une semelle continue
- Figure 2.5 fissures observées dans le cas d'un radier
- Figure 2.6 fissures observées dans le cas d'un puits court
- Figure 4.1 a: tétraèdre de silicate
b: représentation schématique du feuillet tétraédrique
- Figure 4.2 a: octaèdre d'alumine
b: représentation schématique du feuillet octaédrique
- Figure 4.3 structure élémentaire du minéral argileux
a: kaolinite
b: montmorillonite
- Figure 5.1 représentation des déséquilibres hydriques,
diagrammes des pressions interstitielles en fonction
de la profondeur
- Figure 6.0 barrière horizontale, barrière verticale
- Figure 6.1 semelle superficielle ou radier sur remblai
- Figure 6.2 semelle sur remblai avec vide sanitaire
- Figure 6.3 semelle sur remblai partiel avec vide sanitaire
- Figure 6.4 semelle semi-superficielle rigidifiée
- Figure 6.5 a: pieu résistant en pointe

b: pieu flottant à la base

c: pieu flottant sur toute sa longueur

figure 6.6 a: puits ou pieu à "patte d'éléphant" avec isolation pour le gonflement

b: poutre longrine avec un soubassement de matériau compressible

figure 7.1 plan de situation de la tranchée

LISTE DES TABLEAUX

PARTIE I

Tableau 3.1 classification des sols en fonction de l'indice de plasticité

PARTIE II

Tableau 7.1 granulométrie du passant tamis 40

Tableau 7.2 classification des argiles selon leur activité

Tableau 7.3 surface spécifique obtenue à partir de l'essai au bleu de méthylène (B.R.G.M. 1988)

Tableau 7.4 surface spécifique de la monmorillonite

Tableau 7.5 contraintes de ruptures en cisaillement

SYMBOLES ET NOTATIONS

w :	teneur en eau
I _l :	indice de liquidité
I _p :	indice de plasticité
σ :	contrainte normale
τ :	contrainte tangentielle
c :	cohésion
φ :	angle de frottement interne
P :	poids
P _g :	pression de gonflement
Y :	poids volumique
U :	force de soulèvement
D :	longueur de pieu ou de puits
r :	rayon de pieu ou de puits
d :	profondeur de la zone non affectée par l'humidification
p :	charge morte unitaire
S :	friction autour du pieu ou du puits
f :	coefficient de soulèvement entre sol et corps de pieu ou de puits
A :	activité
V :	volume
M :	masse
SSA :	surface spécifique active

t :	tamis
q_u :	capacité portante
q :	surcharge
N_γ, N_q, N_c :	facteurs de capacité portante; coefficients sans dimension exprimant les effets respectifs du poids volumique , de la profondeur et de la cohésion dans l'expression de la pression limite sous la base d'une fondation
E :	énergie
G_s :	poids spécifique
e :	indice des vides
n :	porosité
co :	nombre de couches
N :	nombre de coups par couche
u :	pression interstitielle
g :	accélération de la pesanteur
B :	largeur de fondation
h :	hauteur de chute
H_0 :	profondeur de la nappe phréatique

TABLE DES MATIERES

Remerciements.....	i
Sommaire.....	ii
Listes des annexes.....	iii
Liste des figures.....	iv
Liste des tableaux.....	vi
Listes des symboles et notations	vii
Chapitre I: Introduction.....	1
PREMIERE PARTIE: Etudes théoriques.....	3
Chapitre II: Désordres des batiments fondés sur les sols expansifs.....	4
2.1 Causes du gonflement des sols.....	5
2.1.1 Perturbation hydrique due à la présence du bâtiment.....	5
2.1.2 Perturbation due à la présence de la végétation.....	7
2.2 Forme des désordres.....	7
Chapitre III: Généralités.....	15
3.1 Classification géologique.....	15
3.2 Sols gonflants.....	16
3.2.1 Limites d'Atterberg.....	16

3.2.2	Résistance au cisaillement des sols argileux....	18
3.2.3	Compactage.....	19
Chapitre IV:	Importance du gonflement.....	20
4.1	Organisation interne des sols argileux.....	20
4.2	Structure moléculaire macroscopique des argiles.....	21
4.3	Texture macroscopique des argiles.....	24
Chapitre V:	Mécanisme du gonflement.....	26
5.1	Déséquilibre hydrique du sol et phénomène de succion.....	26
5.2	Cycle retrait-gonflement.....	30
5.3	Pression de gonflement.....	30
Chapitre VI:	Précautions à prendre pour fonder sur sols gonflants.....	33
6.1	Amélioration du sol de fondation.....	33
6.1.1	Remplacement du sol.....	33
6.1.2	Stabilisation du sol.....	34
6.1.2.1	La préhumidification.....	34
6.1.2.2	Stabilisation à la chaux et au ciment.....	34
6.2	Maintien de l'équilibre de l'humidité autour de et sous la fondation.....	35
6.2.1	Barrières horizontales.....	35
6.2.2	Barrières verticales.....	35

6.3	Adaptation de la structure au gonflement.....	36
6.4	Adaptation de la fondation au gonflement.....	36
6.4.1	Fondations superficielles.....	37
6.4.1.1	Semelle radier sur remblai.....	37
6.4.1.2	Semelle sur remblai avec vide sanitaire.....	38
6.4.1.3	Semelle sur remblai partiel avec vide sanitaire.....	39
6.4.1.4	Semelle semi-superficielle rigidifiée...	40
6.5	Fondations profondes: pieux et puits.....	42

**DEUXIEME PARTIE: Etude des causes de fissures
de la mosquée de Gorée**

CHAPITRE VII:	Etudes des causes de fissures de la mosquée	48
7.1	Définition du problème	48
7.2	Causes probables des fissures observées au niveau de la mosquée.....	50
7.3	Etudes géologique et géotechnique.....	52
7.3.1	Reconnaissance et description du sol.....	52
7.3.2	Les essais effectués.....	52
7.3.2.1	Sédimentométrie.....	53
7.3.2.2	Surface spécifique et essai au bleu de méthylène.....	55

7.3.2.3 Limites de consistance.....	57
7.3.2.4 Résistance en cisaillement direct.....	58
7.3.2.5 Compactage	60
7.3.2.6 Poids spécifique.....	62
CHAPITRE VIII: Solutions proposées.....	65
CHAPITRE IX: Conclusion et Recommandations.....	66
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	67

Le présent projet qui s'intitule "Bâtiments légers sur sols gonflants: application à la mosquée de l'île de Gorée", n'est en fait qu'une partie d'un projet initialement intitulé "hydrogéologie de l'île de Gorée". Malheureusement, l'autre partie qui concerne l'étude du système d'écoulement dans la zone vadose et dans la zone saturée ne sera pas abordée dans ce document faute d'information sur l'hydrogéologie et la géologie de l'île. En effet, il n'existe aucune référence bibliographique sur la géologie de Gorée. Ceci aussi étrange que cela puisse paraître, a modifié le déroulement du projet, et nous a confronté à des problèmes de moyens et de temps pour effectuer une étude hydrogéologique valable.

Dans le souci de fournir un document exhaustif sur les sols expansifs, nous traiterons en première partie les causes et le mécanisme du gonflement avant d'aborder en deuxième partie l'étude des causes des fissures sur la mosquée de Gorée. Fissures qui seraient probablement dues au gonflement selon les premières observations.

Située dans la partie sud-ouest de l'île à environ 350 m de l'embarcadère (figure 1.1), la mosquée de Gorée est l'une des premières construites au Sénégal (en 1822). C'est donc un patrimoine culturel classé monument historique qu'il importe de

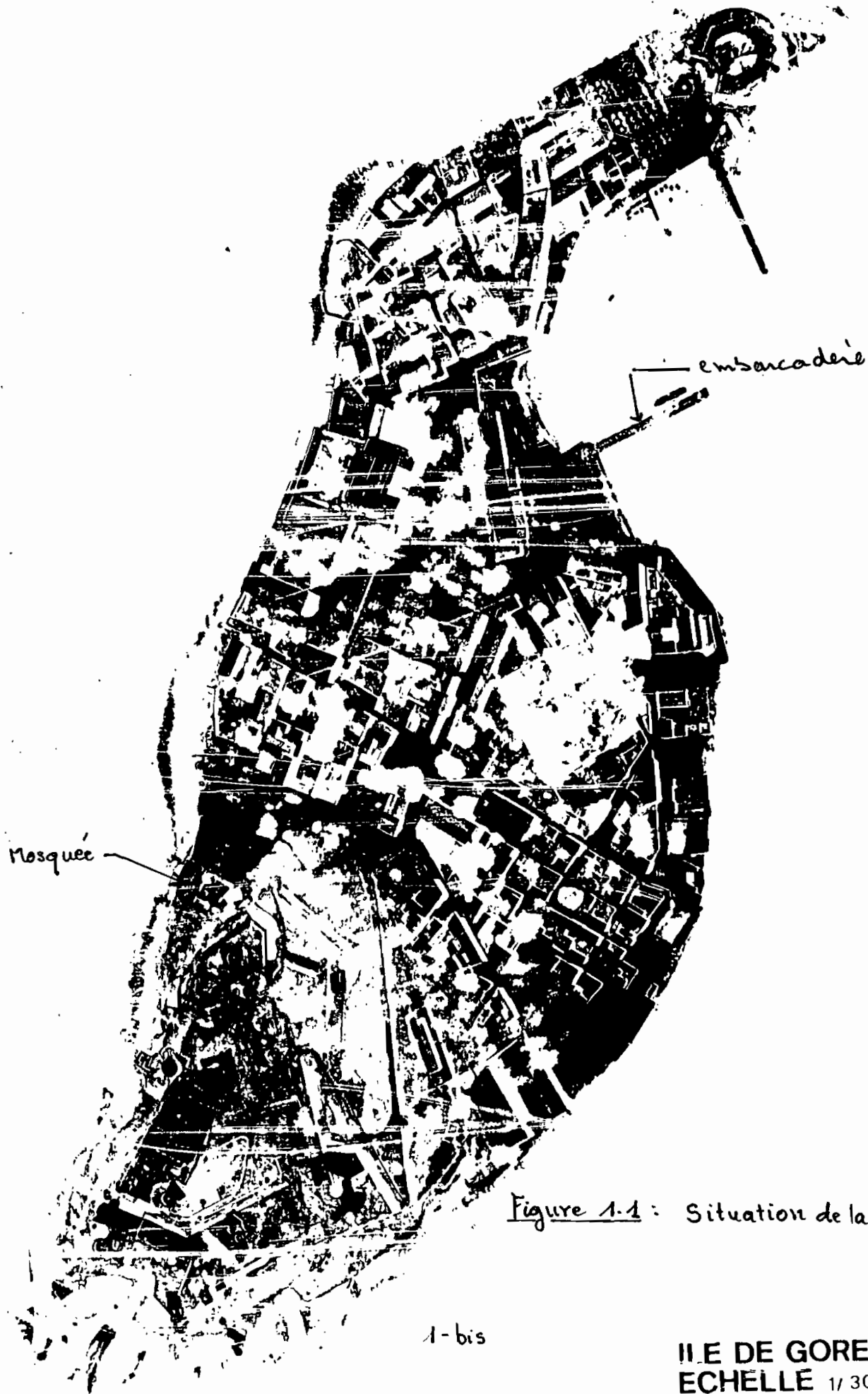


Figure 1.1 : Situation de la mosquée

1-bis

II.E DE GOREE
ECHELLE 1/3000



LAF

préservé.

Les premières fissures sont apparues il y a quelques années et n'ont cessé de se multiplier et de s'élargir depuis lors. Aujourd'hui, les largeurs de ces dernières varient entre 0.2 cm et 2 cm. On note une propagation des fissures du bas vers le haut et un soulèvement du côté nord par rapport au côté sud du bâtiment.

Les solutions apportées jusqu'ici pour arrêter la propagation des fissures n'ont pas pour autant donné satisfaction parce que les causes de ces fissures étaient mal ou non connues.

En vue de trouver une solution définitive pour enrayer le phénomène, une étude approfondie s'impose.

1^{ère} PARTIE
ETUDES THEORIQUES

CHAPITRE II Désordres des bâtiments fondés sur les sols expansifs

Comme tous les matériaux, le sol chargé subit des déformations plus ou moins grandes selon sa nature. Il y a désordre quand le mouvement du sol de fondation (tassement ou gonflement) prend un caractère différentiel d'un point à l'autre du bâtiment. C'est la différence de mouvement entre deux points de la structure qui va conduire à des efforts importants dans celle-ci, puis à sa fissuration ou à sa rupture après dépassement d'un seuil de résistance.

Le caractère différentiel des tassements et des gonflements des sols naturels semble inéluctable et ceci pour deux raisons principales:

- d'une part les sols sont toujours hétérogènes, même si on se limite à l'emprise d'un bâtiment;
- d'autre part, l'action du bâtiment sur le sol n'est jamais homogène, qu'il s'agisse des contraintes exercées sur le sol, du volume du sol concerné ou des perturbations hydriques liées à la présence du bâtiment.

C'est pourquoi au lieu de chercher à supprimer les fissures observées au niveau des bâtiments, on les limite à un seuil fixé

par les normes; seuil à partir duquel la stabilité de l'ouvrage peut être compromise.

2.1 Causes du gonflement des sols

Un grand nombre de sols notamment les sols plastiques, présentent un retrait important au séchage et gonflent en présence d'eau. Tous les phénomènes qui provoquent des variations importantes de la teneur en eau sont susceptibles d'occasionner des mouvements importants dans ces sols et causer des dommages aux constructions.

2.1.1 Perturbation hydrique due à la présence du bâtiment

Le bâtiment constitue une couverture qui isole le sol des variations climatiques saisonnières et plus particulièrement de l'évaporation.

- Dans les régions où les saisons alternativement humides et sèches sont bien définies, les sols expansifs gonflent et se rétractent par cycles réguliers. Sous l'ouvrage, la teneur en eau aura tendance à croître et la nappe phréatique, si elle est suffisamment proche de la surface, à remonter. Le même phénomène se produira si la nappe est profonde mais avec une surface imperméabilisée grande (c'est le cas des zones en urbanisation importante rapide). L'eau aura tendance à migrer de la périphérie vers le centre après chaque saison pluvieuse. Alors la

teneur en eau deviendra de plus en plus grande au centre du bâtiment tandis que la périphérie directe restera soumise aux variations climatiques. La construction est de ce fait soumise à des efforts périodiques élevés entraînant des dégradations progressives à long terme .

Dans le court terme, la situation est inverse surtout si la construction est faite pendant la saison sèche ce qui est souvent le cas. Dès les premières pluies, la périphérie sera soumise au gonflement alors qu'au centre les variations d'humidité et les mouvements du sol sont réduits, ceci à cause de la protection offerte par le bâtiment contre les infiltrations directes et rapides.

- Dans les régions arides où les sols sont habituellement secs le problème est quelque peu différent : des venues d'eau dues à des conduites qui fuient ou à l'irrigation ou bien la diminution de l'évaporation occasionnée par la présence du bâtiment ou d'un revêtement peuvent faire apparaître un gonflement. Lorsque la cause de l'humidité est supprimée, le mouvement s'inverse faisant apparaître sur l'ouvrage les mêmes fissures que dans le cas précédent.

- Dans les régions de précipitations abondantes, où les sols sont habituellement humides, une dessiccation peut

provoquer le retrait des sols sensibles. Des périodes de grande sécheresse sont la cause de tassement des murs extérieurs. La chaleur des chaudières, des fours et des foyers mal isolés du sol entraîne une dessiccation rapide accompagnée de tassements irréguliers.

2.1.2 Perturbation due à la présence de la végétation

Dans beaucoup de cas la dessiccation du sol est produite par la végétation qui absorbe l'humidité. De grands arbres et même certains arbustes et certaines cultures provoquent des variations de teneur suffisantes pour occasionner la déformation des fondations placées à proximité de leur réseau de racines principales.

En résumé ces différences de mouvements ou de contraintes de gonflement le long du périmètre du bâtiment et au sein de sa surface entraînent des moments fléchissants parasites dans les fondations. Ces moments fléchissants génèrent des contraintes de cisaillement dans la structure et favorisent donc sa fissuration.

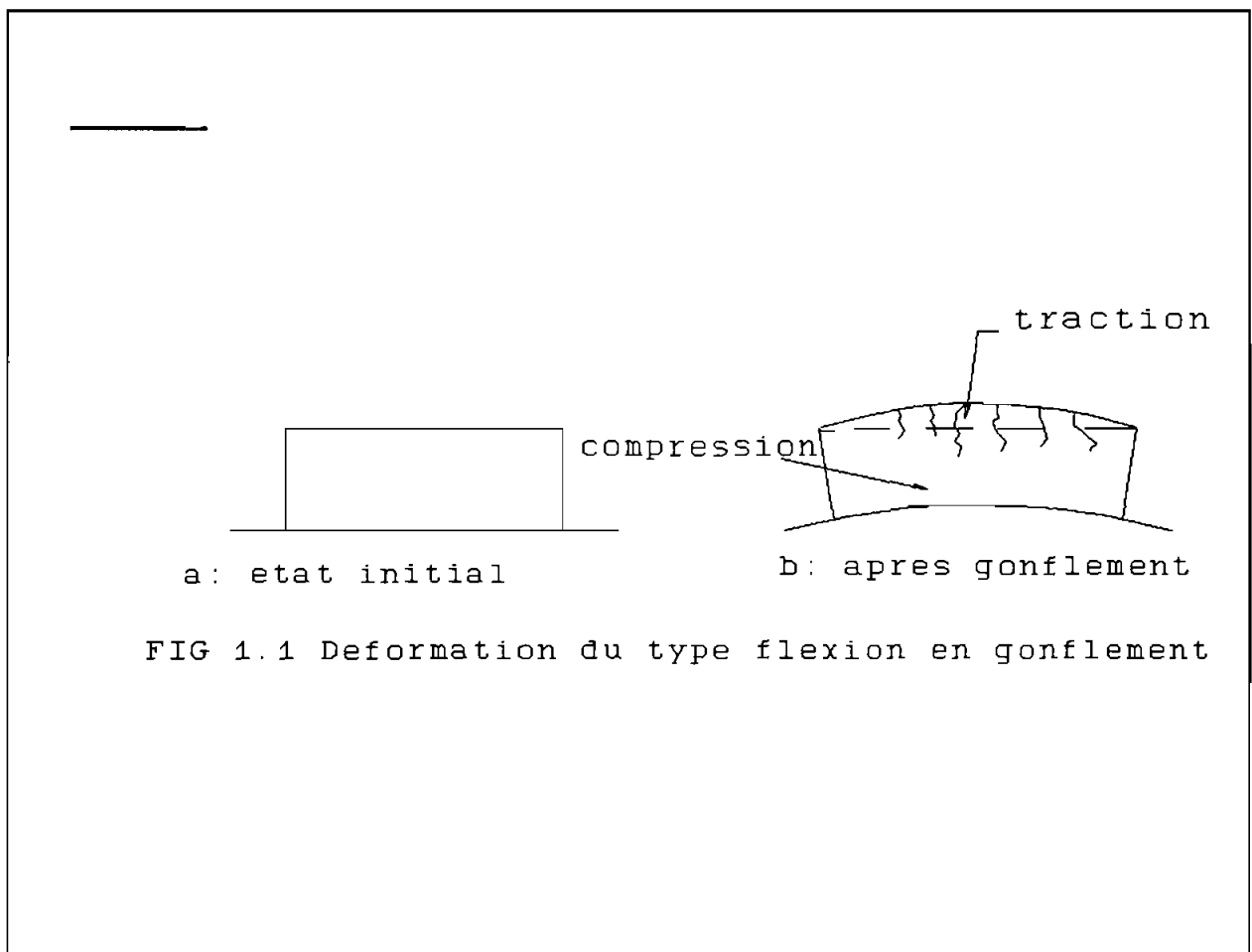
2.2 Formes des désordres

Qu'il s'agisse d'un cas de gonflement ou de tassement la déformation du sol de fondation, principalement en fonction du niveau de rigidité de l'ouvrage porté peut prendre deux aspects

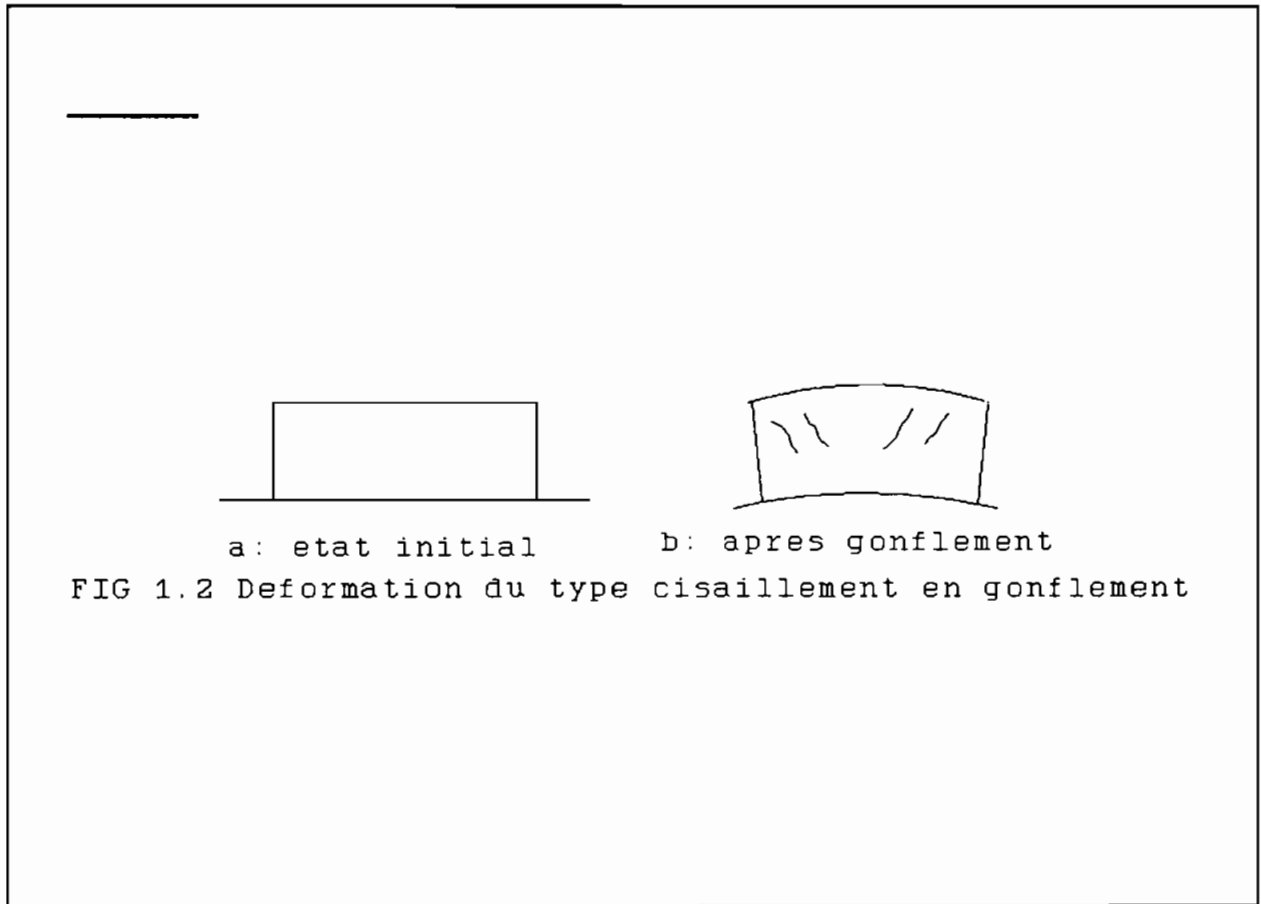
à savoir :

- Une déformation du type flexion.

L'ouvrage déformé présente une face comprimée et une tendue caractérisée par des fissures de traction subverticales (figure 2.1) .



- Une déformation du type cisaillement où les fissures sont généralement orientées à 45° (figure 2.2).



Généralement on retrouve dans le bâtiment ces deux types de fissures. Elles passent par des points de faiblesses de l'ouvrage: angles d'ouvertures telles que portes et fenêtres. L'ampleur des fissures observées au niveau des ouvrages est fonction de la nature de leur fondation (figure 2.3; 2.4; 2.5) Le type de fondation à adopter dans une construction dépend des caractéristiques de cette dernière et de celles du terrain. Les fondations les plus courantes et les types d'ouvrages qu'elles

supportent sont:

- Fondations sur semelles isolées.

L'ouvrage est constitué de poteaux portant des poutres et des murs de remplissage non porteurs entre poutres et poteaux (figure 2.3)

- Fondations sur semelles continues.

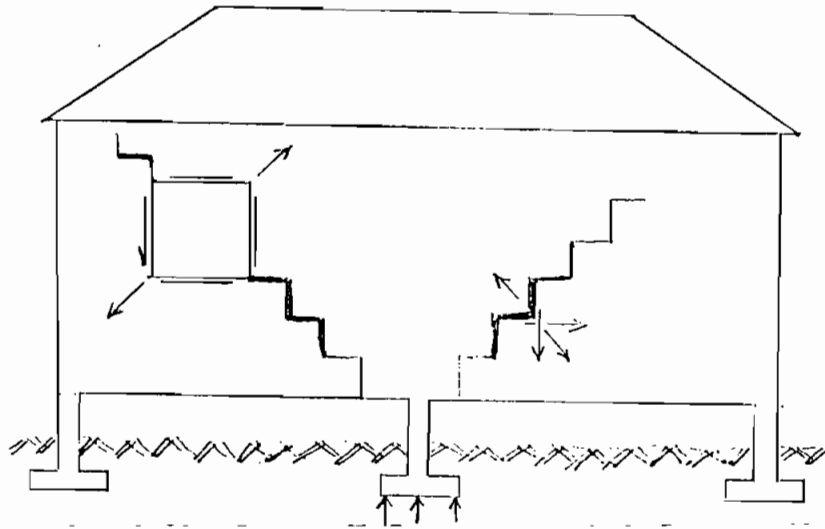
Dans ce cas l'ouvrage est constitué principalement de murs porteurs (figure 2.4).

- Fondations sur radier.

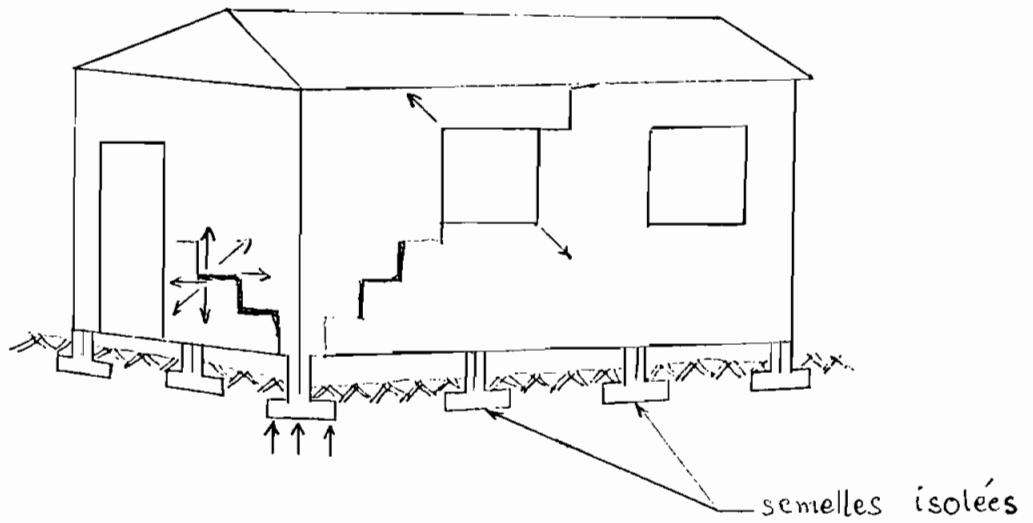
L'ouvrage porté est du type mur et le radier a souvent une épaisseur plus importante sur le périmètre où les charges sont plus grandes.

- Fondations sur puits courts.

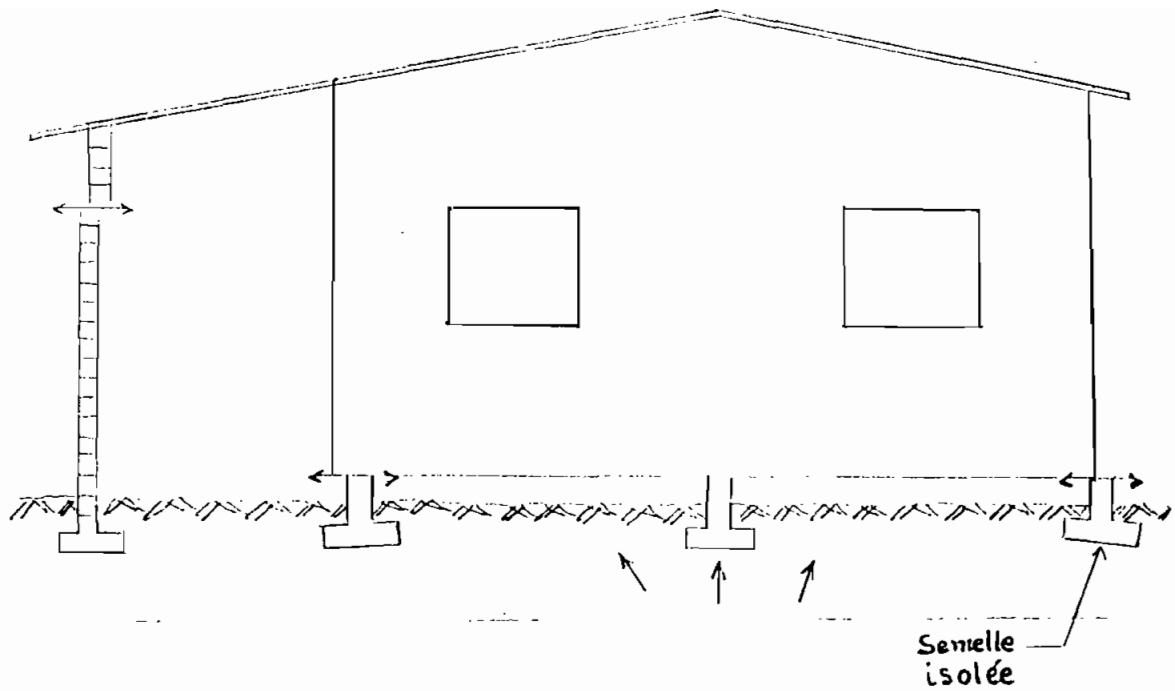
L'ouvrage supporté est constitué par des poteaux, des poutres et des murs de remplissage portés par les puits par l'intermédiaire de longrines qui relient les puits entre eux.(figure 2.5).



a) Fissures diagonales de cisaillement dues à un gonflement différentiel au milieu de l'un des côtés du bâtiment.

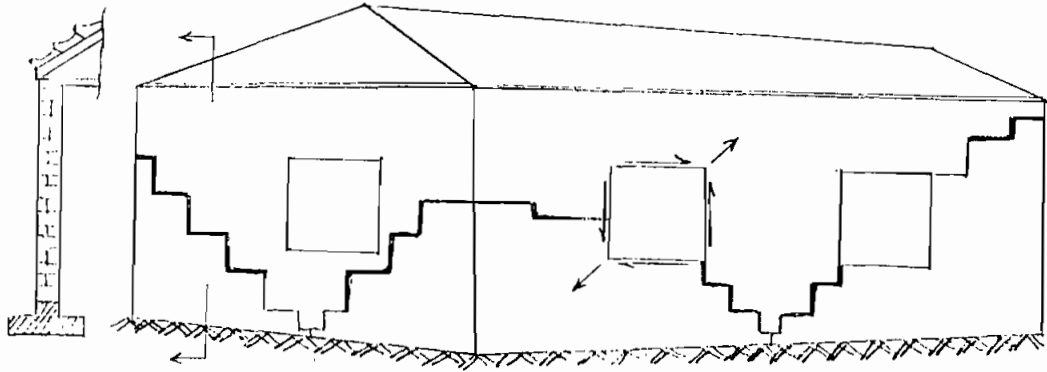


b) Fissures diagonales de cisaillement dues à un gonflement différentiel à l'angle du bâtiment.

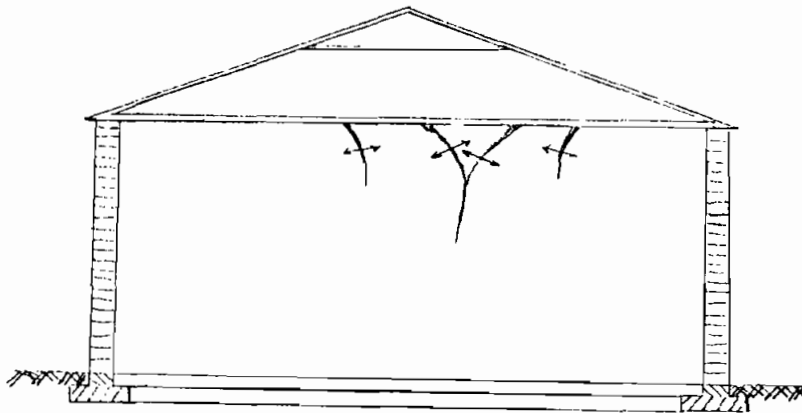


c) fissures de cisaillement avec orientation horizontale.

Figures 2.3 fissures observées dans le cas d'une semelle isolée (B.R.G.M. 1988)

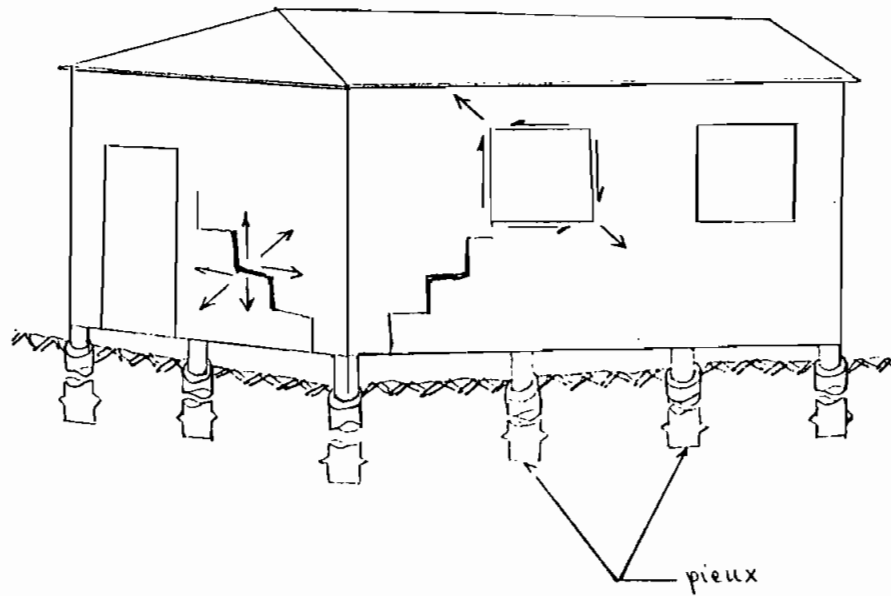


a) fissures diagonales de cisaillement dues à un gonflement différentiel à la périphérie du bâtiment



b) fissures verticales de traction par flexion dues à un gonflement différentiel avec maxima au centre du bâtiment

Figure 2.4 fissures observées dans le cas d'une semelle continue (B.R.G.M. 1988)



Gonflement différentiel à l'angle.

Figure 2.5 fissures observée dans le cas d'un pieu ou d'un puits.

3.1 Classification géologique

Les dépôts meubles sont classés suivant leur mode de formation: les agents de transport, de transformation et de déposition. La maîtrise des mécanismes de formation des sols est indispensable parce qu'elle fournit la base pour saisir les éléments essentiels d'un problème. Elle donne également des renseignements préliminaires sur la distribution spatiale des sols. Ainsi, l'origine éolienne d'un sédiment par exemple permet de conclure que les constituants auront, à un endroit donné des dimensions uniformes réduites comme les sables et les limons, le vent ne pouvant pas transporter de plus gros éléments.

Certains traits structuraux tels les clivages, les fractures, les plis et les failles sont des propriétés géométriques du système géologique produites par déformation après déposition ou cristallisation.

L'aptitude des formations à favoriser l'écoulement de l'eau qu'elles contiennent permet aussi de les classifier. On distingue ainsi les aquifères, les aquifuges, les aquicludes et les aquitards. On note également les écoulements de fissure par opposition à ceux liés à la porosité d'interstice.

La nature et la distribution des formations dans un système

géologique sont contrôlées par la lithologie, la stratigraphie et la structure des dépôts ou formations géologiques.

Cette étude se consacre uniquement aux sols à variation de volume (tassement ou gonflement).

3.2 Sols gonflants

Un grand nombre de sols, notamment très plastiques, présentent une diminution importante de volume au séchage et gonflent en présence d'eau. Un sol sensible gonfle ou se rétracte en fonction de sa teneur en eau initiale. Théoriquement, un sol humide est susceptible de diminuer de volume jusqu'à ce que sa teneur en eau atteigne sa limite de retrait. En deçà de cette teneur en eau il y aura fissuration par dessiccation.

3.2.1 limites d'Atterberg

Ce sont des teneurs en eau limites pour lesquelles le comportement du sol passe:

- de l'état liquide à l'état plastique (limite liquidité w_l),
- de l'état plastique à l'état semi-solide (limite de plasticité w_p),
- et enfin de l'état semi-solide à l'état solide sans retrait (limite de retrait w_r).

Plus grande est la différence entre w_l et w_p , plus grande est l'aptitude de l'argile à acquérir de l'eau et donc plus est étendu son domaine de comportement plastique. C'est l'étendue de ce domaine que donne l'indice de plasticité IP (tableau 2.1)

$$IP = w_l - w_p$$

Nous avons également l'indice de liquidité qui est donné par:

$$IL = (w - w_p) / IP$$

w étant la teneur en eau naturelle

Ces limites sont importantes dans la construction pour quantifier certaines caractéristiques mécaniques des matériaux de fondation. Un sol argileux qui présenterait une teneur en eau supérieure à la limite de liquidité, aurait un comportement mécanique extrêmement médiocre, et serait donc mauvais pour la fondation.

L'indice de plasticité permet non seulement de reconnaître le matériau à variation de volume, mais également d'estimer son taux de gonflement.

Indice de plasticité IP	Degré de plasticité
0 - 5	non plastique
5 - 15	moyennement plastique
15 - 40	plastique
> 40	très plastique

Ref. G. Léonards (1968)

Tableau 3.1 classification des sols en fonction de l'indice de plasticité

Un autre indice caractéristique des sols expansifs est la surface spécifique, qui s'apparente au nombre de plaquettes d'argile contenu dans un volume unitaire de sol. Le terme plaquette sera définie dans la section 4.2.

3.2.2 Résistance au cisaillement des sols argileux

Les argiles possèdent également un frottement interne qui caractérise la structure de leurs plaquettes et de l'eau qui leurs est associée. Mais la mobilisation de ce frottement intergranulaire n'apparaît dans les essais de cisaillement que si le drainage est possible et les sollicitations sont appliquées très lentement. Dans ce cas, sous chaque état de contrainte, la teneur eau ou l'indice des vides atteignent leur état d'équilibre et il n'apparaît pas de pression interstitielle dans l'eau. Une autre manière consiste à maîtriser ou à mesurer la variation de pression interstitielle u pour qu'à tout moment on puisse par la relation $\sigma' = \sigma - u$ connaître la contrainte effective et écrire la relation:

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi'$$

Cependant dans les sollicitations courantes liées à la cadence de construction, on peut considérer que pour les argiles la teneur en eau reste constante et que seule la cohésion apparente c_u est mobilisable.

En parlant d'argile, il faut la prendre au sens strict du mot car, il s'agit de la fraction argileuse contenue dans les sols argileux, ces derniers comportant également une fraction sableuse. Les sols argileux présenteront donc à la fois une action de cohésion et une action de frottement qui s'additionneront pourvu que la fraction sableuse soit importante et que la compacité soit élevée.

3.2.3 Compactage

C'est la densification du sol dans le but de limiter les tassements futurs et de minimiser le gonflement. La courbe de compactage fournit la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale de mise en oeuvre pour une énergie donnée. La teneur en eau et la densité de compactage d'un sol expansif ne sont pas nécessairement la teneur en eau optimale et la densité maximale données par l'essai de compactage. Car, les sol expansifs compactés énergiquement peuvent gonfler et développer des pressions considérables si leur teneur en eau augmente après compactage. Cette action peut conduire à des soulèvements inacceptables. Pour déterminer la teneur en eau et la densité de compactage d'un sol gonflant, il faut étudier la relation teneur en eau-densité-gonflement.

On désigne généralement par argile, les sols à grains fin et cohésifs de taille inférieure à 2 μm . Les minéraux argileux sont de taille microscopique actifs du point de vue chimique et électrique. On distingue quatre principaux minéraux argileux à savoir la kaolinite, la montmorillonite, l'illite et la chlorite. Les sols argileux constitués de 100% d'argile c'est-à-dire de particules inférieures à 2 μm sont rares. Quand ils contiennent environ 50% d'argile on les qualifie de sols argileux car leurs propriétés géotechniques seront grandement influencées par la fraction argileuse. De même que les sols argileux ne sont pas constitués uniquement d'argile, la fraction d'argile qu'ils renferment n'est pas constituée d'un seul type de minéral argileux.

L'effet du gonflement, qu'il soit défini en terme de pression de gonflement ou en terme de variation de volume unidirectionnelle sera de nature et d'ampleur différentes suivant le type d'argile dont il s'agit. Les solutions constructives pour y remédier ou s'y adapter seront alors différentes.

4.1 Organisation interne des sols argileux

L'argile au sens granulométrique est un empilement de structures successives d'échelles différentes et de propriétés différentes.

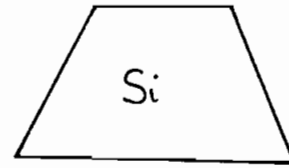
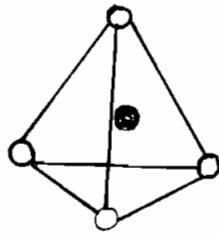
- A l'échelle microscopique les caractéristiques minéralogiques sont spécifiques à chaque famille d'argile.
- A l'échelle macroscopique et granulométrique, les structures c'est-à-dire les aspects mécaniques sont principalement gouvernées par l'état de consolidation des argiles et l'histoire de leur dépôt ou de leur formation.

La structure et la texture déterminent conjointement les caractéristiques physiques et mécaniques intrinsèques des argiles et surtout les caractéristiques de gonflement.

4.2 Structure moléculaire microscopique des argiles.

Les minéraux argileux sont composés par l'assemblage en réseau cristallin d'eau, de silice sous forme de (SiO_2) et d'aluminium sous forme de (Al_2O_3) . Dans la structure des argiles, on distingue deux arrangements fondamentaux:

- le premier est un arrangement tétraédrique. Au centre du tétraèdre on a un atome de silicium et quatre atomes d'oxygène au sommet. Les tétraèdes se rassemblent pour donner une structure élémentaire appelée feuillet (figure 4.1).



○ Oxygène

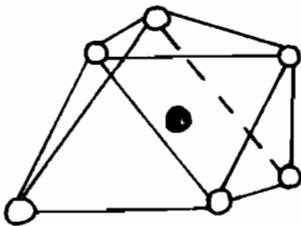
● Silicium

Figure 4.1 a : tétraèdre de silicate

b : représentation schématique du feuillet

tétraédrique (Robert Holtz et Kovacs 1981)

-le second arrangement est octaédrique. On y rencontre au centre un atome d'aluminium, de magnésium ou de fer, et au sommet, six atomes d'oxygène. Plusieurs unités octaédriques s'unissent pour donner des feuillets (figure 4.2).



○ Oxygène

● Aluminium

Figure 4.2 a : octaèdre d'alumine

b : représentation schématique du feuillet

d'octaédrique (Robert Holtz et Kovacs 1981)

Ces deux feuillets se combinent pour donner l'élément de base qui est caractéristique de chaque type de minéral argileux (figure 4.3). La liaison entre les feuillets est une liaison forte.

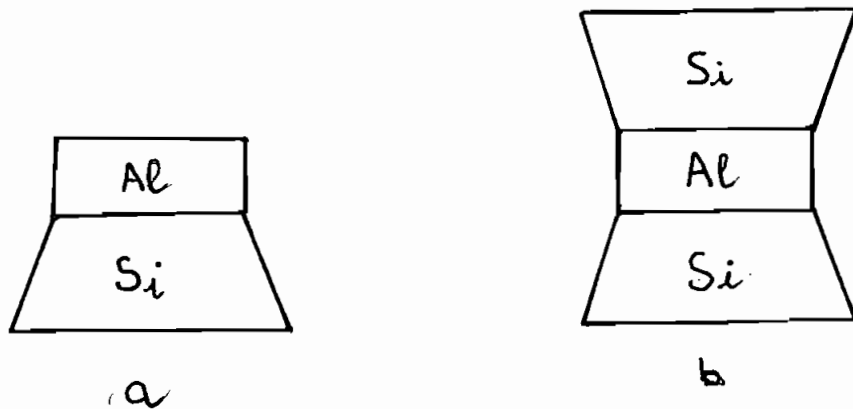


Figure 4.3: Structure élémentaire du minéral argileux

a : kaolinite b : montmorillonite (B.R.G.M.1981)

Les éléments de base s'agglomèrent pour donner, des micro-agrégats appelés plaquettes. L'aptitude d'un minéral à acquérir de l'eau entre ces éléments de base est fonction de la liaison entre ces derniers. Plus la liaison est faible (cas de la montmorillonite), plus les éléments de base seront faciles à dissocier, et l'eau aura plus de facilité à pénétrer dans les espaces inter feuillets de ce minéral et provoquer le gonflement (figure 4.4).

Ce gonflement qui intervient à l'échelle la plus petite de la structure argileuse est appelé **gonflement interfoliaire**. Il peut prendre une ampleur très importante.

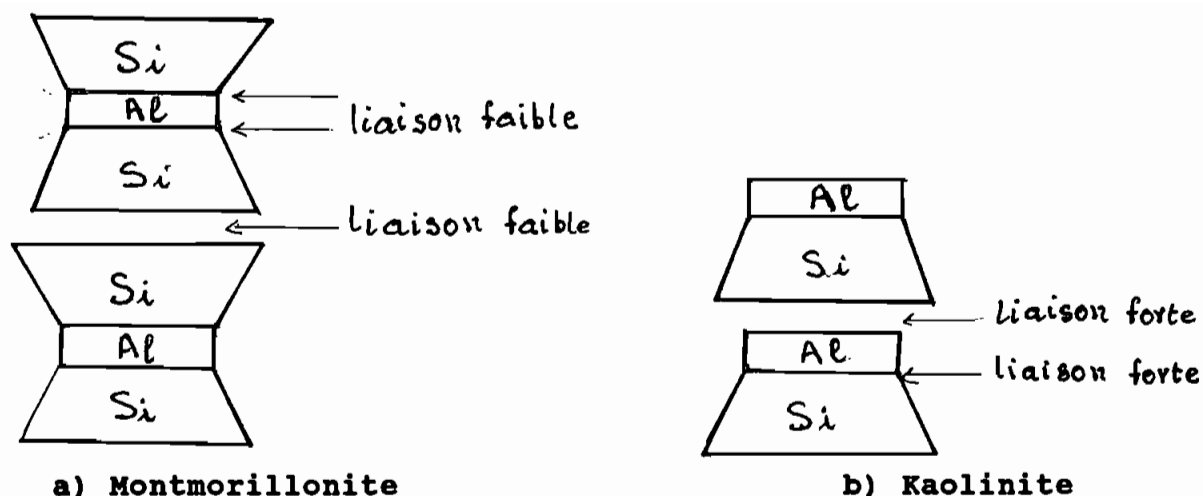


Figure 4.4: Plaquette ou micros agrégats (B.R.G.M 1981)

4.3 Texture macroscopique des argiles

Si la microstructure de la plaquette est stable, hormis le cas des gonflements interfoliaires, l'organisation des plaquettes entre elles, est extrêmement variable d'un type d'argile à un autre et surtout d'un état de consolidation à un autre.

Selon la disposition des plaquettes, les forces de liaison seront plus ou moins grandes. Si la distance entre plaquettes est grande, la liaison sera faible et l'eau qui sert de liaison entre elles sera faiblement liée à ces dernières. Inversement, si la distance entre plaquettes est très petite, la force de liaison que l'eau pourra développer pour les relier sera grande.

C'est la résistance de cette liaison macroscopique entre plaquettes qui va gouverner le comportement mécanique de l'argile car elle est

plus faible que les autres liaisons. C'est cette même liaison qui caractérise la cohésion des argiles.

La texture des argiles peut donc varier:

- de l'empilement serré et orienté dans le cas des argiles situées en profondeur, ou qui étaient situées en profondeur et qui ont été découvertes par l'érosion. Ces argiles sont caractérisées par une cohésion maximale, la distance entre plaquettes et une teneur en eau minimales: ce sont les argiles consolidées.

- à une texture extrêmement lâche caractérisée par une cohésion minimale, une distance entre plaquettes et une teneur en eau maximales: ce sont les argiles vierges.

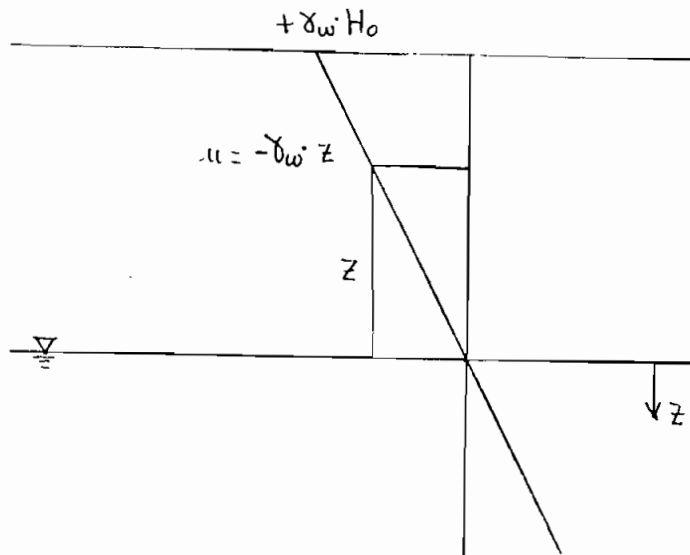
L'acquisition d'eau supplémentaire au sein de la texture est à l'origine du **gonflement interparticulaire**. Ce gonflement, contrairement au gonflement interfoliaire, a une ampleur assez limitée mais affecte toutes les argiles.

Comme on vient de le montrer précédemment il existe deux types de gonflement:

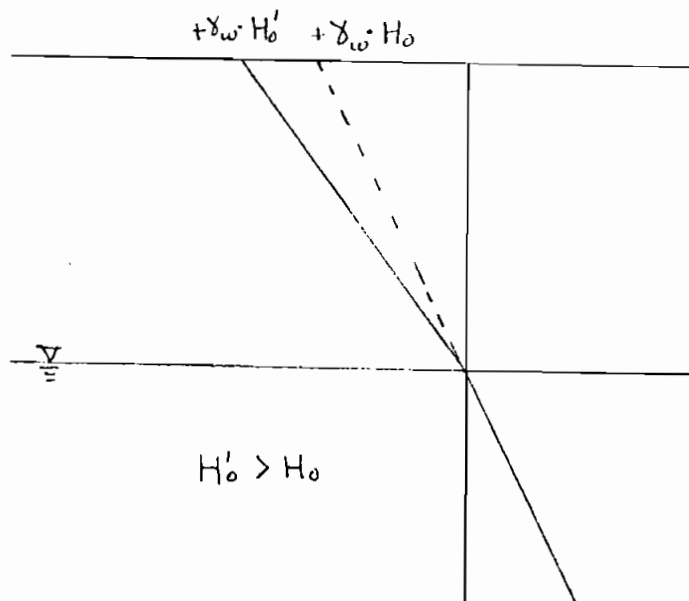
- **Le gonflement interfoliaire** qui, pour certaines argiles est lié à une augmentation de teneur en eau et à une acquisition de cette eau au sein de leur propre structure.
- **Le gonflement interparticulaire** qui affecte presque toutes les argiles et qui est dû à un écartement des plaquettes les une des autres.

5.1 Déséquilibre hydrique du sol et phénomène de succion

Si on suppose le niveau de la nappe phréatique constant, lorsqu'il n'y a pas d'évaporation la teneur en eau du sol argileux est constante et égale à sa teneur en eau de saturation. La pression interstitielle en un point situé au-dessus du niveau de la nappe est inférieure à la pression atmosphérique et est donc négative: c'est la succion du matériau argileux qui a tendance à aspirer l'eau environnante pour rester à saturation. En surface, elle prend la valeur $+Y_w H_0$ avec H_0 la profondeur de la nappe (figure 5.1.a). Par contre, lorsqu'il y a un faible gradient d'évaporation de manière que la saturation du sol n'est pas affectée, la succion en surface prend une valeur supérieure à celle du cas précédent (figure 5.1.b).



a : Sans évaporation (sol saturé)



b : Gradient d'évaporation faible (sol saturé)

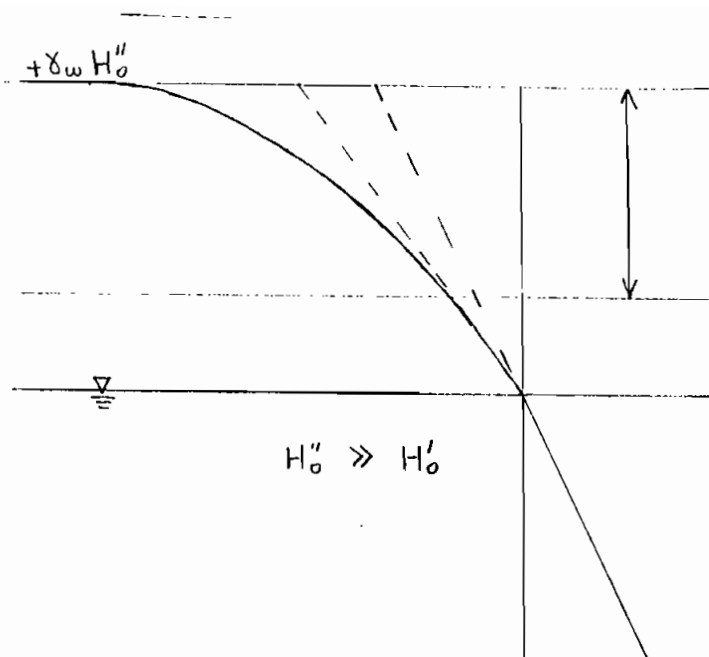
Figure 5.1 Diagramme des pressions interstitielles dans le cas d'un faible gradient d'évaporation (B.R.G.M. 1988)

Enfin lorsque le gradient d'évaporation est tel que la saturation du sol est entamée, la succion en surface prend des valeurs excessives (figure 5.2).

Cette succion évolue en sens inverse de celui du premier cas, sans être complètement réversible, lorsqu'il y a saturation progressive à partir de la surface (figure 5.3).

C'est le même phénomène qui se produit sous un bâtiment où, la diminution de la succion provoquée par la suppression de l'évaporation entraîne une augmentation de la pression interstitielle et donc une diminution de la contrainte effective correspondant à un déchargement mécanique et par conséquent un gonflement pour les sols expansifs. De même, plus le bâtiment est léger moins l'équilibre mécanique pourra s'établir et plus les gonflements seront importants. A part la succion et les actions saisonnières, la surconsolidation géotechnique peut également expliquer le gonflement.

En effet, à une époque donnée, et à une profondeur donnée, un sol ne supporte que le poids des couches qui se trouvent au-dessus de lui. Or cette pression des couches sus-jacentes n'est pas obligatoirement la pression qui a consolidé le sol. Une charge antérieure actuellement disparue comme dans le cas des massifs érodés peut être à l'origine d'une forte consolidation. Dans ces conditions si le sol est imbibé naturellement ou artificiellement, il s'ensuit une expansion très rapide.



Gradient d'évaporation élevé

Figure 5.2 Représentation des déséquilibres hydriques
diagramme des pressions interstitielles (B.R.G.M.1988).

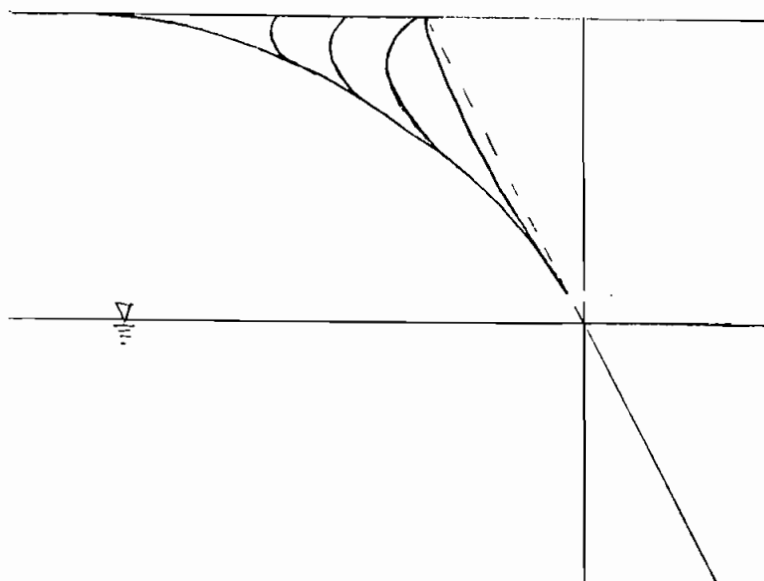


Figure 5.3 Evolution de la succion au cours d'une saturation
progressive du sol (B.R.G.M. 1988)

5.2 Cycle retrait-gonflement

Lorsque la perte d'eau se produit au-delà de la limite de retrait w_r , il y a fissuration du sol et ce jusqu'à une profondeur pouvant atteindre 2 m et plus, ce qui entraîne deux conséquences:

- Il y a développement de fortes pressions de succion profondément, créant ainsi un fort potentiel de gonflement sur une épaisseur importante,
- Il y a apport d'eau, direct, massif et brutal par les fissures sur une épaisseur non négligeable du sol.

Ces deux actions conjuguées entraînent un important gonflement d'ensemble accompagné d'une perte totale de consistance en surface.

5.3 Pression de gonflement

La loi de Hooke bien connue reconnaît aux matériaux une certaine élasticité qui explique une expansion prévisible au déchargement; mais pour les sols généralement hétérogènes et anisotropes, cette théorie ne s'applique que d'une façon limitée, le domaine élastique étant très réduit.

Le potentiel de gonflement d'un sol est fonction de la nature de ce sol dont l'énergie interne d'expansion n'est libérée que lors

d'un déchargement ou encore s'il est mis en présence d'eau.

La pression de gonflement par définition, est la plus faible pression pour laquelle la mise en eau d'un échantillon ne provoque aucune expansion volumique.

S'il est relativement aisé de mesurer le pourcentage de gonflement in situ, la pression de gonflement quant à elle est très difficile à évaluer sur le terrain alors qu'elle est facile à mesurer en laboratoire.

Nous n'allons pas nous lancer ici, dans la description de tous les essais conduisant à la pression de gonflement. Le plus simple à comprendre et à réaliser est l'essai de gonflement à soulèvement nul. L'expansion du matériau mis en présence d'eau dans un oedomètre est maîtrisée en le surchargeant progressivement au fur et à mesure du développement du processus de gonflement au sein de l'argile, afin qu'il conserve un volume constant jusqu'à l'équilibre. La contrainte finale qu'il aura ainsi fallu pour contenir le gonflement est la pression de gonflement.

La pression de gonflement des argiles naturelles est non seulement fonction des caractéristiques de gonflement de l'argile, mais également des conditions initiales de placement. Plusieurs facteurs influencent cette pression de gonflement qui sont :

- la surcharge (un bâtiment par exemple),
- Le degré de saturation,

- La teneur en eau initiale,
- L'épaisseur de la couche gonflante,
- L'anisotropie du matériau.

L'influence de ces facteurs sur la pression de gonflement n'est pas directe. Elle l'est plutôt sur la variation de volume.

Par contre la densité initiale affecte directement la pression de gonflement. La représentation de la pression de gonflement en fonction de la densité sur un graphique semi-log suggère une relation de la forme:

$$\log P_g = aY_d - b$$

où P_g = pression de gonflement,

Y_d = densité sèche,

a et b sont des constantes dépendant du sol .

David et Komornik en 1980 ont proposé une expression permettant d'évaluer la pression de gonflement avant la construction.

$$\log P_g = 0.0208w_L + 0.000665Y_d - 0.0269w - 1.868$$

avec P_g = pression de gonflement,

w_L = limite de liquidité,

Y_d = densité sèche,

w = teneur en eau in situ.

CHAPITRE VI Précautions à prendre pour fonder sur sols gonflants

Les méthodes les plus utilisées pour réduire ou prévenir le gonflement sont:

- l'amélioration du sol de fondation,
- le maintien de l'équilibre d'humidité autour et sous la fondation,
- l'adaptation de l'ouvrage au gonflement,
- l'adaptation de la fondation au gonflement.

L'efficacité de toutes ces méthodes dépend de l'origine de la variation de la teneur en eau, du niveau de la nappe, de la puissance du sol expansif, de la pluviométrie et de la nature de l'ouvrage que doit recevoir le terrain.

6.1 Amélioration du sol de fondation.

6.1.1 Remplacement du sol

Si les sols susceptibles de changer de volume sont limités par un substratum peu profond ou se présentent sous forme de lentilles isolées, il est souvent pratique de les remplacer par du sable ou un autre type de sol à faible variation de volume. On le fait souvent par remblais latéraux pour éviter les efforts de poussée développés lors du gonflement sur les murs extérieurs.

6.1.2 Stabilisation du sol.

6.1.2.1 La préhumidification.

C'est une vieille technique utilisée pour réduire les soulèvements ultérieurs. Le principe est de permettre au sol de gonfler avant la construction en l'humidifiant. Si on maintient cette humidité, il n'y aura pas de changement de volume et donc pas de désordre. Un obstacle majeur à ce procédé est le temps requis pour réaliser la saturation complète du sol. C'est la raison pour laquelle on recommande souvent d'envisager toute construction sur sol gonflant immédiatement après la saison des pluies.

6.1.2.2 Stabilisation à la chaux et au ciment.

L'addition de la chaux vive à des argiles gonflantes conduit à la réduction de leur plasticité et donc de leur potentialité de gonflement. Lorsque cette addition est trop forte, elle peut produire un abaissement important de la teneur en eau naturelle du sol et entraîner son retrait.

L'addition du ciment à des argiles gonflantes moyennement à peu humides conduit non seulement à des effets équivalents à ceux de la chaux mais aussi à une augmentation substantielle de la résistance mécanique.

L'inconvénient de cette méthode est qu'on traite le sol uniquement en surface; le gonflement total n'en sera que peu diminué et la couche traitée ne constituera pas une barrière absolue à l'eau. Cette technique est beaucoup plus utilisée dans le domaine routier que dans le bâtiment.

6.2 Maintien de l'équilibre d'humidité autour et sous la fondation.

Il s'agit d'éviter, par des mesures appropriées, les variations d'humidité du sol. Ces mesures consistent essentiellement en des barrières que l'on installe autour du bâtiment.

6.2 1 Barrières horizontales: (figure 6.0)

Elles peuvent consister en des membranes imperméables, des graviers, en un tablier de béton ou une couche d'asphalte. Une légère inclinaison de ces dernières favorise le drainage superficiel.

6.2.2 Barrières verticales: (figure 6.0)

Elles sont en béton, en polyéthylène ou sous forme de remblai. Elles servent à dévier le cheminement de l'humidité. La plupart de ces solutions se révèlent dans beaucoup de cas inefficaces parce que en même temps qu'elles s'opposent à l'infiltration de l'eau,

elles empêchent l'évaporation rompant ainsi l'équilibre dans la zone capillaire.

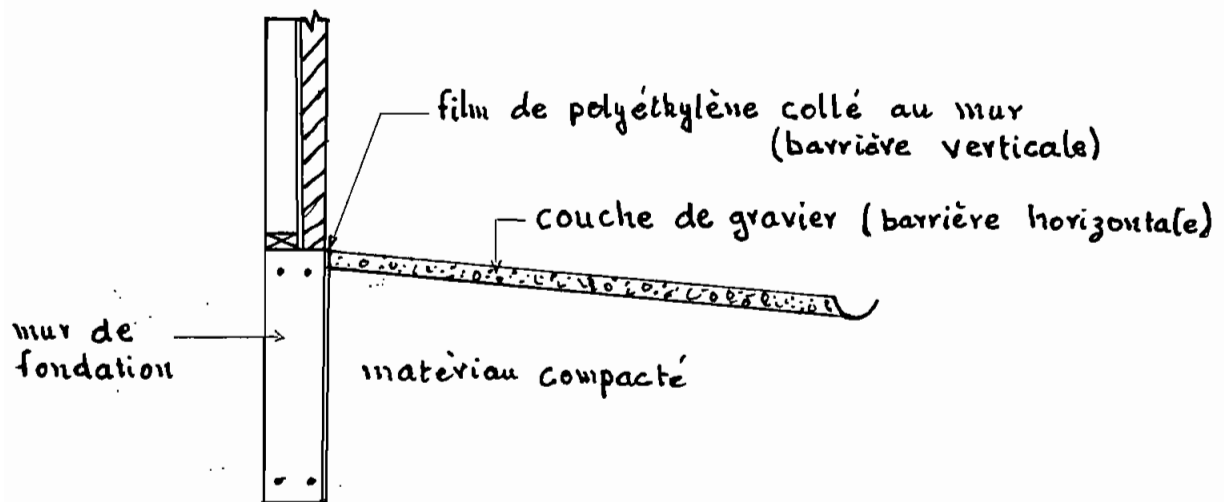


Figure 6.0: barrière horizontale, barrière verticale

6.3 Adaptation de l'ouvrage au gonflement

Le but visé est de concevoir un ouvrage pouvant s'adapter sans dommages préjudiciables aux mouvements nés des variations de volume du sol.

Des structures rigides sont utilisées dans des bâtiments à plusieurs niveaux.

En disposant des joints et des articulations à des endroits appropriés, on peut rendre la structure flexible à telle enseigne qu'elle puisse suivre le mouvement du sol sans grand dommage.

6.4 Adaptation de la fondation au gonflement.

Les solutions précédentes se révèlent quelquefois insuffisantes ou coûteuses pour certains types d'ouvrage notamment les logements

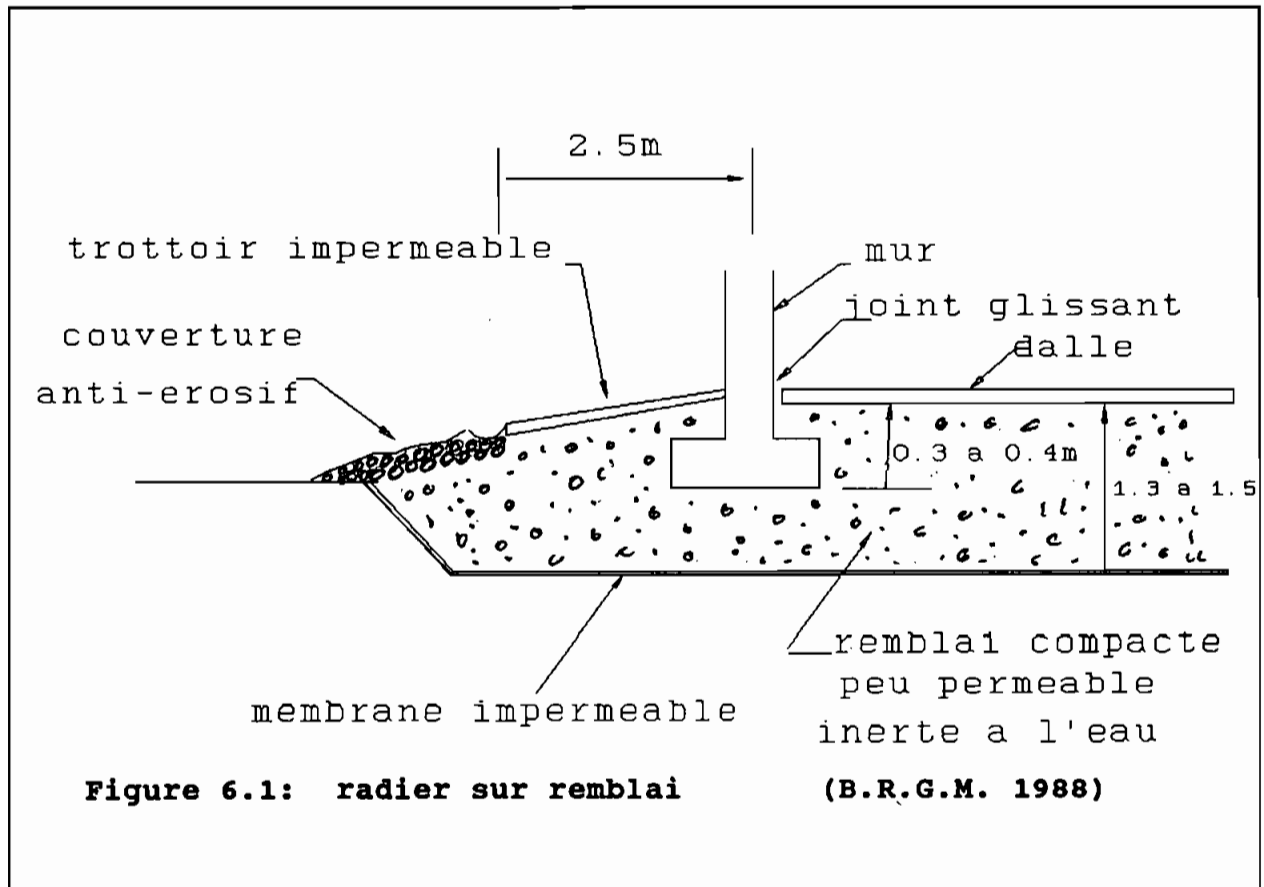
économiques. En combinant ces solutions entre elles et en prenant quelques précautions particulières on arrive à de nouvelles solutions moins onéreuses.

6.4.1 Fondations superficielles.

6.4.1.1 Semelle radier sur remblai (figure 6.1).

Le sol gonflant est décapé jusqu'à une profondeur de 0,8 m à 1 m avec un débordement de 2.5 m par rapport aux murs extérieurs. Avant de mettre en place le remblai on dispose sur la plate-forme ainsi décapée une membrane imperméable. Ce remblai sera un remblai compacté de 1.3 à 1.5 m d'épaisseur avec 0.5 m au dessus du terrain naturel. Il sera constitué obligatoirement de matériaux peu perméables et surtout inertes à l'eau donc très peu d'argile. Au cas où il serait impossible de trouver le matériau approprié on le remplacera par le sol argileux le moins gonflant traité à la chaux ou au ciment. Ce remblai sera mis en place à la fin de la saison des pluies.

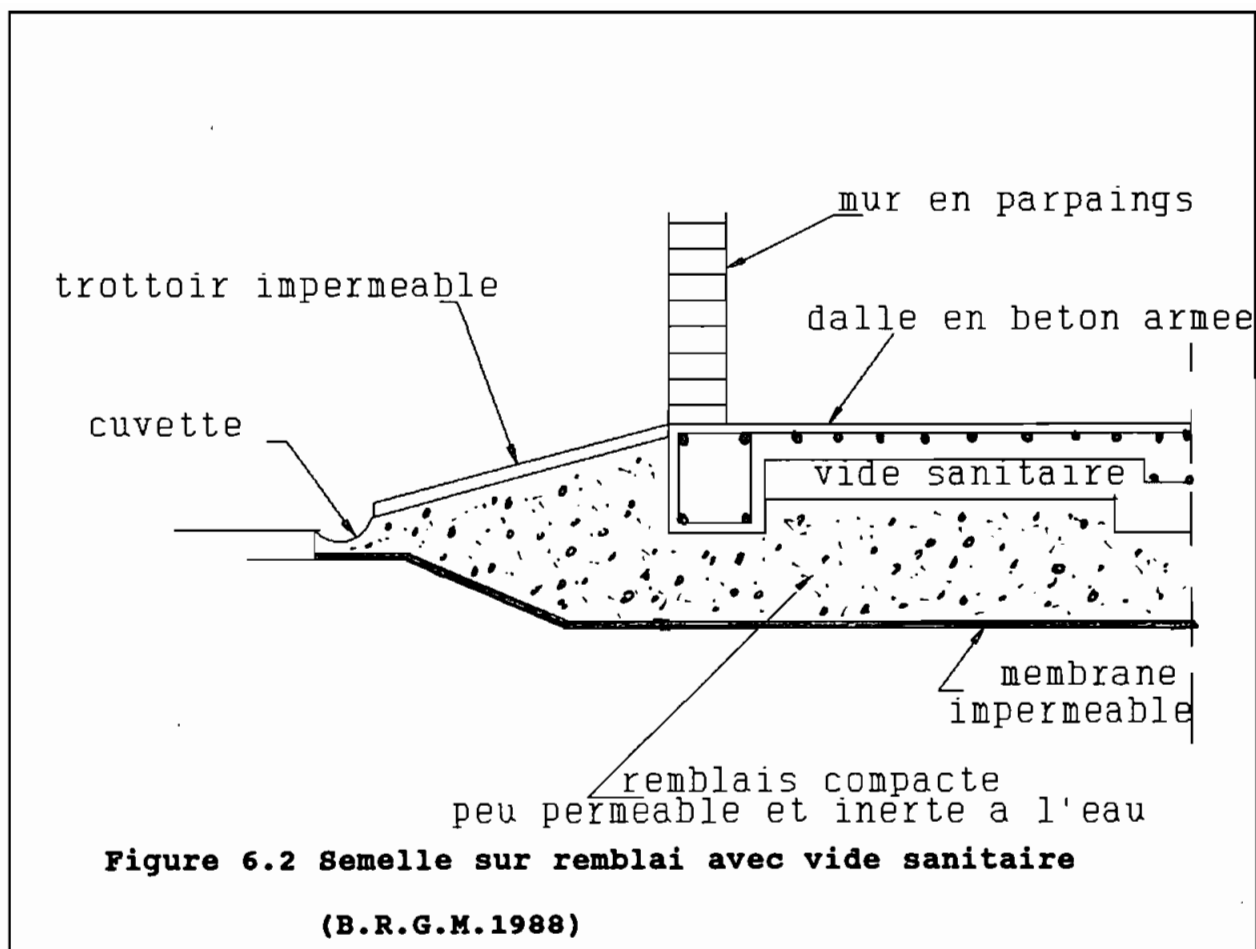
La semelle sera superficielle, armée avec une profondeur d'encastrement de 0.3 à 0.4 m par rapport au niveau fini du remblai. Des joints glissants seront disposés entre les murs et le dallage pour annuler la rigidité. La réalisation d'un trottoir et d'une couverture antiérosive est nécessaire pour la protection du remblai de débordement et l'évacuation des eaux de pluies.



Dans le cas où on utiliserait le radier, ce serait un radier général légèrement armé reposant sur le remblai (figure 6.1).

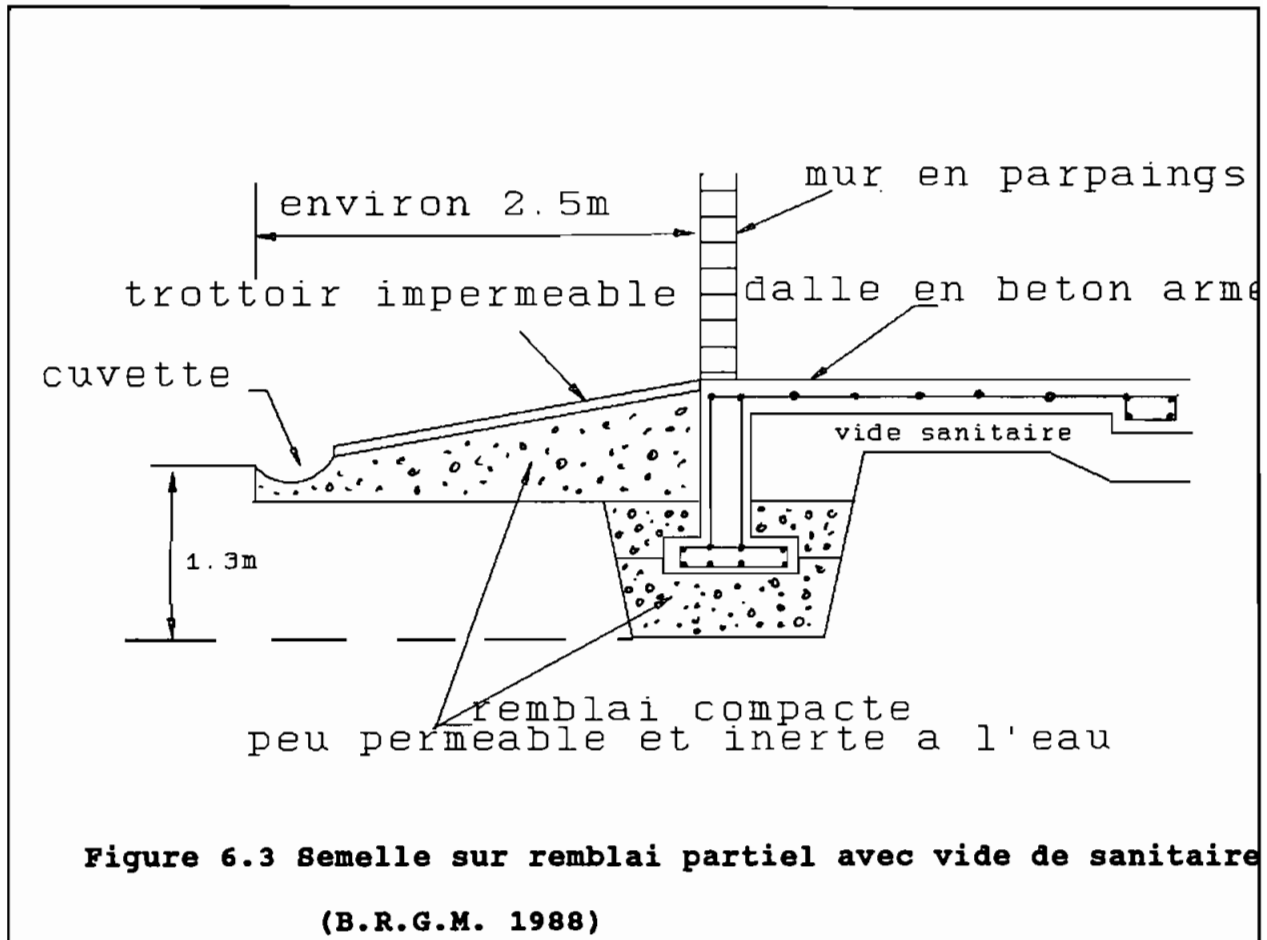
6.4.1.2 Semelle sur remblai avec vide sanitaire (figure 6.2).

Cette solution ressemble à la précédente, seulement ici le remblai est moins épais. La dalle ou le plancher en béton armé plus rigide que dans le cas précédent sera sur vide sanitaire. La structure sera renforcée aux angles.



6.4.1.3 Semelle sur remblai partiel avec vide sanitaire
(figure 6.3).

On réalise sous la semelle un remblai compacté composé d'un sol capable d'amortir au maximum le gonflement. Le matériau du remblai sera inerte. Pour éviter les venues d'eau au toit du sol gonflant, il est nécessaire d'avoir un trottoir imperméable. Ce trottoir peut être du même type que les précédents. Les semelles et la dalle portée sur vide sanitaire devront être bien armées.



6.4.1.4 Semelle semi-superficielle rigidifiée (figure 6.4).

Si la profondeur sur laquelle se manifeste le gonflement est importante, on utilise une semelle semi-superficielle avec une profondeur d'encastrement de 1.5 à 2 m. Les semelles doivent être rigidifiées pour pouvoir résister aux moments parasites induits par le gonflement. Pour les rigidifier, on peut utiliser une poutre-échelle (figure 6.5) avec une membrure basse en guise de semelle et une membrure haute au niveau du sol formant le chaînage, toutes deux reliées par des poteaux; les vides seront

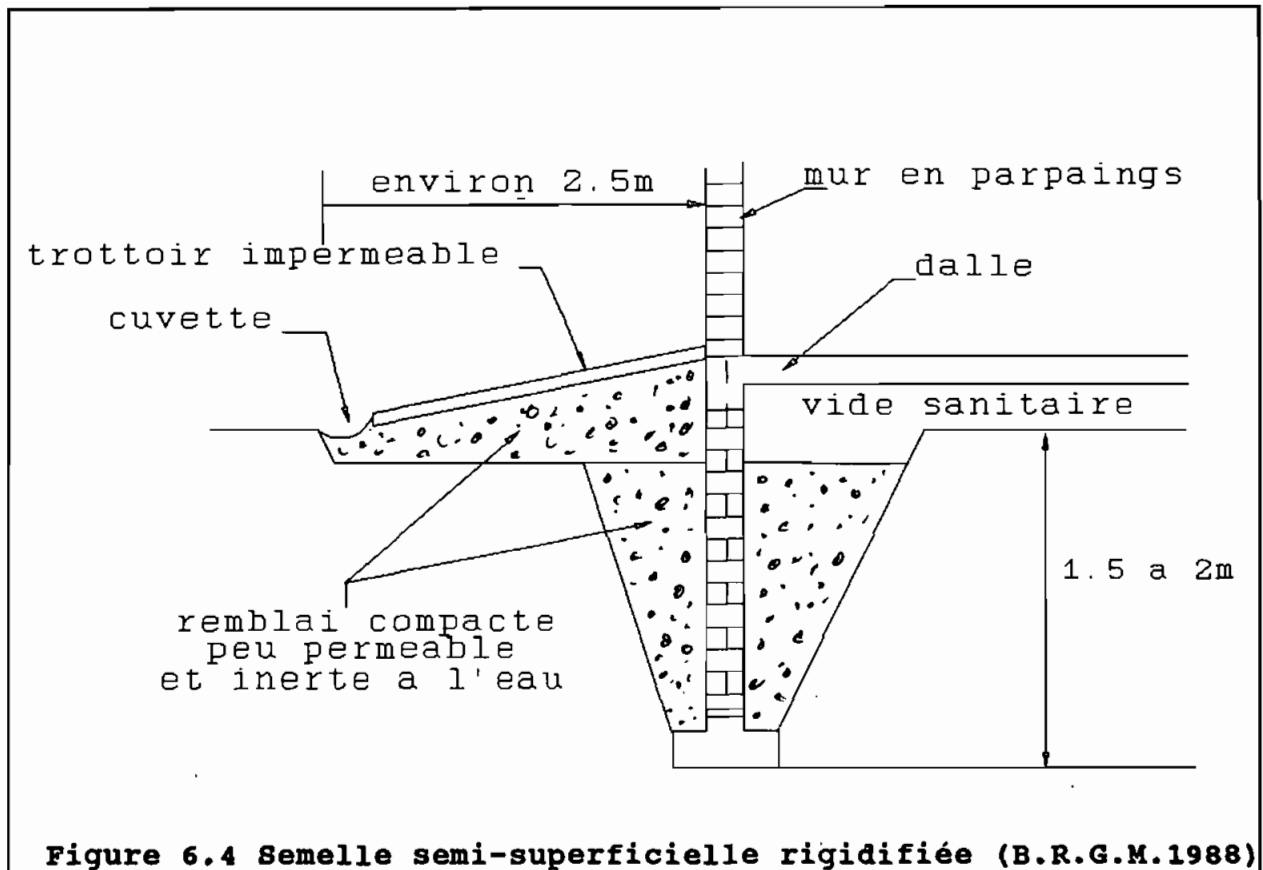


Figure 6.4 Semelle semi-superficielle rigidifiée (B.R.G.M.1988)

remplis par de la maçonnerie.

Le plancher pourra être :

- Soit porté avec un vide sanitaire.
- Soit sur un remblai compacté si on accepte quelques soulèvement du dallage.

Dans les deux cas on prend les précautions suivantes:

- * Excavation en coin du sol gonflant des deux côtés de la semelle et remplacement par un matériau inerte déformable modérément damé pour amortir le gonflement (figure 6.4);
- * Raccordement très souple des canalisations d'eau avec le

réseau extérieur;

- * Disposition de joints tous 8 à 10 m pour éviter des moments de flexion trop importants.

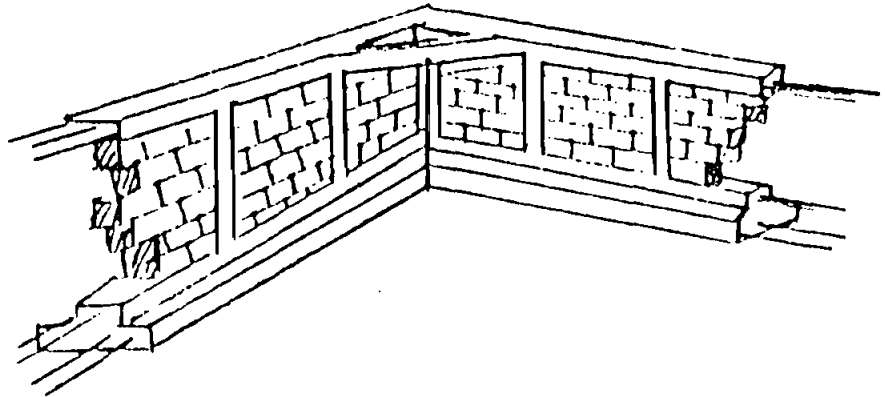


Figure 6.5 poutre-échelle

6.5 Fondations profondes: Pieux et puits.

Le but visé est de transmettre la charge aux couches plus profondes non susceptibles de changer de volume ou qui le font très modérément, par des pieux ou des puits.

Les pieux peuvent être en bois en béton ou en métal. Mais pour résister aux efforts de tractions exercés par le matériau gonflant, on utilise beaucoup plus les pieux en béton armés en traction.

Ils peuvent :

- transférer une charge, à travers une couche molle, au substratum résistant sur lequel repose leur pointe (figure 6.5.a);
- transférer une charge, à travers une couche molle dans une couche inférieure plus résistante par frottement dans cette couche (figure 6.5.b);
- être utilisés en pieux flottants sur toute leur longueur (figure 6.5.c).

Le puits est un pieu de diamètre plus grand. Sa base doit être ancrée de plusieurs centimètres dans le bon sol afin de lui assurer une stabilité en cas d'effort horizontal exercé par le terrain supérieur.

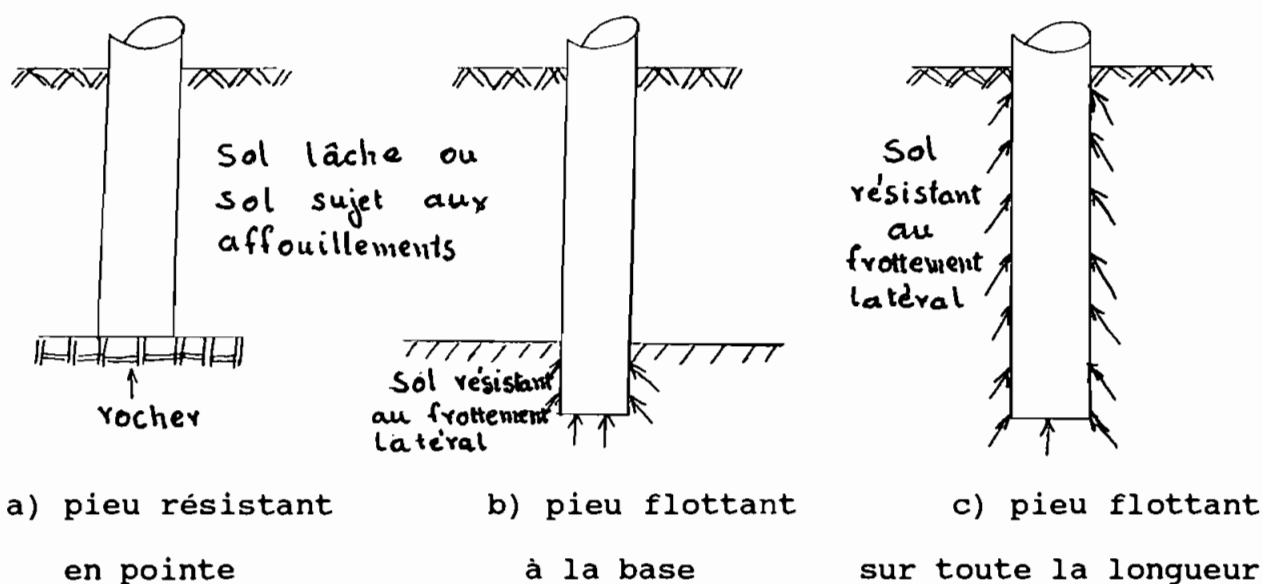


Figure 6.5 Utilisation des pieux

Pour éviter le soulèvement ou le déplacement des puits ou des pieux occasionnés par le mouvement du sol, on réduit leur diamètre et on les arme. On peut aussi les isoler du sol par un manchon constitué d'un matériau mou et spongieux tel que la vermiculite et la laine de verre (figure 6.6). L'utilisation de la sciure du bois ou des gousses de graines de coton est aussi fréquente. L'inconvénient de ces dernières c'est qu'elles se dégradent à la longue.

De façon générale pour un pieu ou un puits de longueur D et de rayon r la force de soulèvement donnée par :

$$U = d\pi r^2 f P_g (D-d)$$

doit être inférieure à la force W qui s'oppose à l'arrachement du puits ou du pieu.

$$W = \pi r^2 p + 2\pi r s d$$

où : f = coefficient de soulèvement entre le sol et le corps du pieu ou du puits.

P_g = pression de gonflement,

d = profondeur de la zone non affectée par l'humidification,

p = charge morte unitaire,

s = friction autour du pieu ou du puits,

D = longueur du puits ou du pieu,

r = rayon du puits ou du pieu,

U = force de cisaillement.

Un cas particulier de ces pieux est le pieu à "patte d'éléphant" (figure 6.6 a). Il présente l'avantage d'augmenter la résistance à l'arrachement du pieu qui devient:

$$W = P + F_w + F_s$$

P = charge verticale sur le pieu,

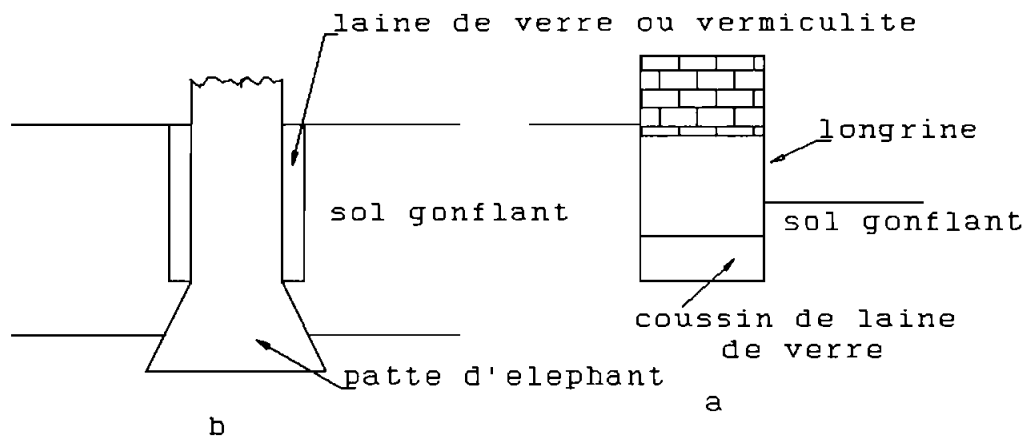
F_w = le poids du sol au-dessus de "la patte d'éléphant",

F_s = résistance au cisaillement mobilisée par le

soulèvement le long de la surface de rupture.

En effet en élargissant la base du pieu, deux effets sont enregistrés qui vont en faveur de la résistance à l'arrachement du pieu :

- Il apparaît le poids du sol au-dessus de la "patte d'éléphant",
- la résistance au cisaillement mobilisée par le soulèvement le long de la surface de rupture (généralement supposée circulaire) devient beaucoup plus importante et ce proportionnellement à la largeur de base de cette patte d'éléphant. Ceci est dû au fait qu'à mesure que la largeur augmente, la surface de rupture augmente.



- a) puits avec isolation pour le gonflement et patte d'éléphant
- b) poutre-longrine

Figure 6.6: puits ou pieu avec un soubassement de matériau compressible

2^{ième} PARTIE

ETUDE DES CAUSES DE FISSURES DE LA MOSQUEE DE GOREE

CHAPITRE VII APPLICATION A L'ILE DE GOREE

7.1 Définition du problème

Comme nous le disions dans l'introduction, la mosquée de Gorée est l'une des plus vieilles mosquées du Sénégal. Elle a été construite en 1822.

Les enquêtes effectuées auprès de l'Imam de Gorée ont révélé que les premières fissures sont apparues il y a environ 3 ans. Depuis lors elles n'ont cessé de se propager ni de s'élargir malgré les nombreux colmatages au mortier de ciment. Ces fissures ont atteint actuellement des largeurs qui varient entre 0.2 et 2 cm occasionnant ainsi des dégâts non négligeables.

En effet, nous avons pu observer :

- un soulèvement du côté nord par rapport au coté sud de l'ouvrage,
- un décollement du mur situé du côté nord,
- un décollement du plafond surtout aux coins du bâtiment,
- que les fissures se propagent du bas vers le haut,
- que les fissures passent par les points de faiblesses du bâtiment (angles des portes et fenêtres),
- que les pièces de menuiseries des fenêtres étaient aussi

- fissurées et décollées des murs,
- l'existence d'un lieu d'ablution complètement fissurée qui constitue une zone de forte infiltration d'eau,
 - que le sol sur lequel repose la mosquée est stratifié et comporte un important réseau de fissures qui constituent des zones d'écoulement d'eau.
 - une tranchée d'environ 1.5 m de profondeur le long des façades nord et est de l'ouvrage.
 - une érosion progressive par l'eau de mer, de la fondation du mur de soutènement situé à l'aval du bâtiment.

Par ailleurs, les enquêtes nous ont révélé qu'il se produit dans le bâtiment des vibrations causées par le choc des gros blocs de rocher projetés par les vagues contre le mur de soutènement. (figure 7.1)

Pour résoudre le problème sus mentionné, nous avons adopté la démarche que voici :

sur la base des observations et des données ci-dessus, nous allons émettre un certain nombre d'hypothèses concernant les causes des fissures. Nous vérifierons ensuite ces hypothèses à l'aide d'une série d'études géologiques et d'essais géotechniques afin de les confirmer ou de les infirmer. Cette méthode nous permettra donc d'identifier les sources du problème, et par conséquent d'envisager des solutions adéquates à sa résolution.

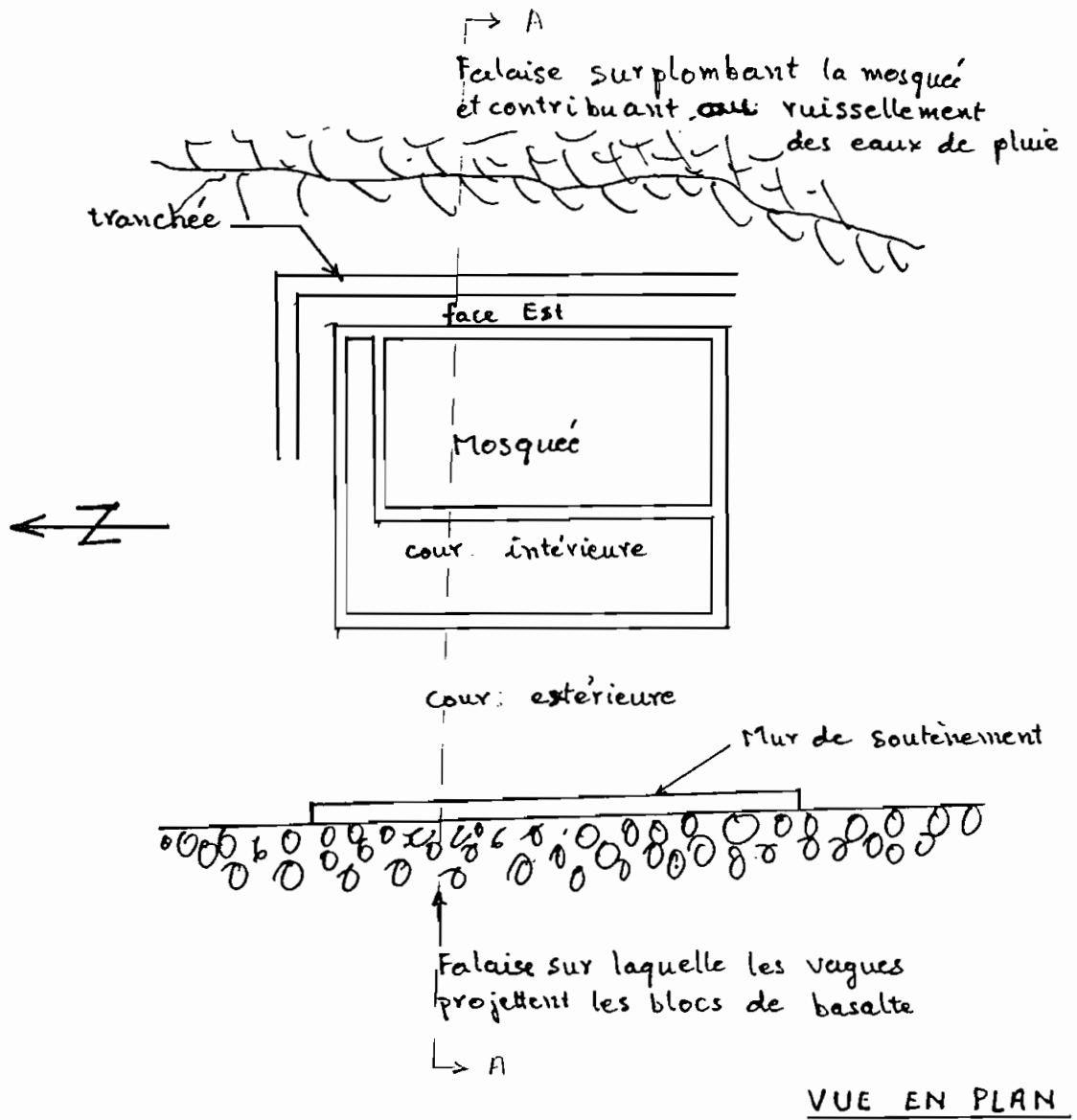
7.2 Hypothèses: causes probables des fissures observées sur la mosquée de gorée

Les fissures d'après nos premières observations sont probablement dues :

- au gonflement consécutif à une variation de la teneur en eau du sol sous le bâtiment,
- au contraintes nées des surcharges lorsque la charge transmise par l'ouvrage au sol dépasse la capacité portante de ce dernier,
- aux vibrations causées par le choc des blocs de rocher projetés par les vagues contre la falaise supportant le mur de soutènement de la mosquée.

Mais avant de continuer, une brève description des tentatives de solution faites avant nous par d'autres agents pour résoudre ce problème s'impose.

L'année dernière, une architecte italienne, sous mandat du bureau d'architecture des Monuments Historiques (B.A.M.H.) du Ministère de l'Urbanisme de l'Habitat (M.U.H.), a fait construire à environ 1 mètre le long des façades nord et est, une tranchée de profondeur variant entre 1.5 et 2 mètres. (figure 7.1). Cette tranchée qui devrait permettre le drainage des eaux de ruissellement et de filtration, cause au contraire leur stagnation parce que mal exécutée et leur infiltration sous le bâtiment parce que non



VUE EN PLAN

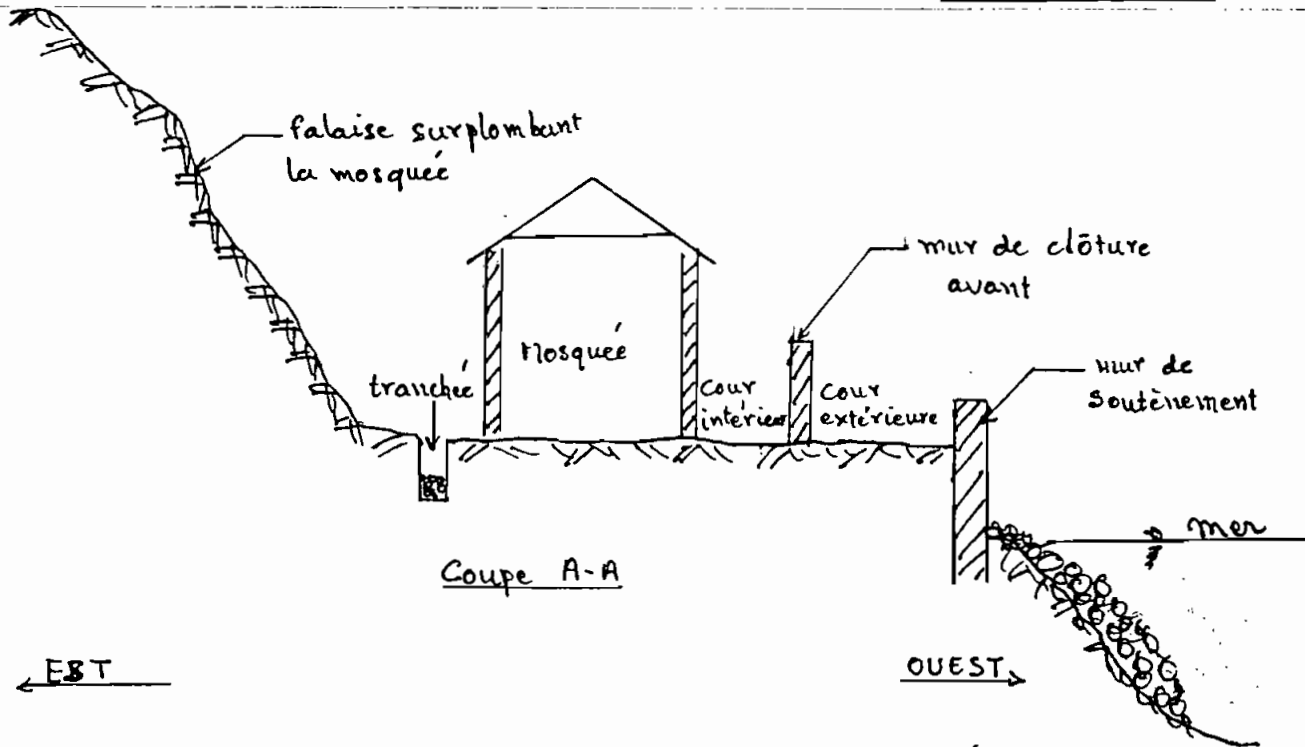


Fig 7.1: Plan de situation de la tranchée

imperméabilisée. Cette exécution inachevée s'est arrêtée aussi brusquement qu'elle avait commencé. La confrérie musulmane de l'île a effectué des démarches auprès du Directeur du B.A.M.H. pour la reprise des travaux mais en vain. Face à cette situation, des mesures ont été prises au sein de la communauté consistant à crépir les parties proches des fondations, à combler une partie de la tranchée de pierres et à corriger les pentes du fond de tranchée. Ces modifications qui limitent la stagnation des eaux collectées n'ont toujours pas résolu complètement le problème de l'infiltration.

Donc si c'est le gonflement qui est à l'origine des fissures comme nous l'avons supposé (ce qui reste à prouver), la solution de l'architecte ne l'élimine pas mais l'aggrave au contraire car le gonflement est souvent dû à une variation de la teneur en eau (retrait ou apport) sous l'ouvrage. De même, le crépissage et les pierres mis en place par endroit ne suppriment pas l'infiltration mais la limitent seulement.

En somme, malgré toutes ces mesures, l'infiltration qui est la cause principale de l'apport d'eau sous le bâtiment demeure.

7.3- ETUDES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES

7.3.1-Reconnaissance et description du sol

Le sol sur lequel repose la fondation est essentiellement constitué de schiste argileux calcaireux stratifié de couleur jaune. Ce sont des roches consolidées formées en partie de minéraux argileux et qui peuvent contenir un peu de calcite ou de grains de quartz. Le matériau est anisotrope avec beaucoup de réseaux de fissures. On note des teintes rouges par endroits dues à la présence d'oxyde de fer. Ce sol est très raide et légèrement humide.

7.3.2 Les essais

Dans le but de faire un diagnostic correct nous nous sommes proposés de faire un certain nombre d'essai sur les échantillons N°1, N°2, N°3 prélevés respectivement au nord, à l'est et au sud de la mosquée voir schéma de prélèvement des échantillons à l'annexe A00. Tous les essais sont effectués au laboratoire de l'école suivant la norme A.S.T.M.

Les essais prévus sont:

- la sédimentométrie,
- surface spécifique et essai au bleu de méthylène,
- limites de consistances,
- résistances au cisaillement direct,

- poids spécifique,
- essai oedométrique de gonflement.

7.2.2.1 Sédimentométrie

L'analyse granulométrique par sédimentométrie a pour but de poursuivre la classification des matériaux solides d'un sol constitué de particules de petites dimensions. En pratique elle s'applique au passant du tamis N°40 (diamètre 0.425 mm). Il s'agit ici de déterminer le pourcentage de particules de diamètres inférieures à un diamètre donné. Les résultats suivants (tableau 7.1) ont été obtenus (voir l'annexe A1 pour le résultat des calculs).

Diamètre D (μm)	% < D
40	100
25	81
10	71
5	57
2	32
1	17

Tableau 7.1: résultats de l'essai de sédimentométrie échantillon N°1 prélevé à 1.5 m.

C'est seulement le pourcentage de particules inférieures à 2 μm qui nous intéresse ici pour le calcul de l'activité A, de la fraction argileuse contenue dans le sol. Il est de 32 % dans l'exemple ci-dessus. cette activité est donné par l'expression:

$$A = \frac{IP}{\% < 2 \mu\text{m}}$$

IP = indice de plasticité

A = activité de la fraction argileuse,

% < 2 μm = poucentage de particules inférieures à 2 μm .

IP = 25 (voir la section 2.3 pour la formule).

Pour l'échantillon N° 1 on a:

$$A = 25/32 = 0.78$$

$$A = 0.78$$

Activité	Classification
< 0.75	argile inactive
0.75 < 1.25	argile normale
> 1 25	argile active

Ref. G Léonards (1968)

Tableau 7.2: Classification des argiles selon leur activité

D 'après le tableau 7.2, l'argile contenue dans le matériau est donc normale, ce qui ne veut pas dire qu'elle est inactive ou ne présente pas de potentiel de gonflement. Elle est susceptible de gonflement mais modérément.

7.3.2.2 Surface spécifique et essai au bleu de méthylène

Cet essai permet de mesurer la capacité des éléments fins du sol à adsorber du bleu de méthylène. Cette capacité d'adsorption rend compte globalement de l'activité de surface des argiles (surface spécifique). Un sol adsorbe proportionnellement d'autant plus de bleu de méthylène:

- qu'il contient davantage d'argile.
- que cette argile est active.

La prise d'essai **VB** est:

$$VB = \frac{V}{M_s}$$

où

$$M_s = \frac{M_H * 100}{100 + w}$$

V = volume final de solution de bleu de méthylène injecté (cm³)

VB = "valeur de bleu" de fines exprimée en gramme de bleu pour 100 g de fine

M_s = masse sèche de l'échantillon (g).

M_H = masse humide de l'échantillon (g).

w = teneur en eau initiale en pourcentage.

La valeur corrigée $VB(t)$ correspondant au tamis utilisé est:

$$VB(t) = \frac{VB*100}{\%t}$$

t = diamètre du tamis utilisé,

$\%t$ = pourcentage passant le tamis de diamètre t.

La surface spécifique active SSA est donnée par:

$$SSA = 21 * VB(2 \mu m)$$

$$VB(2\mu m) = \frac{VB*100}{\%(2\mu m)}$$

Le calcul est effectué pour l'échantillon N° 1 avec :

$M_H = 40$ g et $w = 3.2$ % (teneur en eau de l'échantillon avant l'essai)

Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau ci dessous.

	V (cm)	VB	VB(2 m) %	SSA	moyenne
essai n°1	30	0.77	2.42	50.79	55.00
essai n°2	35	0.90	2.82	59.26	

SSA = surface spécifique active

Tableau 7.3: Surface spécifique active obtenue à partir de l'essai au bleu de méthylène.

D'après le tableau 7.3, l'argile contenue dans le matériau a une surface active spécifique sensiblement égale à celle de la kaolinite en se référant à la classification du tableau 7.4. Cette argile a donc un potentiel de gonflement faible par rapport à la montmorillonite qui a une surface spécifique de 795.

	Surface spécifique	
	Kaolinite	Montmorillonite
B.E.T (Escart)	22	82
Ethylène glycol	45	750 à 800
Essai au bleu	54	795

Ref. B.R.G.M. fascicule n°14

Tableau 7.4 : Surface spécifique de la kaolinite et de la montmorillonite par différentes méthodes.

7.3.2.3 Les limites de consistance

Les résultats suivants ont été obtenus pour les essais sur l'échantillon N° 1 prélevé à 1.5 m.

-Teneur en eau naturelle du matériau : $w = 22\%$

-Limite de liquidité : $w_l = 59\%$

-Limite de plasticité : $w_p = 34\%$

-Indice de plasticité : $I_p = 25\%$

w_l et I_p portés sur l'abaque de Casagrande (voir annexe A0), indiquent que le matériau est de la classe MH c'est à dire

constitué de silt à haute limite de liquidité. Cette méthode appartient au système de classification USCS (Holtz et Kovacs 1981).

7.2.2.4 Résistance au cisaillement direct (selon la norme ASTM D 3080)

Cet essai a été réalisé d'abord sur le sol intact (taillé dans le moule) et ensuite sur le même sol remanié (broyé et compacté dans le moule). Les valeurs de la cohésion c et de l'angle de frottement ϕ obtenues dans chaque cas sont les suivantes:

- sol remanié : $c = 130$ kPa $\phi = 35^\circ$

- sol non remanié : $c = 120$ kPa $\phi = 29^\circ$

Ces valeurs sont tirées de la courbe τ_{rup} versus σ_{rup} , où σ_{rup} et τ_{rup} sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de rupture en cisaillement (voir annexe A6, A7 et tableau 7.5).

Cette résistance au cisaillement caractérisée par les deux paramètres c et ϕ régit le comportement d'un sol vis à vis de la rupture en cisaillement quand il est chargé. Ces paramètres servent à déterminer la charge limite que la fondation peut apporter au sol. Mais ils ne sont pas les seuls paramètres intervenant dans le calcul de la charge limite. On tient également compte de la forme de la fondation, de sa largeur et de la profondeur à laquelle elle est assise. L'expression de cette charge est de la forme :

$$q_u = 0.5 \gamma B N_\gamma + q N_q + c N_c$$

- q_u : capacité portante (kPa)
- B : largeur de la fondation (m)
- γ : poids volumique du sol (kN/m^3)
- c : cohésion [kN/m^2]
- q : surcharge

N_γ , N_q et N_c sans dimension, représentent des coefficients de capacité portante qui ne dépendent que de ϕ . Ils sont donnés par des abaques (annexe A5).

Malheureusement nous n'avons pas pu déterminer la capacité portante du sol faute d'accès à la fondation pour en connaître le type et de plus il n'existe aucun plan de l'ouvrage.

Sol non remanié			Sol remanié		
charge verticale totale (kg)	σ (kPa)	τ (kPa)	charge verticale totale (kg)	σ (kPa)	τ (kPa)
98	316.94	280.70	98	279.47	325.87
138			138	390.14	412.39
218	724.10	551.54	218	623.49	618.95
378	1218.13	788.03	378	1090.64	923.82

Tableau 7.5 contraintes de ruptures en cisaillement

D'après le tableau 7.5 on constate qu'il y a une différence entre les résultats obtenus avec l'échantillon remanié et ceux obtenus

avec l'échantillon non remanié : la contrainte tangentielle à la rupture τ_{rup} , la cohésion c' et l'angle de frottement ϕ' ont des valeurs plus élevées dans le cas de l'échantillon remanié; ce qui est contraire à ce que l'on observe généralement. Cette déviation par rapport à la normale est due au fait que durant l'essai, nous avons placé l'échantillon non remanié dans le moule de manière à ce que ses plans de stratification soient parallèles au plan de cisaillement. Or ces plans de stratification étant des plans de faiblesse, la rupture se produit très rapidement. Par conséquent, la cohésion et l'angle de frottement interne du matériau n'ont pas le temps d'être mobilisés entièrement et la contrainte tangentielle à la rupture est faible.

Lorsque l'échantillon est broyé et compacté (remanié) dans le moule, il n'y a pas de plan de faiblesse préexistant si bien que la rupture en cisaillement se fait normalement dans un temps raisonnable. La cohésion et le frottement interne sont entièrement mobilisés et donnent donc des valeurs plus élevées que dans le cas précédent.

Force est de noter que c'est l'essai sur l'échantillon non remanié qui donne une idée qualitative des paramètres de cisaillement alors que l'échantillon remanié en donne une idée quantitative.

7.3.2.5 Compactage (selon la norme ASTM 1557-78)

Il a été réalisé à l'aide de l'essai Proctor modifié. Un marteau tombe sur un échantillon de sol placé dans un moule.

- P_m = Poids du marteau [kg],
- h = Hauteur de chute [m],
- co = Nombre de couches [1],
- N = Nombre de coups par couche [1],
- V = Volume du moule [m^3].

L'énergie de compactage E est alors calculée comme suit.

$$E = \frac{P_m * g * h * co * N}{V}$$

- E = énergie de compactage [kJ/m^3]
- g = accélération de la pesanteur [m/s^2].

L'énergie de compactage utilisée pour l'échantillon N°1 est de :

Pour: $P = 2.5$ kg,

$h = 46$ cm ,

$co = 5$

$N = 25$

$$E = \frac{2.5 * 9.81 * .46 * 5 * 25}{0.944 * 10^{-3}} = 1493.8 \text{ kJ/m}^3$$

$$E = 1493.8 \text{ kJ/m}^3$$

Les densités sèches portées sur un graphique en fonction de la teneur en eau donnent la courbe de compactage (annexe A9, A10) d'où nous tirons la densité sèche maximale Y_{dmax} et la teneur en eau optimale W_{opt} correspondante.

$$Y_{dmax} = 1.48 \text{ g/cm}^3$$

$$W_{opt} = 32\%$$

Ce résultat devrait en principe être comparé à la densité sèche mesurée in situ dont nous ne disposons pas .

L'indice des vides initial (rapport du volume des vides sur le volume des grains solides) obtenu à partir des essais de consolidation est de 1.429. Cet indice indique que les vides occupent dans ce type de sol, un volume relativement plus important que celui occupé par les solides. En principe les tassements devaient être grands mais le degré de saturation étant de 41 %, l'eau occupe près de la moitié des vides. Or le sol contient des matériaux gonflants et gonfle donc lorsqu'il devient saturé. Ce phénomène s'oppose alors à son tassement complet.

Par ailleurs la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale étant spécifiques à une énergie de compactage donnée qui n'est pas nécessairement celle utilisée sur le terrain, les résultats ci-dessus ne donnent qu'une idée vague du compactage.

Aussi, ces résultats doivent-ils être pris avec réserve car la partie sèche de la courbe de compactage obtenue n'est pas pour autant représentative les points expérimentaux étant très difficiles à obtenir de ce côté à cause des caprices du matériau.

7.2.2.6 Poids spécifique : G_s

C'est le rapport du poids dans l'air d'un certain volume de

matériau à une température t connue, sur le poids dans les mêmes conditions, d'un volume égal d'eau distillée.

Nos essais ont donné $G_s = 2.69$ à 28°C (l'essai a été réalisé à 28°C).

Le poids spécifique, permet de déterminer la densité sèche Y_d et la densité humide Y_h lorsque l'indice des vides initial e est connu.

$$G_s = \frac{Y_s}{Y_w} \quad \text{donc} \quad Y_s = G_s Y_w$$

$$Y_d = \frac{Y_s}{1 + e}$$

$$Y_h = Y_d(1+w)$$

G_s : poids spécifique des grains solides,

Y_s : poids volumique des constituants solides kN/m^3 ,

Y_w : poids volumique de l'eau kN/m^3 ,

w : teneur en eau,

e : indice des vide initial,

Pour l'échantillon N°1 on a obtenu les résultats suivants:

pour $e = 1.429$, $W = 22\%$, Y_{w20} :

$$Y_s = 2.68 \text{ g/cm}^3, \quad Y_d = 1.10 \text{ g/cm}^3, \quad Y_h = 1.35 \text{ g/cm}^3$$

En somme, la plupart de ces résultats indiquent que le minéral argileux présent dans le matériau pourrait être la kaolinite. Mais

comme nous le savons, ce type d'argile n'a pas un potentiel de gonflement élevé. Il y a un gonflement certes mais il ne devrait pas générer des pressions aussi fortes pour engendrer des fissures de l'ampleur de celles constatées sur le bâtiment. Il y a donc une simultanéité tassement-gonflement qui se produit sous l'ouvrage. Par ailleurs, le sol est très stratifié et présente beaucoup de réseaux de fissures qui peuvent constituer des zones d'écoulement préférentiel en période de pluie. De plus, n'oublions pas que le bâtiment est vieux et qu'il subit des effets dynamiques importants de la part des blocs de rocher projetés par les vagues contre le mur de soutènement en aval de l'ouvrage.

Les fissures observées seraient alors dues à une combinaison de tous ces facteurs, la simultanéité tassement-gonflement et le caractère stratifié du sol étant les causes primordiales.

TABLEAU RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES DU MATERIAU

Profondeur de prélèvement		H (m)	1.5	
Nature de l'échantillon:		schiste calc argileux		
Teneur en eau naturelle		Wnat	22	
Poids spécifique apparent	humide	γ_h (t/m ³)	1.35	
	sec	γ_d (t/m ³)	1.10	
Poids spécifique des grains		γ_s (t/m ³)	2.68	
Teneur en eau de saturation		S(%)	54	
Degré de saturation		Sr(%)	41	
Indice des vides		e	1.43	
Porosité		n	0.59	
Sédimentométrie % d'éléments inférieurs à:		40 μ m	100	
		25 μ m	81	
		10 μ m	71	
		5 μ m	57	
		2 μ m	32	
		1 μ m	17	
Limite de liquidité		W _L	59	
Limite de plasticité		W _P	33.89	
Indice de liquidité		IL	négatif	
Indice de plasticité		IP	25.11	
Angle de frottement interne		ϕ	remanié 29	non 35
Coésion (kPa)		c	120	13

La complexité du sol de Gorée ne nous a pas permis de faire tous les essais nécessaires. En effet la stratification du sol et le réseau de fissures qu'il comporte empêchaient le bon déroulement des essais. Certains de ces essais tels que l'essai au bleu de méthylène ont été concluants; d'autres par contre (essai de consolidation par exemple) indispensables ne nous ont pas permis de faire des analyses poussées.

Face à cette situation nous recommandons:

- que des essais plus poussés d'identification de types d'argile tels que la diffraction aux rayons X ou l'essai DTA soient effectués,
- la détermination de la pression de gonflement par un centre équipé pour effectuer un tel essai,
- la reconstitution de la géologie et de l'hydrogéologie de l'île.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1- G.A LEONARDS

" Les fondations "

(DUNOD 1968)

2- ROBERT BERTIN et CLAUDE GASE

" Les fondations et reprise en sous oeuvre "

(Eyrolles 1968)

3- J. COSTET et G. SANGLERAT

" Cours pratique de mécanique des sols "

tome 1 et 2 (DUNOD 1981)

4- PIERRE MOURoux, PATRICK MORGON et JEAN CLAUDE PINTE

" La construction économique sur sols gonflants "

(BRGM 1988)

**5- RALPH B. PECK et WALTER E. HANSON et THOMAS H.
THORNBURN**

foundation engineering" 2^{ième} édition (1973)

6- ROBERT HOLTZ and WILLIAMS KOVACS

" An introduction to geotechnical engeneering "

(édition de 1981)

7- AMOS KOMORNIK and DAVID

" prediction of swelling pressure of clays:

journal of the soil mechanics and foundation

Divison " (january 1969)

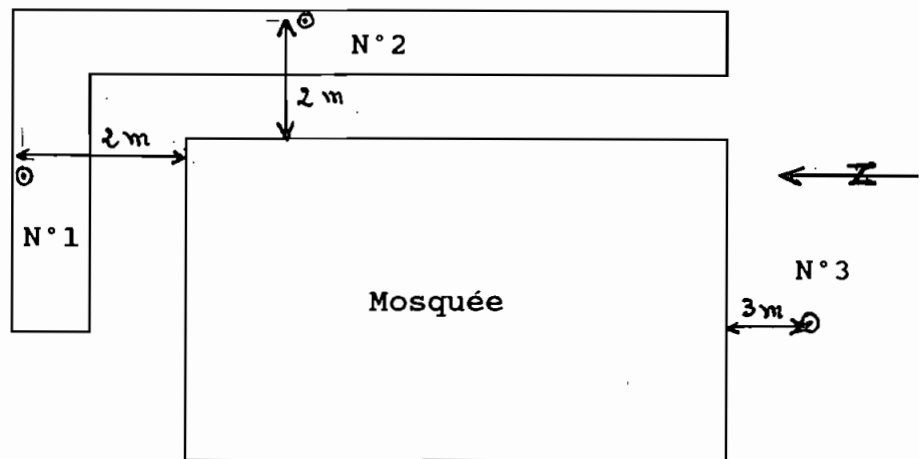
8- MASSEMBA DIENE et RACHID BOUDAA

" Travail fait à l'Université de Laval "

(septembre 1984)

ANNEXES

tranchée



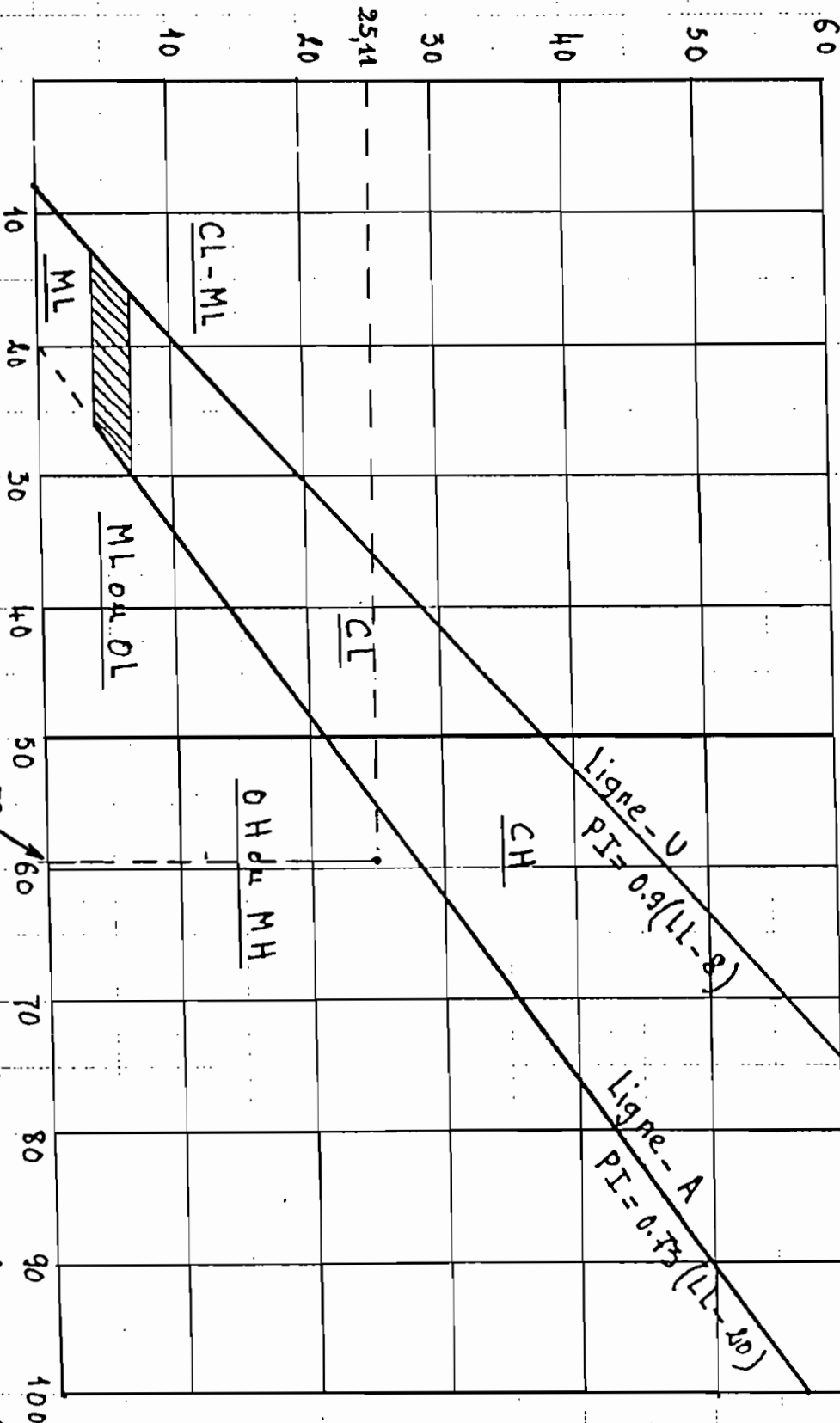
Echantillon	Profondeur (m)
N°1	1.5
N°2	1.0
N°3	0.5

schéma de prélèvement des échantillons

Aoo

A0

Indice de Plasticité (PI)



Abaque de Plasticité de CASAGRANDE

limite de liquidité (LL)

ESSAI DE SEDIMENTOMETRIE

CACTERISTIQUES DU MATERIAUX	DESCRIPTION: Schiste argileux calcaireux PROFONDEUR : 1.5m PROVENANCE : Ile de GOREE
--------------------------------	--

TABLEAU DES RESULTATS

T	t °C	K	R	δR	R- R	L (cm)	L/T	$\sqrt{L/T}$	D=K $\sqrt{L/T}$ (mm)	P%
1	29	.0121	47	2.5	44.5	8.40	8.40	2.90	.035	86.9
2	29	.0121	45	2.5	42.5	8.80	4.40	2.10	.0254	83
5	29	.0121	43	2.5	40.5	9.10	1.82	1.35	.016	76.1
15	29	.0121	39	2.5	36.5	9.70	.647	.804	.010	68.5
30	29	.0121	36	2.5	33.5	10.2	.34	.583	.0070	65.4
60	28	.0123	33	3.0	30.5	10.7	.178	.422	.0051	60
273	28	.0123	24	3.0	21.0	12.2	.045	.211	.0026	39.
1440	28	.0123	13	3.0	10.0	14.0	.0097	.097	.0012	18.8
2880	29	.0121	11	2.5	8.50	14.3	.0049	.070	.0008	16

A 1

coefficient a vs D_R

Unit weight of soil solids (g/cu cm)	Correction factor a
2.85	0.96
2.80	0.97
2.75	0.98
2.70	0.99
2.65	1.00
2.60	1.01
2.55	1.02
2.50	1.04

$$P_{\%} = a \frac{R - \Delta R}{W_s} 100\%$$

$$D = K \sqrt{\frac{L}{T}}$$

W_s en gr. T en min
 L en cm D en mm

profondeur L vs. R' (CORRIGÉ POUR MENISQUE SEUL)

Original hydrometer reading (corrected for meniscus only)	Effective depth L (cm)	Original hydrometer reading (corrected for meniscus only)	Effective depth L (cm)
0	16.3	31	11.2
1	16.1	32	11.1
2	16.0	33	10.9
3	15.8	34	10.7
4	15.6	35	10.5
5	15.5	36	10.4
6	15.3	37	10.2
7	15.2	38	10.1
8	15.0	39	9.9
9	14.8	40	9.7
10	14.7	41	9.6
11	14.5	42	9.4
12	14.3	43	9.2
13	14.2	44	9.1
14	14.0	45	8.9
15	13.8	46	8.8
16	13.7	47	8.6
17	13.5	48	8.4
18	13.3	49	8.3
19	13.2	50	8.1
20	13.0	51	7.9
21	12.9	52	7.8
22	12.7	53	7.6
23	12.5	54	7.4
24	12.4	55	7.3
25	12.2	56	7.1
26	12.0	57	7.0
27	11.9	58	6.8
28	11.7	59	6.6
29	11.5	60	6.5
30	11.4		

A2

coefficient K vs. θ et D_R

Temp. (°C)	Unit weight of soil solids (gm/cu cm)							
	2.50	2.55	2.60	2.65	2.70	2.75	2.80	2.85
16	0.0151	0.0148	0.0146	0.0144	0.0141	0.0139	0.0137	0.0136
17	0.0149	0.0146	0.0144	0.0142	0.0140	0.0138	0.0136	0.0134
18	0.0148	0.0144	0.0142	0.0140	0.0138	0.0136	0.0134	0.0132
19	0.0145	0.0143	0.0140	0.0138	0.0136	0.0134	0.0132	0.0131
20	0.0143	0.0141	0.0139	0.0137	0.0134	0.0133	0.0131	0.0129
21	0.0141	0.0139	0.0137	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129	0.0127
22	0.0140	0.0137	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129	0.0128	0.0126
23	0.0138	0.0136	0.0134	0.0132	0.0130	0.0128	0.0126	0.0124
24	0.0137	0.0134	0.0132	0.0130	0.0128	0.0126	0.0125	0.0123
25	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129	0.0127	0.0125	0.0123	0.0122
26	0.0133	0.0131	0.0129	0.0127	0.0125	0.0124	0.0122	0.0120
27	0.0132	0.0130	0.0128	0.0126	0.0124	0.0122	0.0120	0.0119
28	0.0130	0.0128	0.0126	0.0124	0.0123	0.0121	0.0119	0.0117
29	0.0129	0.0127	0.0125	0.0123	0.0121	0.0120	0.0118	0.0116
30	0.0128	0.0126	0.0124	0.0122	0.0120	0.0118	0.0117	0.0115

LIMITES D'ATTERBERG

CACTERISTIQUES DU MATERIAUX	DESCRIPTION: Schiste argileux calcaireux PROFONDEUR : 1.5m PROVENANCE : Ile de GOREE
--------------------------------	--

LIMITE DE PLASTICITE				TENEUR EN EAU NATURELLE		
Essai N°	1	2	3	1	2	3
Tare + sol hum. Ph (g)	9.05	13.14	9.42	37.92	35.8	46.52
Tare + sol sec Ps (g)	8.85	12.50	9.10	34.96	33.23	43.39
Tare Pt (g)	8.27	10.59	8.15	21.46	21.65	29.05
Poids eau Pe = Ph - Ps	0.20	0.64	0.32	2.96	2.57	3.13
Poids sol sec Pss = Ps - Pt	0.58	1.91	0.95	13.50	11.58	14.34
Teneur en eau W%=(Pe/Ps)*100	34.48	33.51	33.68	21.93	22.19	21.83
MOYENNE	LP = 33.89			W % nat = 21.98		

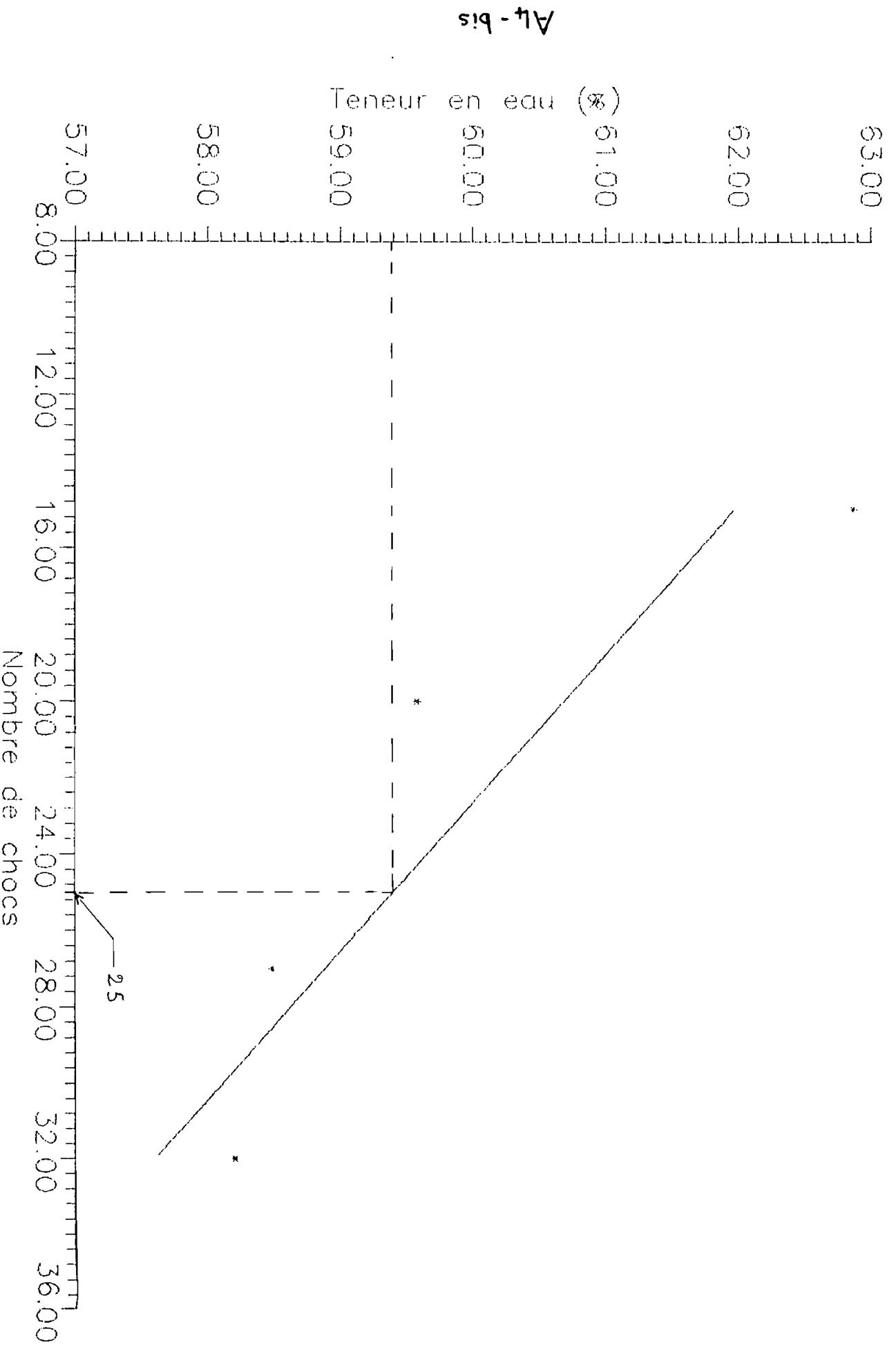
A 3

LIMITE DE LIQUIDITE				
Essai N°	1	2	3	4
NOMBRE DE COUPS (2 revolutions/seconde)	32	27	20	15
Tare + sol humide Ph (g)	22.60	43.29	37.15	43.38
Tare + sol sec Ps (g)	19.55	35.36	28.62	34.95
Tare Pt (g)	14.31	21.63	14.30	21.54
Poids eau Pe = Ph - Ps	3.05	8.03	8.53	8.43
Pois sol sec Pss = Ps - Pt	5.24	13.73	14.32	13.41
Teneur en eau W% = (Pe/Pss)*100	58.21	58.49	59.58	62.86
LIMITE DE LIQUIDITE	$W_L = 59$			

<u>RESULTATS</u>	
Teneur en eau naturelle	$w_{nat} \% = 22$
Limite de liquidité	$w_L = 59$
Limite de plasticité	$w_p = 33.89$
Indice de plasticité ($w_L - w_p$)	$IP = 25.11$
Indice de liquidité $\frac{w_{nat} - w_p}{IP}$	$IL = -0.47$
Classification abaque de Casagrande	
<u>OBSERVATION</u>	
MH: Silt inorganique	

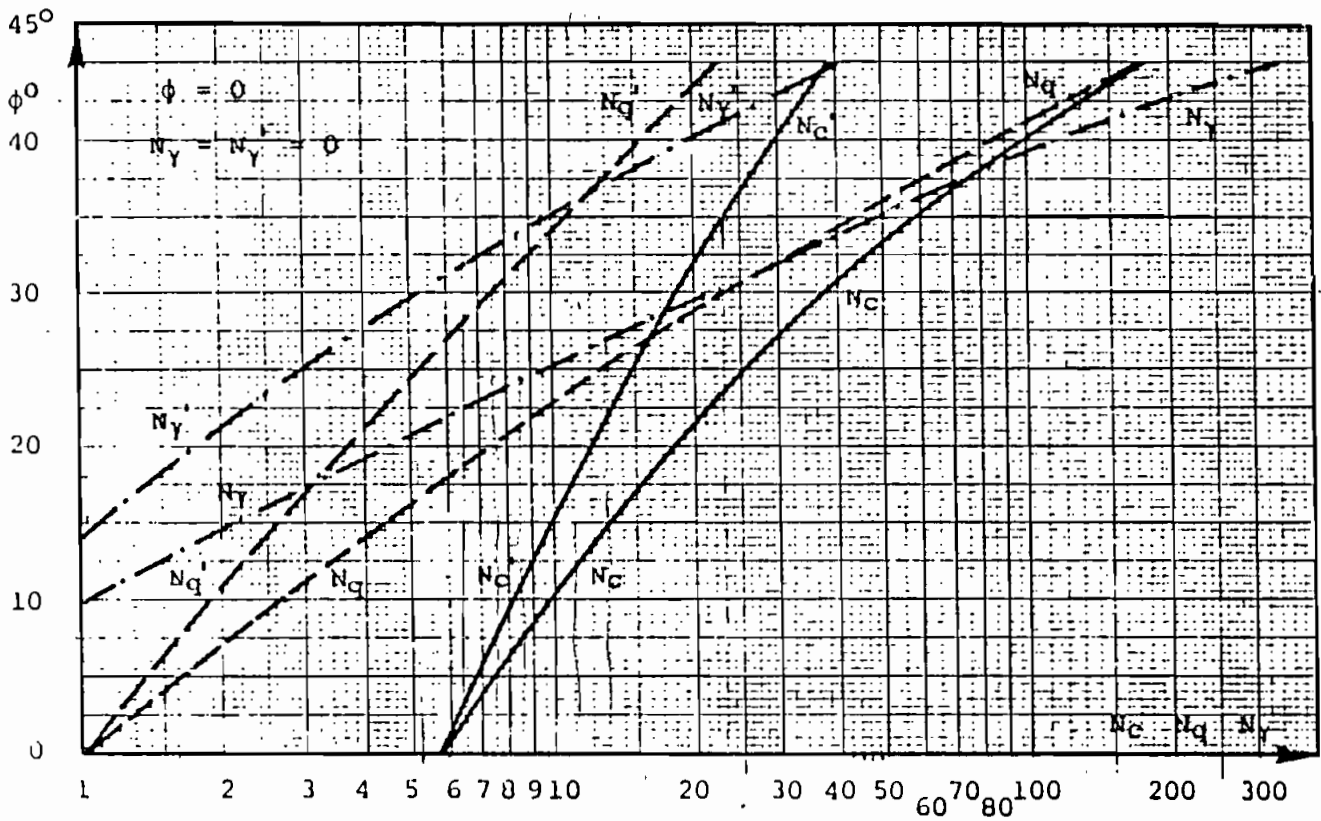
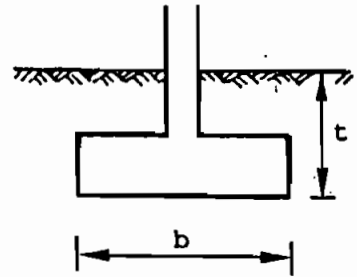
A4

LIMITE DE LIQUIDITE

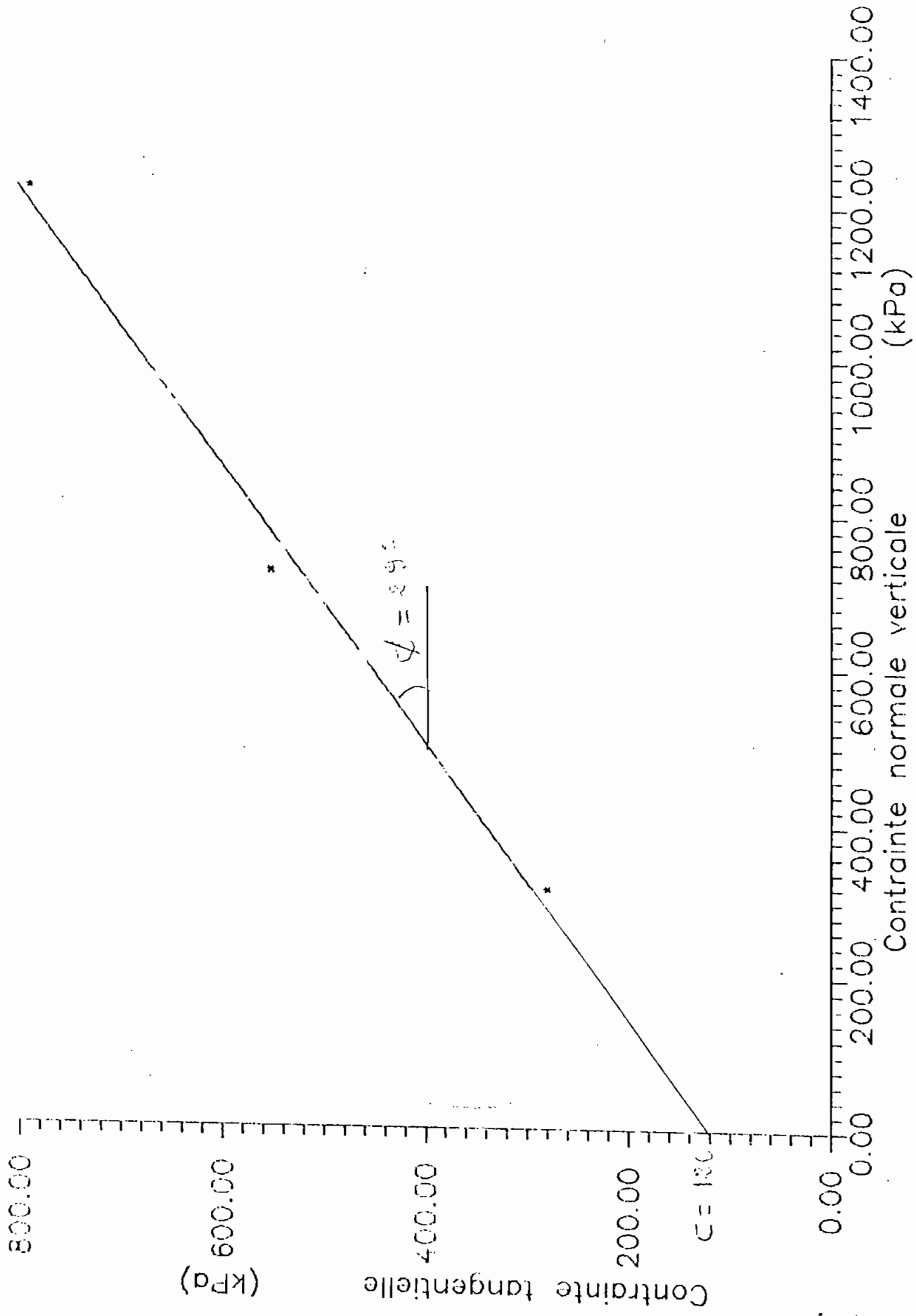


- Valeur des coefficients des termes

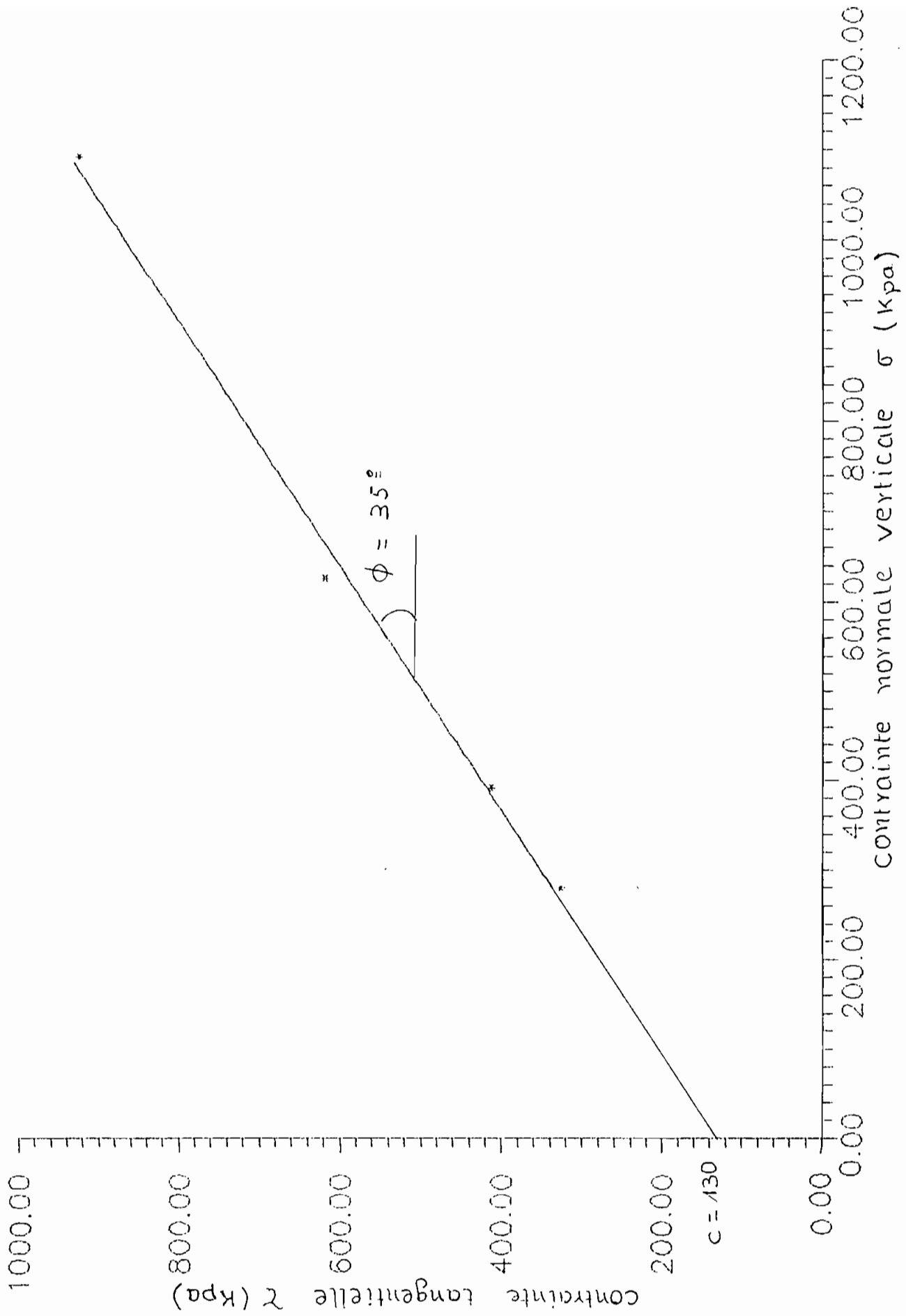
de cohésion N_c ou N_c'
 de profondeur N_q ou N_q'
 de largeur N_γ ou N_γ'



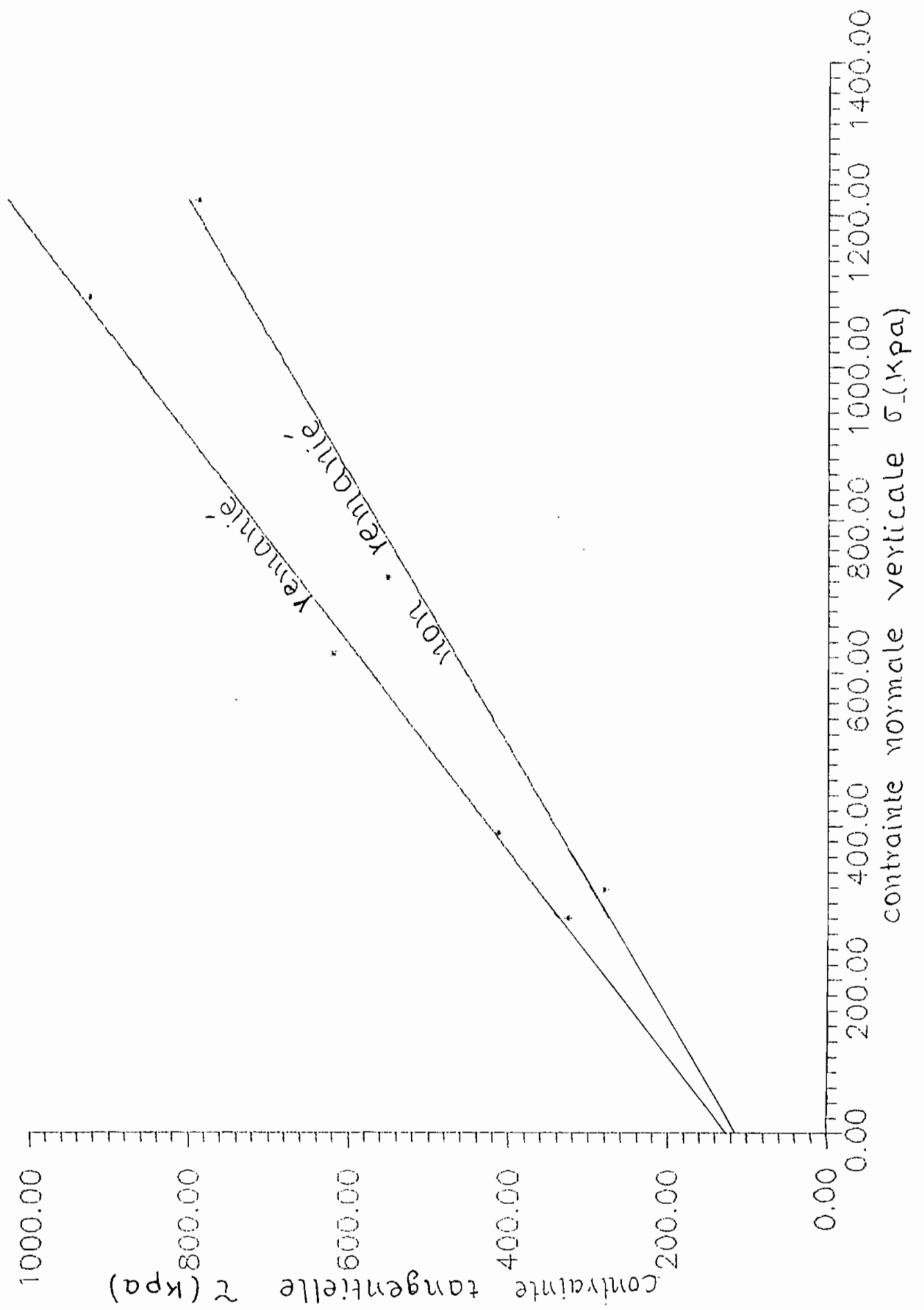
CISAILLEMENT DIRECT: ECHANTILLON: NON REMANIE



CISAILLEMENT DIRECT: ECHANTILLON REMANIE



COMPARAISON REMANIE ET NON REMANIE



ESSAI DE COMPACTAGE

POIDS UNITAIRES					
ESSAI N°	1	2	3	4	5
% d'eau ajoutée	4	8	12	16	20
Poids sol humide + moule W1 (kg)	5.033	5.950	5.915	5.830	5.882
Poids du moule Wm (kg)	4.245	4.245	4.245	4.245	4.245
Poids sol humide W1 - Wm = Wt (kg)	1.688	1.705	1.670	1.585	1.634
Poids unitaire total Wt (1000/V) = Y (t/m ³)	1.788	1.806	1.769	1.679	1.734
Poids unitaire sec Yt 10 + (W%/100) = Yt(t/m ³)	1.475	1.476	1.402	1.223	1.465
TENEURS EN EAU					
Tare Wm (g)	28.67	21.61	29.26	21.57	21.83
Tare + sol humide W1 (g)	133.39	115.00	134.17	112.37	106.10
Tare + sol sec W2 (g)	108.41	91.83	105.45	84.18	88.22
Poids eau W1 - W2 = Ww (g)	24.98	23.17	28.72	28.16	17.88
Poids sol sec W2 - Wm = W3 (g)	79.74	70.22	76.19	62.61	66.39
Teneur en eau (Ww/W3) * 100 = W%	31.33	33	36.70	45.02	26.93

A9

