République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
UNIVERSITE Dr. YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de **Génie Civil**

Mémoire de Fin d'Etude pour l'obtention du diplôme de Master II (LMD)
en Génie Civil
Option : **GEOTECHNIQUE**

THEME

LA THÉORIE PRESSIOMÉTRIQUE DE MÉNARD À L'AUTOFOREUR ET ÉLABORATION D'UN LOGICIEL DE CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Auteurs:

LAIDANI Zine El Abidine

BENHALFA Oussama

Directeur :

Dr.ABED.Y

Promotion 2014 / 2015

Remerciements

Au terme de ce travail :

Nous tenons à remercier tout d'abord ***Allah*** *le tous puissant et maître de l'univers qui nous a donné la force nécessaire, la forte volonté et la patience afin d'accomplir ce travail.*

Nous tenons à remercions également notre promoteur Monsieur ***Dr.ABED.Y*** *pour l'aide qu'il nous à apporté, pour sa disponibilité, ainsi pour ces précieux conseils son encouragement et sa patience.*

Nous tient à remercier sincèrement Monsieur ***Dr. AMAR BOUZID.Dj,*** *pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'il a bien voulu me consacrer.*

Nous tenons à exprimer nos gratitudes à nos enseignants du département génie civil de l'université de Médéa.

Enfin nous adressons nos reconnaissances à tous ceux qui nous ont aidés de prés ou de loin.

MEDEA, Juin 2015

Avant propos :

Je dédie ce modeste travail à :

Ma mère, mon père les deux étoiles de ma vie.

Mes chères sœurs.*

Mon cher frère.

Mon neveu Mohamed Akram.

À toute ma famille.

À tous mes amis.

Zine El Abidine

Je dédie ce modeste travail à :

Aux prunelles de mes yeux : ma mère, mon père.

Mes chères sœurs.

Mes chers frères.

A ma nièce Aridj.

À toute ma famille.

À tous mes amis.

Oussama

Résumé :

Ce mémoire de fin d'étude a été consacré à l'essai pressiométrique « La théorie pressiométrique : de Menard à l'autoforeur et élaboration d'un logiciel » il est subdivisé en quatre parties :

La première partie de notre projet concerne l'utilité de l'essai pressiométrique.

La deuxième partie est réservée à la théorie pressiométrique.

La troisième partie est réservée au dimensionnement de fondations superficielles et profondes à partir des résultats pressiométrique.

La quatrième et dernière partie est consacrée à l'élaboration d'un logiciel de calcul, qui est un programme en Delphi nommé « Found-Cal-PMT ».

Abstract:

This final project study was devoted to Pressuremeter test « Pressuremeter theory: of *Menard* to the selfboring Pressurmeter and elaboration of calculation software » it is subdivided into four parts:

The first part of our project concerns the Pressuremeter using in geothéchnique.

The second part concerns the Pressuremeter theory.

The third part is reserved for calculating the bearing of shallow or deep foundation.

The fourth and final part is devoted to the development of calculation software, which is a program in Delphi called "Found-Cal PMT".

ملخص :

يتمثل هذا العمل في انجاز مذكرة نهاية الدراسة وقد تناولت اختبار مقياس الضغط :" نظرية مقياس الضغط: 'مينار' للحفر الذاتي وتطوير برنامج" وهو ينقسم الى اربعة اجزاء:

الجزء ا ول من مشروعنا يتعلق بالفائدة من اختبار قياس الضغط

الجزء الثاني مخصص لنظرية اختبار جهاز قياس الضغط

الجزء الثلث يعنى بتحجيم ا ساسات السطحية والعميقة انطلاقا من اختبار جهاز قياس الضغط

و يخصص الجزء الرابع الى تطوير برنامج حسابي تمت برمجته بواسطة DELPHI سمي Found Cal PMT

Sommaire

Listes des figures: ..... *I*

Listes des tableaux : ..... *IV*

Chaptre I: Introduction générale

Introduction générale : 1

Chaptre II: L'utilité de pressiomètre en géotechnique

1- Introduction : 3

2- Principe de l'essai Pressiométrique : 3

3- Types et groupement du pressiomètre : 4

3.1- Pressiomètre avec forage préalable (PFP) : 4

3.1.1- Conception : 4

3.1.2- Modèles d'appareils : 7

3.1.4- L'inconvénient de ce type d'appareils : 17

3.2- Pressiomètre auto-foreur (PAF) : 18

3.2.1- Conception : 18

3.2.2- Modèles d'appareils: 19

3.2.3- Inconvénient : 21

3.3- Pressiomètre à enfoncer (PMF) : 21

3.3.1- Conception : 21

3.3.2- Modèles d'appareils : 22

3.3.3- Inconvénient : 22

3.4- Autres types de pressiomètres : 22

4- Mode opératoire (Pressiomètre avec forage préalable (PFP)) : 27

4.1.1- Considérations sur la mise en place des sondes et la qualité des forages selon le terraine a étudié : 30

5- Présentation des résultats : 35

5.1- Courbe pressiométrique : 35

5.2- Corrections diverses : 37

5.3- Caractéristiques pressiométrique : 41

5.3.1- Détermination du module pressiométrique Ménard E_M : 41

5.3.2- Détermination de la pression de fluage P_f : 42

5.3.3- Détermination de la pression limite P_l : 42

5.4- Profile pressiométrique: 42
5.5- Courbe pressiométrique pour un PAF: 43
6- Autre application du Pressiomètre : 44
6.1- Classification selon P_l et E_M: 44
6.2- Relation entre le module pressiométrique E_m et le module œdométrique : 45
6.3- Classification de sol d'après pressions limites P_l : 45
6.4- Détermination de la résistance au cisaillement des sols à l'aide du pressiomètre : 46
7- Avantage et inconvenant : 47
7.1- Avantage : 47
7.2- Inconvénients : 47
8- Conclusion : 48

Chaptre III: La théorie pressiométrique

1- Introduction : 49
2- Analyse de la courbe pressiométrique : 49
3- Étude de la phase élastique : 50
3.1- Théorie générale : 50
3.2- Pression de fluage et coefficient de fluage : 57
4- Étude de la phase plastique dans l'hypothèse de déformation à volume constant : 65
4.1- Théorie générale : 65
4.2- Etude du déviateur sur la paroi du forage : 65
4.3- Equation de la courbe pressiométrique et pression limite 69
4.4- Cas général d'un terrain doué de cohésion et de frottement : 69
5- Étude de la phase plastique dans l'hypothèse de déformation avec variation de volume : 71
5.1- Théorie générale : 71
5.2- Cas d'une argile purement cohérente: 75
5.3- Cas d'un sable purement frottant 76
6- Conclusion : 78

Chaptre IV: Le pressiomètre dans le dimensionnement des fondations superficielles et profondes

1- Introduction : 79
2- Généralités sur les fondations : 79
3- Fondations superficielles et fondations profondes : 80
4- Notion de la capacité portante des sols : 81

5- Les règles actuelles :.....83
6- Fondations superficielles :.....83
6.1- Type de fondation superficiel :.....83
6.2- Evaluation de la capacité portante par la méthode pressiométrique :.....84
6.2.1- Cas d'un terrain homogène :.....84
6.2.2- Cas d'un terrain hétérogène :.....87
6.3- Tassement des fondations superficielles :.....90
6.4.1- Notion de tassement des fondations :.....90
6.4.2- Evaluation du tassement à partir l'essai pressiométrique :.....90
7- Fondations profondes :.....93
7.1- Définition d'un pieu :.....94
7.2- Classification des pieux :.....94
7.3- Capacité portante verticale d'un pieux isolé :.....94
7.4- Evaluation de la capacité portante d'un pieu isolé par la méthode pressiométrique :.....95
7.4.1- L'effort limite Q_p en pointe :.....95
7.4.2- Frottement latéral Q_s.....98
7.5- Tassement d'un pieux isolé :.....99
8- Conclusion :.....100

Chaptre V: Elaboration d'un logiciel du calcul de la portance des fondations superficielles partir de l'essai PMT

1- Introduction :.....101
2- Présentation du langage de programmation utilisé :.....101
3- L'environnement de développement Delphi (EDI):.....102
3.1- La barre de titre :.....102
3.2- La barre de menu :.....102
3.3- La barre d'outils :.....104
3.4- La palette des composantes :.....104
3.5- L'inspecteur d'objets :.....105
3.6- Le concepteur de fiche :.....107
3.7- Le concepteur de texte :.....107
a- L'éditeur de code :.....107
b- L'explorateur de code :.....108
3.8- L'arborescence des objets :.....109
4- L'utilitaire de calcule « Found-Cal-PMT » :.....109

4.1- Introduction : 109
4.2- Propriété de « Found-Cal-PMT »: 110
4.2.1- La fenêtre « Nouveau projet » : 110
4.2.2- La fenêtre « Caractéristiques géotechniques et géométriques » : 112
4.2.3- La fenêtre « Données pressiométriques » : 114
4.2.4- La fenêtre « Caractéristiques géotechniques et géométriques » : 115
4.2.5- La fenêtre «rapport de l'essai pressiométrique» : 116
5- Validation du programme : 119
5.1- Données d'exemple : 119
5.1.1- Calcul manuel : 119
5.1.2- Calcul par logiciel « Found Cal PMT » : 122
5.1.3- Comparaison entre profiles pressiométriques : 123
6- Conclusion : 124

chaptre VI: Application des cas pratiques et étude paramétrique

1- Introduction : 125
2- Les applications : 125
3- Etude paramétrique : 131
3.1- Influence de la pression limite nette équivalente sur les capacités portantes 131
3.2- Influence de nature des sols sur les capacités portantes 132
4- Conclusion : 133

chaptre VII: Conclusion générale

Conclusion générale : 134

Liste des figures :

Figure II.1 : *Principe de pressiomètre.* 4
Figure II.2 : *C.P.V.* 5
Figure II.3*: Pressiomètre type A.* 7
Figure II.4 *: Pressiomètre type B.* 8
Figure II.5*: Pressiomètre type C.* 9
Figure II.6 *: Pressiomètre type D 1958 et D a deux volumétre.* 9
Figure II.7 *: Pressiomètre type E.* 10
Figure II.8 *: Sonde type E.* 11
Figure II.9 *: Pressiomètre type F (contrôleur pression-volume).* 12
Figure II.10 : *Deux types de sondes développer par Louis Menard.* 13
Figure II.11 *: Détail de l'extrémité de la cellule de mesure type G.* 14
Figure II.12 *: Pressiomètre type GB 1973.* 14
Figure II.13 *: Pressiomètre type GC-GA.* 15
Figure II.14*: SPAD 1992.* 16
Figure II.15*: PAC 1985.* 16
Figure II.16 : *Les composantes de la sonde autoforeuse.* 18
Figure II.17 : *PAF 1976.* 19
Figure II.18 : *Sonde CSBP.* 20
Figure II.19 :*P.M.F.* 21
Figure II.20 : *Mini-Pressiomètre.* 23
Figure II.21 : *Pressiomètre inversé dynamique.* 24
Figure II.22 : *La sonde rétro-jet Ménard.* 25
Figure II.23 : *Pressiomètre de WSBP.* 27
Figure II.24 *: schéma de principe de l'essai pressiométrique* 30
Figure II.25 : *feuille d'essai.* 36
Figure II.26 : *Courbe Pressiométrique brute.* 37
Figure II.27*: Correction de hauteur piézométrique.* 38
Figure II.28 *: Correction d'inertie.* 39
Figure II.29 : *Double tube compensé.* 41

Figure II.30 :*Courbe pressiométrique corigé* 41

Figure II.31 : *Profile pressiométrique.* 43

Figure II.32 : *Courbe pressiométrique PAF.* 44

Figure III.1 : *les domaines de déformation.* 50

Figure III.2 : *Equilibre d'un élément de couronne cylindrique autour de la sonde.* 51

Figure III.3 : *Phase élastique.* 55

Figure III.4 : *Détermination du module de déformation.* 56

Figure III.5 : *Courbe du intrinsèque d'un sol.* 58

Figure III.6 : *Evolution des déformations en fonction du temps.* 60

Figure III.7 : *Détermination du coefficient de fluage.* 61

Figure III.8 : *Couronne cylindrique.* 63

Figure III.9 : *Zones plastiques et élastiques dans l'essai pressiométrique.* 66

Figure III.10 : *Evolution du volume d'un échantillon en fonction de la contrainte moyenne.* 72

Figure III.11 : *Etats du sol autour d'un pressiomètre.* 73

Figure III.12 : *Evolution des courbes pressiométrique en terrain cohérent en fonction de la compressibilité.* 76

Figure III.13 : *Evolution des courbes pressiométriques en terrain pulvérulent en fonction de la compressibilité.* 78

Figure IV.1 : *Etats du sol sous une fondation.* 80

Figure IV.2 : *Schéma de rupture sous une semelle chargée.* 81

Figure IV.3 : *Déférents types de fondation superficielle* 84

Figure IV.4:*Facteur de portance dans la méthode pressiométrique* 87

Figure IV.5 : *décomposition du terrain pour le calcul des modules équivalents.* 92

Figure IV.6 : *Schéma d'un pieu.* 94

Figure IV.7: *Schéma d'équilibre du pieu sous un effort vertical.* 95

Figure IV.8 : *Schéma de calcul de la pression limite équivalente* 96

Figure IV.9: *Contrainte de frottement latéral limite q_s en fonction de* 99

Figure V.1 : *L'interface Delphi XE7.* 102

Figure V.2 : *La barre de titre.* 102

Figure V.3 : *La barre de menu.* 103

Figure V.4 : *La barre d'outils.* 104

Figure V.5 : *La palette des composantes.* 104
Figure V.6 : *Le volet Propriétés.* 106
Figure V.7 : *Le volet Evénement.* 106
Figure V.8 : *Le concepteur de fiche.* 107
Figure V.9 : *L'éditeur de code.* 108
Figure V.10 : *L'explorateur de code.* 108
Figure V.11 : *L'arborescence des objets.* 109
Figure V.12 : *La fenêtre « Nouveau projet ».* 110
Figure V.13: *La barre de titre.* 110
Figure V.14: *La barre de menu* 111
Figure V.15 *: Groupe « Fiche Technique ».* 111
Figure V.16*: La liste déroulante « Fiche Technique ».* 111
Figure V.17*: La barre d'état.* 112
Figure V.18: *La fenêtre « Caractéristiques géotechniques et géométriques ».* 112
Figure V.19 : *La fenêtre « Caractéristiques géotechniques et géométriques ».* 113
Figure V.20*: Tableau des caractéristiques géotechniques du sol.* 113
Figure V.21: *La fenêtre «Données pressiométriques* **».** 114
Figure V.22 : *Tableau des données pressiométriques.* 114
Figure V.23: *La fenêtre «profile pressiométriques».* 115
Figure V.24: *La fenêtre «Rapport de l'essai pressiométrique ».* 116
Figure V.25: *Rapport de l'essai pressiométrique « forme PDF ».* 118
Figure VI.1: *Linfluance de la pression limite nette équivalente sur la capacité portante*..... 131
Figure VI.2: *Linfluance de la capacité portanteen fonction de la nature des sols* .. 132

Liste des tableaux :

Tableau II.1 : *Les codes et les diamètres des déférentes sondes existent 17*

Tableau II.2 : *Méthode de réalisation des forages pressiométrique. 34*

Tableau II.3 : *Longueur maximale des forages fait avant l'essai. 35*

Tableau II.4*: Classification selon le rapport (E_M/P_l). 44*

Tableau II.5*: coefficient de structure* ***α*** *en fonction du type de sol et du rapport E_M/P_l 45*

Tableau II.6*: Classification des sols d'après P_l. 45*

Tableau IV.1 : *Capacité portante admissible des sols. 82*

Tableau IV.2 *: Classification du sol. 86*

Tableau IV.3 *: valeurs des coefficients de forme. 91*

Tableau IV.4 : *Valeurs du facteur de portance pressiométrique pour un pieu 97*

Tableau IV.5 : *Frottement latéral limite. 98*

Tableau V.1 : *la structure des menus de Delphi. 103*

Tableau V.2 : *les sorties princilaes 117*

Chapitre I

Introduction générale

Introduction générale :

La géotechnique est le domaine d'étude des propriétés physiques, mécaniques et hydrauliques des sols et des roches et de leurs applications en constructions civiles. Bien que reposant sur une base théorique commune à d'autres champs d'application de génie comme la résistance des matériaux. La géotechnique est un domaine essentiellement empirique que l'on pourrait presque considérer comme un art si on la comparait aux autres branches de génie civil. Cette caractéristique tien en grande partie à la nature même des matériaux que sont le sol et la roche. Les propriétés de ces matériaux peuvent varier considérablement même lorsque ceux-ci sont distants de quelques millimètres. En d'autres termes, le sol est un matériau hétérogène, par opposition à un matériau homogène, c'est-à-dire que ses propriétés peuvent varier à l'intérieur d'une même masse de sol.

Son comportement évolue dans le temps et dépend de l'ouvrage qui le sollicite (bâtiments, ponts, pylônes, barrages, tunnels...). La modélisation des sols fait appel à la théorie complexe de la mécanique des milieux continus et plus spécifiquement la mécanique des sols.

L'interaction sol-structure est un problème de conception posé dans tout projet de construction, donc le géotechnicien doit pouvoir analyser correctement le sol et la roche avant de concevoir une fondation ou une structure qui tiennent compte des contraintes économiques et répondent aux normes de sécurité c'est-à-dire les pressions transmises au sol doivent être en deçà de sa capacité portante et les déformations correspondantes doivent en outre être admissibles pour la structure de l'ouvrage.

Pour bien comprendre et analyser le comportement de ces sols il faut d'abord étudier leurs natures, leurs compositions et l'organisation de leurs particules. Cette analyse peut s'effectuer soit avec des essais in situ, soit avec des essais de laboratoire, soit avec les deux types d'essais, ces derniers forment un tout qu'il importe à l'ingénieur de maitriser. Et combien des fois la complémentarité de ces essais s'est avérée fructueuse.

Les essais sur terrain représentant un thème de recherche d'actualité et un sujet de débat scientifique riche entre les mécaniciens du sol. Comme prévu de cela, la multitude des congrès scientifique et symposiums traitant de ce thème. Dans ce contexte notre projet de fin d'étude traite un essai indispensable pour accomplir la reconnaissance géotechnique « Essai pressiométrique ».

Pour atteindre l'objectif visé, le plan de notre travail est scinde en cinq volets, plus d'une introduction et une conclusion :

Le premier volet concerne à illustrer l'utilité de pressiomètre en géotechnique.

Le deuxième volet comporte la théorie pressiométrique d'une façon approfondie.

Le troisième volet est réservé à l'analyse de la capacité portante et du tassement des semelles superficielles et semelles profondes par l'essai pressiométrique.

Le quatrième volet est consacré à l'élaboration d'un utilitaire de dépouillement des résultats pressiométrique, c'est un programme en Delphi nommé «*Found-Cal-PMT*».

Le cinquième volet contient des applications à des cas pratiques en utilisant notre logiciel «*Found-Cal-PMT*».

Chapitre II

L’utilité de pressiomètre en géotechnique

1- Introduction :

L'idée de profiter d'un forage pour étudier in situ le comportement mécanique du sol est déjà relativement ancien, puisque vers les années *1930*, l'ingénieur Allemand *Kœgler* avait déjà imaginé un dispositif permettant de réaliser un essai de chargement latéral dans un forage.

Mais c'est à *Louis Ménard*, Ingénieur Civil des Ponts et Chaussées, Master de Sciences de l'université de Illinois que l'on doit, à partir de *1957*, la mise au point définitive et la diffusion à l'échelle française d'abord, à l'échelle internationale ensuite, de l'appareil connu actuellement sous le nom de pressiomètre, et dont le développement depuis lors a pris une ampleur d'autant plus considérable que l'essai pressiométrique représente une forme particulièrement évoluée de l'essai in situ puisqu'il permet d'établir une relation entre contrainte et déformation.

Par la suite, *Baguelin* et *Jézéquel* (*1967*) ont mis au point le pressiomètre autoforeur (PAF) qui permet la réalisation d'un forage intact avant de faire l'essai pressiométrique, ce qui ouvre des perspectives intéressantes pour l'étude du comportement du sol, notamment dans les milieux marins.

Ces dernières années, des progrès importants sont apparus, d'une part sur des développements théoriques (modèles de comportement) et numériques (méthodes des éléments finis) qui permettent de mieux simuler le comportement des sols, d'autre part sur la métrologie permettant la mise au point d'appareils de mesures de plus en plus fiables et précis. La conjonction de ces deux progrès nous a paru pouvoir faire progresser la reconnaissance des sols à partir de l'essai pressiométrique.

On se propose dans ce qui suit d'exposer le pressiomètre, son utilité et son mode opératoire selon les normes Françaises.

2- Principe de l'essai Pressiométrique :

L'essai pressiométrique consiste à mesurer la pression requise pour provoquer la dilatation d'une sonde cylindrique à l'intérieur d'un trou de forage. Comme la sonde et confinée latéralement, l'essai fait appel aux mécanismes de résistance du sol en présence de contraintes horizontales résultant habituellement de l'application d'une charge verticale. Puisque ces principes correspondant aux mécanismes réels de cheminement des contraintes dans les sols. Les résultats de l'essai pressiométrique peuvent être utiles pour le dimensionnement des fondations et le calcul des tassements. [24]

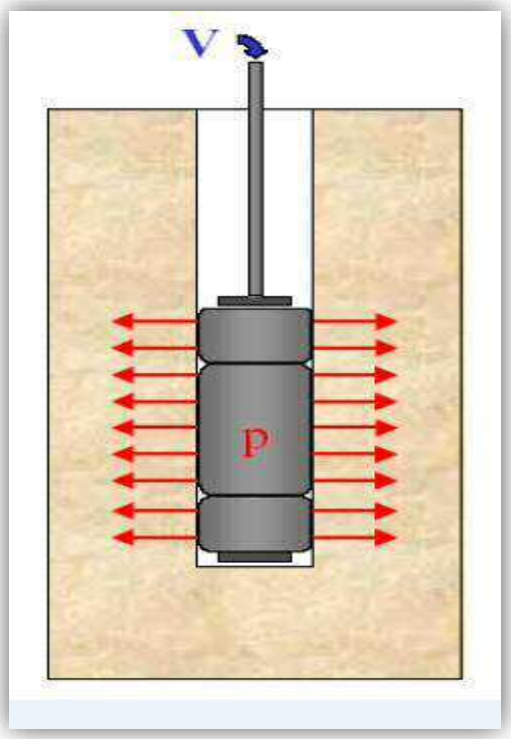


Figure II.1 : *Principe de pressiomètre.*

3- *Types et groupement du pressiomètre :*

Il existe trois catégories de pressiomètre reposant sur leur méthode de mise en œuvre :

3.1- *Pressiomètre avec forage préalable (PFP) :*

Cette famille fait l'appelle au mécanisme de la réalisation des préforages à fin de pouvoir effectuer l'essai.

Le forage doit être réalisé à l'aide d'outils de forage adaptés au cas par cas au terrain rencontré, conformément aux prescriptions de la norme, afin que :

- Le trou de forage soit correctement calibré au diamètre de la sonde pressiométrique, soit approximativement 60 mm ;
- Le sol au bord du trou ne soit pas complètement déstructuré par l'outil et le fluide de forage.

3.1.1-*Conception :*

Il convient de distinguer dans un pressiomètre trois éléments :

a. Le contrôleur pression volume ou C.P.V.
b. La sonde de mesure ;
c. Les tubulures de connexion. [9]

a. *Le contrôleur pression volume ou C.P.V :*

C'est le dispositif qui permet de dilater la sonde et de mesurer les pressions et les volumes d'eau injectés. Il est placé à la surface du sol auprès du forage pressiométrique et se compose d'un boîtier, posé sur un trépied. Il comprend une réserve de gaz sous pression (air ou azote) qui, après détente par un manodétendeur, pousse sur une colonne d'eau vers la cellule de mesure par l'intermédiaire des tubulures de liaison.

La mesure de la pression est effectuée à l'aide d'un manomètre (ou d'une batterie de manomètres de différentes capacités). La mesure du volume est obtenue par la lecture de l'abaissement du niveau de la colonne d'eau devant un indicateur gradué au centimètre cube près, appelé volumétre.

Certains CPV peuvent être équipés de dispositifs d'enregistrement automatique des paramètres d'essais et de stockage des données pour interprétation ultérieure. Ces enregistreurs, dont l'usage est recommandé, sont également équipés d'une petite imprimante qui permet, sur site, de visualiser certains résultats d'essai. [1]

Remarque :

Le gaz utilisé est en général du gaz carbonique, mais ce dernier est soluble dans l'eau sous fortes pressions. C'est pourquoi dans les terrains résistants où l'on doit opérer sous des pressions supérieures à *2,5* MPa, il faut remplacer le gaz carbonique par de l'air comprimé ou mieux par de l'azote insoluble dans l'eau. [9]



Figure II.2 : *C.P.V.*

b. *La sonde pressiométrique:*

La principale particularité des sondes pressiométriques est de comporter trois cellules :

- Une cellule de mesure centrale (généralement : diamètre*5* cm, hauteur *22* cm) constituée par un tube métallique revêtu d'une membrane en caoutchouc ;
- Deux cellules de garde de même conception disposées de part et d'autre de la cellule centrale ;
- Des tubulures en cuivre (une par cellule de garde, deux pour la cellule centrale) permettant l'admission du gaz et de l'eau.

La sonde était revêtue d'une protection unique en caoutchouc renforcé de façon à éviter les perforations de membrane au contact d'éléments durs dans le sol.

L'intérêt des cellules de garde est d'assurer une répartition rigoureusement cylindrique des contraintes et des déformations au niveau de la cellule de mesure et de neutraliser ainsi les perturbations d'extrémité. Seule, la cellule centrale, organe de mesure, était gonflée à l'eau, les cellules de garde étant simplement gonflées à l'air, tout au moins pour des essais effectués à des profondeurs inférieures à *15,00* m. Pour des profondeurs supérieures, il était recommandé de gonfler également à l'eau les cellules de garde, de façon à annuler la différence de pression en cellules due à la pression hydrostatique interne. [9]

c. *Les tubulures de connexion :*

Qui permettent d'établir les circuits de fluide (gaz et liquide) entre le contrôleur pression-volume au niveau du sol et la sonde de mesure dans le forage, sont constituées de deux tubulures coaxiales en rilsan, la tubulure extérieure présentant un diamètre intérieur de *7* mm et un diamètre extérieur de *10* mm, et la tubulure intérieure également en rilsan dont le diamètre intérieur est de *4* mm, et le diamètre extérieur de *6*mm La tubulure extérieure est reliée aux cellules de garde de la sonde pressiométrique (gaz) et la tubulure intérieure est reliée à la partie centrale de la cellule de mesure (eau). Ce montage coaxial permet d'éviter, ou tout au moins de limiter, la dilatation de la tubulure intérieure sous l'effet de la pression, puisque, ainsi que nous le verrons plus loin, cette tubulure est soumise à une pression extérieure (gaz) plus faible certes, mais néanmoins voisine de la pression intérieure d'eau (l'écart étant de *0,08* à *0,15* MPa).

Tant que la pression reste inférieure à *2,5* MPa, aucune correction de dilatation de tubulure n'est donc à faire, contrairement à ce qui se produisait sur les anciens pressiomètre ou les tubulures de gaz et les tubulures d'eau étaient séparées. [9]

3.1.2-Modèles d'appareils :

Au fil des années, plusieurs générations d'appareils ont vu le jour, et nous en sommes actuellement à la 7^{emme} génération. Les principes en sont restés immuables, mais de nombreux perfectionnements ont été apportés qui permettent avec le pressiomètre actuel, d'atteindre les pressions de *10* MPa, alors qu'à l'origine les premiers appareils étaient limités à *1* MPa. [9]

a. Pressiomètre type A (1955) :

Le prototype A, celui du brevet, est schématise sur la ***Figure II.3***. II comportait deux pompes et deux voltmètres car les cellules de garde étaient gonflées à l'eau, et il nécessitait un forage de*140* mm de diamètre. [14]

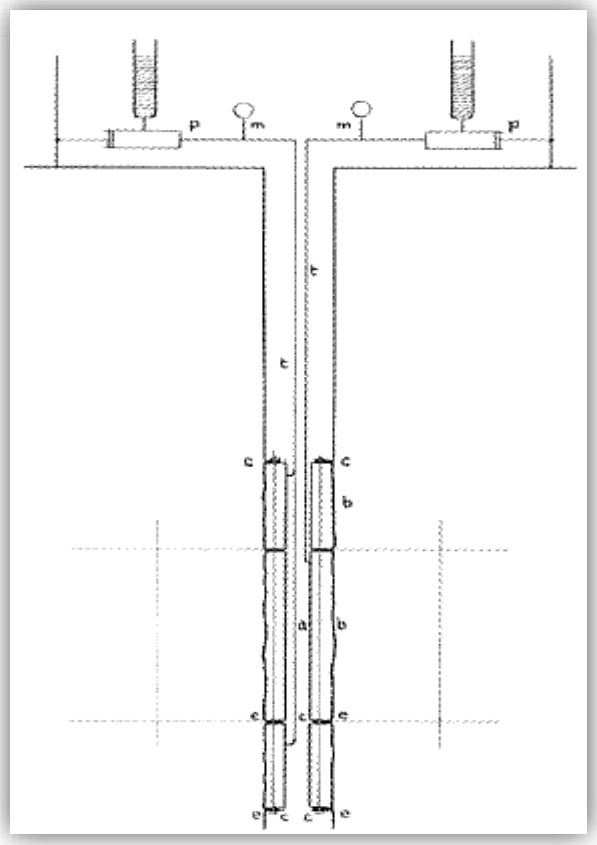


***Figure II.3**: Pressiomètre type A.*

b. Pressiomètre type B (1956) :

Le prototype B constituait une amélioration du précédent puisqu'il ne comportait qu'un seul volumètre fixé dans le prolongement du tube métallique à la base duquel se trouvait la sonde pressiométrique (***Figure II.4***). Ce nouveau prototype ne nécessitait plus que des forages de l'ordre de *50* mm de diamètre environ, mais il restait relativement peu maniable.[14]

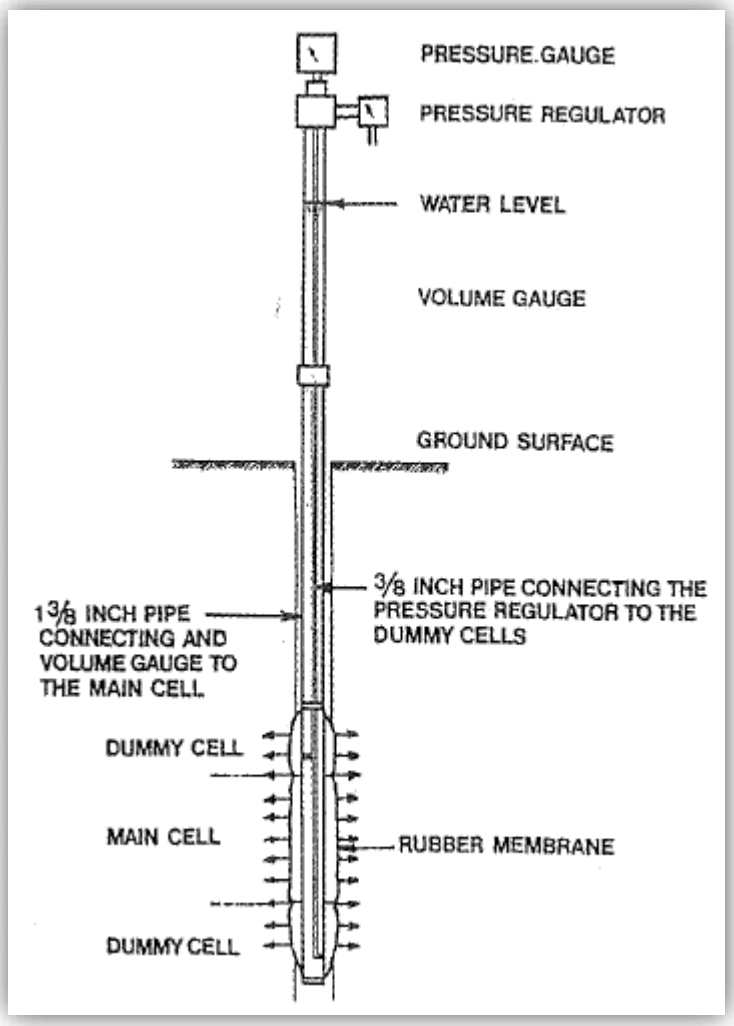


Figure II.4 *: Pressiomètre type B.*

c. *Pressiomètre type C (1957) :*

Le pressiomètre de type C (***Figure II.5***), mis en service en *1957*, beaucoup plus léger et maniable, n'a toutefois pas eu une longue existence, car très rapidement les utilisateurs se sont aperçus que les embouts en aluminium du volumètre étaient relativement poreux. C'est pourquoi, dès*1958*, fut lancée la série des pressiomètres de type D (***Figure II.6***).

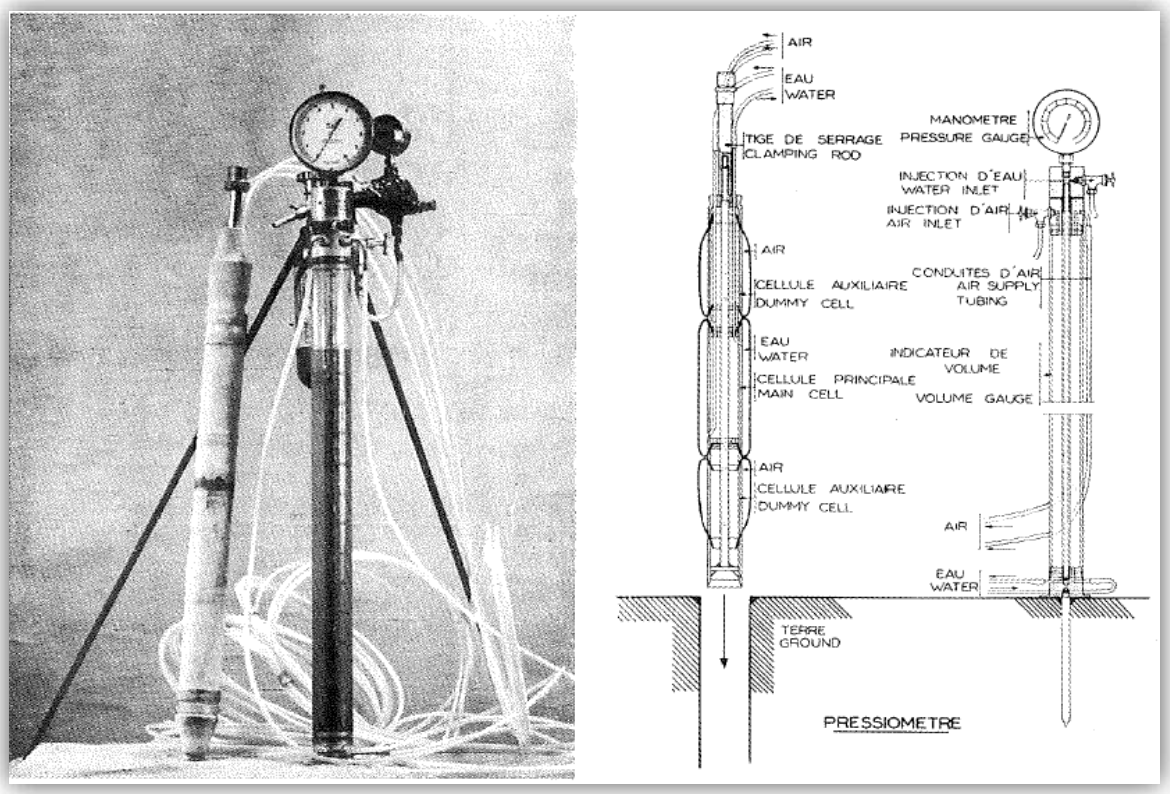


Figure II.5 *: Pressiomètre type C.*

d. Pressiomètre type D (1958) :

Ces appareils permettaient d'atteindre des profondeurs d'environ *12*mètres et des pressions de *1* MPa. Dans la même série, une variante à deux volumétre a été mise en service en *1959* mais elle n'a pas eu un grand développement (***Figure II.6***).

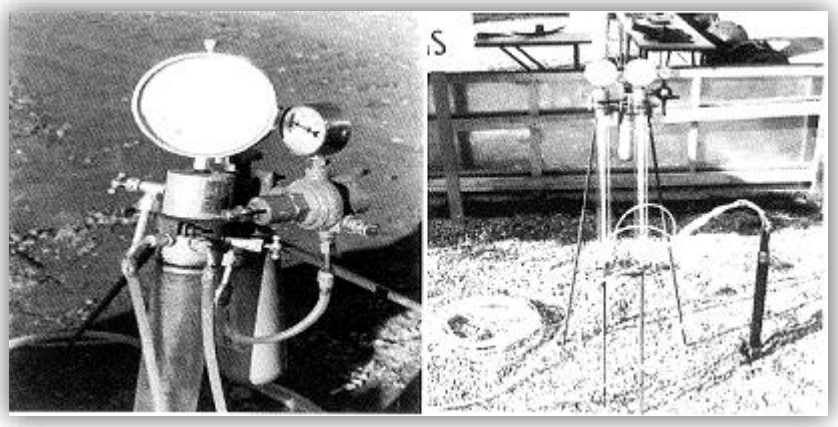


Figure II.6 *: Pressiomètre type D 1958 et D a deux volumétre.*

Remarque :

Les premières générations véritablement opérationnelles sont celles des types C et D munis de volumètres en matière translucide et à lecture directe.

e. *Pressiomètre type E (1960) :*

En *1960*, Louis Ménard a mis au point une nouvelle génération, le type E (***Figure II.7***), qui conservait toutes les améliorations du type D mais qui, grâce au renforcement de certains éléments en particulier la conception du volumètre en acier avec un tube de lecture latéral, permettait d'atteindre des pressions de *2,5* MPa avec une précision de lecture de *1/100*cm^3.

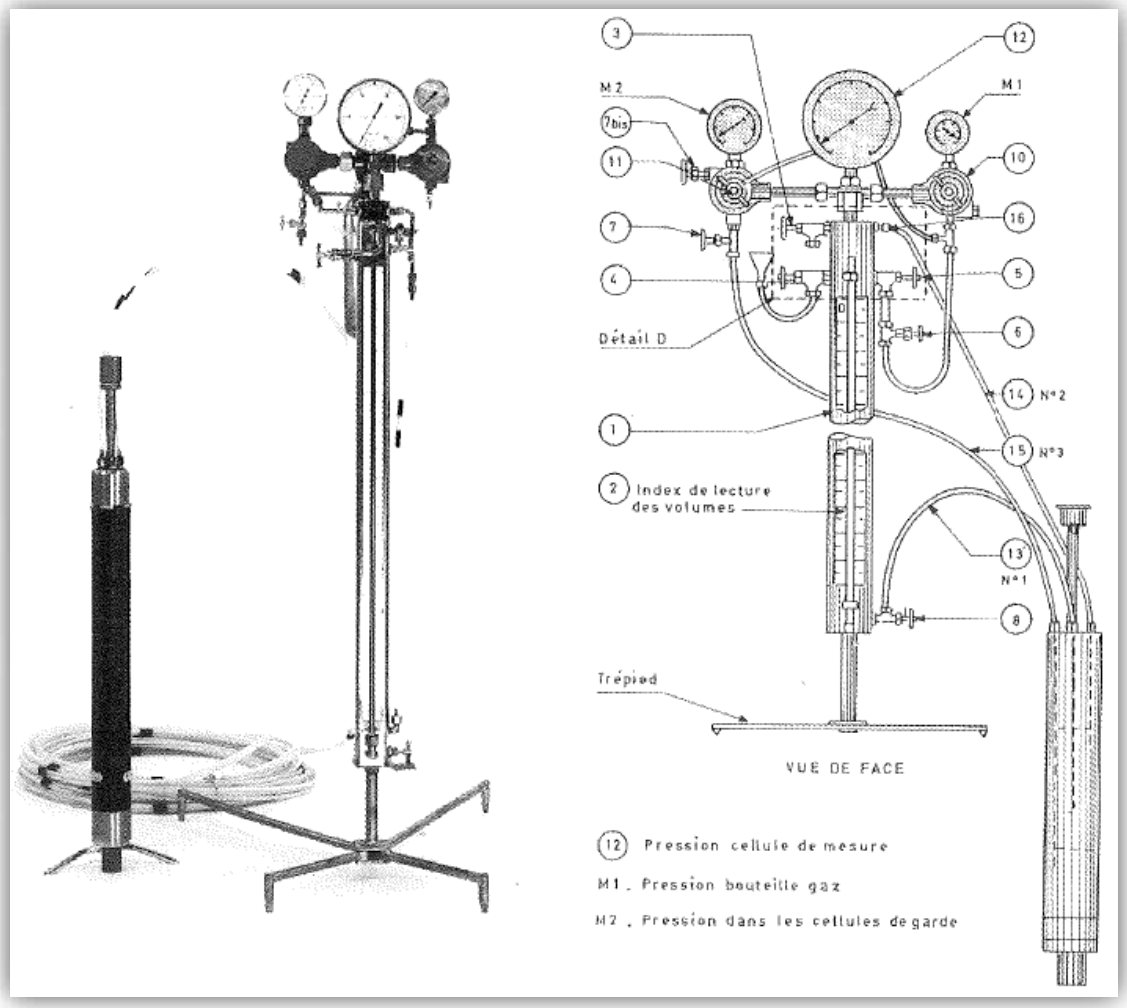


Figure II.7 *: Pressiomètre type E.*

Dans le courant de l'année *1961*, une nouvelle amélioration portant sur le renforcement des embouts du volumètre a permis d'atteindre des pressions de *10* MPa avec l'air comprimé ou l'azote.

Ces pressiomètres de type E étaient caractérisés par une sonde de mesure comportait trois cellules indépendantes (***Figure II.8***), chacune étant isolée des autres par une membrane très souple et les deux cellules de garde étant alimentées par un gaz comprimé. L'ensemble de ces trois cellules était protégé par une gaine déformable unique.

Ces sondes existaient en plusieurs diamètres :

- G *60* mm mises en service en *1957* ;

- Z *80* mm et 100 mm (*1958*);
- Q *44* mm (*1959*) ;
- G *76* mm mises en service en *1960*.

Les sondes de *44* mm pouvaient être mises en place per battage d'un train de tubes de diamètre*47/60* mm dont le tube inférieur, contenant la sonde, était dilatable grâce des fentes longitudinales. Ce tube est appelé « tube fendu » ou « tube lanterné ».

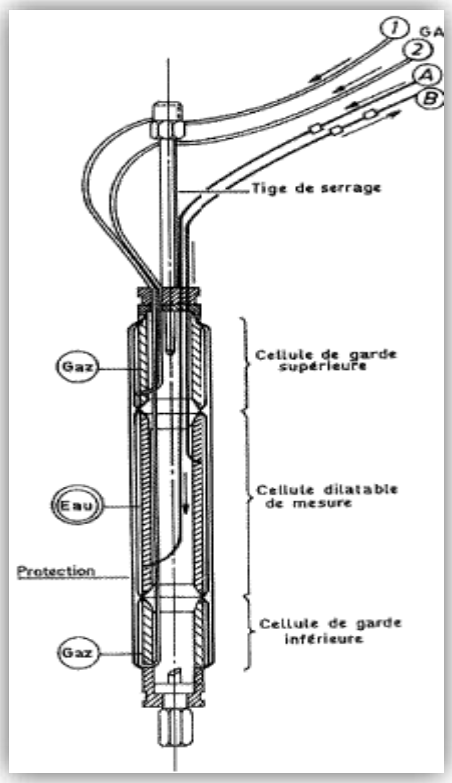


Figure II.8 *: Sonde type E.*

f. Pressiomètre type F (1963) :

En *1963* ; a été mis au point un pressiomètre de type F qui, pour améliorer la précision des mesures du type E, présentait les modifications suivantes :

- Adjonction, à la base de l'ensemble volumétrique, d'un by-pass qui permettait d'isoler le volumétre principal du tube de lecture. ce dernier fonctionnant alors comme un micro-volumétre ;
- Cellules de garde gonflées à l'eau d'où présence d'un deuxième volumétre (***Figure II.9***) ;
- Les tubes d'alimentation de la cellule de mesure et des cellules de garde qui, dans les appareils précédents étaient formés de deux tubes souples indépendants, deviennent coaxiaux.

Ces dispositions permettaient, selon Louis Menard, d'améliorer la précision des mesures.

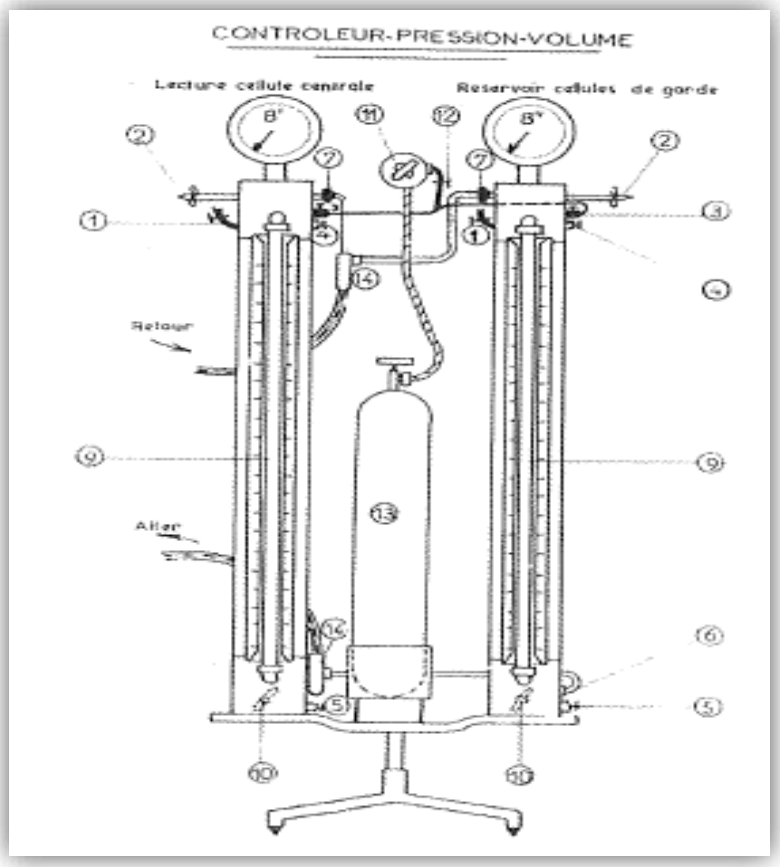


Figure II.9 *: Pressiomètre type F (contrôleur pression-volume).*

g. Pressiomètre type G (1965) :

Mais en*1965*, un nouveau type d'appareil, le type G, était mis en service avec une modification très importante.

Les membranes souples qui isolent les cellules de garde, et qui les rendent indépendantes entre elles, ont été supprimées et c'est la dilatation de la gaine de protection sous l'effet de la pression du gaz, injecte par la tubulure d'alimentation de ces cellules, qui provoque la déformation cylindrique principal du sol. Mais pour que la cellule centrale vienne s'appliquer contre la paroi du forage il faut alors que la pression intérieure de l'eau qui lui est appliquée soit légèrement supérieure à celle du gaz qui s'exerce à l'extérieur, On peut donc dire que la cellule centrale se comporte pratiquement comme un simple capteur de déformation. Un dispositif spécial permet de fixer et de maintenir une pression différentielle constante entre le gaz des cellules de garde et l'eau de la cellule de mesure lorsque la pression appliquée sur le sol croît. Cette pression différentielle ne doit évidemment pas être trop importante pour que la déformation du sol puisse être considérée comme cylindrique. (***Figure II.10***).

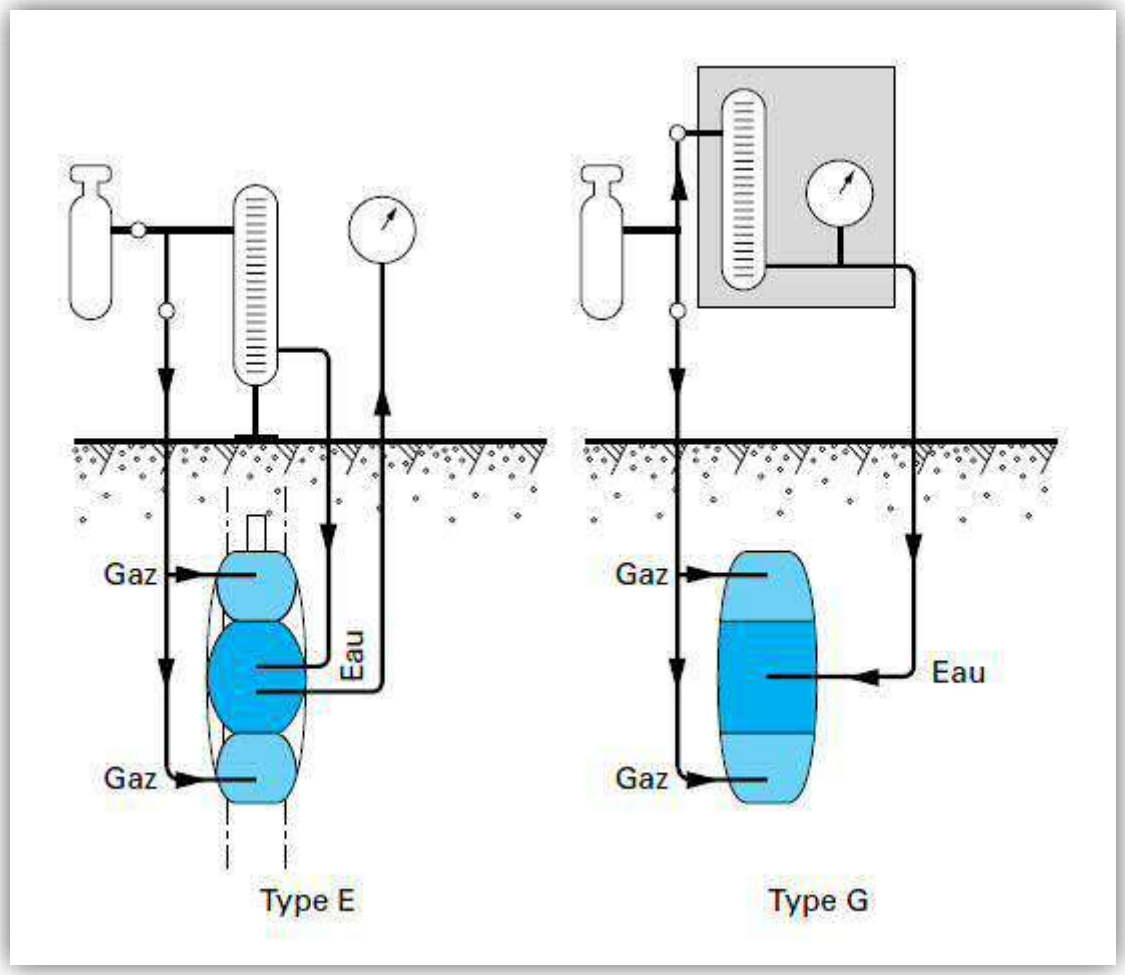


Figure II.10 : *Deux types de sondes développer par Louis Menard.*

Les cellules de garde sont donc à nouveau gonflées au gaz, mais le système des tubes coaxiaux est maintenu, l'alimentation d'eau se faisant par le tube central et celle de gaz par l'espace annulaire compris entre les deux tubes. [14]

Nous voyons donc que dans les deux éléments d'extrémité de la sonde qui constituent les nouvelles cellules de garde, le gaz se trouve directement au contact de la gaine de protection. Cette nouvelle sonde n'a donc qu'une seule entrée, au lieu de 4 pour les anciennes (***Figure II.11***). [9]

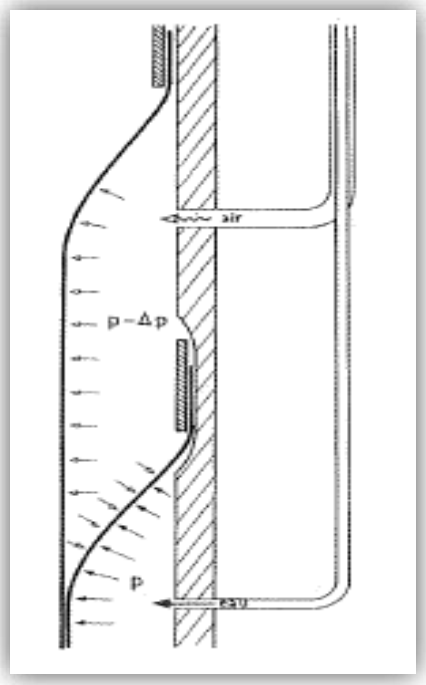


Figure II.11 *: Détail de l'extrémité de la cellule de mesure type G.*

h. Pressiomètre type GB (1973) :

Dans le type GB mis en service en *1973*, les cellules de garde étaient à nouveau gonflées à l'eau et comme il s'agissait du même fluide que dans la cellule de mesure, la sonde était conçue de telle manière qu'il n'y ait plus lieu de prévoir une pression différentielle entre les cellules de garde et la cellule de mesure. L'appareil était doté de deux volumètres. Par ailleurs, la présentation a été considérablement améliorée et modernisée (***Figure II.12***).

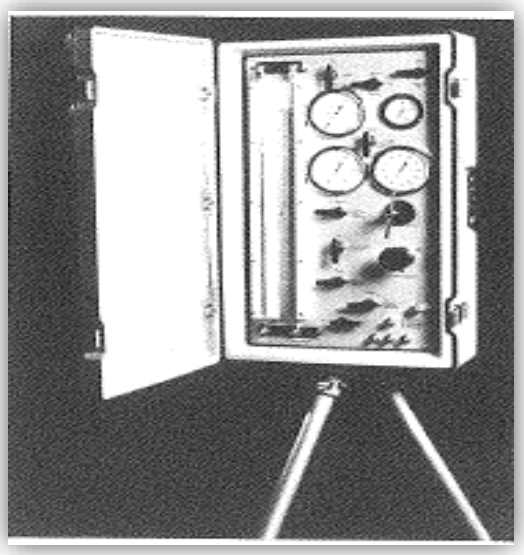


Figure II.12 *: Pressiomètre type GB 1973.*

i. *Pressiomètre type GC et GA (1975-1976) :*

Dans le type GC mis en service en *1975*, les cellules de garde sont gonflées a l'air comprimé comme d'ailleurs dans le type GA mis en service un peu plus tard (*1976*), qui se différencie du GC par la présence d'un réservoir d'eau supplémentaire destiné à permettre l'installation d'une sonde de *76* mm plus longue que les sondes usuelles de *60* et *44* mm (***Figure II.13***).

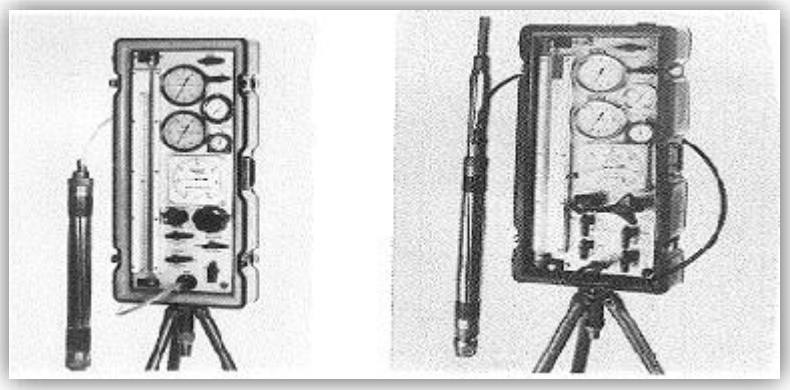


Figure II.13 *: Pressiomètre type GC-GA.*

j. *PAC (1984-1985) et le SPAD (1992) :*

En 1984, a été mis en service un pressiomètre identique au GA, à ceci près qu'il n'y a pas de dispositif de lecture directe de la pression différentielle. Celle-ci est calculée par l'opérateur à partir des pressions mesurées par des manomètres dans la cellule de mesure et dans les cellules de garde, ce pressiomètre qui est le plus utilise et qui a fait l'objet d'aménagements technologiques intéressants comme la présence de plusieurs manomètres se connectant sur le circuit en fonction de la plage de pressions désirée : *0/1* MPa, *0/5* MPa et *0/10* MPa. II permet de travailler non seulement en saisie manuelle des données mais, depuis 1992, également en saisie automatique grâce au *Système Pressiométrique d'Acquisition de Données* (SPAD) (***Figure II.14***).

Ce système consiste en un coffret de *10* kg contenant les composants électroniques d'enregistrement reliés à trois capteurs installés dans le contrôleur pression volume (C.P.V.) et qui s'adapte directement sur celui-ci. Le mode opératoire de l'essai n'est pas modifié et les mises en pression peuvent se faire manuellement. La durée des paliers étant programmée et maintenue constante.

Les données sont stockées sur des cartes qui sont exploitées en bureau d'études pour être traitées par des logiciels appropriés qui calculent les différents paramètres géotechniques du sol. Conformément à la norme en vigueur.

Très récemment des dispositifs de saisie de données encore plus perfectionnés ont fait leur apparition. Ces dispositifs permettent, en effet, d'effectuer la transmission de ces données parle système *G.S.M.*, en temps réel, directement du chantier au bureau d'études qui les reçoit

sur ses ordinateurs et peut ainsi les traiter immédiatement. Quelques bureaux d'études importants sont déjà dotés de ces dispositifs.

L'idée d'automatiser le saisie des mesures, a l'aide de cartes perforées sur le chantier par l'opérateur, avait déjà germé dans l'esprit inventif de *Louis Menard* des *1965*.

Mais il a fallut tendre *1985* pour que soit mis au point par ses successeurs un *Pressiomètre Assisté par Calculateur (P.A.C.) (Baud, 1985).*

Cet appareil remarquable n'a été fabriqué qu'en dix exemplaires et n'a pas eu le succès qu'il méritait, peut-être parce qu'il était en avance sur son temps (***Figure II.15***).

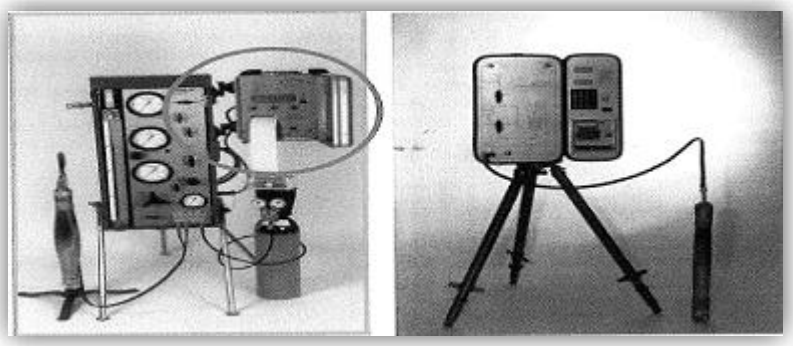


Figure II.14*: SPAD 1992.* ***Figure II.15****: PAC 1985.*

C'est essentiellement l'accélération des progrès de l'électronique et de l`informatique durant ces vingt dernières années qui a permis d'arriver aux dispositifs évoqués précédemment.

Actuellement, certaines firmes, pour les besoins de leurs études ont été amenées à faire progresser les performances de leurs pressiomètres. C'est ainsi que pour permettre d'appréhender les pressions limites de terrains fortement surconsolidés, ce qui ne peut se faire avec les appareils actuellement en service et cela d'autant moins que la norme française limite à *5* MPa la pression maximale de l`essai. La société *FONDASOL* a mis en service, en *2004*, une sonde et un dispositif de mesure qui a permis d'atteindre des pressions de 18 MPa en atelier et de *12* à*15* MPa sur chantier. II devient dès lors possible d'optimiser les projets avec une sécurité normale.

De son cote, le groupe *FUGRO*, dans un souci d'améliorer la qualité des essais et la précision des mesures, a développé une nouvelle génération de pressiomètre conforme aux premières spécifications de *Menard* puisque la sonde pressiométrique est du type E, c'est a dire avec les cellules de garde et la cellule de mesure superposées et non emboitées comme dans le type G, ce qui est une excellente chose. Mais la grande particularité réside dans le réservoir d'eau qui est situé au-dessus de la sonde et qui est par conséquent descendu dans le forage.

Les dispositifs de mesure et ceux de saisies de données bénéficient des technologies les plus avancées, ce qui augmente la fiabilité et les performances opérationnelles en particulier :

- En limitant les pertes de charge dans le circuit d'eau ;
- En augmentant la possibilité de gonflement des sondes jusqu'à*800* cm^3 pour les sondes actuelles et à *900* cm^3 pour les sonde futures alors que la norme dit que l'essai peut être considéré comme termine à*600*cm^3 ;
- En réduisant la résistance propre des sondes (inertie) qui équipées de leur tube fendu, n'est que de *0.19* MPa pour un volume de gonflement de *800* cm^3. [14]

Tableau II.1 : *Les codes et les diamètres des déférentes sondes existent.* [9]

Code	Diamètre (mm)
EX	***32***
AX	***44***
BX	***58***
NX	***70*** ***95*** ***115***

Actuellement, les sondes les plus utilisées sont les sondes AX et BX pour lesquelles les longueurs les cellules de mesure sont :

- sonde AX : *37* cm,
- sonde BX : *21* cm.

Ce sont ces dernières qui figurent dans la norme AFNOR P *94-1 10-1* du *5* Janvier *2000.*

Les sondes de type E sont recommandées pour les essais dans les sols mous à moyennement consistants.

Les sondes de type G, d'un montage plus facile que les précédentes, sont utilisées dans les sols raides. En raison de leur conception. [1]

3.1.4- L'inconvénient de ce type d'appareils :

- L'inexistence des mesures de la pression interstitielle,
- La détermination de la capacité portante et le tassement dépendent des expériences et des déductions,
- Ce genre d'essai nécessite un temps assez long sur le site.

3.2- Pressiomètre auto-foreur (PAF) :

Il est bien évident que malgré toutes les précautions prises, le sol est toujours légèrement remanié par le forage. Il en est de même d'ailleurs pour les échantillons intacts qui subissent, eux, un double remaniement, pendant l'opération de prélèvement sur chantier d'abord, lors du transport et des manutentions en laboratoire ensuite. [9]

Le but de ces appareils est de s'affranchir des problèmes liés au préforage, notamment au déchargement des parois de la cavité qui a lieu dans la période située entre la fin du forage et la mise en place de la sonde de mesure.
Les pressiomètres autoforeurs sont équipés d'un système de forage et sont donc mis en place directement, avec le minimum de remaniement du sol testé. [16]

Le remaniement est donc pratiquement nul car ce dispositif ne laisse aucune possibilité au terrain de se déformer latéralement vers l'axe du forage. [9]

3.2.1-Conception :

L'appareil comporte également les trois parties citées précédemment (pour le pressiomètre *Menard*), la sonde de ce pressiomètre est monocellulaire et elle présente les caractéristiques particulières suivantes :

La sonde, qui porte une cellule pressiométrique, comporte donc, de bas en haut (***Figure II.16***) :

- une trousse coupante destinée à découper le terrain ;
- un outil tournant de désagrégation qui, comme son nom l'indique, désagrège le terrain ;
- un système d'injection d'eau ou de boue de forage, servant à remonter vers la surface le sol désagrégé ;
- un système de poussage, qui permet d'exercer sur la sonde la force nécessaire à la pénétration dans le terrain ; ce poussage est exercé par une sondeuse classique, par l'intermédiaire d'un train de tiges à l'extrémité duquel est fixée la sonde. [1]

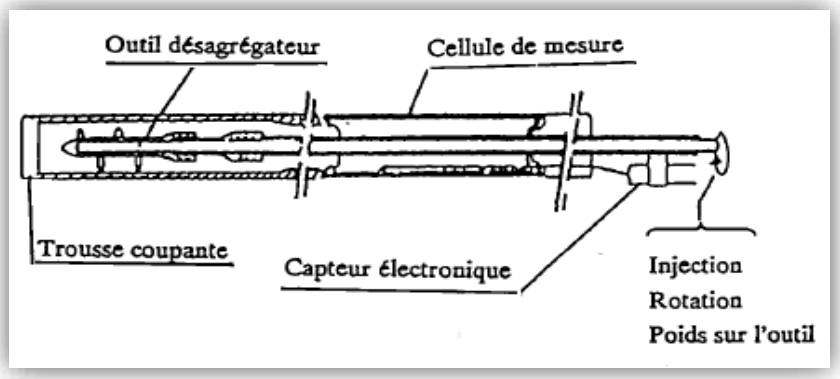


Figure II.16 : *Les composantes de la sonde autoforeuse.*

3.2.2-Modèles d'appareils:

Il existe trois genres d'appareils :

a. L'appareil français PAF 1973 :

Cet appareil, développé par les laboratoires des ponts et chaussées (*Baguelin* et *Jezequel 1973*) est constitué d'une sonde creuse de *89*mm de diamètre extérieur terminée par un sabot de *30* cm de longueur environ. A l'intérieur de la sonde est disposé un train de tige de forage muni à son extrémité d'une tarière hélicoïdale.

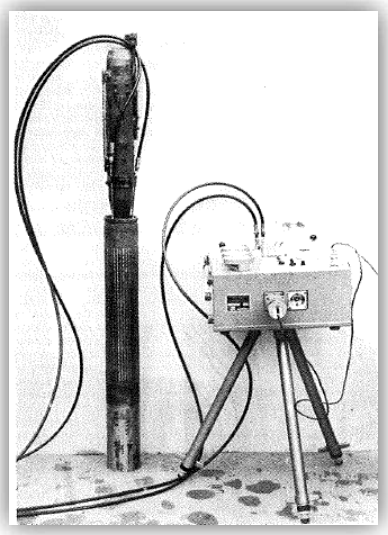


Figure II.17 : *PAF 1976.*

La perforation se fait à la boue par la tarière intérieure, et la cellule de mesure se trouve ainsi toujours au contact du terrain. Dans le modèle mis au point en *1976* (PAF-*76*), le diamètre de la sonde est de *132*mm .Cet appareil, limité aux terrains meubles (limons et argiles molles), est resté un appareil de recherche essentiellement utilisé par les laboratoires des Ponts et Chaussées qui en ont établi un mode opératoire spécifique (***Figure II.17).*** [14]

b. L'appareil Anglais CSBP 1973 :

Pressiomètre autoforeur de Cambridge, développé en Royaume-Uni (*Wroth &Hughes 1973*).

Cet appareils s'accordent sur le même principe, mais elle comprend en plus un capteur de la pression interstitielle au milieu de la cellule à membrane, cette cellule à membrane est équipé de ressorts avec des jauges des déformations.

La déférence est aussi au niveau de système de mesure, le PAF de LCPC dispose d'un système de mesure de volume, tandis que le CSBP sonde utilise des capteurs de déplacement (***Figure II.18).***



Figure II.18 : *Sonde CSBP.*

c. *L'appareil Anglais RSBP 1989 :*

Est un développement de pressiomètre autoforeur de (CSPB) (*Clarke* et *Allan*, *1989*).

Le dispositif est potentiellement un excellent instrument pour effectuer des mesures de module de cisaillement dans des matériaux très rigides. Cependant, les preuves suggèrent que la RSPB donne lieu à imprévisibles soulagement du stress dans la cavité de test, de sorte que c'est un trou pré-foré de haute qualité.

d. *L'appareil Français PAF2000 :*

Depuis *2000*, le LCPC a entrepris une recherche en vue d'améliorer le PAF-*76* et d'en réduire le diamètre. C'est ainsi qu'a été mis au point le PAF-*2000* qui permet :

- De mesurer des modules pressiométrique dans une gamme de déformation relatives radiales allant de 10^{-4} à $4,1.10^{-1}$ (doublement de la cavité) ;
- De réaliser des essais à déformation imposée avec cycles ;
- D'assurer la maitrise de l'autoforage depuis les sols argileux jusqu'aux sables grossiers non indurés (C_u<*0,3* MPa).

La principale recherche a porté sur le dispositif de désagrégation du sol qui dans le PAF-*76* était de type mécanique et qui dans le PAF-*2000* est de type hydraulique, inspiré de la sonde Rétro-Jet de Menard et de la technologie du Jet Grouting, avec des pressions d'injection d'eau de *10* à *40* MPa. [14]

3.2.3- Inconvénient :

L'autoforage est une procédure qui permet de tester les sols dans un état quasi intact. Cette procédure ne peut malheureusement, dans l'état actuel des choses, être mise en œuvre que dans les sols fins mous à moyennement consistants :

- Au-delà d'une certaine compacité, l'effort de pénétration, compte tenu de la dimension des sondes, devient trop important ;
- Au-delà d'une certaine granularité, le sol désagrégé sédimente dans la sonde et/ou le basculement des grains, au droit de la trousse coupante, perturbe excessivement le sol resté au contact de la sonde. [1]

3.3- Pressiomètre à enfoncer (PMF) :

A été lancé au début de *1980* en France et au Canada, l'idée est de monter une sonde pressiométrique derrière un pénétromètre au cône pour permettre à effectuer des tests en tant que partie des opérations de cet essai.

Ces pressiomètres ont été développés par *Jezequel*en*1982* et *Withers* en *1986*afin d'augmenter la rapidité d'installation et créer des perturbations répétables.[12]

3.3.1-Conception :

Il s'agit d'un pénétromètre dont la pointe comporte un peson électrique pour la mesure de la résistance de pointe et une cellule pressiométrique. [1]

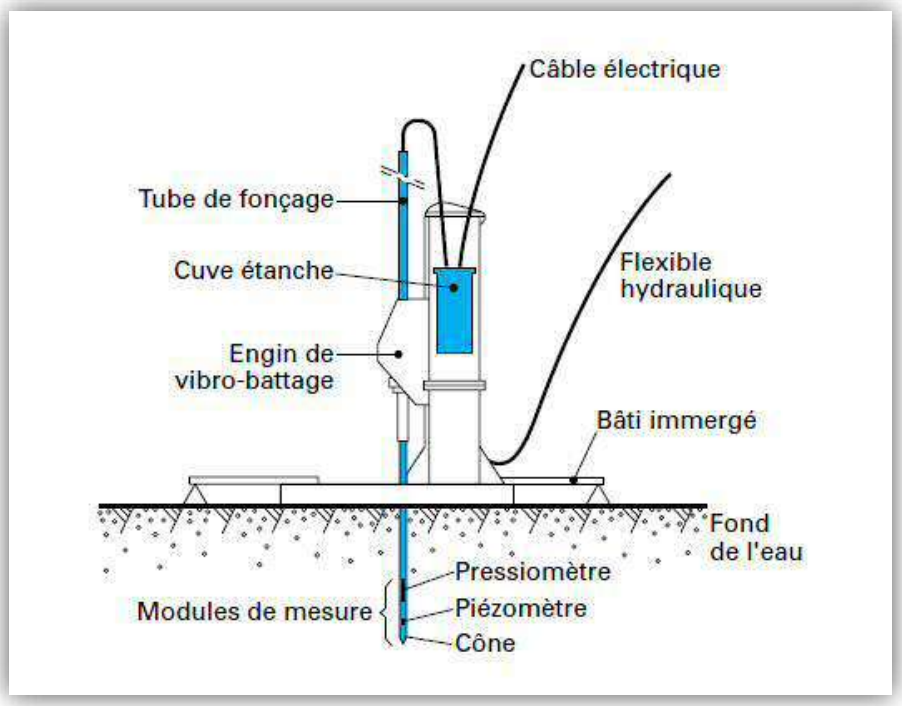


Figure II.19 :*P.M.F.*

3.3.2-Modèles d'appareils :

Il existe deux modèles de cette famille de pressiomètre ;

1- La première pressiomètre de ce model a été développé par *Withers* en *1986*. Il est dirigé par un cône solide de *15* cm^2, qui est poussé en place en déplaçant le sol, Il mesure la pression de l'inflation et la souche circonférentielle à trois emplacements de *120* ° au centre de la membrane. L'instrument est gonflé par de l'azote gaz ou de pétrole lorsqu'il est utilisé pour les opérations offshore.

2- Le dernier appareil ***FUGRO*** (*Zuidberg* et *Post*, *1995*) a encore été simplifié pour faciliter le montage et un meilleur contrôle des tests, mais la conception de base est restée inchangé. Sur la base de la méthode d'installation, le FDPM peut être groupé avec enfoncée pressiomètres.

3.3.3-Inconvénient :

Cet appareils a les mêmes avantages et les mêmes défauts que pressiomètre avec forage préalable, mais le remaniement dans ce cas est le résultat du refoulement.

Remarque :

Ce type d'appareil a été utilisé en milieu aquatique sous de grandes profondeurs d'eau (plusieurs dizaines de mètres).

3.4- Autres types de pressiomètres :

a- Le pressiomètre de fluage longue durée (DIFLUPRESS) :

Le pressiomètre de fluage longue durée a été développé par EDF-GDF dans le but d'étudier les tassements à très long terme des fondations des centrales nucléaires (*Leid wanger, 1993*). La sonde pressiométrique est similaire à celle des PAF. La différence entre ces deux types de pressiomètre provient du système de chargement qui permet dans le cas du DIFLUPRESS d'effectuer des essais à charge constante de très longue durée. Le système de mise en pression de la sonde est de type "Dashpot" : le piston est chargé par une série de poids permettant d'exercer une pression constante dans le temps, indépendamment de la déformation de la sonde. [16]

b- Le scisso-pressiomètre Mazier (1971) :

Qui reprend dans ses grandes lignes le principe du rhéotest, mais en lui apportant un certain nombre d'améliorations. Les ailettes de cisaillement sont fixées non plus sur le corps de sonde mais sur la membrane caoutchoutée de structure spéciale. Elles se déplacent donc avec la membrane et pénètrent en force latéralement dans le sol. Les déformations radiales sont mesurées par trois capteurs potentiométriques. Comme avec le rhéotest on peut déterminer une courbe intrinsèque apparente.

Le scisso-pressiomètre est toujours mis en place dans un forage de *100* mm et n'est jamais foncé par pression ou par percussion.

c- Mini-pressiomètre (1970) :

Le mini-pressiomètre a été développé pour le contrôle des fonds de fouilles, le contrôle de remblais, et pour les petites études à faible profondeur ***(Figure II.20).*** [12]

Les travaux de développement du prototype ont commencé au LCPC en*1989* avec *G Moreau*, ont été repris en *1996* par *M Berthelot* et *J Dejour*, et poursuivis en *1997* par *O Beckerich* Pour en simplifier l'utilisation, des pressiomètres aux dimensions plus modestes sont apparus :

- Le pressiomètre pour chaussées de *J L Briaud*.
- Le modèle *APAGEO*.
- Le mini pressiomètre pour cellules triaxiales de *W.F Anderson, J.C Pyrah*et *F Haji Hali*. [3]

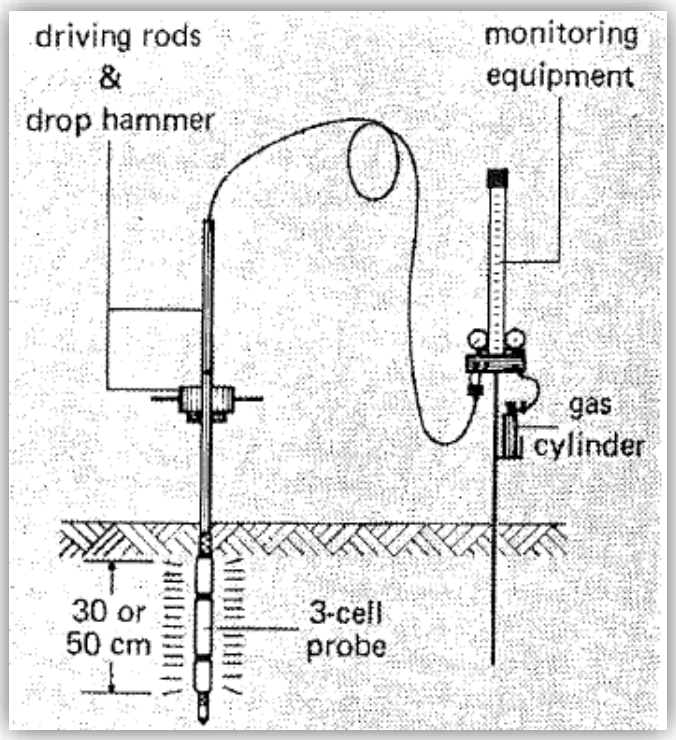


Figure II.20 : *Mini-Pressiomètre.*

d- Pressiomètre inversé 1960 :

Il s'agit d'un dispositif triaxial permettant d'évaluer l'angle de frottement φ et la cohésion c.

Ce dispositif est constitué d'un cylindre en acier fermé à ses deux extrémités par deux plaques d'acier boulonnées, et à l'intérieur duquel est plaquée une cellule radiale souple en caoutchouc reliée à un contrôleur-pression-volume. Cette cellule est appelée cellule externe.

Dans l'axe du cylindre, est disposée une cellule interne qui n'est autre qu'une sonde pressiométrique standard (*60* ou *44* mm) reliée à un autre CPV. Aux extrémités, sous les plaques d'aciers boulonnées, sont disposées des cellules terminales. Des dispositifs de mesure de pressions interstitielles sont mis en place sur les parois internes et externes de l'échantillon.

Après avoir dilaté la cellule externe et les cellules terminales et bloqué les admissions d'eau, on réalise un essai pressiomètrique à l'aide de la cellule centrale (pression p_i) tout en mesurant les variations de la pression extérieure P_e. On trace la courbe $P_e=f(P_i)$ qui permet d'évaluer l'angle de frottement φ et la cohésion c.[14]

e- Pressiomètre inversé dynamique 1972 :

Cet appareil a été conçu pour l'étude du comportement des sols sous sollicitations dynamiques, notamment le compactage dynamique. [14]

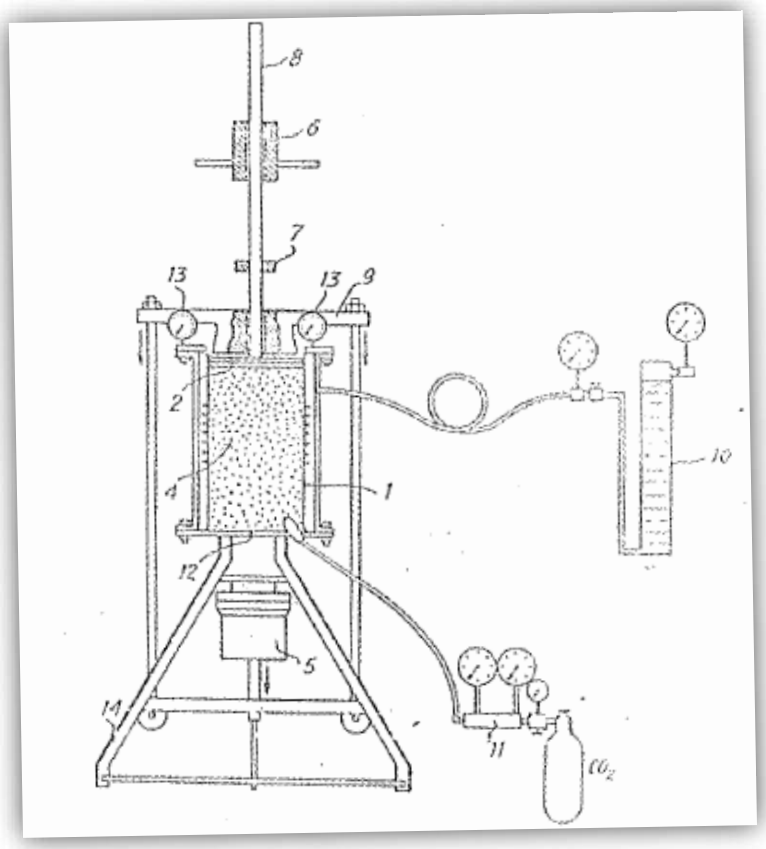


Figure II.21 : *Pressiomètre inversé dynamique.*

f- La sonde rétro-jet Ménard 1976 :

Cette sonde spéciale, qui s'adapte sur les pressiomètres standards, a été mise au point par Ménard pour répondre au même souci que la sonde auto foreuse, supprimé autant que faire se peut le remaniement du sol par un forage préalable.

Le corps de sonde est constitué par un tube carottier sur lequel sont fixées la membrane centrale qui constitue la cellule de mesure et la gaine de protection.

A l'intérieur, se trouve une tubulure d'injection reliée à une buse rétro-jet située au niveau du sabot.

La mise en place de la sonde se fait par battage ou vibration-percussion, avec injection simultanée, soit d'eau claire, soit de préférence, de boue bentonitique, par la buse rétro-jet.

Cette injection désorganise le terrain sous le sabot et assure la remontée des sédiments par le vide central.

La sonde intéresse donc un terrain très peu remanié et les courbes pressiométriques ainsi obtenues présentent exactement la même allure que celles de la sonde autoforeuse. Comme cette dernière, la sonde rétro jet ne peut être utilisée que dans les terrains meubles : sables, limons, argiles molles et vases, c'est-à-dire précisément dans ceux qui sont les plus sensibles au remaniement. [9]

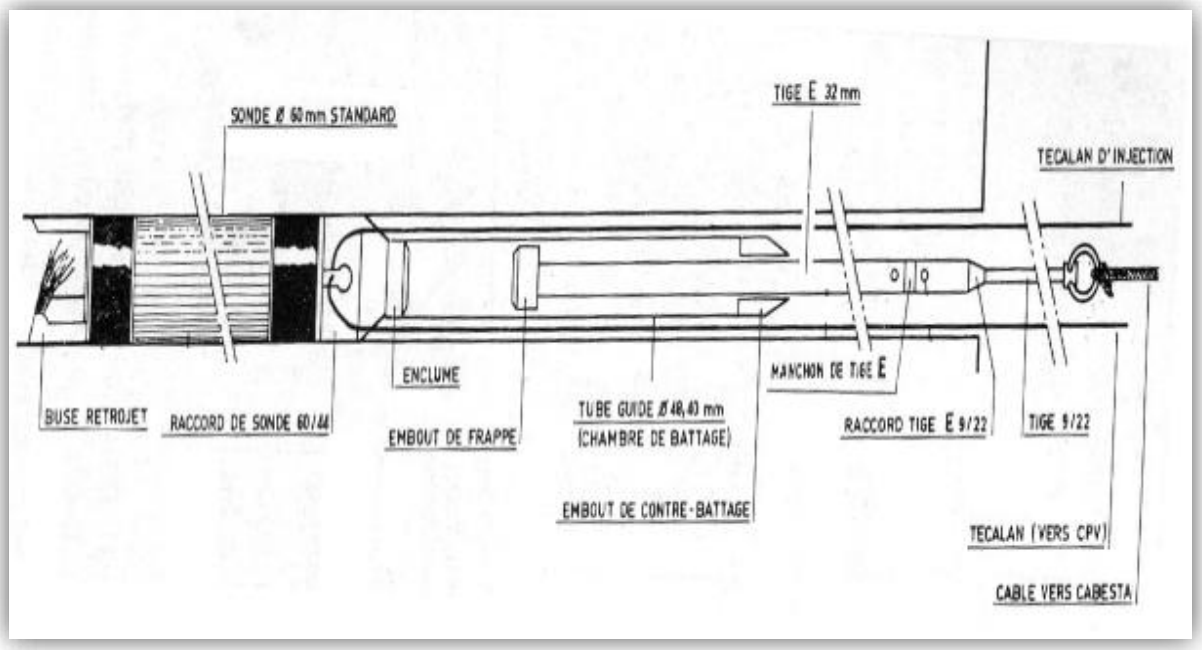


Figure II.22 : *La sonde rétro-jet Ménard.*

g- *Pressiomètre WSBP :*

En *1990*, un pressiomètre autoforeur développé par l'I.F.P (l'Institut Française du Pétrole), sous le nom destiné à la reconnaissance des sols en mer permet également d'avoir accès à la mesure de la pression interstitielle à la paroi de la cavité de forage au cours de l'essai pressiométrique (*Cambou. 1991*).[16]

La sonde de ce pressiomètre présente l'avantage d'être applicable à la reconnaissance des sols en mer. Cette sonde, de *7* m de long, de *75* mm de diamètre et d'un poids de *2* KN, est constituée de quatre modules :

- Module d'autoforage ;
- Pressiomètre ;
- Contrôleur pression-volume ;
- Module électronique.

- Module d'autoforage :

Le module d'autoforage, assurant la pénétration de la sonde dans le sol avec un remaniement minimal du terrain environnant, comporte :

- Une trousse coupante, pénétrant dans le sol sous l'effet du poids de la sonde ;
- Un outil de désagrégation ; pour faciliter l'évacuation de débris laissés par la trousse coupante ;
- Des buses de circulation d'eau pour évacuer les déblais, minimisant ainsi le remaniement du terrain autour de la sonde.

- Pressiomètre :

Un pressiomètre de *75* mm de diamètre et de *450* mm de long est muni d'une membrane en élastomère comportant des armures longitudinales insérées dans son épaisseur. Pour mesurer la pression interstitielle un capteur est inséré à mi-hauteur de cette membrane.

La dilatation maximale de la membrane est de *25* % du volume initial, soit*500* cm^3, la vitesse de dilatation varie de *0.5*% (min.) à *5*% (max.) du volume initial par minute. De ce fait, le temps minima1 pour un essai standard est de*10* minutes.

La pression maximale applicable sur le terrain est de *2 l4*Pa.

- Contrôleur pression-volume (CPV) :

Le C.P.V contrôle le volume de dilatation du pressiomètre avec une précision de *0,5* cm^3.

- Module électronique :

Le module électronique de fond traite les mesures de pression totale P (avec une précision de *1* KPa), de pression interstitielle pi (avec une précision de *1*KPa) et de variation de volume AV (avec une précision de *0.5* cm^3). Un microprocesseur en surface constitue l'interface entre le module électronique et le système informatique d'acquisition et de traitement des données.[23]

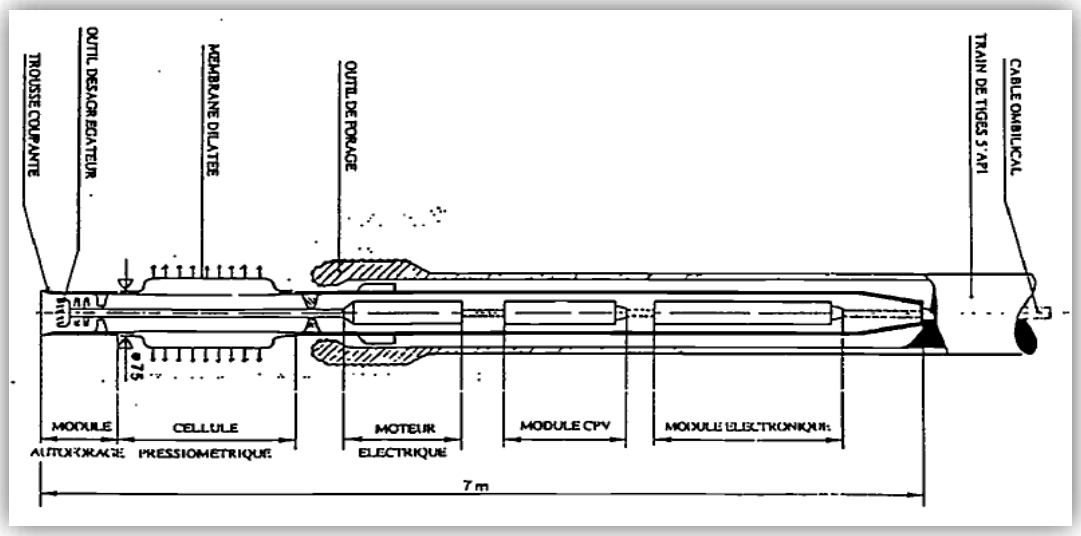


Figure II.23 : *Pressiomètre WSBP.*

4- Mode opératoire (Pressiomètre avec forage préalable (PFP)) :

Le remplissage de l'appareil doit se faire obligatoirement au niveau du sol et non dans le forage. C'est là une opération délicate et qui mérite le plus grand soin car il est important de faire en sorte qu'aucune bulle d'air ne subsiste ni dans la sonde, ni dans les tubulures.

Le remplissage étant effectué au niveau du sol, on prendra la précaution, avant d'introduire la sonde, de fermer le robinet d'admission d'eau afin d'éviter le gonflement de la cellule centrale sous l'effet de la pression hydrostatique interne (eau contenue dans le C.P.V. et la tubulure centrale).

Nous supposerons que l'essai doit être réalisé dans un forage dont les parois sont en équilibre.

Lorsque les parois du forage ne sont pas naturellement stables ou ne peuvent être stabilisées par l'utilisation d'une boue de forage idoine, l'introduction directe de la sonde dans le terrain est autorisée .Cela se fait en plaçant la sonde à l'intérieur d'un tube métallique qui porte des fentes longitudinales. Le tube, dit tube lanterné, est battu dans le terrain par passe d'un mètre, l'essai d'expansion étant effectué à l'issue de chaque passe. La même procédure est autorisée si le sol comporte des éléments anguleux susceptibles de faire éclater es sondes.

Une fois la sonde descendue et bloquée à la profondeur désirée, on ouvre les robinets d'admission et le niveau d'eau dans le voyant s'abaisse alors et donne une lecture correspondant à une pression égale à celle de la colonne d'eau au niveau de la sonde.

La mise en pression s'effectue ensuite par palier, en tournant la clé du détendeur. On obtient sur le manomètre *4* la pression de l'eau dans le C.P.V. et sur le manomètre *11* la pression de gaz dans les cellules de garde, ces deux pressions devant être différentes.

En effet, le contact entre la membrane de la cellule centrale et la protection extérieure, c'est-à-dire finalement le contact avec le sol, ne pourra se faire que si la pression d'eau dans la cellule centrale est supérieure à la pression de l'air des cellules de garde. Cette dépression se règle à l'aide du régulateur *10*, mais elle ne doit pas être trop importante si l'on veut que le champ de déformations reste sensiblement cylindrique.

Or il est bien évident que si l'on maintient, quelle que soit la profondeur de l'essai, une différence de pression constante (pressions lues sur les manomètres), la dépression entre cellules de mesure et cellule de garde deviendra très importante à grande profondeur du fait de la pression hydrostatique interne qui s'exerce dans la cellule centrale.

On est donc conduit à faire varier la dépression lue sur les manomètres en fonction de la profondeur et à partir d'une certaine profondeur, il faudra mettre les cellules de garde en surpression. Pour ce faire, il suffira de brancher la sortie du régulateur de pression sur l'admission de gaz dans le C.P.V., c'est-à-dire intervertir les arrivées des flexibles en *12* et *1*.

La valeur réelle de la dépression devant rester voisine de *0,1* à *0,15* MPa, on est donc conduit à faire décroître de *0,01* MPa par mètre de profondeur la dépression lue et cela jusqu'à *11,00* m de profondeur. A partir de *12,00* m, on intervertira les branchements comme précédemment indiqué et l'on augmentera la dépression de *0,01* MPa par mètre de profondeur.

Il faut bien noter que si la mise en pression des cellules de garde se fait instantanément, il n'en est pas de même de la cellule centrale dans laquelle la transmission de la pression par l'eau se fait plus lentement.

L'amplitude des paliers de pression est fonction du terrain étudié. Dans les terrains faibles (argile molle, sable lâche) on a intérêt à procéder par palier de *0,025* MPa au plus. Certains terrains très faibles, comme les vases littorales nécessitent même des paliers de *0,005* MPa. Dans les terrains plus résistants, on pourra augmenter cette amplitude jusqu'à *1*MPa ou même *2* MPa pour les marnes raides, par exemple.

En règle générale, un essai pressiométrique doit comporter au moins *10* paliers de pression. A chaque palier de pression correspond une déformation volumétrique du sol qui se traduit par un abaissement du niveau de l'eau dans le voyant de lecture. Le volume total injecté est repéré sur la règle de mesure graduée en cm^3.

Dans les terrains résistants, où les déformations sont faibles, il faut utiliser, pour améliorer la précision, le dispositif dit à « haute sensibilité ». Il suffit pour cela de fermer le robinet de communication qui isole le corps du C.P.V situé à la base du

C.P.V et qui ne laisse dans le circuit d'eau que le voyant de lecture. C'est donc l'eau contenue dans le voyant de lecture qui est injectée dans la sonde. Le rapport des sections intérieures du voyant de lecture et du corps du C.P.V. étant de *1/100*, les lectures effectuées sur la règle graduée correspondent donc à des centièmes de cm^3.

En ce qui concerne la durée des paliers de pression, il conviendrait de l'adapter également à la nature et à la qualité du terrain, et dans une certaine mesure, au problème posé.

C'est ainsi que dans des terrains cohérents et plastiques, tels que les argiles molles et moyennes, il serait souhaitable de maintenir chaque pression pendant au moins *2* min et éventuellement davantage.

Néanmoins, il est apparu nécessaire, à la fois sur le plan pratique et sur le plan théorique, d'uniformiser la durée d'application des charges.

C'est ainsi que dans le « mode opératoire de l'essai pressiométrique normal » du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, approuvé par arrêté Ministériel du *22* février *1971*, les incréments de temps sont fixés à 1 min quel que soit le type de terrain, à l'exception toutefois de terrains particulièrement faibles (vases par exemple) où l'on pourra opérer avec des paliers de *2* min. Ce document fixe en outre à *14* le nombre maximal de paliers. [9]

Remarque :

Lors de cet essai, il faut évidemment tenir compte de la résistance au gonflement de la membrane de la sonde, de l'expansion des tubulures et de la compressibilité de toutes les parties de l'appareillage ainsi que des fluides utilisés. [24]

Espacement des essais :

Dans un même forage, deux essais consécutifs ne doivent pas être réalisés à une distance inférieure à *0.75* m entre les milieux des emplacements de deux cellules de mesure. La distance entre le milieu de la cellule de mesure et la surface du sol ne doit pas être inférieure à *0.75* m. [25]

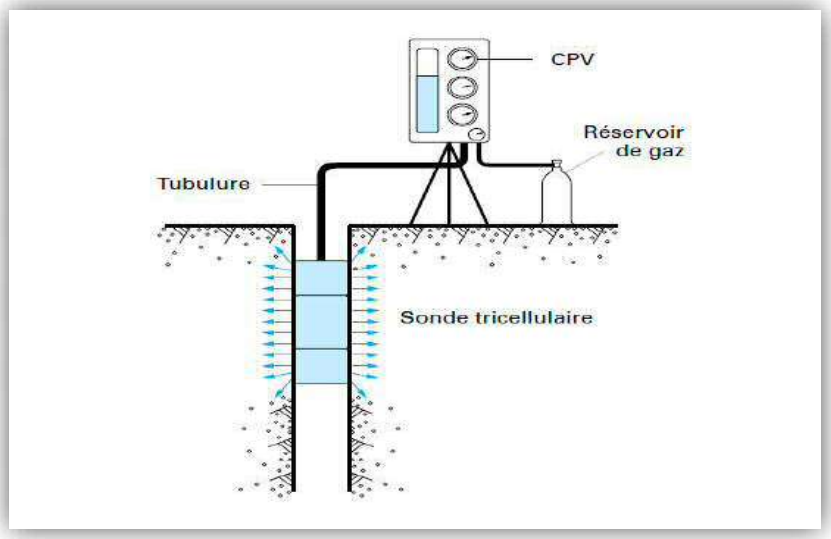


Figure II.24 *: schéma de principe de l'essai pressiométrique.*

4.1.1- Considérations sur la mise en place des sondes et la qualité des forages selon le terraine a étudié :

On entend souvent parler de sondages pressiométriques. Cette expression est pour le moins ambigüe et peut prêter à confusion, c'est pourquoi il importe de préciser ce point.

Il n'est pas concevable, sauf cas très particulier, que l'on puisse envisager une étude de sols sans une reconnaissance géologique soignée. A cet égard, le sondage dit « pressiométrique » devra être un sondage normal de reconnaissance, sa première particularité étant d'avoir un diamètre compatible avec celui des sondes de mesure. En pratique, les sondes les plus répandues étant celles de *58* mm, ce sont des sondages de *66* mm qu'il conviendra de réaliser. Mais dans bien des cas, on peut envisager des essais pressiométriques dans des forages de plus gros diamètres (*86* ou *116* mm) en ne forant en 66 mm qu'au niveau de chaque essai et sur une hauteur légèrement supérieure à la longueur hors tout de la sonde pressiométrique.

Il convient toutefois de remarquer que les qualités requises d'un forage dans lequel on désire réaliser des essais pressiométriques doivent être excellentes, mais dans une certaine mesure elles sont en contradiction avec celles que l'on doit attendre d'un forage destiné à des prélèvements.

En effet, il faut bien se rendre compte que pour aller étudier le comportement d'un matériau situé à plusieurs mètres de profondeur sous nos pieds, on sera amené à détruire ou tout au moins à perturber la matière. Dans le cas où l'on peut prélever un échantillon, on s'arrangera pour garder intact ce qui se trouve à l'intérieur du carottier en ne se préoccupant que fort peu de ce qui se passe autour. Par contre, pour un essai pressiométrique il faut être très exigeant pour ce qui passe autour de l'outil de forage et un

peu moins pour ce qui se passe à l'intérieur, sauf évidemment si l'on désire prélever simultanément des échantillons intacts.

Ainsi donc, dans le cas de forages dits « pressiométriques », il faut porter toute son attention sur le calibrage du trou et sur le non remaniement des parois. Ce sont là deux objectifs très délicats dont dépendent la qualité et la représentativité de l'essai.

On voit alors que la méthode de forage et de mise en place de la sonde sera étroitement liée à la nature du sol à étudier.

a- Argiles molles à moyennement compactes :

Le meilleur moyen de forage est la tarière à main ou à l'extrême rigueur le carottier poinçonneur si l'on se trouve au-dessus de la nappe.

En principe, dans ces terrains, les parois du forage tiennent en équilibre jusqu'à une certaine profondeur. S'il n'en est pas ainsi, on pourra toujours utiliser la bentonite.

Mais, dans la plupart des cas, les chantiers de forages se font avec des sondeuses mécaniques. On forera alors mécaniquement avec le cas échéant, un tubage de revêtement jusqu'au niveau de l'essai et on n'utilisera la tarière ou le carottier poinçonneur que dans la zone de l'essai proprement dit. Il est rare que sur la hauteur d'un essai, le forage ne tienne pas.

Qu'il s'agisse de tarière à main ordinaire, de tarière à injection de bentonite ou de carottiers poinçonneurs, il faudra veiller à ce que l'outil soit parfaitement affûté, et à ce que le sol soit découpé et non refoulé : avec une tarière de *20* cm, il ne faut pas faire une passe de *1,00* m ou avec un carottier de *1,50* m une passe de *3,00* m. Dans le cas de carottier poinçonneur il convient d'adopter des indices de paroi les plus faibles possibles et des longueurs modérées, de façon à éviter le « bourrage ». A cet effet, il est bon de rappeler que le battage continu d'un tube creux de grande longueur doit être absolument prohibé car, au-delà d'une certaine profondeur, le phénomène de bourrage se produit et le tube se comporte alors comme un pieu plein.

b- Argiles compactes à raides – Marnes :

Dès lors que le terrain devient trop raide et ne permet plus la pénétration à la tarière ou au carottier poinçonneur, on pourra utiliser les outils mécaniques traditionnels : double carottiers, carottiers à câbles, foreuses à air comprimé (*Wagon Drill*). Ce dernier outil détruit le terrain mais permet, avec un personnel expérimenté, de faire une reconnaissance géologique correcte et les coupes remontés peuvent faire l'objet d'analyses de laboratoire telles qu'analyses chimiques, examen microscopique, détermination des limites d'*Atterberg*, etc. L'avantage de ce procédé, qui n'utilise que l'air comprimé, est qu'il évite le remaniement des parois qui se produit inévitablement dans les forages à injection d'eau. Il est dans bien des cas plus intéressant de sacrifier un

carottage dont la qualité contestable au profit d'un forage destructif qui permettrait de réaliser des essais plus corrects.

c- Limons ou sables lâches :

La meilleure méthode est celle de la tarière à injection de bentonite. Si la tarière a des difficultés de pénétration (passage plus compact, présences locales de graviers), on pourra utiliser le wagon-drill mais avec injection de bentonite.

Avec les sondeuses rotatives, il est intéressant d'utiliser un bi-cône de *60* mm muni d'un manchon aléseur avec injection de bentonite. Si malgré toutes les précautions prises la stabilité des parois du forage ne peut être assurée, il faudra alors utiliser l'artifice du pieu lanterné. Nous reviendrons plus loin sur ce point, mais nous indiquerons d'ores et déjà que ce procédé doit être absolument prohibé dans les sols argileux.

d- Sable compact :

Là aussi on peut utiliser la tarière à injection, mais les meilleurs résultats sont donnés, soit par le *wagon-drill* qui permet de récupérer le sable, soit par les mèches hélicoïdales.

En général, les sables compacts sont doués d'une pseudo-cohésion qui permet au trou de tenir tout au moins sur la hauteur nécessaire pour l'exécution d'un essai pressiométrique. Dans les forages au wagon-drill, on pourra tuber le trou jusqu'au voisinage de l'essai, puis poursuivre le forage au taillant sur *1,00* m environ au-dessous du sabot du tubage et réaliser l'essai dans ce tronçon.

e- Sables et graviers lâches immergés :

On se trouve là dans le cas où il n'est plus possible de maintenir les parois du forage quel que soit l'outil utilisé, et malgré l'injection de bentonite. On utilise alors l'artifice dit du « pieu lanterné ».

Ce procédé consiste à enfoncer dans le sol par vibration, ou percussion, un pieu métallique creux de *47* mm de diamètre intérieur et de *60* mm de diamètre extérieur, lanterné à sa base sur une hauteur de *1,20* m environ par six fentes longitudinales. Une sonde pressiométrique du type AX (diamètre nominal *44* mm) est placée dans la lanterne dont l'inertie initiale est préalablement étalonnée comme dans le cas d'un essai d'inertie ordinaire.

Une fois ce dispositif battu au niveau désiré, on effectue l'essai pressiométrique selon les normes usuelles, la lanterne transmettant au sol le champ de contrainte cylindrique produit par le pressiomètre.

Ce procédé est évidemment quelque peu barbare, mais aussi curieux que cela puisse paraître l'expérience montre que les caractéristiques mécaniques ainsi mesurées, si elles présentent une certaine dispersion, conservent néanmoins un ordre de grandeur comparable à celui obtenu dans un forage.

On peut en tout cas avoir ainsi une idée assez nette du comportement relatif du sol à différents niveaux et étudier ainsi ce type de matériau en général inaccessible aux autres moyens d'investigation.

Cette méthode n'est pas en contradiction avec la reconnaissance géologique de la couche, car le pieu lanterné n'est battu qu'au niveau de l'essai à l'intérieur d'un forage traditionnel de n'importe quel diamètre.

f- Sables et graviers compacts :

Le seul moyen efficace de forage dans ce genre de matériaux est le wagon-drill à air comprimé qui permet de tuber le forage par vibration. Le tube étant arrêté légèrement au-dessus du niveau où l'on doit faire l'essai, on peut alors :

- soit forer directement au taillant sur une hauteur égale à celle de la sonde, si le terrain possède une pseudo-cohésion suffisante ;
- soit battre le pieu lanterné si la compacité du sol le permet ;
- soit enfin, si aucune des deux méthodes précédentes n'est applicable, les conjuguer en opérant une passe au taillant sous le tubage (sans souffler, car alors il y aurait éboulement sur l'outil) et battre le pieu lanterné à l'aplomb de cette passe.

Ce dernier moyen est certainement tyrannique, mais il faut bien reconnaître qu'il n'y en a pas d'autre.

D'une façon plus générale d'ailleurs, les seules méthodes qui permettent à l'heure actuelle de caractériser mécaniquement les formations de graviers et de galets sont l'essai pressiométrique et l'essai de pénétration dynamique. [9]

Tableau II.2 : *Méthode de réalisation des forages pressiométrique.*

Nature des terrains	Forage préalable								Refoulement
	Rotation *				Battage et autres				
	TAM	T IN	THC	O DG IN	CAR	ROTOP	CAR / BAT	CAR / VBF	TF EM	TF / BAT/VBF
Vases et argiles molles		R°		O°			O CPMF			
Argiles moyennement compactes	R	R°	R	R°		O°			O	
Argiles compactes, marnes raides			R	R°	R°	O°				
Limons :	R	O°	R	O°		O°	O	O	O	
- au-dessus de la nappe					O°				O*	
- sous la nappe		R°		O°		O°				
Sables lâches :	R	R°	O	O°		O°			O	
- au-dessus de la nappe										O
- sous la nappe		R°		O°		O°				
Sables moyennement compacts et compacts	R	R°	R	R°		R°	O	O	O*	O-
Sols grossiers : graviers, galets ; argiles à silex, etc.			O	O°		R°	O	O	O	O-
Roches altérées			R	R	O	R°	O	O		O-
Roches tendres										

R : Recommandé O : Toléré Non toléré Inadapté

* : vitesse de rotation < 60 tr/min et diamètre de l'outil inférieur ou égal à 1,15 d_3

\+ : éventuellement, forage préalable en petit diamètre ($d_4 < d_3$)

° : injection avec boue (pression < 500 kPa, débit < 15 l/min.)

Dans le cas où le forage est fait par rotation, la pression (en tête du train de tiges) transmise sous l'outil doit être inférieure à 200 kPa.

◆ : avec dispositions particulières (par exemple imposer un gradient vertical descendant, réaliser les essais en descendant, prolonger le tube fendu par un tube de garde)

TAM Tarière à main (cuillère)
T IN Tarière avec injection de boue de forage
THC Tarière hélicoïdale continue à sec
O DG Outil désagrégateur
CAR Carottier
ROTOP Rotopercussion
IN Avec injection de boue
BAT Battage
CPMF Carottier à parois minces foncé
TF Tube fendu
TF EM Tube fendu avec enlèvement simultané des matériaux
VBF Vibrofonçage

Tableau II.3 : *Longueur maximale des forages fait avant l'essai.*

Nature des terraines	Longueur maximale des forages fait avant l'essai (m)
Vase et argile molle	1 ** +
Argiles moyennement compactes	3 +
Argiles compactes, marnes raides	5
Limon - au dessus de la nappe - sous la nappe	 5 3 +
Sables lâches - au dessus de la nappe - sous la nappe	 3 1 ** +
Sables moyennement compactes et compactes	5
Sols grossiers : graviers, galets, …etc.	5
Roches - altérées - saines	 5
** ou intervalles entre deux essais consécutifs. + un tubage est recommandé au délai de 10 mètres de profondeur.	

5- *Présentation des résultats :*

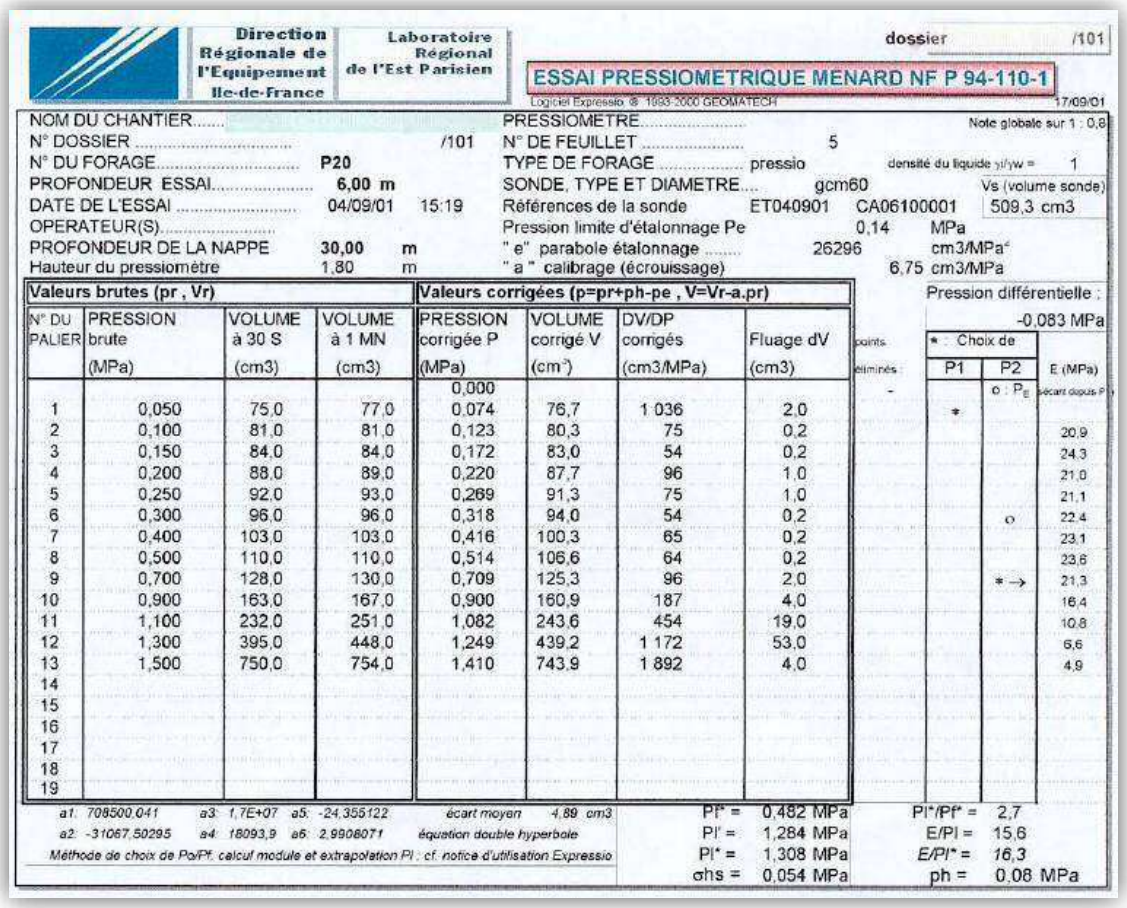
5.1- *Courbe pressiométrique :*

Pour chaque pression on effectue une série de mesures de déformation volumétriques au temps initial t_0 et aux différents temps :

$$t_n = 2^n t_0 \text{ (par convention).} \qquad \text{(II-01)}$$

Le t_0, est égal à 15 s, et on se limite en général à t_1= 1 min. Toutes les lectures sont notées dans un carnet spécial sur lequel sont en outre portés divers renseignements nécessaires au dépouillement de l'essai, tels que :

- profondeur de l'essai,
- diamètre de la sonde,
- niveau de l'eau,
- nature géologique du sol. (***Figure II.25).***



Direction Régionale de l'Equipement Ile-de-France — Laboratoire Régional de l'Est Parisien — dossier /101

ESSAI PRESSIOMETRIQUE MENARD NF P 94-110-1

Logiciel Expressio ® 1993-2000 GEOMATECH — 17/09/01

NOM DU CHANTIER			PRESSIOMETRE			Note globale sur 1 : 0,8
N° DOSSIER		/101	N° DE FEUILLET	5		
N° DU FORAGE	P20		TYPE DE FORAGE	pressio	densité du liquide γl/γw =	1
PROFONDEUR ESSAI	6,00 m		SONDE, TYPE ET DIAMETRE	gcm60		Vs (volume sonde)
DATE DE L'ESSAI	04/09/01	15:19	Références de la sonde	ET040901	CA06100001	509,3 cm3
OPERATEUR(S)			Pression limite d'étalonnage Pe		0,14 MPa	
PROFONDEUR DE LA NAPPE	30,00 m		" e" parabole étalonnage		26296 cm3/MPa²	
Hauteur du pressiomètre	1,80 m		" a " calibrage (écrouissage)		6,75 cm3/MPa	

Pression différentielle : -0,083 MPa

N° DU PALIER	PRESSION brute (MPa)	VOLUME à 30 S (cm3)	VOLUME à 1 MN (cm3)	PRESSION corrigée P (MPa)	VOLUME corrigé V (cm³)	DV/DP corrigés (cm3/MPa)	Fluage dV (cm3)	points éliminés	* : Choix de P1	* : Choix de P2	E (MPa)	écart depuis P
				0,000				-				
1	0,050	75,0	77,0	0,074	76,7	1 036	2,0		*			
2	0,100	81,0	81,0	0,123	80,3	75	0,2				20,9	
3	0,150	84,0	84,0	0,172	83,0	54	0,2				24,3	
4	0,200	88,0	89,0	0,220	87,7	96	1,0				21,0	
5	0,250	92,0	93,0	0,269	91,3	75	1,0				21,1	
6	0,300	96,0	96,0	0,318	94,0	54	0,2			o	22,4	
7	0,400	103,0	103,0	0,416	100,3	65	0,2				23,1	
8	0,500	110,0	110,0	0,514	106,6	64	0,2				23,6	
9	0,700	128,0	130,0	0,709	125,3	96	2,0			* →	21,3	
10	0,900	163,0	167,0	0,900	160,9	187	4,0				16,4	
11	1,100	232,0	251,0	1,082	243,6	454	19,0				10,8	
12	1,300	395,0	448,0	1,249	439,2	1 172	53,0				6,6	
13	1,500	750,0	754,0	1,410	743,9	1 892	4,0				4,9	
14												
15												
16												
17												
18												
19												

a1: 708500,041 a3: 1,7E+07 a5: -24,355122 écart moyen 4,89 cm3
a2: -31067,50295 a4: 18093,9 a6: 2,9906071 équation double hyperbole
Méthode de choix de Po/Pf, calcul module et extrapolation Pl : cf. notice d'utilisation Expressio

Pf* = 0,482 MPa
Pl' = 1,284 MPa
Pl* = 1,308 MPa
σhs = 0,054 MPa

Pl*/Pf* = 2,7
E/Pl = 15,6
E/Pl* = 16,3
ph = 0,08 MPa

Figure II.25 : *feuille d'essai.*

On remarquera dans chaque feuille d'essai pressiométrique une colonne spéciale portant la mention « fluage ». Dans cette colonne sont inscrites pour chaque pression, les déformations de fluage correspondantes, c'est-à-dire la différence entre la déformation finale et la déformation à 30 s.

L'ensemble des résultats des mesures peut se traduire par deux courbes :

- la courbe pressiométrique ;
- une courbe dite de « fluage » ;(***Figure II.26***).[9]

a- La courbe pressiométrique :

Aussi appelée « courbe d'expansion » ou « la courbe brute » est obtenue en portant en abscisse la pression P dans la cellule de mesure et en ordonnée la variation de volume V à la fin du palier de pression correspondant. [1]

b- La courbe de fluage :

Qui représente la variation de volume de la sonde entre quinze secondes et une minute pour chaque palier de pression, traduit une vitesse de déformation en fonction de la contrainte appliquée. [18]

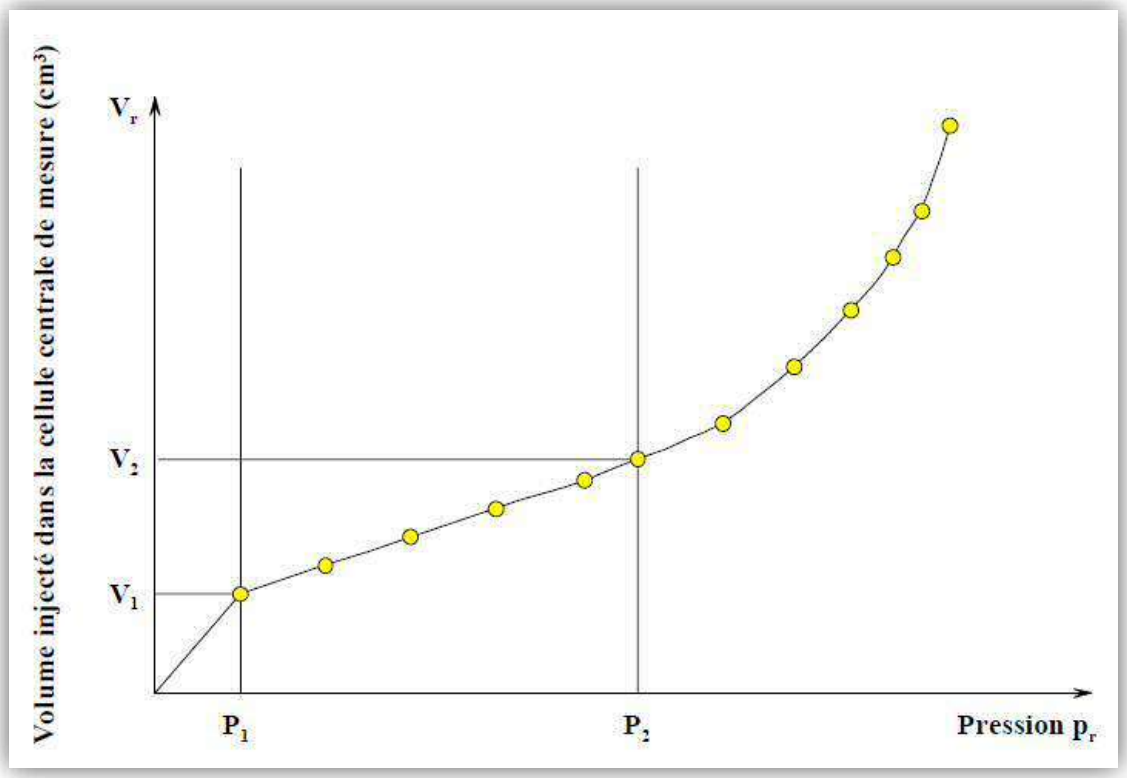


Figure II.26 : *Courbe Pressiométrique brute.*

5.2- Corrections diverses :

Les courbes établies directement à partir des lectures, sont des courbes brutes qui ne peuvent être interprétées sans diverses corrections.

En effet, les lectures des pressions et des volumes faites sur le terrain doivent subir des compensations tenant compte :

- de la surcharge piézométrique due à la hauteur de la colonne d'eau dans l'appareil,
- de l'élasticité propre de l'ensemble membrane+ gaines, appelée improprement d'ailleurs « inertie »,

- de la compressibilité interne de l'appareil.

a- Correction de hauteur piézométrique :

Par convention on doit exprimer les efforts exercés sur le sol en contraintes totales. Ainsi donc, si l'essai est réalisé à une profondeur z au dessous de l'appui du pressiomètre, les pressions lues sur le manomètre devront être majorées de la charge due à la colonne d'eau située dans la colonne d'eau située dans les tubulures du pressiomètre soit :

$$\gamma_w z = \text{constante pour même essai.}$$

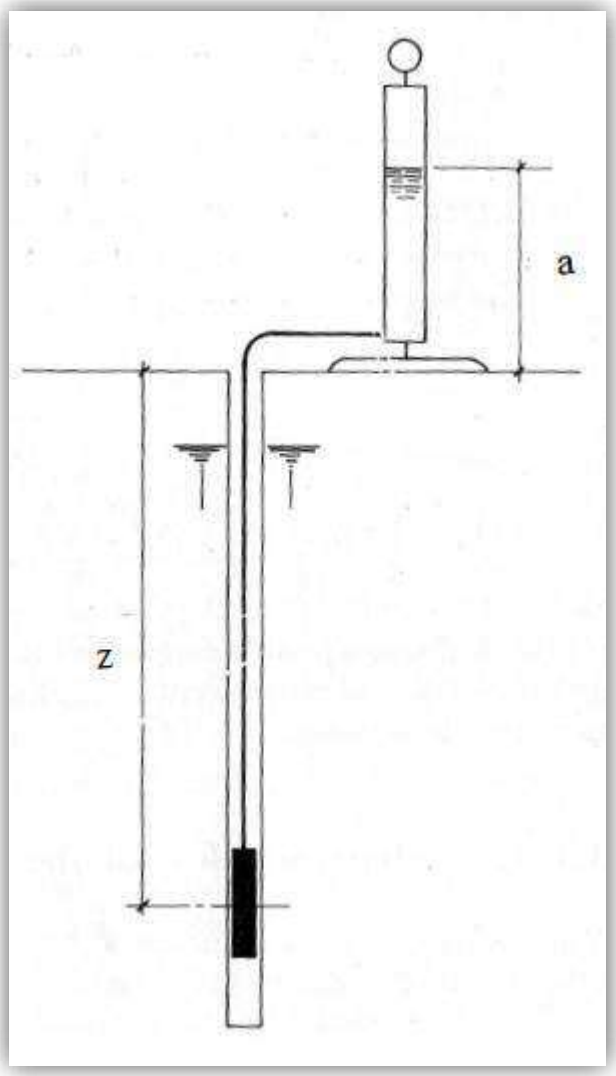


***Figure II.27** : Correction de hauteur piézométrique.*

On néglige en général la charge correspondant à l'eau située dans le C.P.V Toutefois, dans les terrains très faibles, il pourra être utile d'en tenir compte et la correction sera alors :

$\gamma_w\ (z+a)$, qui varie pour chaque pression.

Si l'on appelle P_m la pression lue sur le manomètre, la pression exercée mir le terrain, en négligeant toute autre correction sera donc :

$$P=P_m + \gamma_w\ (z+a). \qquad \text{(II-02)}$$

b- Correction d'inertie :

La pression P_m majorée de la valeur de la hauteur hydrostatique n'est pas la pression qui s'exerce effectivement sur le sol. En effet, à toute pression P_m mesurée correspond une déformation volumétrique V_{in} lue sur le C.P.V.

Pour obtenir la pression qui s'exerce sur la paroi du forage, c'est-à-dire en quelque sorte la pression récupérée à l'extérieur de la sonde, il faut déduire de la pression mesurée la pression P_i nécessaire pour dilater la sonde sans étreinte extérieure de la même quantité V_m.

Cette pression P_i est appelée, improprement d'ailleurs, « inertie » de a sonde.

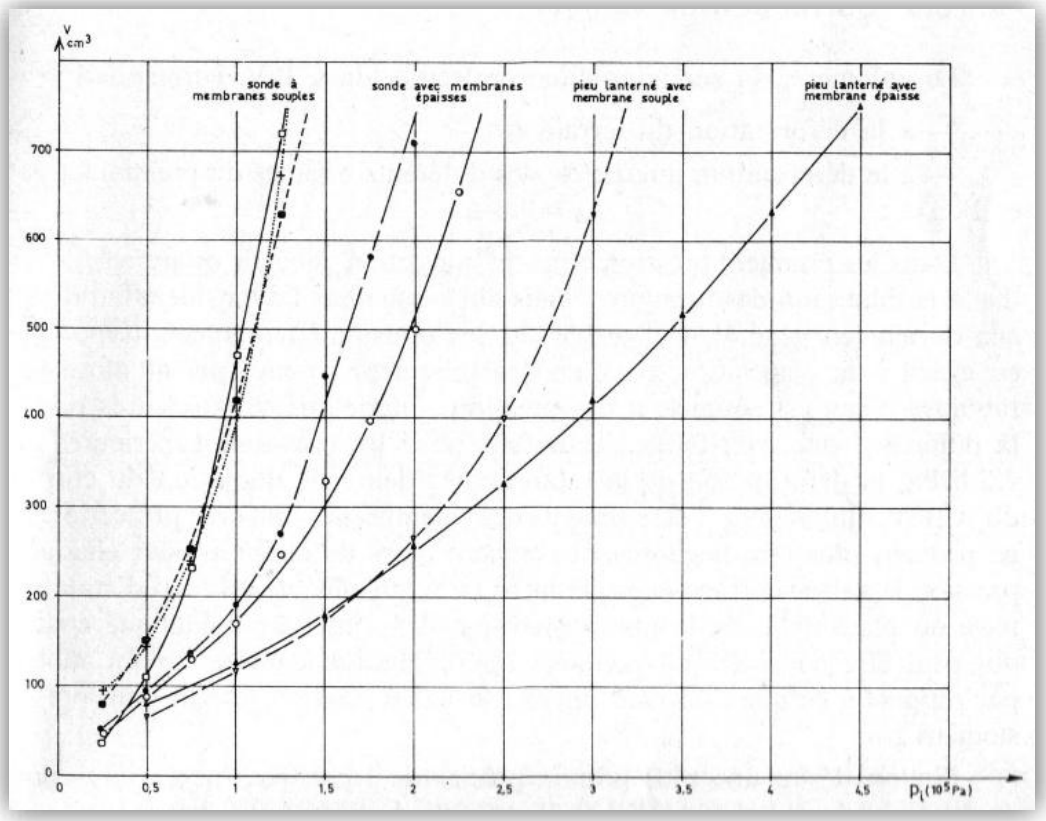


***Figure II.28** : Correction d'inertie.*

Pour pouvoir procéder aux corrections d'inertie, il suffit de faire un essai pressiométrique hors du forage, la sonde étant placée verticalement à côté du C.P.V. La

courbe obtenue est appelée courbe d'inertie. En définitive donc, la pression P exercée réellement sur la paroi du forage est donnée par la relation :

$$P = P_m - P_i + \gamma_w\ (z+a). \qquad \text{(II-03)}$$

Cette correction d'inertie est de loin la plus importante et doit être effectuée avec le plus grand soin. Il n'est certes pas utile d'effectuer un essai d'inertie avant chaque essai pressiométrique, mais par contre, il est absolument nécessaire d'en effectuer un après chaque changement de membrane, et au moins un tous les *10* essais.

L'expérience fait en effet apparaître une certaine dispersion dans les courbes d'inertie. Cette dispersion a deux causes: une cause humaine due au montage même des gaines, et des membranes, une cause matérielle due à des variations de qualité dans les fournitures et à un certain écrouissage du matériau constituant ces gaines et ces membranes.

c- Correction de volume :

Le volume V_m lu sur la colonne de lecture du C.P.V. correspond :

- à la déformation du terrain V,
- à la déformation interne ΔV des différents organes du pressiomètre, et l'on a :

$$V_m = V + \Delta V. \qquad \text{(II-04)}$$

Dans les premiers pressiomètres, la correction ΔV était essentiellement due à la dilatation des tubulures, mais ainsi que nous l'avons déjà indiqué, elle devient en général négligeable sur les pressiomètres actuels (type G) eu égard à la disposition coaxiale des tubulures air-eau, puisqu'alors la tubulure d'eau est soumise à des pressions intérieures et extérieures dont la différence est assez faible. Toutefois, pour les pressions supérieures à *2,5* MPa, la déformation de la tubulure extérieure, la dilatation du corps du C.P.V. lui-même, l'écrasement des membranes et des protections, ne peuvent plus être négligées. Il convient alors de mesurer pour chaque pression la valeur corrective Av. Pour ce faire, on effectue un essai d'étalonnage en plaçant la sonde pressiométrique dans un tube métallique épais qui peut être considéré en première approximation comme indéformable par rapport à ce que l'on peut appeler la « déformation interne » du pressiomètre.

Si l'on désire une plus grande précision, il conviendra d'utiliser un double tube équilibré. Il est utile de faire deux cycles de chargement t déchargement successifs, les lectures étant faites sur le dispositif haut sensibilité.

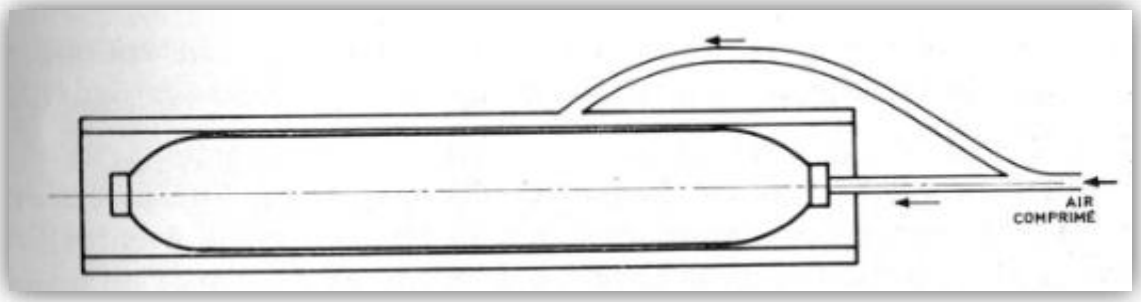


Figure II.29 : *Double tube compensé.*

Il est clair que les déformations ainsi mesurées ne sont que les déformations internes de l'appareil.

On tracera alors la courbe d'étalonnage $\Delta V = f(p)$ qui présente l'allure P dans la figure ci-dessus.

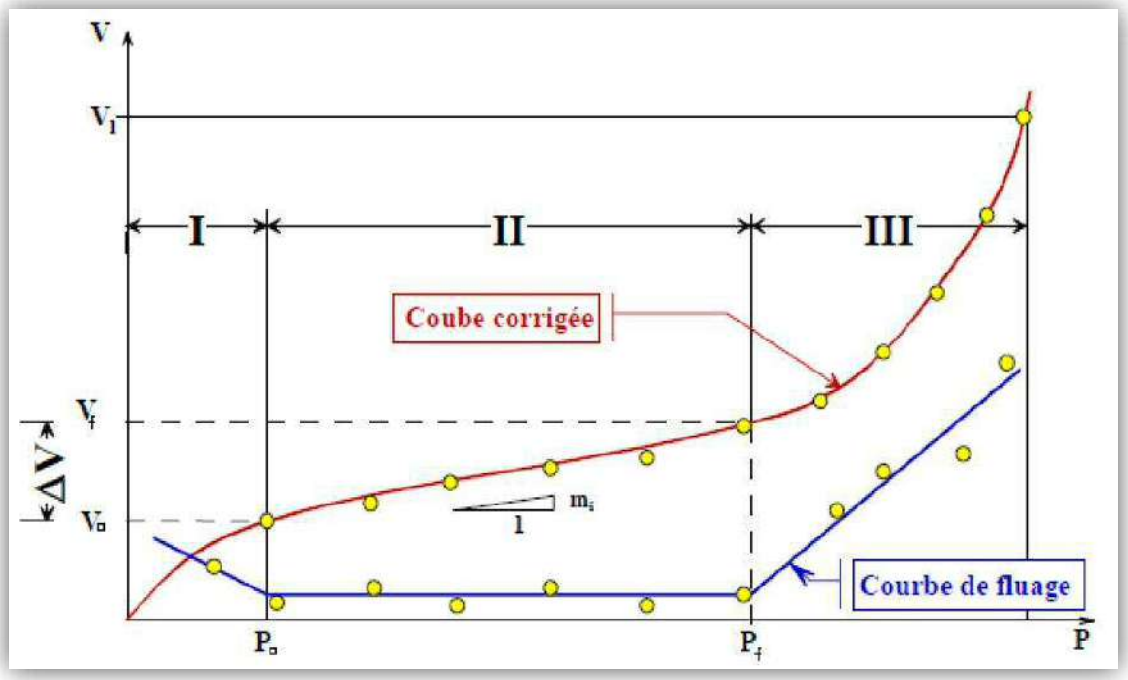


Figure II.30 : *Courbe Pressiométrique corrigé.*

5.3- Caractéristiques pressiométrique :

5.3.1-Détermination du module pressiométrique Ménard E_M :

La pente du segment linéaire sert à calculer le module pressiométrique **E_m,** un paramètre utilisé dans le calcul du tassement des fondations :

$$E_m = 2,66\ (\upsilon_0 + \upsilon_m)— \qquad \text{(II-05)}$$

Ou :

E_m : module pressiométrique (KPa).

υ_0 : volume nominal initial de la cellule de mesure (cm^3)

υ_m : variation de volume correspondant à la pression moyenne de la phase semi élastique

— : Pente du segment linéaire [24]

La détermination du module E_m est l'opération la plus délicate dans l'essai pressiométrique. Du fait du remaniement du trou de forage, le module pressiométrique E_m sera toujours plus faible que le module réel du sol. [16]

5.3.2-Détermination de la pression de fluage P_f :

C'est la limite supérieure de la phase pseudo-élastique, ou la pression pour laquelle les déformations différées de la sonde deviennent importantes par rapport aux déformations immédiates.

Elle s'évalue, soit à partir de la courbe standard, soit mieux à partir de la courbe de fluage. [18]

5.3.3-Détermination de la pression limite P_l :

Lorsque la pression appliquée sur les parois du forage par la sonde dépasse la pression de fluage P_f le sol entre en plastification et par convention, la pression limite est la pression qui entraîne le doublement de la cellule centrale de mesure après la pression P_0. Elle correspond à un volume injecté :

$$V_l = V_s + 2V_0 \qquad \text{(II-06)}$$

La pression limite est la pression qui correspond à la plastification de tout le massif. Dans la pratique, cette pression est difficile à atteindre, c'est pourquoi on adopte la pression limite conventionnelle correspondant au doublement du volume de la sonde. [16]

5.4- Profile pressiométrique:

Les valeurs du module pressiométrique, de la pression de fluage, et de la pression limite obtenues au pressiomètre sont systématiquement représentées en fonction de la profondeur sur des tableaux synoptiques, en parallèle avec les résultats géologique, les courbes d'avancement de l'outil et les courbes de battage, le niveau de la nappe, etc.

La présentation simultanée de ces divers résultats permet de définir des profils géotechniques comme par exemple celui représenté au ***Figure II.31.*** [16]

Les écarts entre deux essais réalisés à la même profondeur et à la même accélération sont limités. Ils s'expliquent en partie par des effets de bords (proximité des parois du conteneur).[3]

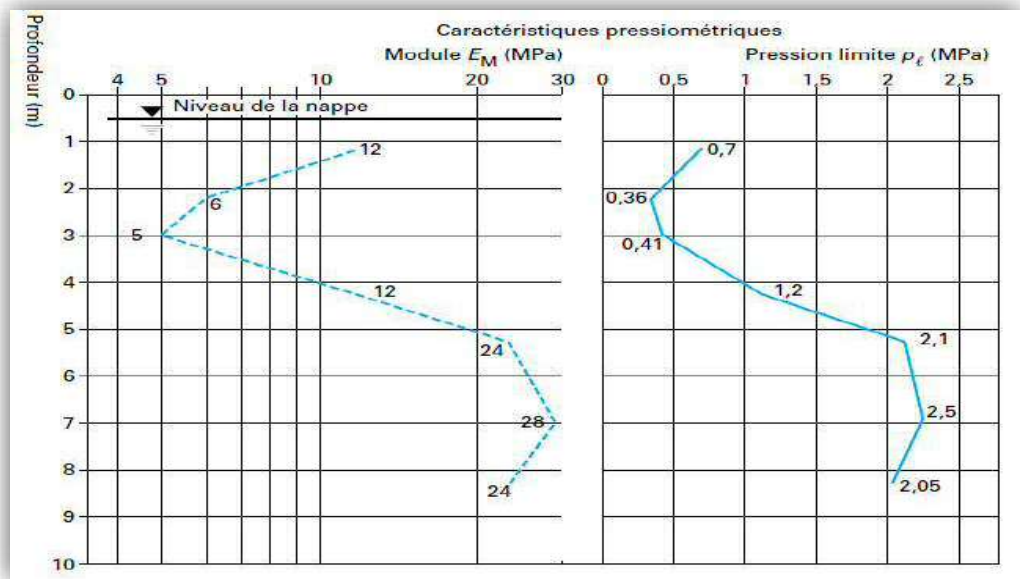


Figure II.31 : *Profile pressiométrique.*

5.5- Courbe pressiométrique pour un PAF:

Usuellement, la courbe d'expansion est tracée en représentant en abscisse la variation relative du volume de la sonde en fonction de la pression appliquée au sol (pression lue au capteur corrigée de la pression propre de déformation de la cellule). Contrairement à la courbe d'expansion de l'essai pressiométrique Ménard, cette courbe ne présente aucun point singulier ; sa concavité est monotone et tournée comme celle de l'essai Ménard dans sa phase finale.

Une courbe d'expansion type, comparée à celle obtenue au pressiomètre avec forage préalable, met en évidence les différences suivantes :

- il n'y a pas de phase de recompression du sol, la valeur de la contrainte totale initiale horizontale dans le massif, estimée par po, est plus faible que celle obtenue à l'aide du pressiomètre avec forage préalable, et certainement plus réaliste.

- la partie pseudo-élastique n'apparaît pas, il n'est donc pas possible de définir une pression de fluage Pf, ni un module pressiométrique EM suivant la même formulation que dans l'essai avec forage préalable. Le comportement est aussi beaucoup plus raide en début d'essai, et pour une même pression appliquée, les déformations obtenues sont nettement inférieures.[1]

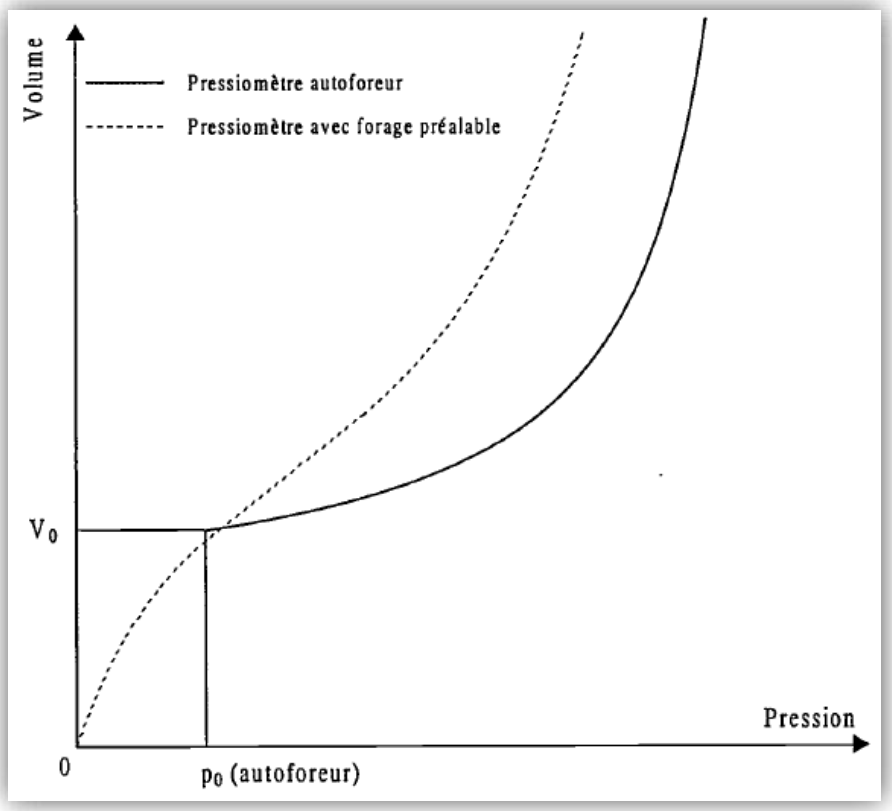


Figure II.32 : *Courbe pressiométrique PAF*

6- *Autre application du Pressiomètre :*

6.1- *Classification selon P_l et E_M:*

Le rapport (E_M /P_l) bien qu'il regroupe deux caractéristiques très différentes, du fait que l'une correspond aux petits déplacements du forage et l'autre aux grands, l'expérience a montré que celui-ci peut être un critère pratique pour apprécier et classer la raideur des matériaux étudiés.

On admet selon Ménard la classification suivante :[16]

Tableau II.4*: Classification selon le rapport* (E_M/P_l).

Argiles	$E_M/P_l < 5$	Argiles remaniées ou triturées
	$5 < E_M/P_l < 8$	Argiles sous-consolidé
	$8 < E_M/P_l < 12$	Argiles normalement consolidé
	$12 < E_M/P_l < 15$	Argiles légèrement sur consolidé
	$E_M/P_l > 15$	Argiles fortement sur consolidé
Sables	$E_M/P_l < 5$	Sables remaniées
	$6 < E_M/P_l < 8$	Sables et graviers immergés
	$E_M/P_l > 10$	Sables et gravier secs et serrés

6.2- Relation entre le module pressiométrique E_m et le module œdométrique :

L'essai pressiométrique est pratiquement, un essai non drainé et ne traduit pas le phénomène de consolidation.

À cet effet, Ménard a défini, un coefficient **α** appelé coefficient rhéologique ou coefficient de structure du sol. Ce coefficient fournit la corrélation entre le module pressiométrique et le module œdométrique. [16]

$$E_{oed} = E_m / \alpha \qquad \text{(II-07)}$$

***Tableau II.5**: coefficient de structure **α** en fonction du type de sol et du rapport E_M / P_l.*

Type de sol	Argiles		Limons		Sables		Sables et graviers	
Sur-consolidé	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement Sur-consolidé	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4
Sous-consolidé	7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3		

6.3- Classification de sol d'après pressions limites P_l :

Le tableau suivant donne une classification des sols en fonction de P_l en vue du dimensionnement des fondations d'ouvrages de génie civil.[16]

***Tableau II.6**: Classification des sols d'après P_l.*

Classe de sol		Description	MPa
Argiles Limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 – 2,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5
Sables Graves	A	Lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 – 2,0
	C	Compacts	> 2,5
Craies	A	Molles	< 0,7
	B	Altérés	1,0 – 2,5
	C	Compacte	> 3,0
Marnes	A	Tendres	1,5 – 4,0
	B	Compacts	> 4,5

6.4- Détermination de la résistance au cisaillement des sols à l'aide du pressiomètre :

L'interprétation de l'essai pressiométrique en termes de résistance au cisaillement implique que plusieurs conditions soient satisfaites :

- le sol doit être intact autour de la sonde ;
- le champ de déformation doit être plan et connu.

Dans l'essai de *Ménard*, le sol autour de la sonde n'est pas intact : il est décomprimé au bord du trou et perturbé par l'opération de forage (trituration par l'outil et par le fluide d'injection). Quant au champ de déformation, il n'est connu que dans les sols cohérents : la déformation (pour la géométrie donnée de la sonde *Ménard*) est sensiblement plane et le champ de déformation est connu à chaque instant en raison de l'invariance du volume élémentaire si la sollicitation est non drainée.

Dans un sable, aucune de ces deux hypothèses n'est satisfaite : la déformation est non plane et la dilatance entraîne une variation non connue du volume élémentaire.

Il s'ensuit que l'essai *Ménard* ne peut être interprété de manière analytique en termes de résistance au cisaillement.[1]

- La méthode de *Menard* (1957) est une relation empirique, généralement utilisé pour analysé les données pressiomètrique *Ménard* :

$$C_u = \frac{P_l - P_0}{5,5} \text{kPa} \qquad \text{(II-08)}$$

- La méthode de *Amar* et *Jézéquel* (1972) aussi une relation empirique donnée par la formule suivante :

$$C_u = \frac{P_l - P_0}{10} + 25 \text{kPa} \qquad \text{(II-09)}$$

, $_0$, et sont la pression limite, la contrainte horizontale des terres et la cohésion non drainé respectivement.[2]

7- *Avantage et inconvenant :*

Chaque dispositif a certains avantages et inconvénients, lorsqu'il est utilisé pour la détermination du paramètres souhaités, compris le pressiomètre.

7.1- *Avantage :*

- L'appareillage est relativement simple, robuste et léger.
- Les essais sont réalisables dans tous les types de sols à condition de bien choisir la technique de mise en place de la sonde.
- Cet essai permet d'aborder les problèmes de stabilité à court terme et d'évaluer valablement les tassements lorsque ceux-ci sont faibles (quelques centimètres). De plus on obtient quasi instantanément un ordre de grandeur de la pression admissible.
- seul essai fournissant à la fois un critère de rupture et un critère de déformabilité du sol.
- La similarité entre la dilatation de la membrane pressiométrique et celle d'un cavité cylindrique permet l'utilisation de solutions proches de forme disponibles pour la détermination paramètres de pressiométriques.
- Les paramètres du sol de base, telles que le module de cisaillement, le profil de rigidité non linéaire, le total contrainte horizontale et résistance au cisaillement pour les argiles ou de l'angle de frottement interne pour sables, peuvent être déterminées par un pressiomètre.
- Ces dispositifs peuvent être utilisés comme outils de profilage du sol, comme un test de contrôle d'amélioration de terrain, et d'étalonner d'autres appareils.

7.2- *Inconvénients :*

- L'essai est ponctuel et ne permet pas des mesures en continu (un essai tous les 100 à 150 cm de profondeur).
- La technique de préforage influence directement sur les propriétés des sols adjacents.
- cette technique ne peut pas être utilisée dans les sols où les chances de l'effondrement du trou de forage sont présentes.
- Le pressiomètre autoforeur a été développé dans le but de réduire au minimum la perturbation du sol. Cet instrument fournit des propriétés du sol de haute qualité; Cependant, beaucoup de compétence et d'expérience est nécessaire pour le fonctionnement du PAF.

8- Conclusion :

Depuis sa mise au point par Louis Ménard en 1957, l'essai pressiométrique connaît un essor considérable. Ce succès est dû à de nombreux avantages, comme la simplicité relative d'exécution, la rapidité des mesures. L'essai sera réalisable dans presque tous les terrains avec une précision et une fidélité compatibles avec les impératifs des constructions courantes.

Les essais pressiométriques sont à recommander pour la reconnaissance des sols en vue du dimensionnement des fondations. À des degrés divers ils permettent de chiffrer les propriétés des sols en place

En règle générale, ils conduisent à des dimensionnements plus proches de la réalité que ceux déduits des essais classiques en laboratoire.

La réalisation et l'exploitation de l'essai est un travail délicat qui ne peut être négligé. Ceci nécessite une très bonne pratique de l'appareil, une bonne connaissance des techniques de forage et des sols.

Chapitre III

La théorie pressiométrique

1- Introduction :

L'essai pressiométrique est un essai de chargement de la paroi du forage jusqu'à la rupture. Il permet par conséquent d'étudier la phase des petits déplacements du sol en déterminant un module de déformation du forage.

La déformation d'un sol sous l'expansion de la membrane d'un pressiomètre est la plupart du temps représentée comme l'expansion d'une cavité cylindrique.

Les hypothèses de déformation plane et axisymétrique permettent une simplification de l'analyse de ce type de problème.

2- Analyse de la courbe pressiométrique :

Considérons la courbe pressiométrique type, toutes corrections établies.

A partir d'une certaine pression correspondant à la mise en contact de la sonde et des parois du forage et éventuellement à une légère recompaction du sol. Cette courbe présente d'abord une allure apparemment linéaire. Cette quasi-linéarité traduit sensiblement une proportionnalité entre l'augmentation relative du diamètre du forage et l'augmentation des pressions. On admet donc que le sol réagit alors comme un matériau approximativement élastique auquel on peut attribuer un module de déformation constant *E*.

Lorsque les pressions appliquées dépassent un certain seuil, les déformations relatives augmentent considérablement et la courbe pressiométrique présente une courbure dirigée vers l'axe des déformations positives.

Ce seuil coïncide très approximativement avec le premier point de discontinuité de la courbe de fluage.

C'est pourquoi nous appellerons la pression correspondante « pression de fluage », que nous désignerons par P_f.

Cette pression marque l'apparition d'une phase de déformations plastiques à laquelle fait suite la phase des grands glissements, limitée par une asymptote verticale dont l'abscisse est la pression limite.

Une courbe d'expansion type, permet d'obtenir le module pressiométrique EM, la pression limite pressiométrique P_l, la pression de fluage P_f et la pression de contact avec le terrain P_0. Se décompose habituellement en trois phases (***Figure III.1)*** *:*

- Une première phase de recompactage du sol autour de la sonde pressiométrique :

($0 \leq P \leq P_0$; $0 \leq V \leq V_0$) elle résulte de l'expansion de la membrane jusqu'au moment où celle ci vient épouser le contour du trou foré préalablement. D'après *Fawaz (1993), Baguelin (1978)* définissent P_0, la pression lue sur la courbe pressiométrique qui correspond au volume V_0 comme le début de la partie linéaire sur cette courbe. Théoriquement la pression P_0 dans la sonde est alors la pression naturelle de terre au repos.

- Une deuxième phase dite pseudo-élastique où élastique :

(P0 ≤ P≤ Pf ; V0 ≤V≤ Vf), caractérisée par une réponse approximativement linéaire du sol. La pression atteinte à la fin de cette phase est la pression de fluage Pf.

- Une troisième phase dite plastique:

($P_f \leq P$; $V_f \leq V$), correspond à l'apparition d'une forte non-linéarité de la courbe d'expansion due à la mise en plasticité du sol. Pour les très grandes déformations, la pression tend vers une valeur limite. C'est la pression limite, notée définie comme l'asymptote de la courbe pressiométrique quand le volume tend vers l'infini.

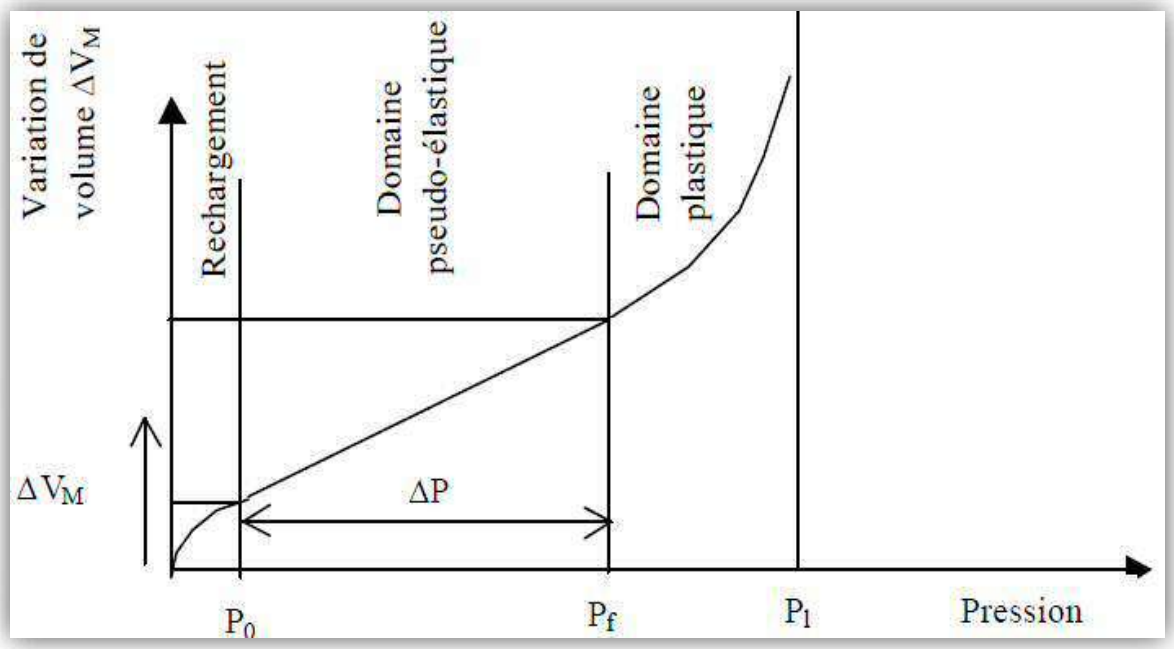


Figure III.1 : *les domaines de déformation.*

3- *Étude de la phase élastique :*

3.1- *Théorie générale :*

On applique à la phase des déformations linéaires, la théorie de l'élasticité en considérant le sol comme un cylindre de rayon r_0 (rayon du forage) à parois infiniment épaisses, et soumis à une pression intérieure uniforme P.

Considérons à une distance *r* du centre du forage l'équilibre d'un élément d'anneau cylindrique d'épaisseur d*r* et d'angle au centre dθ et désignons par σ_r et σ_θ, les contraintes radiales et tangentielles qui s'exercent sur cet élément (***Figure III.2***).

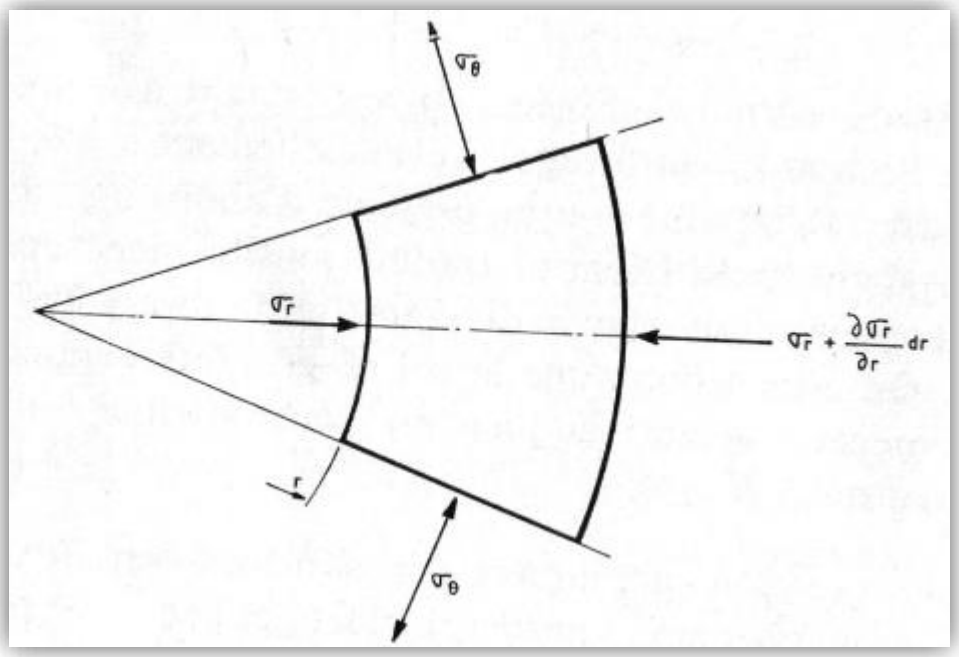


Figure III.2 : *Equilibre d'un élément de couronne cylindrique autour de la sonde.*

En projection sur la bissectrice de l'angle dθ, l'équilibre des forces en présence s'écrit :

$$+ \quad + \quad + 2 \quad = 0 \qquad \text{(III-01)}$$

Soit :

$$= 0 \qquad \text{(III-02)}$$

Du fait de la symétrie de révolution, les contraintes ne dépondent pas de l'angle polaire et l'équation d'équilibre dans le sens tangentiel est identiquement satisfaite.
L'équation différentielle (2) peut s'intégrer par l'intermédiaire d'une fonction d'*Airy* satisfaisant à l'équation de compatibilité :

$$= 0.$$

Cette équation de compatibilité en coordonnées cylindrique s'écrit :

$$+ \quad + \quad = 0 \qquad \text{(III-03)}$$

En posant = , on obtient :

$$4 \quad + 4 \quad = 0 \qquad \text{(III-04)}$$

L'équation caractéristique est alors :

$$^{4} \quad 4 \quad ^{3} + 4 \quad ^{2} = \quad ^{2}(\quad 2)^{2} = 0 \qquad \text{(III-05)}$$

D'où : $$= \quad + \quad + \quad ^{2} \quad + \qquad \text{(III-06)}$$

Soit finalement, puisque $t = \text{Log } r$

$$= \quad + \quad + \quad ^{2} \quad + \qquad \text{(III-07)}$$

Les contraintes sont alors :

$$= \frac{1}{-} — = \frac{}{2} + \quad 1 + 2 \quad + 2 \qquad \text{(III-08)}$$

$$= \frac{1}{-} \frac{^{2}}{2} = \frac{}{2} + \quad 3 + 2 \quad + 2 \qquad \text{(III-09)}$$

A l'infini règne la contrainte initiale des terres au repos. Nous supposerons pour simplifier que cette contrainte est hydrostatique et d'intensité P_o.

Ainsi donc, pour $= \infty$, on a :

$$= \quad = \ _{0} \text{ d où } \quad = 0 \text{ et } 2 \ = \ _{0} \qquad \text{(III-10)}$$

Sur la paroi du forage la contrainte radiale est égale à la pression appliquée par le pressiomètre, d'où :

$$= \frac{}{2_{0}} + \ _{0} \qquad \text{(III-11)}$$

Soit encore : $$= \quad _{0} \quad ^{2}{}_{0} \qquad \text{(III-12)}$$

Le champ de contrainte est finalement défini par les équations :

$$\left.\begin{aligned} &= \quad _{0} \ \frac{^{2}{}_{0}}{2} + \ _{0} \\ &= \quad _{0} \ \frac{^{2}{}_{0}}{2} + \ _{0} \\ &= \ _{0} \end{aligned}\right\} \qquad \text{(III-13)}$$

La contrainte sphérique est alors :

$$\frac{+ \quad +}{3} = \ _{0} \qquad \text{(III-14)}$$

Nous voyons donc que le champ de contrainte autour du pressiomètre résulte de la superposition d'un champ sphérique d'intensité p_o et d'un champ déviatorique pur défini par le déviateur de composantes principales :

$$= \quad _0 \frac{^2_0}{2} \; ; \quad = \quad _0 \frac{^2_0}{2} \; ; \quad = 0 \qquad \text{(III-15)}$$

Sur les parois du forage, nous avons donc :

$$= \quad _0 \; ; \quad = \quad _0 \; ; \quad = 0 \qquad \text{(III-16)}$$

Nous nous trouvons en premiere approximation dans un état de deformation plane.

Par rapport à l'état initial de déformation caractérisé par P_0, nous pouvons donc écrire (Loi de *Hooke*) :

$$_0 = - = \frac{1+}{} \quad 1 \qquad . \qquad \text{(III-17)}$$

Soit tous calculs faits, en remplaçant ′ et ′ par leur valeur :

$$= \frac{1+}{} \quad _0 \frac{^2_0}{} \qquad \text{(III-18)}$$

La déformation de la paroi du forage sera alors :

$$= \frac{1+}{} \quad _0 \; _0 \qquad \text{(III-19)}$$

Considérons maintenant une pression P appliquée à la paroi du forage et soit la déformation radiale correspondante ($P > P_0$).

Si à partir de ce nouvel état d'équilibre défini par une pression P - P_0et un rayon initial $_0 +$ nous augmentans la pression de d_P, la déformation radiale augmentera de $d_u$et nous pourrons écrire :

$$= \frac{1+}{} \quad _0 \qquad . \qquad \text{(III-20)}$$

Il s'agit là de déformation radiales linéaires.

Or, nous mesurons au pressiometre, des déformations volumétriques. Soit donc L la longueur de la cellule de mesure.

A la pression Ple volume d'eau injecté était et le volume du trançons de forage de longueur L :

$$+ \; _0 = \quad (\; _0 + \;)^2 \qquad \text{(III-21)}$$

Où $_0$désigne le volume du corps de sonde de longueur L(membrane et protection compise).

A l'augmentation de pression d correspond une augmentation du volume injecté d .En différenciant l'expression précédente, on obtient :

$$= 2 \quad _0 + \qquad \text{(III-22)}$$

d'où : $$= \frac{}{2 \quad (_0 +)} = \frac{1+}{} \quad _0 + \qquad \text{(III-23)}$$

Et : $$= \frac{2(1+)}{} \quad (_0 +)^2 \quad P \qquad \text{(III-24)}$$

soit finalement :

$$= \frac{2\ 1+}{} \quad _0 + \quad . \qquad \text{(III-25)}$$

Soit $_0$ le volume injecté correspondant à l'origine de la phase élastique.

Posons :

$$_0 = \ _0 + \ _0 \ ; \quad = \quad _0. \qquad \text{(III-26)}$$

V n'est autre que le volume injecté à par de $_0$.

$_0$ le volume total du forage au début de la phase élastique.

L'équation (25) devient :

$$= \frac{2(1+)}{} \quad _0 + \quad . \qquad \text{(III-27)}$$

On remarquera que $_0 + \ = \ _0 + \ .$

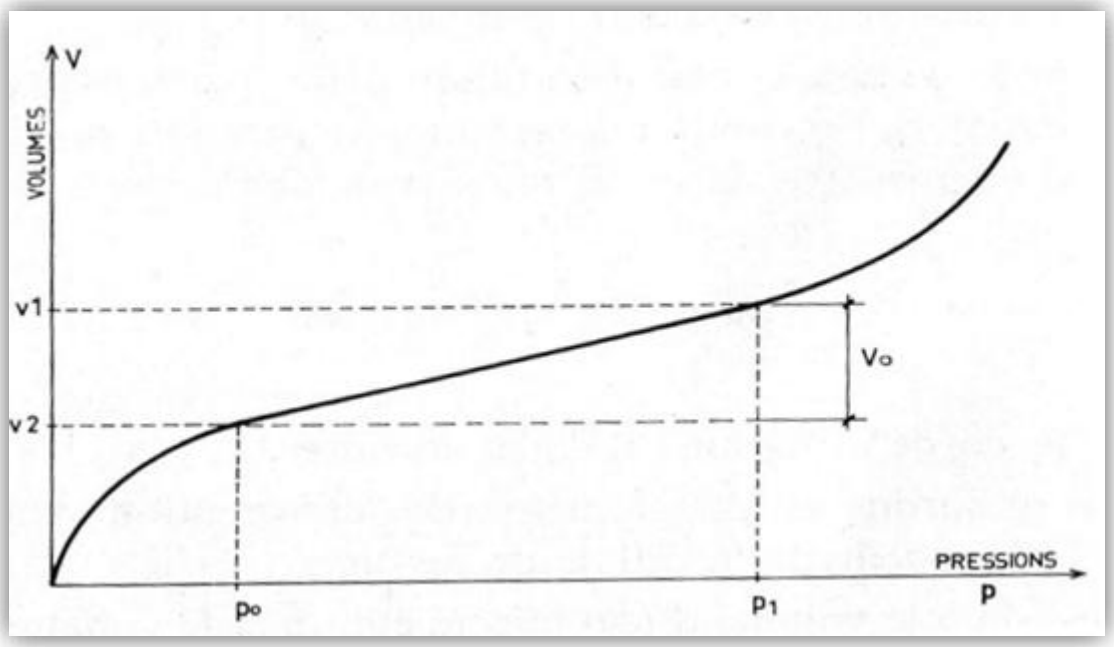


Figure III.3 : *Phase élastique.*

L'équation (27) est l'équation différentielle de la courbe pressiométrique dont l'intégration est immédiate.

$$1 + \frac{}{0} = \frac{2(1+\ )}{\quad} \quad {}_0 \cdot \qquad \text{(III-28)}$$

Soit en logarithme vulgaire :

$$1 + \frac{}{0} = \frac{2(1+\ )}{2.3} \quad {}_0 \qquad \text{(III-29)}$$

Ainsi en coordonnées semi-logarithmique $1 + \frac{}{0}$ en comme ordonnées, les pressions étant portées en abscisse sur l'échelle arithmétique, la courbe pressiométrique dans la phase élastique est une droite dont la pente :

$$= \frac{2(1+\ )}{2.3} \qquad \text{(III-30)}$$

Permet de calculer *E*.

En pratique, on n'utilise pas cette représentation semi-logarithmique, et on raisonne à partir de l'équation (27) d'où l'on tire :

$$= 2\ 1 + \quad {}_0 + \quad \frac{}{} \qquad \text{(III-31)}$$

Qui s'écrit encore en considérant les valeurs lues directement sue le pressiomètre :

$$= 2\ 1 + \quad {}_0 + \quad —. \qquad \text{(III-32)}$$

On voit donc qu'il suffit de connaître un point de la courbe pressiométrique et sa tangente pour calculer le module de déformation. On utilise alors le théorème des accroissements finis qui indique que pour une fonction continue et dérivable dans un intervalle *AB,* il existe un point *C* de la courbe tel que la tangente en *C* soit parallèle à *AB*. On calculera donc le module de déformation à partir de ce point dont on ignore les coordonnées. On admet alors que son ordonnée est très voisine du volume moyen injecté entre *A* et *B*. Cette approximation est d'autant plus légitime que les courbes pressiométriques en phase élastique sont pratiquement linéaire. Le point *C* est alors au milieu de *AB*.

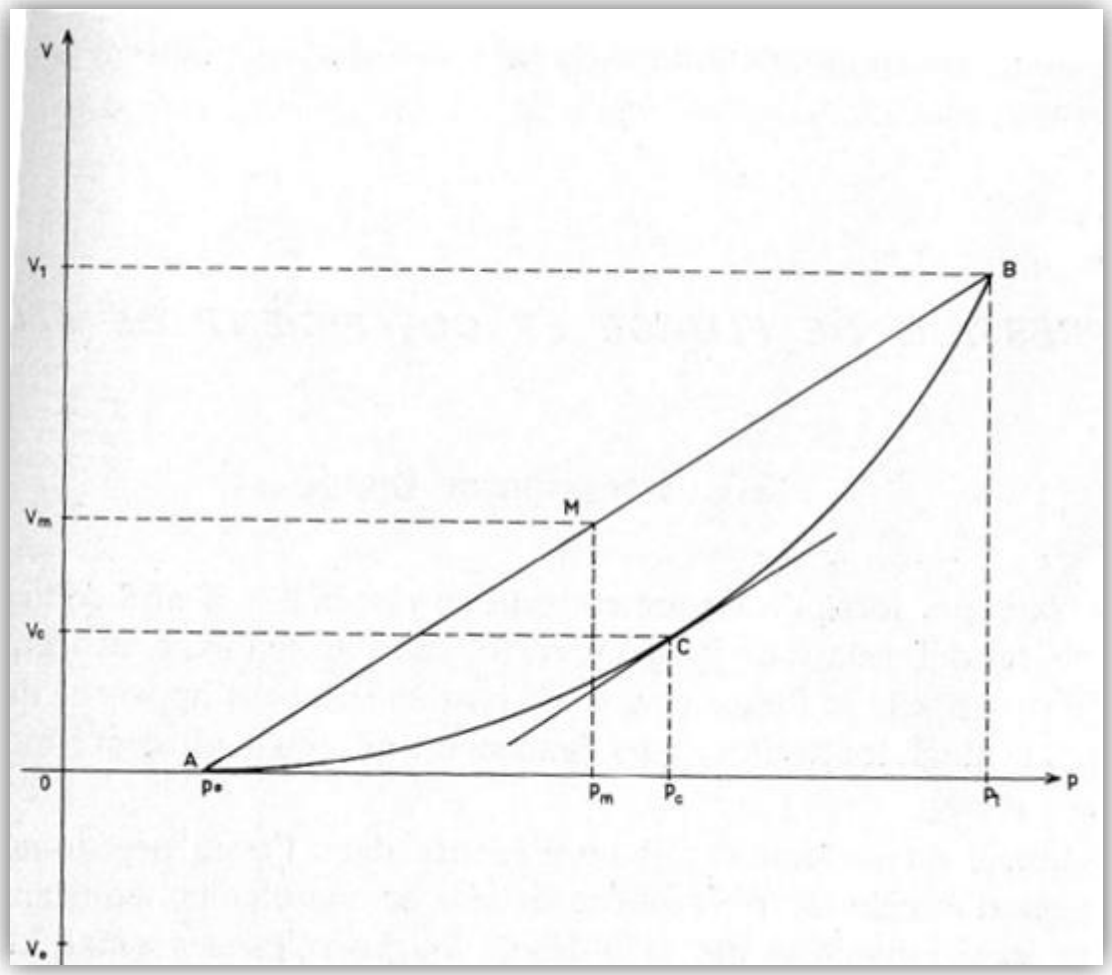


Figure III.4 : *Détermination du module de déformation.*

Le module de déformation se calcule finalement par la relation :

$$= 2\ 1 + \quad + \quad — \qquad \text{(III-33)}$$

Où $\qquad = \qquad \text{(III-34)}$

$$= \qquad \text{(III-35)}$$

$$= \frac{1}{2} \quad + \qquad \text{(III-36)}$$

Dans la plupart des cas pratiques, il ne sera pas nécessaire de tracer la courbe corrigée et on se contentera d'effectuer les corrections d'inertie et de volume sur les points limites de la phase élastique déterminée sur la courbe brute.

3.2- Pression de fluage et coefficient de fluage :

- pression de fluage :

On sait que lorsqu'on soumet certains matériaux à une sollicitation constante, les déformations évoluent en fonction du temps. C'est ce phénomène qu'on appelle le fluage et qui est particulièrement apparent dans les sols, surtout dans les argiles, mais également quoiqu'à un degré moindre, dans les sables.

Le fluage est nettement mis en évidence dans l'essai pressiométrique qui permet d'étudier ce phénomène *in situ* en maintenant constant les pressions aussi longtemps qu'on le désire. Si, dans l'essai normal, la durée des paliers de pression est de 1 min, pour certains problèmes particuliers on peut être amené à maintenir les pressions pendant plusieurs heures.

Soit à la pression p :

t_o le temps origine,

t_1 le temps où l'on fait la première lecture v_1 ;

t_n le temps où l'on fait la dernière lecture v_n.

Avec $t_n = 2^n t_0$. On peut d'ailleurs généraliser cette loi et adopter :

$$= \quad _0 \qquad \text{(III-37)}$$

Entre $t_1$et t_n la déformation de fluage est alors :

$$= \quad _1 \qquad \text{(III-38)}$$

A chaque pression P correspond une déformation et on peut tracer la courbe dite de « fluage » :

$$= \qquad \text{(III-39)}$$

Au début de l'essai décroît lorsque P augmente. Cette phase correspond à la mise en place de la sonde et à une éventuelle recompaction du sol dont l'équilibre initial a pu être perturbe par le forage.

Puis la déformation de fluage passe par un minimum et se met en suite a croître. C'est à partir de ce minimum que commence effectivement l'essai.

On constate alors que la variation de en fonction de la pression est pratiquement linéaire, mais avec une pente généralement faible.

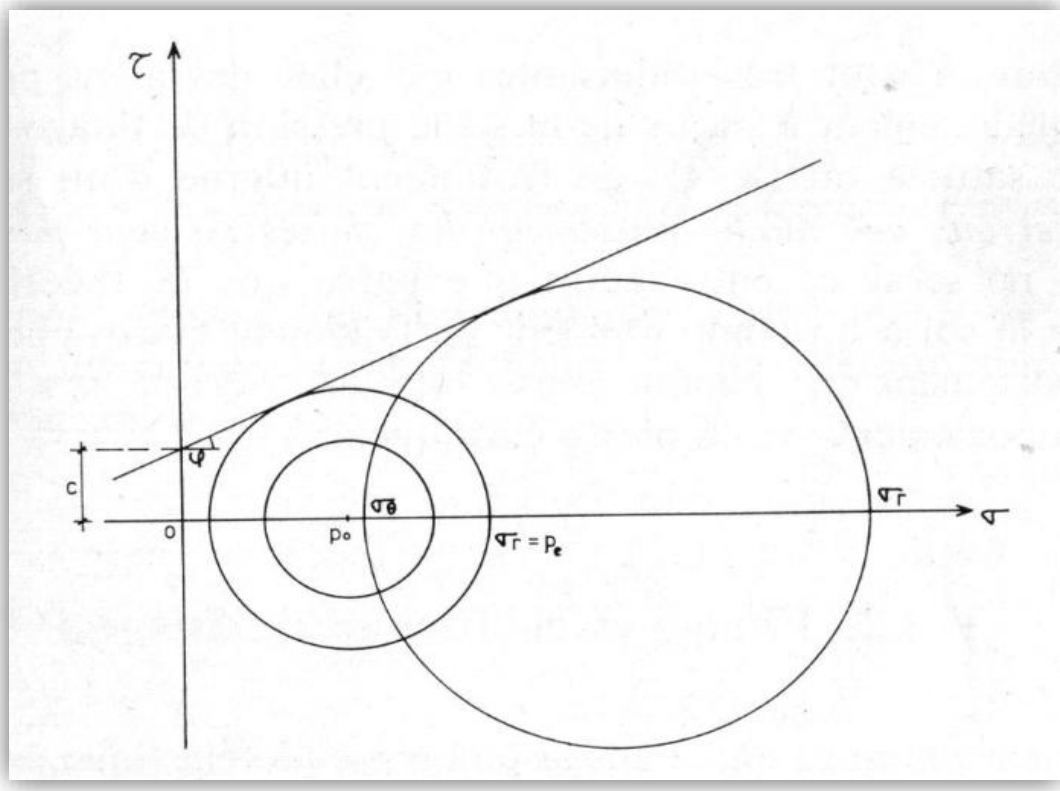


Figure III.5 : *Courbe du intrinsèque d'un sol.*

Pour une certaine pression, que nous appellerons P_f, une discontinuité très nette apparaît. Au-delà de cette pression, la déformation de fluage augmente très rapidement et la courbe se présente, soit sous forme linéaire avec une nouvelle discontinuité au voisinage de la pression limite, soit sous forme curviligne avec asymptote à la pression limite.

La pression P_f est appelée « pression de fluage ».Elle coïncide avec la fin de la phase quasi-rectiligne de la courbe $\upsilon = f(P)$.

La pression de fluage correspond donc à la limite « élastique » du sol. Si l'on se réfère à la représentation de *Mohr* (***Figure III.5***) on constate que l'on se trouvera en phase

élastique tant que le cercle centré en P_o et de rayon $P\text{-}P_o$ est situé au-dessous de la droite intrinsèque. La limite élastique correspond donc au premier cercle de *Mohr* tangent à cette droite.

Nous voyons que la pression de fluage peut alors s'exprimer classiquement par la relation :

$$= {}_0(1 + \sin\ ) + \ \cos \qquad \text{(III-40)}$$

Soit en terrain purement cohérent :

$$ {}_0 = \qquad \text{(III-41)}$$

Et en terrain purement frottant :

$$= {}_0(1 + \sin\ ) \qquad \text{(III-42)}$$

Ces formules sont très séduisantes car elles devraient permettre de calculer immédiatement à partir de la seule pression de fluage la cohésion d'une argile saturée ou l'angle de frottement interne d'un sable pur et sec. *Nous verrons que malheureusement les choses ne vont pas aussi bien en pratique,* ne serait-ce entre autre que parce que la théorie classique suppose que le sol a un comportement parfaitement élasto-plastique alors que le comportement réel, comme le montrent les courbes pressiométriques, est un comportement visco-plasto-élastique.

- Coefficient de fluage

L'expérience montre que, dans la phase pseudo-élastique, et à pression constante les déformations sont des fonctions linéaires du logarithme du temps. Cette loi logarithmique mise en évidence depuis fort longtemps par divers auteurs *(Buismann en particulier*) a été effectivement vérifiée sur des essais pressiométriques de longue durée.

Sur le plan théorique on peut d'ailleurs retrouver ce résultat à partir d'une hypothèse simple.

En effet, nous constatons au cours de l'essai pressiométrique que la déformation à pression constante s'effectue d'abord très rapidement, puis a tendance à s'amortir au bout d'un certain temps. La vitesse de déformation est donc une fonction décroissante du temps. Si υ désigne la déformation volumétrique au temps t la fonction la plus simple qui satisfasse à la définition précédente est :

$$— = - \qquad \text{(III-43)}$$

Soit en intégrant $=\ +\ \text{Log}$,on retrouve bien la loi logarithmique.

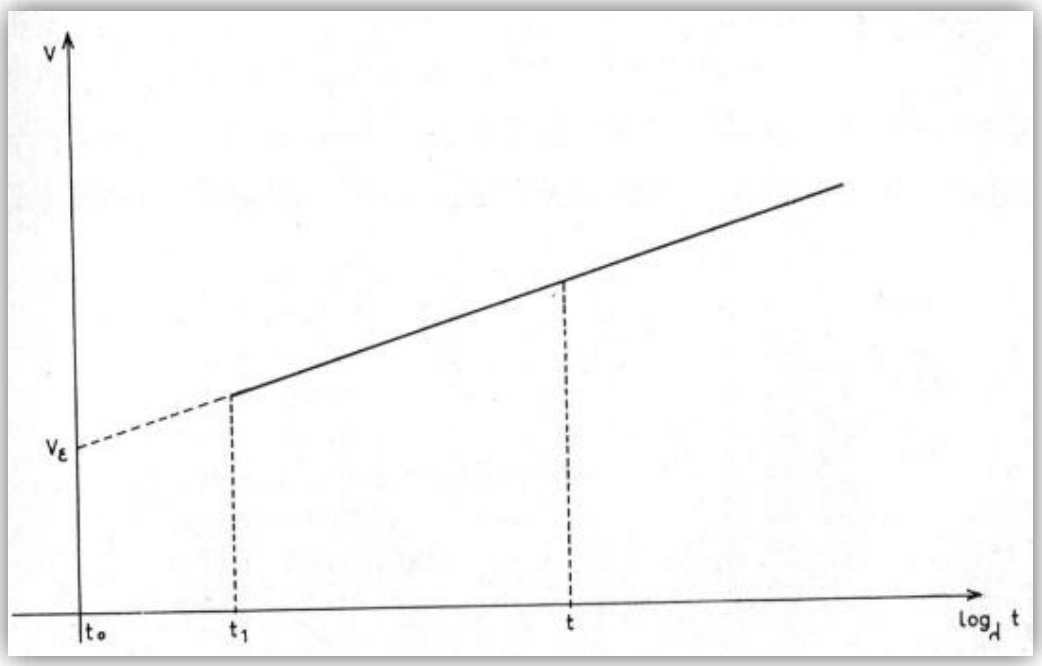


Figure III.6 : *Evolution des déformations en fonction du temps.*

Au temps initial t_o où l'on applique la pression P, se produit une déformation instantanée υ_ε et au temps t_1, une déformation différée υ_1. Nous pouvons donc écrire :

$$= + \log_{0} \qquad \text{(III-44)}$$

$$_1 = + \log_{1} \qquad \text{(III-45)}$$

D'où l'on tire :

$$= _1 + _1 \frac{\text{Log} \frac{}{0}}{\text{Log} \frac{1}{0}} \qquad \text{(III-46)}$$

Si l'on choisit $_1$ tel que $_1 = _0$, on obtient :

$$= _1 \; 1 + \frac{1}{1} \frac{\text{Log} \frac{}{0}}{\text{Log}} \qquad \text{(III-47)}$$

Soit encore :

$$= _1 \; 1 + \frac{1}{1} \text{Log} \frac{}{0} \qquad \text{(III-48)}$$

Log désignant le logarithme de base λ.

Dans le mode opératoire de l'essai pressiométrique normal nous avons :

$$= 2 \qquad \text{et} \qquad {}_0 = 15 \ .$$

Si l'on pose :

$$= \frac{1}{1} = \frac{[\quad 1]\ \frac{1}{0}}{[\quad 1]_0} \qquad \text{(III-49)}$$

La déformation à pression constante est donc donnée finalement par la relation :

$$= {}_1 \ 1 + \ \text{Log} \ \frac{}{0} \ . \qquad \text{(III-50)}$$

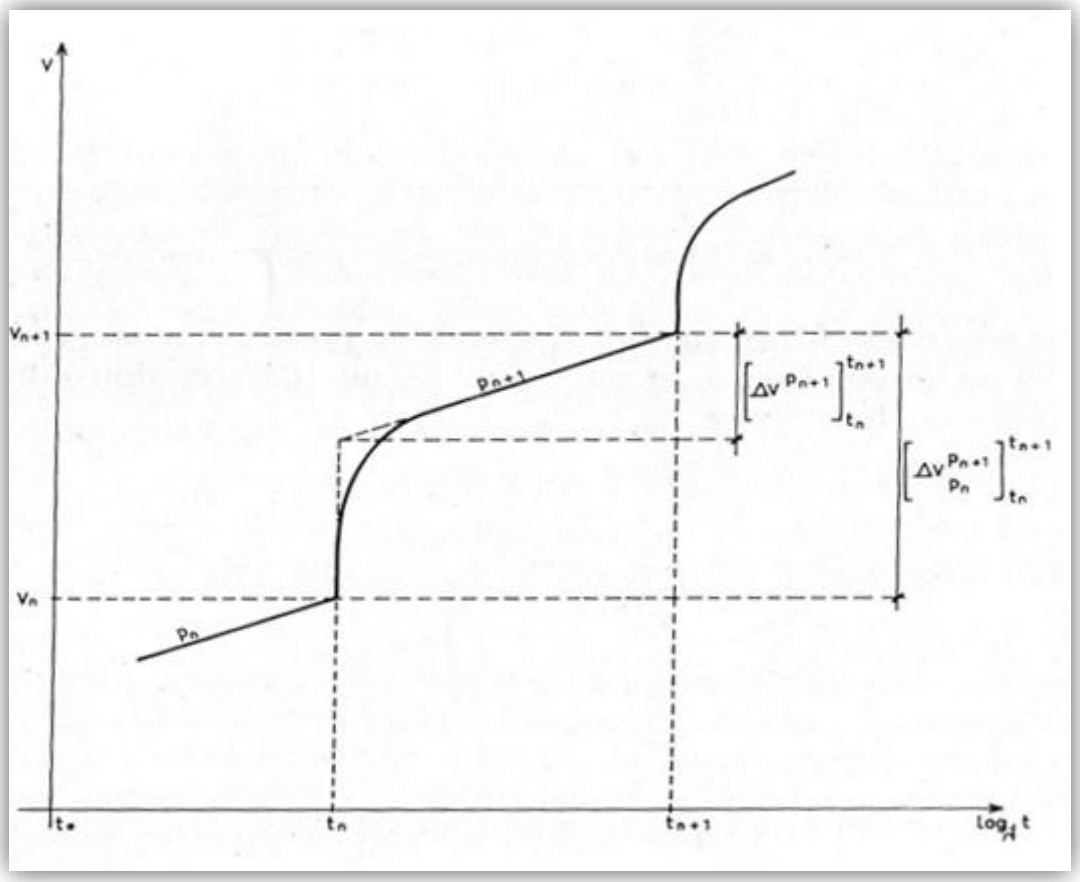


Figure III.7 : *Détermination du coefficient de fluage.*

Dans le cas de l'essai pressiométrique où l'on opère par paliers de pression, on peut définir, par génération de la méthode, un coefficient de fluage pour chaque palier de pression, c'est-à-dire entre deux pressions P_n comme origine des pressions et t_n comme origine des temps et l'on écrira :

$$= \frac{{}^{+1} \qquad {}^{+1}}{{}^{+1}_{+1}} = \frac{[\quad {}^{+1}]\ {}^{+1}}{[\quad {}^{+1}]\ {}^{+1}} \qquad \text{(III 51)}$$

« » est appelé : coefficient de fluage.

Ce coefficient n'est autre que le pourcentage de la déformation différée dans la déformation totale pour un palier de pression

Un ordre de grandeur des coefficients de fluage moyen dans la phase pseudo-élastique est donné par *Ménard* :

Sable sec vibré	0 à 2%
Sable humide	5 à 12%
Argile sèche	5 à 10%
Sable limoneux	10 à 15%
Limon saturée	12 à 18%
Argile limoneuse saturée	12 à 20%
Argile saturée	15 à 25%
Argile plastique	20 à 35 %
Vase et tourbe	25 à 50 %

Nous ne pousserons pas plus avant l'analyse du phénomène de fluage. Nous retiendrons seulement que, dans la phase élastique, l'influence du nombre de paliers de pression et de la durée de ces paliers sur l'amplitude des déformations est loin d'être négligeable et que, par voie de conséquence, le module de déformation dépend lui-même de ces mêmes paramètres. Le module de déformation n'est donc pas une caractéristique intrinsèque du sol. C'est pourquoi il était particulièrement important d'établir un mode opératoire précis qui permette de définir, arbitrairement peut être, mais de façon nette et uniforme, le module de déformation afin de pouvoir comparer, par la suite, des choses comparables.

Il convient d'ailleurs de relier au phénomène de fluage, l'influence que peut avoir, dans une certaine mesure, le diamètre des sondes sur la valeur des modules de déformation.

Supposons, en effet, deux sondes de diamètre $d = 2\ r$ et $D = 2\ R\ (D > d)$ et soient E_d et E_D les modules de déformation obtenus pour un même nombre de paliers dans le même intervalle de pression, avec chacune des deux sondes.

Cherchons par exemple les conditions de temps de l'essai pour que $E_{d=}\ E_D$.

Pour chacune des deux sondes les déformations radiales et les pressions sont liées par les relations :

$$= \frac{1+}{}(r+u)dp\ ; \qquad = \frac{1+}{}(R+U)dp. \qquad \text{(III-52)}$$

La relation précédente s'écrit : $= \frac{+}{+}$.

Cette relation est identiquement satisfaite si = . Ainsi à pression égale les déformations doivent être dans le rapport des diamètres des sondes.

Appelons *T* la durée des paliers de pression pour la sonde *D* et *t* la durée des paliers pour la sonde *d*. Posons :

$$= \quad .$$

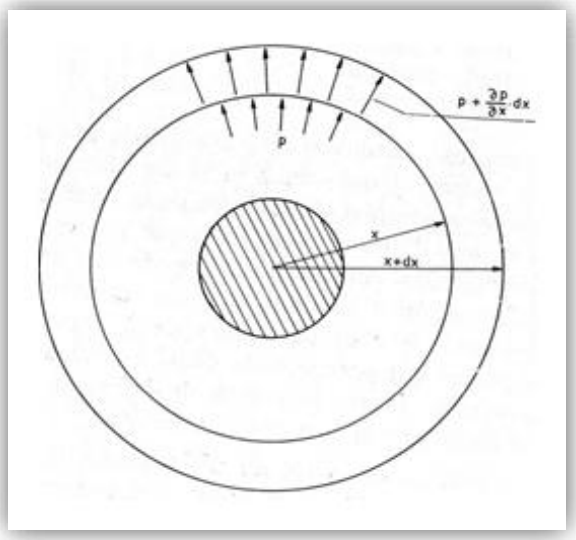


Figure III.8 : *Couronne cylindrique.*

Soit une couronne cylindrique de sol, concentrique à la sonde *d,* d'épaisseur *dx* de rayon intérieur *x*. La pression radiale sur le cylindre *x* est *P*et sur le cylindre de rayon *x* +*dx,* elle est :

$$P + — \, d \qquad \text{(III-53)}$$

Le gradient de pression est donc :

$$— \qquad \text{(III-54)}$$

Par ailleurs, dans la déformation sous l'action de ce gradient, la variation d'épaisseur de la couronne sera *du* et la vitesse de déformation *du/dt.*

Or il est évident que cette vitesse de déformation est une fonction croissante du gradient de pression. La relation la plus simple qui traduise ce phénomène est une relation de proportionnalité. Admettons cette hypothèse. On peut alors écrire :

$$— = \quad —. \qquad \text{(III-55)}$$

Dans le cas de la sonde D la même pression P s'appliquera à une surface cylindrique de rayon $X=$.

Le gradient de pression sera dP/dX *et* la vitesse de déformation dU/dt.

On aura donc écrire également :

$$— = —. \qquad \text{(III-56)}$$

Le coefficient de proportionnalité sera le même dans les deux cas puisqu'il s'agit du même matériau et que ce coefficient ne fait intervenir que les propriétés rhéologiques du sol.

L'expression ci-dessus peut encore s'écrire :

$$−— = −— \qquad \text{(III-57)}$$

D'où puisque

$$— = —; \quad = ^2 \qquad \text{(III-58)}$$

Ou finalement :

$$− = − ^2. \qquad \text{(III-59)}$$

Ainsi donc deux sondes de diamètres différents donneront le même module de déformation si la durée des paliers de pression, sont dans le rapport des carrés des diamètres des sondes.

Cela n'est évidemment qu'une approche théorique simple du problème et en réalité l'exposant doit être différent de 2, et certainement supérieur à 2.

Néanmoins, nous voyons apparaître l'influence du temps et des phénomènes dimensionnels sur la valeur des résultats. Cette remarque est d'ailleurs tout à fait générale et s'applique à tous les essais de sols, ce que l'on a trop tendance à oublier.

Il convient toutefois de signaler qu'en pratique, pour les sondes usuelles la différence est négligeable puisque les sondes de 44 mm sont utilisées à l'intérieur d'un tube lanterné dont le diamètre extérieur est de 60 mm c'est-à-dire sensiblement égal à celui des sondes standards.

4- *Étude de la phase plastique dans l'hypothèse de déformation à volume constant :*

4.1- *Théorie générale :*

A partir de la pression de fluage, les déformations différées deviennent importantes par rapport aux déformations instantanées. Une zone d'équilibre plastique se développe autour de la sonde et la théorie de l'élasticité ne s'applique qu'à une certaine distance du forage.

Il est évidemment très séduisant d'essayer d'analyser le comportement du sol en phase plastique à la lumière de la théorie classique actuellement en vigueur.

Nous étudierons donc cette phase en supposant que le sol suit les lois de la plasticité, et nous admettrons comme critère de plasticité, celui de *Mohr-Coulomb*.

4.2- *Etude du déviateur sur la paroi du forage :*

Nous avons établi précédemment l'équation d'équilibre d'un élément de couronne cylindrique (équation (2)) que l'on écrira maintenant :

$$= \quad \text{——} \qquad \text{(III 60)}$$

Pour simplifier l'écriture, nous désignerons le déviateur par

$$2 = \qquad \text{(III-61)}$$

Le déviateur limite entre la phase plastique et la phase élastique sera alors $2\ R_o$. Si P_e est la contrainte radiale à partir de laquelle le sol entre en plasticité, R_o n'est autre que le rayon du cercle de *Mohr* centré enP_0et tangent à la courbe intrinsèque:

$$= \quad _0 \qquad \text{(III-62)}$$

Lorsqu'on exerce sur les parois du forage une pression P suffisamment élevée pour que le sol entre en plasticité, le rayon initial r_0 subit une déformation plastique u et devient égal à :

$$_0 = \ _0 + \qquad \text{(III-63)}$$

Le rayon ρ_e du cylindre qui limite alors les domaines élastique et plastique avait, avant toute sollicitation, une valeur $r_e<\rho_e$ telle que :

$$= \quad + \qquad \text{(III-64)}$$

désignant la déformation élastique du cylindre de rayon r_e sous la contrainte radiale P_e

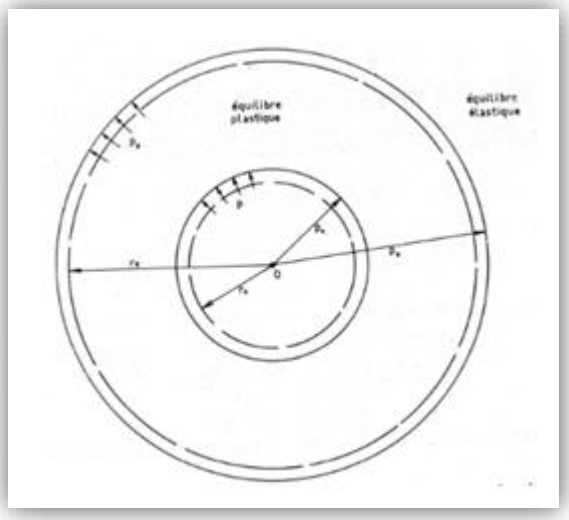


Figure III.9 : *Zones plastiques et élastiques dans l'essai pressiométrique.*

L'équation (60) s'intègre alors immédiatement avec, comme conditions aux limites :

- sur la paroi du forage : $=$ $_0$ $=$
- à la limite de la zone plastique : $=$ $=$

$$— = \frac{}{2} \qquad (III\ \ 65)$$

Soit :

$$2\text{Log}\frac{—}{_0} = —— = \qquad (III\ \ 66)$$

Ou finalement :

$$^2 = \frac{2}{0}\ (\ ) = \ _0 + \ ^2\ (\ ) \qquad (III\text{-}67)$$

Pour traduire l'hypothèse des déformations à volume constant, il suffit d'écrire que le volume de la couronne cylindrique compris entre les cylindres de rayon r_0 et r_e égale au volume après déformation de la même couronne limitée maintenant par les cylindres de rayon $_0$.

Cette condition s'écrit : $^2 \quad \frac{2}{0} = \ ^2 \quad \frac{2}{0} \qquad (III\ \ 68)$

Ou encore : $\frac{2}{0} \quad \frac{2}{0} = {}^{2} \quad {}^{2}$ (III 69)

En tenant compte des équations (16) et(17), il vient :

$$+2_{0} = 2 \cdot \quad + \quad {}^{2}. \qquad \text{(III -70)}$$

Mais est une déformation élastique, donc petite. On peut alors négliger ^{2} devant les autres termes et la condition d'incompressibilité devient :

$$+2_{0} = 2 \cdot \qquad \text{(III 71)}$$

Mais :

$$= \frac{1+}{} \quad + \quad {}_{0} \quad {}_{0} = \frac{1+ \quad {}_{0}}{}. \qquad \text{(III 72)}$$

En portant cette valeur dans la condition d'incompressibilité, on obtient :

$$+2_{0} = \frac{2\ 1+ \quad {}_{0}}{} \quad {}^{2} \qquad \text{(III - 73)}$$

One remarquera par ailleurs, que l'équation (17) peut s'écrire :

$$= \quad 1 + — \qquad \text{(III 74)}$$

Avec / négligeable devant l'unité. Donc :

$$=$$

En tenant compte de (18), la relation (19) prend la forme :

$$+2_{0} = \frac{2\ 1+ \quad {}_{0}}{} \quad {}_{0} + \quad {}^{2} \qquad \text{(III - 75)}$$

En différenciant logarithmique, il vient :

$$— + \frac{}{2\ {}_{0}+} = \frac{2}{{}_{0}+} + \quad [\quad] \qquad \text{(III 76)}$$

Or :

$$= — \qquad \text{(III 77)}$$

On obtient finalement tous calculs faits :

$$= \quad 1 + \frac{—}{{}_{0}} \quad 1 + \frac{—}{2\ {}_{0}} \quad — \qquad \text{(III - 78)}$$

On remarquera que u— n'est autre que la sous tangente à la courbe pressiométrique exprimée en déformations radiales.

L'équation (78) établit donc une correspondance directe entre le déviateur et la courbe pressiométrique.

Pour passer aux déformations volumétriques, il suffit de remarquer que :

$$= \quad \frac{2}{0} \quad \frac{2}{0} = \quad + 2_{0} \qquad \text{(III-79)}$$

$$_{0} = \quad \frac{2}{0} \qquad \text{(III-80)}$$

$$+ _{0} = \quad (_{0} + \ )^{2} \qquad \text{(III-81)}$$

La différenciation logarithmique de (24) donne :

$$\frac{}{+ _{0}} = \frac{2}{_{0}+} \qquad \text{(III-82)}$$

D'où l'on tire :

$$\frac{_{0}+}{2}.— = \quad _{0} + \quad — \qquad \text{(III-83)}$$

En multipliant membre à membre cette relation et l'équation (79), il vient :

$$\frac{(\ + _{2})(_{0}+ \ )}{2}.— = \frac{_{0}+}{}.— \qquad \text{(III-84)}$$

Soit encore en divisant par $\frac{2}{0}$ et en tenant compte de (80) :

$$\frac{(_{0}+ \ )(2 \ _{0}+ \ )}{2 \ \frac{2}{0}}.— = \quad 1 + \frac{—}{_{0}} \ .— \qquad \text{(III-85)}$$

En comparant avec l'équation (78) on voit que :

$$= \quad 1 + \frac{—}{_{0}} \quad — \qquad \text{(III-86)}$$

Comme — désigne ici aussi la sous-tangente à la courbe pressiométrique exprimée en déformations volumétriques, le demi-déviateur peut se déduire de la courbe pressiométrique par la relation :

$$= \quad 1 + \frac{—}{_{0}} \qquad \text{(III-87)}$$

4.3- *Equation de la courbe pressiométrique et pression limite*

L'équation de la courbe pressiométrique se déduit immédiatement de la relation (75) en passant aux logarithmes :

$$= \quad - = \text{Log} \frac{}{2(1+)_0} . \frac{(2 _0+)}{(_0+)^2} \qquad \text{(III-88)}$$

Pour expliciter cette courbe, il faut connaitre le critère de plasticité. Ce sera l'objet des paragraphes suivants.

Si dans l'équation (88), on fait tendre *u* vers l'infini, le rapport $\frac{(2 _0+)}{(_0+)^2}$ tend vers 1 et il existe donc une pression $P=P_l$ pour laquelle la déformation est infinie.

Cette pression appelée pression limite qui n'est autre que la pression de rupture de l'essai est racine de l'équation :

$$= \text{Log} \frac{}{2(1+)_0} \qquad \text{(III-89)}$$

Pour obtenir l'équation de la courbe en déformations volumétrique, il suffit de se référer aux équations (79) et (81) et l'on obtient immédiatement :

$$= \text{Log} \frac{}{2(1+)_0} . \frac{}{+ _0} \qquad \text{(III-90)}$$

On vérifie bien que lorsque V on retrouve l'équation (89).

On peut également exprimer l'équation (88) en fonction des rayons :

$$= \text{Log} \frac{}{2(1+)_0} . \quad 1 \quad \frac{\frac{2}{0}}{\frac{2}{0}} \qquad \text{(III-91)}$$

Qui conduit également à l'équation (89) lorsque $_0$

4.4- *Cas général d'un terrain doué de cohésion et de frottement :*

Du diagramme de *Mohr-Coulomb,* on déduit immédiatement :

$$= \frac{\sin}{1+\sin} \quad + \quad \frac{\cos}{1+\sin} \qquad \text{(III-92)}$$

Que nous pouvons écrire sous la frome :

$$= \quad + \qquad \text{(III-93)}$$

Avec: $= \frac{\sin}{1+\sin}$ (III-94)

$= \frac{\cos}{1+\sin}.$ (III-95)

Nous avons de même :

$$_0 = {}_0 \sin + \cos \quad \text{(III-96)}$$

D'où :

$$= \frac{1}{{}_0 + {}_0 + } = \frac{1}{} + {}_0 + {}_0$$

$$= \frac{1}{} \frac{\sin + \cos}{1 + \sin \quad {}_0 \sin + \cos} \quad \text{(III 97)}$$

Et

$$\frac{1}{} \frac{\sin + \cos}{1 + \sin \quad {}_0 \sin + \cos} = \frac{}{2\ 1 + \quad {}_0 \sin + \cos} \frac{}{{}_0 +} \quad \text{(III 98)}$$

Que l'on peut mettre sous la formule définitive :

$$= (1 + \sin \ )({}_0 + \cot \ ) \frac{}{2\ 1 + \ ({}_0 \sin + \cos} \frac{}{{}_0 +}^{\frac{\sin}{1+\sin}} \cot \quad \text{(III 99)}$$

Lorsque V tend vers l'infini, P tend vers P_l, d'où :

$$= (1 + \sin \ )({}_0 + \cot \ ) \frac{}{2\ 1 + \ ({}_0 \sin + \cos}^{\frac{\sin}{1+\sin}} \cot \quad \text{(III 100)}$$

Cette formule a été établie par *L. Ménard* en *1957*.

Plus récemment (*1966)* et par des considérations différentes, *Salençon,* a donné l'expression suivante :

$$= (1 + \sin \ )({}_0 + \cot \ ) \frac{}{4\ 1 \ ^2 ({}_0 \sin + \cos}^{\frac{\sin}{1+\sin}} \cot \quad \text{(III-101)}$$

Les expression (100) et (101) sont assez voisines et ne diffèrent que par le facteur faisant intervenir le coefficient de *Poisson.*

Dans le cas particulièrement simple d'une argile saturée d'angle de frottement interne nul, on obtient d'après *Salençon :* $= {}_0 + \ 1 + \frac{}{4\ 1 \ ^2}$. (III 102)

5- *Étude de la phase plastique dans l'hypothèse de déformation avec variation de volume :*

5.1- *Théorie générale :*

Si l'hypothèse des déformations à volume constant semble convenir pour les argiles plastiques saturées et lorsque l'essai est suffisamment rapide pour qu'aucun drainage ne puisse se faire, il n'en est plus de même dans les terrains doués d'une certaine perméabilité ou dans les sols très structurés. C'est pourquoi, divers chercheurs commencent à se pencher sur ce problème, et il nous semble intéressant de mentionner les études de *A. Carrère*.

Cet auteur a déterminé l'équation de la courbe pressiométrique en phase plastique dans l'hypothèse d'un terrain pulvérulent *(c* = 0), mais ses résultats peuvent être facilement généralisés.

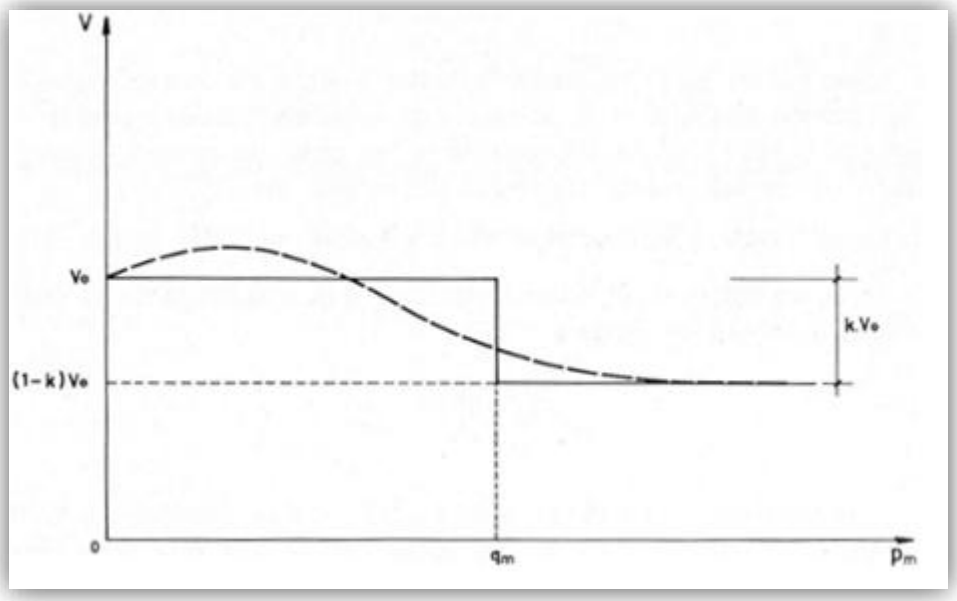


Figure III.10 : *Evolution du volume d'un échantillon en fonction de la contrainte moyenne.*

La théorie d'A. *Carrère* est basée sur la constatation expérimentale que la densité d'un sol pulvérulent est fonction de la contrainte moyenne.

$$\frac{+}{2}$$

Le volume d'un élément donné évoluera donc en fonction de cette contrainte moyenne selon la courbe de la ***Figure III.10***.

Il est bien évident que l'utilisation, dans la théorie, de cette courbe réelle conduirait à des calculs inextricables, et que l'interprétation serait du ressort de l'ordinateur.

C'est pourquoi *A. Carrère* a substitué à la courbe réelle continue la courbe discontinue en trait plein. On est alors conduit à définir deux paramètres caractérisant le comportement plastique du sol :

- un coefficient de compressibilité : $k = \frac{\text{variation de volume}}{\text{volume initial}}$; (III - 103)

- une contrainte moyenne critique q_m en deçà de laquelle les déformations se font à volume constant et au-delà de laquelle elles se font avec variation de volume.

Si r_o et P_o désignent le rayon du forage respectivement à l'état initial et après déformation plastique, la déformation plastique totale est $\rho_o — r_o$ et la déformation volumétrique correspondante sera :

$$= \left(\frac{2}{0} \quad \frac{2}{0} \right) \qquad (III \quad 104)$$

Soient alors $_e$ le rayon du cylindre limitant la zone en plasticité et la zone en élasticité et $_p$ le rayon du cylindre limitant, dans la zone plastique, le terrain où la déformation se fait sans changement de volume, et celle qui se fait avec changement de volume (***Figure III.11***).

La déformation volumétrique totale est alors égale à la somme de :

- la déformation à volume constant déjà étudiée dans la théorie élémentaire et qui est égale à :

$$= \frac{2 \quad (1+ \ )}{0} \quad ^2 \qquad (III \quad 105)$$

- la variation de volume dans la déformation plastique à volume variable, c'est-à-dire la variation du volume de la couronne dont l'épaisseur est à l'état final :

0

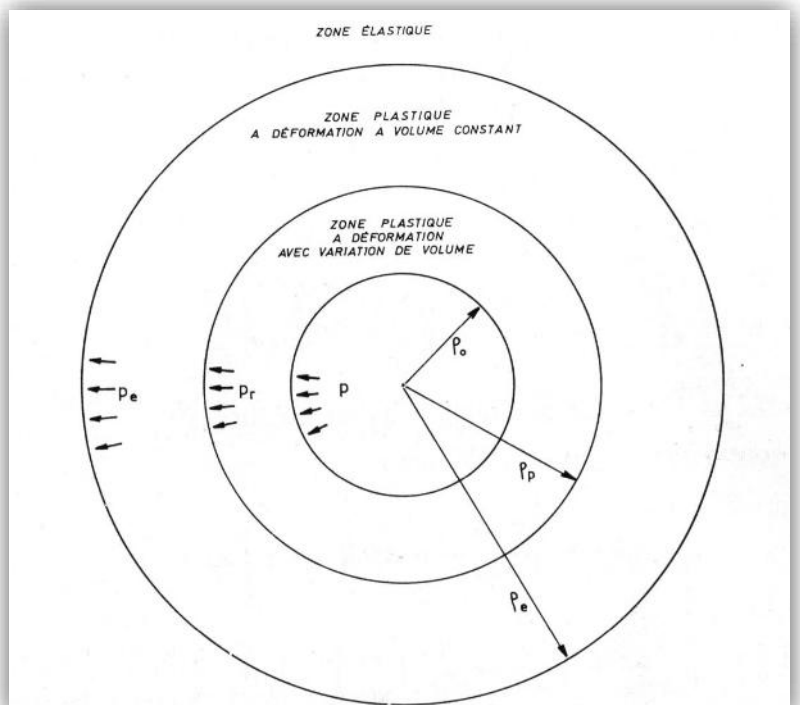


Figure III.11 : *Etats du sol autour d'un pressiomètre.*

Le volume de cette couronne en l'état de déformation considéré est :

$$= \quad ^{2} \quad \frac{2}{0} \qquad (III \quad 106)$$

Soit son état initial.

D'après la définition même du coefficient de compressibilité, la variation de volume sera :

$$= \quad = \qquad (III \quad 107)$$

D'où l'on tire : $= \frac{}{1}$ (III 108)

Soit encore : $= \frac{}{1}$ (III 109)

La variation de volume dans la déformation plastique est alors :

$$= \frac{}{1} \quad ^{2} \quad \frac{2}{0} \qquad (III \quad 110)$$

D'où la déformation volumétrique totale du forage :

$$= + \frac{2 \quad (1 + \quad)}{\quad} \quad {}_0{}^2 + \frac{}{1} \qquad {}^2 \qquad \frac{2}{0} \qquad (III \quad 111)$$

Que l'on peut encore écrire :

$$\frac{}{\frac{2}{0}} = \frac{2 \; 1 +}{} \quad {}_0 \; \frac{}{0}^{\;2} + \frac{}{1} \; \frac{}{0}^{\;2} \quad 1 \qquad (III \quad 112)$$

Or $= + {}_0$ (${}_0$= volume initial du forage).

Posons pour simplifier l'écriture :

$$= \frac{}{2 \; 1 +} \qquad \acute{e} \qquad (III \quad 113)$$

Il vient :

$$\frac{}{+ \; {}_0} + \frac{}{1} = \frac{0}{} \; \frac{}{0}^{\;2} + \frac{}{1} \; \frac{}{0}^{\;2} \qquad (III \quad 114)$$

Il suffit maintenant d'intégrer l'équation de plasticité (60) pour obtenir une relation entre les rayons et les contraintes limites.

- Sur la paroi de forage de rayon actuel ${}_0$s'exerce la pression = .
- Sur le cylindre de rayon actuel s'exerce la contrainte = .
- Sur le cylindre de rayon actuel s'exerce la contrainte = .

D'où les équations :

$$2 \quad {}_0 \; \frac{}{} = \frac{}{} \qquad 2 \quad {}_0 \; \frac{}{} = \frac{}{} \qquad (III \quad 115)$$

Qui donnent finalement :

La relation (33) permette de résoudre complètement le problème, si l'on a défini un critère de plasticité.

5.2- *Cas d'une argile purement cohérente:*

Nous avons dans ce cas :

$$= \quad _0 = \qquad \text{(III-116)}$$

$$= \quad _0 + \qquad \text{(III-117)}$$

$$= \quad + \quad . \qquad \text{(III-118)}$$

En raisonnant comme nous l'avons fait dans l'hypothèse de l'incompressibilité, on obtient après quelque calcules simples :

$$= \quad _0 + \quad 1 + \quad \frac{\frac{}{1} + \frac{}{+ \ _0}}{\frac{}{+ \frac{}{1}}} \cdot \qquad \text{(III 119)}$$

Lorsque V , d'où :

$$= \quad _0 + \quad 1 \quad \frac{1}{} + \frac{}{} \quad . \quad \text{(III 120)}$$

)

En comportant (52) et (53), on peut écrire :

$$= \quad + \qquad + 1 \quad \frac{}{+ \ _0} \cdot \qquad \text{(III 121)}$$

Nous remarque que :

- Si $k=0$ (terrain incompressible) on retrouve bien les équations :

$$= \quad _0 + \quad 1 + \quad \frac{}{2 \ 1 +} \cdot \frac{}{_0 +} \qquad \text{(III 122)}$$

$$= \quad _0 + \quad 1 + \quad \frac{}{2 \ 1 +} \qquad \text{(III 123)}$$

établies directement dans l'hypothèse de déformation à volume constant ;

- Si $k=1$ c.-à-d. dans le cas d'un terrain parfaitement compressible, la pression intérieur est indépendant du volume. L'équation (52) devient :

= + = (III 124)

et 120 : = (III 125)

Dés que la contrainte moyenne atteint le seuil critique on se trouve en plasticité totale et la pression est égale à la pression limite.

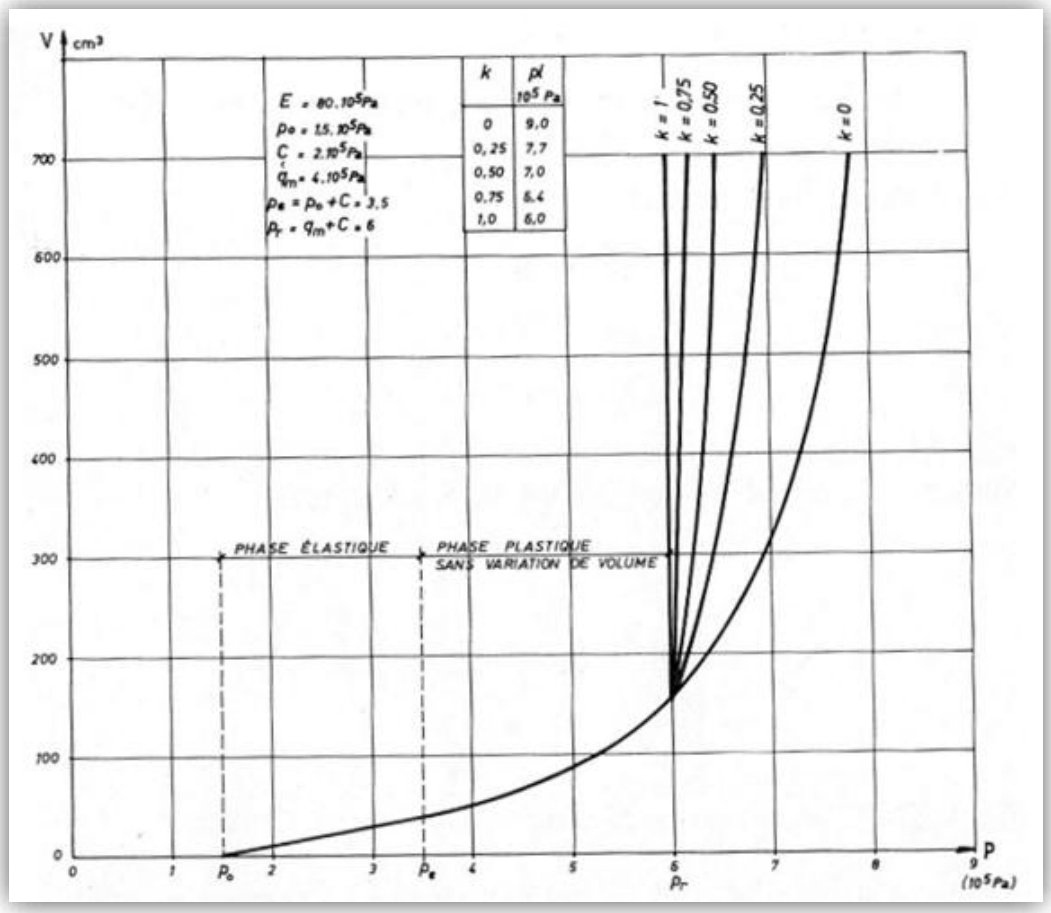


Figure III.12 : *Evolution des courbes pressiométrique en terrain cohérent en fonction de la compressibilité.*

On démontre par ailleurs que la pression limite dans l'hypothèse de l'incompressibilité est supérieure à la pression limite dans l'hypothèse du sol compressible.

La figure ci-dessus montre l'évolution théorique des courbes pressiométriques en fonction de *k*.

5.3- *Cas d'un sable purement frottant*

En nous référant toujours au critère de plasticité de *coulomb,* nous avons :

$$_0 = \ _0 \sin \qquad _0 = \frac{\sin}{1 + \sin} \qquad = \qquad 1 + \sin \qquad \text{(III 126)}$$

On obtient alors tous calculs faits :

$$\frac{}{_0(1+\sin\ )} = \frac{\frac{}{1} + \frac{}{+\ _0}}{\frac{_0\sin}{} + \frac{}{1}\ \frac{}{_0}^{\frac{1}{-}}} \qquad (III\quad 127)$$

Avec : $= \frac{\sin}{1+\sin}$

C'est cette formule qui a été donnée par *A.Carrère*.

On en déduit immédiatement la pression limite :

$$\frac{}{_0(1+\sin\ )} = \frac{1\qquad _0\sin}{} + \frac{}{_0}^{\frac{1}{-}} \qquad (III\quad 128)$$

Et

$$= \quad + 1 \quad \frac{}{+\ _0}^{\frac{\sin}{1+\sin}} \qquad (III\quad 129)$$

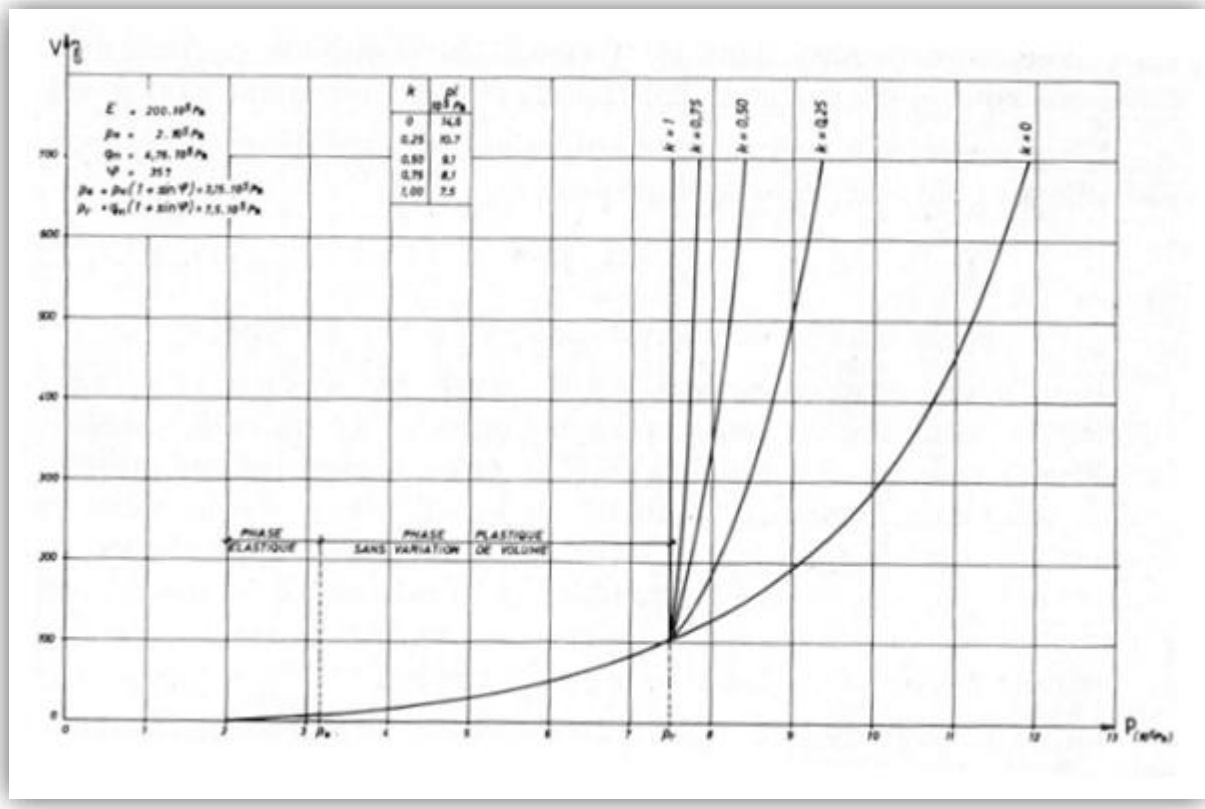


Figure III.13 : *Evolution des courbes pressiométriques en terrain pulvérulent en fonction de la compressibilité.*

Comme dans les cas des argiles saturées, nous remarquerons que :

- Si *k=1* on obtient :

$$= \quad (1+\sin\ ) = \quad ; \qquad = \quad . \qquad (III \quad 130)$$

C'est-à-dire que dès que l'on a atteint le seuil critique, les pressions sont indépendantes des déformations et l'on se trouve à la pression limite. On démontre ici aussi que la pression limite d'un terrain incompressible est supérieure à la pression limite du terrain compressible.

On peut voir sur la ***Figure III.13*** comment évoluent les courbes pressiométriques en fonction de *k*.

6- Conclusion :

L'essai pressiométrique, sous-tendue par les théories simples de l'élasticité et de l'élasto-plasticité. Les formules permettant d'obtenir les caractéristiques pressiométriques.

Chapitre IV

Le pressiomètre dans le dimensionnement des fondations superficielles et profondes

1- Introduction :

Lors du dimensionnement d'une fondation, deux éléments importants sont à considérer : la capacité portante et le tassement. L'ingénieur géotechnicien devra se préoccuper dans un premier temps de la capacité portante du sol, c'est-à-dire s'assurer que les couches du sol support sont en mesure de supporter la charge transmise par la fondation. Le cas échéant, il devra alors vérifier que le tassement du sol (qui est la déformation verticale du sol à la surface) reste dans les limites admissibles.

Certains essais "in situ" sont utilisés pour le calcul des fondations superficielles et profondes ainsi que pour la détermination des tassements. Ces calculs résultent de certaines analogies que l'on peut établir entre le comportement d'un sol lors d'un essai "in situ" et le comportement du même sol vis à vis des sollicitations d'une fondation.

La capacité portante d'une fondation est un problème traditionnel de la mécanique des sols qui a suscité d'importants travaux de recherche. Il existe une diversité d'approches de calcul, dont les plus courantes sont :

- Méthode pressiométrique, proposée par *Ménard* (*1962*) et basée sur l'analogie entre le champ de contraintes sous une fondation superficielle et celui autour de la sonde pressiométrique.
- Méthode empiriques basées sur la corrélation entre les résultats d'essais in-situ tels que le CPT, le SPT, le DPT …etc.
- Méthode des éléments finis, formant la base de logiciel de calcul géotechnique par éléments finis.
- Méthode de superposition des effets basée sur la théorie de poussée/butée du sol sur un écran, *Terzaghi* (*1943*), *Mayerhof* (*1951*).

Le tassement d'un ouvrage est un problème d'interaction sol-fondation. Il s'agit couramment de l'action de la fondation sur le sol, par le biais des surcharges qui lui sont transmises.

2- Généralités sur les fondations :

Par définition, on appelé « fondation », tout élément d'une construction destiné à transmettre au sol les efforts engendrés par la superstructure.

La section droite horizontale d'un tel élément peut être circulaire, carrée ou rectangulaire. Dans les deux premier cas, on dit qu'il s'agit d'une fondation isolée et dans le troisième cas, si la langueur est grande par rapport à la largeur, on dit qu'il s'agit d'une fondation continue.[10]

3- *Fondations superficielles et fondations profondes :*

Lors du poinçonnement, on peut distinguer au-dessous et autour de la fondation, trois domaines :

- Un domaine plastique à proximité immédiate de la base ;
- Un domaine pseudo-élastique tout autour du précédent ;
- Enfin un domaine rigoureusement élastique s'étendant jusqu'à l'infini.

Selon la profondeur D de la fondation, les domaines pseudo-élastiques et plastiques sont susceptibles d'atteindre le terrain naturel et pour un sol rigoureusement homogène, les valeurs de la force portante seront très différentes, indépendamment de tout phénomène de frottement.

Soient D_s et D_e les distances de la base de la fondation aux points d'intersection du corps de fondation avec les lignes limites des domaines plastiques et pseudo-élastiques (***Figure IV.1).***

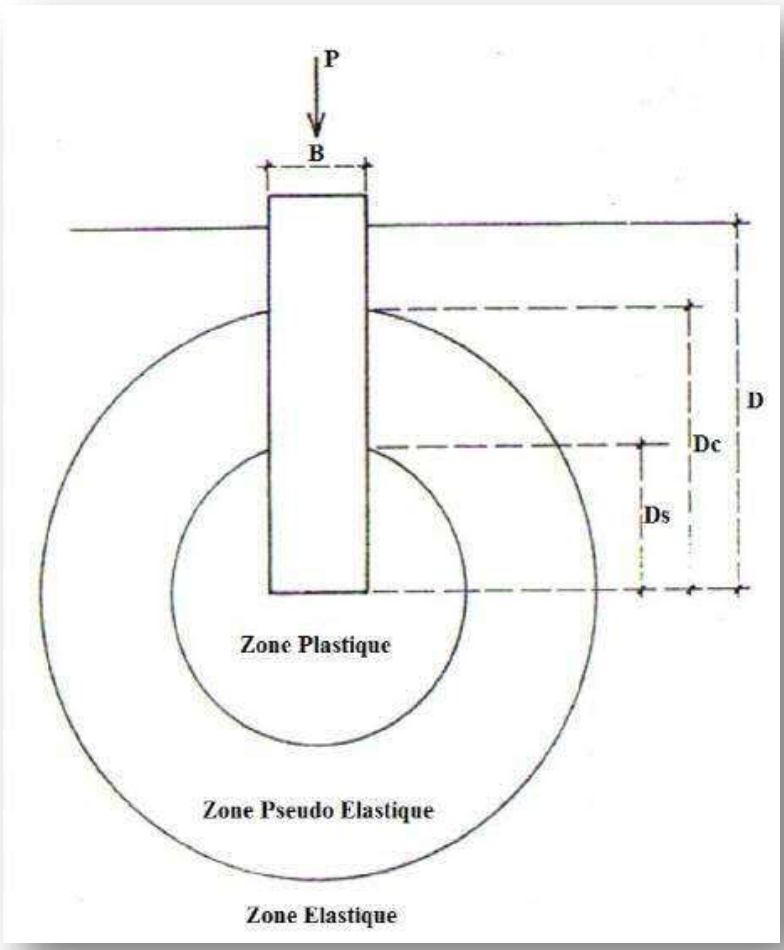


Figure IV.1 : *Etats du sol sous une fondation.*

- Si $D<D_s$, le domaine plastique recoupe le terrain naturel : c'est ce que nous appellerons une fondation superficielle. En pratique on considérera comme fondation superficielle, toute fondation telle que $D/B \quad 2$.
- Si $D_s<D<D_c$, le domaine pseudo-élastique recoupe le terrain naturel :c'est la fondation semi-profonde.

- Si $D>D_c$ aucune des deux zones n'atteint le terrain naturel et les phénomènes de rupture sont localisés au voisinage de la base de la fondation sans aucune manifestation extérieure. Le volume du terrain déplacé lors du poinçonnement est absorbé par les déformations pseudo-élastiques jusqu'à l'infini :c'est la fondation profonde.[10]

4- Notion de la capacité portante des sols :

L'une des étapes les plus importantes de la conception des fondations consiste à s'assurer qu'elles ne causeront pas la rupture du sol porteur. Le facteur de sécurité permet de vérifier si la contrainte réellement appliquée au sol par les fondations est en deçà de la contrainte ultime qui entraînerait la rupture par cisaillement. La forme d'un plan de rupture par cisaillement sous une semelle chargée est représentée schématiquement à la ***Figure IV.2.***

Puisque la résistance développée par le sol au moment de la rupture porte également le nom de « **capacité portante à la rupture** » (q_{ult}).[24]

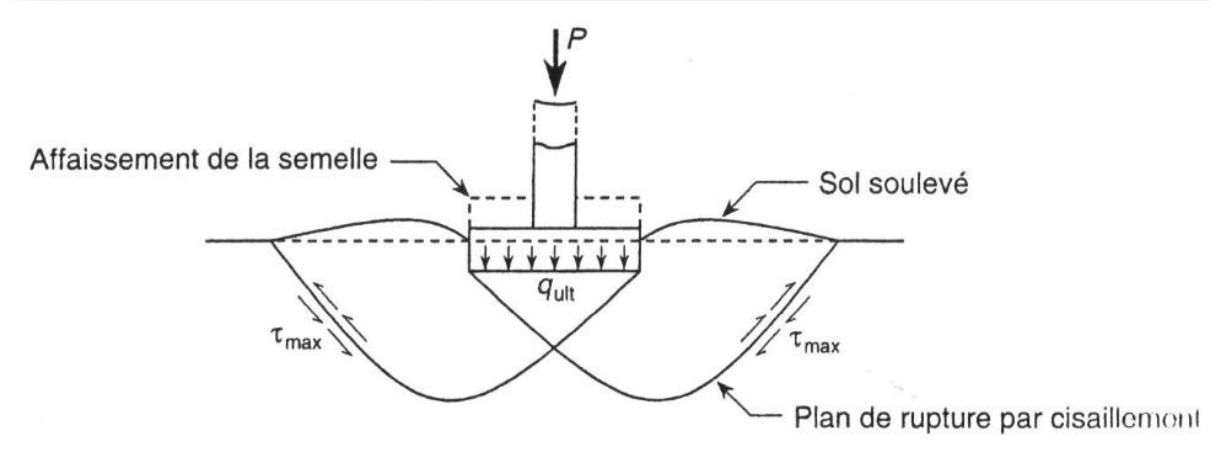


Figure IV.2 : *Schéma de rupture sous une semelle chargée.*

Voici comment se présente l'expression de la contrainte maximale qu'une semelle individuelle, par exemple, peut appliquer au sol porteur :

—— (IV 01)

Cette contrainte maximale représente donc la contrainte limite qu'une fondation peut appliquer sans risque de rupture du sol, à l'intérieur de la marge de sécurité offerte par le facteur de sécurité. Cette contrainte limite devient ainsi la capacité portante admissible (q_a) du sol d'infrastructure:

$$= \frac{\quad}{\quad} \qquad (IV \quad 02)$$

Le coefficient de sécurité =*3* à l'ELS et =*2* à l'ELU.[24]

Tableau IV.1 : *Capacité portante admissible des sols.*

Type et état du sol	Capacité portante admissible q_a (kPa)
Sables denses à granulométrie étalée, graviers denses, sable graveleux denses	400 à 600
Sables compacts à granulométrie étalée, graviers compacts, sables graveleux compacts	200 à 400
Sables lâches à granulométrie étalée, graviers lâches, sables graveleux lâches	100 à 200
Sables denses uniformes	300 à 400
Sables compacts uniformes	100 à 300
Sables lâches uniformes	< 100
Sables très lâches uniformes, silts	Danger de liquéfaction à éviter
Argiles très dures, dépôts argileux hétérogènes tels que les moraines	300 à 600
Argiles dures	100 à 200
Argiles fermes	50 à 100
Argiles molles	0 à 50
Argiles très molles	Aucune portance

La contrainte appliquée par une fondation doit toujours être maintenue à une valeur inférieure ou égale à la capacité portante admissible du sol porteur [24]:

IV 03

On peut déterminer la capacité portante admissible d'un sol à partir de l'essai pressiométrique. Cette dernière n'a pas de valeur constante pour un sol donné : elle dépend non seulement de la granulométrie, de la plasticité, de la compacité et du degré de saturation du sol, mais aussi de la géométrie et de la profondeur des fondations. Malgré cela, il convient, lors des études préliminaires, d'estimer un ordre de grandeur de la capacité portante selon la nature des sols en place, à l'aide des valeurs indicatives du ***Tableau IV.1***.

5- *Les règles actuelles :*

Les deux approches coexistent dans la pratique même si actuellement, en France, la méthode basée sur l'essai pressiométrique est la plus couramment utilisée. L'évolution des recommandations ou règlements relatifs au calcul des fondations montre l'évolution des usages dans ce domaine: le document FOND *72* [FON *1972*] et le DTU *13.12* applicable aux marchés privés de travaux [DTU *1988*] mentionnent les deux approches. Dans le FASCICULE *62* applicable aux marchés publics de travaux [FAS *1993*], le calcul basé sur la théorie de la plasticité parfaite n'apparaît plus. Pourtant 1'EUROCODE *7*, actuellement en projet [EUR *1998*] et appelé à devenir la future norme européenne, prendra en compte les deux méthodes. [5]

6- *Fondations superficielles :*

6.1- *Type de fondation superficiel :*

On distingue (***Figure IV.3***) :

- *Les semelles filantes :* généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L (L/B > 10 pour fixer les idées) ;

- *Les semelles isolées :* dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées (B/L = 1) et les semelles circulaires (de diamètre B) ;

- *Les radiers ou dallages :* de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.[13]

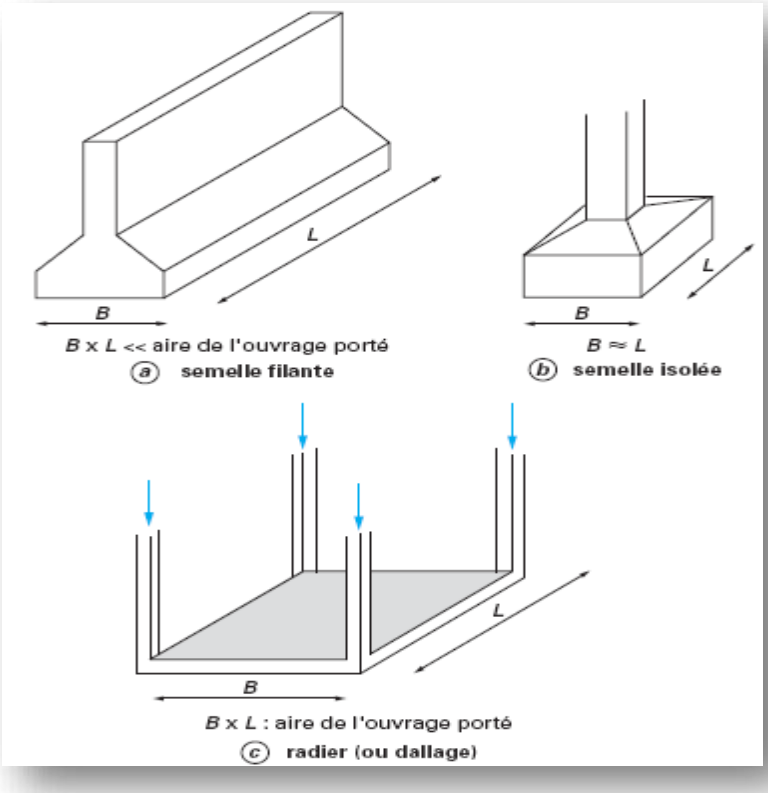


Figure IV.3 : *Déférents types de fondation superficielle*

6.2- Evaluation de la capacité portante par la méthode pressiométrique :

6.2.1- Cas d'un terrain homogène :

En 1965, Ménard a suggéré une relation directe entre la contrainte de rupture sous la fondation et la pression limite nette équivalente :

Ménard pose :

$$= + \quad _0 \qquad \text{(IV 04)}$$

Qui est la relation fondamentale de la théorie pressiométrique, dans laquelle désigne la contrainte verticale naturelle au niveau de la fondation (poids des terres) et *K* un coefficient appelé « facteur de portance ».

a- Détermination de la pression limite nette :

Dans le cas d'une couche porteuse homogène, d'épaisseur au moins égale à *1,5 B* au-dessous de la base de la fondation (c'est-àdire que le sol est de nature unique et les pressions limites sont dans un rapport de 1 à 2, au plus, dans la couche), la pression limite nette $= \quad _0$ et l'on prend pour pression limite nette la valeur à la profondeur *D*. [13]

$$= \quad . \qquad \text{(IV 05)}$$

L'introduction direct de la pression limite dans le calcule de la force portante des fondations présente le grand avantage de prendre en compte implicitement tous les paramètres qui interviennent dans les phénomènes de rupture et en particulier la compressibilité du milieu, contrairement à la théorie classique qui considère le sol comme un matériau élasto-plastique.

b- Détermination la contrainte horizontale $_0$:

Dans un dépôt de sol, la pression verticale tend à déformer le sol horizontalement. Cependant, comme les éléments de sol sont confinés entre les éléments voisins, la déformation horizontale est limitée et il se crée une contrainte horizontale. La valeur de cette contrainte dépond de la capacité du sol à se déformer horizontalement, donc du type de sol.

Le rapport entre la contrainte horizontale et la contrainte verticale s'exprime au moyen du coefficient de pression des terres au repos K_0[24]

Il est important de noter que dans les sols fins saturés l'essai pressiométrique déclenche un comportement non drainé et les caractéristique pressiométrique mesurées sont donc non drainées.

La pression des terres dans un sol fin saturé doit se calculer en contraintes totales comme suit :

$$_0 = \quad + \quad _0 \cdot \quad _0 \cdot \qquad \text{(IV 06)}$$

$_0$est la contrainte verticale effective due au poids déjaugé des terres. La capacité portent à calculer à partir de la méthode pressiométrique correspond ainsi à un comportement à court terme.

Pour un sol pulvérulent saturé, le comportement du sol autour du pressiomètre est drainé et les caractéristiques mesurées sont drainées. La pression horizontale des terres doit se calculer en contraintes effectives comme suit :

$$_0 = \quad _0 \cdot \quad _0 \qquad \text{(IV 07)}$$

La capacité portante à calcules à partir de la méthode pressiométrique correspond donc à un comportement drainé.

En cas d'un sol non saturé, la pression horizontale des terres au repos est à calculer par :

$$_0 = \quad _0 \cdot \quad _0 \qquad \text{(IV 08)}$$

Avec

- $_0 = \quad .$ pour un sol humide.
- $_0 = \quad .$ pour un sol sec.
- $_0 = \quad .$ pour un sol saturé.
- $= \quad .$ la pression interstitielle.

c- *Détermination du facteur de portance K_p*

L'introduction directe de la pression limite dans le calcul de la force portante des fondations présente le grand avantage de prendre en compte implicitement tous les paramètres qui interviennent dans les phénomènes de rupture et en particulier la compressibilité du milieu, contrairement à la théorie classique qui considère le sol comme un matériau élasto-plastique.

C'est donc sur la détermination du facteur de portance qu'est basée toute l'application pratique de la théorie pressiométrique dans le domaine de la force portante des fondations.[10]

Le but poursuivi par Ménard dans l'élaboration de la théorie pressiométrique a été de mettre à la disposition des Ingénieurs des méthodes simples et pratiques qui permettent de déterminer la force portante et, nous le verrons plus loin, le tassement des fondations, de façon rapide, mais sûre, selon des schémas conformes aux observations expérimentales. Car la méthode pressiométrique est avant tout une méthode pragmatique qui fait appel davantage à l'expérience qu'à des théories raffinées.

Pour faciliter la détermination du facteur de portance, Ménard a classé les sols en trois catégories en fonction de leur nature géologique et de leur pression limite nette .[10]

Cette classification est la suivante :

Tableau IV.2 *: Classification du sol.*

Classe	Type de sol
I	Argile Limon
II	Sables Gravies
III	Craie Marnes Roches altérés ou fragmentées

Le facteur de portance a ensuite été défini par quelques considérations théoriques, mais surtout par des essais en vraie grandeur réalisés par L. Ménard dans son centre d'études géotechniques de Longjumeau.

Nous reviendrons plus en détail, à propos de la force portante des pieux, sur l'aspect théorique de la formule de Ménard et du facteur de portance, et nous nous bornerons ici à indiquer les valeurs usuelles de ce facteur qui résultent essentiellement d'une approche expérimentale et qui ont reçu la consécration d'une expérience déjà longue.

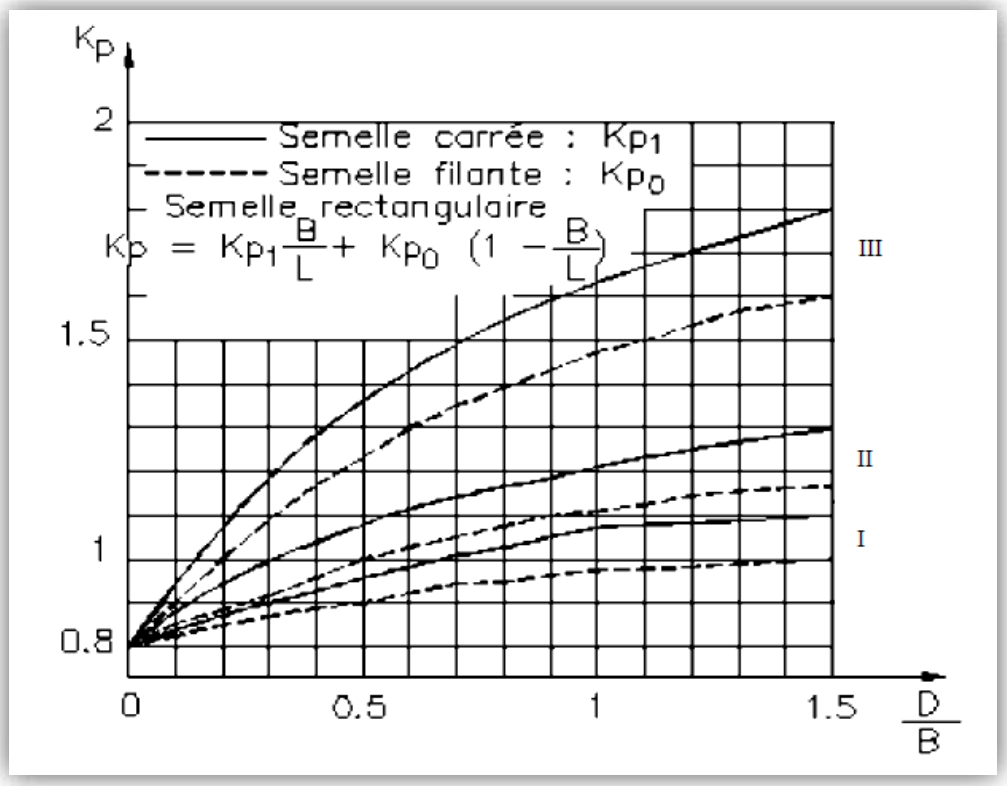


Figure IV.4:*Facteur de portance dans la méthode pressiométrique*

6.2.2- Cas d'un terrain hétérogène :

Il est très rare que, dans la nature, on se trouve en présence de terraines idéalement homogènes.

Les terraines naturels se présentent, en effet, souvent sous forme d'une succession de couches de nature géologique très différente : argile, sables et graviers, marnes...etc. Il est bien évident que d'une couche à l'autre, les caractéristiques mécaniques seront très variables. Mais des variations peuvent également se manifester au sien d'une même couche. C'est par exemple ce que l'on observe souvent dans les formations alluvionnaires grossières (sables et gravies) où les matériaux peuvent se présenter tantôt sous forme rigoureusement pulvérulente, tantôt sous forme indurée. Souvent aussi, du fait d'une consolidation sous l'effet de leur poids propre, les caractéristiques mécaniques augmentent avec la profondeur.

Mais lorsque l'on se trouve en présence d'une couche géologiquement homogène d'épaisseur raisonnable, on peut constater que les écarts entre les paramètres mesurés ne sont, dans la plupart des cas pas très importants. Il est alors intéressant, si l'on dispose d'un assez grand nombre de mesure, de dresser les histogrammes des caractéristiques mécaniques. Si ces histogrammes présentent l'allure de courbes statiques classiques, On pourra alors caractériser le

site par une valeur unique de chaque paramètre mécanique correspondant, soit à la moyenne de la classe modale, soit à une valeur légèrement inférieure.

De toute façon chaque fois que l'on trouve en présence d'un nombre d'essais important dans une couche géologiquement homogène, il est très intéressant d'établir et d'examiner très soigneusement la forme des histogrammes, car c'est bien statistiquement qu'il faut considérer les caractéristiques mécaniques d'un sol. C'est là, entre autre, l'un des grands intérêts du pressiomètre qui permet de réaliser un grand nombre d'essai à peu de frais.

Si l'analyse statistique a permis de caractériser la couche par une valeur unique du paramètre mesuré, on se trouve alors ramené au cas d'un terrain homogène. [10]

Afin de tenir compte de la non homogénéité du sol, en remplaçant le système sol/fondation par un système équivalent dans lequel le sol est caractérisé par une pression limite et la fondation a une fiche équivalente D_e. [6]

La contrainte de rupture sous la fondation reste :

$$= + \qquad \text{(IV 09)}$$

- : La pression naturelle verticale du terrain au niveau de la fondation après construction

- K : Facteur de portance déterminera comme leur homologue dans les sols homogène, sauf on remplace la profondeur réel de la fondation D par une profondeur équivalente D_e.

a- Détermination de la pression limite nette équivalentes dans un sol non homogène :

Lorsque la résistance du sol de fondation varie sensiblement, la pression limite nette de l'équation précédente $_0$ est remplacée par une pression limite nette équivalente calculée à l'aide de la formule suivante :

$$= \frac{1}{-} \qquad \text{(IV 10)}$$

Où sont les pressions limites nettes $_0$ mesurée respectivement sur une profondeur égale à $1.5B$ (la zone utile) située sous la semelle.

Les pressions limites nettes étant toutefois plafonnées à 1,5 fois leur valeur minimale sur la profondeur envisagée. [17]

b- Détermination de la fiche équivalentes :

Lorsque les caractéristiques mécaniques varient avec la profondeur dans une même couche ou lorsqu'il existe, au dessus du plan de pose de la fondation, des couches de caractéristiques nettement différentes de celles de la couche d'assise, il devient nécessaire de définir la fiche équivalente par la relation :

$$= \frac{1}{} \quad _0 \qquad (IV \quad 11)$$

L'intégration se fait évidemment graphiquement.

Dans cette relation :

- : désigne la profondeur équivalente.
- : désigne la pression limite nette équivalente de la couche d'assise.
- *D :* désigne la profondeur réelle de la fondation.
- *:* désigne la pression limite nette mesurée à la profondeur *z*.

6.3- Tassement des fondations superficielles :

6.4.1- Notion de tassement des fondations :

Le tassement est le déplacement vertical descendant d'un ouvrage. Il s'agit d'un phénomène d'interaction sol/fondation qui se manifeste soit à cause de l'action de la fondation sur le sol, par le biais des surcharges qui lui sont transmises, soit à cause de l'action du sol sur la fondation, comme c'est le cas de l'effet de la proximité d'un nouveau ouvrage.

Le tassement S d'une fondation est en général la résultante de trois composantes qui ne se manifestent pas simultanément, telles que :

$$= + + \qquad \text{(IV 12)}$$

- Le tassement , dit tassement instantané, se manifeste au début du chargement, suite à une déformation du sol à volume constant. Dans les sols fins saturés, il s'agit d'un tassement correspondant à un comportement non drainé. Ce type de tassement est prépondérant dans les sols pulvérulents et les sols non saturés.

- Le tassement est causé par une consolidation primaire du sol. Il est prépondérant dans les sols fins saturés tels que les limons, les argiles saturées, l'argile sableuse, l'argile limoneuse, la marne…etc.

- Le tassement est causé par la consolidation secondaire, ou fluage, dans laquelle la déformation du sol évolue lentement sous des contraintes effectives constantes dans le temps. On décrit ce phénomène comme un réarrangement lent des grains sous des contraintes stationnaires. Une des explications de ce phénomène est qu'il est causé par la déformation très lente de la couche d'eau adsorbée entourant les particules argileuses en contact. ce tassement est prépondérant dans les sols organiques, les argiles molles, les vases et les tourbes.

6.4.2- Evaluation du tassement à partir l'essai pressiométrique :

Louis Ménard (1961) était le premier à proposer une méthode basée sur le module de déformation pressiométrique du sol pour évaluer le tassement.

Le tassement d'une fondation superficielle ayant une largeur B et une langueur L, est la somme des tassements sphérique et déviatorique, et donné par l'expression suivante [8]:

$$= \frac{4}{18.} \quad 0 \cdot 0 \quad \overline{}_0 + \frac{}{9.} \quad 0 \quad . \qquad \text{(IV 13)}$$

Dans cette formule on introduit $_0$ qui est l'augmentation de contraintes due à la surcharge, à la base de la fondation. $q$est la pression verticale correspondant aux combinaisons de sollicitations aux états limites de service. [28]

$_0$ est la contrainte verticale due au poids des terres avant travaux de fondations. Les coefficients de forme et sont donnés par le ***Tableau IV.3***

Tableau IV.3 : *valeurs des coefficients de forme.*

L/B	Cercle	1	2	3	5	20
	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
	1.00	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

Le coefficient , appelé coefficient de structure du sol (ou coefficient rhéologique), relie le module d'Young du sol au module pressiometrique comme suit :

$$= \frac{}{} \qquad \text{(IV 14)}$$

Le coefficient , donné par le ***Tableau II.5***, dépond de la nature de sol et de degré de sur consolidation (ou de sa compacité). [8]

Ce qui été présenté ci-dessus est relatif au cas d'un sol homogène. Dans le cas d'un sol hétérogène, où les valeurs du module pressiométrique varient d'une manière plus ou moins régulière en fonction de la profondeur, le tassement total est évalué par l'expression générale ci-dessous :

$$= \frac{4}{18.} \quad 0 \cdot 0 \quad \frac{}{0} \quad + \frac{}{9.} \quad 0 \quad . \qquad \text{(IV 15)}$$

Le tassement sphérique correspond à une zone du sol sous la fondation épaisse de *B/2*, et fait intervenir un module équivalent .

Le tassement déviatorique correspond à une zone du sol ayant une épaisseur de *8.B* (***Figure IV.5)*** et se calcule avec un module équivalent

Le calcul du tassement nécessite de diviser en tranches fictives le sol sous la fondation, chaque tranche étant épaisse de *B/2*. [8]

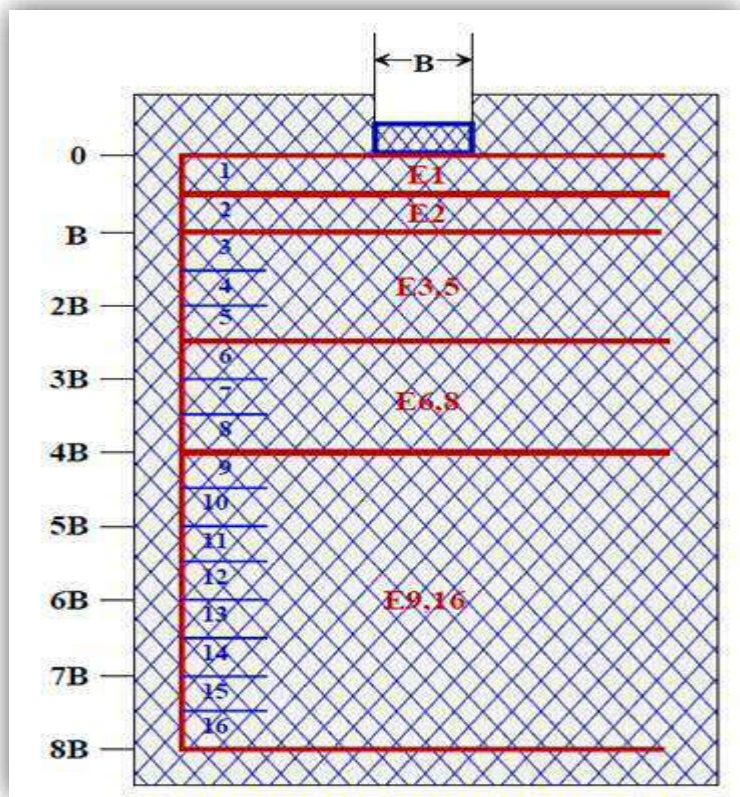


Figure IV.5 : *décomposition du terrain pour le calcul des modules équivalents.*

Le calcul des modules équivalents et peut etre mené conformément aux recommandations de *Ménard*, comme suit :

$E_{ms}=E_1$ = moyenne harmonique des n modules pressiométriques dans :

$$\frac{}{1} = \frac{=}{=1}\frac{1}{} \qquad (IV\ 16)$$

L'hémisphère (tranche 1 dans la ***Figure IV.5)*** :

- est donné par la formule suivante :

$$\frac{4}{} = \frac{1}{1} + \frac{1}{0.85\ 2} + \frac{1}{3\ 5} + \frac{1}{2.5\ 6\ 8} + \frac{1}{2.5\ 9\ 16} \qquad (IV\ 17)$$

- est la moyenne harmonique des modules mesurés dans les tranches de i à j.
- Si les valeurs $_9$ à $_{16}$ ne sont pas connues, mais considérées superieures aux valeurs sus-jacentes, se calcule par :

$$\frac{3.6}{} = \frac{1}{1} + \frac{1}{0.85\ 2} + \frac{1}{3\ 5} + \frac{1}{2.5\ 6\ 8} \qquad (IV\ 18)$$

- De même, si $_6$ à $_8$ ne sont pas connues, est calculé par :

$$\frac{3.2}{} = \frac{1}{1} + \frac{1}{0.85\ 2} + \frac{1}{3\ 5} \qquad (IV\ 19)$$

L'expérience montre que la prévision du tassement par la méthode pressiométrique devient de moins en moins bonne lorsque le paramètre *B/H* augmente, *H* étant la distance verticale de la base de la fondation au substratum. Ainsi, il est recommandé de ne faire l'étude du tassement par la méthode pressiométrique que si *B/H* est très faible, c'est-à-dire lorsque le champ déviatorique sous la fondation est prédominant. L'explication vient du fait que l'essai pressiométrique est un essai de cisaillement pur dans le cadre de l'élasticité linéaire. Le module pressiométrique est donc un module de déformation à volume constant, caractérisant la zone déviatorique sous la fondation, et ne permet ainsi pas de déterminer correctement le tassement de consolidation des sols fins. Pour *B/H* élevé, il est plutôt recommandé d'utiliser les méthodes basées sur l'essai oedométrique pour évaluer le tassement de consolidation. [6]

On conclut que la méthode pressiométrique ne permet pas une évaluation correcte du tassement de consolidation des sols fins. Par conséquent, cette méthode est recommandée, outre les sols pulvérulents, aux sols fins sur consolidés pour lesquels les charges provenant de l'ouvrage sont en deçà de la contrainte de pré consolidation.[8]

7- *Fondations profondes :*

Les fondations profondes (les pieux, les puits, et les barrettes) sont en général utilisées dans les domaines de construction telle que le bâtiment, les ouvrages hydrauliques, les ouvrages d'art et les travaux maritimes. Parmi les raisons qui poussent à utiliser ce type de fondation, on note :

- La présence des couches superficielles de caractéristiques médiocres
- Le risque d'interférence des contraintes à cause de la proximité d'un ouvrage ancien
- L'instabilité des terrains superficiels (affouillement, glissement)
- Le bâtiment chargé de façon irrégulière

Les fondations profondes permettant de rapporter les chargements dus à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles.

7.1- Définition d'un pieu :

Le pieu est un élément porteur ayant les dimensions transversales B négligeables devant sa longueur D, est destiné à transférer les charges dur une grande profondeur vers un bon sol. Il existe des pieux travaillant au frottement uniquement et des pieux travaillant en pointe et au frottement.

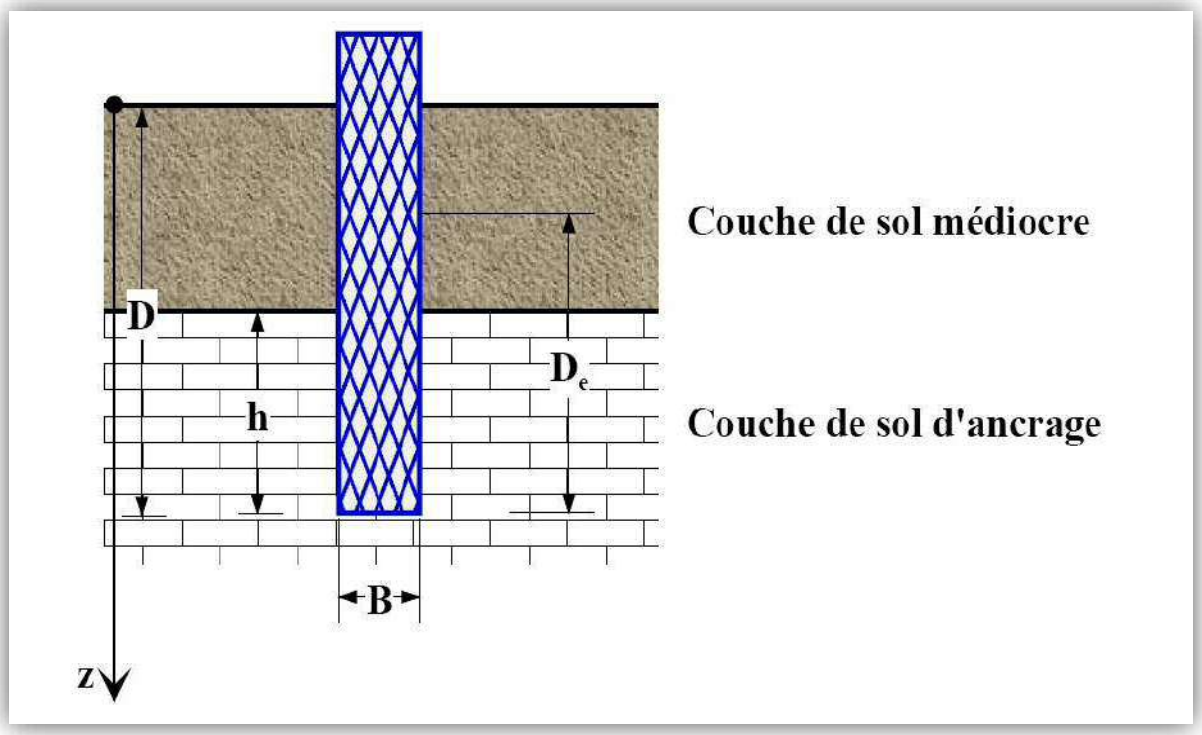


Figure IV.6 : *Schéma d'un pieu.*

7.2- Classification des pieux :

Les pieux sont classés suivant les critères ci-dessous :

- La nature du matériau constitutif tel que, bois, métal, béton.
- Le mode d'introduction dans le sol (battus ou forés).

7.3- Capacité portante verticale d'un pieux isolé :

Le chargement vertical d'un pieu se traduit par la mobilisation d'une pression verticale q_p en pointe, et des contraintes de cisaillement (z) le long du fut du pieu, appelées aussi frottement latéral. [6]

La charge verticale limite reprise par le pieu correspond théoriquement à des tassements infinis. En découplant les effets de la résistance en pointe et le frottement latéral, on peut écrire d'une manière générale [7] :

$$= \quad + \quad = . \quad + \quad . \qquad \text{(IV 20)}$$
$$0$$

On dit que le sol a atteint sa capacité portante, l'effort vertical limite Q_l est dit capacité portante verticale du pieu. Q_s et Q_p sont respectivement les efforts verticaux développés sur le fut et en pointe. [6]

S est la section du pieu et P est le périmètre du fut. La charge Q_l correspond conventionnellement, à un tassement égal à 10% du diamètre B. [7]

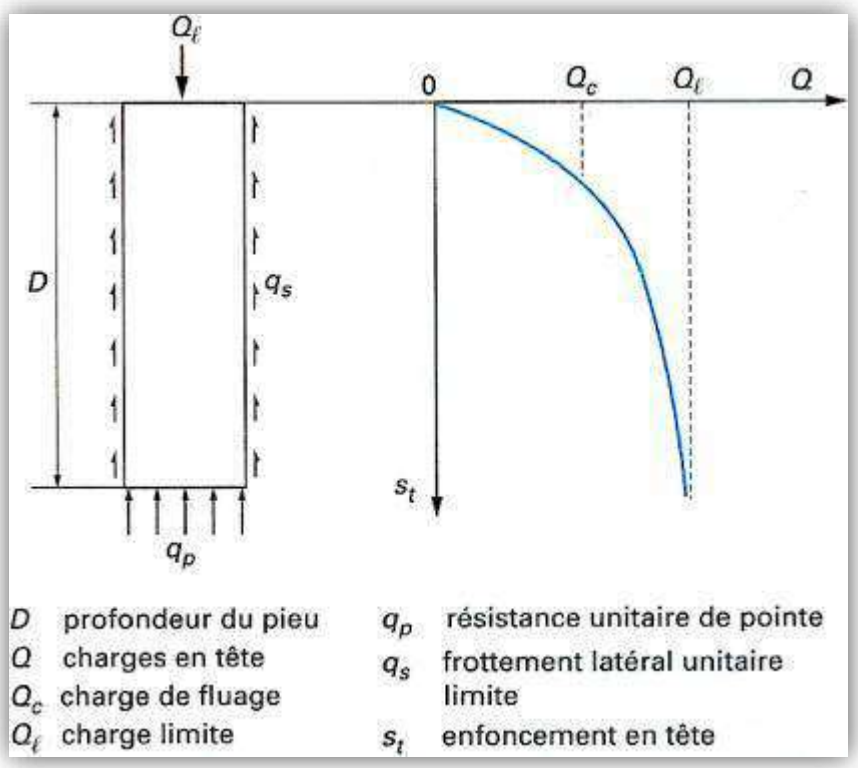


Figure IV.7: *Schéma d'équilibre du pieu sous un effort vertical.*

7.4- Evaluation de la capacité portante d'un pieu isolé par la méthode pressiométrique :

La méthode pressiométrique tient compte de l'hétérogénéité du sol en se basant sur le concept du sol homogène équivalent, caractérisé par une pression limite équivalente et entourant un pieu ayant une fiche équivalente D_e. [7]

7.4.1- L'effort limite Q_p en pointe :

L'effort limite Q_p en pointe, dont l'aire de sa section est S, est donné par :

$$= \quad . \quad . \qquad \text{(IV 21)}$$

La résistance en pointe est telle que :

$$= \quad . \qquad \text{(IV 22)}$$

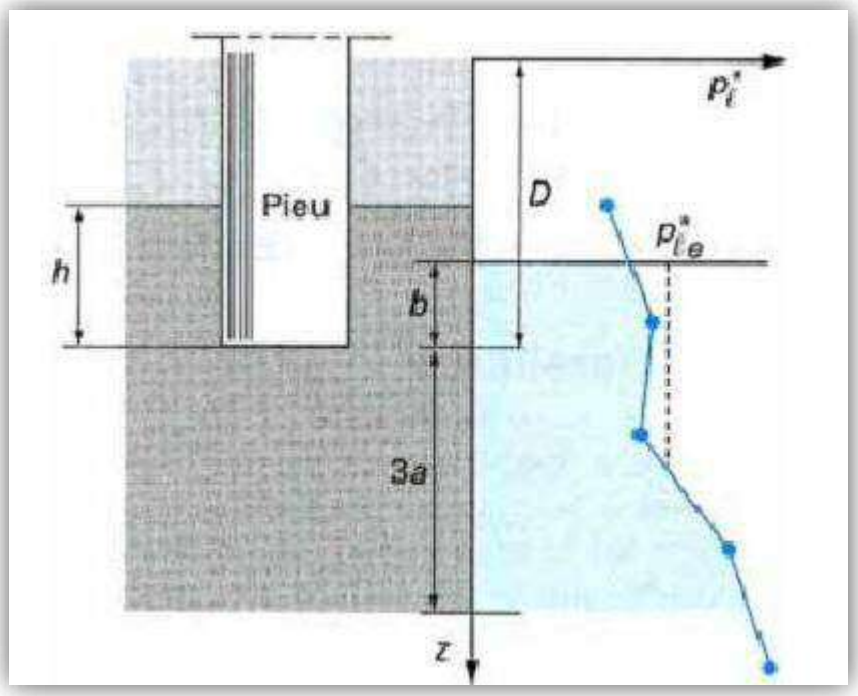


Figure IV.8 : *Schéma de calcul de la pression limite équivalente*

Comme le schématise la ***Figure IV.8*** la pression pressiométrique limite nette équivalente est une moyenne analytique des valeurs de pression limite nette, mesurées dans une zone utile au voisinage de la pointe, épaisse de *3a*sous la pointe et de *b* au-dessus :

$$= \frac{1}{b + 3.a} \int_{D\ b}^{D+3.a} z \ . dz \qquad \text{(IV 23)}$$

Les valeurs de *a* et *b* sont définies comme suit :

- ***a= max (B/2 , 0.5m),***
- ***b=min (a, h).***

h est la hauteur de la couche résistante dans laquelle la pointe est encastrée.

En absence d'une couche résistante, *h* est prise égale à *0*. Dans ce cas, *b=0* et *a* est égal à *B/2* pour des diamètres supérieurs à *1.0m,* et la zone utile de la résistance en pointe est, dans ce cas, épaisse de *1,5B* sous la pointe. [6]

L'expression précédente peut se simplifier en utilisant une sommation des trapèzes formant le profil pressiométrique :

$$\frac{1}{b+3.a}\int_{D}^{D+3.a} \quad . \quad z \qquad (IV \quad 24)$$

Identiquement aux cas d'une fondation superficielle, la fiche équivalente est celle qui permet d'étudier le même pieu dans un sol homogène caractérisé par une pression limite égale a .

En pratique, on utilise la formule approchée de sommation des N mesures nette le long du pieu, en considérant un pas ΔZ_i. [8]

Entre deux mesures consécutives :

$$\frac{1}{} \quad = \quad . \qquad (IV \quad 25)$$

$$=1$$

et se réduisent évidemment en cas d'un sol homogène idéal, à et D respectivement. La résistance en pointe se calcule comme suit :

$$= \quad . \qquad (IV \quad 26)$$

Le facteur de portance dépond de la nature du sol et du mode d'installation du sol. Le système de classification du LCPC permet de définir la classe du matériau. Le ***Tableau II.6*** donne la catégorie A, B ou C du matériau sol en fonction des caractéristiques pressiométriques ou pénétrométriques. Le facteur K_p est donné par le ***Tableau IV.4.*** [8]

Tableau IV.4 : *Valeurs du facteur de portance pressiométrique pour un pieu*

Nature de sol		Pieu ne refoule pas le sol	Pieu refoulant le sol
Argiles Limons	A	1,10	1,40
	B	1,20	1,50
	C	1,30	1,60
Sables Graves	A	1,00	4,20
	B	1,10	3,70
	C	1,20	3,20
Craies	A	1,10	1,60
	B	1,40	2,20
	C	1,80	2,60
Marnes/Marno-calcaires		1,80	2,60
Roches altérés		1,10 – 1,80	1,80 – 3,20

7.4.2- Frottement latéral Q_s

L'effort limite Qs de frottement latéral limite est donné par :

$$= \quad _0 \quad . \qquad \text{(IV 27)}$$

La contrainte de frottement latérale limite q_s augmente linéairement avec la pression limite nette, à la même profondeur. Il dépend en fait de la nature du sol entourant le pieu et du mode d'installation du pieu. Le choix de la courbe = ( ) est fait à partir du ***Tableau IV.5*** et la détermination de q_s se fait à partir de la ***Figure IV.9.*** [7]

Tableau IV.5 **:** *Frottement latéral limite.*

	Argils, Limon			*Sable, graves*			*Craies*			*Marnes*		*Roches*
	A	*B*	*C*	*A*	*B*	*C*	*A*	*B*	*C*	*A*	*B*	
Pl (KPa)*	*<0.7*	*1.2-2.0*	*>2.5*	*<0.5*	*1.0-2.0*	*>5*	*<0.7*	*1.0-2.5*	*>3.0*	*1.5-4.0*	*>4.5*	*>2.5*
Foré simple	Q_1	Q_1 Q_2	Q_2 Q_3				Q_1	Q_3	Q_4 Q_5	Q_3	Q_4 Q_5	Q_5
Foré boue	Q_1	Q_1 Q_2		Q_1	Q_2 Q_1	Q_3 Q_2	Q_1	Q_3	Q_4 Q_5	Q_3	Q_4 Q_5	Q_5
Foré tubé (tube récupéré)	Q_1	Q_1 Q_2		Q_1	Q_2 Q_1	Q_2 Q_3	Q_1	Q_2	Q_3 Q_4	Q_3	Q_4	
Foré tubé (tube peredu)	Q_1			Q_1		Q_2				Q_2	Q_3	
Puits	Q_1	Q_2	Q_3				Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	Q_5
Metale battu fermé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3				Q_3	Q_4	Q_4
Battu préfabriqué béton	Q_1	Q_2		Q_3						Q_3	Q_4	Q_4
Battu moulé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_3	Q_4	
Battu enrobé	Q_1	Q_2		Q_3		Q_4				Q_3	Q_4	
Injecté basse pression	Q_1	Q_2		Q_3			Q_2	Q_3	Q_4	Q_5		
Injecté haute pression		Q_4	Q_5	Q_5		Q_6		Q_5	Q_6	Q_6		Q_7

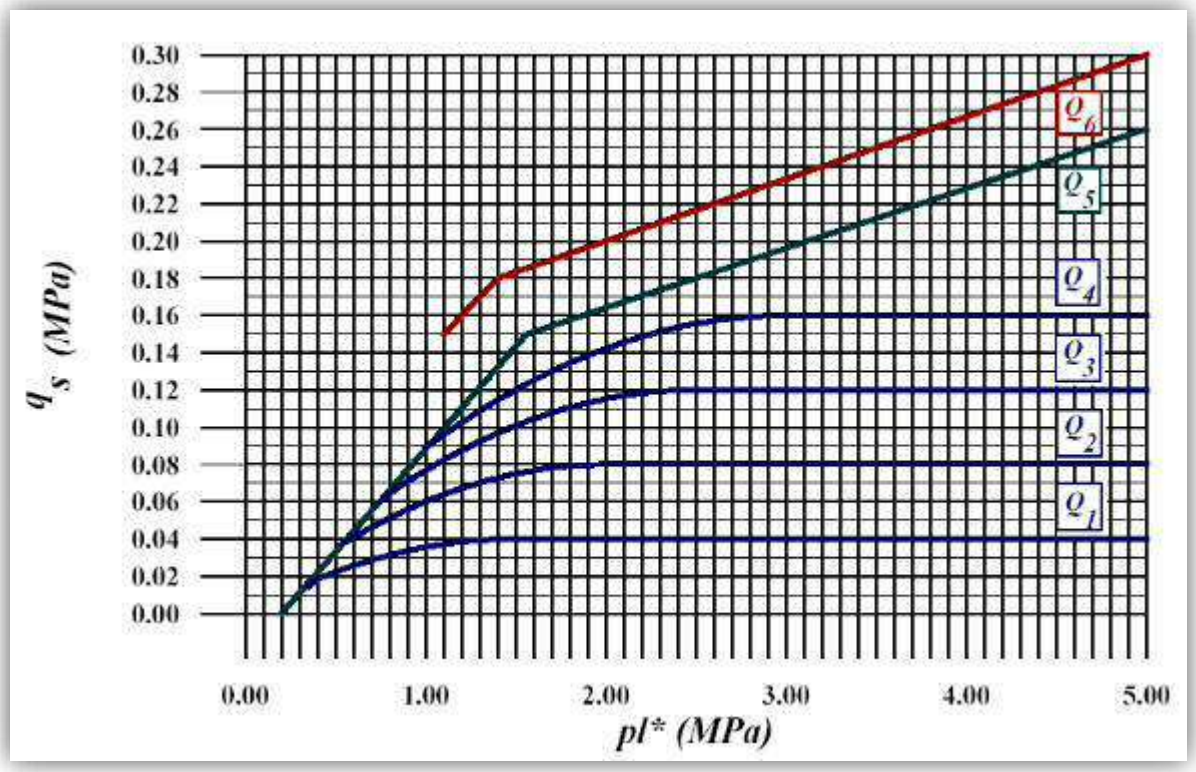


Figure IV.9 **:** *Contrainte de frottement latéral limite q_s en fonction de .*

On peut calculée le frottement latéral limite q_s par les expressions suivantes, en notant par n le numéro de la courbe, et en exprimant P_l en MPa [6]:

- Courbe Q_1 à Q_4 :

$$= 0.04 \quad \frac{( )}{(1 + 0.5 \ )} \quad 2 \quad \frac{( )}{(1 + 0.5 \ )} \qquad \text{(IV 28)}$$

- Courbe Q_5 à Q_7 :

$$Q_5 : \quad = \min \quad \frac{0.2}{9}, \frac{+3.3}{32} \qquad \text{(IV 29)}$$

$$Q_6 : \quad = \min \quad \frac{+0.4}{10}, \frac{+4.0}{30} \qquad \text{(IV 30)}$$

$$Q_7 : \quad = \frac{+0.4}{10} \qquad \text{(IV 31)}$$

7.5- Tassement d'un pieux isolé :

Une méthode d'évaluation des tassements d'un pieu à partir des essais pressiométriques. Elle permet de mettre en évidence l'étroite corrélation qui existe entre les déformations et les contraintes de frottement latéral.

D'après *Maurice CASSAN* [23], le tassement $_0$ induit par un pieu sous charge Q, d'un sol homogène de module pressiométrique E_m est donné par:

$$_0 = \frac{4}{} \times \frac{1 + \frac{}{} \tanh(\quad)}{+ \quad \tanh(\quad)} \qquad (IV \quad 32)$$

Où

- *P*: la charge reprise par le pieu (KN) ;
- b ; diamètre du pieu en cm ;
- E_p : module d'élasticité du béton en bars;
- $= 4.5xE_m$(en bars);
- $= \frac{4}{} \times \frac{4.17 \times 10^{\ 3}}{}$
- D : la fiche du pieu en cm.

Lorsque *aD* est petit (inférieur à 0.8 environ), on peut remplacer la tangente hyperbolique (tanh) par le premier terme de son développement en série.

La relation précédente se simplifie et l'on obtient

$$_0 = \frac{4}{} \times \frac{1 + \frac{}{}}{+ 4} \qquad (IV \quad 33)$$

Pour un pieu préfabriqué carré de côté *b,* les relations précédentes deviennent :

$$_0 = - \times \frac{1 + \frac{}{} \tanh}{+ \quad \tanh} \qquad (IV \quad 34)$$

$$_0 = - \times \frac{1 + \frac{}{}}{+ 4} \qquad (IV \quad 35)$$

8- Conclusion :

A travers ce chapitre, se dégage clairement l'utilité de l'essai pressiométrique pour le dimensionnement et la conception des fondations.

La maitrise de l'interprétation et la méthode de calcul à la base de cet essai est d'une grande importance pour l'ingénieur géotechnicien.

Chapitre V

Elaboration d'un logiciel du calcul de la portance des fondations superficielles à partir de l'essai PMT

1- *Introduction :*

Ce chapitre est consacré à l'élaboration d'un utilitaire de calcul par l'utilisation du langage DELPHI. Delphi XE7 est le nom d'un logiciel actuellement largement employé pour créer des logiciels. Cet utilitaire permet l'automatisation du calcul de la portance des fondations superficielles à partir de l'essai pressiomètrique.

2- *Présentation du langage de programmation utilisé :*

EMBRACADERO Delphi XE7 (2014)



Delphi est à la fois un environnement de développement intégré (EDI) et un langage de programmation orienté objet, il utilise le langage Pascal. Il faut bien comprendre que Pascal et Delphi ne sont pas une seule et même chose : Pascal est un langage informatique, Delphi est un logiciel destiné à créer des logiciels avec ce langage. Delphi n'est qu'un enrobage, une enveloppe de confort autour de Pascal, c'est-à-dire qu'il simplifie de nombreuses tâches liées à la programmation en langage Pascal. Un autre fait qu'il faut noter est que Delphi est destiné à écrire des programmes fonctionnant exclusivement sous Windows.

Avec Delphi XE7, nous avons maintenant la possibilité de construire des puissantes applications avec un minimum de programmation.

Delphi XE7 propose un ensemble très complet de composants visuels prêts à l'emploi incluant la quasi-totalité des composants Windows (boutons, boîtes de dialogue, menus, barres d'outils…) ainsi que des experts permettant de créer facilement divers types d'applications et de librairies.

Pour maîtriser le développement d'une application sous Delphi XE7, il est indispensable d'aborder les trois sujets suivants :

- le langage Pascal et la programmation orientée objet ;
- l'Environnement de Développement Intégré (EDI) de Delphi ;
- les objets de Delphi et la hiérarchie de classe de sa bibliothèque.

3- L'environnement de développement Delphi (EDI):

On appelle « Environnement de développement Delphi » (*EDI)*, l'interface qu'offre Delphi pour aider l'utilisateur à construire son application. Cette interface ressemble plus à un atelier où l'on dispose d'une boîte à outils et d'un ensemble d'objets qui servent à fabriquer une application. On là bien dit; sous Delphi, on n'écrit pas une application mais on la fabrique.

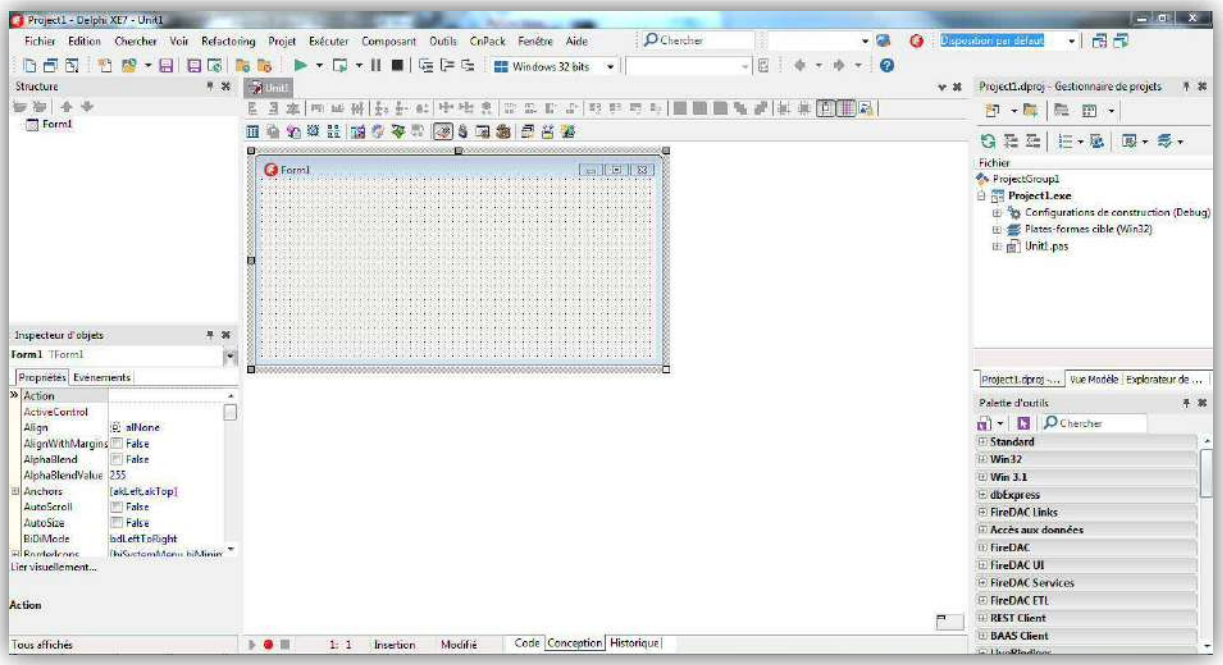


Figure V.1 : *L'interface Delphi XE7.*

L'interface est composée des éléments suivants :

3.1- La barre de titre :

Affiche le nom du projet actuellement ouvert. Le nom du projet par défaut est le : Project 1.



Figure V.2 : *La barre de titre.*

3.2- La barre de menu :

Delphi présente des menus comme toute application sous Windows, l'utilisateur ne trouvera aucune ambiguïté quant à leur utilisation.

Au dessous de la barre de titre et sur toute sa largeur s'étale un ruban de commandes appelé barre de menu. Chaque en-tête de menu possède une lettre souligné qui le rend accessible avec le clavier (Alt + la lettre souligné du menu).



Figure V.3 : *La barre de menu.*

Dans ce qui suit un tableau qui résume quelque menu et son fonction.

Tableau V.1 : *la structure des menus de Delphi.*

Menu	Fonction
Fichier	Ce menu contient les fonctions permettant de créer, ouvrir et enregistrer des fichiers.
Fichier/Nouveau	Créez ici les différents fichiers, fiches vides et les éléments de programmes.
Edition	Ce menu nous propose les commandes qui permettent d'exploiter le presse-papiers, il contient aussi quelques fonctions de définition des fenêtres.
Chercher	Ici figurent les fonctions de recherche et de remplacement.
Voir	Concerne les programmes de grandes tailles, pour en examiner la structure et recevoir des informations.
Projet	Créez ici les fichiers exécutables à partir des textes sources. Nous recevrons des informations sur le programme et pourrons définir certains paramètres et options
Exécuter	Ce menu propose les fonctions pour lancer et exécuter en pas à pas les programmes.
Composant	Modifiez à l'aide des commandes de ce menu la palette des composants, intégrez des composants supplémentaires.
Base de données	Ce menu propose les assistants au développement de base de données.
Outils	Définir ici les différents paramètres de Delphi, appeler des outils externes.
Aide	Accès direct à l'aide de Delphi.

3.3- La barre d'outils :

La barre d'outils permet d'accéder directement avec la souris à certaines commandes des menus.



Figure V.4 : *La barre d'outils.*

Elle contient les boutons permettant d'enregistrer et d'ouvrir des fichiers, de basculer d'une fiche ou d'une unité à une autre, d'ajouter/supprimer une fiche au/du projet, de rédiger le texte source, de basculer entre la fiche et l'unité qui lui est associée et d'exécuter pas à pas un programme.

Les barres d'outils de Delphi sont personnalisables, ce qui signifie qu'on peut l'adapter à nos besoins en rajoutant ou en supprimant des boutons.

3.4- La palette des composantes :

La palette des composantes est une véritable boite à outils de développement, elle contient tous les composants que peut utiliser le programmeur pour construire son application. Ces composantes sont regroupées par famille, chaque onglet de la palette représente une famille.

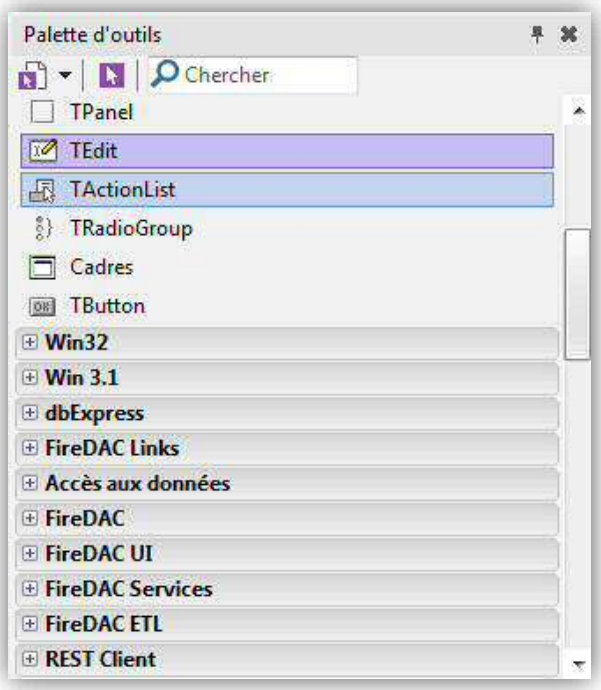


Figure V.5 : *La palette des composantes.*

La nature orientée objet de Delphi fait que, chaque composant étant un objet, on pourra s'on servir comme base pour un nouveau dont le comportement sera enrichi ou modifié. On pourra ensuite ajouter le nouveau composant à la bibliothèque des composants et le réutiliser.

Dans ce qui suit on citera les composants nécessaires à notre projet :

Standard : cette page contient des composants élémentaires qui étaient déjà présents dans les premières versions, comme T MainMenu, T button, T listBox et T label.

Supplément : cette page contient des composants plus spécialisés qui sont apparus dans des logiciels plus récents, comme T speedButton, T stringGrid, T image.

Le composant T splitter mérite une attention particulière : il permet de concevoir une interface comportant des sections dont la taille est ajustable, comme c'est le cas pour la barre d'outils et la palette de composants dans la fenêtre principale de Delphi ou même l'Explorateur de Windows.

T chart est aussi une nouveauté dans cette page. Il permet d'incorporer facilement dans nos programmes en Delphi des graphes de qualité professionnelle.

Win32 : cette page contient les nouveaux composants introduits par Windows 95 et les dernières versions de NT. Il s'agit des composants T treeView et T listView.

Accès BD : cette page propose aux utilisateurs des composants qui leur facilitent l'usage des informations concernant les ensembles de données. Il s'agit par exemple de T table et Tsession.

Contrôle BD : cette page contient des composants appelés des contrôles orientés données. Ils fournissent une interface visuelle pour les composants non visuels de la page Accès BD. Il s'agit par exemple des composants T DBGrid, T DBNavigator.

Dialogues : cette page contient les composants qui encapsulent la fonctionnalité des boites de dialogues de Windows, comme T openDialog et T saveDialog. Vous l'utiliserez pour vous conformer à l'esthétique standard de Windows.

3.5- *L'inspecteur d'objets :*

Il est situé à gauche de l'écran, et il est l'un des trois outils les plus précieux dont on dispose pour la conception de l'interface.

Ce dernier composé de deux volets :

- Le volet *Propriétés :* dans lequel on retrouve toutes les propriétés d'un objet.

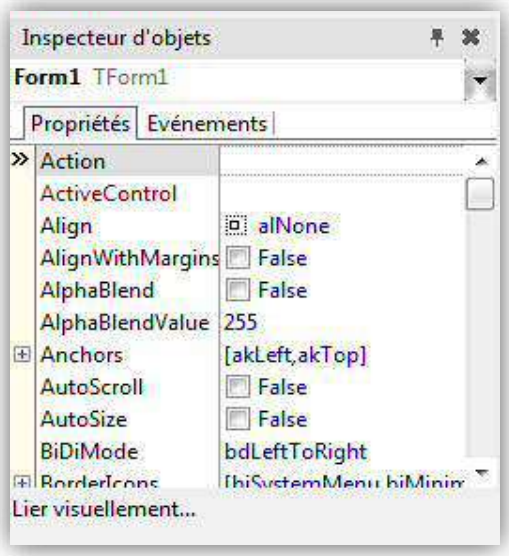


Figure V.6 : *Le volet Propriétés.*

- Le volet *Evénements* : dans lequel on trouve tous événements que peut déclencher un objet.

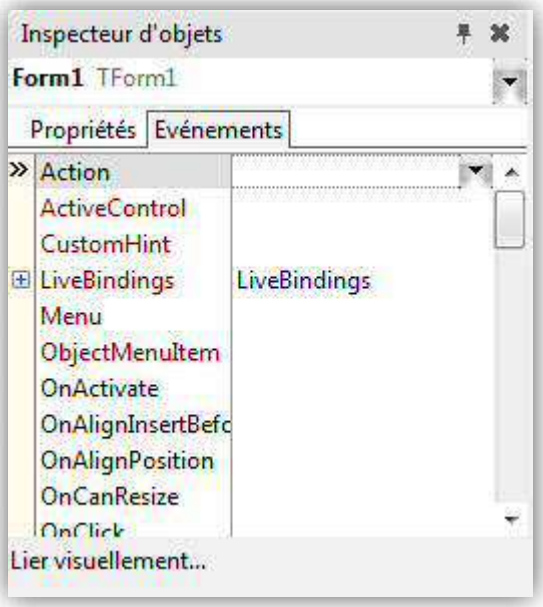


Figure V.7 : *Le volet Evénement.*

3.6- Le concepteur de fiche :

C'est une fenêtre sur laquelle on peut déposer des objets qui vont constituer les éléments de l'interface utilisateur.

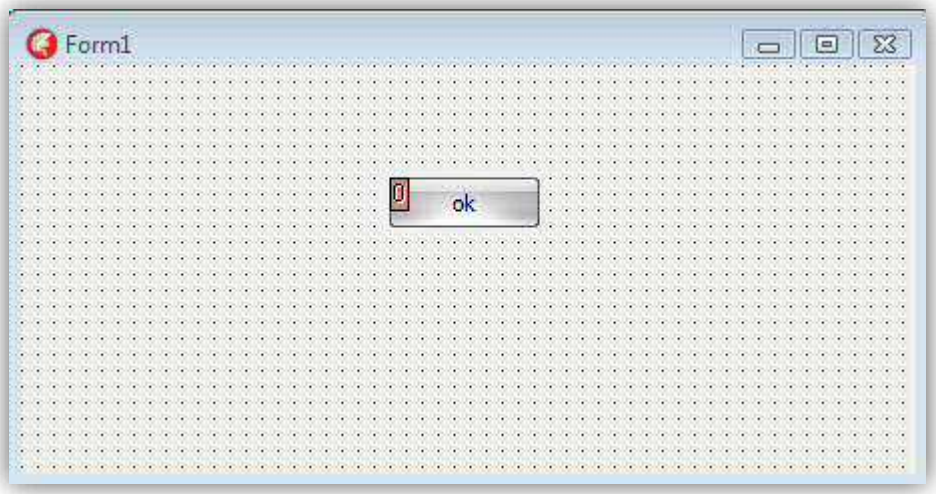


Figure V.8 : *Le concepteur de fiche.*

3.7- Le concepteur de texte :

Il est généralement caché sous le concepteur de fiche. L'éditeur de texte source comprenant l'ensemble des commandes qui constituent le programme.

Il est comprend deux partes :

a- L'éditeur de code :

Il contient le code source relative à une fiche incluant le code de toutes les composantes insérées dans la fiche ainsi que les procédures éventuelles.

En générale l'utilisateur n'intervient que lorsque il est question de modifier le contenue d'une procédure, ou ajouter un traitement particulier. Pour cela il doit avoir des connaissances sur la programmation en langage *Pascal objet*.

```
unit Unit1;

interface

uses
  Winapi.Windows, Winapi.Messages, System.SysUtils, System.Variants, System.Classes,
  Vcl.Controls, Vcl.Forms, Vcl.Dialogs;

type
  TForm1 = class(TForm)
    btn1: TButton;
    procedure FormCreate(Sender: TObject);
  private
    { Déclarations privées }
  public
    { Déclarations publiques }
  end;

var
  Form1: TForm1;

implementation

{$R *.dfm}

procedure TForm1.FormCreate(Sender: TObject);
begin

end;

end.
```

Figure V.9 : *L'éditeur de code.*

b- L'explorateur de code :

Il montre des classes, variables et procédures de l'unité en cours ce qui permet au programmeur de parcourir rapidement son code.

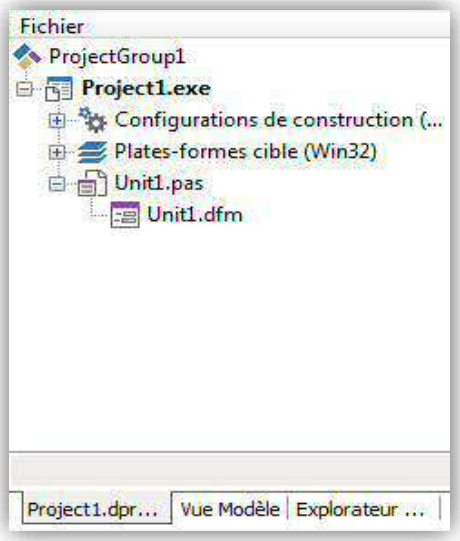


Figure V.10 : *L'explorateur de code.*

3.8- L'arborescence des objets :

Elle permet d'afficher une vue hiérarchique des relations parent-enfant des composantes déjà insérés sur la fiche, cela permet de savoir quel composant est contenu dans l'autre.

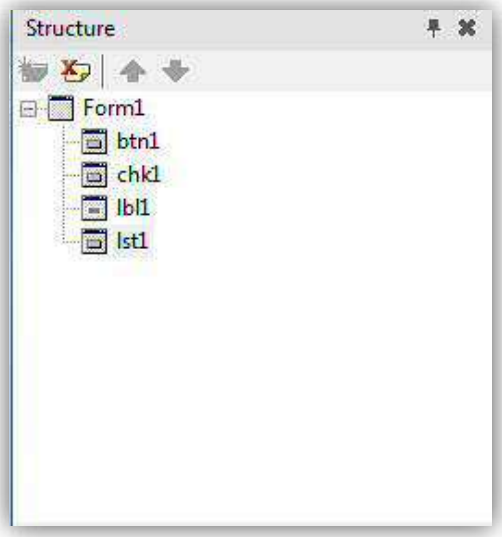


Figure V.11 : *L'arborescence des objets.*

4- L'utilitaire de calcule « Found-Cal-PMT » :

4.1- Introduction :

Durant notre cursus universitaire, parmi les connaissances que nous avons acquises et qui seraient d'une utilité importante dans la pratique pour les études et les réalisations d'ouvrages, nous citons « l'essai pressiométrique ».

L'application efficace de ces connaissances nécessite l'utilisation de logiciels adéquats permettant l'automatisation de ce dernier.

Pour ce faire, nous avons décidé de développer un logiciel qui automatise l'essai Pressiomètrique, Le nom que nous avons donné à notre logiciel est «*Found-Cal-PMT*» ce qui signifie « Foundation calculate Pressumetre test ».

Ce logiciel permet à l'utilisateur le calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle en utilisant les formules de règlement DTU-13.12, les pas de calcule sont illustrés dans le chapitre précédent; les capacités fournit sont des résultats ultimes et admissible ; la forme de fondation est prise en compte lors de calcule par notre utilitaire.

En plus du calcul de la capacité portante, ce logiciel permet le traçage du profil pressiomètrique et l'impression. Les résultats finals sont présentés sous forme d'un rapport technique sauvegardé sous forme d'un fichier PDF.

4.2- Propriété de « Found-Cal-PMT »:

Notre utilitaire de calcul est composé de quatre fenêtres principales, que nous allons présenter succinctement ci-dessous :

4.2.1- La fenêtre « Nouveau projet » :

Cette première fenêtre apparait dès le lancement du programme (***Figure V.12)***;

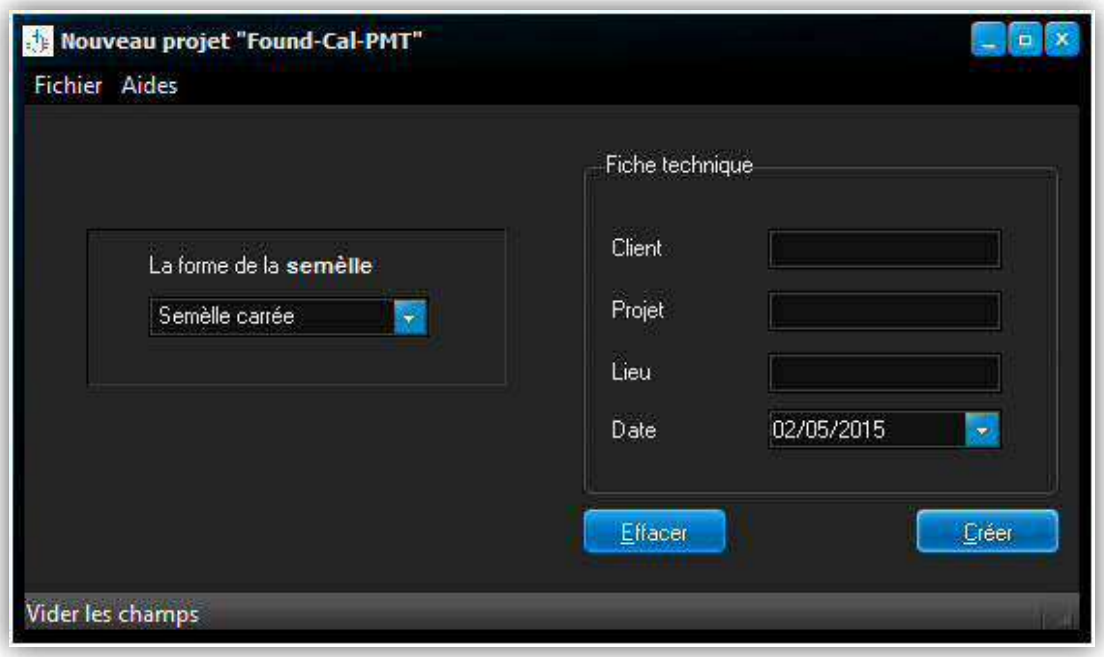


Figure V.12 **:** *La fenêtre « Nouveau projet ».*

Cette fenêtre contient quelques éléments qu'on présentera comme suit :

a- *La barre de titre :* affiche le nom de la fenêtre actuelle (***Figure V.13***)



Figure V.13**:** *La barre de titre.*

b- *La barre de menu :* Se compose de deux volets (***Figure V.14***)

Fichier (Alt+F) : Ce menu contient deux fonctions : la première permettre de créer un nouveau projet ,la deuxième permettre de quitter le programme .

Aide (Alt+A) : Ce menu contient la fonction « A propos ».



Figure V.14*: *La barre de menu.

c- Groupe de saisie « Fiche technique » :

La fiche technique (***Figure V.15***) contenant des informations concernant le nouveau projet.

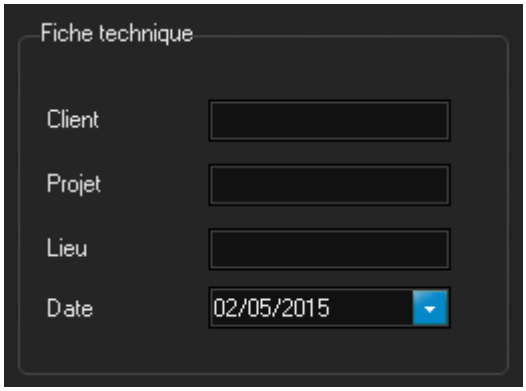


Figure V.15 : *Groupe « Fiche Technique ».*

d- La liste déroulante « La forme de la fondation » :

Cette liste (***Figure V.16***) nous permet de choisir la forme de la semelle

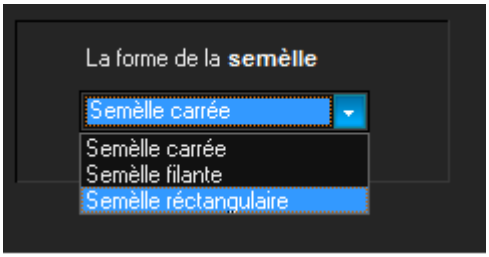


Figure V.16: *La liste déroulante « Fiche Technique ».*

e- Les boutons :



: (Alt+E) Vider tous le contenue du tableau de calcul.



: (Alt+C) Créer le projet, après le remplissage des champs de la fiche technique et le choix de la forme de la semelle.

f- La barre d'état :

Quand on mettre le curseur sur chaque bouton ou champ, Elle s'affiche des instructions concernant : la fonction des boutons et la monture des valeurs du champ.



Figure V.17: *La barre d'état.*

Remarque :

Les éléments suivants : La barre de titre, la barre de menu et la barre d'état, Ils ont la même fonction dans tous les fenêtres du notre logiciel .

4.2.2- La fenêtre « Caractéristiques géotechniques et géométriques » :

Cette fenêtre (***Figure V.18***) apparait après un simple click sur le bouton « créer » de la fenêtre **« Nouveau projet »**.

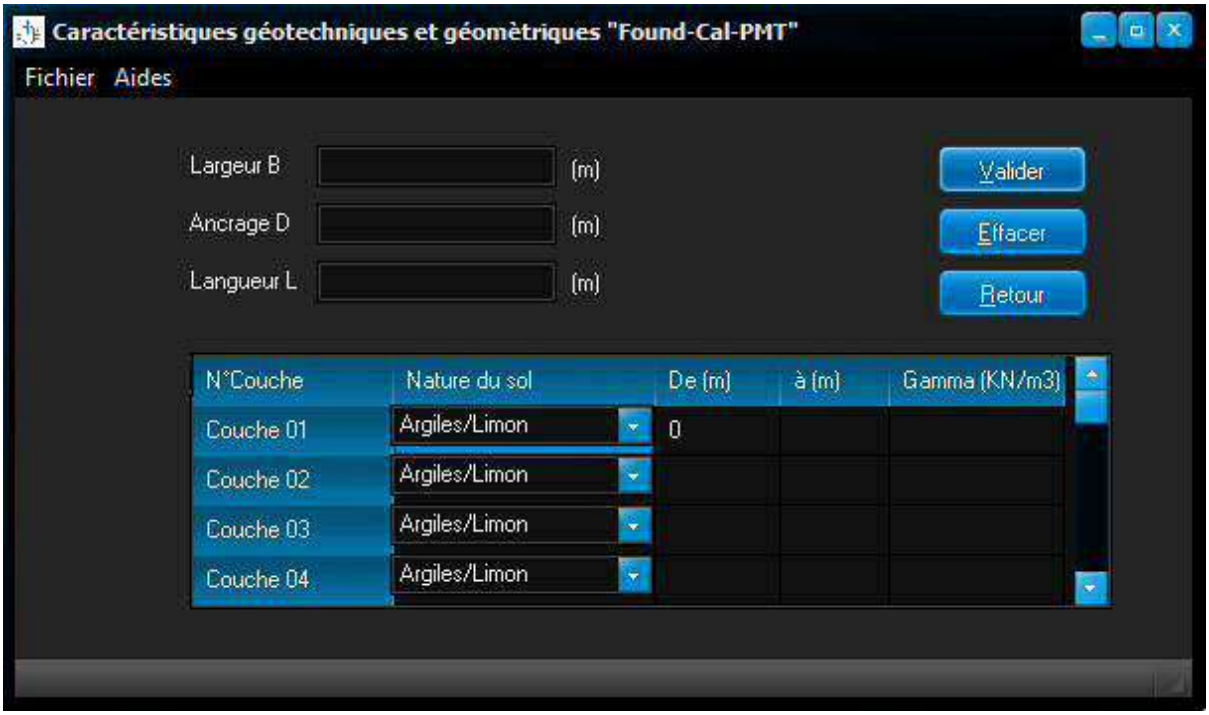


Figure V.18*: *La fenêtre « Caractéristiques géotechniques et géométriques ».

Cette fenêtre contient des éléments essentiels de notre programme, qu'on présentera comme suit :

a- Champs de saisie « caractéristiques géométriques » :

B : Permet la saisie de la largeur de la fondation.
D : Permet la saisie de l'ancastrement de la fondation.
L : Permet la saisie de la longueur de la fondation ; si la semelle est rectangulaire.



Figure V.19 : *La fenêtre « Caractéristiques géotechniques et géométriques ».*

b- *Tableau :* Ce tableau contient Cinque colonnes (***Figure V.20***) :

- la première colonne indique le numéro de la couche.
- la deuxième est réservée à la nature des sols.
- la troisième et la quatrième colonne indique les limites des couches.
- la cinquième colonne est réservée aux poids volumiques des sols.

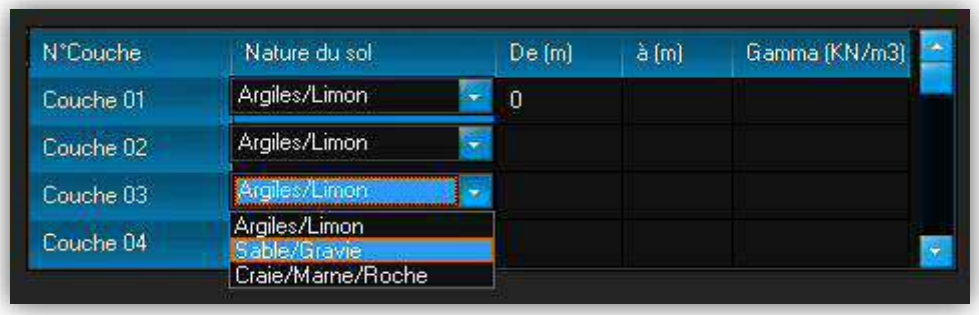


Figure V.20: *Tableau des caractéristiques géotechniques du sol.*

c- *Les boutons :*



:(Alt+V) Valider tous les données, et passer à l'étape de calcule suivante.



:(Alt+E) Vider tous le contenue du tableau de calcul.



:(Alt+E) Retour vers la fenêtre précédente (La fenêtre « Nouveau projet »).

4.2.3- *La fenêtre « Données pressiométriques » :*

Cette fenêtre apparait après un click sur le bouton « Valider » ***(Figure V.21)***

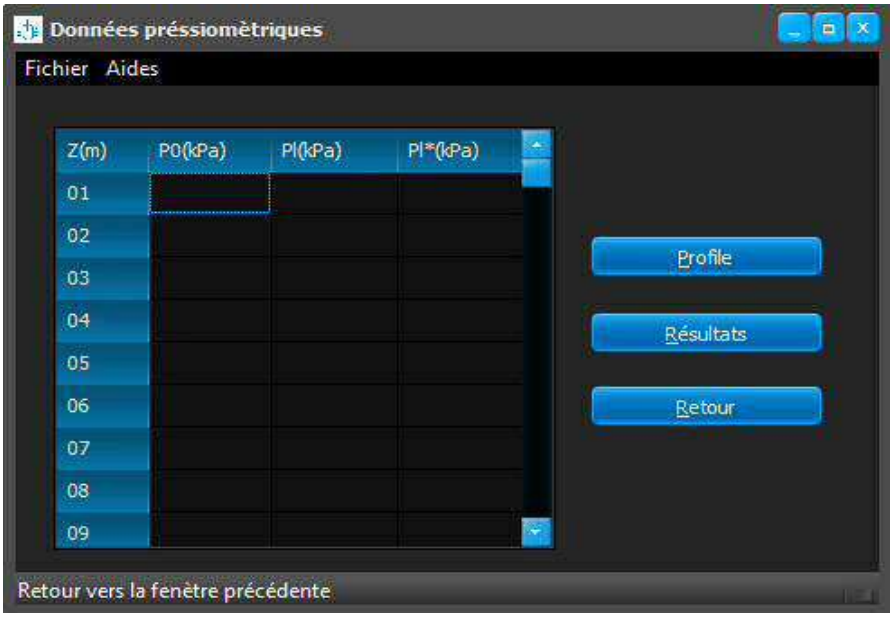


Figure V.21*: *La fenêtre «Données pressiométriques ».

Elle contient un tableau et trois boutons:

a- *Tableau :* Ce tableau contient quatre colonnes (***Figure V.22***) :

- la première colonne indique les profondeurs d'un pas de 1 mètre.
- la deuxième est réservée aux pressions horizontales des terres $_0$.
- la troisième indique les pressions limite extraites à partir les courbe pressiométriques.
- Sur la troisième colonne se calcule de façon automatique les pressions limites nettes .

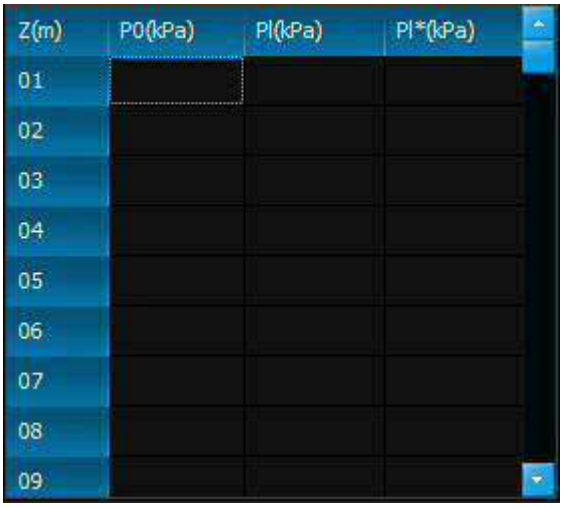


***Figure V.22* :** *Tableau des données pressiométriques.*

b- Les boutons :

Profile : (Alt+P) Affiche la fenêtre destinée au tracé du profile pressiométrique.

Résultats : (Alt+R) Permet l'ouverture d'une fenêtre qui s'expose les résultats.

Retour : (Alt+R) Retour vers la fenêtre précédente (La fenêtre «Caractéristiques géotechniques et géométriques»).

4.2.4- La fenêtre « Caractéristiques géotechniques et géométriques » :

Cette fenêtre apparait après un simple click sur le bouton « Profile » (***Figure V.23***), elle permet le tracé du profil pressiométrique donnant la pression limite (KPa) en fonction de la profondeur Z(m).

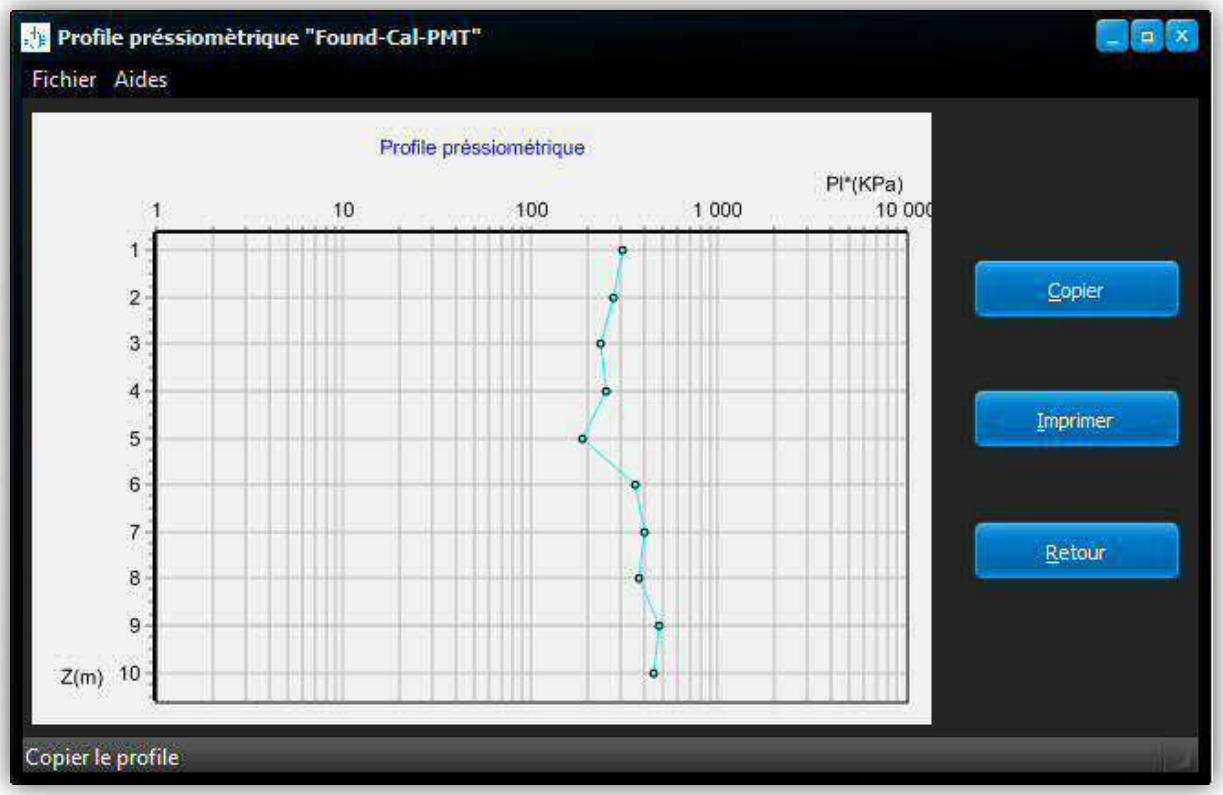


***Figure V.23**: La fenêtre «profile pressiométriques».*

La fenêtre «profile pressiométriques » contient aussi trois boutons :

Copier : (Alt+C) Permet de copier le profil sous forme d'une image.

Imprimer : (Alt+I) Permet d'imprimer le profil.



: (Alt+R) Retour vers la fenêtre précédente (La fenêtre «Données pressiométriques»).

4.2.5- La fenêtre «rapport de l'essai pressiométrique» :

Cette fenêtre apparait après un simple click sur le bouton « Résultats » (***Figure V.24***) dans la fenêtre « Données pressiométriques »

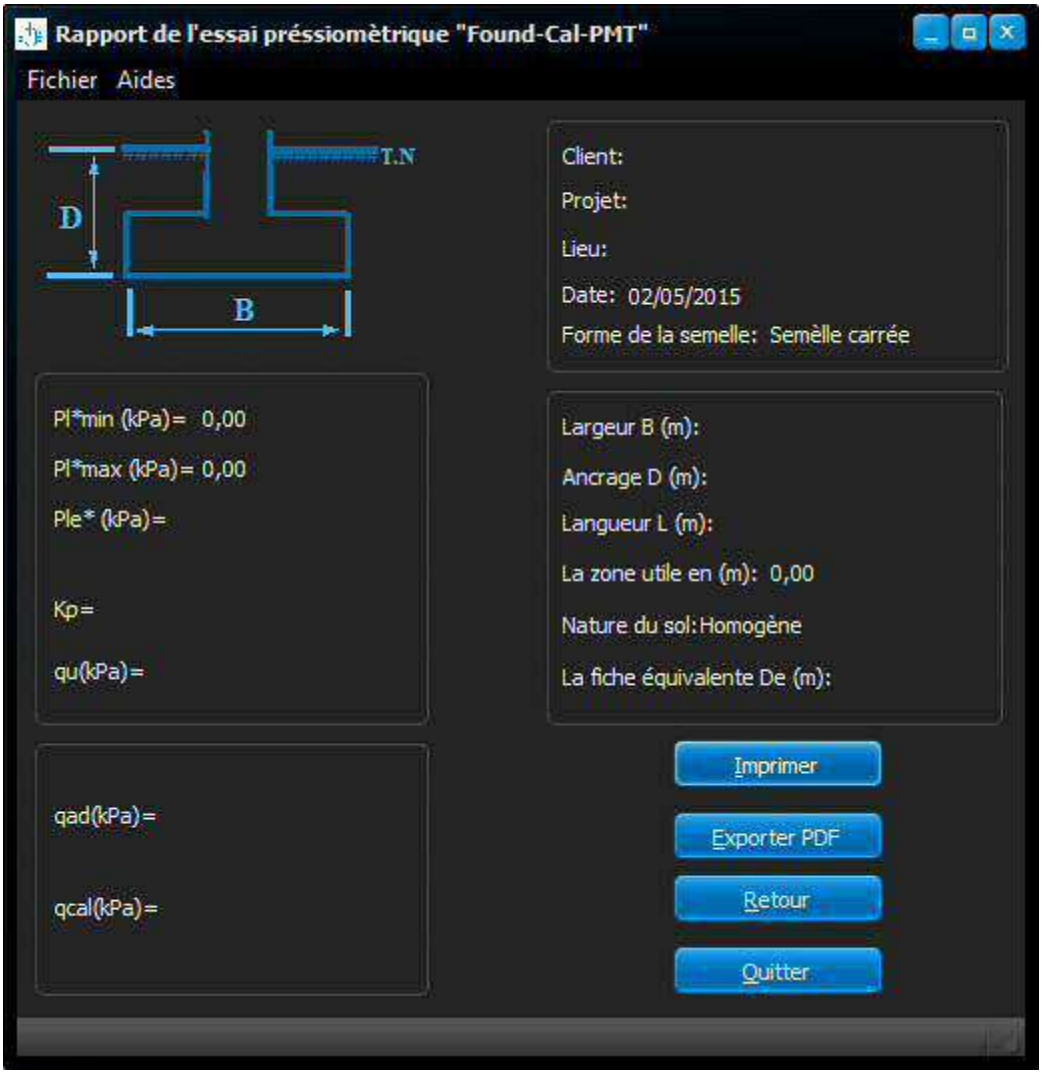


***Figure V.24*:** *La fenêtre «Rapport de l'essai pressiométrique ».*

Le tableau suivant résume les sorties principales dans cette fenêtre :

Tableau V.2: *Les sorties principales.*

sorties	Significations
La zone utile(m)	Se calculé d'une façon automatique (Zone utile = 1.5 x B)
Nature du sol	L'homogénéité/hétérogénéité des sols automatiquement
La fiche équivalente De(m)	Se calcule dans le cas où le sol est hétérogène
Pl*min (KPa)	Affiche la valeur minimale des pressions limites nettes
Pl*max (KPa)	Affiche la valeur maximale des pressions limites nettes
Ple*(KPa)	La valeur de la pression limite nette équivalente se calculé dans tous les cas possibles, l'établissement d'interpolation s'il est nécessaire.
Kp	Le facteur de portance aussi calculé d'une façon automatique
qu (KPa)	Affiche la capacité portante ultime
qad (KPa)	Affiche la capacité portante admissible calculée selon DTU13.12
qcalc (KPa)	Affiche la capacité portante calculée selon le DTU13.1

La fenêtre contient aussi quatre boutons :



: (Alt+I) Permet d'imprimer le profil.



: (Alt+E) Permet d'exporter le rapport sous forme d'un fichier PDF, qui sera illustre ultérieurement.



: (Alt+R) Retour vers la fenêtre précédente (La fenêtre «Données pressiométriques»).



: (Alt+Q) le bouton « Quitter» permettre de quitter le programme.

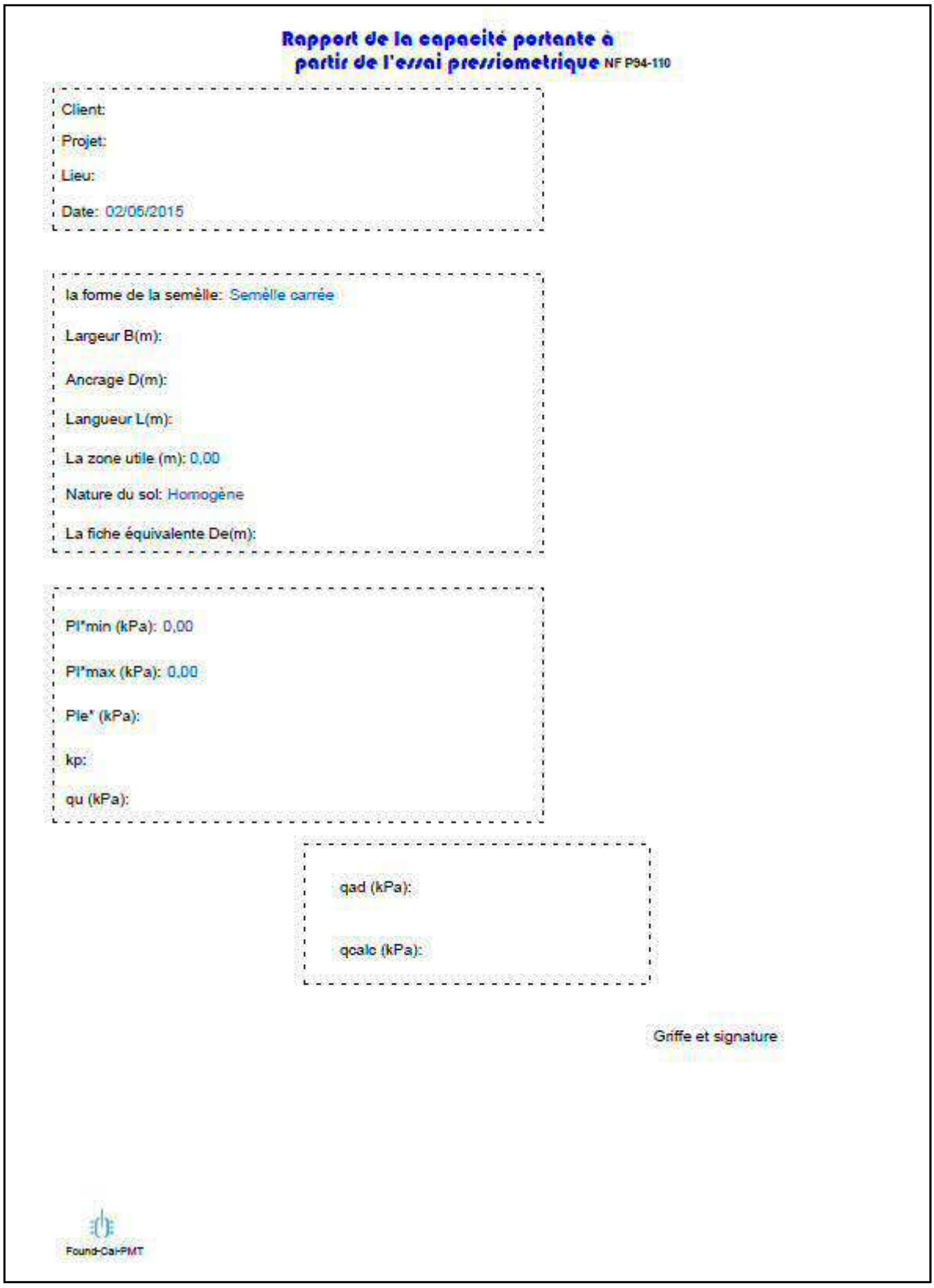


***Figure V.25*:** *Rapport de l'essai pressiométrique « forme PDF ».*

5- *Validation du programme :*

Afin de valider le fonctionnement du logiciel « Found Cal PMT » et sa fiabilité, nous avons pris un exemple déjà résolu par un calcul manuel.

Par l'utilisation de notre logiciel « Found Cal PMT», nous allons traiter les mêmes données pressiométriques. Les résultats obtenus seront comparés avec celles traitées manuellement.

5.1- *Données d'exemple :*

Un hangar est fondé sur des semelles rectangulaires de 1,5m de largeur B et 2,7m de langueur L, ancrées à 1m de profondeur. Le sol est formé d'une couche de limon épaisse de 3,0m par rapport à la surface, caractérisé par k_0=0,6 et =20kN/m^3 et surmontant un horizon sableux propre épais de 3,0m et caractérisé par k_0=0,47 et =22kN/m^3. Le tout repose sur un couche marneuse plastique ayant k_0=0,8 et =21kN/m3. La nappe d'eau a été détectée à partir de 13,7m de profondeur.

Le tableau suivant résume les caractéristiques pressiométriques du site :

Z (m)	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**
P_l(kPa)	200	250	300	1200	1500	1100	600	900	1300	1800	1400

D'abord on calcule les pressions horizontales des terres puis les pressions limites nettes :

Z (m)	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**
P_l(kPa)	200	250	300	1200	1500	1100	600	900	1300	1800	1400
P_0(kPa)	12	24	36	38,54	48,88	59,22	117,6	134,4	151,2	168	184,8
P_l^*(kPa)	188	226	264	1161,46	1451,12	1040,78	482,4	765,6	1148,8	1632	1215,2

5.1.1- *Calcul manuel :*

- La zone utile (1,5xB)=2,25m.
- La vérification de l'homogénéité du sol : de D à 1,5B on a deux couches déférentes, alors le sol est hétérogène.
- Calcul de la pression limite nette équivalente :

  - Le plafonnage (1,5x)=1,5x188=282 kPa.

Alors les pressions limites nettes aux profondeurs 1, 2 et 3m sont respectivement 188 ,226 et 264 kPa.

- Pour la pression limite nette au 3,25m :

$$_{3,25}=\frac{4\quad 3}{4\quad 3}\times\ 3,25\quad 3\ +\quad _3$$

$$_{3,25} = \frac{1161,46 \quad 264}{4 \quad 3} \times \quad 3,25 \quad 3 \quad + 264$$

$$_{3,25} = 488,36 \text{ kPa}$$

- $$= \frac{_1 + \quad _2 + \quad _3 + \quad _{3,25}}{4} = \frac{188+226+264+282}{4}$$

$$= 240 \text{ kPa.}$$

- Calcul de la fiche équivalente :

$$= \frac{1}{\quad _0}$$

$$= \frac{188}{240}$$

$$= 0,78 \text{ m}$$

- Détermination du facteur de portance k_p :

  - Facteur de portance pour la couche limoneuse :

$$k_p = k_{p1} - + k_{p2}(1 \quad -)$$

$$- = \frac{0,78}{1,45} = 0,53$$
$$- = \frac{1,5}{2,7} = 0,55$$

$$k_p = 0,97x0,55+0,9x0,45=0,9385$$

  - Facteur de portance pour la couche sableuse :

$$k_p = 1,09x0,55+1,01\ x0,45=1,054$$

$$= \frac{0,9385 + 1,054}{2}$$

$$= 0,99$$

- La pression naturelle verticale du terrain au niveau de la fondation après construction q_0 :

$$_0 =$$

$$_0 = 20 \times 1$$

$$_0 = 20 kN/m^2$$

- La capacité portante ultime :

$$= \quad + \ _0$$

$$= 0,99 \times 240 + 20$$

$$= 257,6 \text{ kpa}$$

- La capacité portante admissible (selon DTU 13.12) :

$$= \ _0 + \frac{^0}{3}$$

$$= 20 + \frac{257,6 \quad 20}{3}$$

$$= 99,2 \text{ kPa}$$

- La capacité portante calculé (selon DTU 13.1) :

$$= \frac{}{2}$$

$$= \frac{257,6}{2}$$

$$= 128,8$$

5.1.2- Calcul par logiciel « Found Cal PMT » :

Rapport de la capacité portante à partir de l'essai pressiométrique NF P94-110

Client: Université Dr YAHIA.F

Projet: Hangar

Lieu: MEDEA

Date: 23/05/2015

la forme de la semèlle: Semèlle réctangulaire

Largeur B(m): 1,5

Ancrage D(m): 1

Langueur L(m): 2,7

La zone utile (m): 2,25

Nature du sol: Hétérogène

La fiche équivalente De(m): 0,78

Pl*min (kPa): 188,00

Pl*max (kPa): 1632,00

Ple* (kPa): 240,00

kp: 1,00

qu (kPa): 280,00

qad (kPa): 100,00

qcalc (kPa): 130,00

Griffe et signature

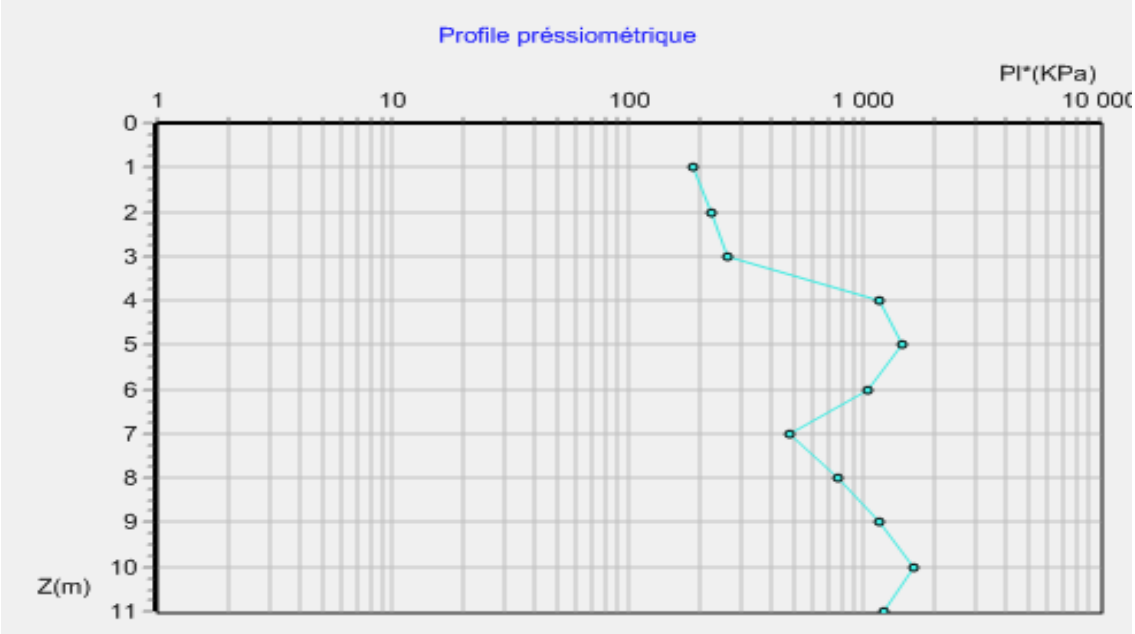
Found-Cal-PMT

Remarque :

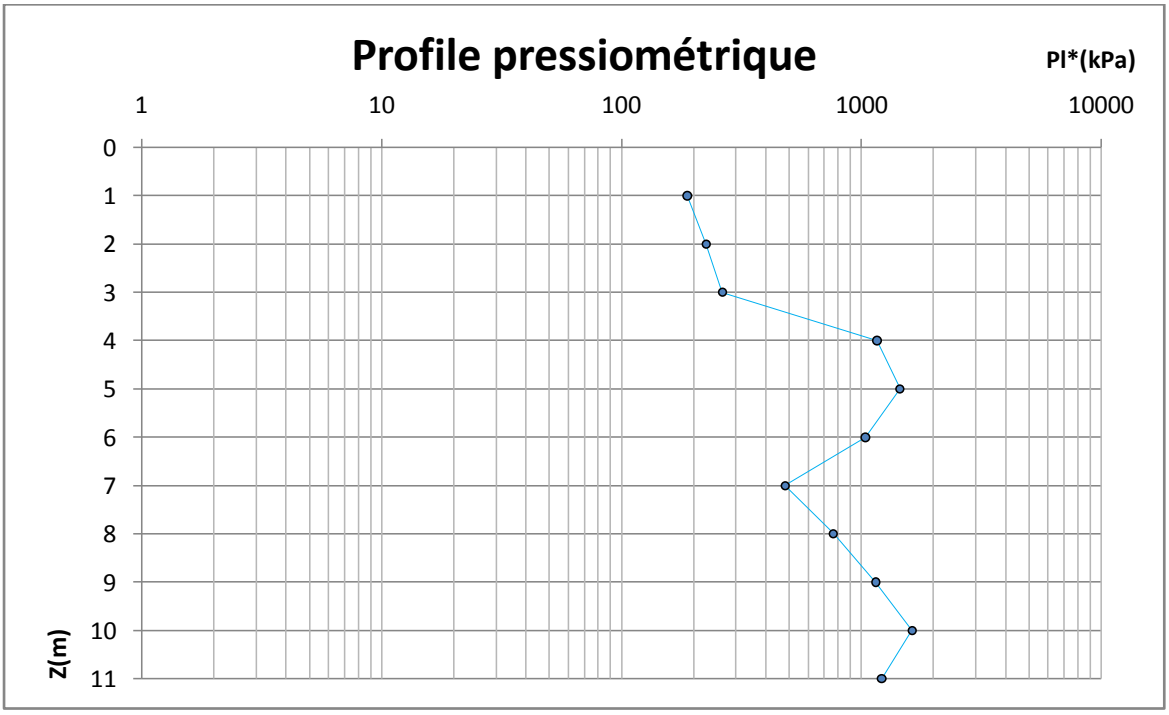
La différence est remarquable au niveau de calcul du facteur de portance k_p , Cela est dû à les incertitudes lors de la lecture du valeur de k_p sur l'abaque.

5.1.3- *Comparaison entre profiles pressiométriques :*

Profile de « Found Cal PMT »



Profile tracer par Microsoft Excel



6- *Conclusion :*

En fin de compte, on peut dire que nous avons élaboré un logiciel nommé « Found-Cal-PMT », qui permettra l'automatisation du calcul de la portance des fondations superficielles à partir de l'essai pressiomètrique, qui est d'une grande importance dans les études géotechnique.

Chapitre VI

Application des cas pratiques et étude paramétrique

1- Introduction :

Dans ce chapitre nous allons traiter des résultats réels de l'essai pressiomètrique réalisés en Algérie, ensuite on a fait une étude paramétrique.

2- Les applications :

Application N°1 :

Etude géotechnique du bâtiment, pour le compte de l'OPGI de la wilaya de BLIDA, réalisée par le laboratoire INZAMAC.

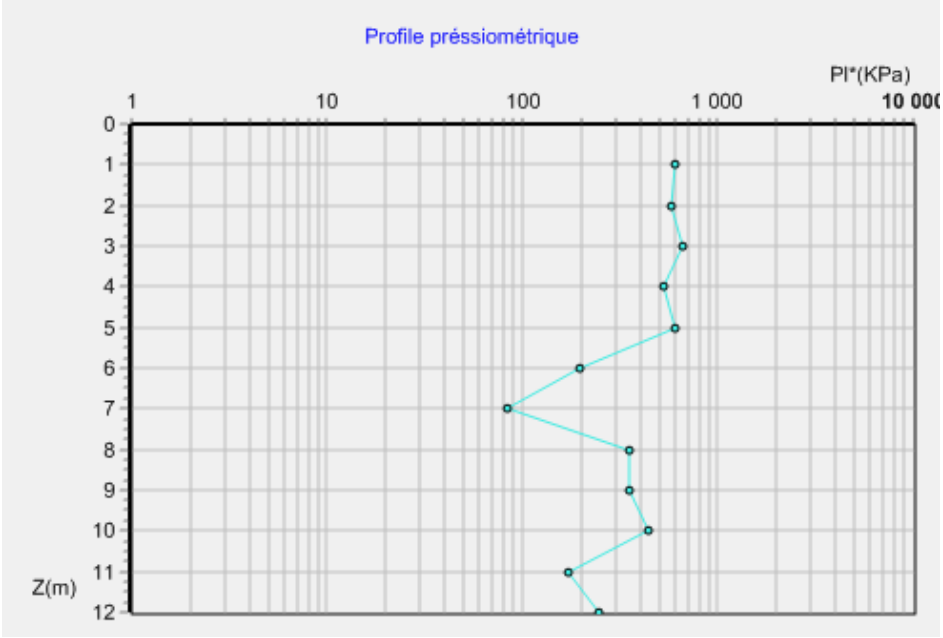
Le tableau suivant résume la coupe lithologique de site :

Epaisseur (m)	**0,2**	**6**	**4,2**	**2,1**
Nature du sol	Débris de béton	Marne très altérée, tendre.	Marne molle	Marne altérée
γ_h (kN/m$^{3)}$	24	20,3	22,7	22
K_0	/	0,74	0,81	0,8

Les résultats pressiométrique obtenue sont

Z(m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
P_0 (kPa)	15,56	30,39	45,41	60,43	75,45	90,47	117,25	135,64	154,02	172,41	188,11	205,71
P_l (kPa)	621	612	699	592	683	286	201	486	503	608	358	450
P_l* (kPa)	605,44	581,61	653,59	531,57	607,55	195,53	83,75	350,36	348,98	435,59	169,89	244,29

Profile pressiométrique :



Pour réaliser une semelle carrée de 1,3m de coté, encré à 1,1m de profondeur on a :

Rapport de la capacité portante à partir de l'essai pressiométrique NF P94-110

Client: OPGI

Projet: batiment

Lieu: BOUFARIK

Date: 06/05/2015

la forme de la semelle: Semelle carrée

Largeur B(m): 1,3

Ancrage D(m): 1,1

Langueur L(m):

La zone utile (m): 1,95

Nature du sol: Homogène

La fiche équivalente De(m):

Pl*min (kPa): 83,75

Pl*max (kPa): 853,59

Ple* (kPa): 603,06

kp: 1,56

qu (kPa): 963,84

qad (kPa): 336,66

qcalc (kPa): 481,92

Griffe et signature

Found-Cal-PMT

Application N°2 :

Etude géotechnique de nouvelle usine Coca-Cola à Tassala El-Merdja, réalisée par le laboratoire INZAMAC.

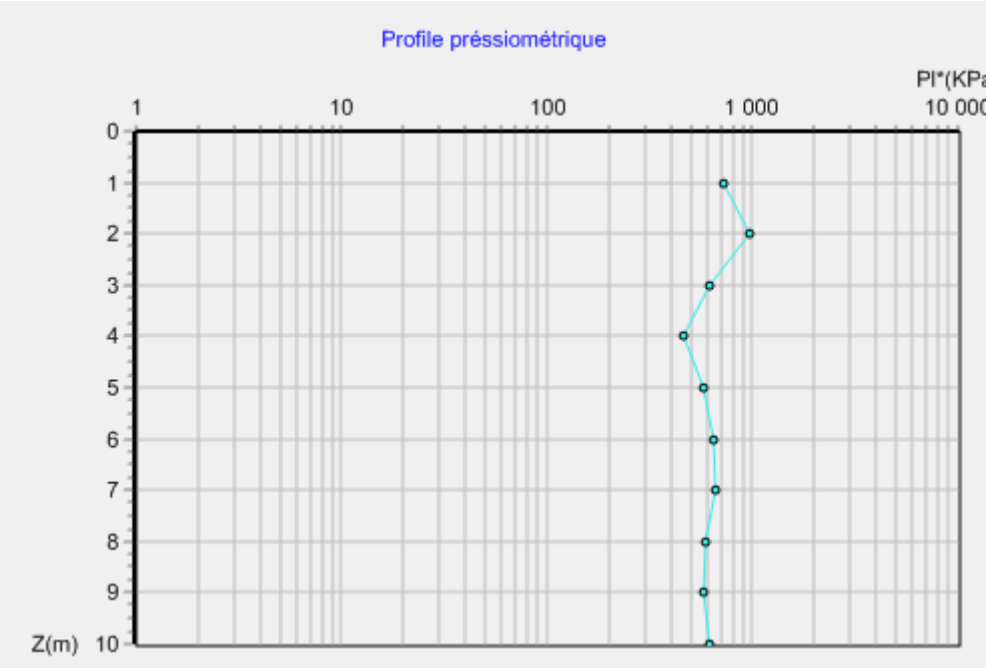
Le tableau suivant résume la coupe lithologique de site :

Epaisseur (m)	**3**	**2**	**5,5**
Nature du sol	Limon sablo-argileux, Légèrement humide	Argile limoneuse, brun-foncé à grisâtre,	Argile limoneuse, gris à gris-foncé,
γ_h (kN/m$^{3)}$	19,4	20,3	22
K_0	0,55	0,61	0,64

Les résultats pressiométrique obtenue sont :

Z(m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
P_0 (kPa)	10,97	21,34	32,01	70,58	60,.26	77,31	91,39	105,47	119,55	133,63
P_l (kPa)	734,16	988	644	527	640	729	745	690	690	754
P_l* (kPa)	723,19	966,66	611,99	456,42	579,74	651,69	653,61	584,53	570,45	620,37

Profile pressiométrique :



Pour réaliser une semelle filante de 1,5m de largeur, encré à 1,3m de profondeur on a :

Rapport de la capacité portante à partir de l'essai pressiometrique NF P94-110

Client: Coca Cola

Projet: Usine

Lieu: Tassala El-Merdja

Date: 21/05/2015

la forme de la semelle: Semelle filante

Largeur B(m): 1,5

Ancrage D(m): 1,3

Langueur L(m):

La zone utile (m): 2,25

Nature du sol: Hétérogène

La fiche équivalente De(m): 1,06

Pl*min (kPa): 456,42

Pl*max (kPa): 966,66

Ple* (kPa): 679,42

kp: 0,94

qu (kPa): 663,87

qad (kPa): 238,10

qcalc (kPa): 331,94

Griffe et signature

Found-Cal-PMT

Application N°3 :

Etude géotechnique du bâtiment(47 Logements) , pour le compte de l'OPGI de la wilaya de ALGER, réalisée a Souidania par le laboratoire INZAMAC.

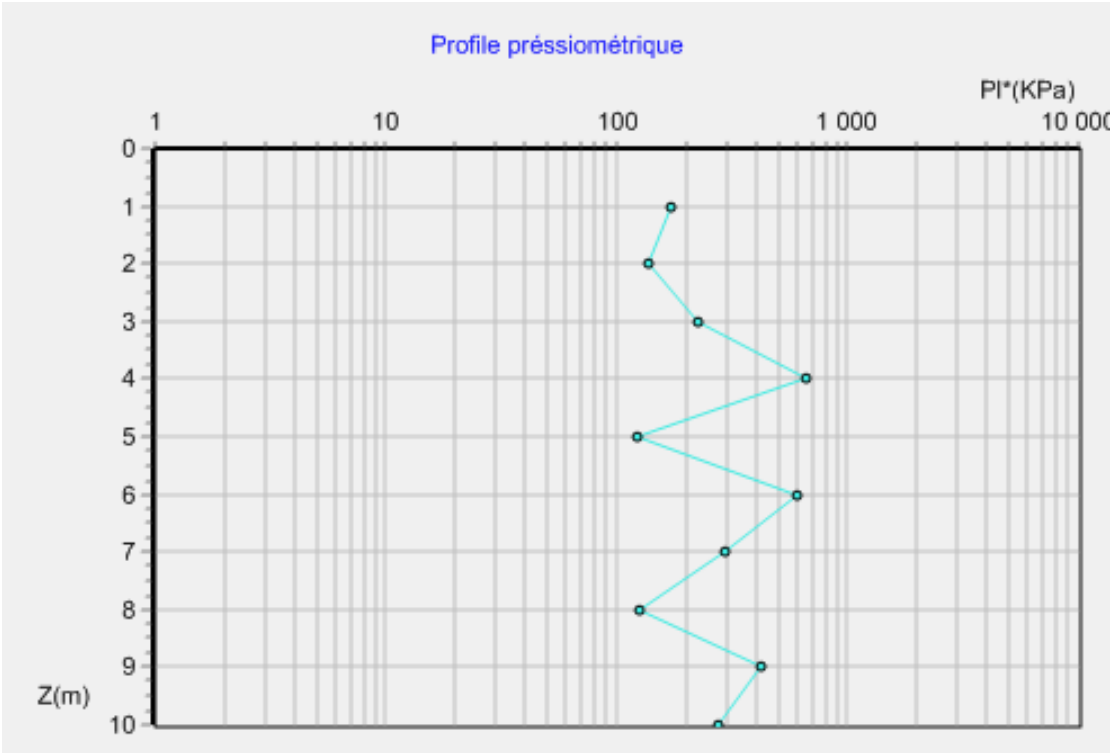
Le tableau suivant résume la coupe lithologique de site :

Epaisseur (m)	**2,8**	**3,2**	**4**
Nature du sol	Remblais sableux récents	Argile marneuse peut tendre,	marne argileuse trés tendre à molle,,
γ_h (kN/m$^{3)}$	18,9	20,3	21,7
K_0	0,5	0,58	0,73

Les résultats pressiométrique obtenue sont :

Z(m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
P_0 (kPa)	9,45	18,9	40,11	44,82	56,59	68,37	101,89	117,73	133,57	149,41
P_l (kPa)	179	156	264	610	180	669	395	242	554	427
P_l* (kPa)	169,55	137,1	223,89	656,18	123,41	600,63	293,11	124,27	420,43	277,59

Profile pressiométrique :



Pour réaliser une semelle rectangulaire de 1,4m de largeur, 2,9de langueur et encré à 1,4m de profondeur on a :

Rapport de la capacité portante à partir de l'essai pressiométrique NF P94-110

Client: OPGI ALGER

Projet: 47 logements

Lieu: Souidania

Date: 20/05/2015

la forme de la semelle: Semelle réctangulaire

Largeur B(m): 1,4

Ancrage D(m): 1,4

Langueur L(m): 2,9

La zone utile (m): 2,10

Nature du sol: Hétérogène

La fiche équivalente De(m): 0,90

Pl*min (kPa): 123,41

Pl*max (kPa): 656,18

Ple* (kPa): 188,10

kp: 1,02

qu (kPa): 218,32

qad (kPa): 90,41

qcalc (kPa): 109,16

Griffe et signature

Found-Cal-PMT

3- *Etude paramétrique :*

L'objectif recherché de cette étude est de montrer l'effet de différents paramètres intervenants dans l'évaluation de la capacité portante des fondations superficiels.

On utilise les mêmes données et on change chaque fois le paramètre à comparer (les paramètres ont été modifiés un par un), et toujours dans des fourchettes raisonnables.

3.1- Influence de la pression limite nette équivalente sur les capacités portantes

Pour étudier l'influence de la pression limite nette équivalente sur la capacité portante, on a fait le calcul pour chacun des valeurs suivante de :

- =150 ,300 ,400 et600 kPa

Et on prenant :

- Facteur de portance =1
- La pression verticale au dessus de la fondation $_0$=22 kPa

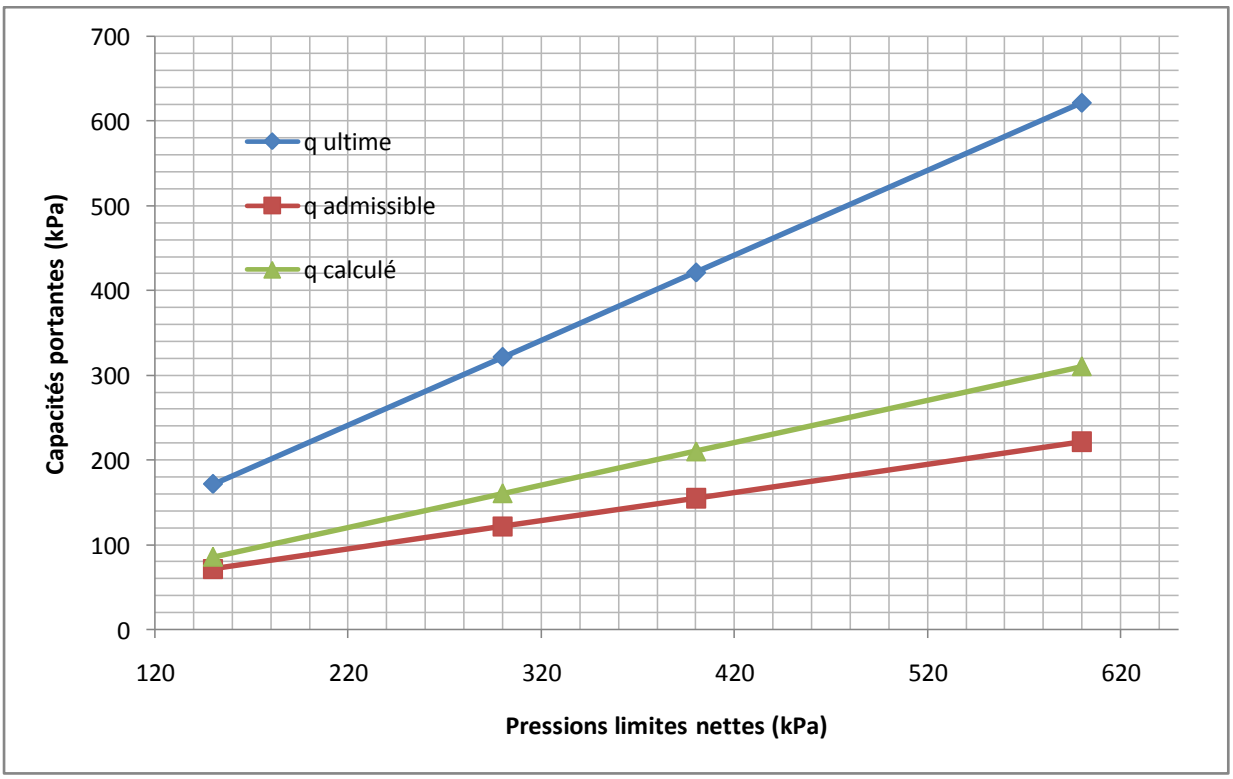


***Figure VI.1**: L'influence de la pression limite nette équivalente sur la capacité portante.*

La (***Figure VI.1)*** montre l'évolution de la capacité portante en fonction de la pression limite équivalente ,on remarque que ,plus la pression limite nette équivalente augmente, plus la capacité portante augmente , a un taux d'une augmentation de 1% pour la pression limite

nette équivalente conduit à une augmentation de 0,87%, 0,87% et 0,69% respectivement sur la capacité portante limite ,admissible et calculé.

3.2- *Influence de nature des sols sur les capacités portantes*

La figure suivante fournit l'influence de la nature des sols sur la capacité portante correspondant aux paramètres suivants :

- une semelle carrée de : 1m d'encrage et de 1,42m de largeur
- La pression verticale au dessus de la fondation q_0 : 22kPa
- La pression limite nette équivalente =400 kPa
- Les valeurs de facteur de portance obtenue sont :

K_p=1,015 pour : l'argile et limon

K_p=1, 15 pour : le sable et gravier

K_p=1,55 pour : la craie, marne et la roche

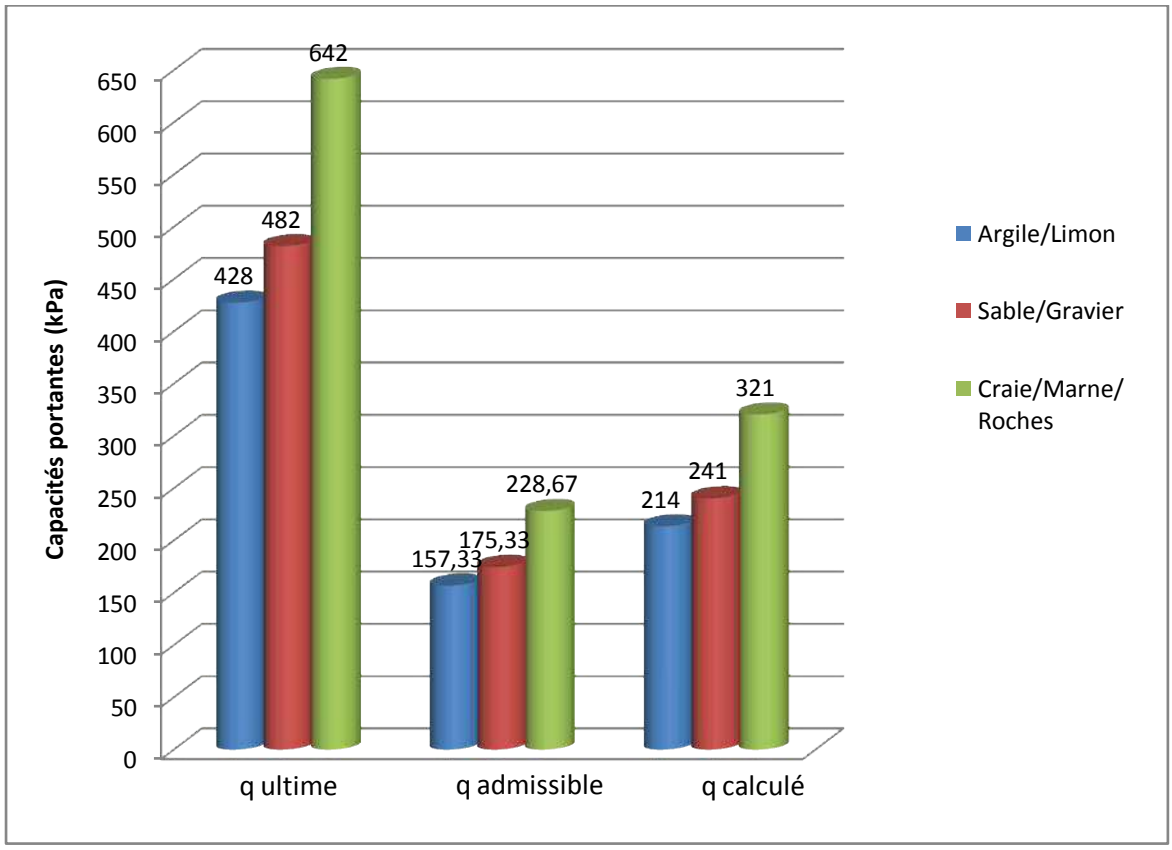


Figure VI.2 **:** *Histogramme de la capacité portante en fonction de la nature des sols.*

L'analyse de l'histogramme de la (***Figure VI.2)***, révèle : Que la capacité portante est relative à la nature du sol, on distingue que la craie, la marne et la roche sont les terrains les plus favorables pour construire une fondation. Ensuite, dans un moindre degré les terrains sableux et graveleux, par contre elle est faible aux terrains argileux et limoneux.

4- *Conclusion :*

Les applications montrent la facilité, la praticité et la rapidité de logiciel « Found Cal PMT ».

D'après l'analyse paramétrique précédente, on déduit que la pression limite nette équivalente et la nature des sols à une très grande influence sur la capacité portante.

Chapitre VII

Conclusion générale

Conclusion générale :

Notre travail a contribué à l'étude de la théorie de l'essai pressiométrique : de Ménard à l'autoforeur et élaboration d'un logiciel.

D'abord nous avons analysé l'essai pressiométrique et la capacité portante et des tassements des fondations superficielles et profondes, ensuite nous avons développé un logiciel du calcul de la portance des fondations superficielles à partir de l'essai pressiométrique. Nous avons fait ce programme en Delphi baptisée « Found Cal PMT ». A la fin nous faisions une étude paramétrique.

L'essai pressiométrique est un essai important en géotechnique grâce à sa praticité, son exactitude et son économie. La réalisation et l'exploitation de ce dernier est un travail délicat qui ne peut être négligé. Ceci nécessite une très bonne pratique de l'appareil, une bonne connaissance des techniques de forage et des sols.

Le programme ici conçu ne saurait être utilisé que par des professionnels du métier et ne peut fournir des résultats fiables si les données entrées ne sont pas correctes. Aurait été mieux si nous ajoutons le calcul des capacités portantes des fondations profondes et des tassements dans l'utilitaire.

Dans l'étude paramétrique, nous avons trouvé des difficultés en raison de liaisons entre les paramètres identifiants la capacité portante des fondations.

A la lumière des résultats obtenus, nous formulons les recommandations suivantes:

- La possession de ce dispositif par notre laboratoire universitaire peut nous aider à comprendre et métrise plus l'essai pressiométrique, et même de faire des études expérimentales.

- Ce programme, malgré l'attention accordée à son élaboration, pourrait contenir des Insuffisances. Nous souhaitons qu'il soit poursuivi, que l'interface en soit améliorée et qu'il soit beaucoup plus interactif.

Bibliographie et webographie

[1] AMAR S, JÉZÉQUEL J. *Propriétés mécaniques des sols déterminés en place*, France : Technique de l'ingénieur C220, 1998 ,24p.

[2] BAHAR.R ET ALL . *Interpretation of pressurmeter test in cohesive soils .* Tunisie :international conference on geotechnical engineering, 2013, 10p.

[3] BECKERICH.O ET ALL . *un mini pressiomètre pour essai sur modèles réduits centrifugés .* Innovation en génie civil-génie côtier (session v) P 399-406.

[4] BELAID.M .*Programmation Delphi 5.6 et 7.* Alger : Edition pages bleues, 2007, 557 p.

[5] BORNAREL.B. *Fondation superficiel sur pente et essai pressiométrique (approcke numirique).* Thèse de doctorat. Lyon : Ecole centrale de Lyon ,1999, 182p.

[6] BOUAFIA.A . *conception et calcul des ouvrages géotechnique* . Alger : Edition pages bleues , 2010 ,384p.

[7] BOUAFIA.A. *Les Essais In-Situ Dans Les Projets De Fondations*. Alger : Office des publications Universitaires, 2004, 299p.

[8] BOUAFIA.A. *calcul pratique des fondations et des soutènements* .Alger : office des publications universitaires .

[9] CASSAN M. *Les Essais In Situ En Mécanique Des Sols (Tome I).* Paris: Edition

EYROLLES, 1978, 456p.

[10] CASSAN M. *Les Essais In Situ En Mécanique Des Sols (Tome II).* Paris: Edition EYROLLES, 1978, 331p.

[11] CHELGHOUM N. *Calcul et conception des fondation.* Annaba : publication de l'université Badji Mokhtar , 2006, 374p.

[12] CLARCKE B.G ET GAMBIN M.P. *Pressurmeter testing in onshore ground investigation.* Atlanta : La 16ème commitée technique de I.S.S.U.G.E ,1998.

[13] FRANK R. *fondation superficiel.* Paris: technique d'ingénieur C246, 1998, 29 p.

[14] GAMBIN ET ALL. *Les essai pressiométriques et leur application en France.* Paris : Presses de l'ENPC/LCPC ,vol 2 , 2005, 125-200p.

[16] GAMBIN M. *Le succes du pressiomètre Ménard.* Sherbrooke: Fourth international symposium on pressurmeters, 1995.

[16] GUETTAFI N. *Comportement des sols mous lors d'un essai pressiométrique.* Thèse de magister .Batna : université de Batna , 2012 ,80p.

[17] JALIL.M ET ALL. *DTU 13.12 (P11-711) règles pour le calcul des fondations superficielles.* Edition150.France : Commission du DTU 1988, 20p.

[18] JÉZÉQUEL J, GOULET G. *Essais "In Situ" Et Fondations Sur Pieux.* BuL-liaison labo. Piet n°12 ref 250, 1965, p3-1 3-16.

[19] J.F CAPELLE. *Essais pressiométriques et dilatométriques "interprétation et utilisation des résultats.* 2002. 36p.

[20] KHALIL FAHMI I. Fascicule De Brevet Européen. *Pressiomètre à deux piézomètres.* [En ligne]. Disponible sur : <https://www.google.dz/patents/EP0705941B1?cl=fr&dq=pressiometre+a+deux+piezometre&hl=fr&sa=X&ei=oshpVarPDcn0UJnKgPAB&ved=0CBsQ6AEwAA > 2000.

[21] Pellerin.F. *Borland Delphi 2005*. Paris : Edition Dunod, 2005 ,158p.

[22] ROBERT D.H et WILLIAM D.K. *Introduction à La Géotechnique.* Montréal : Edition De L'école Polytechnique de Montréal, 1991 ,808p.

[23] SOEGIRI S. *Modélisation De L'essai Pressiométrique Avec Prise En Compte De L'interaction Fluide-Solide*. Thèse de doctorat. Lyon: Ecole central de Lyon ,1991, 148p.

[24] VINCENT.R et DENIS.T. *Mécanique Des Sols « Théorie et Pratique ».* Canada : Edition Modulo, 1997, 652p.

Normalisations et réglementations

[25] AFNOR NF P 94-110 *: reconnaissance et essais. Essai pressiométrique Ménard.* 1ier tirage, Paris : AFNOR, 1991. ISSN0335-3931.

[26] DTR BC 2.33.2*: Méthode de calcul des fondations profondes.* Alger : Ministère de l'habitat, 1994. ISSN WM-W006.

[27] DTR BC 2.331*: Méthode de Règles de calcul des fondations superficielles.* Alger : Ministère de l'habitat, 1991.