

*UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA DE BOUMERDES*

Faculté des Sciences de l'Ingénieur  
Département de Génie Civil

## **Mémoire de fin d'étude**



**En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie  
Civil**

**Option : Géotechnique**

# Thème

**Étude géotechnique d'un sol gonflant en vue de la  
réalisation  
d'un bâtiment à usage multiple**

**Présenté par : par :**

**MEZINE Ghenima**

**DEMDOUM Samira**

**Dirigé**

**M<sup>me</sup>. Z.**

**Dr. F. Lazzali**

*Promotion 2012*

# **Remerciements**

Nos premiers remerciements vont à nos promotrices M<sup>me</sup>.Kechouane et M<sup>me</sup>.Jazzali qui nous ont témoigné leurs soutiens et leurs confiances et qui nous ont prodigué un enseignement toujours judicieux et rigoureux durant toutes les phases du mémoire.

Qu'elles trouvent ici l'expression de nos sincères gratitude.

Nous exprimons nos vifs remerciements à tout le personnel du Laboratoire Central des Travaux Publics de l'Hussein-Dey exceptionnellement M<sup>me</sup> .Guetaf, M<sup>me</sup>.Ben Abederehmène, M<sup>me</sup>.Lazouni et Saleh Bouaoune pour leurs accueil et aide pendant notre stage.

Nous remercions vivement M<sup>r</sup>.Mezine M<sup>d</sup>. Ourabah pour toute la documentation qui a mis à notre disposition et pour ses conseils avisés.

Enfin, nous tenons à adresser nos sincères remerciements ainsi notre gratitude la plus dévouée à nos étoiles scintillantes (nos parents) -que le Bon Dieu nous les garde aussi longtemps- pour leur dévouement et surtout pour leur amour, patience et confiance.

Et pour conclure, à toute personne ayant contribué de loin ou de près à notre formation.

## *Dédicace ghenima*

*Je dédie ce modeste travail aux êtres les plus chers du monde qui mon offert l'amour, soutient et sacrifices, mon papa et ma maman, que Dieu me les garde.*

*A mes formidables frères,*

*A mes tendres sœurs et leurs maris,*

*A mes belles sœurs,*

*A mon cher neveu et nièces,*

*A ma grand-mère « Ghenima »,*

*A la plus merveilleuse tante au monde « Messaad »,*

*A toute ma famille.*

*A tous mes amis (es) que j'ai connu dès l'enfance.*

*A toute la promotion 2012 en particulier " Le groupe de géotechnique".*

*A tous ceux qui luttent pour les causes justes.*

*A tous ceux qui m'aimes et j'aime.*

*Exceptionnellement, pour mes chers amis Samira & Moussa.*

*Ghenima*

# ***Dédicace Samira***

*Je dédie ce modeste travail*

*A mes très chers parents qui ont consacré toutes leurs vies pour mon éducation et mes études et qu'ils trouvent ici l'expression de mon affection et de ma reconnaissance.*

*A Mes chers frères et sœurs,*

*A mes très chers neveux et nièces,*

*Mes beaux frères et belles sœurs.*

*A toute ma famille.*

*A ma très chère Ghenima et sa famille.*

*A Mr. Aberbeche Idir et son fils Salim.*

*A tous mes amis (es).*

*A la promotion de Génie civil en particulier*

*" Le groupe de géotechnique "*

***Samira***



|  |          |
|--|----------|
| <b>Chapitre I : Introduction générale.....</b>                               | <b>0</b> |
|  | <b>1</b> |
| <b>Chapitre II : Présentation du site</b>                                    |          |
| <b>1. Introduction.....</b>  | <b>0</b> |
|  | <b>3</b> |
| <b>2. Présentation du site.....</b>  | <b>0</b> |
|  | <b>3</b> |
| <b>2.1. Situation et topographie du site.....</b>                            | <b>0</b> |
|  | <b>3</b> |
| <b>2.2. Contexte géologique.....</b>   | <b>0</b> |
|  | <b>5</b> |
| <b>2.3. Sismicité.....</b>   | <b>0</b> |
|  | <b>5</b> |
| <b>2.4. Compagne de reconnaissance géotechnique.....</b>                     | <b>0</b> |
|  | <b>6</b> |
| <b>Chapitre III : Etude géotechnique</b>                                     |          |
| <b>1. Introduction.....</b>  | <b>0</b> |
| .....  | <b>7</b> |
| <b>2. Analyse des caractéristiques géotechniques de la zone étudiée.....</b> | <b>0</b> |
| .....  | <b>7</b> |
| <b>2.1. Les essais in-situ.....</b>  | <b>0</b> |
| .....  | <b>7</b> |
| <b>a)- Sondages carottés.....</b>  | <b>0</b> |
|  | <b>7</b> |
| <b>b)- Essai pressiométrique.....</b>  | <b>0</b> |
|  | <b>9</b> |
| <b>c)- Essais au pénétromètre dynamique</b>                                  | <b>1</b> |
| <b>Lourd.....</b>  | <b>1</b> |
| <b>d)- Levés piézométriques.....</b>   | <b>1</b> |
|  | <b>4</b> |
| <b>2.2. Les essais au laboratoire.....</b>                                   | <b>1</b> |
|  | <b>4</b> |
| <b>2.2.1. les essais d'identification.....</b>                               | <b>1</b> |
|  | <b>4</b> |
| <b>a)- Paramètres d'état.....</b>  | <b>1</b> |

|  |   |
|--|---|
| b)- Analyse                                | 4 |
| granulométrie.....                         | 1 |
| c)- Limites                                | 6 |
| d'Atterberg.....                           | 1 |
| 2.2.2. Les essais                          | 8 |
| mécaniques.....                            | 2 |
| a)- Essais de cisaillement rectiligne à la | 1 |
| boîte .....                                | 2 |
| b)- Essai de compressibilité à             | 1 |
| l'œdomètre.....                            | 2 |
| 2.2.3. Essais                              | 2 |
| chimiques.....                             | 4 |
| a)- Analyse chimique de                    | 2 |
| l'eau.....                                 | 4 |
| b)- Analyse chimique du                    | 2 |
| sol.....                                   | 4 |

#### Chapitre IV : Notion sur gonflement-retrait des sols

|   |    |
|---|----|
| 1.  | 26 |
| Introduction.....                                       |    |
| 2. Définition du phénomène de gonflement.....           | 26 |
| .....   |    |
| 3. Organisation interne des sols argileux.....          | 26 |
| ....  |    |
| 3.1. Structure cristalline des feuillets d'argiles..... | 27 |
| .....   |    |
| 3.2. Les principaux groupes d'argiles.....              | 28 |
| .....   |    |
| 3.3. Texture des argiles.....                           | 31 |
| .....   |    |
| 4. Mécanisme de gonflement des argiles.....             | 32 |
| ....  |    |
| 4.1. Le gonflement par hydratation de surface.....      | 32 |
| .....   |    |
| 4.2. Le gonflement par hydratation osmotique.....       | 32 |
| .....   |    |
| 4.3. Gonflement au sens physico-chimique.....           | 33 |
| .....   |    |

|  |           |
|--|-----------|
| <b>5. Les paramètres de gonflement.....</b>                                  | <b>35</b> |
| .....  |           |
| <b>5.1. Le potentiel de gonflement.....</b>                                  | <b>35</b> |
| .....  |           |
| <b>5.2. La pression de gonflement.....</b>                                   | <b>35</b> |
| .....  |           |
| <b>5.3. L'indice de gonflement.....</b>                                      | <b>36</b> |
| .....  |           |
| <b>6. Principales causes des variations de volume.....</b>                   | <b>36</b> |
| .....  |           |
| <b>6.1. Modification des contraintes</b>                                     | <b>36</b> |
| <b>mécaniques.....</b>   |           |
| <b>6.2. Modification des contraintes</b>                                     | <b>36</b> |
| <b>hydriques.....</b>  |           |
| <b>6.3. Effet physico-</b>   | <b>37</b> |
| <b>chimique.....</b>   |           |
| <b>7. Facteurs intervenant dans le phénomène de gonflement - retrait des</b> | <b>38</b> |
| <b>argiles.....</b>  |           |
| <b>8. Manifestation des</b>  | <b>41</b> |
| <b>désordres.....</b>  |           |
| <b>8.1. Les désordres au gros-œuvre.....</b>                                 | <b>42</b> |
| ....   |           |
| <b>8.2. Les désordres au second-œuvre.....</b>                               | <b>43</b> |
| ....   |           |
| <b>8.3. Les désordres sur les aménagements</b>                               | <b>44</b> |
| <b>extérieurs.....</b>   |           |
| <b><u>Chapitre V: calcul des fondations et des tassements</u></b>            |           |
| <b>1.</b>  | <b>46</b> |
| <b>Introduction.....</b>   |           |
| <b>2. Mode de fondation</b>  | <b>46</b> |
| <b>superficielle.....</b>  |           |
| <b>2.1. Calcul de la contrainte</b>  | <b>46</b> |
| <b>admissible.....</b>   |           |
| <b>2.2. Dimensionnement des</b>  | <b>50</b> |
| <b>fondations.....</b>   |           |
| <b>3. Calcul des tassements à partir des essais œdométriques.....</b>        | <b>51</b> |
| .....  |           |
| <b><u>Chapitre VI : Précautions à prendre pour fonder sur gonflants</u></b>  |           |

|   |           |
|---|-----------|
| <b>1. Introduction.....</b>   | <b>55</b> |
| ....  |           |
| <b>2. Les méthodes utilisées pour réduire ou prévenir le gonflement.....</b>  | <b>55</b> |
| <b>A. Amélioration du sol de fondation.....</b>                               | <b>55</b> |
| <b>A.1. Remplacement du sol.....</b>  | <b>55</b> |
| <b>A.2. Stabilisation du sol.....</b>   | <b>56</b> |
| ....  |           |
| <b>A.2.a.la stabilisation mécanique.....</b>                                  | <b>57</b> |
| .....   |           |
| <b>A.2.b.la stabilisation thermique.....</b>                                  | <b>58</b> |
| .....   |           |
| <b>A.2.c.la stabilisation chimique.....</b>                                   | <b>58</b> |
| .....   |           |
| <b>A.2.d. Stabilisation par géotextiles.....</b>                              | <b>68</b> |
| ....  |           |
| <b>B. Maintien de l'équilibre d'humidité autour et sous la fondation.....</b> | <b>73</b> |
| <b>C. Adaptation de l'ouvrage au gonflement.....</b>                          | <b>74</b> |
| <b>D. Adaptation de la fondation au gonflement.....</b>                       | <b>74</b> |
| <b>3. La solution adoptée dans notre cas d'étude.....</b>                     | <b>78</b> |
| .....   |           |
| <b>Conclusion générale.....</b>   | <b>81</b> |





## **Chapitre II :**

**Photo II.1 :** Image satellitaire du site (donnée par Google Earth) ..... 0  
3

**Photo II.2:** Le terrain au cours du décapage du sol naturel..... 0

**Photo II.3 :** Le terrain après terrassement..... 0

4

## **Chapitre III :**

**Figure III.1 :** Les résistances de pointe en fonction de la profondeur..... 1

3

**Figure III.2 :** fourchette du fuseau granulométrique..... 1

7

**Figure III.3 :** Diagramme de plasticité de ..... 2

0

## **Chapitre IV :**

**Figure IV.1 :** Structure de base de silice et d'Alumine..... 27

**Figure IV.2 :** Symbole du feuillet de Si et d'Al..... 27

**Figure IV.3 :** Représentation schématique de quelques groupes de minéraux argileux..... 28

**Figure IV.4 :** Structure de la kaolinite d'après *Lambe, (1953)*..... 29

**Figure IV.5 :** Structure de la montmorillonite d'après *Lambe, (1953)*..... 29

**Figure IV.6 :** Structure d'illite d'après *Lambe, (1953)*..... 30

**Figure IV.7 :** Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles (*Mitchell, 1976*)..... 31

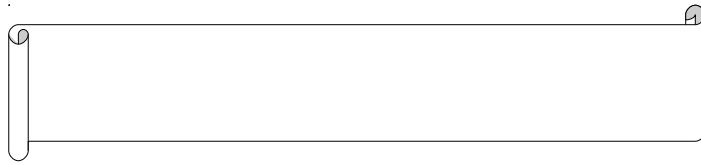
**Figure IV.8 :** gonflement interfoliaire et interparticulaire..... 33

**Figure IV.9 :** Représentation schématique de la double couche entourant une Particule d'argile..... 35

**Figure IV.10 :** Fissuration traduisant un décollement de la structure par absence de liaisonnement entre niveau bas et combles..... 42

|   |           |
|---|-----------|
| <b>Figure IV.11</b> : Affaissement du plancher mis en évidence par le décolllement entre plinthes et dallage..... | <b>42</b> |
| <b>Figure IV.12</b> : Désordres dans le second-œuvre .....  | <b>44</b> |
| <b>Figure IV.13</b> : les principaux désordres sur les aménagements extérieurs.....                               | <b>45</b> |
| <b><u>Chapitre V :</u></b>  |           |
| <b>Figure V.1</b> : Répartition de la pression le long d'une verticale.....                                       | <b>52</b> |
| <b><u>Chapitre VI :</u></b>   |           |
| <b>Figure VI.1</b> : Classification des liants.....   | <b>59</b> |
| <b>Figure VI.2</b> : Schéma montrant l'action de la chaux sur l'argile.....                                       | <b>61</b> |
| <b>Figure VI.3</b> : géotextile non tissés aiguilleté.....  | <b>70</b> |
| <b>Figure VI.4</b> : géotextile non tissé aiguilleté.....   | <b>70</b> |
| <b>Figure VI.5</b> : géotextile non tissé lié.....  | <b>70</b> |
| <b>Figure VI.6</b> : géotextile non tissé bititre aiguilleté.....   | <b>70</b> |
| <b>Figure VI.7</b> : géotextile aiguillète bititre trou d'aiguilletage.....                                       | <b>70</b> |
| <b>Figure VI.8</b> : géotextile thermosoudés.....   | <b>70</b> |
| <b>Figure VI.9</b> : géotextile tissé.....  | <b>71</b> |
| <b>Figure VI.10</b> : géotextile tricoté.....   | <b>71</b> |
| <b>Figure VI.11</b> : géotextile tissé uniaxiale.....   | <b>71</b> |
| <b>Figure VI.12</b> : géotextile tissé uniaxiale.....   | <b>71</b> |
| <b>Figure VI.13</b> : Mise en œuvre du géotextile.....  | <b>73</b> |
| <b>Figure VI.14</b> : barrière horizontale, barrière verticale.....   | <b>74</b> |
| <b>Figure VI.15</b> : Radier sur remblai, (B.R.G.M., 1988).....   | <b>75</b> |
| <b>Figure VI.16</b> : Semelle sur remblai avec vide sanitaire, (B.R.G.M., 1988).....                              | <b>76</b> |
| <b>Figure VI.17</b> : Semelle sur remblai partiel avec vide de sanitaire, (B.R.G.M., 1988).....                   | <b>76</b> |
| <b>Figure VI.18</b> : Utilisation des pieux.....  | <b>77</b> |

|  |           |
|--|-----------|
| <b>Figure VI.19 :</b> Puits ou pieu avec un soubassement de matériau compressible.....               | <b>78</b> |
| <b>Figure VI.20 :</b> Mesures destinées à éviter les variations d'humidité sous les fondations ..... | <b>79</b> |
| <b>Figure VI.21 :</b> Mesure destinées à protéger la structure d'un gonflement du sol.....           | <b>80</b> |
| <b>Figure VI.22 :</b> Drainage périphérique .....  |           |
| <b>Figure VI.23 :</b> Détail de l'étanchéité .....   |           |



|   |           |
|---|-----------|
| <b>Tableau III.1:</b> Sondage pressiométrique.....  | <b>10</b> |
| <b>Tableau III.2 :</b> Essais au pénétromètre dynamique lourd.....  | <b>12</b> |
| <b>Tableau III.3:</b> Levée piézométrique.....  | <b>14</b> |
| <b>Tableau III.4:</b> Paramètres d'état.....  | <b>16</b> |
| <b>Tableau III.5 :</b> Essai d'analyse granulométrique.....   | <b>17</b> |
| <b>Tableau III.6 :</b> Essai Limites d'Atterberg.....   | <b>20</b> |
| <b>Tableau III.7 :</b> Essais de cisaillement rectiligne à la boîte(UU).....                              | <b>22</b> |
| <b>Tableau III.8 :</b> Essai de compressibilité à l'œdomètre.....   | <b>23</b> |
| <b>Tableau III.9:</b> Analyse chimique de l'eau.....  | <b>24</b> |
| <b>Tableau III.10:</b> Analyse chimique du sol.....   | <b>24</b> |
| <b>Tableau IV.1:</b> Facteurs intervenant dans le phénomène de gonflement-retrait des argiles.....        | <b>41</b> |
| <b>Tableau VI.1 :</b> Avantages et inconvénients des techniques de stabilisation couramment utilisées.... | <b>57</b> |
| <b>Tableau VI.2:</b> Origine des fibres textiles.....   | <b>69</b> |
| <b>Tableau VI.3:</b> Principales fonctions des géotextiles.....   | <b>72</b> |

## *Liste des notations*

- : La section droite de la pointe (cm<sup>2</sup>);
- : Argiles peu plastiques.
- : Argiles très plastiques.
- : La Largeur de la fondation.
- : Le coefficient d'uniformité.
- : Le coefficient de *courbure*
- : La cohésion.
- : La cohésion non drainée.
- : Le coefficient de compression.
- : Le coefficient de gonflement.
- : Profondeur d'ancrage.
- : Diamètres des grains à 10% de passante.
- : Diamètres des grains à 30% de passante.
- : Diamètres des grains à 60%de passante.
- : L'enfoncement moyen par coup ;
- : Module de déformation pressiométrique.
- : L'indice des vides.
- : Indice des vides initiaux.
- : Indice des vides final.
- : Variation des indices des vides.

- : Coefficient réducteur.
- : Coefficient de sécurité .
- : L'accélération due à la pesanteur
- : La hauteur de chute du mouton ;
- : Épaisseur de la couche.
- : Tassement de la couche  $i$ .
- : Le tassement total.
- : L'indice de consistance.
- : L'indice de plasticité.
- : Le coefficient de pression des terres au repos.
- : Limons peu plastiques.
- : La longueur de la fondation.
- : Sols organiques très plastiques.
- $m$  : la masse de sol.
- : La masse des grains solides.
- : La masse d'eau évaporée.
- : C'est le poids du mouton (N).
- : Le poids des parties frappées (pointe+accessoires+tiges) ;
- : Nombre de coups.
- : Terme de surface.
- : Terme de profondeur.
- : Terme de cohésion.
- : La charge du poteau le plus sollicité.

- : Sols organiques peu plastiques.
- : La contrainte horizontale du terrain au repos.
- : La contrainte de préconsolidation.
- : Pression limite de rupture.
  - : La pression limite nette.
- : La contrainte transmise au sol.
- : La contrainte verticale totale.
  - : La contrainte admissible du sol.
  - : La capacité portante du sol.
- : Résistance de pointe minimale obtenue.
- : Le Degré de saturation.
- : La pression interstitielle.
  - : Non consolidé, non drainé.
- : Le volume total.
- : Le volume de l'eau.
- : Le volume des vides.
- : Le volume des vides.
- : Teneur en eau du sol.
- : Limites de liquidité.
- : Limite de plasticité.
  - : La teneur en eau naturelle.
- : La masse volumique totale.

- : Le poids volumique total.
- : Le poids volumique humide.
- : Le poids volumique du sol sec.
- : L'angle de frottement interne du sol.
- : L'angle de frottement non drainée.
- : La contrainte normale.
- : La contrainte effective.
- : La contrainte tangentielle.
- : Le poids volumique du béton.
- : La contrainte initiale.



# INTRODUCTION GÉNÉRALE

## Problématique

Le gonflement des formations argileuses suscite actuellement l'intérêt de la plupart des chercheurs du fait de leur abondance dans le domaine sédimentaire et de leur responsabilité des désordres occasionnés sur différents ouvrages (tunnels, mines, cavités de stockage, forages pétroliers...). Les exemples de désordres liés à la présence d'argiles gonflantes sont nombreux et variés (Chen 1965, Mouroux *et al.* 1988, Philipponat 1991, Fleureau & Hachichi 1999, Bigot & Zerhouni 2000, Djedid & Bekkouche 2001, *etc.*).

Le problème de gonflement est rencontré dans beaucoup de pays tel que : l'Afrique du Sud, l'Algérie, l'Arabie Saoudite, l'Australie, le Brésil, le Canada, la Chine, l'Espagne, l'Éthiopie, l'Égypte, l'Inde, la Jordanie, le Maroc, le Mexique, la Mauritanie, la Palestine, la Roumanie, le Soudan, la Turquie, l'U.S.A, et le Venezuela. L'analyse des résultats obtenus en 1978 par la Fondation Nationale de Science, Chen cité par Gaombale.J, (2004), a noté que 10% de la population mondiale, risque d'être affectée par les dommages associés aux sols gonflants, et qu'aucun état n'est à l'abri des conséquences et des préjudices susceptibles d'en résulter.

Aux U.S.A, le coût des pertes annuelles occasionnés par le gonflement a été évalué à 2.3 milliards de dollars en 1973, de 7 à 9 milliards de dollars en 1986. En France le montant a été estimé à 2.3 milliard de dollars entre 1989 et 1992.

En Algérie, plusieurs cas de désordres très préjudiciables, liés au gonflement, ont été signalés dans plusieurs régions: la raffinerie de In Amenas, l'hôpital de N'Gaous (Batna), la ligne de chemin de fer Ramdane Djamel (Jijel), l'hôpital de Sidi Chahmi et la briqueterie de Mers El Kébir (Oran)...

## Objectifs de l'étude

La présente étude s'inscrit dans le cadre d'une étude géotechnique classique d'une assiette de sol se situant à El Achour (Alger), en vue de la réalisation d'un bâtiment à usage multiple en R+7 + 01 sous-sol et 02 entre sol. La campagne de reconnaissance révèle le caractère moyennement gonflant du terrain. De ce fait, l'accent sera particulièrement mis sur une caractérisation géotechnique détaillée du sol, en montrant son caractère gonflant, suivie d'un calcul de fondation avec une évaluation des tassements induits. Dans un second volet,

rechercher une solution adéquate à adopter afin de résoudre le problème de gonflement, pour se faire on passera en revue les différentes techniques et mesures à appliquer pour construire sur sols gonflants.

## **Plan du mémoire**

La démarche suivie dans ce mémoire s'inscrit dans le cadre d'une étude expérimentale mais elle est également, dans une moindre mesure, théorique. Pour plus de clarté, le plan de ce mémoire est organisé en cinq chapitres avec des annexes y afférents.

- Chapitre 1 : *Introduction générale* : dans cette partie, on a exposé la problématique du travail, son objectif de l'étude ainsi que le plan du mémoire.
- Chapitre 2 : *Présentation du site* : nous présentons notre site et les différents essais à réaliser.
- Chapitre 3 : *Etude géotechnique* : ce chapitre présente une étude géotechnique combinée des résultats des essais in-situ et des essais d'identification classiques (granulométrie, limites d'Atterberg ...). Ces essais sont complétés par des mesures directes de la pression de gonflement.
- Chapitre 4 : *Notions sur le gonflement et retrait des sols* : Il consiste à décrire le cadre général de l'impact du gonflement sur les ouvrages en géotechnique pour en préciser les désordres rencontrés et l'importance d'étudier de tels phénomènes. Ainsi, on présente une approche générale du gonflement, c'est-à-dire les différents facteurs qui l'induisent, et d'autres diverses approches traduisant les différents mécanismes du gonflement par des expressions analytiques.
- Chapitre 5 : *Calcul des fondations et des tassements* : La capacité portante est calculée en vue de dimensionner les fondations proposées avec une évaluation par l'essai oedométrique des tassements induits par la structure.
- Chapitre 6 : *Précautions à prendre pour fonder sur sol gonflant* : Ce chapitre est consacré à l'étude les précautions à prendre pour fonder sur un sol gonflant, en passant en revue les différentes méthodes de stabilisation.  
Sera étudiée aussi dans ce chapitre, la solution proposée pour cette problématique qui est la construction sur un radier général avec un système de drainage qui convient.

En fin une conclusion générale est présentée rassemblant résultats importants de ce mémoire. Certaines parties de ce travail sont reportées en annexes pour assurer une plus grande cohérence du texte principal.

## II. PRESENTATION DU SITE

### 1. Introduction

Le site à étudier servira d'assise à une construction d'un ensemble immobilier en R+7 avec un sous sol et deux entre sol, à usage d'habitation, de bureaux et un parking au sous sol.

### 2. Présentation du site

#### 2.1. Situation et topographie du site

La visite de site nous a permis de constater que le terrain se situe sur le coté droit de la route menant de Sebala vers El Achour sur un talus présentant une topographie en pente d'Ouest en Este avec une dénivelée de 4<sup>m</sup>.00 entre la partie haute et la partie baisse du terrain.

Il est limité par :

- Au nord et à l'Est par des habitations.
- Au sud par une route menant de Sebala vers El Achour.
- à l'ouest par une propriété Sahraoui.

Les coordonnées U.T.M approximatives du centre de l'assiette tirées du G.P.S sont :

X : 518 873.724 m

Y : 4 065 482.849 m



*Photo II.1* : Image satellitaire du site (donnée par Google Earth)



*Photo II.2:* Le terrain au cours du décapage du sol naturel



*Photo II.3 :* Le terrain après terrassement

## 2.2. Contexte géologique

### ➤ Géologie régionale

D'après la carte géologique de Chéraga au 1/50.000<sup>e</sup> La région d'El Achour est constituée, du point de vue géologique, d'une dominance de terrain d'âge Pliocène inférieur (Plaisancien), marneux ou argileux qui affleurent dans le Sahel Sud Ouest et Est recouvert par des sédiments Astiens.

Les marnes sont des dépôts marins profonds, très riches en microfossiles. Cette assise est très homogène et on retrouve dans tous les bassins Mio-Plio-Quaternaires littoraux de l'Algérie.

Les marnes plaisanciennes sont le siège de glissement et de fluage (en relation avec la topographie et la présence d'eau), de gonflement lors d'une surcharge insuffisante et dans les conditions de saturation en eau, d'écroulement lors de décapage excessifs et de dessèchement des parois mises à nu.

### ➤ Géologie locale

La relation des deux sondages carottés de 30<sup>m</sup>.00 de profondeur nous a permis de constater que le sol en place est constitué par des limons argileux brunâtres à jaunâtres suivies par des argiles jaunâtres peu caillouteuses surmontant des marnes grises à bleuâtres renfermant des passages sableuses à coquille en profondeur dans certains endroit.

## 2.3. Sismicité

Les tremblements de terre font peser de graves menaces sur les populations qui vivent dans des régions sismiques. Ils peuvent semer la mort en détruisant des habitations, des édifices publics, des ponts, des barrages,...etc. D'où la sismicité de la région étudiée doit être obligatoirement connue.

De cela vient l'intégration du règlement parasismique algérien "*RPA99 modifié en 2003*" qui permet de diviser le territoire national en cinq zones de sismicité croissantes :

- **Zone 0** : sismicité négligeable;
- **Zone I** : sismicité faible;
- **Zone IIa** : sismicité moyenne;
- **Zone IIb** : sismicité élevée ;
- **Zone III** : sismicité très élevée.

Notre projet se situe dans la ville d'El Achour (Alger). Cette dernière est classée dans la *zone III* qui est de forte sismicité.

## 2.4. Campagne de reconnaissance géotechnique

Dans le but de réaliser une construction d'un ensemble immobilier en R+7 avec un sous sol et deux entre sol, le L.C.T.P de l'Hussein Dey a procédé à une campagne de reconnaissance géotechnique.

Le positionnement des points de sondage et des pénétrations sont reportés sur le plan d'implantation (Annexe 1).

Les essais in-situ ont consisté en:

- Neuf essais au pénétromètre dynamique ;
- Deux sondages carottés de 30.00 m ;
- Un sondage pressiométrique au centre de l'assiette de 20.00m de profondeur ;
- Un levé piézométrique.

Les essais en laboratoire se résument aux essais suivants :

- Les essais d'identification (densimétrie, granulométrie, sédimentométrie, limites d'Atterberg) ;
- Essais de cisaillement rectiligne à la boîte ;
- Essai de compressibilité à l'œdomètre ;
- analyses chimiques.

### III. ETUDE GEOTECHNIQUE

#### 1. Introduction

Avant d'entreprendre l'étude d'un projet de construction, il est indispensable de procéder à une reconnaissance des sols, afin de pouvoir décider du mode de fondation approprié qui assurera la stabilité de l'ouvrage, tout en étant le plus économique possible.

La reconnaissance des sols permet de connaître:

- la nature, les caractéristiques physiques, hydrauliques et mécaniques des couches de terrain en présence, c'est à dire leur constitution, leur consistance, leur résistance et leur déformabilité: cela permettra de déterminer leur force portante et d'éclairer sur la tenue des terres au cours des fouilles.
- la superposition et l'inclinaison éventuelle (pendage) des couches, afin de dresser la coupe géologique la plus exacte possible du terrain.
- l'épaisseur et la régularité des couches, pour voir si la transmission et la résorption des efforts seront assurées dans les meilleures conditions et estimer ainsi le degré de tassement à craindre éventuellement.
- le niveau des nappes d'eau et leur nature chimique.

#### 2. Analyse des caractéristiques géotechniques de la zone étudiée

Pour mieux cerner les caractéristiques du site étudié, il est souvent judicieux de confronter les données géologiques avec celles des résultats géotechniques.

Pour ce qui suit, on présente les résultats des essais in-situ et au laboratoire.

##### 2.1. Les essais in-situ

###### a)- Sondages carottés

D'une façon générale, les sondages carottés ont un double but :

- **Géologique**, car le sondage permet de compléter la connaissance géologique du sous sol, qui sera exprimée par une coupe géologique détaillée. Pour cette raison, le prélèvement des échantillons se fait le plus souvent en continu afin de disposer d'une coupe sans lacune.



- **Géotechnique**, car le sondage est un moyen d'accès au sol pour le prélèvement d'échantillons intacts destinés au laboratoire pour subir les différents essais physiques et mécaniques.

Ces carottes peuvent être légèrement remaniées car elles sont uniquement utilisées pour l'identification.

Pour notre étude, les sondages carottés ont été réalisés au centre de l'emplacement du sol devant recevoir les fondations de l'ensemble immobilier en R+7 avec 01 sous-sol et 02 entre sols à El Achour - Alger, avec un prélèvement de sols rencontrés pour identification et essais géotechniques au laboratoire. Ce qui a permis de dresser la coupe du terrain et d'avoir une idée claire sur les caractéristiques physiques et mécaniques des différents sols rencontrés. Les résultats des essais sont récapitulés dans ce qui suit.

La campagne de reconnaissance géotechnique consiste à la réalisation de:

- Neuf (09) essais au pénétromètre dynamique
- Deux (02) sondages carottés de 30<sup>m</sup>.00
- Un (01) sondage pressiométrique au centre de l'assiette de 20<sup>m</sup>.00 de profondeur.

### ➤ **Analyse des résultats**

Les deux sondages carottés réalisés sur site ont permis de dégager la succession lithologique suivante :

#### ▪ **Sondage Sc 01**

**0.00-6.00m** : limons argileux brunâtre avec passage de sable moyen à grossier peu argileux entre 4.60 et 5.50 m de profondeur.

**6.00-11.00m** : argile jaunâtre avec des taches grises entre 10.00m et 11.00 de profondeur.

**11.00-25.00m** : marne grise claire à grise bleuâtre en profondeur.

**25.00-30.00m** : marne sableuse grisâtre renfermant des débris de coquille peu graveleuse.

#### ▪ **Sondage Sc 02**

**0.00-1.20m** : limons argileux brunâtre à jaunâtre en profondeur.

**1.20-13.00m** : argile jaunâtre peu caillouteuse avec des traces d'oxydation et des tâches grises claires.

**13.00-30.00m** : marne grise claire.

D'après ces résultats, on conclue que c'est un sol hétérogène en profondeur.

### **b)- Essai pressiométrique**

L'essai pressiométrique constitue un véritable essai de chargement qui intéresse un volume appréciable de terrain en place. Les caractéristiques du sol fournies par l'essai

"pression limite (Pl) et module de déformation pressiométrique ( )" sont en relation directe avec le taux de travail admissible d'une fondation. Ces caractéristiques obtenues à chaque niveau sont reportées sur un graphique en fonction de la profondeur.

L'essai pressiométrique est un essai de chargement du sol en place à pression contrôlée. Il consiste à dilater latéralement la sonde en appliquant par paliers des pressions croissantes, et à noter les augmentations de volume de la sonde.

L'essai est conçu pour évaluer à partir des diagrammes effort-déformation les caractéristiques mécaniques du sol systématiquement tous les mètres (évaluation de la pression limite de rupture Pl et du module de déformation E en bar).

Cet essai permet également d'obtenir des informations précises sur la nature et la qualité des sols (dans le cadre d'une reconnaissance du sol).

Le matériel utilisé est de type *Apafor 22* au diamètre Ø60. Les essais ont été réalisés sur chaque 1.00 mètre de profondeur. Les courbes obtenues pour chaque essai sont représentées en annexes avec les graphes synoptiques correspondants.

### ➤ **Analyses et résultats**

- **Coupe lithologique**

Les échantillons remaniés prélevés au niveau des sondages pressiométriques ont permis de révéler la succession lithologique suivante :

**0.00-3.00 m** : Limons argileux brunâtre avec passage de sable moyen à grossier peu argileux.

**3.00-9.00 m** : Argile marneuse jaunâtre à tâche grise claire.

**9.00-20.00 m** : Marne verdâtre à grisâtre en profondeur.

Le tableau suivant donne les caractéristiques mécaniques mesurées au droit de sondage et pour chaque profondeur :

| profondeur<br>(m) | caractéristiques mécaniques |          |            | Etat du sol selon le fascicule N° 62             |
|-------------------|-----------------------------|----------|------------|--|
|                   | E (bar)                     | PL (bar) | E/PL (bar) |  |
| 1,00              | 16,06                       | 4,25     | 3,77       | Limons argileux sous consolidé altéré et remanié |
| 2,00              | 68,18                       | 8,34     | 8,17       | Limons argileux sous consolidé altéré et remanié |
| 3,00              | 74,50                       | 10,50    | 7,09       | Limons argileux sous consolidé altéré et remanié |
| 4,00              | 34,23                       | 11,54    | 2,96       | Argile marneuse sous consolidé altéré et remanié |
| 5,00              | 188,30                      | 6,66     | 28,27      | argile marneuse sur consolidé                    |
| 6,00              | 8,15                        | 3,30     | 2,47       | Argile marneuse sous consolidé altéré et remanié |
| 7,00              | 45,72                       | 14,69    | 3,11       | Argile marneuse sous consolidé altéré et remanié |
| 8,00              | 72,99                       | 14,80    | 4,93       | Argile marneuse sous consolidé altéré et remanié |
| 9,00              | 39,41                       | 14,52    | 2,71       | Argile marneuse sous consolidé altéré et remanié |
| 10,00             | 112,92                      | 12,80    | 8,82       | Marne verdâtre sous consolidé altéré et remanié  |
| 11,00             | 47,41                       | 17,46    | 2,71       | Marne verdâtre sous consolidé altéré et remanié  |
| 12,00             | 138,32                      | 15,89    | 8,70       | Marne verdâtre sous consolidé altéré et remanié  |
| 13,00             | 182,85                      | 17,01    | 10,74      | Marne verdâtre normalement consolidé             |
| 14,00             | 72,35                       | 28,78    | 2,51       | Marne verdâtre sous consolidé altéré et remanié  |
| 15,00             | 232,30                      | 19,22    | 12,08      | Marne verdâtre normalement consolidé             |
| 16,00             | 241,40                      | 17,80    | 13,56      | Marne verdâtre normalement consolidé             |
| 17,00             | 285,08                      | 19,93    | 14,30      | Marne verdâtre normalement consolidé             |
| 18,00             | 350,16                      | 20,20    | 17,33      | marne grise bleuâtre sur consolidé               |
| 19,00             | 324,19                      | 23,24    | 13,95      | marne grise bleuâtre normalement consolidé       |
| 20,00             | 375,65                      | 23,15    | 16,22      | marne grise bleuâtre sur consolidé               |

**Tableau III.1** : Sondage pressiométrique

➤ **Analyse et interprétation**

Les différentes valeurs du rapport (E/PL) obtenues au niveau des trois formations rencontrées sur le site indiquent la présence d'un sol sous consolidé altéré ou remanié entre 0.00 et 12.00 mètres, puis normalement consolidé jusqu'à 17.00 mètres et sur consolidé à partir de 18.00 mètres de profondeur.

**c)- Essais au pénétromètre dynamique Lourd (selon la norme NF P94-115)**

L'essai au pénétromètre dynamique lourd est un essai in-situ. Il a pour but la mesure de la résistance des couches traversées au battage d'une pointe, en éliminant le frottement latéral.

L'essai consiste à enfoncer dans le sol un train de tiges muni en tête d'une pointe conique. L'ensemble est battu dans le terrain sous l'action de chocs répétés, exercés par une masse (le mouton de battage) tombant en chute libre d'une hauteur constante. La mesure du

nombre de coups (N) nécessaires pour enfoncer de 20 cm le train de tiges permet de déterminer la résistance de pointe dynamique.

Cet essai est dans la pratique d'une grande importance car il permet de se faire rapidement une idée précise de la résistance des sols dans leur état naturel.

Les résultats de chantier sont convertis en résistance de pointe donnée à l'aide d'une formule de battage de pieux, en général la formule *des Hollandais*, qui s'écrit :

Où :

- **M** : est le poids du mouton (N) ;
- **M'** : le poids des parties frappées (pointe+accessoires+tiges) ;
- **h** : la hauteur de chute du mouton ;
- **e** : l'enfoncement moyen par coup ;
- **A** : la section droite de la pointe (cm<sup>2</sup>);
- **g** : l'accélération due à la pesanteur.

Les pénétrogrammes ainsi obtenus (voir annexe de P1 au P9), nous permettent d'avoir un aperçu sur la variation de la résistance du sol en fonction de la profondeur et déterminer la contrainte admissible.

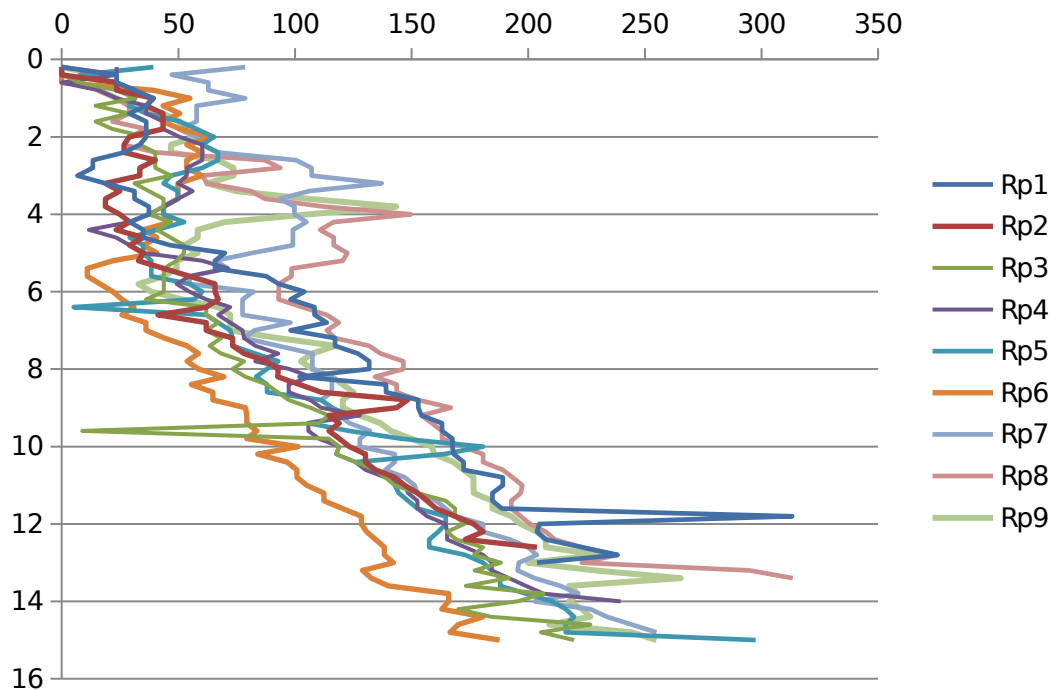
### ➤ Résultats

Le tableau qui suit résume les résultats des essais pénétrométriques :

| <b>N° Essai</b> | <b>profondeur<br/>(m)</b>                                   | <b>Résistance de pointe<br/>(bars)</b> | <b>Observations</b>              |
|-----------------|---|--|----------------------------------|
| <b>P 01</b>     | 0 <sup>m</sup> .20 – 6 <sup>m</sup> .00<br>supérieur à 6.00 | 06 <Rp < 35<br>Rp supérieure à 60      | refus à 13.20 m avec<br>300 bars |
| <b>P 02</b>     | 0 <sup>m</sup> .20 – 6 <sup>m</sup> .00<br>supérieur à 6.00 | 20 <Rp < 40<br>Rp supérieure à 60      | refus à 12.80 m avec<br>300 bars |

|             |   |                                    |   |
|-------------|---|------------------------------------|---|
| <b>P 03</b> | 0 <sup>m</sup> .20 – 6 <sup>m</sup> .00<br>supérieur à 6.00 | 15 <Rp < 40<br>Rp supérieure à 60  | Essai arrêté à 15 <sup>m</sup> .00 sans<br>atteindre le refus |
| <b>P 04</b> | 0 <sup>m</sup> .20 – 6 <sup>m</sup> .00<br>supérieur à 6.00 | 12 <Rp < 55<br>Rp supérieure à 60  | refus à 14.20 m avec<br>300 bars                              |
| <b>P 05</b> | 0 <sup>m</sup> .20 – 6 <sup>m</sup> .00<br>supérieur à 6.00 | 30 <Rp < 60<br>Rp supérieure à 60  | Essai arrêté à 15 <sup>m</sup> .00 sans<br>atteindre le refus |
| <b>P 06</b> | 0 <sup>m</sup> .20 – 6 <sup>m</sup> .00<br>supérieur à 6.00 | 10 <Rp < 55<br>Rp supérieure à 60  | Essai arrêté à 15 <sup>m</sup> .00 sans<br>atteindre le refus |
| <b>P 07</b> | 0 <sup>m</sup> .20 – 6 <sup>m</sup> .00<br>supérieur à 6.00 | 55 <Rp < 95<br>Rp supérieure à 80  | Essai arrêté à 15 <sup>m</sup> .00 sans<br>atteindre le refus |
| <b>P 08</b> | 0 <sup>m</sup> .20 – 6 <sup>m</sup> .00<br>supérieur à 6.00 | 20 <Rp < 100<br>Rp supérieure à 90 | refus à 13.60 m avec<br>300 bars                              |
| <b>P 09</b> | 0 <sup>m</sup> .20 – 6 <sup>m</sup> .00<br>supérieur à 6.00 | 32 <Rp < 70<br>Rp supérieure à 60  | Essai arrêté à 15 <sup>m</sup> .00 sans<br>atteindre le refus |

**Tableau III.2** : Essais au pénétromètre dynamique lourd



**Figure III.1 :** Les résistances de pointe en fonction de la profondeur

➤ **Analyse et interprétation**

L'analyse des résultats obtenus à partir des essais au pénétromètre dynamique a permis de constater ce qui suit :

L'allure des pénétrogrammes est presque la même pour tous les points.

Les résistances de pointe sont assez faibles pour les premiers mètres de 0.00 à 6.00 mètres ceci dénote un sol hétérogène verticalement et latéralement, constitué de limons argileux brunâtres suivi par des argiles jaunâtres de différentes épaisseurs de haut en bas.

A partir de 6.00 mètres de profondeur, les résistances augmentent pour atteindre des valeurs assez élevées (supérieures à 60 bars) jusqu'au refus, elles correspondent aux argiles jaunâtres peu caillouteuses surmontant des marnes grises claires à grises bleuâtres en profondeur.

Le refus au niveau P01-P02-P04 et P05 a été atteint entre 12.80 et 14.20 mètres avec des résistances de pointes dépassant les 250.00 bars alors qu'au niveau des essais P03-P05-P06-P07 et P09 sont arrêtées sans atteindre le refus avec des résistances de pointe entre 200 et 250 bars.

#### **d)- Levés piézométriques**

Les mesures piézométriques ont pour but de déterminer localement les variations du niveau de la nappe libre, et prélever des échantillons d'eau souterraine pour évaluer sa qualité au laboratoire.

La méthode consiste à introduire dans un tube mis en place dans un forage une sonde piézométrique, et à mesurer la profondeur du niveau d'eau par rapport au sommet du tube piézométrique.

Généralement adoptée dans le cadre d'un suivi périodique, cet essai permet de déterminer les variations de la nappe au cours d'une année.

#### **➤ Résultats et interprétations**

| <b>Date de prélèvement</b> | <b>Niveau d'eau par rapport au niveau du terrain naturel actuel</b> |                  |
|----------------------------|---|------------------|
|                            | <b>Sc 01</b>  | <b>Sc 02</b>     |
| <i>Le 28/12/2010</i>       | <i>1,50/ T.N</i>  | <i>4,00/ T.N</i> |

**Tableau III.3:** Levée piézométrique

Le levé piézométrique effectué le 28 Décembre 2010 en pleine période hivernale pour les deux sondages carottés Sc 01 et Sc 02 a montré la présence d'eau. Et le niveau d'eau varie entre 1.50 et 4.00 mètres de profondeur.

## **2.2. Les essais au laboratoire**

### **2.2.1. Les essais d'identification**

#### **a)- Paramètres d'état**

Ils dépendent de l'état du sol et expriment, à un instant donné, la répartition des trois phases du sol. Il est important de signaler que ces paramètres donnent des indications précieuses sur le comportement du sol soumis aux sollicitations des ouvrages à construire.

#### **➤ Détermination de la teneur en eau pondérale**

La teneur en eau pondérale  $W$  se détermine généralement au laboratoire par passage à l'étuve à  $105^{\circ}\text{C}$  (*NF P 94-050*). Elle peut se faire aussi bien sur les sols grenus que sur les sols fins, sur des échantillons intacts, remaniés, reconstitués.

Si  $m_e$  est la masse d'eau évaporée et  $m_d$  la masse des grains solides, donc

La teneur en eau naturelle  $w_n$  n'est déterminée que sur des "échantillons intacts".

#### ➤ Détermination du poids volumique totale du sol en laboratoire

La détermination de la masse volumique totale  $\rho_t$  (*NF P 94-053*) se fait généralement à la balance hydrostatique sur les sols qui ont une cohésion suffisante.

Pour obtenir le poids volumique totale  $\rho_t$  ou poids volumique humide  $\rho_{hd}$ , nous multiplions la masse volumique par l'accélération de la pesanteur  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ .

#### ➤ Poids volumique du sol sec

C'est le rapport du poids des grains solides sur le volume total.

#### ➤ Degré de saturation

C'est le rapport du volume de l'eau sur le volume des vides.

#### ➤ Résultats et interprétations

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :



| Sondage<br>N° | Profondeur<br>(m) | $w$ (%) | $\gamma_h$<br>(t/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_d$<br>(t/m <sup>3</sup> ) | Sr (%) | Classification du sol selon<br>la norme XP P94-011 |
|---------------|-------------------|---------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------|--|
| Sc 01         | 5.50-6.00         | 28.63   | 1.94                              | 1.51                              | 98.03  | Sol non saturé, peu dense                          |
|               | 8.50-9.00         | 24,14   | 2.02                              | 1.63                              | 98.47  | Sol non saturé, dense                              |
|               | 14.00-14.45       | 24.79   | 2.02                              | 1.62                              | 99.79  | Sol non saturé, dense                              |
|               | 2.70-3.00         | 26.27   | 2.01                              | 1.59                              | 100    | Sol non saturé, peu dense                          |
|               | 5.60-6.00         | 23.77   | 2.04                              | 1.65                              | 100    | Sol saturé, dense                                  |
| Sc 02         | 11.05-11.50       | 26.52   | 2.02                              | 1.60                              | 100    | Sol saturé, peu dense                              |
|               | 14.10-14.50       | 24.21   | 2.04                              | 1.65                              | 100    | Sol saturé, peu dense                              |

**Tableau III.4:** Paramètres d'état

Sur la base de ces résultats on peut conclure que notre sol, d'après , varie d'un état détrempe peu dense à un état saturé dense.

### b)- Analyse granulométrique

Elle consiste à déterminer la répartition en poids des grains du sol suivant leur dimension.

On appelle d'un sol, les particules de dimensions inférieures à 80 . Pour les particules de dimension  $> 80$  , la séparation se fait par *tamissage* (norme NF P94-056). Cette méthode n'est plus possible pour les fines sur lesquelles on doit pratiquer l'essai de *sédimentométrie* (norme NF P94-057).

Les résultats de l'analyse granulométrique sont reportés sur un diagramme semi-logarithmique où l'on porte en abscisse les diamètres des particules, suivant une échelle logarithmique, et en ordonnée le pourcentage en poids du tamisât cumulé.

On retiendra surtout , , représentant respectivement les diamètres des éléments correspondant à 10%, 30% et 60% de tamisât cumulé, qui interviennent pour déterminer deux coefficients caractéristiques de la courbe granulométrique :

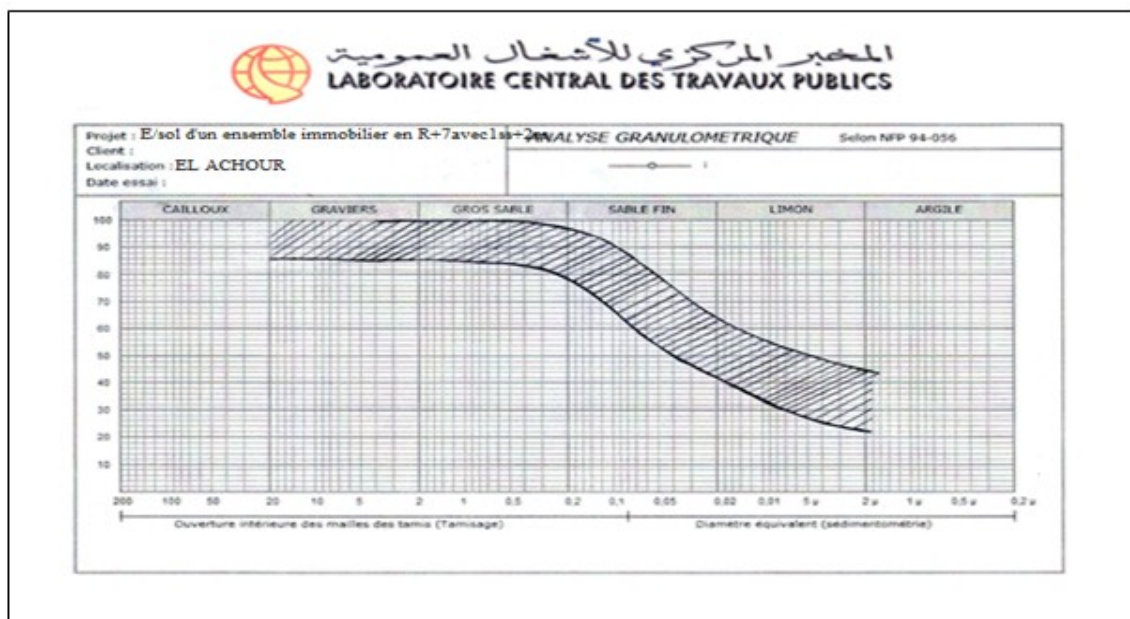
- Le coefficient de *Hazen* qui caractérise l'étalement de la granulométrie.
- Le coefficient de *courbure*

➤ **Résultats**

Le tableau suivant donne le pourcentage des passants inférieurs à 2mm, à 2 et à 80 en tenant compte de la profondeur.

| Sondage N° | Profondeur    | % $\square$ 2 | % $\square$ 80 | % $\square$ 2 | Interprétation des résultats |
|------------|---------------|---------------|----------------|---------------|------------------------------|
| Sc 01      | 5.50 - 6,00   | 94.99         | 65.03          | 30.00         | Sol fin                      |
|            | 8.50 - 9.00   | 84.01         | 81.65          | 45.00         | Sol fin                      |
|            | 14.00 - 14.45 | 99.32         | 64.02          | 35.00         | Sol fin                      |
| Sc 02      | 2.70 - 3.00   | 99.68         | 92.93          | 40,00         | Sol fin                      |
|            | 5.60 - 6.00   | 89.51         | 85.71          | 35,00         | Sol fin                      |
|            | 11.05 - 11.50 | 91.80         | 79.83          | 22,00         | Sol fin                      |
|            | 14.10 - 14.50 | 98.68         | 86.16          | 22,00         | Sol fin                      |

**Tableau III.5 :** Analyse granulométrique



**Figure III.2 :** fourchette du fuseau granulométrique.

### ➤ Analyses et interprétations

Les courbes granulométriques (voir annexe A) ont permis d'établir le fuseau granulométrique (*Figure III.2*), qui montre que le pourcentage des passants à  $80\mu$ , est supérieur à 50%.

Ceci caractérise, selon la classification du L.C.P.C, les sols fins.

#### c)- Limites d'Atterberg

La consistance d'un sol (qui peut s'apprécier par un essai de résistance mécanique comme l'essai de rupture en compression simple ou la résistance à la pénétration d'un cône) trituré ou remanié peut être modifiée à volonté en augmentant ou en réduisant sa teneur en eau par imbibition ou dessiccation lente.

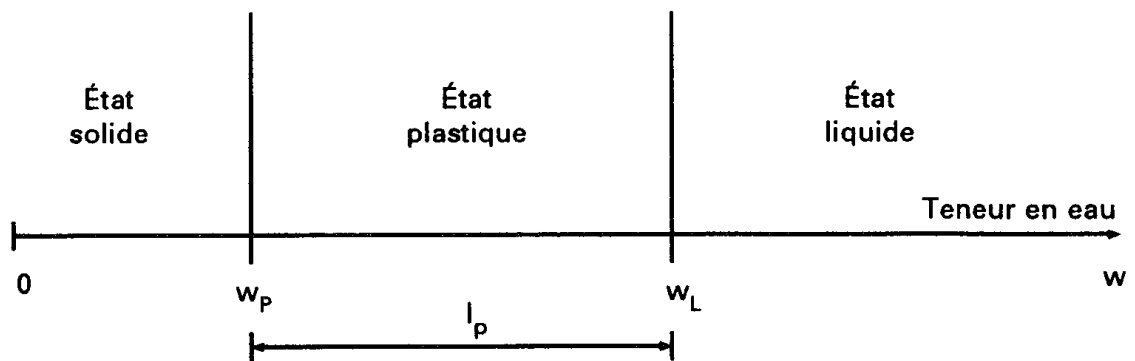
Les limites ont été définies par l'agronome Suédois *Atterberg (1905)* sont déterminées par des essais empiriques conventionnels qui présentent l'avantage d'être simples, relativement faciles et reproductibles.

L'essai s'effectue sur le mortier du sol (fraction inférieure à  $400\mu$ ) d'un échantillon remanié. On évite de passer le sol à l'étuve pour réduire sa teneur en eau pour ne pas modifier par séchage rapide certains colloïdes du sol qui ont une influence sur la valeur des limites.

On distingue classiquement quatre états du sol :

- **L'état liquide :** Si la teneur en eau est très élevée, les grains solides ne sont plus en contact, ils sont comme en suspension dans l'eau. Le sol se comporte comme un liquide, il n'a aucune résistance au cisaillement et il s'étale sans aucun effort.
- **L'état plastique :** Le sol se tient naturellement mais il se déforme largement dès quand lui applique un effort même faible. Il est également doué de thixotropie c'est-à-dire qu'il retrouve après un certain temps de repos une partie de la résistance mécanique qu'il perd au pétrissage.

- **L'état solide avec retrait** : La réduction de la teneur en eau s'accompagne d'une diminution de volume ou retrait du sol.
- **L'état solide sans retrait** : Le sol se comporte comme un solide résistant, et son volume ne varie plus avec la réduction de la teneur en eau.  
En réalité, le passage du sol d'un état à l'autre ne s'effectue pas de façon brusque mais progressive dans un intervalle assez restreint de teneur en eau.
- ➔ **L'indice de plasticité** : Différence entre limites de liquidité et limite de plasticité. Cet indice définit l'étendue du domaine plastique.
- ➔ **L'indice de consistance** : Rapport défini par la formule suivante :



Avec :

- $w_L$  limite de liquidité
- $w_p$  limite de plasticité
- $w_{nat}$  teneur en eau du sol à son état naturel et ne comportant pas des éléments supérieurs à  $400 \mu m$ .

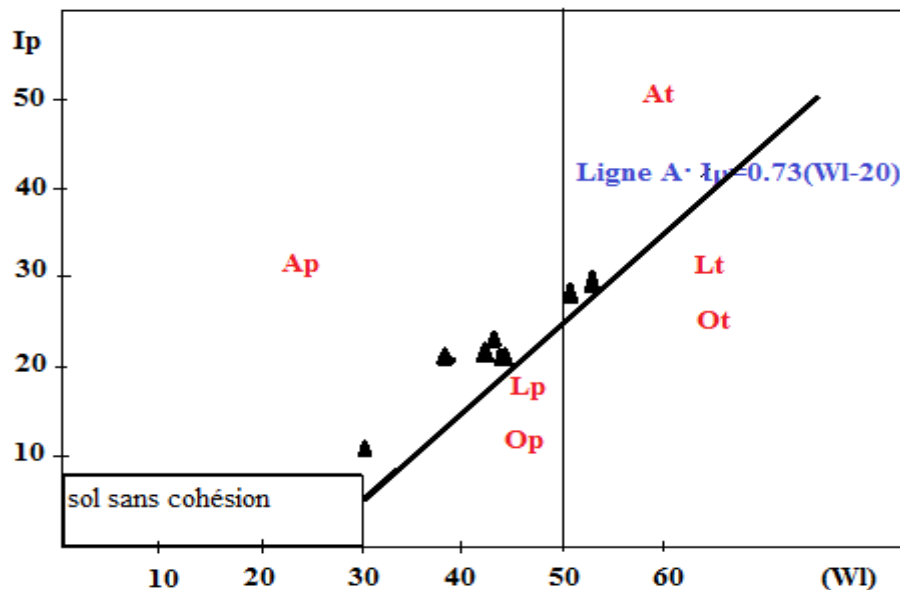
### ➤ Résultats et interprétations

Le tableau suivant récapitule les résultats de l'essai des limites d'Atterberg :

| Sondage N° | Profondeur (m) | W <sub>L</sub> (%) | W <sub>P</sub> (%) | I <sub>P</sub> (%) | I <sub>c</sub> (%) | Classification du sol selon la norme XP P94-011 |
|------------|----------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|---|
| SC 01      | 5.50 – 6.00    | 38.27              | 19.2               | 19.07              | 0,5                | Sol peu plastique, ferme.                       |
|            | 8.50 – 9.00    | 50.7               | 26.19              | 24.51              | 1,08               | Sol peu plastique, dur.                         |
|            | 14.00 – 14.45  | 42.75              | 22.19              | 20.56              | 0,87               | Sol peu plastique, très ferme.                  |
| SC 02      | 2.70 – 3.00    | 43.53              | 22.38              | 21.15              | 0,81               | Sol peu plastique, très ferme.                  |
|            | 5.60 – 6.00    | 53.82              | 27.65              | 26.17              | 1,14               | Sol plastique, dur.                             |
|            | 11.05 – 11.50  | 44.16              | 24.00              | 20.16              | 0,87               | Sol peu plastique, très ferme.                  |
|            | 14.10 – 14.50  | 30.93              | 19.18              | 11.75              | 0,57               | Sol non plastique, ferme.                       |

**Tableau III.6 : Limites d'Atterberg**

- La valeur moyenne de  $I_p = 0.83\%$  indique une formation dur du sol.
- Sur l'abaque de  $I_p$  vs  $W_L$ , le sol se situe au-dessus de la ligne A, dans les zones des argiles peu plastiques (Ap) et très plastiques (At). (NF P11-300 ou GTR 1992).



**Figure III.3 :** Diagramme de plasticité de

**Légende :**

= *Limons peu plastiques*

= *Sols organiques peu plastiques*

= *Argiles peu plastiques*

= *Limons très plastiques*

= *Sols organiques très plastiques*

= *Argiles très plastiques*

*Extrait du livre (Fondation et ouvrage en terre) de Gérard Philipponat*

## 2.2.2. Les essais mécaniques

### a)- Essais de cisaillement rectiligne à la boîte

Cet essai est probablement le plus ancien puisque Coulomb a utilisé une boîte de cisaillement pour déterminer expérimentalement les paramètres utilisés dans son équation C et  $\phi$  respectivement la cohésion et angle de frottement interne.

L'essai est relativement simple, on confine l'échantillon dans une boîte formé de deux parties divisées par un plan horizontal, une parties est fixe tandis que l'autre peut se mouvoir horizontalement.

On applique une charge normale constante sur l'échantillon à l'aide d'un capuchon de chargement et on mesure, en cours d'essai, la force de cisaillement de même que les déformations horizontale et verticale.

Pour chaque essai à contrainte normale constante  $\sigma$ , on trace la courbe contrainte de cisaillement moyenne  $\tau$  en fonction du déplacement horizontal  $\delta$ .

A partir de courbe, on détermine  $c$  et  $\phi$  (voir annexe).

### ➤ Analyse des résultats

Le tableau suivant résume les résultats de L'essai de cisaillement rectiligne non consolidé, non drainé (UU), qui est un essai à cours terme :

| Sondage<br>N° | Profondeur<br>(m) | Type d'essai | UU                   |       |
|---------------|-------------------|--------------|----------------------|-------|
|               |                   |              | Cu (bars)            | Ø (°) |
| SC 01         | 5.50 – 6.00       | UU           | 0.33                 | 6.85  |
|               | 8.50 – 9.00       | UU           | 0.24                 | 17.52 |
|               | 14.00 – 14.45     | UU           | 0.01                 | 25.1  |
| SC 02         | 2.70 – 3.00       | UU           | Impossible à réalisé |       |
|               | 11.05 – 11.50     | UU           | 0.05                 | 15.93 |
|               | 14.10 – 14.50     | UU           | 0.48                 | 8.22  |

**Tableau III.7 :** Essais de cisaillement rectiligne à la boîte(UU)

Les courbes de cisaillement directe à la boîte de (annexe 1), permettent d'estimer les caractéristiques de cisaillement rapide, non consolidées non drainées (UU). Les résultats donnent :

- Une cohésion non drainée :
- Un angle de frottement:

Les valeurs relativement faibles de la cohésion garantissent le caractère altéré et fissuré de ces formations. En revanche, les valeurs de l'angle de frottement sont relativement élevées pour des paramètres à court terme et peuvent être expliqués par la présence des éléments sableux.

#### **b)- Essai de compressibilité à l'œdomètre**

L'essai œdométrique a pour objectifs principaux de déterminer la contrainte de préconsolidation  $P_c$ , le coefficient de compression  $C_c$  et le coefficient de gonflement  $C_g$  qui permettent de déterminer le tassement de consolidation et le gonflement du sol.

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide (œdomètre). Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai.

Les dimensions habituelles de l'éprouvette de sol sont pour un diamètre de 50mm, 70mm et 76.4mm une épaisseur de l'ordre de 20mm.

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

Cet essai permet d'établir deux types de courbe :

- **Courbe de compressibilité**, qui indique la variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte appliqué (voir annexe 1).
- **Courbe de consolidation**, qui donne le tassement de l'échantillon en fonction du temps sous une contraint constant (voir annexe 1).

#### ➤ Résultats et interprétations

Le tableau ci-après résume les résultats de l'essai de compressibilité à l'œdomètre :

| Sondage N° | Profondeur (m) | P <sub>C</sub> (bars) | C <sub>C</sub> (%) | C <sub>G</sub> (%) | Interprétation des résultats                                |
|------------|----------------|-----------------------|--------------------|--------------------|---|
| SC 01      | 5.50 – 6.00    | 1.33                  | 21.27              | 8.48               | Sol assez compressible, gonflant, sur consolidé             |
|            | 8.50 – 9.00    | 1.53                  | 18.69              | 5.76               | Sol très moyennement compressible, gonflant, sous consolidé |
|            | 14.00 – 14.45  | 1.84                  | 22.43              | 8.07               | Sol assez compressible, gonflant, sous consolidé            |
| SC 02      | 5.60 – 6.00    | 1.37                  | 24.93              | 6.12               | Sol assez compressible, gonflant, sur consolidé             |
|            | 11.05 – 11.50  | 2.38                  | 16.74              | 2.69               | Sol moyennement compressible, peu gonflant, sous consolidé  |
|            | 14.10 – 14.50  | 2.04                  | 14.24              | 2.32               | Sol moyennement compressible, non gonflant, sous consolidé  |

**Tableau III.8** : Essai de compressibilité à l'œdomètre



Les courbes œdométriques (annexe 1), ont permis de déterminer les paramètres de compressibilité les plus usuels.

- Sur les échantillons prélevés, jusqu'à une profondeur de 14<sup>m</sup>.50, les pressions de consolidation  $P_c$  déterminées varient dans la plage de 1.50bar <  $P_c$  < 2.5bars qui caractérise une formation à potentiel de gonflement moyen (d'après Sanglerat).
- Les valeurs de  $C_c$  comprises entre 10% et 25% permettent de classer le sol comme formation raide.
- Du fait que  $4\% \leq C_g \leq 25\%$ , selon *Sanglerat et Costet (1981)*, ce sol possède un potentiel de gonflement.

### 2.2.3. Essais chimiques

L'analyse chimique effectuée sur des échantillons d'eau et du sol, prélevés aux différents endroits et profondeur, ont pour objectifs de quantifier le degré d'agressivité de l'eau et du sol vis-à-vis du béton et la corrosion des aciers dans les parties de ouvrage en contact avec le sol.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

#### a)- Analyse chimique de l'eau

| Echantillon | Compositions chimiques                   |   |                                |  |   |                            |  |
|-------------|--|---|--------------------------------|--|---|----------------------------|--|
|             | Chlorure<br>(Cl <sup>-</sup> )<br>(mg/l) | Sulfates<br>(SO <sub>4</sub> <sup>-</sup> )<br>(mg/l) | Potentiel<br>Hydrogène<br>(PH) | Carbonates<br>(CO <sub>3</sub> )<br>(mg/l) | Bicarbonates<br>(HCO <sub>3</sub> )<br>(mg/l) | Sels<br>Solubles<br>(mg/l) | Matières<br>en<br>suspension<br>(mg/l) |
| SC01        | 355                                      | 388.09  | 7.4                            | néant                                      | 1335.9  | 1150                       | 420                                    |

*Tableau III.9:* Analyse chimique de l'eau

#### b)- Analyse chimique du sol

| Sondages | Profondeurs<br>(m) | Teneur exprimée en %                          |                     |                                    |   |
|----------|--------------------|---|---------------------|------------------------------------|---|
|          |                    | Anhydride<br>Carbonique<br>(CO <sub>2</sub> ) | Chlorures<br>(NaCl) | Carbonates<br>(CaCO <sub>3</sub> ) | Sulfates<br>(CaSO <sub>4</sub> , 2H <sub>2</sub> O) |
| SC01     | 5.50 – 6.00        | 1.53  | 0.29                | 3.47                               | traces  |

|              |             |       |      |       |        |
|--------------|-------------|-------|------|-------|--------|
| <b>SC 02</b> | 8.50 – 9.00 | 15.30 | 0.35 | 34.78 | traces |
|--------------|-------------|-------|------|-------|--------|

**Tableau III.10:** Analyse chimique du sol

Suivant la norme *NF P18-011*, les résultats du tableau III.10 montrent que l'eau et le sol analysés ne sont pas agressifs.

**Remarque :** Il importe de bien noter qu'ils ont réalisé un puits contenant de l'eau potable au niveau du site. Ce qui explique à la fois la présence d'une source qui l'alimente en permanence et le non agressivité de son eau.

## **IV. GONFLEMENT-RETRAIT DES SOLS**

### **1. Introduction**

De nombreux problèmes de fissuration rencontrés dans les canalisations enterrées, les trottoirs, les bâtiments et les routes ne résultent pas seulement d'un chargement excessif du sol d'assise mais aussi du gonflement ou du retrait de celui-ci. En Algérie, plusieurs cas de désordres très préjudiciables, liés au gonflement, ont été signalés sur des ouvrages dans plusieurs régions: la raffinerie pétrolière d'In Amenas au sud-est du pays, l'hôpital de N'Gaous et la ligne ferroviaire Ramdane Djamel (Nord-Est), l'hôpital de Sidi Chahmi et la briqueterie de Mers El Kébir situés au Nord-Ouest du pays à proximité de la ville d'Oran. Les sols des deux derniers sites sus cités sont à l'origine de fissurations très préjudiciables dans les bâtiments de l'hôpital et de soulèvements non négligeables des fonds de fouille.

## 2. Définition du phénomène de gonflement

Le gonflement des sols est un phénomène très complexe qui fait intervenir un grand nombre de paramètres intrinsèques et environnants. Il est la réponse du sol à un gradient de potentiel de l'eau du sol. Il se manifeste d'abord par un écoulement de l'eau au sens de Darcy, dans les gros pores du sol, ensuite par l'hydratation des particules de l'argile.

Les sols argileux soumis aux variations de la teneur en eau, peuvent augmenter ou diminuer de volume. Ils sont liés aux changements d'humidité. Ces phénomènes cycliques de gonflement - retrait provoquent des contraintes nuisibles dans les structures et au niveau des fondations. Ces contraintes engendrent des dommages dans les bâtiments, les autoroutes, les pistes d'aéroports et dans les structures légèrement chargées, avec dommages particulièrement intenses dans les périodes de sécheresse.

## 3. Organisation interne des sols argileux

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

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

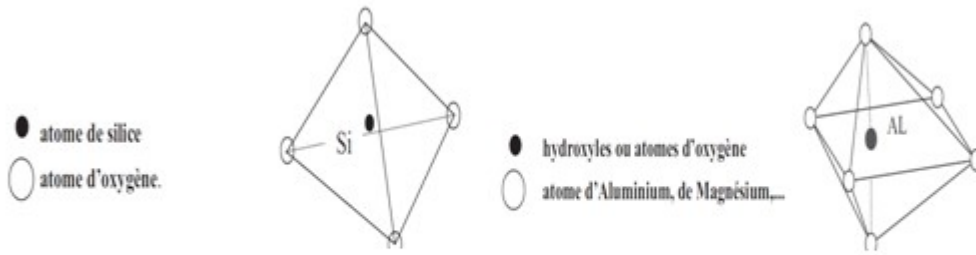
La structure et la texture déterminent conjointement les caractéristiques physiques et mécaniques intrinsèques des argiles et surtout les caractéristiques de gonflement.

### 3.1. Structure cristalline des feuillets d'argiles

Les argiles sont des sols constitués de très petites particules minérales ( $d < 2\mu\text{m}$ ). Les minéraux argileux sont des silicates d'alumines hydratés dans lesquels on distingue deux minéraux de base :

- La silice tétraédrique ( $\text{SiO}_4$ )<sup>4-</sup> ;
- L'hydroxyde d'aluminium octaédrique  $\text{Al}(\text{OH})$ <sup>3-</sup>

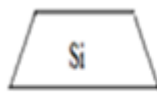
Les feuillets de base sont composés d'un feuillet octaédrique et d'un feuillet tétraédrique reliés entre eux par des liaisons covalentes. Ils forment des ensembles cristallins. Les feuillets ne sont pas neutres électriquement, ce qui explique les interactions avec les solutions salines.



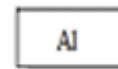
**Figure 1.a :** Tétrahédre de silice d'après *Grim*, (1959)

**Figure 1.b :** Octaèdre d'Alumine ou de Magnésium d'après *Grim*, (1959)

**Figure IV.1 :** Structure de base de silice et d'Alumine



**Figure 1.b:** Feuillet de silice d'après *Lambe*, (1953)

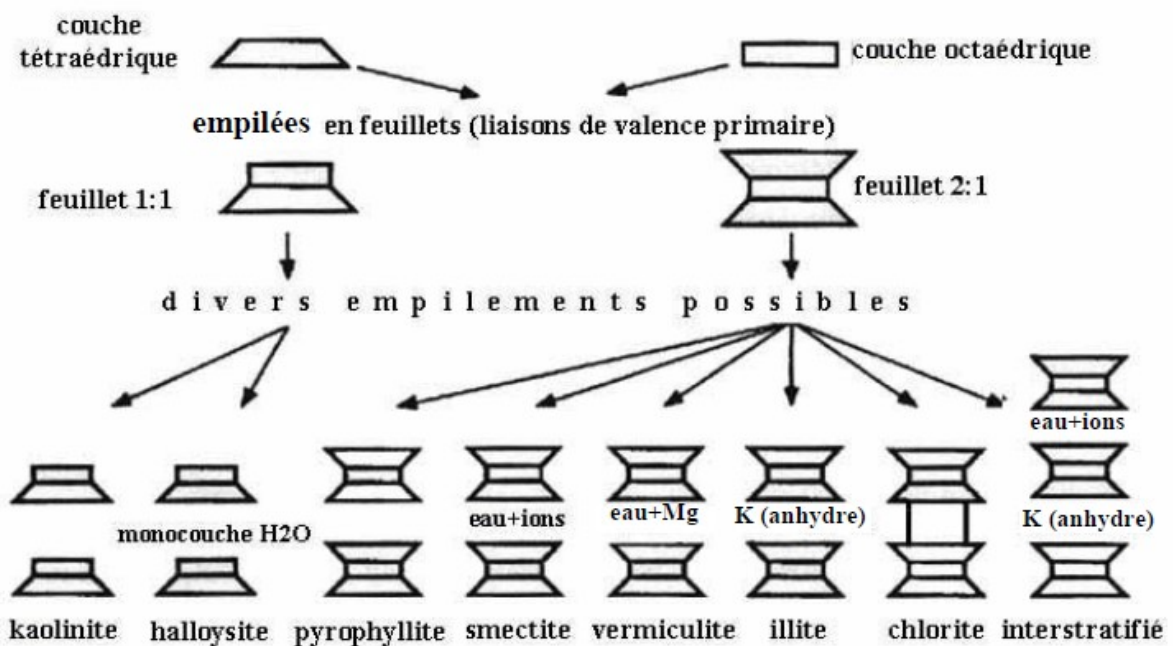


**Figure 1.b:** Feuillet en Octaèdre d'Alumine ou de Magnésium d'après *Lambe*, (1953)

**Figure IV.2 :** Symbole du feuillet de Si et d'Al

### 3.2. Les principaux groupes d'argiles

Du type de feuillets et de la nature des liaisons vont dépendre les propriétés et la classification des argiles. La figure IV.3 donne une description schématique des différents minéraux argileux. Dans ce qui suit, nous allons expliquer brièvement la composition et la structure des principaux minéraux.

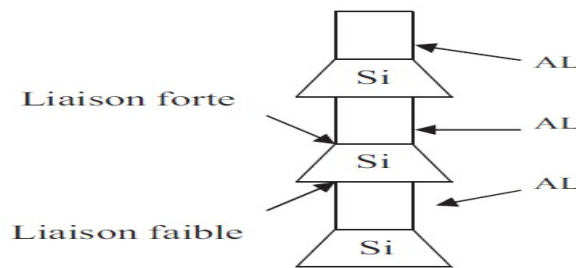


**Figure IV.3 :** Représentation schématique de quelques groupes de minéraux argileux *Te – Oc* (1:1) et *Te – Oc – Te* (2:1)

**3.2.1. La kaolinite** (*Minéral à 7 Å de type 1:1 ou Te – Oc*)

La formule générale de la kaolinite est  $Si_2Al_2O_5(OH)_4$

La kaolinite est constituée d'une succession alternée de feuillets en tétraèdre (*silice*) et de feuillets en octaèdre (*aluminium ou gibbsite*). Les deux feuillets sont liés de telle manière que les sommets du feuillet de silice et ceux d'une des couches du feuillet en octaèdre ne forment qu'une seule et même couche. Les couches de bases successives sont maintenues ensemble par les liens d'hydrogène entre les hydroxyles du feuillet en octaèdre et les atomes d'oxygène du feuillet en tétraèdre. Les liens d'hydrogène étant très forts, ils empêchent l'hydratation, ce qui permet un empilement relativement important de couches et la formation d'un cristal d'assez grandes dimensions. Les limites des feuillets empilés correspondent à des plans distants d'environ 7.1 Angströms.



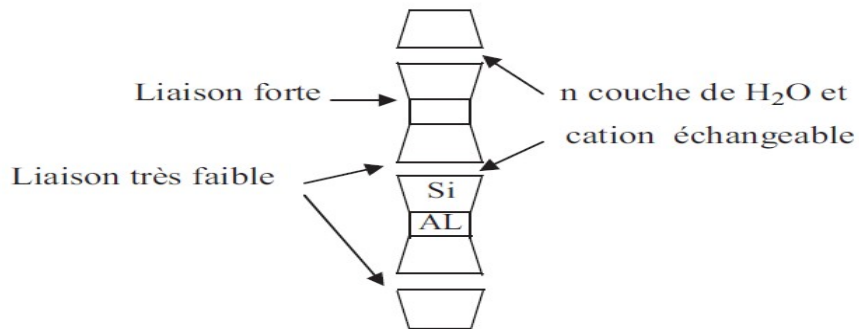
**Figure IV.4 :** Structure de la kaolinite d'après *Lambe, (1953)*

**3.2.2. Montmorillonite** (*Minéral à 10 Å de type 2:1 Te – Oc – Te*)

La formule chimique de la montmorillonite est  $Si_4 Al_{(2-x)} Mg_x O_{10} (OH)_2, nH_2O$ , avec  $x$  cations échangeable.

La montmorillonite, parfois appelée Smectite, est un minéral argileux important composé de deux feuillets de Silice et d'un feuillet d'Alumine (Gibbsite). Les feuillets en octaèdres se trouvent entre deux feuillets de Silice et les sommets des tétraèdres se confondent avec les hydroxyles du feuillet en octaèdre pour ne former qu'une seule couche. Les forces de Van der Waal qui soudent les sommets des feuillets de Silice sont faibles, cela se traduit par une déficience en charge négative nette dans le feuillet en octaèdre. Pour cette raison, les ions échangeables peuvent pénétrer dans la structure et séparer les couches. Les cristaux de montmorillonite présentent des petites tailles ce qui donne une forte affinité avec l'eau.

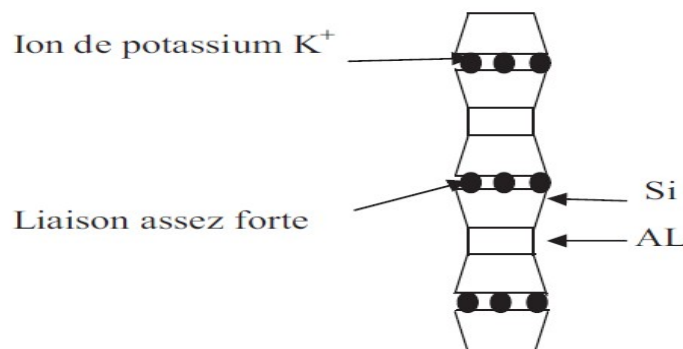
Les sols qui contiennent de la montmorillonite peuvent être *gonflants* lorsque leur teneur en eau augmente.



**Figure IV.5 :** Structure de la montmorillonite d'après Lambe, (1953)

### 3.2.3. Illite (Minéral à 10 Å de type 2:1 semblable à la montmorillonite)

L'illite est une autre composante importante des sols argileux, elle a une structure analogue à la montmorillonite mais des ions de potassium intercalés entre les feuillets tétraédriques. Grâce à ces ions la liaison est relativement forte et les molécules d'eau ne peuvent pratiquement plus s'intercaler. L'atome d'Aluminium du feuillet octaédrique qui se trouve sous forme d'un  $AL^{+3}$  peut être remplacé par d'autres ions comme  $Mg^{+2}$  principalement dans la montmorillonite et dans l'illite. Il en résulte un déséquilibre électrique qui est composé par l'adsorption sur la surface de cations  $Ca^{+2}$  ;  $Li^{+2}$  ;  $K^{+1}$  ;  $Fe^{+2}$ . Aux extrémités de la particule d'argile, il y a également des déséquilibres électriques et adsorption de cations. Ces cations dits échangeables jouent un rôle important dans le comportement des argiles.



**Figure IV.6:** Structure d'illite d'après Lambe, (1953)

### 3.2.4. Autres minéraux argileux

Il existe des douzaines de minéraux argileux qui présentent pratiquement toutes les combinaisons possibles d'ions substitués d'eau dans l'espace entre les couches et les cations échangeables.

- **Chlorite** (Minéraux à 14 Å)

Est relativement fréquente dans les sols argileux; elle est constituée de la répétition des couches suivantes:

- *Un feuillet de silice;*

- *Un feuillet d'alumine;*

- *Un autre feuillet de silice et finalement un feuillet de gibbsite (AL) ou de (Mg).*

- **Vermiculite**

C'est un minéral 2:1, la couche octaédrique contient du (Fe) et du (Mg). Elle est proche des illites et chlorite mais montre des propriétés gonflantes. La connaissance des propriétés de l'argile est fondamentale pour la stabilité des ouvrages. Celle-ci peut également servir de matériau pour l'édification de barrages. L'argile intervient dans la construction d'ouvrages d'importances très variables: Barrages, installations portuaires, ponts, tunnels, voies autoroutes, sans oublier les grands immeubles (tours). Tous ces travaux nécessitent une connaissance de la plasticité, de la capacité et de la résistance des matériaux (composés en partie ou en totalité par de l'argile) qui forment le sol et les fondations.

### 3.3. Texture des argiles

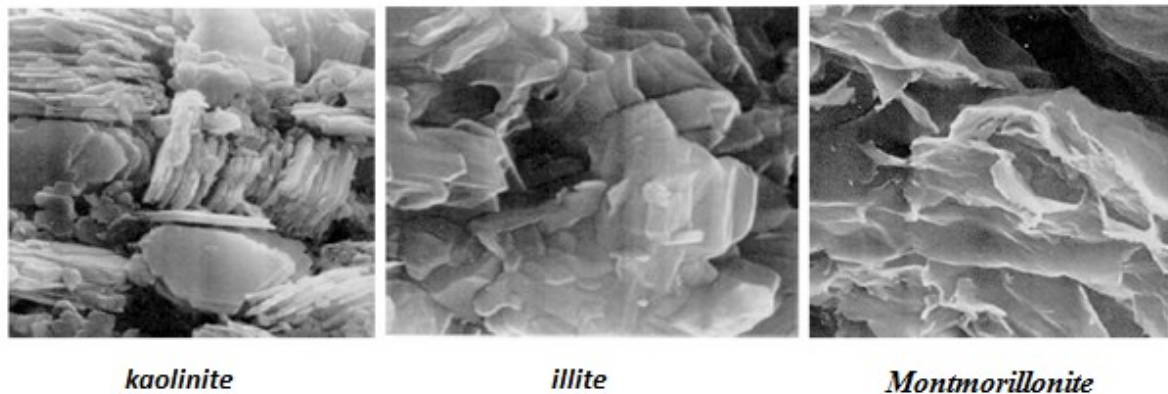
La texture des minéraux argileux dépend du mode de sédimentation et de l'état de consolidation. Une roche argileuse qui présente une organisation serrée et orientée des particules d'argiles n'a pas le même taux de gonflement qu'un sol argileux dont la sédimentation a été rapide et récente et pour lequel la distance entre les plaquettes est maximale. Cette organisation des minéraux argileux est la principale cause du gonflement.

Les matériaux argileux ne sont pas uniquement composés des argiles. Au sein de la fraction argileuse, plusieurs types de minéraux peuvent coexister. La texture des matériaux argileux se superpose donc aux organisations des autres minéraux non argileux. Cette hétérogénéité rend la structure et la texture extrêmement complexes, surtout lorsque les minéraux argileux sont cimentés par d'autres minéraux.

L'évolution de la microtexture en fonction de l'hydratation peut être observée à l'aide du microscope électronique à balayage (M.E.B.) ou de la tomographie à rayons X.

La figure IV.7 présente des images de ces argiles prises au microscope électronique à balayage. Les observations au M.E.B permettant d'analyser l'évolution de la texture au cours du gonflement montrent que, pour la kaolinite, le gonflement est uniquement de type inter-

agrégats, au niveau des pores interstitiels alors que pour les smectites, le gonflement est de type intra-agrégats, c'est-à-dire entre les feuillets.



**Figure IV.7:** Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles  
(Mitchell, 1976)

Globalement, le pourcentage en minéraux gonflants d'une part et la nature de la consolidation d'autre part, présentent une influence notable sur le gonflement, le retrait et le changement des propriétés mécaniques.

#### **4. Mécanisme de gonflement des argiles**

Les matériaux argileux présentent la particularité de voir sa consistance se modifier en fonction de sa teneur en eau. Dur et cassant lorsqu'il est asséché, un certain degré d'humidité le fait transformer en un matériau plastique et malléable. Ces modifications de consistance sont en fonction de la structure particulière de certains minéraux argileux, qui peuvent s'accompagner, en fonction de la structure particulière de certains minéraux argileux, de variations de volume plus ou moins conséquentes.

Si la distance interfoliaire est supérieure à  $3A^\circ$  (dimension de la molécule d'eau), l'accès de l'eau est possible, les forces d'attraction entre les feuillets sont alors affaiblies du fait de la présence d'eau, c'est cet affaiblissement qui donne aux feuillets d'argile une tendance de s'éloigner les uns des autres en augmentant l'espace interfoliaire, qui provoque par conséquent le phénomène de gonflement. Les mécanismes de gonflement des argiles ont fait l'objet de nombreuses hypothèses, *Terzaghi (1948)* et *Bolt (1956)* ont subdivisé le phénomène de gonflement en deux processus distincts, l'un mécanique et l'autre physico-chimique. Par ailleurs certains auteurs ; *Van Olfen, (1977)* et *Madsen (1989)* considèrent que le gonflement des sols peut être assimilé à un processus d'hydratation des particules argileuses telle que :



#### 4.1. Le gonflement par hydratation de surface

Dans lequel il faut distinguer la surface de la particule argileuse de celle du feuillet argileux. Au cours du gonflement interfoliaire, l'eau pénètre entre les particules, et quand l'eau pénètre également entre les feuillets, on parle de gonflement intra particulaire.

#### 4.2. Le gonflement par hydratation osmotique

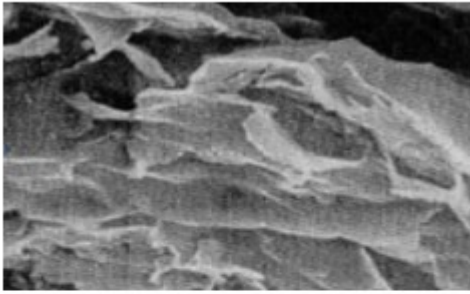
Qui est favorisé par le développement de la double couche ionique. Suivant l'ampleur des différents modes d'acquisition d'eau, on distingue deux types de gonflement selon *Didier (1972)* :

- ✓ Gonflement intra particulaire,
- ✓ Gonflement inter particulaire.

Lorsque l'eau pénètre à l'intérieur des particules et s'organise en couches monomoléculaires, il s'agit alors d'un gonflement intraparticulaire ou *interfoliaire*. Il intervient à l'échelle la plus petite de la structure argileuse mais peut présenter une ampleur très importante.

En dehors de ce cas particulier, le gonflement est *interparticulaire*, c'est-à-dire que l'eau ne pénètre pas à l'intérieur des particules d'argiles. Ce gonflement interparticulaire, contrairement au gonflement interfoliaire, a une ampleur assez limitée, mais affecte toutes les argiles.

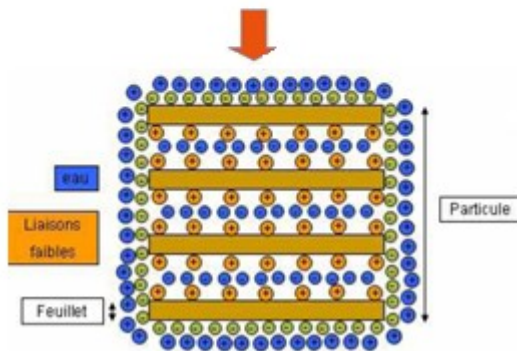
### Gonflement interfoliaire



### Gonflement interparticulaire



#### Montmorillonite



#### Kaolinite

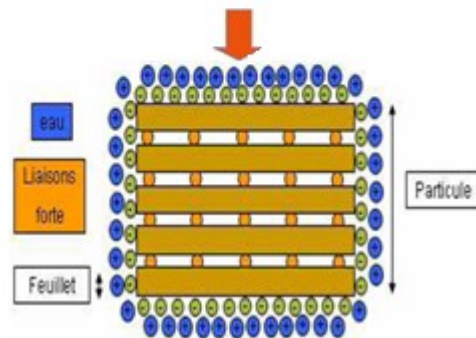


Figure IV.8 : gonflement interfoliaire et interparticulaire

### 4.3. Gonflement au sens physico-chimique

Une particule d'argile possède normalement une charge négative due aux substitutions isomorphes, et afin que l'ensemble eau-argile acquière l'électroneutralité, des cations sont attirés à la surface de la particule d'argile.

Cependant cette attraction est contrariée par la tendance des ions (cations et anions) à diffuser et à se distribuer d'une manière homogène dans l'eau. Le résultat de ces deux influences est un nuage d'ions entourant la particule.

Ce système peut être considéré comme une double couche électrique diffuse appelée double couche de *Gouy-Chapman*. Il apparaît d'importantes interactions physico-chimiques entre une particule argileuse et l'eau, généralement illustrées par le modèle de la double couche. Avec des hypothèses très précises, cette théorie permet de quantifier le phénomène de gonflement par rapport aux différents paramètres de l'eau.

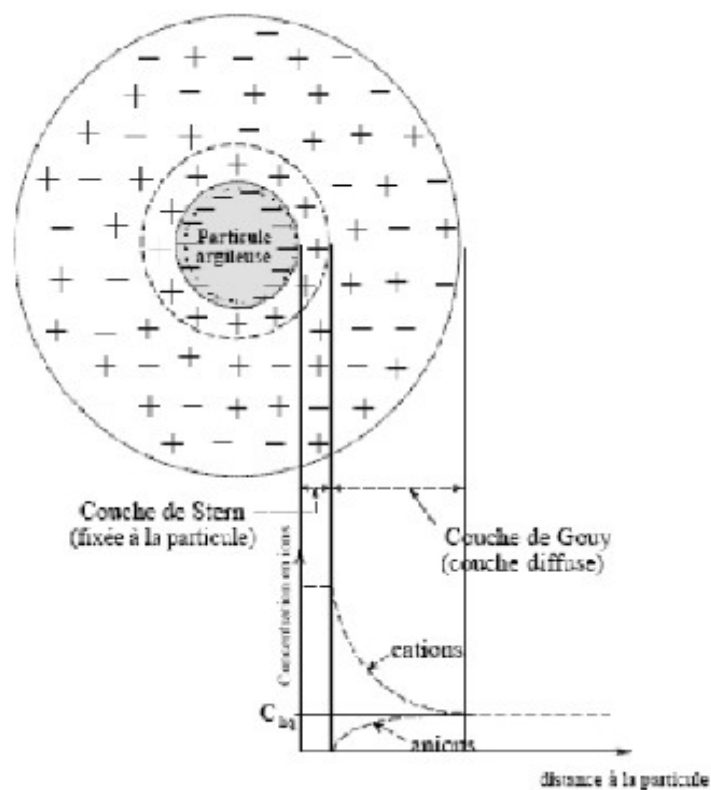
#### 4.3.1. Modèle de la double couche

La particule d'argile présente généralement une charge nette négative due à des substitutions isomorphes au niveau des feuillets. Ce déficit de charges se traduit par la fixation de cations et par l'orientation des molécules polaires (d'eau, par exemple) dans l'espace périphérique de la particule et éventuellement entre les feuillets. A l'attraction des cations par la surface des particules d'argile s'oppose la tendance des ions à diffuser et à se distribuer d'une manière homogène dans l'eau. Le résultat de cette interaction est un nuage d'ions entourant la particule, appelé "double couche électrique" (*figure I.9*).

On a ainsi, autour de chaque particule, formation d'une double couche d'origine électrique, dite "*couche de Gouy-Chapman*", composée :

- d'une couche fixe liée au solide,
- d'une couche diffuse en affinité avec cette particule.

La théorie de Gouy-Chapman apporté d'importantes améliorations en introduisant un modèle diffus de la liste de distribution électrique, dans lequel le potentiel électrique décroît de façon exponentielle loin de la surface à la masse fluide, cette théorie présentait l'inconvénient de prédire des concentrations d'ions extrêmement élevées à proximité de la surface. Elle a été modifiée par *Stern (1924)* pour prendre en compte une quantité finie d'ions aux abords des particules argileuses. La couche de Stern consiste en une quantité d'ions finie à côté de la surface (*figure I.9*); elle est fixe où se trouve des cations immobiles liés à la surface, tandis que la couche de Gouy est mobile. Ce dernier fait la transition entre la solution perturbée par la particule et la zone plus éloignée, non perturbée la limite entre la couche de Stern et la couche diffuse est appelée *plan d'Helmholtz*. La figure IV.9 donne une représentation schématique de ce phénomène.



**Figure IV.9:** Représentation schématique de la double couche entourant une Particule d'argile.

## 5. Les paramètres de gonflement

On distingue trois notions : la pression de gonflement, le potentiel de gonflement et l'indice de gonflement. Ces notions ne sont pas considérées comme des caractéristiques intrinsèques du matériau gonflant et ne peuvent pas recevoir de définition objective, car elles dépendent des conditions dans lesquelles se déroule le gonflement.

### 5.1. Le potentiel de gonflement

Le potentiel de gonflement est défini comme le gonflement relatif d'un échantillon de sol inondé, qui gonfle librement sous une charge très faible qui est celle du piston. Il mesure l'aptitude maximale de gonflement d'un sol.

### 5.2. La pression de gonflement

La pression de gonflement n'est pas une caractéristique intrinsèque du sol, elle est fonction de son état d'humidité au moment de l'essai. La mesure de cette pression n'a de sens que si le sol testé est à l'état naturel. Elle est affectée par plusieurs facteurs, essentiellement la densité du sol. La teneur en eau initiale du sol exerce un effet négligeable tant qu'elle est

inférieure à la limite de retrait du sol, pour des teneurs en eau supérieures, l'effet est significatif.

### **5.3. L'indice de gonflement**

L'indice de gonflement qui traduit l'importance de la déformation de gonflement induit par un déchargement par rapport à un état de contrainte donné ; il est défini par la pente

de la courbe obtenue en déchargement lors d'un essai oedométrique. Il est comparé

à l'indice de compression .

En principe, ces trois paramètres sont mesurés sur des éprouvettes en compression isotrope ou œdométrique.

## **6. Principales causes des variations de volume**

Nous utilisons le mot gonflement de manière indifférente pour définir une augmentation de volume du matériau, qu'elle qu'en soit la cause.

En revanche, le tassement est le terme utilisé pour définir une diminution de volume du sol lors d'un chargement mécanique.

La diminution de volume due à un séchage est définie comme étant le retrait, et une saturation sous de fortes charges induit un effondrement.

### **6.1. Modification des contraintes mécaniques**

La manifestation de l'état des contraintes totales dans le sol, du fait par exemple de l'adjonction ou de l'enlèvement de charges ou de surcharge conduit, lorsqu'un nouvel équilibre s'est établi, à une déformation du sol qui se traduit en général par un déplacement en surface (tassement, soulèvement). Ce déplacement est le résultat de la somme des déformations élémentaires créées en tout point du massif de sol par la modification de l'état des contraintes.

### **6.2. Modification des contraintes hydriques**

Un changement dans l'environnement hydrique du sol conduit à une modification des pressions interstitielles régnant en son sein. Par exemple, la variation de la nappe modifie le

champ de pression interstitielle aussi bien au-dessus qu'en-dessous du niveau de la nappe, influence l'état de contrainte effective, et induit des variations de volume dans le milieu.

Dans un sol non saturé, la contrainte effective  $\sigma'$  d'après *Bishop & Blight (1963)* est liée à la contrainte totale  $\sigma$ , à la pression de gaz (en général de l'air) et la pression de l'eau qui règnent dans les interstices entre les particules par la relation :

Où  $\chi$  est le coefficient de Bishop généralement relié au degré de saturation qui varie entre 0 pour un sol sec et 1 pour un sol saturé, est la contrainte nette appliquée et est la pression interstitielle négative ou la succion.

Les différentes pressions de l'eau ou de l'air sont considérées par rapport à la pression atmosphérique. La relation (\*) montre que, si la contrainte totale et la pression de l'air restent constantes et que la pression interstitielle diminue à la suite d'un abaissement du niveau de la nappe, le terme de succion croît, entraînant une augmentation de la contrainte effective, ce qui aura pour effet de comprimer le sol et de provoquer un tassement en surface. Par les effets capillaires, les sols situés au-dessus de la nappe, niveau défini tel que la succion soit égale à zéro, restent quasi saturés sur hauteur importante pouvant atteindre plusieurs dizaine de mètres dans les sols argileux et avec une pression interstitielle de l'eau négative.

### 6.3. Effet physico-chimique

D'un point de vue microscopique, l'apport d'eau dans le sol et sa fixation au niveau de certaines particules élémentaires constituant l'argile conduit à des phénomènes d'hydratation de ces particules entraînant l'augmentation de volume.

Ce mécanisme d'hydratation est largement conditionné par :

- Le type et la nature des minéraux argileux présents et leurs propriétés physico-chimiques ;
- La structure du matériau et des particules ;

- La concentration ionique du fluide interstitiel, y compris l'eau adsorbée ;
- La pression interstitielle ou la succion régnant dans le sol ;
- L'histoire du matériau.

Certaines familles de minéraux argileux, notamment les smectites, possèdent de surcroît des liaisons particulièrement lâches entre feuillets constitutifs, si bien que la quantité d'eau susceptible d'être adsorbée au cœur même des particules argileuses, peut être considérable, ce qui se traduit par des variations importantes de volume.

## **7. Facteurs intervenant dans le phénomène de gonflement - retrait des argiles**

On distinguera les facteurs de prédisposition et les facteurs de déclenchement. Les premiers, par leur présence, sont de nature à induire le phénomène de gonflement – retrait des argiles, mais ne suffisent pas à le déclencher. Il s'agit de facteurs internes (liés à la nature des sols), et de facteurs dit d'environnement (en relation avec le site). Les facteurs de prédisposition permettent de caractériser la susceptibilité du milieu au.

Les facteurs de déclenchement sont ceux dont la présence provoque le phénomène de retrait-gonflement, mais n'ont d'effet significatif que s'il existe des facteurs de prédisposition préalables. Leur connaissance permet de déterminer l'occurrence du phénomène.

Le tableau ci-après présente succinctement chacun des facteurs en jeu:

| TYPE DE FACTEUR                  | SCHEMA EXPLICATIF | COMMENTAIRE   |
|----------------------------------|-------------------|---|
| <b>FACTEUR DE PRÉDISPOSITION</b> |                   |   |
| <p>La nature du sol</p>          |                   | <p>Facteur de prédisposition prépondérant : seules les formations géologiques renfermant des minéraux argileux sont a priori concernées.</p> <p>La susceptibilité est fonction, en premier lieu :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- de la <b>lithologie</b> (importance de la proportion de matériaux argileux au sein de la formation) ;</li> <li>- de la <b>composition minéralogique</b> : les minéraux argileux ne sont pas tous « gonflants » et une formation argileuse sera d'autant plus réactive que la proportion de minéraux argileux « favorables » au phénomène (smectites, etc.) sera forte ;</li> <li>- de la <b>géométrie</b> de l'horizon argileux (profondeur, épaisseur) ;</li> <li>- de l'<b>éventuelle continuité</b> des niveaux argileux.</li> </ul> <p>L'hétérogénéité de constitution du sous-sol constitue une configuration défavorable. C'est le cas par exemple avec une alternance entre niveaux argileux sensibles et niveaux plus grossiers propices aux circulations d'eau : ces derniers favorisent les variations de teneur en eau des niveaux argileux se trouvant à leur contact.</p> |

|                                    |  |   |
|------------------------------------|--|---|
| <p>Le contexte hydrogéologique</p> |  | <p>C'est l'un des facteurs environnementaux essentiels. Les deux principaux facteurs néfastes sont :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- la présence éventuelle d'une <b>nappe phréatique</b> à profondeur limitée ;</li> <li>- l'existence de <b>circulations souterraines temporaires</b>, à profondeur relativement faible. Elles peuvent être à l'origine de fréquentes variations de teneur en eau des niveaux argileux, favorisant ainsi le phénomène de retrait-gonflement.</li> </ul> <p>Les conditions hydrauliques in situ peuvent varier dans le temps en fonction :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- de l'<b>évapotranspiration</b>, dont les effets sont perceptibles à faible profondeur (jusqu'à 2 m environ) ;</li> <li>- de la <b>battance</b> de la nappe éventuelle (avec une action prépondérante à plus grande profondeur).</li> </ul> <p>La présence d'un aquifère à faible profondeur permet le plus souvent d'éviter la dessiccation de la tranche superficielle du sol. Mais en période de sécheresse, la dessiccation par l'évaporation peut être aggravée par l'abaissement du niveau de la nappe (ou encore par un tarissement naturel et saisonnier des circulations d'eau superficielles). Ce phénomène peut en outre être accentué par une augmentation des prélèvements par pompage.</p> |
|------------------------------------|--|---|



## La géomorphologie

*Symétrie des fondations*



*Dissymétrie des fondations*



Elle conditionne la répartition spatiale du phénomène :

- un terrain en pente entraîne souvent une **dissymétrie des fondations** d'une construction, favorisant une aggravation des désordres sur le bâti. En effet, les fondations reposant le plus souvent à une cote homogène, les fondations amont sont alors plus enterrées et donc moins exposées aux variations de teneur en eau que les fondations aval.

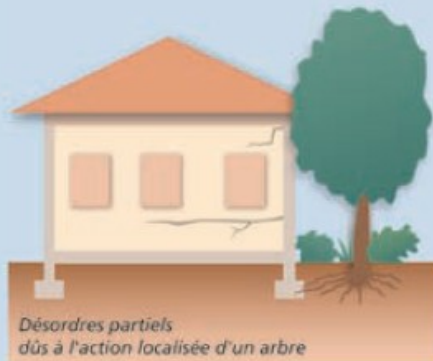
- cet effet peut être renforcé par une **différence de nature de sol** à la base des fondations amont et aval (les couches superficielles du sol étant généralement parallèles à la topographie, les fondations amont reposent donc sur des terrains moins altérés et remaniés que les fondations aval).

- alors qu'une pente favorise le drainage par gravité, sur terrains plats les eaux de ruissellement ont tendance à stagner et à s'infiltrer, et ainsi à ralentir la dessiccation du sol.

- l'**orientation** constitue également un paramètre non négligeable. Sur une pente orientée au Sud, les sols à l'aval d'une construction sont soumis à un ensoleillement plus important que ceux situés en amont, à l'ombre de la bâtisse. La dessiccation y sera donc plus marquée.

## La végétation

*Désordres partiels dus à l'action localisée d'un arbre*



Son rôle est souvent prépondérant. Les racines des végétaux aspirent l'eau du sol par succion. En période de **bilan hydrique négatif** (les prélèvements par l'arbre sont supérieurs aux apports), cette succion provoque une migration d'eau pouvant se traduire par :

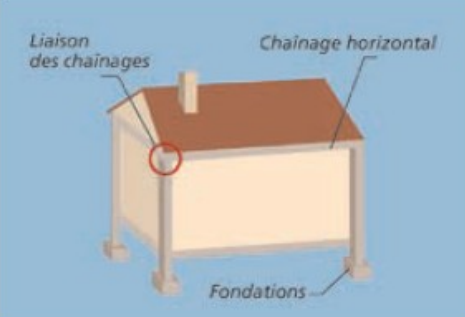
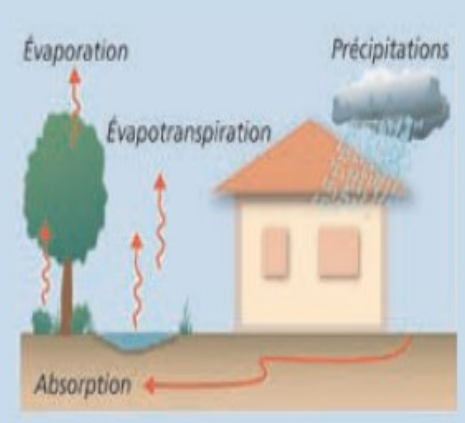

- un tassement centré sur l'arbre (formation d'une « cuvette ») ;
- un lent déplacement du sol vers l'arbre.

Une fondation « touchée » subira donc une double distorsion (verticale et horizontale) dont les effets seront particulièrement visibles dans le cas d'une semelle filante. Lorsque le bilan hydrique devient positif, les mécanismes inverses peuvent éventuellement se manifester.

On considère en général que l'influence d'un arbre adulte peut se faire sentir jusqu'à une distance équivalente à une fois sa hauteur (et jusqu'à une profondeur de l'ordre de 4 m à 5 m), avec des variations en fonction des essences.

Lorsqu'une construction s'oppose à l'évaporation, maintenant ainsi sous sa surface une zone de sol plus humide, les racines se développent de façon préférentielle dans sa direction. Il en est de même avec tout autre élément ayant une attraction positive, par exemple les regards et dispositifs d'assainissement fuyards.

Dans le cas de l'urbanisation d'un terrain déboisé depuis peu, ou encore de l'abattage d'un arbre qui était situé à côté d'une construction, des désordres par gonflement peuvent se manifester pendant plusieurs années. Ils résultent d'une augmentation de la teneur en eau générale du sol.

|  |   |   |
|--|---|---|
| <p>Les défauts de construction</p>     |    | <p>Ce facteur de prédisposition, souvent mis en lumière à l'occasion d'une sécheresse exceptionnelle, se traduit par la survenance ou l'aggravation des désordres.</p> <p>L'examen de dossiers d'expertise indique que les maisons touchées présentent souvent des défauts de conception ou de fondation, ou encore une insuffisance de chaînage (horizontal, vertical, mauvaise liaison entre chaînages). Le respect des règles de l'art « élémentaires » permettrait de minimiser, voire d'éviter, une large partie de ces désordres.</p>   |
| <p><b>FACTEUR DE DÉCLENCHEMENT</b></p> |   |   |
| <p>Les conditions climatiques</p>      |   | <p>Les phénomènes climatiques exceptionnels sont le principal facteur de déclenchement du phénomène. Les variations de teneur en eau du sol sont liées à des variations climatiques saisonnières. Les désordres seront plus importants dans le cas d'une sécheresse particulièrement marquée, intervenant à la suite d'une période fortement arrosée (par sa durée et par les cumuls de pluie observés). Deux paramètres primordiaux entrent en jeu : l'évapotranspiration et les précipitations.</p>   |
| <p>Les facteurs anthropiques</p>       |  | <p>Des modifications de l'évolution « naturelle » des teneurs en eau du sous-sol peuvent résulter de travaux d'aménagement qui auraient pour conséquence :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- de perturber la répartition des écoulements superficiels et souterrains ;</li> <li>- de bouleverser les conditions d'évaporation.</li> </ul> <p>Cela peut être le cas pour des actions de drainage du sol d'un terrain, de pompage, de plantations, d'imperméabilisation des sols, etc.</p> <p>Une fuite, voire la rupture d'un réseau enterré humide ou une infiltration d'eaux pluviales, peuvent avoir un impact significatif sur l'état hydrique du sous-sol et de ce fait provoquer des désordres par gonflement des argiles.</p> <p>L'existence de sources de chaleur en sous-sol près d'un mur insuffisamment isolé peut également aggraver, voire déclencher, la dessiccation et entraîner l'apparition de désordres localisés.</p> |

**Tableau IV.1:** Facteurs intervenant dans le phénomène de gonflement-retrait des argiles

## 8. Manifestation des désordres

Les désordres aux constructions pendant une sécheresse intense sont dus aux variations de volume du sol de fondation. Ils résultent des fortes différences de teneur en eau. L'hétérogénéité des mouvements entre deux points de la structure va conduire à une déformation pouvant entraîner des fissurations, voire rupture de la structure. La réponse du bâtiment sera fonction de ses possibilités de déformation. On peut en effet imaginer :

- une structure souple et très déformable, pouvant suivre sans dommage les mouvements du sol ;
- une structure parfaitement rigide (horizontalement et verticalement) pouvant résister sans dommage aux mouvements du sol du fait d'une nouvelle répartition des efforts.

Cependant, les constructions les plus vulnérables sont les maisons individuelles, notamment en raison:

- de leur structure légère et souvent peu rigide, et de leurs fondations souvent superficielles par rapport aux immeubles collectifs;
- de l'absence, très souvent, d'une étude géotechnique préalable permettant d'adapter le projet au contexte géologique.

### **8.1. Les désordres au gros-œuvre**

- Fissuration des structures (enterrées ou aériennes).

Cette fissuration (lorsque les fissures atteignent une largeur de 30 mm à 40 mm, on parle de lézardes), souvent oblique car elle suit les discontinuités des éléments de maçonnerie, peut également être verticale ou horizontale. Plusieurs orientations sont souvent présentes en même temps. Cette fissuration passe quasi-systématiquement par les points faibles que constituent les ouvertures (où que celles-ci soient situées - murs, cloisons, planchers, plafonds).

- Déversement des structures (affectant des parties du bâti fondées à des cotes différentes) ou décollement de bâtiments annexes accolés (garages,...)
- Désencastrement des éléments de charpente ou de chaînage.



**Figure IV.10:** Fissuration traduisant un décollement de la structure par absence de liaisonnement entre niveau bas et combles.

- Décollement, fissuration de dallages et de cloisons.



**Figure IV.11:** Affaissement du plancher mis en évidence par le décollement entre plinthes et dallage

## 8.2. Les désordres au second-œuvre

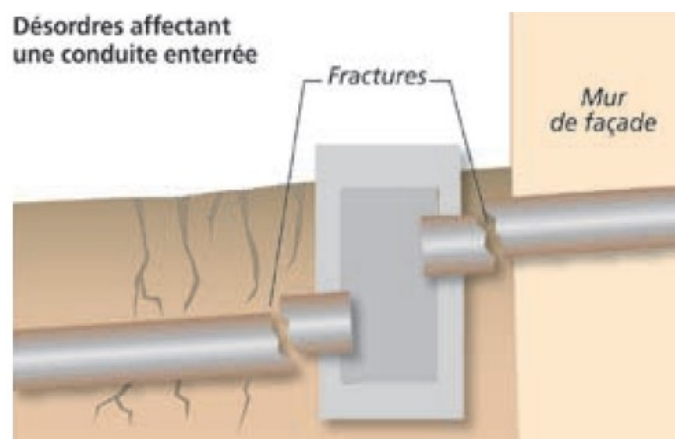
- Distorsion des ouvertures, perturbant le fonctionnement des portes et fenêtres. (*Figure IV.12.a*) ;
- Décollement des éléments composites (enduits et placages de revêtement sur les murs, carrelages sur dallages ou planchers, etc.). (*Figure IV.12.b*) ;
- Étirement, mise en compression, voire rupture de tuyauteries ou canalisations enterrées (réseaux humides, chauffage central, gouttières, etc.). (*Figure IV.12.c*).



(a)



(b)



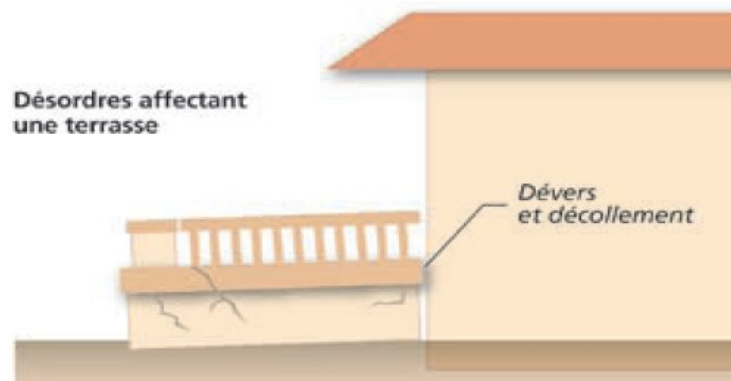
(c)

**Figure IV.12:** Désordres dans le second-œuvre

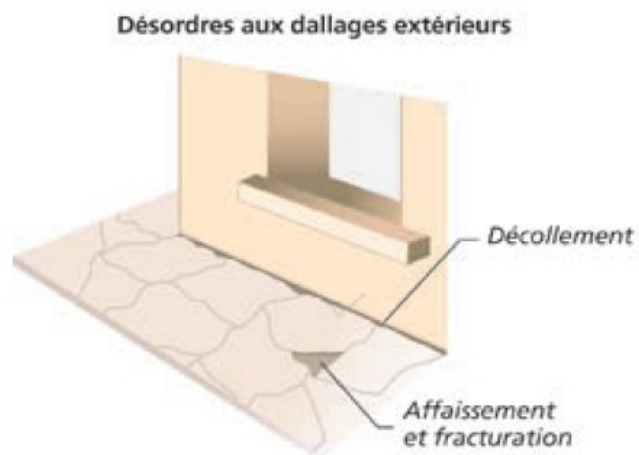
### 8.3. Les désordres sur les aménagements extérieurs

- Décollement et affaissement des terrasses, trottoirs et escaliers extérieurs (*Figure IV.13.a*).
- Décollement, fissuration des dalles, carrelage des terrasses et trottoirs extérieurs. (*Figure IV.13.b*).

- Fissuration de murs de soutènement. (*Figure IV.13.c*).



(a)



(b)



(c)

*Figure IV.13:* les principaux désordres sur les aménagements extérieurs



## V. CALCUL DES FONDATIONS ET DES TASSEMENTS

### 1. Introduction

Après avoir défini les caractéristiques physiques et mécaniques du sol, on procède dans ce qui suit au dimensionnement des fondations de l'ouvrage, vis-à-vis de la capacité portante et du tassement, en se basant sur les résultats des essais de laboratoire et in-situ.

### 2. Mode de fondation superficielle

Nous recommandons une fondation superficielle ancrée à \_\_\_\_\_ de profondeur au niveau du terrain actuel dans les argiles jaunâtres.

#### 2.1. Calcul de la contrainte admissible

##### a /- à partir des essais au laboratoire

Une formule empirique a été proposée et vérifiée par la majorité des auteurs donnant la capacité portante des semelles rectangulaires :

La contrainte admissible du sol est :

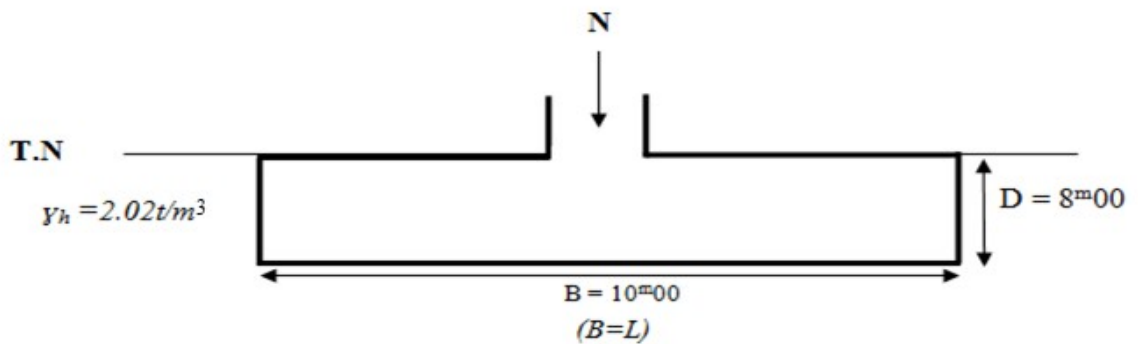
Avec :

Les coefficients \_\_\_\_\_ sont les facteurs de la capacité portante, ils dépendent de la valeur de l'angle de frottement interne \_\_\_\_\_ et ils sont déterminés d'après le tableau de \_\_\_\_\_ (voir annexe).

- \_\_\_\_\_ : *Terme de surface* ;



- : Terme de profondeur ;
- : Terme de cohésion ;
- : Petit coté ;
- : Profondeur d'ancrage ;
- : Cohésion du sol d'assise ;
- : Poids volumique de sol ;
- : coefficient de sécurité .



$$\begin{array}{l}
 = 0.24 \text{ bar} \\
 = 17.52^\circ
 \end{array}
 \left\{
 \begin{array}{l}
 N\gamma = 3.76 \\
 = 5.16
 \end{array}
 \right.$$

Les valeurs de la capacité portante et de la contrainte admissible à partir des essais au laboratoire sont respectivement :

$$\checkmark \quad = 15.01 \text{ bars}$$

✓ = 6.11 bars

### **b /- à partir de l'essai pressiométrique**

Un essai pressiométrique exécuté à fourni les résultats suivants :

- Module pressiométrique :
- Pression limite :

Le coefficient de pression des terres au repos sera supposé égal à 0.5.

La capacité portante à la rupture sera d'une fondation en terrain homogène est donnée par la formule de Ménard :

Dans laquelle et sont respectivement la contrainte verticale totale et la contrainte horizontale du terrain au repos au moment de l'essai au niveau de la fondation.

Le coefficient est le facteur de portance qui dépend de la forme de la semelle, de son encastrement et de la nature du terrain.

On utilise fréquemment la pression limite nette définie par :

Finalement, avec le coefficient de sécurité habituel, la contrainte admissible a pour valeur :

En se reportant au tableau II du § 12.23 tome II du *Costet - Sanglerat* et à l'abaque 6.39 de *Sanglerat*, tome I, on trouve :

- Argile marneuse : sol de catégorie II (argile ferme).

*Soit*

- D'où l'on tire (abaque) :  $\gamma = 1.40$

- Dans le cas présent, nous avons :

- La contrainte totale horizontale au même niveau :

Le levé piézométrique a mis en évidence la présence d'eau, donc .

- Il vient donc :



### c /- à partir des essais pénétrométriques

Selon *Sanglerat*, la contrainte admissible du sol, déduite des essais de pénétration dynamique est égale au vingtième de la valeur moyenne minimale de la résistance dynamique enregistrée par les essais.

Avec :

- : contrainte admissible (bars) ;
- : coefficient réducteur ( ) ;
- : résistance de pointe minimale obtenue (bars).

A partir de 8<sup>m</sup>.00 de profondeur par rapport à la côte actuelle du terrain naturel dans la partie basse du site, la résistance de pointe minimale est de 90 bars, d'où une contrainte admissible :

✓

De ce qui précède, la contrainte admissible à adopter pour un ensemble immobilier en R+7 avec un sous sol et deux entre sol trouvée à partir :

✓ De l'essai à la pénétration dynamique : = 3.66 bars

✓ Des essais au laboratoire : = 6.11 bars

✓ De l'essai pressiométrique : = 7.71 bars

*Donc la contrainte admissible à adopter pour cet ensemble immobilier est la valeur minimale des trois valeurs, qui est de*

### 2.2. Dimensionnement des fondations

La charge à utiliser dans les calculs est la suivante :

**a/- Cas de la semelle isolée**

Le coté maximum d'une semelle carrée est de 2m ( $L=B$ )  $< 5$  donc semelle isolée, ce qui permet de transmettre au sol une pression verticale  $q$  telle que :

Avec :

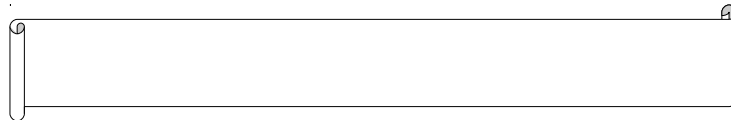
: La charge du poteau le plus sollicité, égale à 3974.69KN

: La profondeur d'encrage qui est de 8 mètres

: Le poids volumique du béton égal à

D'où :

>>>

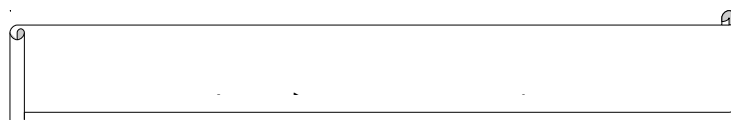


**b/- Cas des semelles filantes**

La fondation est supposée superficielle rectangulaire de largeur , et d'une fiche de , et .

La contrainte transmise au sol est :

✓

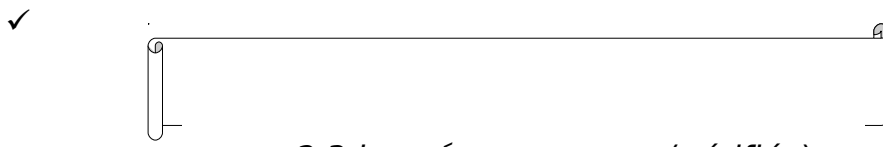


### c/- Cas d'un radier général

Le radier est de forme carrée, d'un coté égal à . Le radier est fiché à 8m.

La charge transmise au sol est calculée comme suit :

$$q = \frac{20130}{362.7} + 25 * 0.4 = 65.5 \text{ kpa}$$



La capacité portante d'un radier fiché à 8mètres par rapport au terrain naturel actuel à été calculée à partir des essais de pénétration dynamique, ce dernier a montré que la contrainte admissible est largement supérieure à la pression transmise à la fondation donc la solution de construire sur radier est possible.

### 3. Calcul des tassements

- à partir des essais œdométriques

Le calcul du tassement des couches s'effectue en corrélant les résultats obtenus à partir du sondage carotté en appliquant la formule suivante :

Avec :

: Tassement de la couche  $i$

: Variation des indices des vides

: Indice des vides initiaux

: Épaisseur de la couche.

Le tassement total est donné, d'après [1], par la formule suivante :

Pour une semelle carrée de largeur B, la valeur du coefficient d'influence I est donnée par la figure III.8, page 104 de [2] (figure V.1), pour une contrainte verticale sous le coin d'une surface carrée.

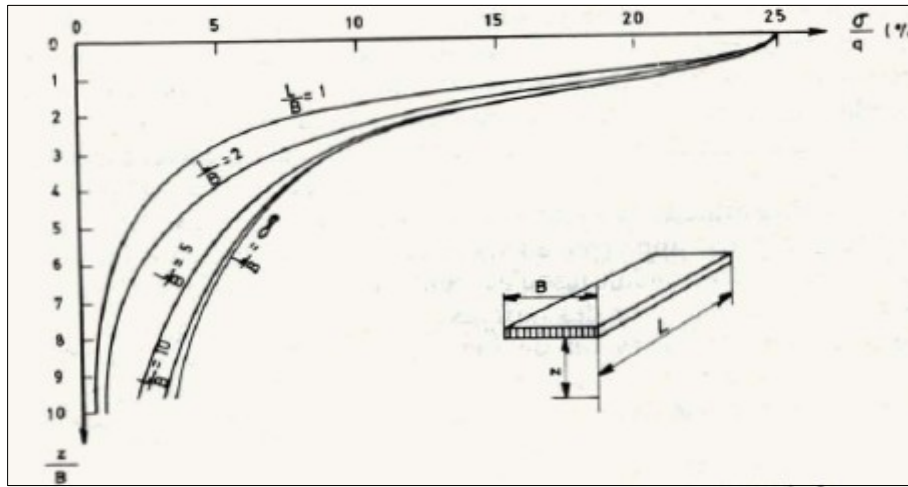
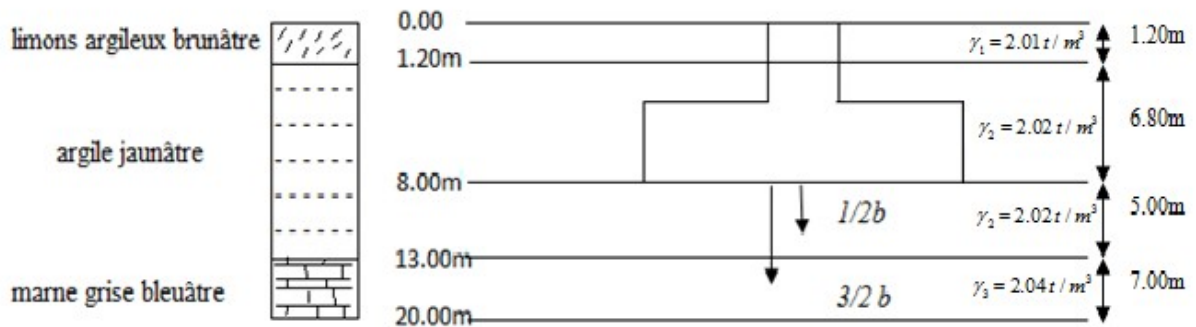


Figure V.1 : Répartition de la pression le long d'une verticale.



▪ 1<sup>er</sup> Cas:

On a :

Pour cela, on doit calculer :

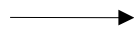
Pour :



%

D'où :

A partir des courbes œdométriques :



✓

▪ *2<sup>ème</sup> Cas:*



Avec :



%

A partir des courbes œdométriques :



✓

Le tassement total est donné par la formule suivante :

✓

Ce résultat signifie qu'au niveau du bâtiment en R+07 + 01 sol + deux sous sol, sous une charge de 3.66 bars et pour une semelle de dimensions  $B=L=10.00$  mètre, le tassement est de  $9.78\text{cm}$ ..... (Il n'ya pas risque de tassement)

# **VI. PRECAUTIONS A PRENDRE POUR FONDER SUR SOL GONFLANT ET LA SOLUTION ADOPTEE DANS NOTRE CAS D'ETUDE**

## **1. Introduction**

Vu l'effet ou l'impact des sols gonflants sur les ouvrages géotechniques en surface et souterrains, plusieurs chercheurs ont étudié les méthodes et les solutions à prendre pour construire sur un sol gonflant et le but c'est d'améliorer les caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains.

Le choix de ces méthodes dépend de plusieurs paramètres tels que les considérations économiques, la nature du sol à traiter, la durée de l'opération, la disponibilité des matériaux à utiliser ainsi que les conditions d'environnement.

## **2. Les méthodes utilisées pour réduire ou prévenir le gonflement**

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 pluviométrie et de la nature de l'ouvrage que doit recevoir le terrain.

### **A. Amélioration du sol de fondation**

#### **A.1. Remplacement du sol**

Si les sols susceptibles de changer de volume sont limités par un substratum peu profond, 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 poussées développés lors du gonflement sur les murs extérieurs.

## **A.2. Stabilisation du sol**

### **A.2.1. Définition**

Malgré ses propriétés de résistance, le sol naturel lorsqu'il est simplement compacté, puis mis en œuvre et soumis aux conditions extérieures est très sensible aux variations de températures.

La stabilisation du sol a pour objet essentiel de rendre ce matériau moins sensible aux variations de sa teneur en eau et de l'empêcher à la fois de se transformer en boue ou de s'effriter sous l'action de l'humidité.

### **A.2.2. But de la stabilisation**

- Réduire le volume des vides entre les particules solides (augmenter la compacité);
- Colmater les vides que l'on peut supprimer;
- Créer des liens et améliorer les liaisons existantes entre particules (résistance mécanique).

Ces trois objectifs permettent d'améliorer la résistance mécanique, et de diminuer la sensibilité à l'eau.

### **A.2.3. Les techniques de stabilisation utilisées**

Parmi les techniques de stabilisation les plus couramment utilisées, on distingue :

- la stabilisation mécanique.
- la stabilisation thermique.
- la stabilisation chimique (par additifs).
- Stabilisation par géotextiles.

Dans le tableau suivant, on donne les principaux avantages et inconvénients de chaque technique.

| Technique  | Procédés                        | Avantages   | Inconvénients   |
|--|---------------------------------|---|---|
| <b>Stabilisation mécanique</b>                           | <i>Compactage</i>               | -Le compactage est le plus économique.<br>-Réduire le potentiel expansif.   | -Il faut une grande quantité d'eau. (compacter au-dessus de l'optimum avec une $W_n$ élevée). |
|  | <i>Substitution</i>             | -   | -L'épaisseur de la couche<br>-la disponibilité du matériau                                    |
|  | <i>Préhumidification</i>        | -   | -Le temps de l'opération<br>-la distribution uniforme de $W_n$                                |
|  | <i>Méthode de contrôle</i>      | -Minimiser l'humidification ou le dessèchement  | -La sensibilité à la variation de la teneur en eau.   |
| <b>Stabilisation thermique</b>                           | <i>Augmenter la température</i> | -Réduire la pulsion électrique entre les particules   | -très couteuse  |
| <b>Stabilisation chimiques (par ajout d'un matériau)</b> | <i>Les sels</i>                 | -Augmenter la concentration ionique de l'eau libre.<br>Réduire le phénomène d'échange.  | -Le choix du type de dosage et de la méthode d'addition d'un produit.                         |
|  | <i>Le ciment</i>                | -Augmenter la résistance.<br>-Diminuer la plasticité.<br>-Réduire le potentiel de variation de volume.<br>-Augmenter la limite de retrait.            | -Utilisation d'un dosage important  |
|  | <i>La chaux</i>                 | -Diminuer la plasticité, la densité sèche, et la pression de gonflement.<br>-Augmenter la résistance et $W_{nat}$<br>-Utilisation d'un faible dosage. | -Carbonations de la chaux.  |

**Tableau VI.1 :** Avantages et inconvénients des techniques de stabilisation couramment utilisées

### a. La stabilisation mécanique

C'est une méthode qui permet de modifier les propriétés d'un sol, soit par réarrangement des éléments du sol, soit par addition ou retrait d'éléments du sol. Ce type de stabilisation comporte les techniques suivantes :

#### a. 1. Le compactage

C'est un procédé qui consiste à améliorer le sol en augmentant sa densité. Cette méthode est considérée comme la plus ancienne et la plus économique

#### a. 2. La technique de remplacement ou substitution

Cette méthode réalisable que dans le cas où l'épaisseur du sol n'est pas très importante et à condition que le sol de remplacement soit disponible. Si le matériau d'emprunt est rare

cette solution est à écarter, et si la couche portante est importante il sera difficile de procéder par substitution.

### **a. 3. 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. Et les inconvénients de cette méthode c'est le temps de l'opération et la distribution uniforme de .

### **a. 4. les méthodes de contrôle de la teneur en eau**

C'est une méthode qui minimise toute humidification ou dessèchement du sol de fondation l'une de ces méthodes est l'installation de barrières horizontales et verticales imperméable, et des systèmes de drainage adéquate autour du périmètre de la structure ces méthodes maintiennent l'humidité constante, car excès d'eau pourra engendrer d'autre problème dans le sol hormis le soulèvement des fondations de la structure.

## **b. Stabilisation thermique**

Une augmentation de la température peut améliorer la résistance d'une argile, en réduisant la répulsion électrique entre les particules sous l'effet de la chaleur, on provoque un écoulement de l'eau interstitielle du au gradient thermique appliqué et cette méthode très coûteuse.

## **c. Stabilisation chimique par ajout des additifs**

La stabilisation chimique se base sur l'utilisation des produits chimiques dans le but d'augmenter la concentration ionique de l'eau libre et réduire le phénomène d'échange.

Le traitement d'un sol par ajout d'un produit consiste en un premier temps à choisir ce produit, ensuite déterminer son dosage, puis définir une méthode d'addition en tenant compte de la quantité et de la profondeur du sol à traiter. La méthode d'étude dépend évidemment de l'usage auquel est destiné le sol stabilisé.

Les propriétés d'un sol peuvent être modifiées par l'ajout de certains additifs ou les produits chimiques. Ces derniers sont classés en deux grandes familles :

1. les hydrophobants ;
2. les liants.

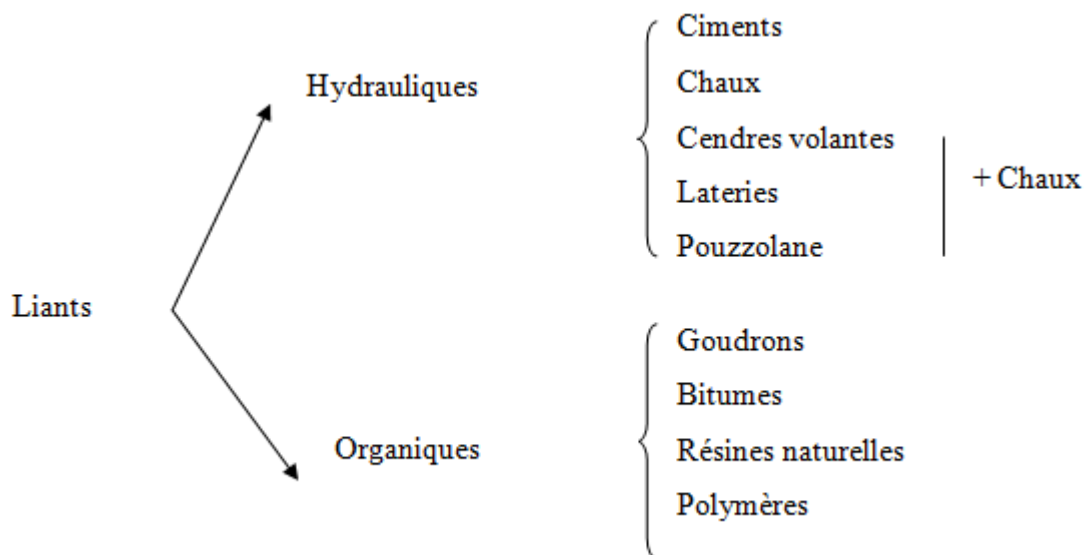
### c. 1. Les hydrophobants

Les hydrophobants sont des produits dérivés aminés des composés cationiques (par exemple: les amines aromatiques, les amines aliphatiques,...). Les caractéristiques des hydrophobants permettent les variations de la teneur en eau en rendant le sol insensible à l'eau quelles que soient les conditions extérieures. L'absorption d'un produit hydrophobant se traduit par deux effets :

- diminution momentanée ou définitive de l'affinité du sol pour l'eau. ce qui à pour conséquence d'accroître la résistance mécanique du sol et la réduction du gonflement.
- diminution de la structure microscopique du sol.

### c. 2. Les liants

Les liants se divisent en deux grandes familles qui sont les liants hydrauliques et les liants organiques. Le schéma suivant donne les principaux liants existants dans l'industrie.



**Fig**

*ure VI.1:* Classification des liants

### c. 2.1. Liants hydrauliques

Ce sont des produits d'origine minérale qui par réaction avec l'eau donnent des réseaux cristallins enchevêtrés ayant une bonne cohésion et pouvant aboutir à des jonctions avec le squelette minéral. Ils sont tous à base de chaux qui réagit avec l'argile par :

- Echange cationique ;
- Flocculation et agglomération ;
- Carbonations ;
- Réaction pouzzolanique.

Ces réactions se traduisent par :

- Une amélioration immédiate des propriétés mécaniques du sol et une diminution de la sensibilité à l'eau par flocculation et échange cationique.
- Une réaction lente produisant les matériaux cimentants. C'est la réaction pouzzolanique.

### c. 2.2. Liants organiques

Ce sont des produits de type colle, c'est à dire des composés organiques susceptibles d'une bonne adhésion au squelette. On en distingue deux sortes :

- Les mono-composants (un seul constituant) ont un caractère thermoplastique, ce sont par exemple les bitumes de pétrole, les goudrons et les brais de houille.
- Les bi-composants (deux constituants) sont à mélanger au moment de la mise en œuvre. Le résultat est intermédiaire entre le collage thermique des mono-polymères, des résines ou des dopes.

L'action de ces produits donne au sol des propriétés hydrophobes qui dépendent de l'enrobage des particules du sol par le liant. L'inconvénient majeur de ces liants organiques est leur biodégradabilité sous des climats tropicaux.

## ❖ Stabilisation par ajout de chaux

### 🌈 Mécanisme de la stabilisation

Ce mécanisme peut se décomposer en actions élémentaires, dues pour les unes aux réactions chimiques et pour les autres aux procédés de mise en œuvre du mélange. Chacune de ces actions pourrait être considérée comme indépendante des autres. Il y a cependant

souvent superposition de plusieurs d'entre elles, selon le type de chaux utilisé et les conditions de mise en œuvre.

### i. Modification de la teneur en eau

La teneur en eau d'un mélange sol-chaux est inférieure à celle du sol initial en raison de :

- ✓ L'hydratation de la chaux (si elle est vive), qui est une réaction immédiate et fortement exothermique, ce qui a pour effet d'élever à l'extinction la température du mélange :

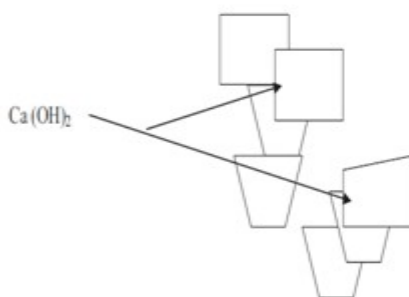


Réaction exothermique dégageant (15.5 kilocalories par mol) de la chaux.

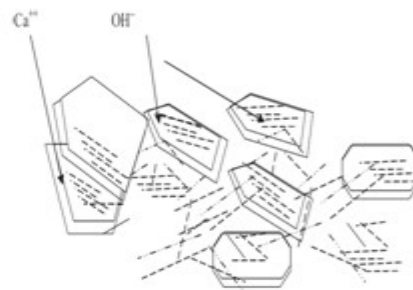
- ✓ L'évaporation d'eau:

Deux phénomènes interviennent simultanément lors du mélange, d'une part la contribution d'une partie de la chaleur de réaction à la vaporisation d'une certaine quantité d'eau du sol, d'autre part l'aération du sol provoquée par le malaxage du mélange.

L'apport de matière sèche qui diminue le rapport de la masse d'eau de solide (teneur en eau).

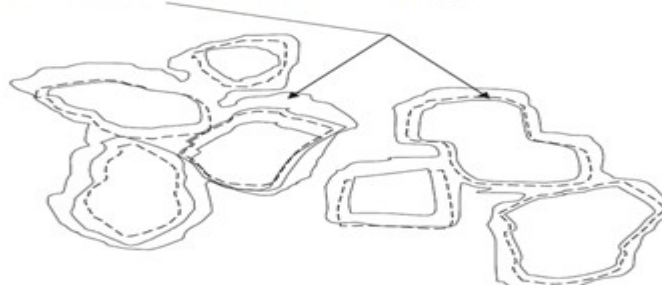


1-Mélange argile chaux anhydre



2-En présence d'eau, dissociation de la chaux en  $Ca^{++}$  et  $OH^-$

Ciment d'aluminates et de silicates de calcium hydraté



- 3- Attaque des particules argileuses et formation d'un ciment d'aluminates et de silicates de calcium hydraté reliant les particules argileuses corrodées.



**Figure VI.2:** Schéma montrant l'action de la chaux sur l'argile

## **ii. Modification des propriétés géotechniques du sol**

Cette modification se fait en deux étapes: l'une immédiate, l'autre, plus lente, peut durer plusieurs années. Elle est due à la réaction de la chaux sur les particules d'argile.

### **ii.1- Modifications immédiates**

Elles sont dues aux réactions provoquées par l'apport d'ions  $\text{Ca}^{++}$  et  $\text{OH}^-$ : Échange de cations  $\text{Na}^+$  et  $\text{K}^+$  par des cations  $\text{Ca}^{++}$  et effet de floculation des particules argileuses provoqué par les forces électriques mises en jeu par cet échange. L'incidence de ces réactions sur les propriétés géotechniques est les suivantes :

- **Augmentation significative de la limite de plasticité**

Dans la plupart des cas l'effet de la chaux sur la plasticité de l'argile est plus ou moins instantané, mais la limite de liquidité reste presque inchangée, ceci implique que l'indice de plasticité  $IP(\%) = (W_L - W_p)$  diminue.

Concernant la limite de plasticité, elle cessera d'augmenter lorsque le contenu de la chaux aura atteint un certain seuil. C'est le point de fixation de chaux.

Comme expliqué par Davidson et al (1960) les ions de calcium de chaux causent une réduction de la modification de la plasticité des sols cohérents, ainsi ils deviennent plus friables et plus faciles à travailler. Généralement la quantité requise varie de (1-3%) selon la quantité et le type de minéraux d'argile présent dans le sol.

- **Modification des caractéristiques de compactage du sol**

Le traitement à la chaux réduit la valeur maximale de la masse volumique apparente sèche et augmente la valeur de la teneur en eau permettant de l'obtenir.

Lees et al (1982) ont prouvé qu'au contenu d'argile de 30 et 50%, l'addition de la chaux a comme conséquences une baisse d'approximativement 5% en valeur de densité sèche maximum, en outre à une plus élevée en eau, mélangés de sol de chaux tendre à montrer une plus grande compactibilité que le sol non traité.

- **Augmentation de la portance exprimée par l'indice CBR**

Dans certains cas, à même compacité et à même teneur en eau, l'indice CBR d'un sol traité avec de la chaux est plus élevé que celui du même sol non traité. La circulation des engins s'en trouve fortement facilitée. C'est pourquoi cet effet est couramment utilisé pour le traitement des pistes de chantier.

- **Diminution de la sensibilité à l'eau--**

L'argile sèche a une capacité considérable pour la prise d'humidité qui peut mener à une augmentation substantielle de volume. La plupart des grandes augmentations de volumes se produisent en raison du gonflement intra-cristallin où les molécules d'eau et les cations échangeables occupent l'espace entre l'aluminosilicate pose. Ce type de gonflement se produit avec les smectites, la vermiculite, quelques chlorites et quelques d'autres minéraux.

D'autres argiles qui montrent des changements de volumes plus restreints ne subissent pas le gonflement intra-cristallin car les liaisons entre les couches sont très fortes qu'elles empêchent la pénétration des molécules d'eau. Il montre un gonflement inter-cristallin où des molécules d'eau sont seulement adsorbées sur les surfaces de particules d'argile. Ce type de gonflement se produit dans illite et kaolinite.

L'addition de la chaux modifie la double couche électrique réduisant l'épaisseur de la chaux adsorbée de l'eau, il y a ainsi une diminution de l'absorption d'humidité des sols qui sont traités avec la chaux. Un sol argileux humide passe ainsi et de manière quasi instantanée d'un état plastique à un état solide, friable, facilement travaillable et perd partiellement sa sensibilité à l'eau.

## **ii.2- Modification à long terme**

En plus de la réaction rapide d'échange ionique sur le traitement avec la chaux il y a une occurrence chimique très lente de réaction. Cette réaction se produit par un mécanisme de précipitation de solution par lequel des aluminosilicates de chaux sont lentement pris dans la solution et précipite en tant que produit de ciment hydraté de réaction, en particulier aux points de contact des particules d'argile, produits rapidement les floccs stables. Il est généralement reconnu que le principal produit de ciment est un gel d'hydrate de silicate de calcium, et l'on a suggéré que le développement à long terme de la résistance du mélange chaux argile puisse être attribué à la cristallisation progressive de ce gel qui

forme une structure (stable). Cette cristallisation peut être poursuivie très longtemps pendant des mois, voire des années, à une vitesse qui dépend avant tout de la température du sol et de la nature de l'argile. Ces modifications dans la nature des particules du sol ont pour effet de faire évoluer encore favorablement les propriétés géotechniques du matériau sol chaux et particulièrement la portance qui est exprimée par l'indice CBR, la stabilité à l'immersion et la stabilité au gel.

### ■ **Échange cationique**

L'addition de chaux engendre un excès de cations de calcium divalents qui tendent à remplacer les cations monovalents  $\text{Na}^+$  et  $\text{K}^+$ . Les ions de calcium non échangés seront adsorbés, ce qui conduit à augmenter la densité en ions, c'est à dire une baisse dans la capacité d'échange des particules. Tout ceci se traduit par une baisse du gonflement.

### ■ **Floculation et agglomération des particules d'argiles**

L'ajout de chaux à des grains fins d'argiles cause une floculation et une agglomération des particules. Ce phénomène a comme résultat un changement apparent dans la texture, les petits grains se regroupent pour former d'autres grains de grande taille. Donc, la floculation d'argile augmente la grosseur effective des grains et joue un rôle important dans la stabilisation.

### ■ **Carbonatation de la chaux**

La chaux réagit avec le dioxyde de carbone de l'air ( $\text{CO}_2$ ) pour former de faibles agents de cimentation comme les carbonates de calcium par exemple  $\text{CaCO}_3$ ,  $\text{MgCO}_3$  selon le type de chaux utilisée. Généralement, on essaie de réduire ce phénomène par compactage du sol traité après une petite durée de malaxage. Des études ont montré que cette réaction est plus nuisible qu'utile dans la stabilisation du sol.

### ■ **Réaction Pouzzolanique**

Cette réaction se produit entre la silice et / ou l'alumine du sol et la chaux pour former certains types d'agents de cimentation ou de solidification. Le résultat de ces réactions donne la part la plus importante dans l'augmentation de la résistance du mélange sol chaux et les propriétés acquises par le sol peuvent durer des années. Ce phénomène est la cause principale qui assure la bonne stabilisation du mélange sol - chaux.

## 🌈 Techniques de l'ajout de chaux

Parmi les techniques utilisées on cite l'injection. *Wright (1973)* a décrit un système d'injection sous pression de chaux liquide comme une méthode in-situ économique permettant le traitement des argiles expansives. Le procédé a pour but aussi d'améliorer la capacité portante des argiles silteuses, de minimiser les tassements différentiels sous les structures, de réduire le gonflement et l'érosion des argiles hautement plastiques.

Le procédé d'injection se fait par pompage d'un coulis de chaux sous pression dans le sol, après perforation autour de tout le périmètre de la construction. La chaux qui arrive sous pression pénètre dans les fissures existantes initialement dans le sol et dans celles créées par la pression elle-même. Les différentes réactions chimiques qui se produisent donnant naissance à de nouvelles espèces de minéraux, leur cristallisation formera une barrière dans le sol empêchant ainsi toute migration d'eau de l'intérieur de la zone sous la construction vers l'extérieur ou inversement. D'après *Wright (1973)*, les pressions d'injections sont de l'ordre de 350 à 1380 KN/m<sup>2</sup> dépendant des conditions de sol à traiter, le coulis sera injecté par le moyen de pipe d'injection de 38 à 41 mm de diamètre. Les pipes sont insérées dans le sol puis le coulis est envoyé par étapes jusqu'à ce qu'il y ait refus. Il existe dans ce domaine des équipements développés capables d'injecter jusqu'à une profondeur de 40m.

En dehors de l'injection, les pieux de chaux représentent une méthode performante et moins coûteuse pour améliorer les sols expansifs et en particulier les sols saturés en diminuant leur teneur en eau grâce à l'affinité de la chaux à l'absorption d'eau. La chaux utilisée pour cette opération est la chaux vive. Les pieux sont installés par le moyen de tubes métalliques conçus spécialement pour cette raison, de diamètre variant de 250 à 500 mm et de profondeur de 5 à 8m. L'espacement entre centre de pieux varie de 1.5 à 2.5m. le tube est introduit dans le sol jusqu'à la profondeur voulue, le sol à l'intérieur est extrait, le tube est ensuite retiré du sol, le trou est rempli par des pierres de chaux. Le contact de la chaux avec l'eau dans le sol fait en sorte que le pieu s'élargit, son diamètre augmente de 30 à 70%. Ce contact déclenche une réaction exothermique autour des pieux, dégagement de chaleur provoqué conduira à une évaporation d'une eau interstitielle, il y a aussi écoulement d'eau dans les pieux suivi d'un autre écoulement de la chaux hydratée vers le sol, alors la diffusion de cette dernière sera assurée.

L'autre application des pieux de chaux se fait autour des structures fondées sur pieux. On a pu montrer que ces colonnes peuvent réduire le déplacement latéral des pieux.

(1979) ont étudié les drains de chaux in-situ, leur installation se fait par le moyen d'outils rotatifs qu'on enfonce dans le sol jusqu'à la profondeur voulue. Ces auteurs ont conclu que l'installation d'un drain de 10m de profondeur se fait en 10 minutes, la chaux est ensuite envoyée dans le sol à l'aide d'une pompe à air comprimé puis mélangée avec le sol, le pourcentage de chaux recommandé est dans la plage 5-8% approximativement. Les colonnes de chaux produisent un drainage du sol, d'après *Broms et Bowen* ces drains sont meilleurs que ceux de sable qui occupent une surface plus importante, une colonne de chaux est équivalente à trois colonnes de drain de sable de 150mm de diamètre.

Les colonnes de chaux ont été aussi destinées à remplacer les pieux de fondations des structures légères, car la capacité portante d'une colonne de 0.5m de diamètre varie de 50 à 500 KN/m<sup>2</sup> dépendant du type de sol et de dosage de chaux. Ces colonnes ont la particularité de réduire les tassements totaux et différentiels. Les tassements de sol traité par colonne de chaux sont, en général, calculés en admettant que les contraintes dans les fondations correspondent à la somme des contraintes dans les colonnes de chaux et dans le sol instable entre les colonnes et que les déformations dans les colonnes sont les mêmes que dans le sol entre les colonnes. L'autre hypothèse sur laquelle le calcul des tassements se base est que les colonnes fonctionnent comme des drains verticaux et que le drainage se fait horizontalement.

## Domaines d'application

### i- Dans les terrassements

La stabilisation des sols peut être utilisée dans les terrassements pour construire des couches de remblais ou couches de formes.

- **La constitution de remblais**

La constitution de remblais avec des sols fins argileux trop humides traités à la chaux est rendue possible par l'amélioration des matériels et des techniques de terrassement. Les performances exigées du mélange sol chaux pour les remblais sont généralement exprimées par un indice C.B.R immédiat compris entre 5 et 15.

- **La constitution des couches de forme**

La constitution des couches de forme exige un niveau de qualité supérieure aux remblais pour toutes les opérations (épandage, malaxage, compactage), souvent traité en place en une ou plusieurs couches. Le dosage en chaux est généralement supérieur à ceux que l'on utilise pour les remblais puisque les performances atteintes sont élevées (un indice C.B.R de 25 après quatre 4 jours d'immersion est souvent considéré comme un minimum). Il est parfois nécessaire de réaliser le malaxage en deux étapes espacées par exemple de 24 heures pour laisser à la chaux le temps d'agir sur les mottes argileuses et de provoquer leur désintégration. Le dosage en chaux est déterminé préalablement aux laboratoires.

## **ii- Dans les assises de chaussées**

### **• Couche de forme, couche de base**

L'évolution à long terme des sols fins traités à la chaux doit permettre d'envisager l'emploi pour la constitution d'assises de chaussées. Des expériences sur ce sujet déjà faites aux Etats-Unis, des contrôles réalisés sur les routes et pistes d'aérodromes militaires créées dans ce pays au cours de la deuxième guerre mondiale et dans les années qui ont suivi ont montré l'excellente tenue et même l'amélioration dans le temps des assises constituées de sol traités à la chaux.

## **iii- Autres applications**

Le traitement des sols à la chaux a connu beaucoup d'applications là où il est nécessaire de stabiliser les sols fins, sensibles à l'eau et au gel. On peut citer par exemple :

- Les pistes et chemins divers, pistes cyclables ou pour piétons, chemins ruraux, pistes de chantiers.
- les voiries urbaines.
- les plates-formes des voies ferrées pour améliorer la portance des fonds de tranchées ou des remblais qui supportent le ballast.
- les aires et plates-formes pour les parkings et les stockages les plus divers mais aussi pour d'autres usages tels que les forages pétroliers.
- les ouvrages hydrauliques tels que les barrages ou les canaux en terre. les couches de sols à la chaux servent à protéger les berges contre l'action des vagues et des corps flottants, à faciliter l'écoulement des eaux tout en assurant une protection contre l'érosion et surtout elles contribuent à l'étanchéité et à la stabilité de l'ouvrage.

Le sol traité est en général mis en place en couche horizontale de 2 à 3 mètres de large, superposées en marches d'escalier. Les expériences américaines ont montré l'excellente tenue de surfaces ainsi traitées à la chaux, même après nombreuses années.

- les fondations d'immeubles de toutes natures, lorsqu'elles sont réalisées sur des sols plastiques.

Il existe de nombreuses expériences dans ce domaine, non seulement aux Etats-Unis, mais dans des pays tels que l'Australie ou la Suède.

- des ouvrages très divers : tels que par exemple :

En suisse, les plates-formes et les parois des Bassins dans lesquels sont placés les immenses réservoirs métalliques destinés à contenir les stocks de réserve de carburants liquides.

Le traitement à la chaux a donné aux parois de ces bassins la solidité et l'étanchéité requises.

#### **d. Stabilisation par géotextiles**

En quelques années, l'emploi des géotextiles s'est révélé l'une des techniques les plus populaires d'amélioration des sols et des ouvrages en terre. On leur attribue quatre modes d'action qui peuvent être combinés : le drainage, la filtration, la séparation de couches de granulométrie différente et le renforcement mécanique.

Ce dernier aspect, qui a été utilisé plus tardivement que les trois autres, donne maintenant lieu à des applications de plus en plus nombreuses et très prometteuses. La déformabilité et la grande résistance des nappes de géotextile s'adaptent en effet particulièrement bien aux propriétés mécaniques des sols meubles.

##### **d.1. Définition**

Les géotextiles sont des membranes imputrescibles fabriquées à partir de fibres synthétiques comme le polypropylène, le polyester et le nylon, ils peuvent être tissés ou non tissés.

Un géotextile est tout produit ou article textile destiné aux travaux de génie Civil, il peut se présenter d'une manière générale sous forme de matériau tissé, non tissé, tricoté, grille et géogrille.

Ses caractéristiques dépendent essentiellement des propriétés intrinsèques des fibres textiles qui le composent ainsi que de la technologie de sa mise en œuvre.

Les fibres sont d'origine naturelle, végétale ou animale et chimique tels que les fibres artificielles ou synthétiques.

| fibres textiles |           |               |               |
|-----------------|-----------|---------------|---------------|
| Naturelle       |           | Chimiques     |               |
| végétales       | animales  | artificielles | Synthétiques  |
| coton           | laine     | viscose       | Polyester     |
| lin             | cachemire | acétal        | Polyoléfine   |
| chanvre         | angora    | triacetale    | Polypropylène |
| jute            | lapin     | caséine       | Polyéthylène  |
| sisal           | soie      | -             | Polyamide     |

*Tableau VI.2:* Origine des fibres textiles

#### d. 2. Principaux caractéristiques des géosynthétiques

Une inclusion géosynthétique de renforcement doit remplir les deux fonctions suivantes:

- ✓ Avoir une bonne résistance à la rupture
- ✓ mobiliser le frottement du sol

- **Résistance à l'endommagement**

L'endommagement peut avoir lieu de différentes manières en fonction du type de géosynthétique utilisé, du type de sol, du compactage, de la présence de branches ou de débris. Des essais types permettant de comparer le comportement des différents produits face au poinçonnement ou aux déchirures éventuelles peuvent être mis en œuvre suivant les spécificités du chantier. Il semble ressortir de l'expérience actuelle que les produits les plus résistants à l'endommagement sont, par ordre décroissant, les géogrilles, géotextiles tissés puis les non-tissés (fibres longues puis courtes). Cet aspect devra être pris en considération pour l'utilisation des sols grossiers particulièrement agressifs mécaniquement.

#### d. 3. Classification des géotextiles

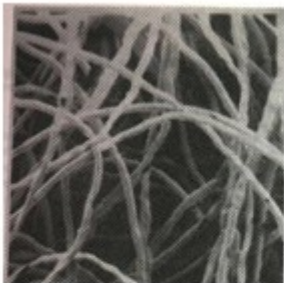
Les géotextiles actuellement commercialisés se subdivisent en plusieurs classes :

- ✓ **les tissés** : ce sont des étoffes formées par deux ou plusieurs ensembles de fils et/ou de bandelettes entrecroisées au cours de tissage.
- ✓ **les non tissés** : ce sont des étoffes obtenues par le liage mécanique et/ou chimique et/ou thermique de fibres textiles ou fibrilles disposées en nappe en excluant le tissage, le tricotage ou leur combinaison.



- ✓ **non tissés aiguilletés** : leur cohésion est assurée par l'enchevêtrement de fibrilles à l'aide d'aiguilles à barbes.
- ✓ **non tissés liés chimiquement** : leur cohésion est assurée par l'addition de produits chimiques (liants).
- ✓ **non tissés thermoliés** : leur cohésion est assurée par un traitement thermique.
- ✓ **non tissés thermosoudés** : leur cohésion est assurée des points de soudure résultant de la fusion partielle ou totale d'un certain nombre de fibres.

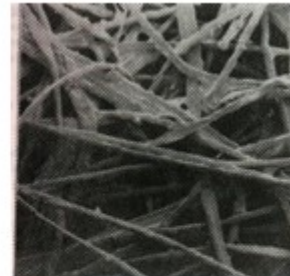
Il existe également des géotextiles composites (exemple: un non tissé aiguilleté sur un tissé ou sur un grille) associant les avantages hydrauliques et mécaniques de chacun des composants.



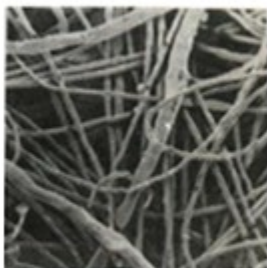
*Figure VI.3:* non tissé aiguilleté



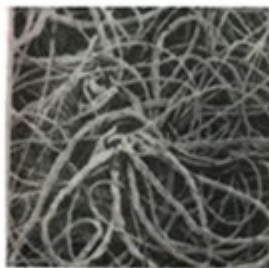
*Figure VI.4:* non tissé aiguilleté



*Figure VI.5:* non tissé lié



*Figure VI.6:* non tissé bititre aiguilleté



*Figure VI.7:* aiguilleté bititre trou d'aiguilletage



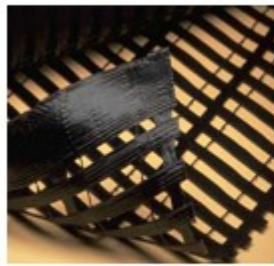
*Figure VI.8:* thermosoudés



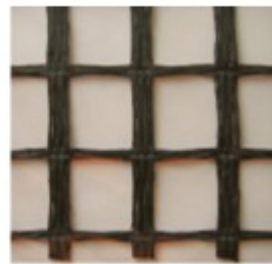
*Figure VI.9:* géotextile tissé



*Figure VI.10:* géotextile tricoté



*Figure VI.11:* géotextile tissé uniaxiale



*Figure VI.12:* géotextile tissé uniaxiale

#### **d. 4. Domaine d'utilisation des géotextiles**

Les textiles sont en effet utilisés pour leurs propriétés hydrauliques, mécaniques et chimiques comme: filtre, drains et couche de séparation (anticontamination), dans les domaines suivants :

- bâtiment ;
- talus routiers, montagne, aérodrome et aéroport;
- La construction des espaces de stationnement ;
- pistes, champs de sport et au sol de tennis ;
- la construction des murs de résistance ;
- stabilité des remblais, pentes, barrages et réservoirs;
- des canalisations.

A noter que les domaines d'applications des géotextiles dans le Génie Civil restent très vastes, compte tenu de leurs constitutions et de leurs comportements vis à vis des différents phénomènes.

| Fonction               | Description   | Exemples   | Caractéristiques essentielles pour assurer la fonction           |
|------------------------|---|--|--|
| Séparation             | Eviter l'interpénétration de sols de nature et de granulométrie différente (en vue de maintenir leurs performances initiales) | couches de forme routières, voies ferroviaires, remblais sur sols compressibles                  | Résistance à la traction, à la perforation statique, allongement |
| Filtration             | Assurer le passage de l'eau perpendiculairement au plan de la nappe en retenant les particules de sol                         | Protection des drains contre le colmatage, couche de transition sous enrochement                 | Permittivité de filtration ( $O_f$ )                             |
| Drainage               | Assurer le passage de l'eau dans le plan de la nappe  | Drainage sous fondations, sous remblai, au contact d'ouvrage (tunnels, murs...)                  | Transmittivité   |
| Renforcement           | Améliorer la résistance d'un massif de sol dans lequel il est inclus  | Murs de soutènements, radiers sous chaussée, fondations sur sols compressibles                   | Résistance à la traction, allongement, frottement d'interface    |
| Protection             | Protéger une structure fragile (géomembrane) contre des éléments poinçonnants   | Bassin de retenue, parement de barrages, digues  | Résistance à la perforation, grammage                            |
| Lutte contre l'érosion | Limiter les mouvements de particules de sol en surface causés par l'eau ou le vent  | Protection de berges (canaux, torrents), de talus, côtes soumis à l'érosion maritime et éolienne | Capacité à permettre le développement de la végétation           |

**Tableau VI.3:** Principales fonctions des géotextiles

#### d.5. La mise en œuvre du Géotextile

Le géotextile est principalement conditionné en rouleau. Il peut être aussi présenté plié sur palette lorsqu'il a été façonné pour un bassin de dimension précise, il s'agit là de sur-mesure.

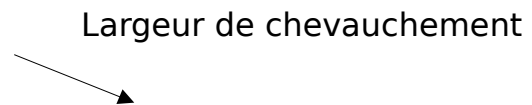
Le géotextile se pose en fond de bassin directement sur la terre principalement compacté, avec un recouvrement de 40 à 50 cm entre les lés. Il sera fixé et bloqué en même temps que la membrane dans une tranchée d'ancrage (20 à 30 cm de profondeur) en tête de talus (voir *Figure VI.13*).

La mise en œuvre du géosynthétique sur un sol non compacté (le compactage étant effectué après recouvrement par une nouvelle couche de remblai) permettrait le "festonnage" et apporterait un plus en terme de frottement et d'ancrage.

Par contre le compactage provoque un endommagement du géotextile plus important, surtout dans le cas de sols à éléments anguleux. L'effet du compactage par réalisation de chargements répétés sur un sandwich sol / géosynthétique a été étudié (Gourc, 1982). Ces tests mettent en évidence une perte de résistance à la traction de 5 à 35 % après compactage.

L'angularité des grains ne semble toutefois pas être le seul facteur d'endommagement. En effet les étirements répétés subis par le géotextile à chaque passage du rouleau compresseur provoquent une fatigue accélérée de ce dernier. Ceci est d'autant plus vrai que la différence de déformabilité entre le sol et le renforcement est importante.

Le géotextile de protection présente un intérêt non négligeable pour faciliter la mise en place des membranes qui glissent plus aisément sans risque de détérioration.



*Figure VI.13:* Mise en œuvre du géotextile.

## **B. Maintien de l'équilibre d'humidité autour et sous la fondation**

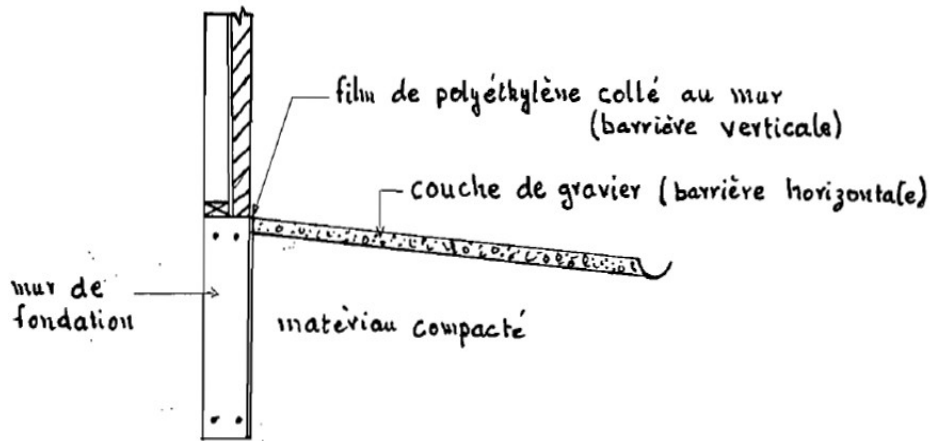
Il s'agit d'éviter, par des mesures appropriées, les variations d'humidité du sol. Ces mesures consistent essentiellement en des barrières que l'on installe autour du bâtiment.

### **B.1. Barrières horizontales: (figure VI.14)**

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.

### **B.2. Barrières verticales: (figure VI.14)**

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 qu'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 VI.14:** barrière horizontale, barrière verticale

### C. 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.

### D. Adaptation de la fondation au gonflement

Les solutions précédentes se révèlent quelque fois 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.

#### D.1. Fondations superficielles

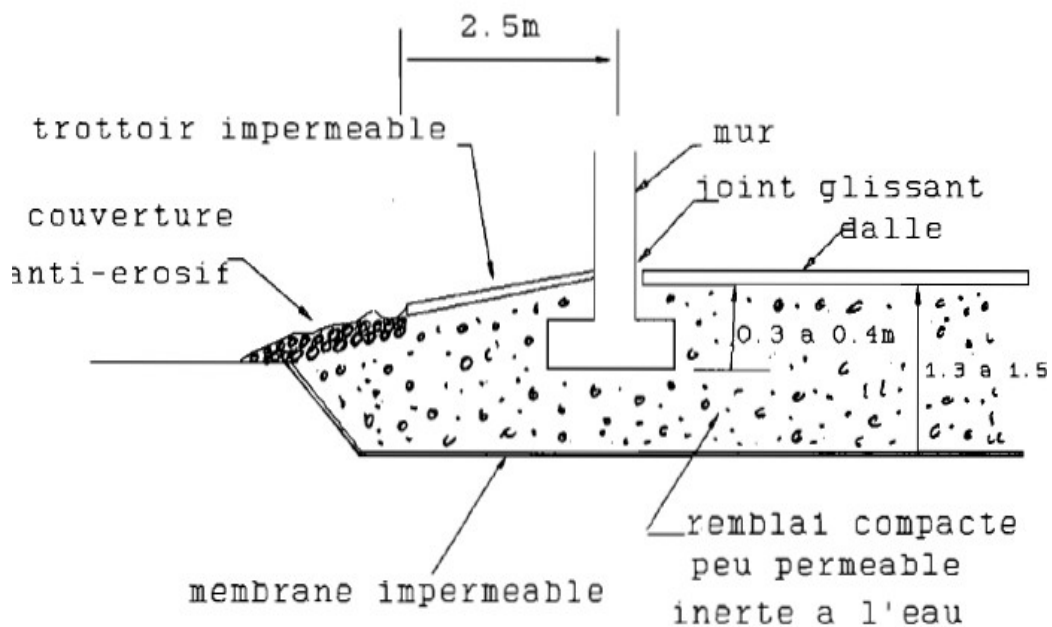
##### i. Semelle radier sur remblai (*figure VI.15*)

Le sol gonflant est décapé jusqu'à une profondeur de 0,8 m à 1 m avec un débordement de 2.5m 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.

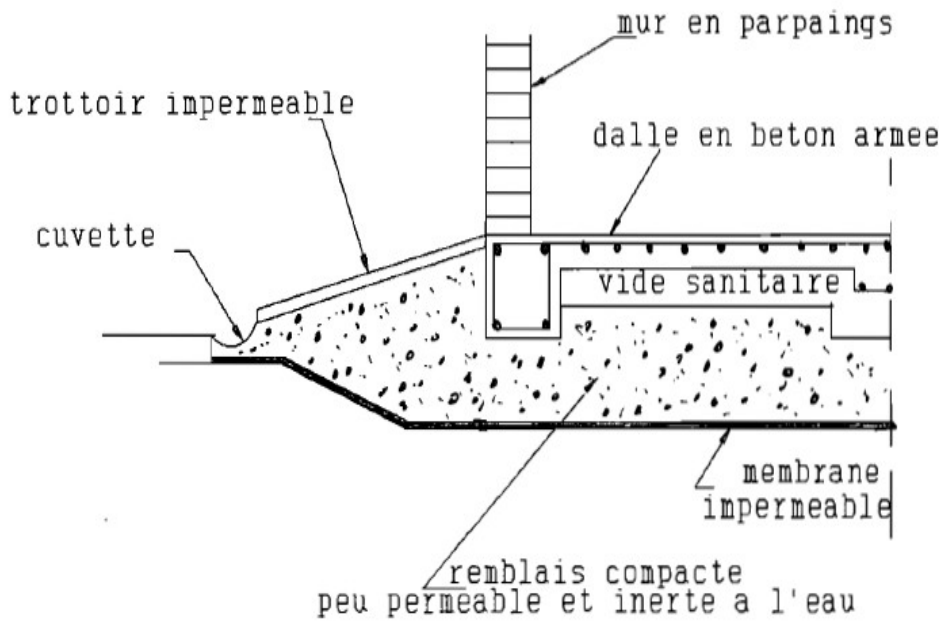
Dans le cas où on utiliserait le radier, ce serait un radier général légèrement armé reposant sur le remblai (*figure VI.15*).



*Figure VI.15:* Radier sur remblai, (B.R.G.M., 1988).

**ii. Semelle sur remblai avec vide sanitaire (*figure VI.16*)**

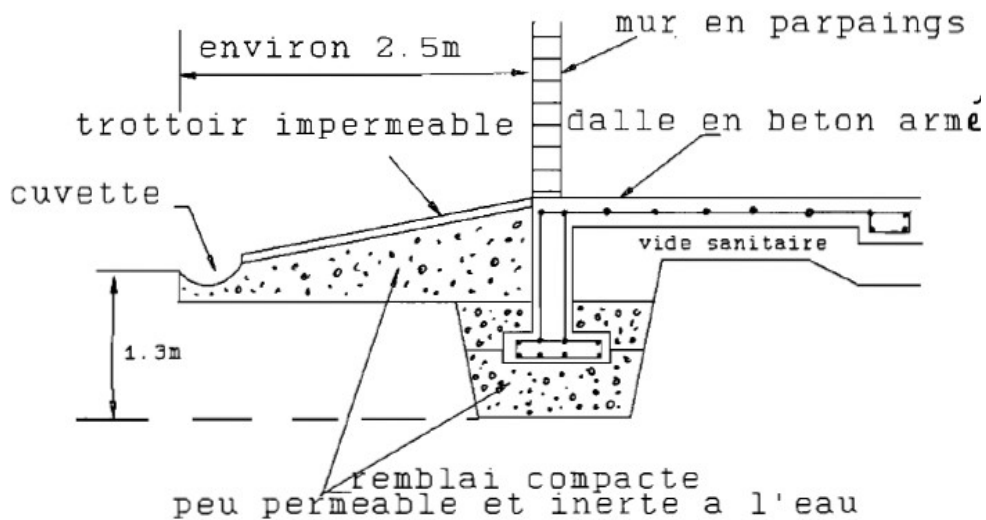
Cette solution ressemble à la précédente, seulement ici le remblai est moins épais. La dalle ou le plancher en béton armé plus rigide que dans le cas précédent sera sur vide sanitaire. La structure sera renforcée aux angles.



**Figure VI.16:** Semelle sur remblai avec vide sanitaire, (B.R.G.M., 1988)

**iii. Semelle sur remblai partiel avec vide sanitaire (figure VI.17)**

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.



**Figure VI.17 :** Semelle sur remblai partiel avec vide de sanitaire, (B.R.G.M., 1988)

**Remarque :** le RPA déconseille de construire sur vide sanitaire en zone sismique car les poteaux courts d'un vide sanitaire se cisailent sous l'effet de l'effort tranchant sismique.

## D.2. Fondations profondes: Pieux et puits (Figure VI.18)

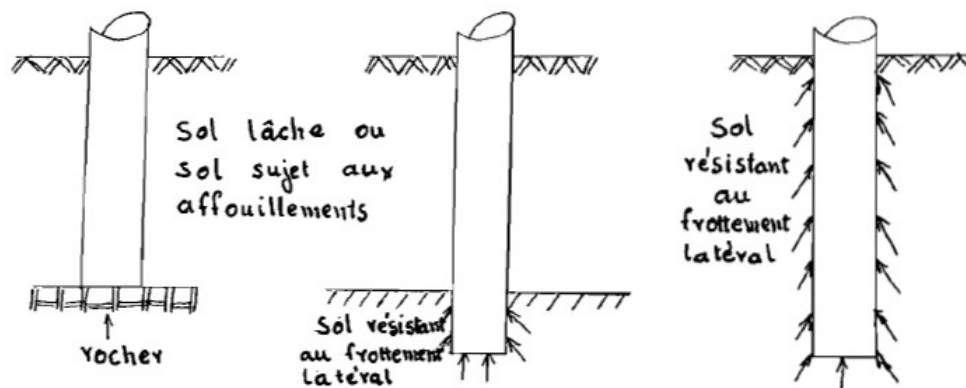
Le but visé est de transmettre la charge aux couches plus profondes non susceptibles de changer de volume ou qui le font très modérément, par des pieux ou des puits.

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 VI.18. a) ;
- transférer une charge, à travers une couche molle dans une couche inférieure plus résistante par frottement dans cette couche (figure VI.18b);
- être utilisés en pieux flottants sur toute leur longueur (figure VI.18.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.



a) pieu résistant en pointe

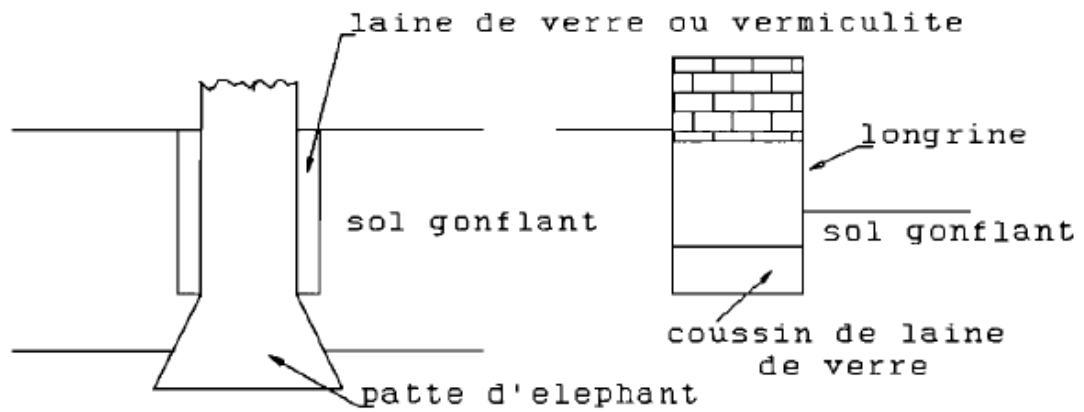
b) pieu flottant à

c) pieu flottant sur

Figure VI.18 : 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 VI.19). L'utilisation de la sciure du bois est aussi fréquente. L'inconvénient de cette dernière c'est qu'elle se dégrade à la longue.





**a)** : puits avec isolation pour le gonflement et patte d'éléphant

**b)** : poutre-longrine

**Figure VI.19:** puits ou pieu avec un soubassement de matériau compressible

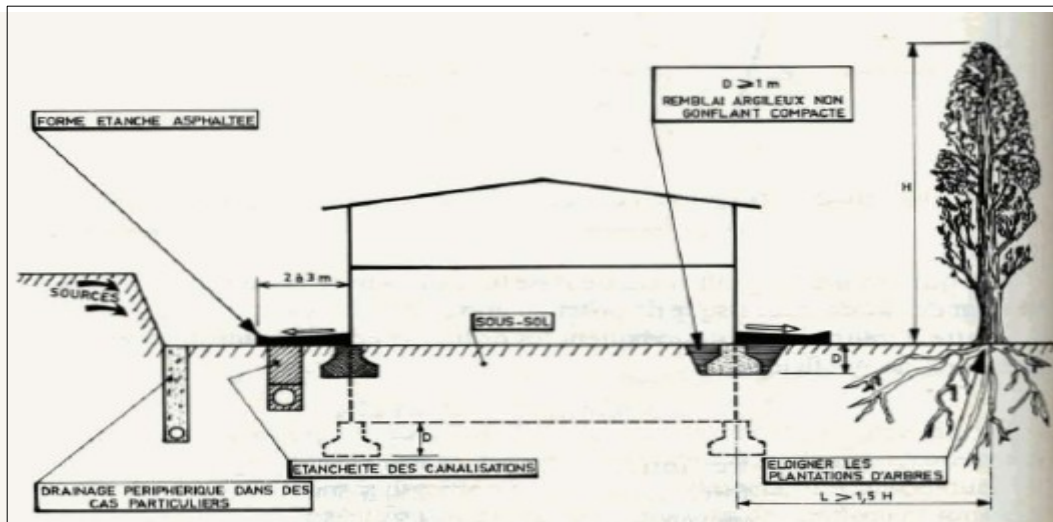
### 3. La solution adoptée dans notre cas d'étude

Pour se prémunir contre les conséquences néfastes que peuvent provoquer les sols gonflants, il est nécessaire de prendre un certains nombre de précautions citées en haut.

Nous proposons, dans notre cas, concevoir des fondations superficielles type radier générale (voir le plan), de telle sorte que la contrainte exercée sous le seul poids propre de l'ouvrage soit supérieur à la pression de gonflement.

Dans un cadre général, à côté des fondations, on adoptera les dispositions suivantes qui tendent à maintenir l'état d'humidité constant sous le niveau des fondations :

- ✓ Eviter, dans la mesure du possible, toutes venues d'eau accidentelles, en renforçant l'étanchéité des canalisations, en mettant en place un drainage périphérique (*figure VI.20*).

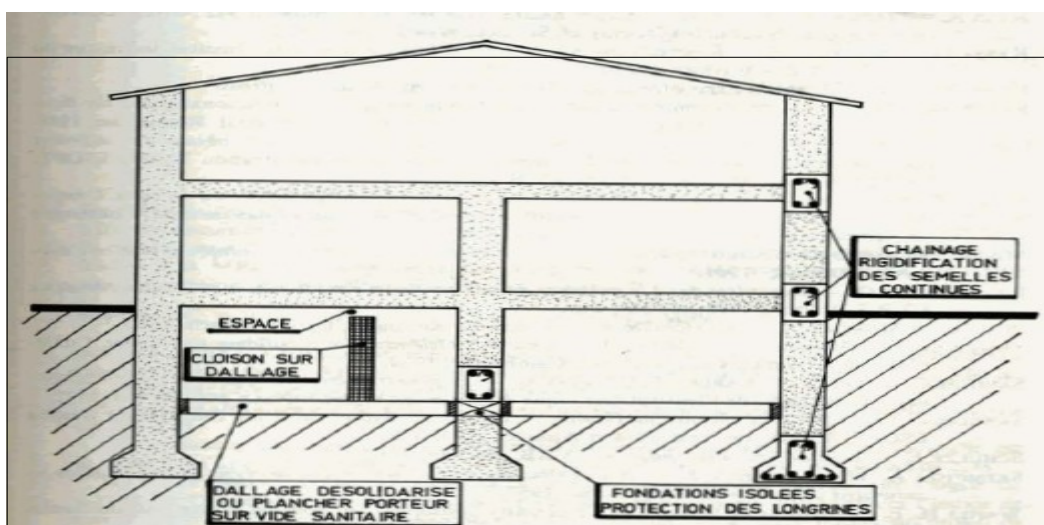


**Figure VI.20 :** Mesures destinées à éviter les variations d'humidité sous les fondations.

- ✓ Utiliser des canalisations aussi flexibles que possible, avec joints parfaitement étanches, poser ces canalisations sur un lit de matériaux inertes (graves, par exemple) remblayer les tranchées avec des matériaux argileux imperméables.
- ✓ Eviter la végétation à proximité immédiate des murs.

Il faut, enfin, adopter des dispositions constructives qui limitent les effets nocifs des gonflements :

- ✓ Renforcer les chaînages périphériques à différents niveaux (*figure VI.21*)



**Figure VI.21 :** Mesure destinées à protéger la structure d'un gonflement du sol.

Dans notre cas, en plus du radier qui a été retenu comme solution, un drainage périphérique au bâtiment est prévu.

Conformément à la figure VI.22, ce drainage est composé de haut en bas :

- Dallage en béton armé, d'épaisseur  $e_p=10$  cm ;
- Tout-venant compacte, de hauteur  $H=20$  cm ;
- Cailloutis ou gravier  $\varnothing 25$ , avec une hauteur de  $H=50$  cm ;
- Cailloutis  $\varnothing > 40$ , de hauteur de  $H=1$  m;
- Cailloutis  $\varnothing > 60$ , de hauteur de  $H=1$  m ;
- Une buse perforée placée au niveau bas du radier pour collecter les eaux et les ramener vers un exutoire (sortie).

Le voile périphérique sera protégé par un enduit (Flint-Kot). Une paroi de géo-membrane est disposée afin d'éviter tout contact d'eau avec le voile périphérique. Sur cette membrane sera fixé un géotextile faisant le tour de la construction (figure VI.23).

### COUPE A-A

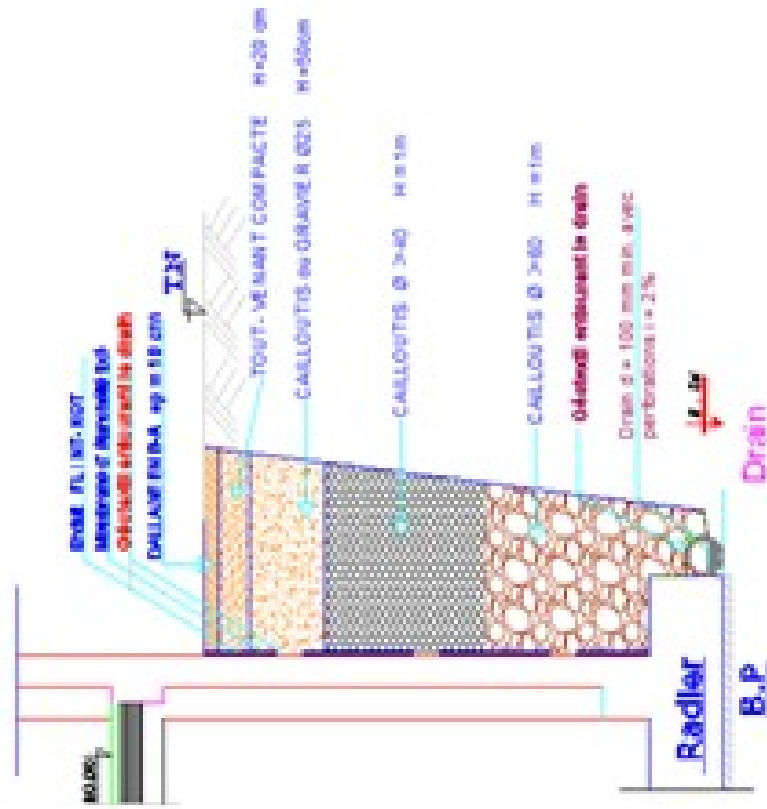


figure VI.22 : drainage périphérique

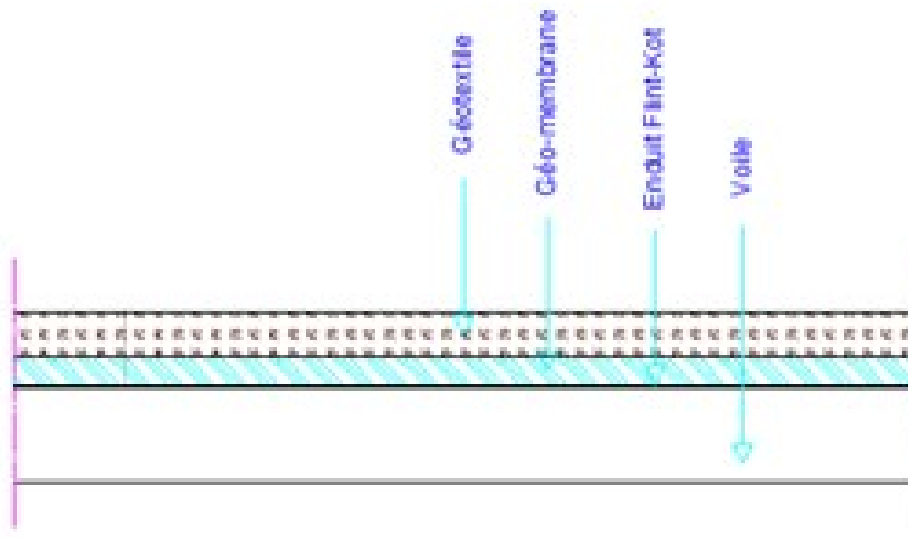


Figure VI.23: Détail de l'étanchéité

## CONCLUSION GENERALE

En Algérie, plusieurs cas de désordres très préjudiciables, liés au gonflement, ont été signalés dans plusieurs régions. Plusieurs études géotechniques ont révélé aussi ce caractère, le cas de la présente étude.

La présente étude portant sur une investigation géotechnique d'un sol se situant à El Achour (Alger), en vue de la réalisation d'un bâtiment à usage multiple, a révélé le caractère gonflant du sol en place. De ce fait, l'objectif principal de ce travail était de rechercher une solution adéquate à adopter afin de résoudre le problème de gonflement.

L'étude a été organisée suivant une démarche logique : d'abord une synthèse des essais in-situ et des essais d'identification classiques, complétés par des mesures directes de la pression de gonflement. Le caractère gonflant du sol, a suscité de présenter des notions de base sur le gonflement des argiles, à savoir les différents facteurs qui l'induisent, et d'autres diverses approches traduisant les différents mécanismes du gonflement par des expressions analytiques.

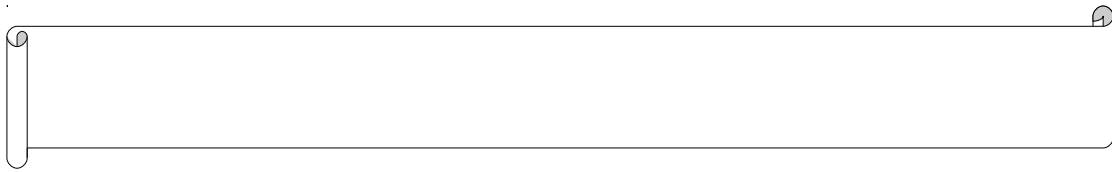
Dans une seconde étape, on a entamé le calcul des fondations et des tassements. La capacité portante est calculée en vue de dimensionner les fondations proposées avec une évaluation par l'essai oedométrique des tassements induits par la structure.

Nous avons achevé ce travail par la recherche de la solution adéquate à adopter afin de résoudre le problème de gonflement, après avoir passé en revue les différentes techniques et mesures à appliquer pour construire sur sols gonflants.

Sur cette base, nous avons proposé de construire sur un radier général de telle sorte à ce que les pressions de gonflement soient équilibrées par la contrainte ramenée par l'ouvrage. En plus du radier qui a été retenu comme solution, un drainage périphérique au bâtiment a été prévu, afin d'éloigner toute arrivée d'eau au sol de fondation pouvant provoquer un éventuel gonflement du sol sous le radier. Ce drainage sera également muni d'une paroi de géomembrane, sur laquelle vient se fixer un géotextile faisant le tour de la construction.

Il est impératif de savoir que cette solution ne peut être retenue dans le cas d'un sol fortement gonflant, où les pressions de gonflement sont supérieures à celles ramenées par

l'ouvrage. Dans de telles situations, la solution portera sur le traitement du sol en place afin de réduire ces pressions avant le démarrage des travaux.



- *George Filliat*: La pratique des sols et fondation.
- *J. Costet et G. Sanglerat*: Cours pratique de mécanique des sols, *Tome 1* (3<sup>ème</sup> édition).
- *G. Sanglerat*: Problèmes pratiques de mécanique des sols et de fondations
- *Philipponat. G*: Fondation et ouvrage en terre.
- *Philipponat. G / Costet. J*: Cours de pratique des sols, plasticité et calcul des tassements.
- *Géotechnique, Tome 1*, Essais de reconnaissance des sols, *AFNOR*.
- *Holtz et Kovacs* : Introduction à la géotechnique.
- *Roger Frank* : calcul des fondations superficielles et profondes.
- *Maurice Cassan*: Les essais in situ en mécanique des sols.
- *Ali Bouafia* : calcul pratique des fondations et des soutènements.
- *Nova Roberto*: Fondement de la mécanique des sols
- *Cordary Daniel*: Mécanique des sols
- *Berthaud Yves*: Aides - mémoires de mécanique des sols, concepts - applications.
- *Reimbert Marcel*: Mécanique des sols.
- *Fascicule 7*
- *Orianne Jenck*: Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales- modélisation physique et numérique. (2005), thèse

de doctorat de l'Institut National des sciences appliquées de Lyon, France.

- *V. Merrien - Soukatchoff*: Géotechnique, Programme 2<sup>ème</sup> année – 1<sup>er</sup> semestre Ecoles des MINES de NANCY, année 2006/2007, <http://www.mines.inpl-nancy.fr>
- *Martin Cyr*: Géotechnique II, cours pour les 4<sup>èmes</sup> années, institut national des sciences appliquées (INSA).
- *Hossein Nowamooz*: Retrait/Gonflement des sols argileux compacts et naturels, Thèse Docteur de L'I.N.P, Ecole Doctorale RP2E, 19 décembre 2007, <http://laego.inpl-nancy.fr>.
- *A. Belouar, A. Benaissa, A. Boulfoul et F. Chikouche*: Alea retrait - gonflement des argiles désordres dans le bâti cas de M'sila, Thèse ,25 et 26 Novembre 2008, <http://www.umc.edu.dz>
- *Frédéric Bultel*: prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels. Thèse, 26 Janvier 2001.
- *A.Hachichi, S.A.Bourokba, A.Benaissa, J.M. Fleureau, M. Hattab, S. Taibi*, 19ème Congrès Français de Mécanique, Marseille, 24-28 août 2009: Etude des phénomènes retrait- gonflement et stabilisation des sols gonflants de la région d'Oran.
- *Houssine Ejjaouani* : interactions des fondations et des sols gonflants : pathologie, calculs et études expérimentales, thèse, 9 Juillet 2008.
- *Fatima Zohra Azzouz* : Contribution a l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région de Tlemcen. mémoire de magister, 2006. [www.univ-tlemcen.dz/thèse/azouz.pdf](http://www.univ-tlemcen.dz/thèse/azouz.pdf)

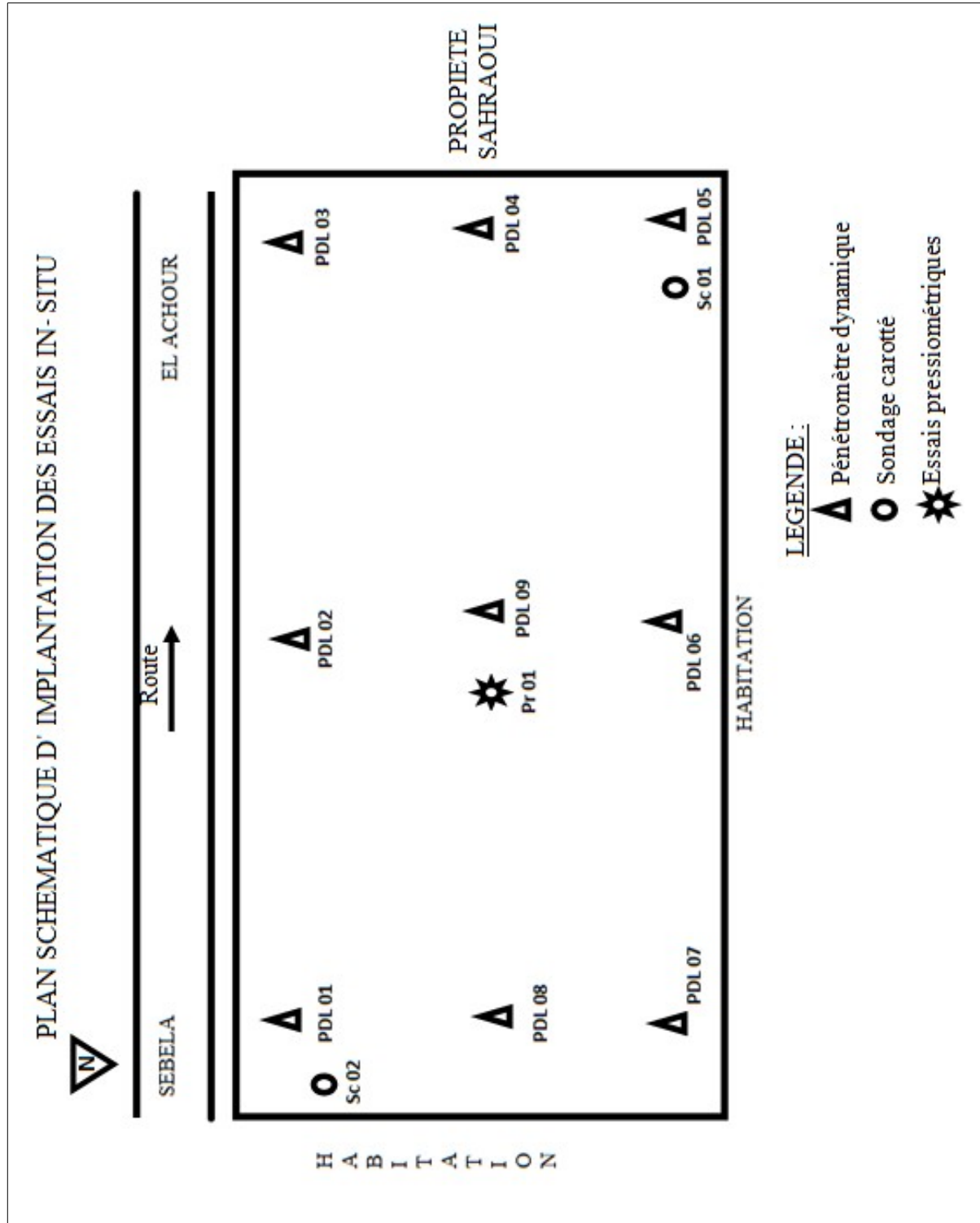


- *Jérôme Gaombalet* : le gonflement des argiles et ses effets sur les ouvrages souterrains de stockage, thèse de doctorat, Université de l'Ecole Polytechnique, 26 mars 2004.
- *Aissiou Fatma Zohra* : étude du phénomène de gonflement d'un sol argileux. *mémoire* de magister, 24/04/ 2010.
- *Pierre Mouroux, Patrick Margron, Jean Claude Pinte* : la construction économique sur sols gonflants.
- Redha Babouri : stabilisation des sols argileux par la chaux (cas du Kaolin du gisement de Djebel Debagh-Guelma-), mémoire de magister, 24 / 02 / 2008.
- Article, par le ministère de l'écologie et de développement et de l'aménagement durables, de France, « Le retrait-gonflement des argiles - Comment prévenir les désordres dans l'habitat individuel ?- ».
- Technique des l'ingénieur.
- Recherches sur l'internet.
- Normes françaises :
  - NF P94-110 : *Essai pressiométrique*
  - NF P94-115 : *Essais au pénétromètre dynamique Lourd*
  - NF P 94-050 : *Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux*
  - NF P 94-053 : *Détermination du poids volumique totale du sol en laboratoire*
  - NF P94-056 : *Analyse granulométrique par tamisage à sec après lavage*
  - NF P94-057 : *Analyse granulométrique des sols par sédimentation*

- NF P94-051 : *détermination des limites d'Atterberg*
- NF P 94-071-1 : *Essais de cisaillement rectiligne à la boîte*
- XP 94-090-1 : *Essai de compressibilité à l'œdomètre*
- NF P18-011 : *Essais chimiques*
- Cours de mécanique des sols durant notre cursus.

# ANNEXE

# ANNEXE 1





RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: Sc 01

ETUDE : E/Sol ensemble immobilier R+7+ 02 s/sol

LIEU : El Achour

CLIENT : GME UNBUILD SAL

DATE DEBUT : 18/12/2010

DATE FIN : 20/12/2010

NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 30 ML

COORDONNEES : X = Y =

Z =

BOUE DE FORAGE :

TYPE FORAGE : Carotté

TYPE DE MACHINE : Tec Futuro

| Prof (m) | Récupération<br>0 25 50 75 100 | S.P.T | R.Q.D | φ Tub | φ Carottier | Echant<br>Profond Ech (m) | Coupe | DESCRIPTION   | Cu Bar | φ <sub>u</sub> (°) | W <sub>n</sub> % | γ <sub>d</sub> Tm <sup>3</sup> | I <sub>p</sub> % | Classe Tpc | Type Bess |
|----------|--------------------------------|-------|-------|-------|-------------|---------------------------|-------|---|--------|--------------------|------------------|--------------------------------|------------------|------------|-----------|
|          |                                |       |       |       |             |                           |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |           |
| 1,5      |                                |       |       |       |             |                           |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |           |
| 3,0      | 60%                            |       |       |       |             | 2,60<br>3,00              |       | Limons argileux brunâtre à jaunâtre avec passage de sable moyen à grossier peu argileux entre 4.60 et 5.40 mètres de profondeur |        |                    |                  |                                |                  |            |           |
| 4,5      |                                |       |       |       |             |                           |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |           |
| 6,0      |                                |       |       |       |             | 5,50<br>6,00              |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |           |
| 7,5      |                                |       |       |       |             | 6,75<br>7,00              |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |           |
| 9,0      | 100%                           |       |       |       |             | 8,50<br>9,00              |       | Argile jaunâtre avec des tâches grises claires entre 10.00 et 11.00 mètres de profondeur  |        |                    |                  |                                |                  |            |           |
| 10,5     |                                |       |       |       |             | 10,55<br>11,00            |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |           |
| 12,0     |                                |       |       |       |             |                           |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |           |
| 13,5     |                                |       |       |       |             | 14,00<br>14,45            |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |           |
| 15,0     |                                |       |       |       |             | 15,60<br>16,00            |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |           |
| 16,5     |                                |       |       |       |             | 16,40<br>17,00            |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |           |
| 18,0     | 90%                            |       |       |       |             | 18,60<br>19,00            |       | Marne grise claire à grise bleuâtre en profondeur   |        |                    |                  |                                |                  |            |           |
| 19,5     |                                |       |       |       |             |                           |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |           |
| 21,0     |                                |       |       |       |             | 20,70<br>21,00            |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |           |
| 22,5     |                                |       |       |       |             | 21,65<br>22,00            |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |           |
| 24,0     |                                |       |       |       |             | 23,55<br>24,00            |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |           |
| 25,5     |                                |       |       |       |             |                           |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |           |
| 27,0     | 40%                            |       |       |       |             | 27,75<br>28,00            |       | Marne sableuse grisâtre renfermant des débris de coquille peu graveleuse  |        |                    |                  |                                |                  |            |           |
| 28,5     |                                |       |       |       |             |                           |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |           |
| 30,0     |                                |       |       |       |             | 30,00                     |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |           |

Programme : Sollect 2007 ©



RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: Sc 02

ETUDE : E/Sol ensemble immobilier R+7+ 02 s/sol

LIEU : El Achour

CLIENT : GME UMBUILD SAL

DATE DEBUT : 14/12/2010

DATE FIN : 19/12/2010

NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 30 ML

COORDONNEES : X = Y =

Z =

BOUE DE FORAGE :

TYPE FORAGE : Carotté

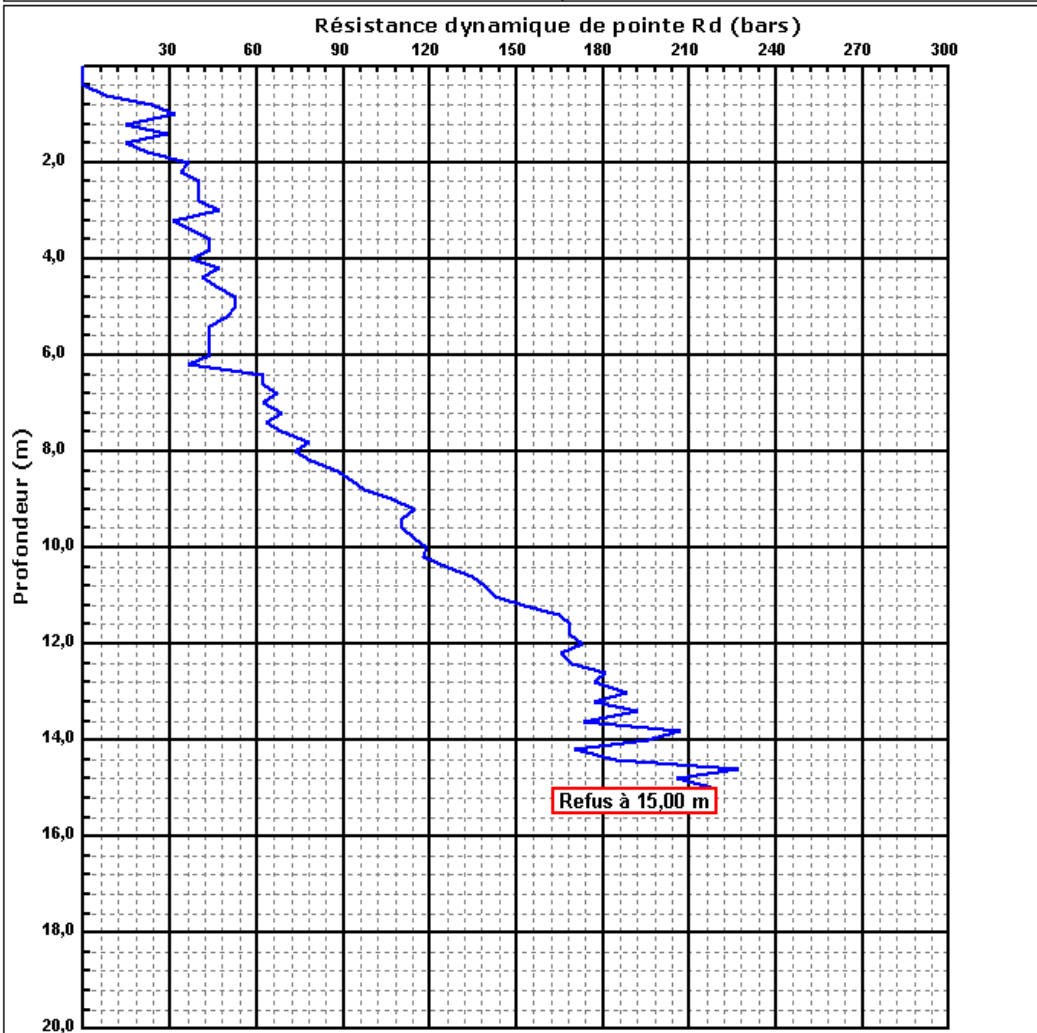
TYPE DE MACHINE : Tec Futuro

| Prof (m) | Récupération<br>0 25 50 75 100 | S.P.T | R.Q.D | φ Tub | φ Carottier | Echant<br>Profond Ech (m) | Coupe | DESCRIPTION   | Cu Bar | φ <sub>u</sub> (°) | W <sub>n</sub> % | γ <sub>d</sub> Tm <sup>3</sup> | I <sub>p</sub> % | Classe Tpc | Type Bss |
|----------|--------------------------------|-------|-------|-------|-------------|---------------------------|-------|---|--------|--------------------|------------------|--------------------------------|------------------|------------|----------|
|          |                                |       |       |       |             |                           |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 0,70     | 90%                            |       |       |       |             | 0,70                      |       | Limons argileux brunâtre à jaunâtre   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 1,00     |                                |       |       |       |             | 1,00                      |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 1,20     |                                |       |       |       |             | 1,20                      |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 2,70     |                                |       |       |       |             | 2,70                      |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 3,00     |                                |       |       |       |             | 3,00                      |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 4,60     |                                |       |       |       |             | 4,60                      |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 5,00     |                                |       |       |       |             | 5,00                      |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 5,60     |                                |       |       |       |             | 5,60                      |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 6,00     |                                |       |       |       |             | 6,00                      |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 7,50     | 90%                            |       |       |       |             | 7,50                      |       | Argile jaunâtre peu caillouteuse avec des traces d'oxydation et des tâches grises claires |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 8,00     |                                |       |       |       |             | 8,00                      |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 9,55     |                                |       |       |       |             | 9,55                      |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 10,00    |                                |       |       |       |             | 10,00                     |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 11,00    |                                |       |       |       |             | 11,00                     |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 11,50    |                                |       |       |       |             | 11,50                     |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 13,00    |                                |       |       |       |             | 13,00                     |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 14,10    |                                |       |       |       |             | 14,10                     |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 14,50    |                                |       |       |       |             | 14,50                     |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 17,05    |                                |       |       |       |             | 17,05                     |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 17,50    |                                |       |       |       |             | 17,50                     |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 18,50    |                                |       |       |       |             | 18,50                     |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 19,00    |                                |       |       |       |             | 19,00                     |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 21,00    |                                |       |       |       |             | 21,00                     |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 21,50    | 90%                            |       |       |       |             | 21,50                     |       | Marne grise bleuâtre saine  |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 22,00    |                                |       |       |       |             | 22,00                     |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 24,60    |                                |       |       |       |             | 24,60                     |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 25,00    |                                |       |       |       |             | 25,00                     |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 26,00    |                                |       |       |       |             | 26,00                     |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 26,50    |                                |       |       |       |             | 26,50                     |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 29,15    |                                |       |       |       |             | 29,15                     |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 29,50    |                                |       |       |       |             | 29,50                     |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |
| 30,00    |                                |       |       |       |             | 30,00                     |       |   |        |                    |                  |                                |                  |            |          |

Programme : Sollect 2007 ©



|   |   |
|---|---|
| INTITULE : E/Sol ensemble immobilier R+07 + 02 s/sol<br>N°DOSSIER : 31.10.0129<br>LIEU : El Achour<br>CLIENT : GME UNIBUILD SAL<br>DATE ESSAIS : 14/12/2010 au 20/12/2010 | <b>PENETROMETRE DYNAMIQUE</b><br><br>Essai N°: P 03 |
|---|---|



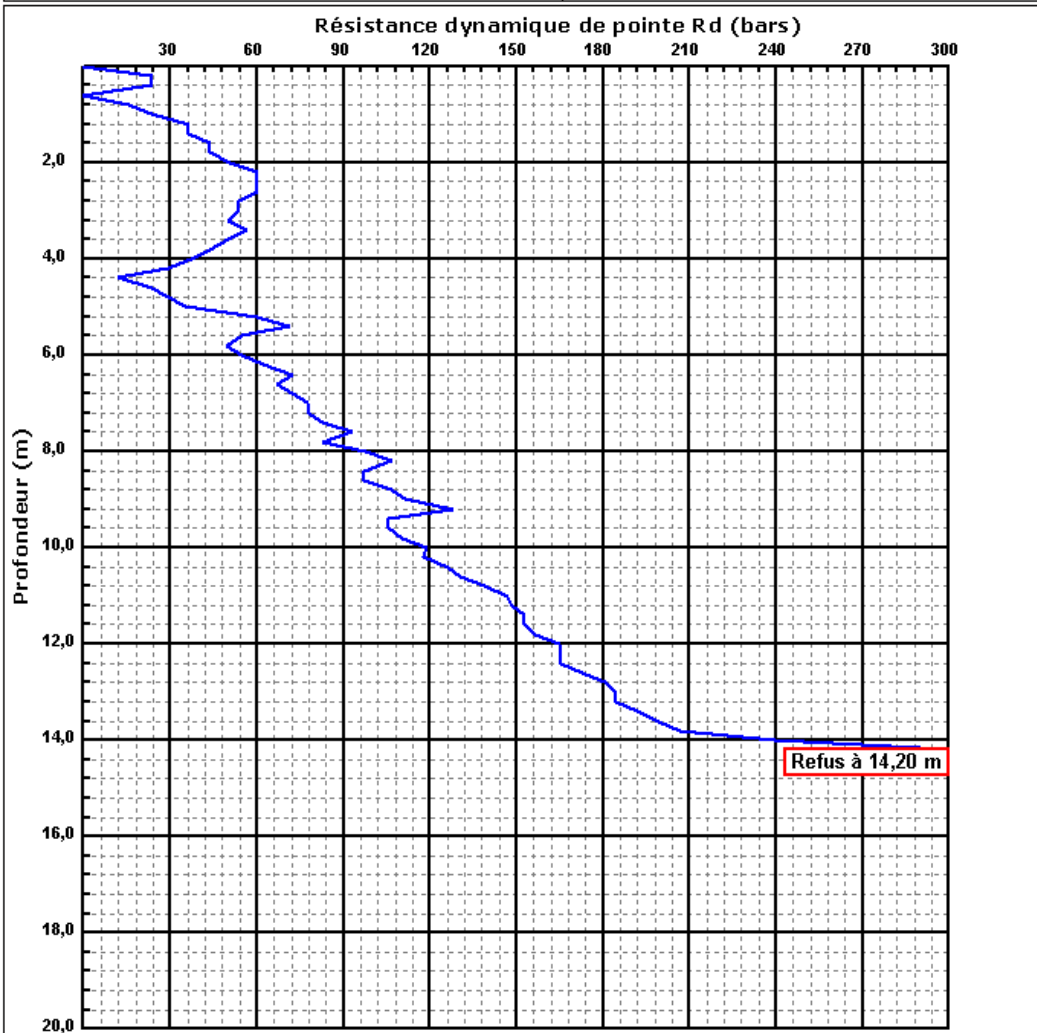
|   |                                |  |
|---|--------------------------------|--|
| <b>Caractéristiques du pénétromètre dynamique</b>               |                                |  |
| Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg                     | Longueur des tiges : 1 m       | <i>Formule de Battage :</i>                                  |
| Masse du Mouton (m) : 64 kg                                     | Masse d'une tige (m') : 8,5 kg | $R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$ |
| Hauteur de chute (H) : 75 cm                                    | Enfoncement (e) : 20 cm        |  |
| Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm <sup>2</sup> |                                |  |

Programme : Sol les 2007 ©





|   |   |
|---|---|
| INTITULE : E/Sol ensemble immobilier R+07 + 02 s/sol<br>N°DOSSIER : 31.10.0129<br>LIEU : El Achour<br>CLIENT : GME UNIBUILD SAL<br>DATE ESSAIS : 14/12/2010 au 20/12/2010 | <b>PENETROMETRE DYNAMIQUE</b><br><br>Essai N°: P 04 |
|---|---|

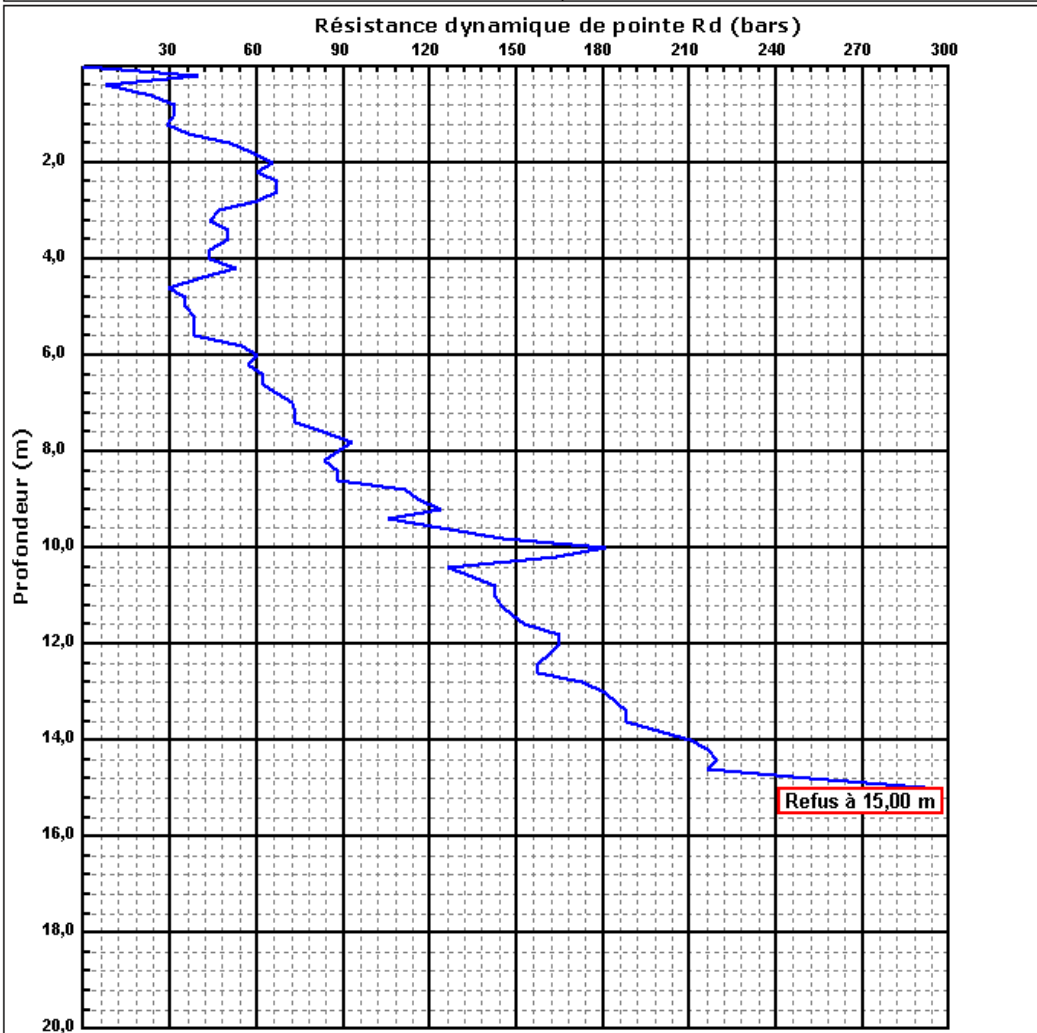


|   |                                |  |
|---|--------------------------------|--|
| <b>Caractéristiques du pénétromètre dynamique</b>               |                                |  |
| Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg                     | Longueur des tiges : 1 m       | <i>Formule de Battage :</i>                                  |
| Masse du Mouton (m) : 64 kg                                     | Masse d'une tige (m') : 8,5 kg | $R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$ |
| Hauteur de chute (H) : 75 cm                                    | Enfoncement (e) : 20 cm        |  |
| Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm <sup>2</sup> |                                |  |

Programme : Sol les 2007 ©



|   |   |
|---|---|
| INTITULE : E/Sol ensemble immobilier R+07 + 02 s/sol<br>N°DOSSIER : 31.10.0129<br>LIEU : El Achour<br>CLIENT : GME UNIBUILD SAL<br>DATE ESSAIS : 14/12/2010 au 20/12/2010 | <b>PENETROMETRE DYNAMIQUE</b><br><br>Essai N°: P 05 |
|---|---|



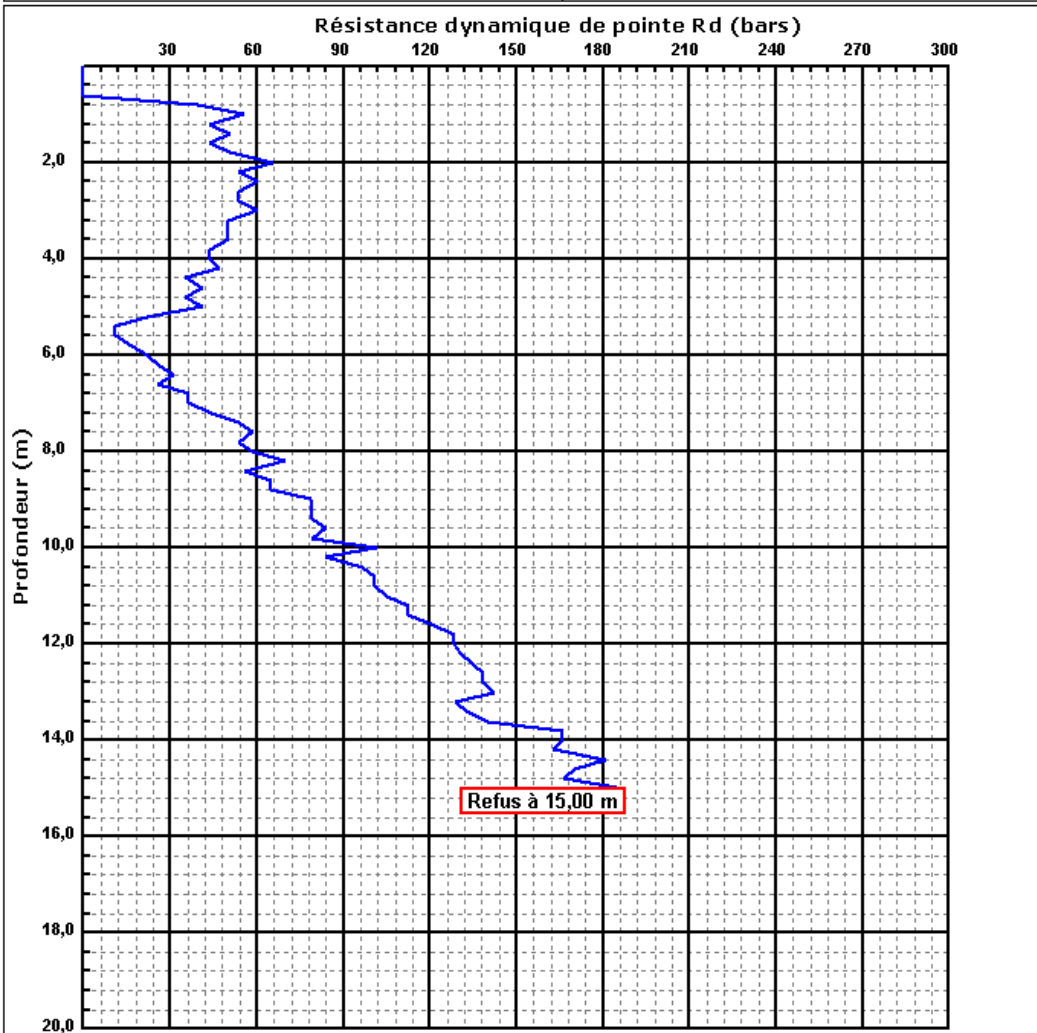
**Caractéristiques du pénétromètre dynamique**

|   |   |   |
|---|---|---|
| Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg<br>Masse du Mouton (m) : 64 kg<br>Hauteur de chute (H) : 75 cm<br>Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm <sup>2</sup> | Longueur des tiges : 1 m<br>Masse d'une tige (m') : 8,5 kg<br>Enfoncement (e) : 20 cm | <i>Formule de Battage :</i><br>$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$ |
|---|---|---|

Programme : Sol les 2007 ©



|   |   |
|---|---|
| INTITULE : E/Sol ensemble immobilier R+07 + 02 s/sol<br>N°DOSSIER : 31.10.0129<br>LIEU : El Achour<br>CLIENT : GME UNIBUILD SAL<br>DATE ESSAIS : 14/12/2010 au 20/12/2010 | <b>PENETROMETRE DYNAMIQUE</b><br><br>Essai N°: P 06 |
|---|---|

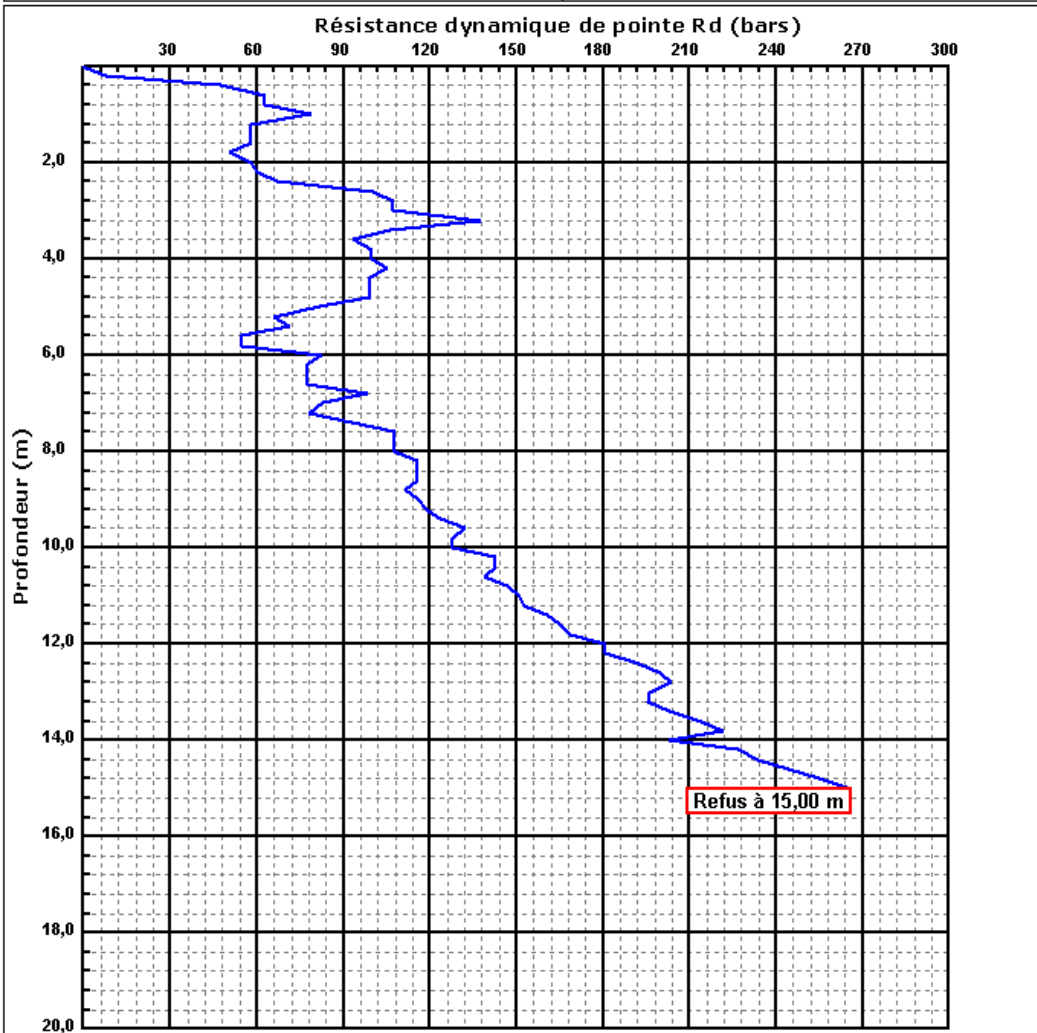


|   |                                |  |
|---|--------------------------------|--|
| <b>Caractéristiques du pénétromètre dynamique</b>               |                                |  |
| Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg                     | Longueur des tiges : 1 m       | <i>Formule de Battage :</i>                                  |
| Masse du Mouton (m) : 64 kg                                     | Masse d'une tige (m') : 8,5 kg | $R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$ |
| Hauteur de chute (H) : 75 cm                                    | Enfoncement (e) : 20 cm        |  |
| Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm <sup>2</sup> |                                |  |

Programme : Sol les 2007 ©



|   |   |
|---|---|
| INTITULE : E/Sol ensemble immobilier R+07 + 02 s/sol<br>N°DOSSIER : 31.10.0129<br>LIEU : El Achour<br>CLIENT : GME UNIBUILD SAL<br>DATE ESSAIS : 14/12/2010 au 20/12/2010 | <b>PENETROMETRE DYNAMIQUE</b><br><br>Essai N°: P 07 |
|---|---|

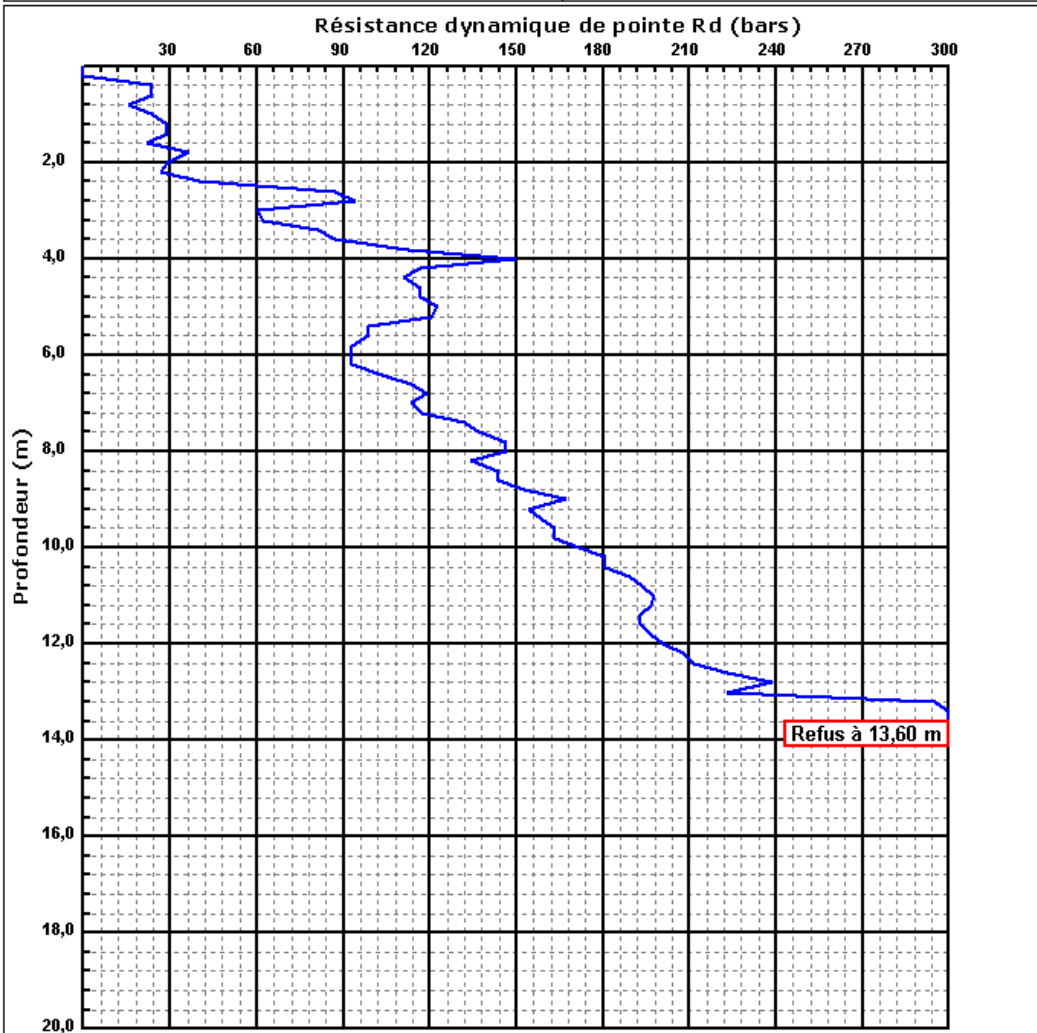


|   |                                |  |
|---|--------------------------------|--|
| <b>Caractéristiques du pénétromètre dynamique</b>               |                                |  |
| Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg                     | Longueur des tiges : 1 m       | <i>Formule de Battage :</i>                                  |
| Masse du Mouton (m) : 64 kg                                     | Masse d'une tige (m') : 8,5 kg | $R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$ |
| Hauteur de chute (H) : 75 cm                                    | Enfoncement (e) : 20 cm        |  |
| Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm <sup>2</sup> |                                |  |

Programme : Sol les 2007 ©



|   |   |
|---|---|
| INTITULE : E/Sol ensemble immobilier R+07 + 02 s/sol<br>N°DOSSIER : 31.10.0129<br>LIEU : El Achour<br>CLIENT : GME UNIBUILD SAL<br>DATE ESSAIS : 14/12/2010 au 20/12/2010 | <b>PENETROMETRE DYNAMIQUE</b><br><br>Essai N°: P 08 |
|---|---|



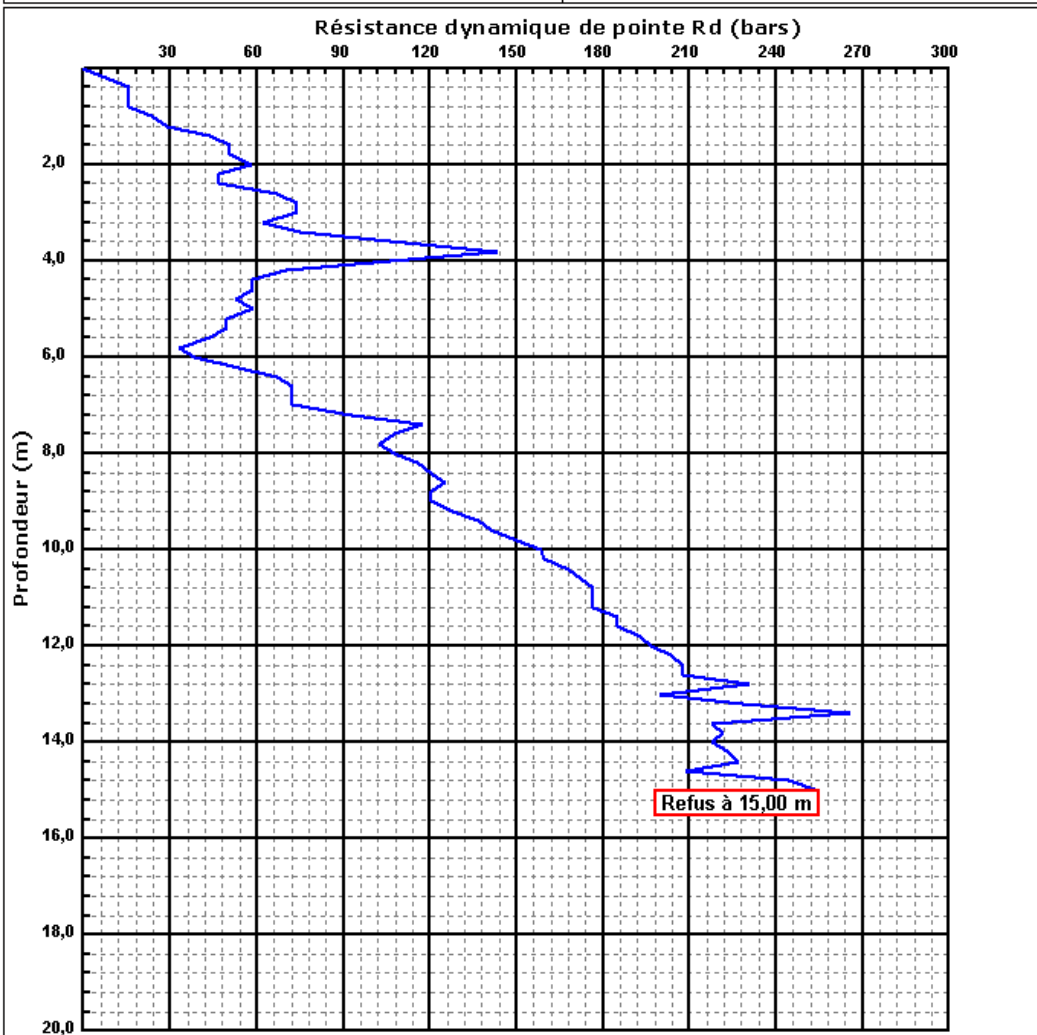
**Caractéristiques du pénétromètre dynamique**

|   |   |   |
|---|---|---|
| Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg<br>Masse du Mouton (m) : 64 kg<br>Hauteur de chute (H) : 75 cm<br>Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm <sup>2</sup> | Longueur des tiges : 1 m<br>Masse d'une tige (m') : 8,5 kg<br>Enfoncement (e) : 20 cm | <i>Formule de Battage :</i><br>$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$ |
|---|---|---|

Programme : Sol les 2007 ©

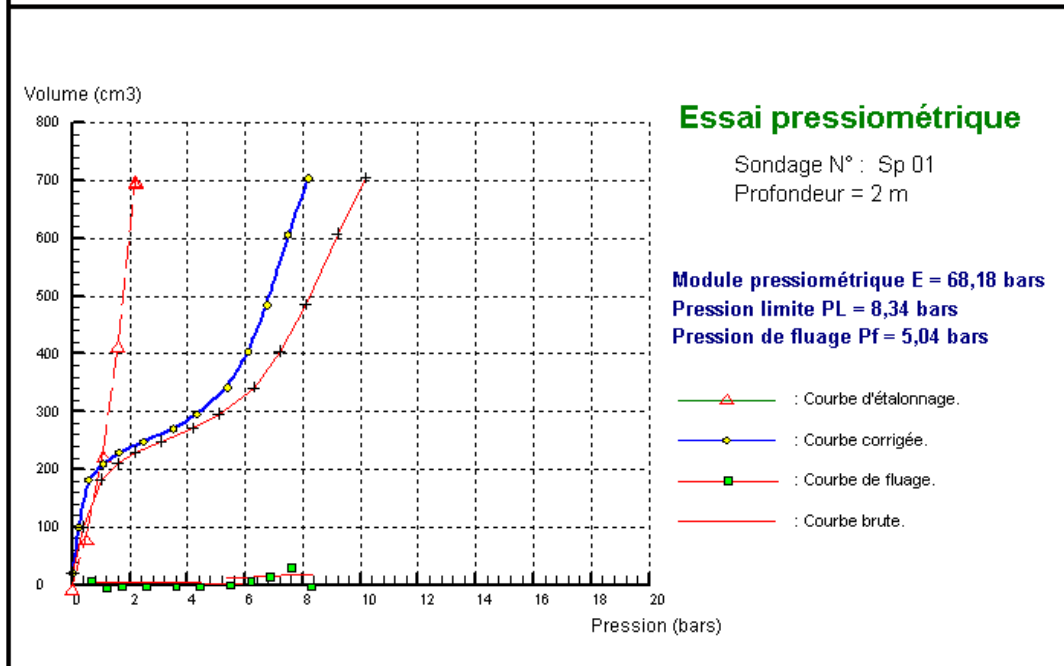
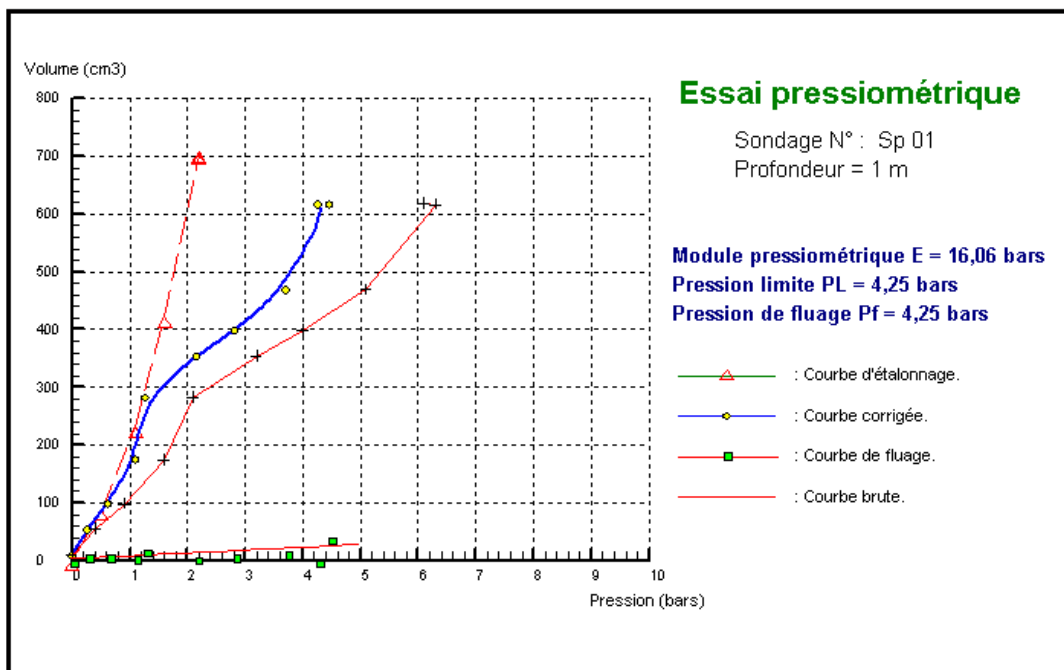


|   |   |
|---|---|
| INTITULE : E/Sol ensemble immobilier R+07 + 02 s/sol<br>N°DOSSIER : 31.10.0129<br>LIEU : El Achour<br>CLIENT : GME UNIBUILD SAL<br>DATE ESSAIS : 14/12/2010 au 20/12/2010 | <b>PENETROMETRE DYNAMIQUE</b><br><br>Essai N°: P 08 |
|---|---|

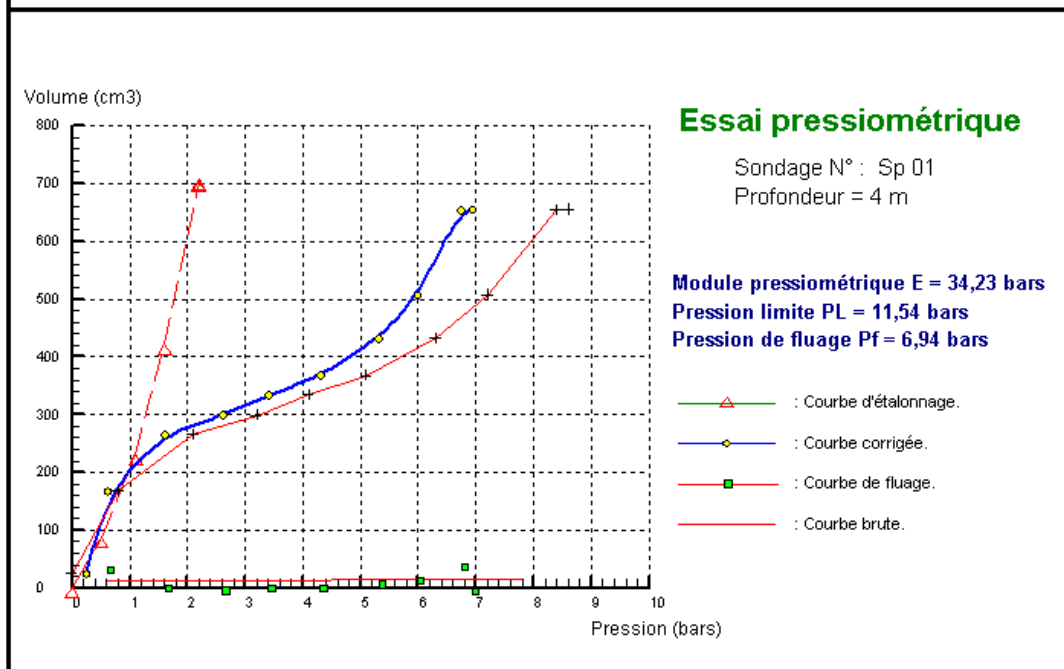
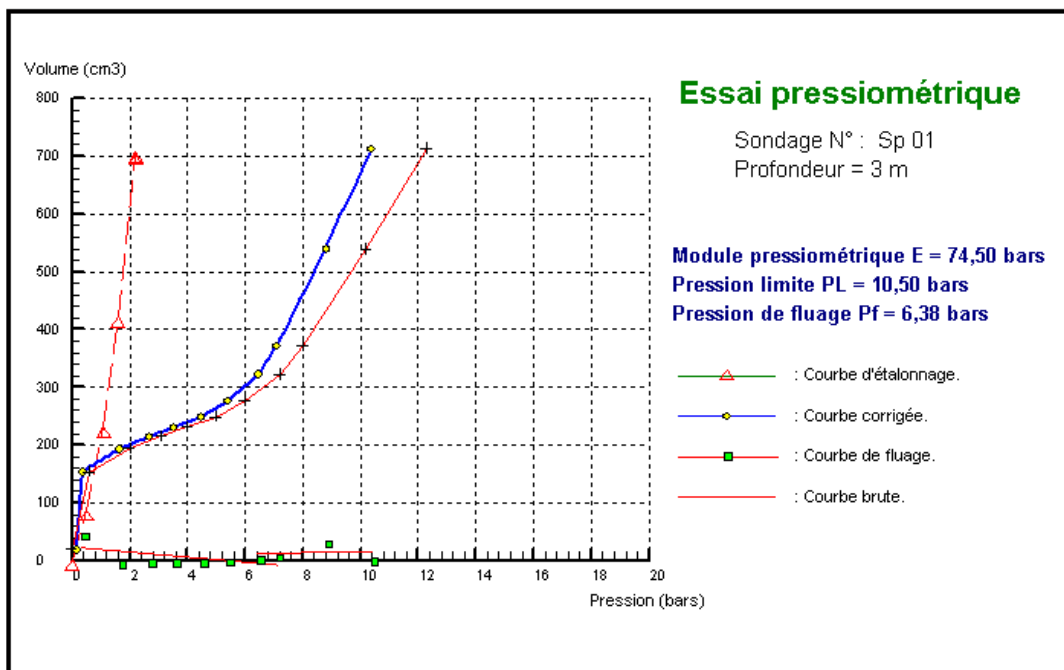


| Caractéristiques du pénétromètre dynamique                      |                                |  |
|---|--------------------------------|--|
| Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg                     | Longueur des tiges : 1 m       | <i>Formule de Battage :</i>                                  |
| Masse du Mouton (m) : 64 kg                                     | Masse d'une tige (m') : 8,5 kg | $R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$ |
| Hauteur de chute (H) : 75 cm                                    | Enfoncement (e) : 20 cm        |  |
| Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm <sup>2</sup> |                                |  |

Programme : Sol les 2007 ©

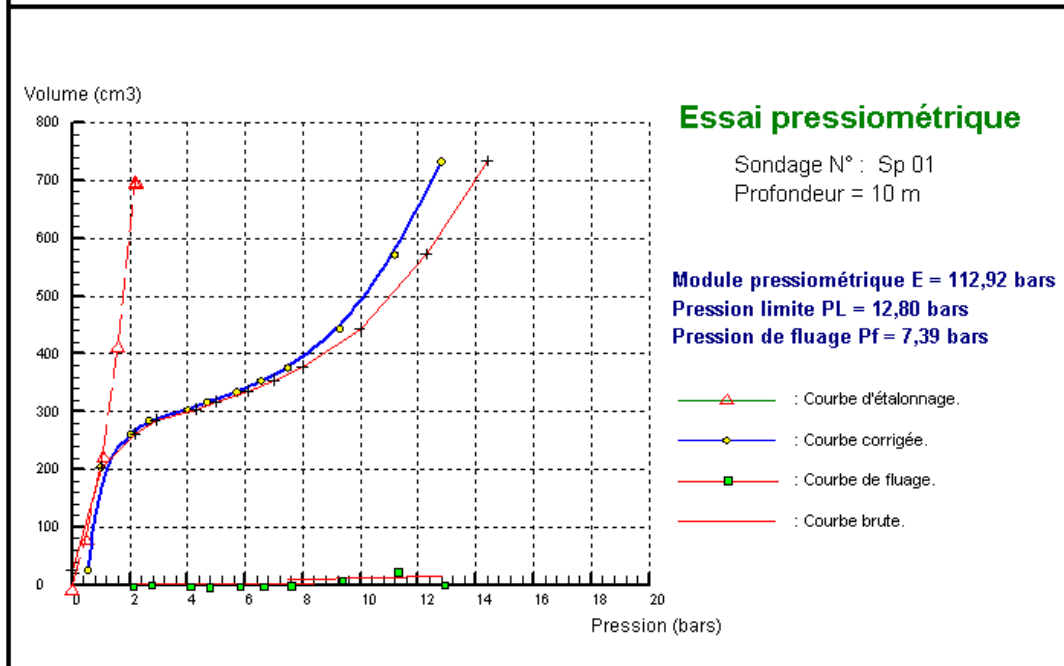
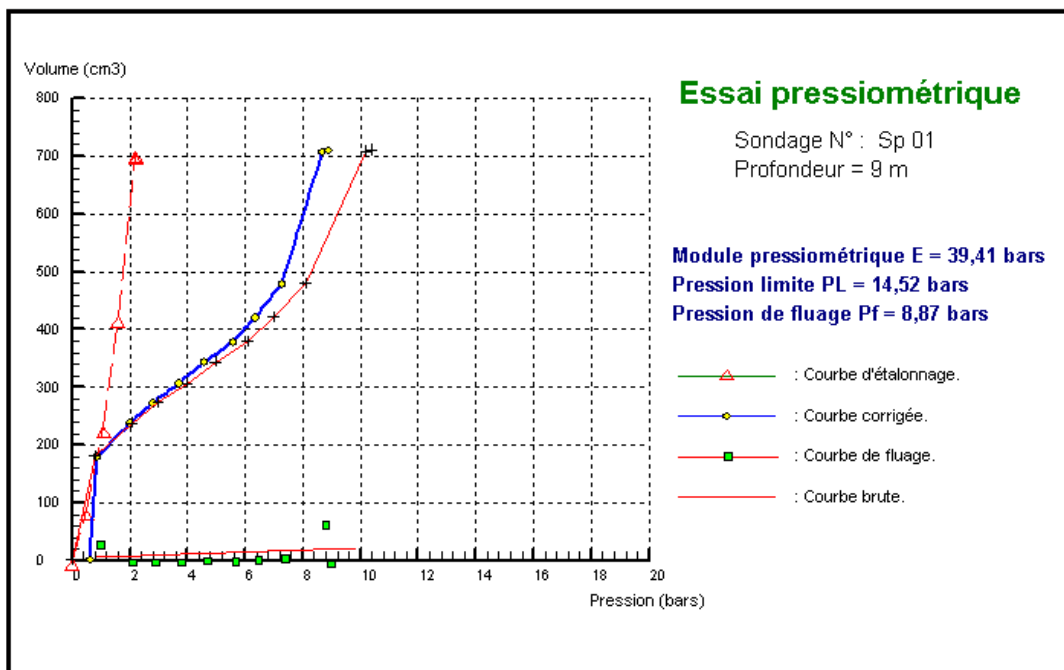


Programme: Soltest 2007 ©

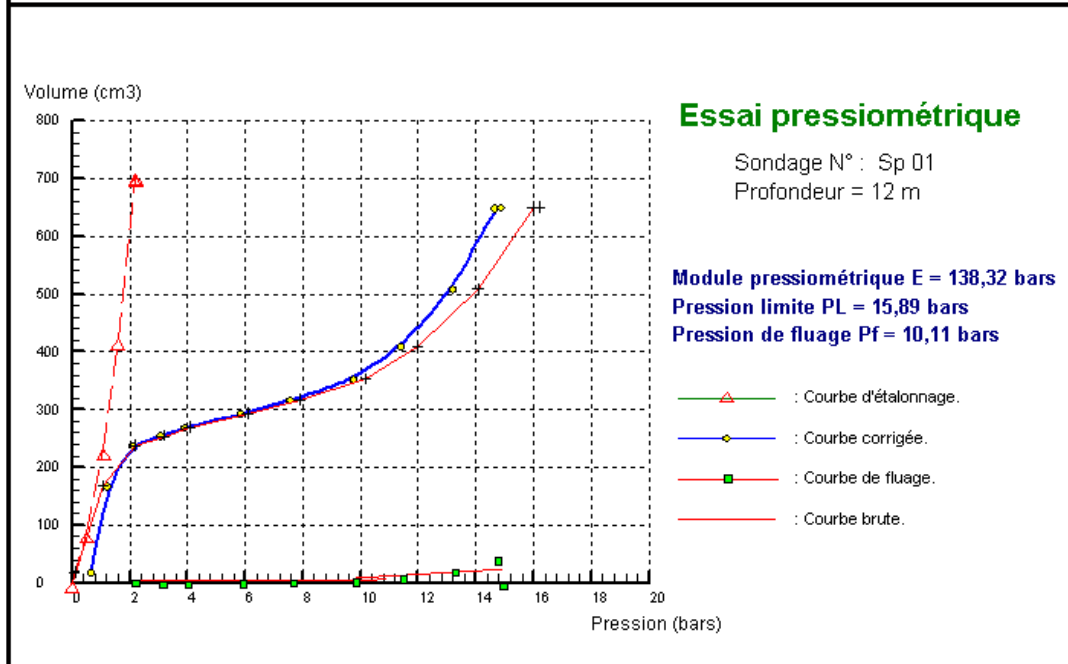
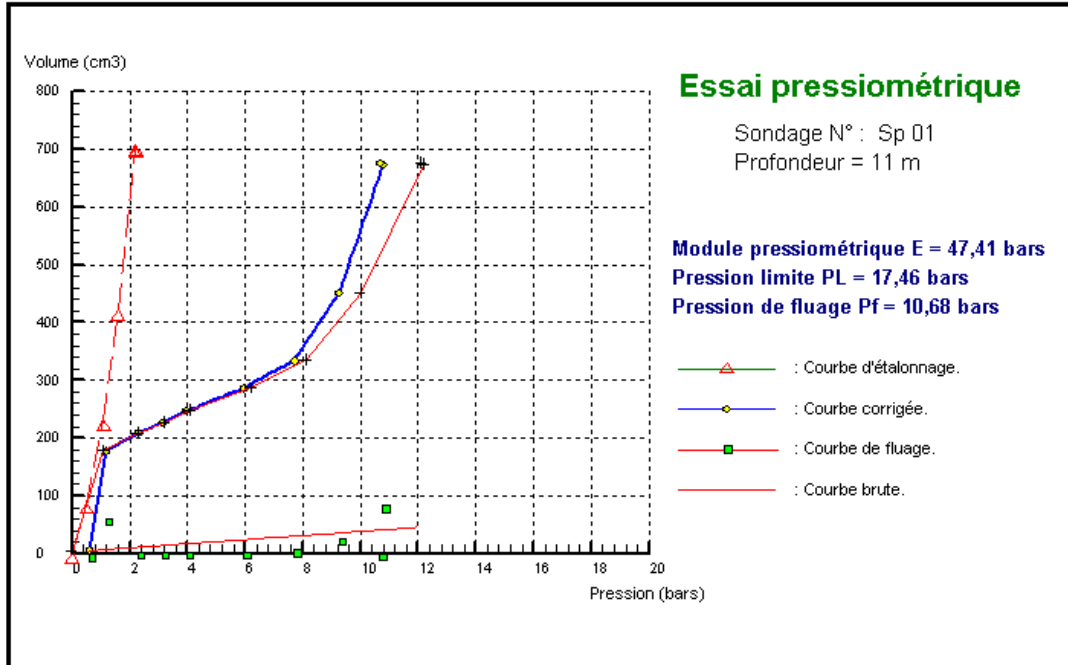


Programme: Soltest 2007 ©

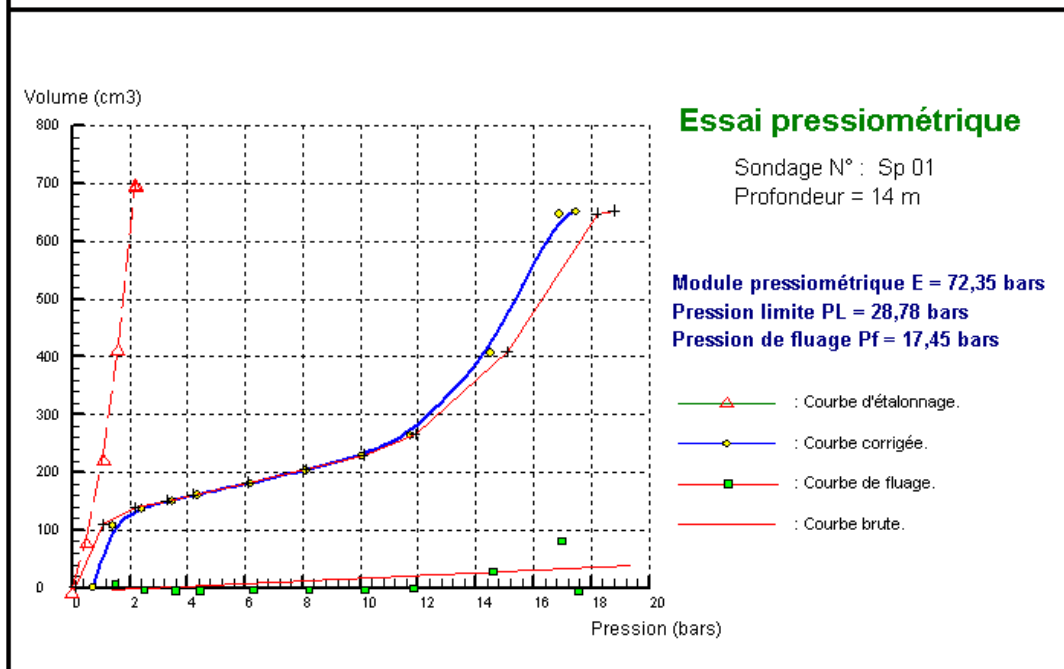
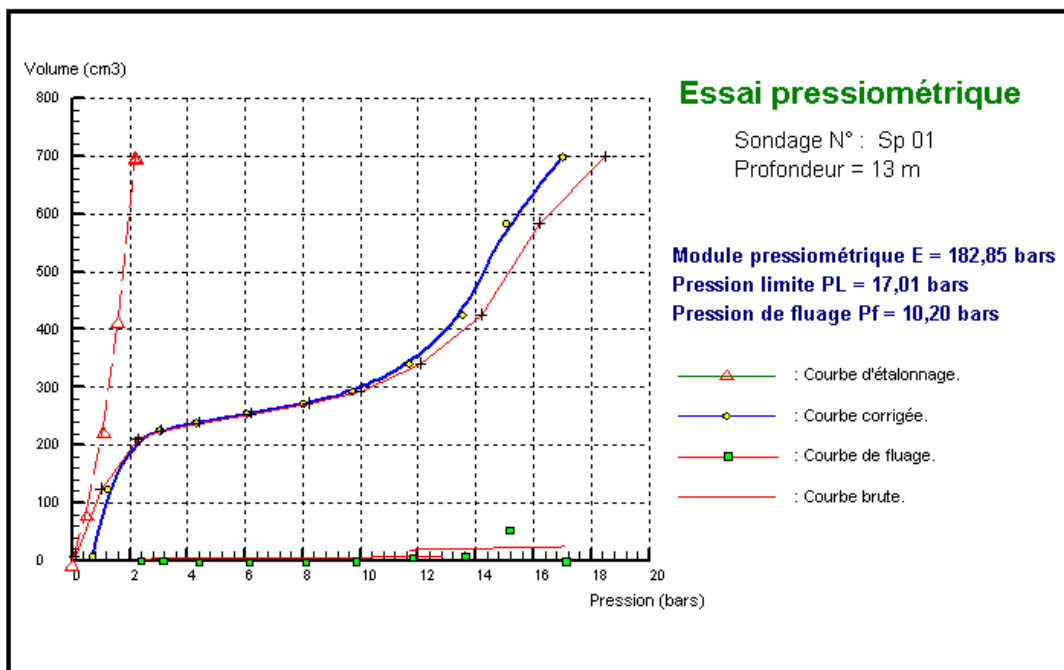




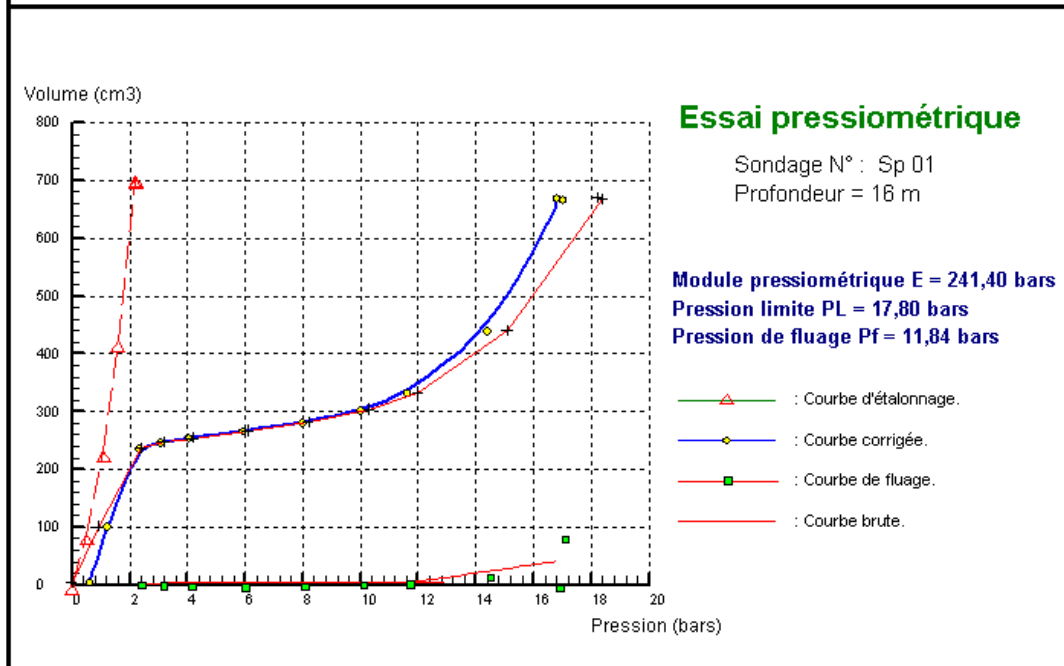
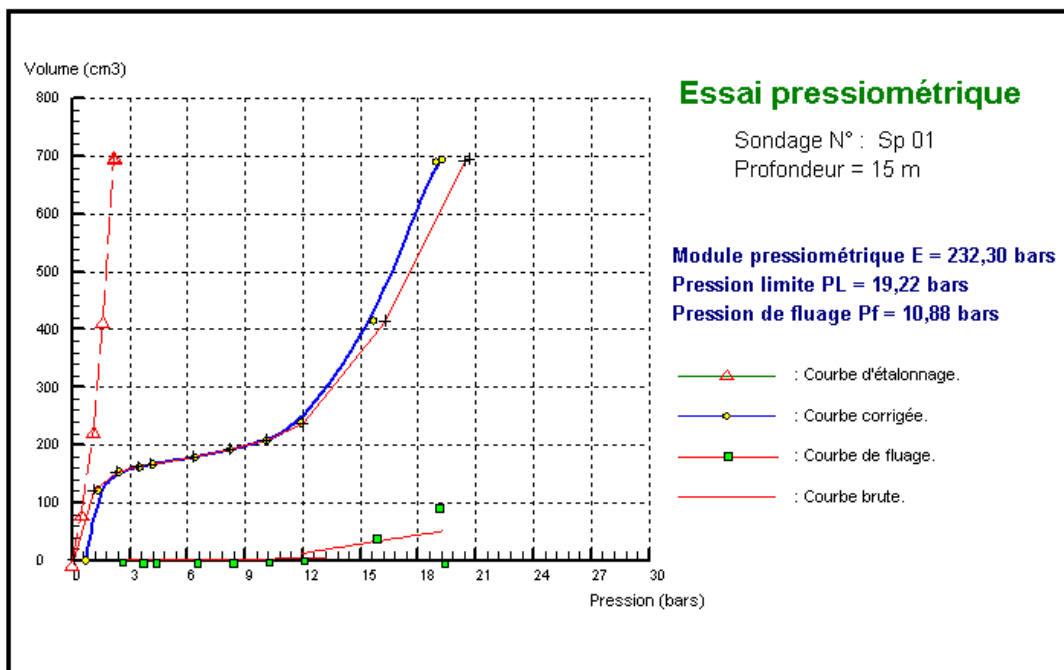
Programme: Soltest 2007 ©



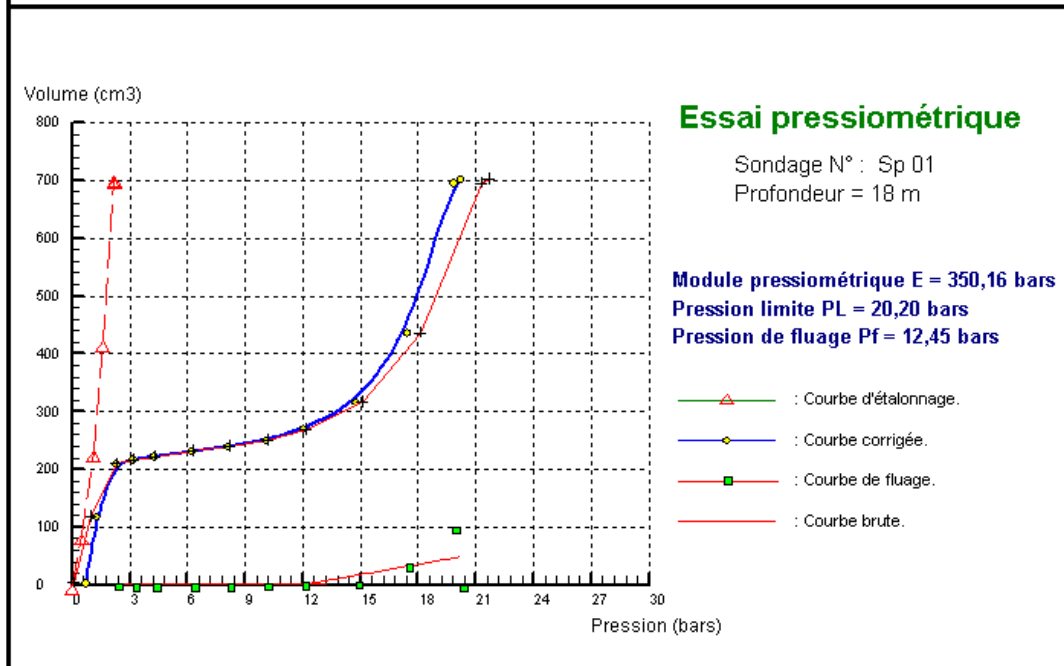
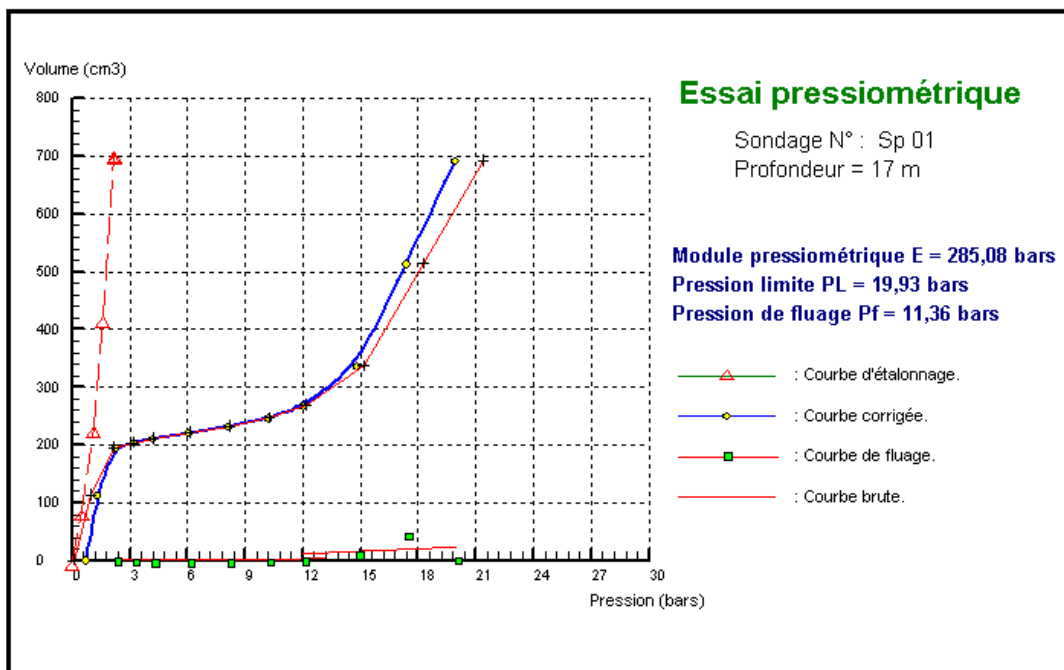
Programme: Soltest 2007 ©



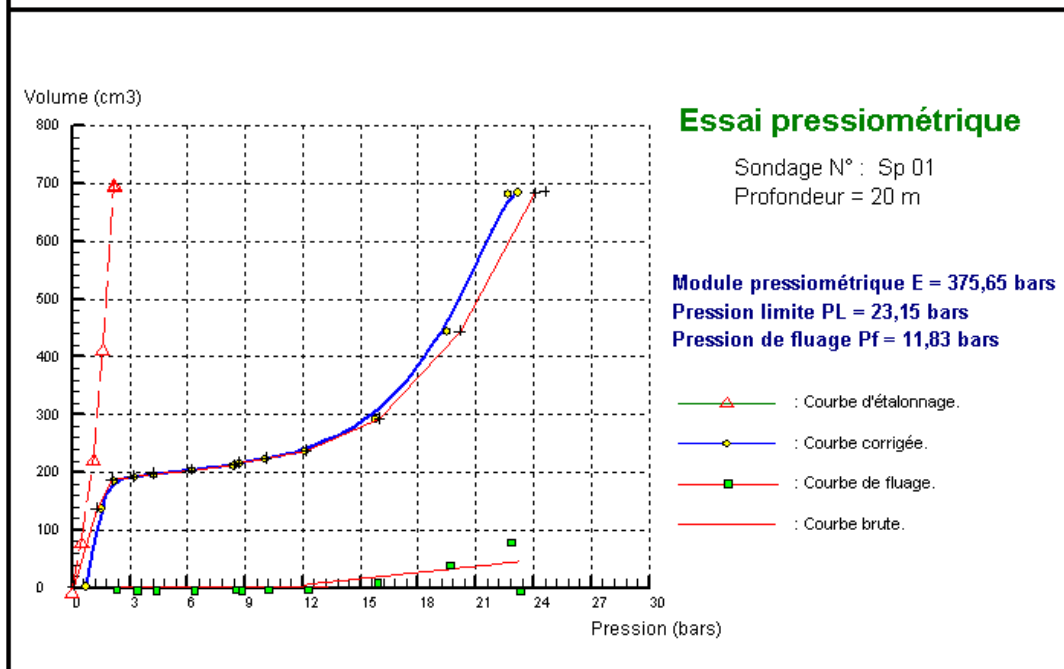
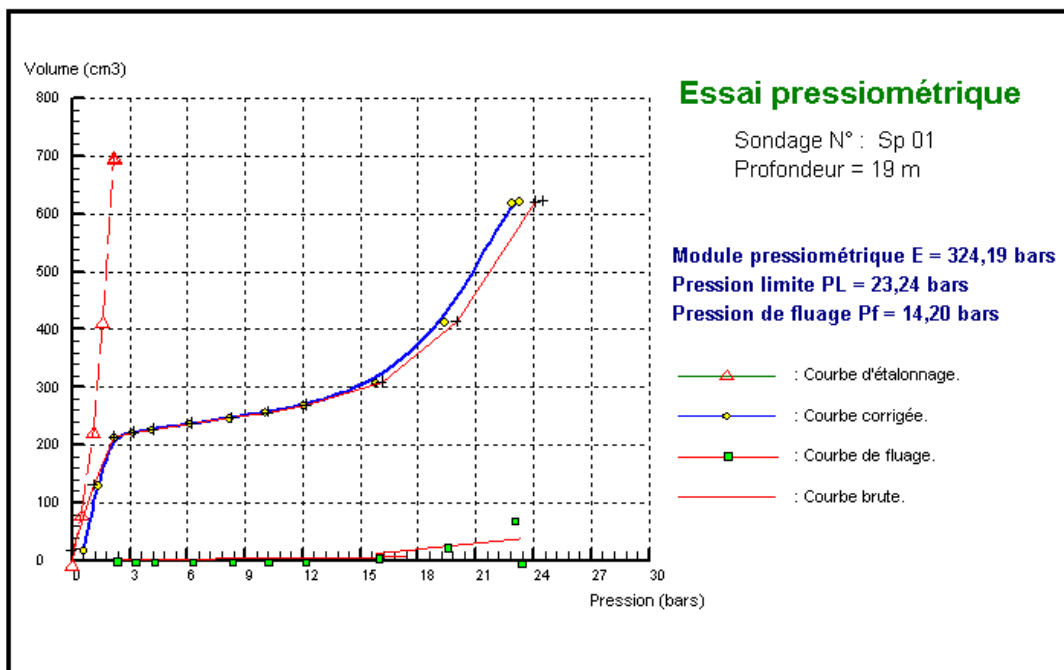
Programme: Soltest 2007 ©



Programme: Soltest 2007 ©



Programme: Soltest 2007 ©



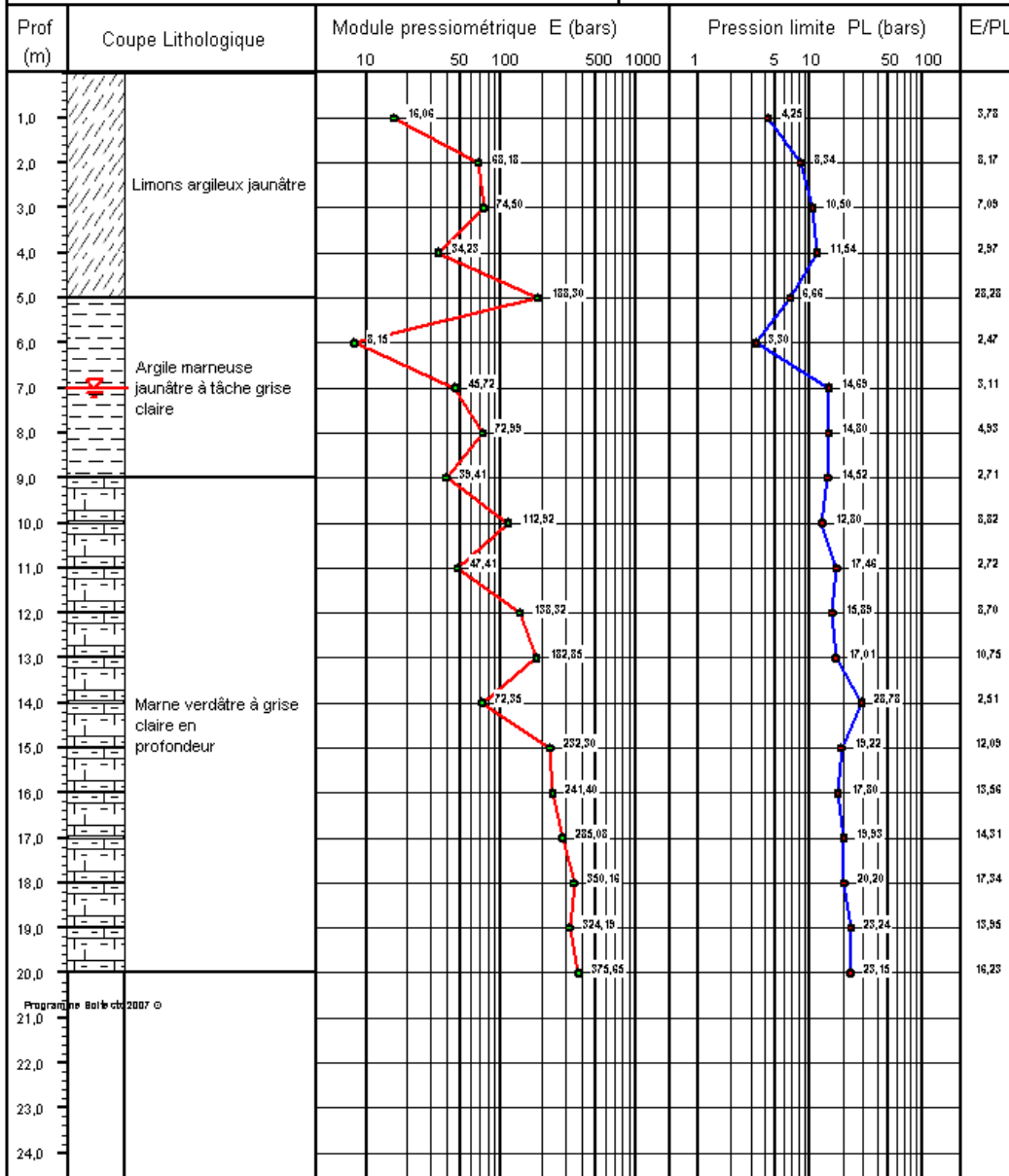
Programme: Soltest 2007 ©



### SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

|  |                                       |
|--|---------------------------------------|
| Projet : E/Sol ensemble immobilier R+10 + 02 s/sol | Date essai : 14/12/2010 au 20/12/2010 |
| N°Dossier : 31.10.0129                             | Volume de la sonde <Vo> (cm3) : 535   |
| Lieu : El Achour                                   | Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1   |
| Cliant : GME UNIBUILD SAL                          | Profondeur nappe / TN (m) : 7         |
| Sondage N° : Sp 01                                 | Type d'appareil : GéoSPAD AG29        |









المصبر المركزي للأتمتة  
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

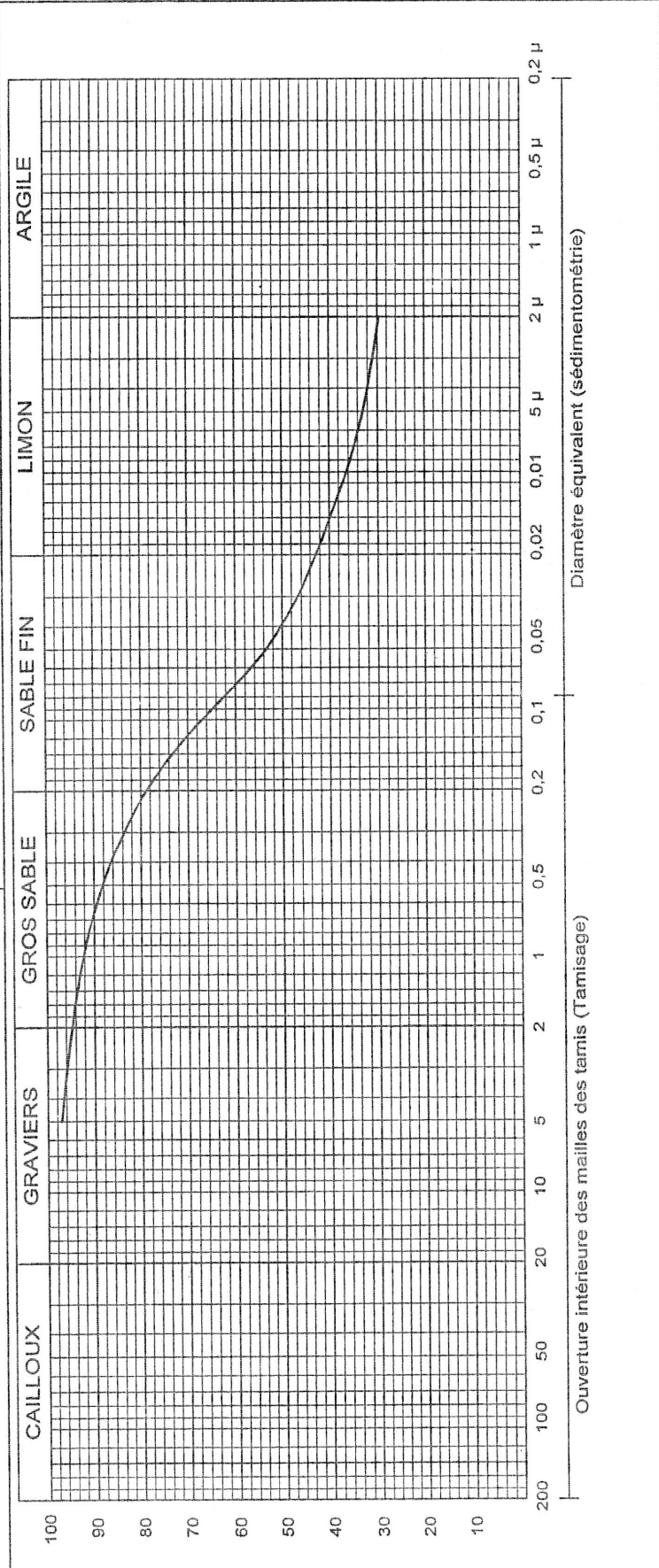
ETUDE : E/SOL D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER EN R+7 AVEC 2 SS + 2 ES ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056 & NFP 94-057

CLIENT :

LIEU : EL ACHOUR

Date des essais :

01: 5.50-6.00





المختبر المركزي للأمتثال العمومية  
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

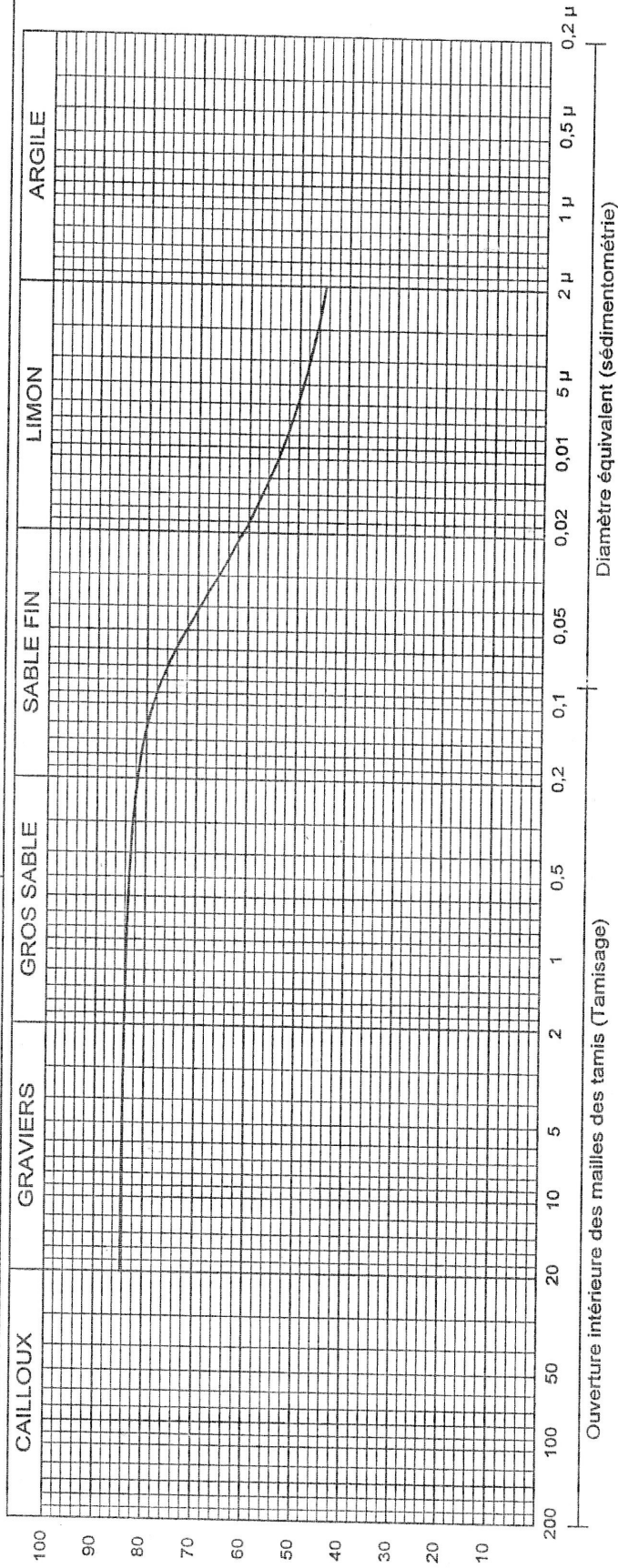
ETUDE : E/SOL D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER EN R+7 AVEC 2 SS + 2 ES ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056 & NFP 94-057

CLIENT :

LIEU : EL ACHOUR

Date des essais :

01: 8.50-9.00

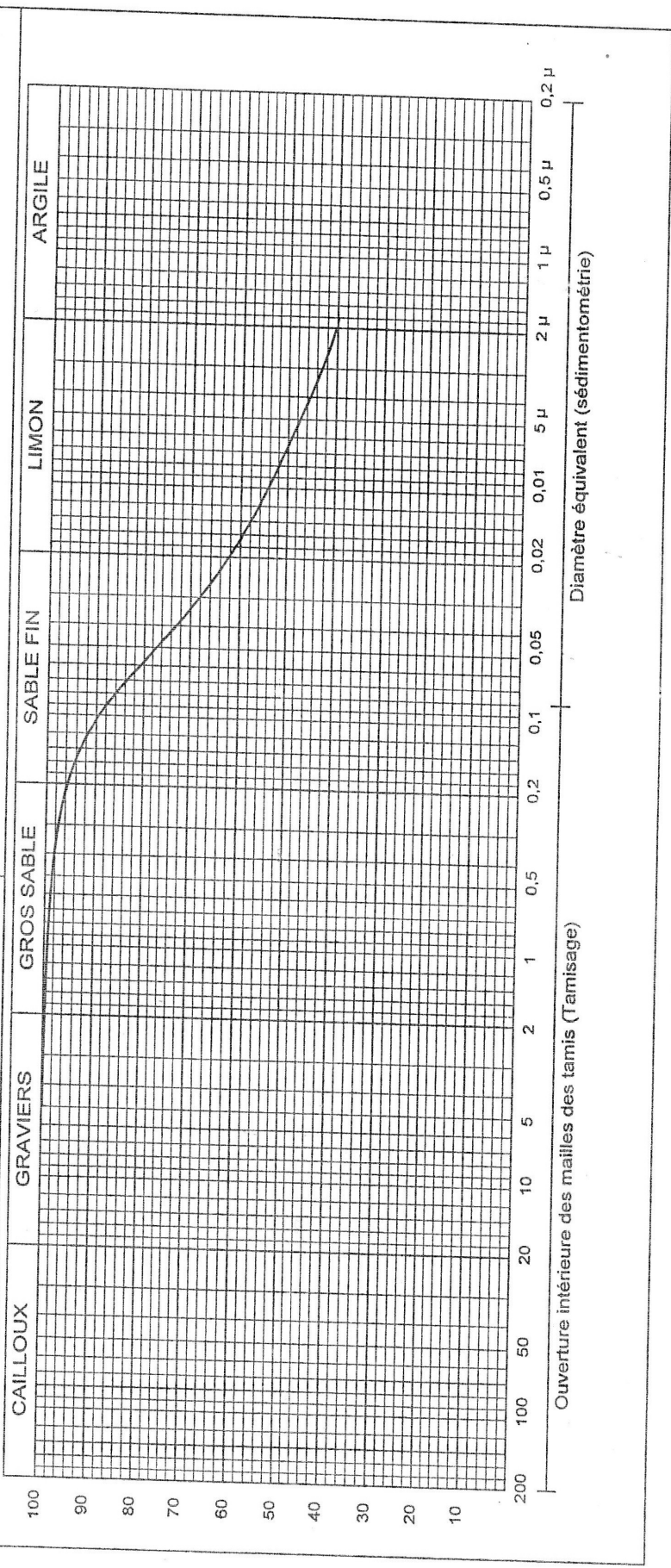


Ouverture intérieure des mailles des tamis (Tamisage)

Diamètre équivalent (sédimentométrie)



**ETUDE : E/SOL D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER EN R+7 AVEC 2 SS + 2 ES ANALYSE GRANULOMETRIQUE** Selon NFP 94-056 & NFP 94-057  
**CLIENT :**  
**LIEU : EL ACHOUR**  
**Date des essais :** \_\_\_\_\_ 02: 2.70-3.00





المختبر المركزي للأبحاث العمومية  
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

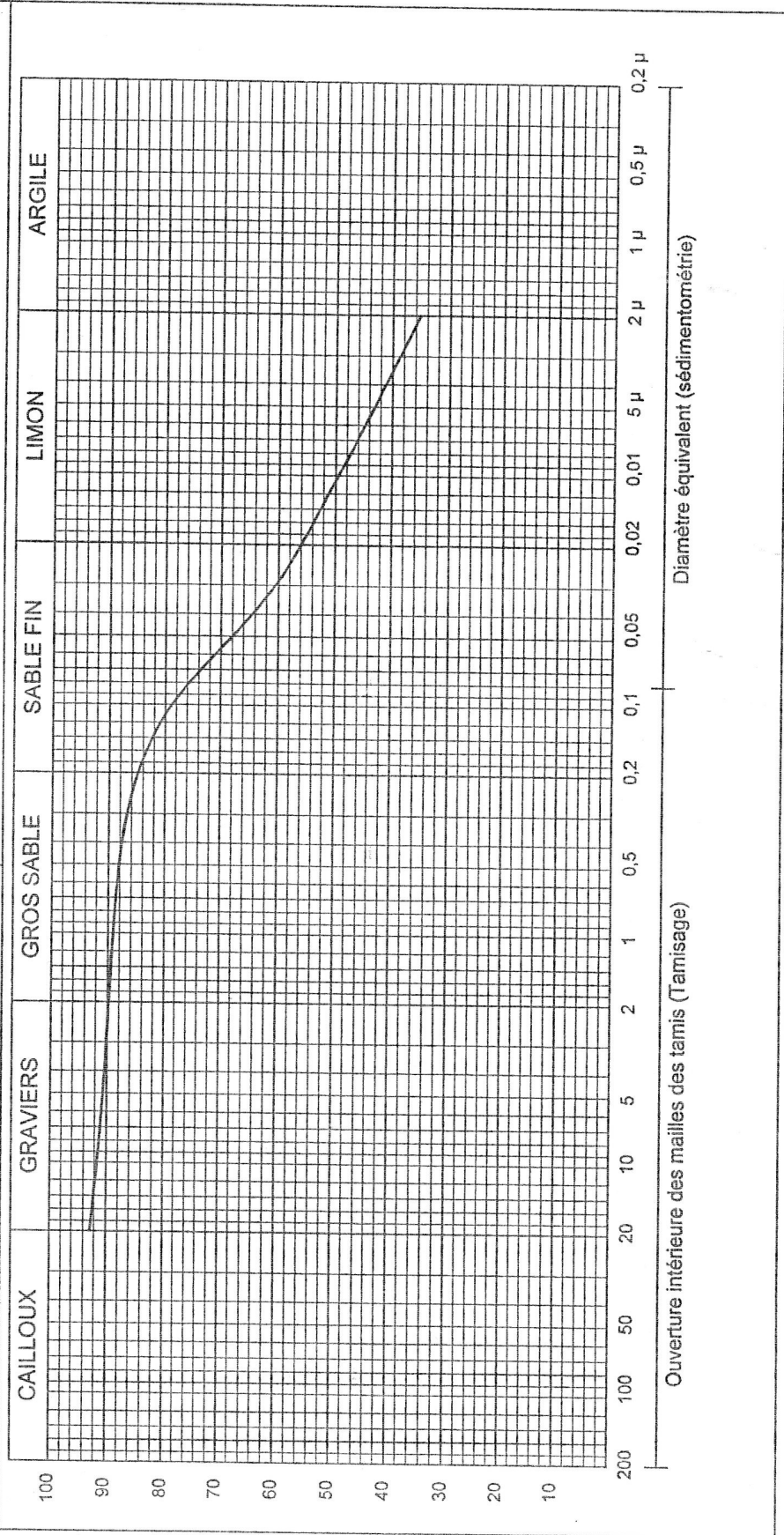
ETUDE : ESOL D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER EN R+7 AVEC 2 SS + 2 ES ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056 & NFP 94-057

CLIENT :

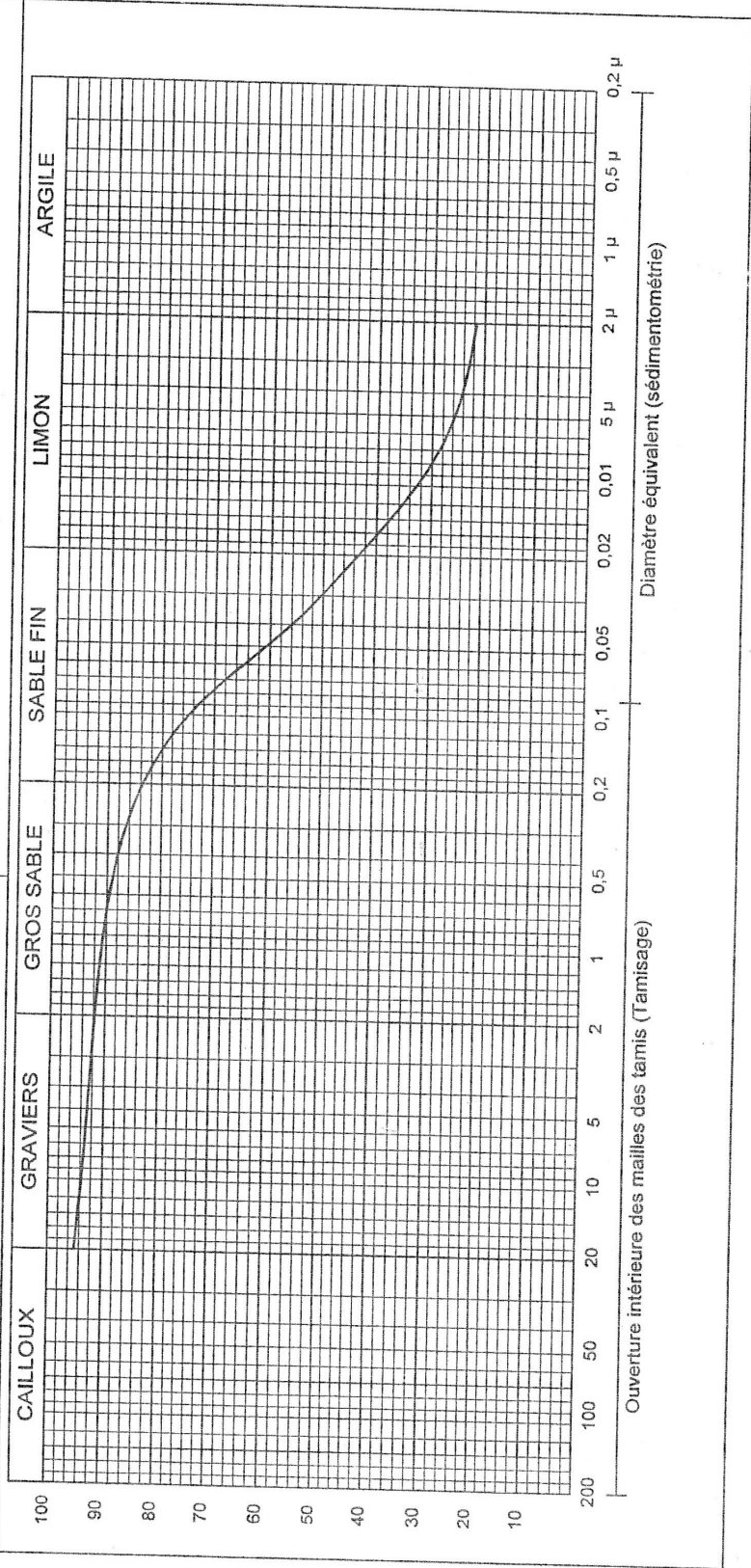
LIEU : EL ACHOUR

Date des essais :

02: 5.50-6.00



ETUDE : E/SOL D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER EN R+7 AVEC 2 SS + 2 ES ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056 & NFP 94-057  
 CLIENT :  
 LIEU : EL ACHOUR  
 Date des essais : 02: 11.05-11.50





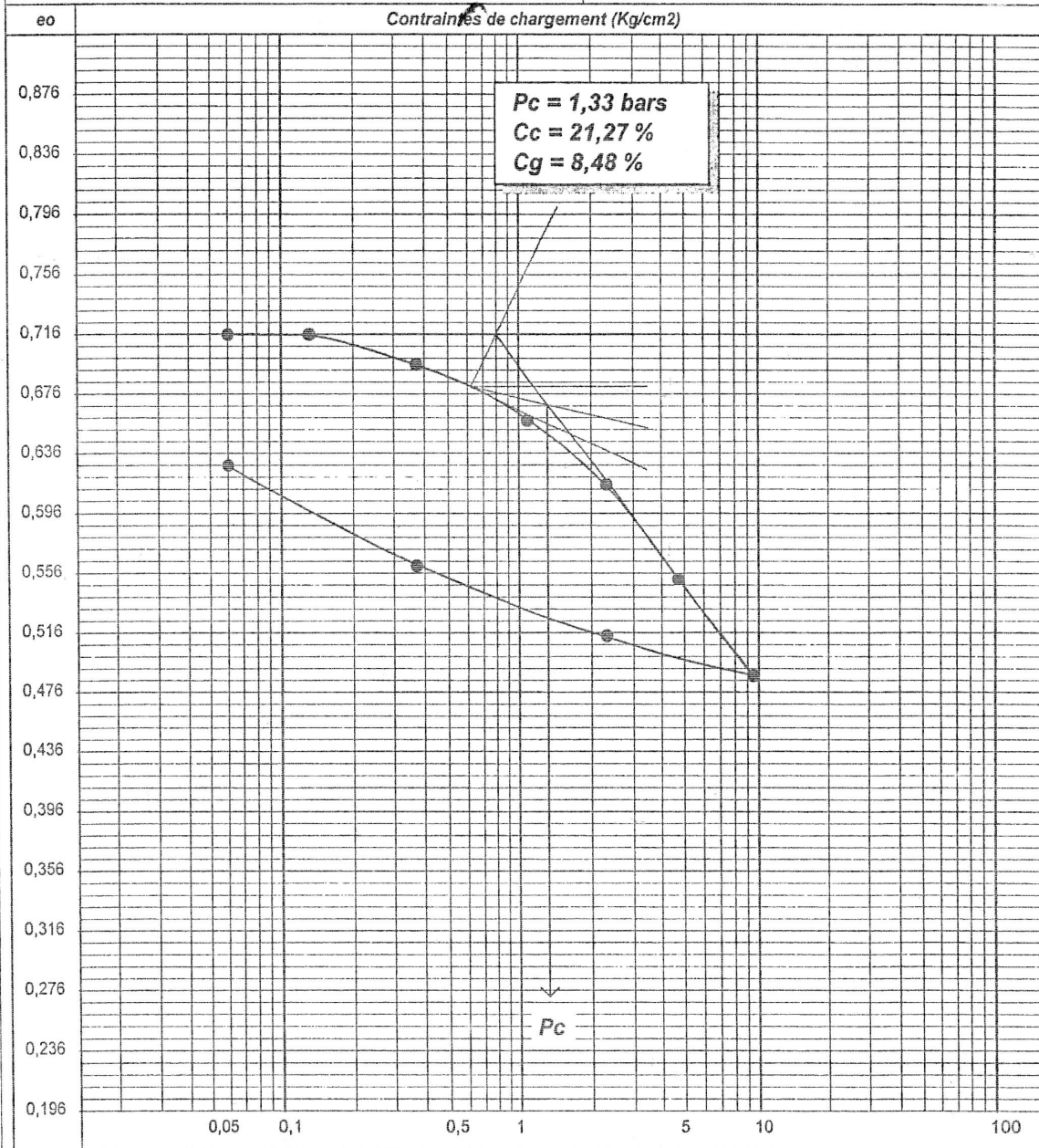


### RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : E/Sol d'un ensemble immobilier en R+7 AVEC 2 SS + 2 ES  
N° Dossier : 31-10-0129  
Lieu : El-achour  
Client :

Réf. Sondage : 01  
Profondeur : 5,50-6,00 m  
Date essais :  
Nature :





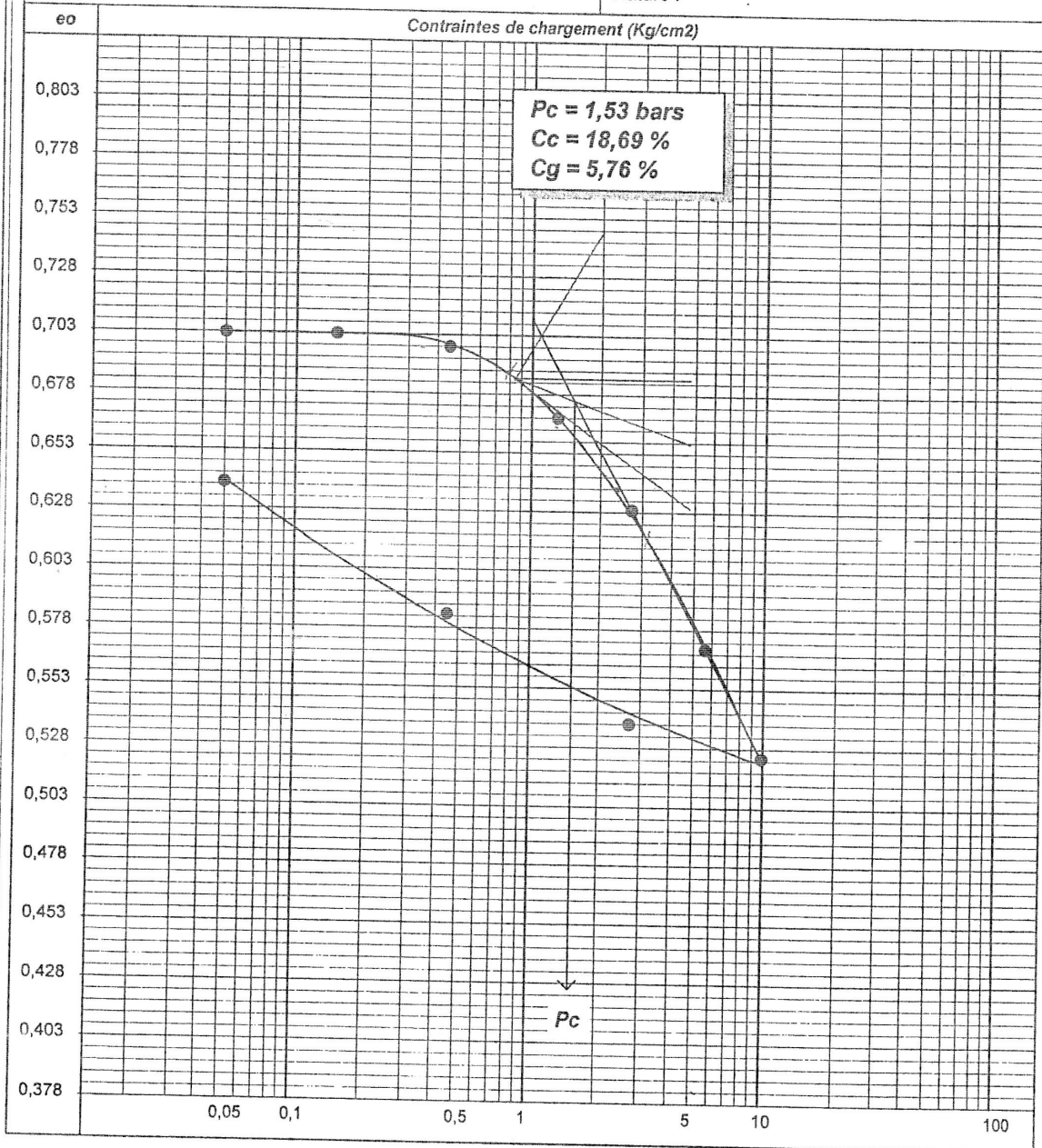


### RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : E/Sol d'un ensemble immobilier en R+7 AVEC 2 SS + 2 ES  
N° Dossier : 31-10-0129  
Lieu : El -achour  
Client :

Réf. Sondage : 01  
Profondeur : 8,50-9,00 m  
Date essais :  
Nature :



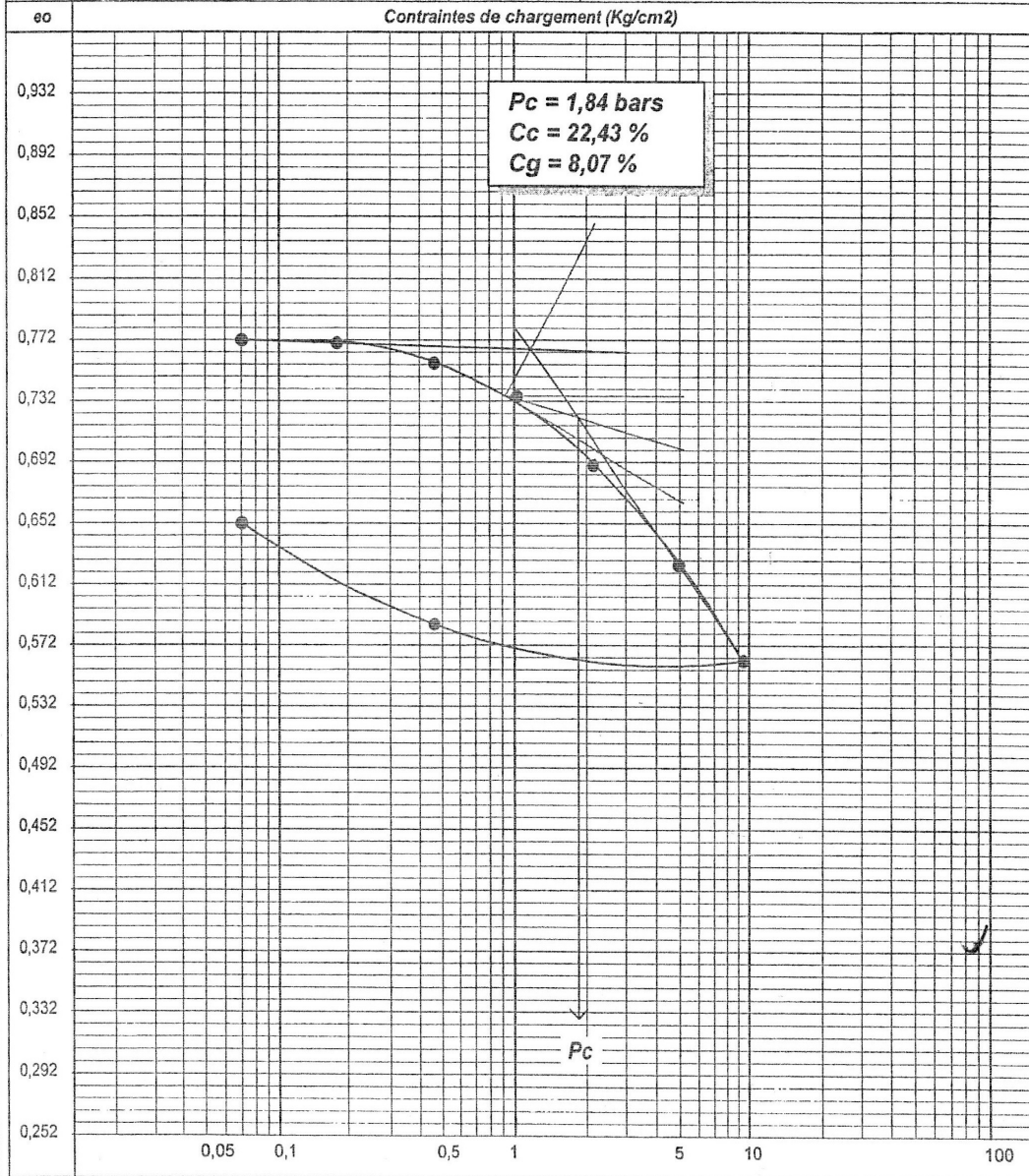


RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : E/Sol d'un ensemble immobilier en R+7 AVEC 2 SS + 2 ES  
N° Dossier : 31-10-0129  
Lieu : El -achour  
Client :

Réf. Sondage : 01  
Profondeur : 14,00-14,45 m  
Date essais :  
Nature :



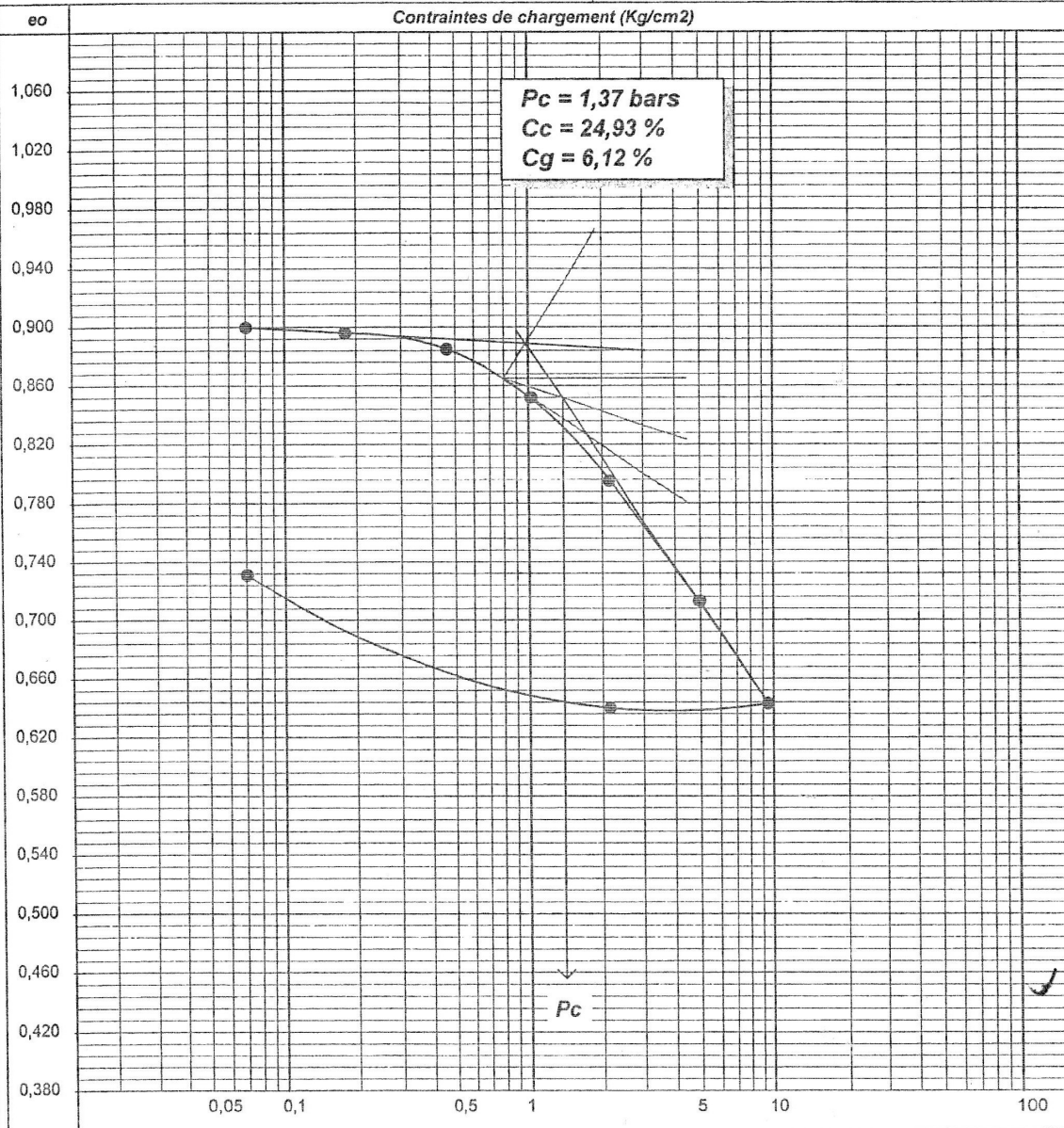


### RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : E/Sol d'un ensemble immobilier en R+7 AVEC 2 SS + 2 ES  
N° Dossier : 31-10-0129  
Lieu : El -achour  
Client :

Réf. Sondage : 02  
Profondeur : 5,60-6,00 m  
Date essais :  
Nature :



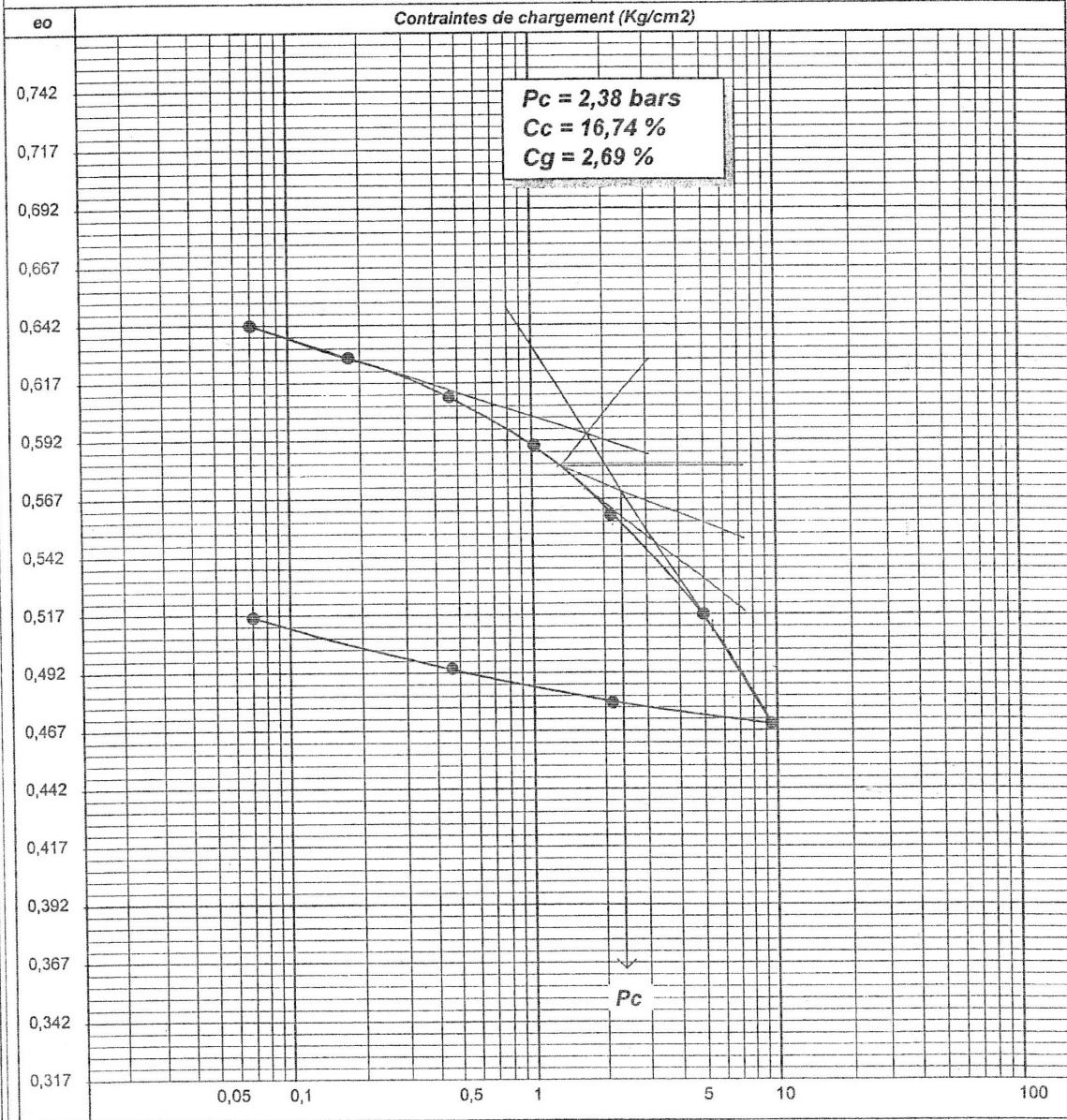


### RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : E/Sol d'un ensemble immobilier en R+7 AVEC 2 SS + 2 ES  
N° Dossier : 31-10-0129  
Lieu : El -achour  
Client :

Réf. Sondage : 02  
Profondeur : 11,05-11,50 m  
Date essais :  
Nature :





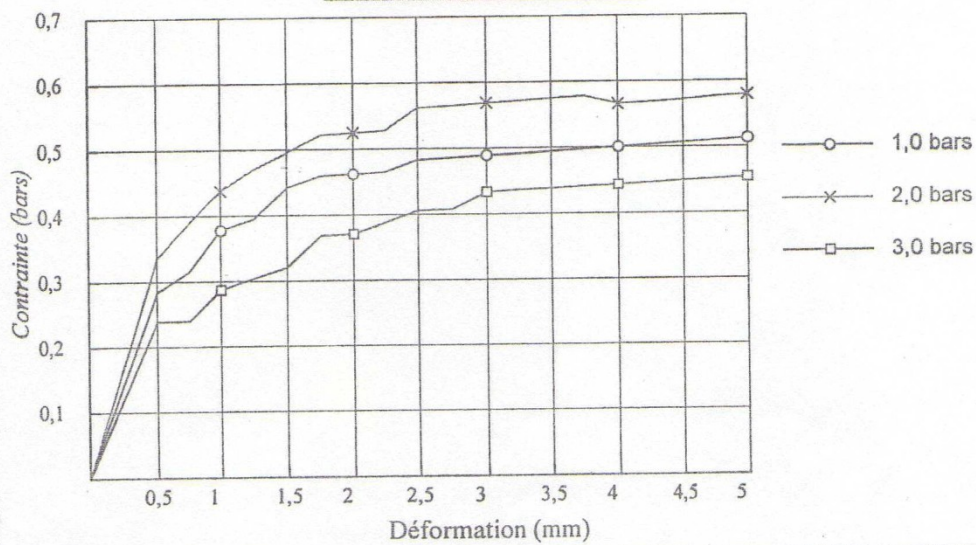
### RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : E/Sol d'un ensemble immobilier  
Dossier N° : 31-10-0129 R+7 AVEC 2 SS + 2 ES  
N° Sond : 01  
Prof : 5.50-6.00 m  
Nature sol :

Type d'essai : UU  
Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn  
Date début essais :  
Date fin essais :

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,33 bars  
Frottement = 6,85 degrés

$\sigma_1 = 1,0$  bars  $\rightarrow \tau_1 = 0,48$   
 $\sigma_2 = 2,0$  bars  $\rightarrow \tau_2 = 0,56$   
 $\sigma_3 = 3,0$  bars  $\rightarrow \tau_3 = 0,43$

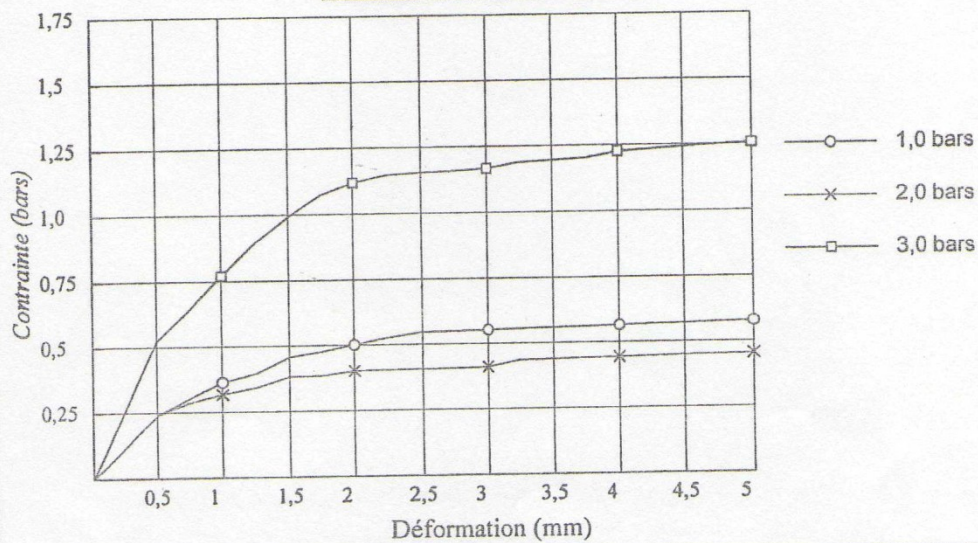


**RAPPORT D'ESSAI**  
**ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994**

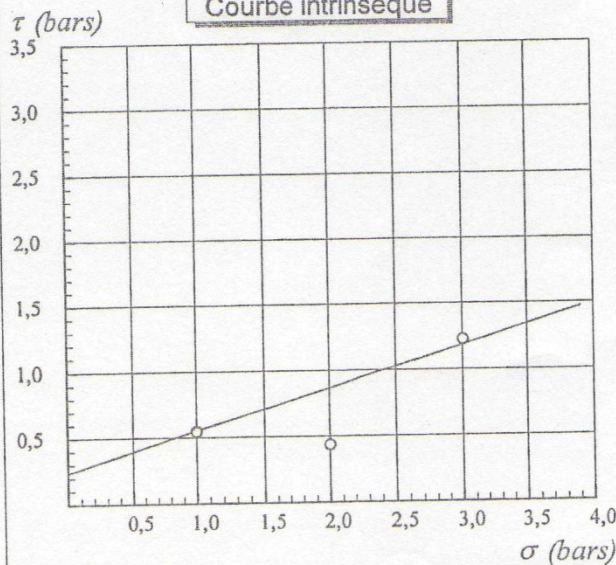
Etude : E/Sol d'un ensemble immobilier  
Dossier N° : 31-10-0129 R+7 AVEC 2 SS + 2 ES  
N° Sond : 01  
Prof : 8.50-9.00 m  
Nature sol :

Type d'essai : UU  
Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn  
Date début essais :  
Date fin essais :

**Contrainte / Déformation**



**Courbe intrinsèque**



Cohésion = 0,24 bars  
Frottement = 17,52 degrés

$\sigma_1 = 1,0$  bars  $\rightarrow \tau_1 = 0,55$   
 $\sigma_2 = 2,0$  bars  $\rightarrow \tau_2 = 0,44$   
 $\sigma_3 = 3,0$  bars  $\rightarrow \tau_3 = 1,23$



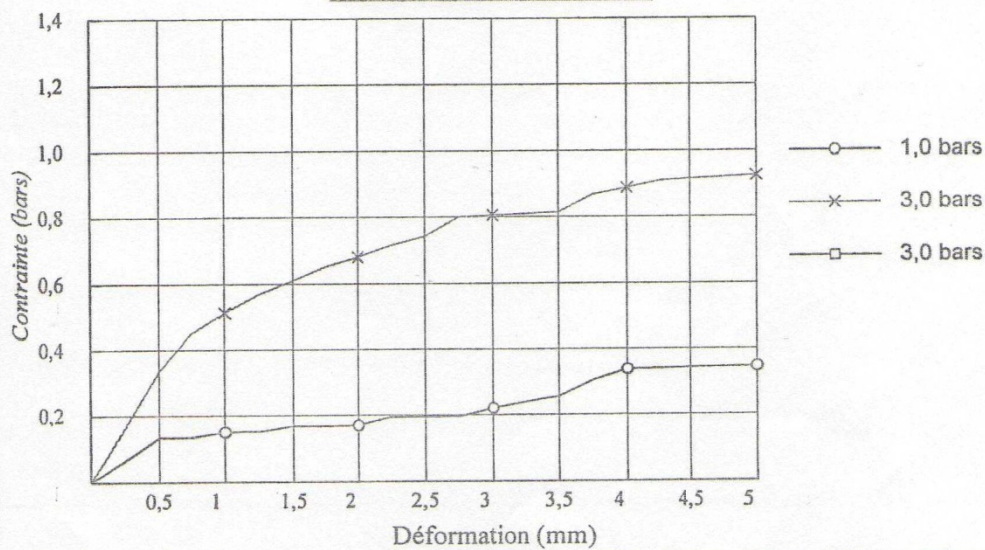
### RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

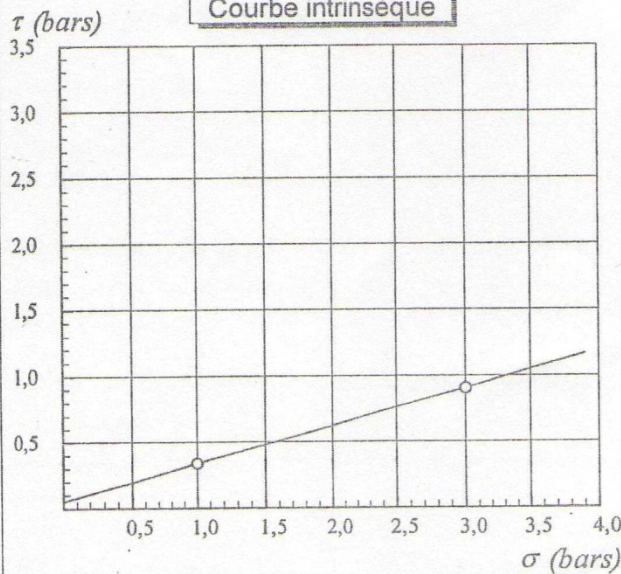
Etude : E/Sol d'un ensemble immobilier  
Dossier N° : 31-10-0129 R+7 AVEC 2 SS + 2 ES  
N° Sond : 02  
Prof : 11.05-11.50 m  
Nature sol :

Type d'essai : UU  
Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn  
Date début essais :  
Date fin essais :

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,05 bars  
Frottement = 15,93 degrés

$\sigma_1 = 1,0$  bars  $\rightarrow \tau_1 = 0,34$   
 $\sigma_2 = 3,0$  bars  $\rightarrow \tau_2 = 0,91$



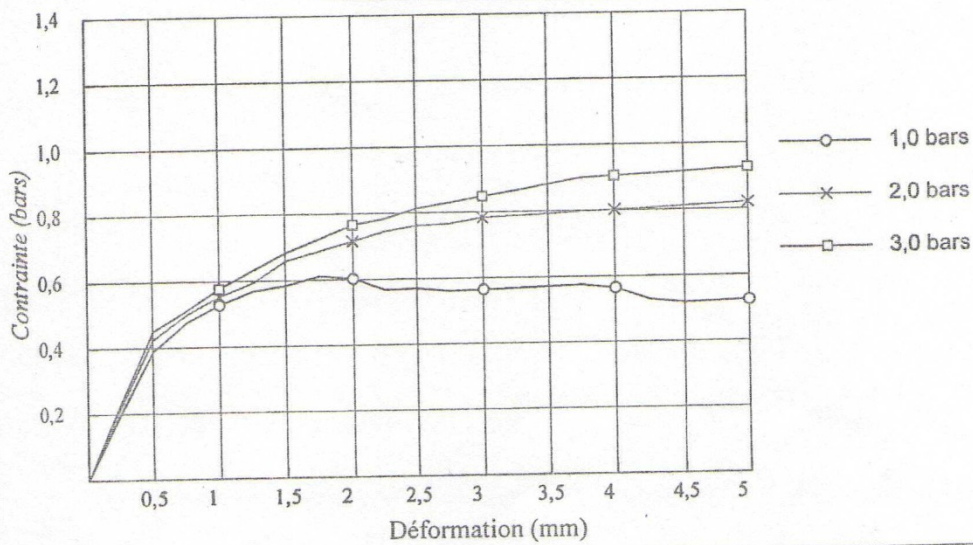
### RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

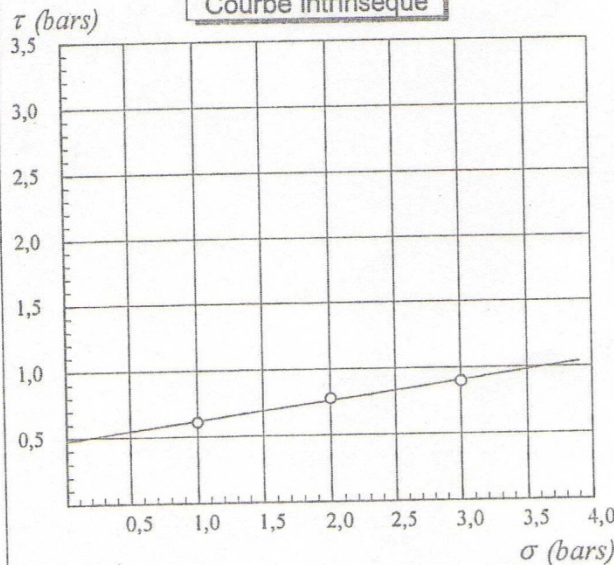
Etude : E/Sol d'un ensemble immobilier  
Dossier N° : 31-10-0129 R+7 AVEC 2 SS + 2 ES  
N° Sond : 01  
Prof : 14.00-14.45 m  
Nature sol :

Type d'essai : UU  
Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn  
Date début essais :  
Date fin essais :

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,48 bars  
Frottement = 8,22 degrés

$\sigma_1 = 1,0$  bars  $\rightarrow \tau_1 = 0,61$   
 $\sigma_2 = 2,0$  bars  $\rightarrow \tau_2 = 0,78$   
 $\sigma_3 = 3,0$  bars  $\rightarrow \tau_3 = 0,90$





# ANNEXE 2

**Tableau 1 : Relative à la densité sèche ( $\gamma_d$ )**

| Densité sèche $\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> ) | Etat du sol |
|--|-------------|
| < 1.60                                       | Peu dense   |
| 1.6 < $\gamma_d$ < 1.8                       | dense       |
| > 1.8  | Très dense  |

**Tableau 2 : Relative aux pourcentages des passants à 80  $\mu$  (D'après le L.C.P.C.)**

| Pourcentage des passants à 80 $\mu$ | Classification  |
|-------------------------------------|-----------------|
| > 50 %                              | Sol fin         |
| < 50 %                              | Sol pulvérulent |

**Tableau 3 : Etat de saturation du matériau (D'après Terzaghi)**

| Valeur du degré de saturation $S_r$ (%) | Classification    |
|---|-------------------|
| 100                                     | Saturé            |
| 76 - 99                                 | Détrempé          |
| 51 - 75                                 | très mouillé      |
| 26 - 50                                 | mouillé           |
| 1 - 25                                  | légèrement humide |
| 0                                       | Sec               |

**Tableau 4 : Classification du taux de gonflement suivant la limite de liquidité (WL) (D'après Snethen et al, 1977)**

| WL (%) | Potentiel de gonflement |
|--------|-------------------------|
| 0-20   | Non gonflant            |
| 20-35  | Faible                  |
| 35-50  | Moyen                   |
| 50-70  | Elevé                   |
| 70-90  | très élevé              |
| >90    | Extrêmement élevé       |

**Tableau 5 : Classification de la fraction du sol constituée d'élément inférieur à 400 $\mu$ m en fonction de l'indice de plasticité**

| Indice de plasticité $I_p$ (%) | Appréciation   |
|--------------------------------|----------------|
| $I_p \leq 12$                  | Non plastique  |
| $12 < I_p \leq 25$             | Peu plastique  |
| $25 < I_p \leq 40$             | Plastique      |
| $I_p > 40$                     | Très plastique |

**Tableau 6: Classification du potentiel de gonflement suivant l'indice de plasticité**

| $I_p$ (%)   | Potentiel de gonflement |
|-------------|-------------------------|
| Faible      | 0 – 10                  |
| Moyen       | 10 – 25                 |
| Elevée      | 25 – 55                 |
| Très élevée | > 55                    |

**Tableau 7: Classification du potentiel de gonflement à partir de la limite de liquidité  $W_L$  et l'indice de plasticité  $I_p$  (D'après Snethen et al, 1977)**

| $W_L$ (%) | $I_p$ (%) | Classification |
|-----------|-----------|----------------|
| 20 – 49   | 15 – 24   | Faible         |
| 50 – 70   | 24 – 46   | Elevée         |
| > 70      | > 46      | Très élevée    |

**Tableau 8: Relatif à la consistance (D'après Atterberg)**

| Valeur de l'indice de consistance $I_c$ | Etat de sol |
|---|-------------|
| $0,00 < I_c < 0,25$                     | Pâteux      |
| $0,25 < I_c < 0,50$                     | Mou         |
| $0,50 < I_c < 0,75$                     | Ferme       |
| $0,50 < I_c < 1,00$                     | Mi-dur      |
| < 100                                   | Consistant  |

**Tableau 9: Relatif à la compressibilité des sols**

| Coefficient de compressibilité $C_c$ (%) | Appréciation   |
|--|----------------|
| 10 – 25                                  | Argile raide   |
| 25 – 80                                  | Argile moyenne |
| 80 - 250                                 | Argile molle   |

**Tableau 10: Relatif au gonflement des sols (D'après Sanglerat)**

| Indice de gonflement $C_g$ | Gonflement   |
|----------------------------|--------------|
| $4 < C_g < 25$             | Sol gonflant |

|               |                  |
|---------------|------------------|
| $2 < C_g < 4$ | Sol peu gonflant |
|---------------|------------------|

**Tableau 11: les facteurs de la capacité portante (D'après Caquot – Kerisel)**

|  | 0   | 5   | 10  | 15  | 20   | 25   | 30   | 35   | 40   | 45    |
|--|-----|-----|-----|-----|------|------|------|------|------|-------|
|  | 0   | 0.2 | 1.0 | 2.3 | 5.0  | 10.4 | 21.8 | 47.9 | 113  | 299   |
|  | 1   | 1.6 | 2.5 | 3.9 | 6.4  | 10.7 | 18.4 | 33.3 | 64.2 | 134.9 |
|  | 5.1 | 6.5 | 8.3 | 11  | 14.8 | 20.7 | 30.1 | 46.1 | 75.3 | 133.9 |

