

Direction Post-Graduation & Recherche Scientifique

Mémoire de Magister

Option : Matériaux et Structures

Mohamed El Hachemi RAHMANI

Ingénieur d'Etat en Travaux Publics
Diplômé de l'Ecole Nationale des Travaux Publics

Intitulé du Mémoire

**Analyse des méthodes de détermination des limites de
consistance (W_L , W_P) : méthode de Casagrande et
méthode du pénétromètre à cône**

Devant le Jury composé de :

Mr.	ZITOUNI Zine El-Abidine	Maître de conférences A, Univ. Blida	Président
Mme.	DERRICHE Zohra	Professeur, ENSTP	Directrice de thèse
Mr.	TAKI Mohamed	Maître de conférences A, ENSTP	Examineur
Mr.	GUETTACHE Brahim	Maître de conférences B, ENSTP	Examineur
Mr.	MELBOUCI Bachir	Maître de conférences A, Univ.T. Ouzou	Examineur

Dédicace

A la mémoire de mon cher père qui n'a épargné aucun effort pour m'instruire et qui a fait preuve de beaucoup de sacrifices, qu'il trouve ici le témoignage de mon profond respect et de ma reconnaissance, que Dieu l'accueille dans son vaste paradis

A ma très chère mère pour son aide, ses sacrifices et sa permanente présence à mes côtés, elle est ma source de vie et de courage

A ma chère épouse et mon cher fils Zakaria

A mes neveux Anas, Marcua et Ali

A mes frères El-Houssein et Mahieddine

A mes sœurs Hassina et Asma

A toute la famille Rahmani, Boussaadi et Medjadji

Remerciements

Le présent travail a été réalisé au sein des laboratoires de l'École Nationale des Travaux Publics et du CTTP (Alger). Je remercie messieurs les Directeurs des deux établissements de m'avoir accueilli dans leurs services, où j'ai trouvé un environnement scientifique particulièrement favorable.

Il m'est particulièrement agréable d'exprimer, en premier lieu, ma gratitude et ma reconnaissance au Pr. Zohra Derriche qui a bien su diriger ce travail et avec beaucoup d'intérêt. J'ai trouvé auprès d'elle compétence, rigueur et disponibilité. Je la remercie très sincèrement, pour m'avoir fait bénéficier de son expérience, conseillé et soutenu pendant ces années.

J'ai beaucoup apprécié également le soutien de M. Remki, qu'il trouve ici l'expression de ma profonde reconnaissance pour m'avoir prodigué le matériel de laboratoire nécessaire à l'accomplissement de ce travail.

Je tiens à témoigner ici ma respectueuse reconnaissance à M. Azeb Mohamed, Chef de département sondage au CTTP pour son soutien moral incommensurable et sa fraternelle générosité.

Une partie des mesures a été réalisée à l'organisme national de contrôle technique des travaux publics d'Alger. Je remercie vivement M. Mustapha, technicien au laboratoire qui a participé activement à la réalisation des mesures expérimentales. D'ailleurs, c'est avec beaucoup de plaisir qu'il m'est donné aujourd'hui d'exprimer ma sympathie à tous mes collègues de l'Organisme National de Contrôle Technique des Travaux Publics en particulier M. Saba Abd El-Jalil, M. Boukeroum Toufik, Azzouni Ammar et M. Zeghouani Redouane.

Je tiens à témoigner ici mon profond respect et reconnaissance aux Dr. Houlsby et Koumoto pour m'avoir soutenu lors de la recherche bibliographique et m'avoir transmis des publications scientifiques d'une grande utilité.

J'adresse ma respectueuse reconnaissance au Dr. Zitouni qui a bien voulu accepter d'examiner ce mémoire et de présider ce jury. J'exprime, également, toute ma reconnaissance à Messieurs les membres de jury qui ont bien voulu juger ce travail.

Enfin, c'est avec beaucoup de plaisir qu'il m'est donné aujourd'hui d'exprimer ma sympathie à mes collègues de SNC Lavalin, du LNHC, du LCTP, ainsi qu'aux enseignants, personnel et membres du laboratoire de l'E.N.S.T.P, qui par leur gentillesse, leur aide, et leurs encouragements, ont fortement contribué à la réalisation de ce travail.

À tous ceux qui m'ont permis, de près ou de loin, de mener à bien ce travail.

Résumé

Pour déterminer les limites de consistance, la méthode classique de Casagrande est largement utilisée à travers le monde alors que dans beaucoup de pays, on lui préfère le pénétromètre à cône. La présente étude, est une contribution à la recherche visant à éclairer les praticiens de la géotechnique sur les apports et les particularités de chaque méthode. Pour ce faire, nous comprendrons les bases théoriques de chaque méthode ainsi que les facteurs influençant l'exactitude des mesures, décrits dans les précédentes de recherches. Nous mettrons l'accent sur les mécanismes chimiques et physiques qui régissent les limites de consistance dans les sols. Ceci nous permet d'établir une analyse critique complète pour chaque méthode. Cette approche nous a éclairé sur la réalisation de nos propres essais comparatifs, effectués sur des échantillons de sols appartenant à une large plage de plasticité, et l'issue desquels, nous recommandons que la profondeur de pénétration du cône à la limite de liquidité soit prise à 20 mm au lieu de 17 mm tel que préconisé dans la norme française. En outre, nous conseillons l'utilisation du pénétromètre à cône pour la détermination de la limite de liquidité des sols peu plastiques et l'utilisation de l'appareil de Casagrande pour les sols très plastiques. Par ailleurs, la détermination de la limite de liquidité et de la limite de plasticité par le cône s'avère très encourageante, de part sa bonne corrélation avec les résultats de la méthode standard, et une reproductibilité meilleure. Nous avons également examiné la détermination des limites d'Atterberg par la méthode du point unique qui procure un gain certain de temps et de coûts.

Mots clés : limites d'Atterberg, pénétration, cohésion non drainée, courbes de liquidité

Abstract

To determine the consistency limits, the classical Casagrande method is largely used throughout the world whereas in many countries, the fall cone penetrometer is preferred. The present study is a contribution to researches aiming to light up to the geotechnicians the advantages and the distinctive features of each method. Therefore, the theoretical bases of each method and the factors influencing the exactitude of measurements are accounted as described in the preceding researches. In particular those including the physical and chemical mechanisms that govern the limits of consistency in soils so we may establish a complete critical analysis with each method. Based on these studies, we carry out series of comparison tests on samples of grounds belonging to different ranges of plasticity. We proposed among other things, that the penetration depth of the cone at the liquid limit is taken to 20 mm instead of 17 mm as recommended in the French standard. Besides, the cone penetrometer is advised to be used to determine the liquid limit of low plastic soils and the Casagrande apparatus is advised to be used the liquid limit of high plastic soils. Determination of both liquid and plastic limits using the cone is proved to be encouraging, regarded to good correlation with standard method and better reproducibility. The single point method is examined as well. It acquires definitely profit of time and costs.

Key words: Atterberg limits, penetration, undrained shear strength, flow curves

ملخص

لتعيين حدود المرونة، تستخدم طريقة Casagrande على نطاق واسع في جميع أنحاء العالم، بينما في كثير من البلدان ، يفضل استعمال أسلوب مقياس الاختراق المخروطي . هذه الدراسة عبارة عن مشاركة في الأبحاث التي تهدف الى تسليط الضوء للجيو تقيين على خصائص و فوائد كل طريقة ، في هذا السياق فهنا القواعد النظرية و كذا العوامل التي تؤثر على دقة القياسات لكل طريقة كما هو موضح في الأبحاث السابقة. كما سنلح على تبيان الآليات الكيميائية والفيزيائية التي تحكم المرونة في التربة، مما يسمح لنا بإنجاز تحليل نقدي شامل لكل طريقة. على ضوء هذه الأعمال اتخذنا سلسلة من التجارب المقارنة على عينات من التربة مأخوذة من مجموعات مختلفة المرونة بحيث اقترحا بأن يؤخذ عمق اختراق المخروط لحد السيولة قيمة 20 مم بدلا من 17 مم على النحو الموصى به في المعيار الفرنسي. و كذا، نصحنا باستعمال مقياس الاختراق المخروطي لتعيين حد السيولة الخاص بالأترربة ذوي الليونة الدنيا و باستعمال جهاز Casagrande لتعيين حد السيولة الخاص بالأترربة ذوي الليونة العالية. من جهة أخرى، تعيين حد المرونة و السيولة باستعمال مقياس الاختراق المخروطي يعطي نتائج جد مشجعة، نظراً للترابط الحسن لنتائجها بنتائج الطريقة الكلاسيكية و بتناسق أفضل. كما اخترنا طريقة النقطة الوحيدة لتعيين حدود Atterberg نظرا للفائدة التي نجنيها في المال و الوقت.

كلمات المفاتيح: حدود Atterberg، اختراق، قوة القص الصرفة، منحنيات السيولة.

Sommaire

Introduction.....	1
Problématique.....	1
Utilisation du pénétromètre pour la méthode du point unique.....	2
Utilisation du pénétromètre pour la mesure de la limite de plasticité.....	2
Utilisation du pénétromètre pour la mesure de la limite de liquidité.....	2
Chapitre 1 : Les limites d'Atterberg	3
1.1 Introduction.....	3
1.2 Définition des limites d'Atterberg.....	3
1.3 La relation entre la cohésion non drainée et la limite de liquidité	5
1.4 Paramètres physiques influant sur les limites d'Atterberg.....	10
1.4.1 La granulométrie	10
1.4.2 L'activité	10
1.4.3 La perméabilité et la surface spécifique.....	11
1.4.4 L'eau adsorbée et capacité de rétention d'eau.....	12
1.4.5 La compressibilité et la consolidation	14
1.5 Paramètres chimiques influant sur les limites d'Atterberg.....	15
1.5.1 La Teneur en matière organique	15
1.5.2 La concentration électrolytique	16
1.5.3 La constante diélectrique	17
1.6 Mécanismes contrôlant la limite de liquidité dans un sol.....	18
Chapitre 2 : Détermination expérimentale des limites d'Atterberg.....	20
2.1 Introduction.....	20
2.2 Détermination expérimentale de la limite de plasticité (w_p).....	20
2.2.1 Préparation de l'échantillon.....	20
2.2.2 Détermination de w_p par la méthode des rouleaux.....	20
2.2.3 Détermination de w_p par le pénétromètre à cône.....	22
2.3 Détermination expérimentale de la limite de liquidité (w_L).....	24
2.3.1 Préparation de l'échantillon.....	24
2.3.2 Détermination de w_L par l'appareil à percussions de Casagrande.....	24
2.3.3 Détermination de w_L par le pénétromètre à cône	27
2.4 Détermination des limites d'Atterberg par la méthode du point unique.....	28
2.4.1 Détermination de w_L par le point unique par l'appareil de Casagrande.....	28

2.4.2	Détermination de w_L par le point unique par le pénétromètre à cône	29
2.4.3	Détermination de w_p par le point unique via le pénétromètre à cône	31
2.5	Variations dans les normes et l'appareillage	31
2.5.1	Variations sur l'appareil de Casagrande	31
2.5.2	Variations sur le pénétromètre à cône	33
2.6	Conclusion	34
Chapitre 3	: Analyse critique de l'appareil à percussion de Casagrande	35
3.1	Introduction.....	35
3.2	Description de l'appareil de Casagrande pour mesurer w_L	35
3.3	Théorie à la base de l'appareillage.....	37
3.3.1	Signification physique des courbes de liquidité	37
3.3.2	Relation entre les courbes de liquidité et la résistance au cisaillement	39
3.4	Facteurs d'influence sur la mesure de w_L avec l'appareil de Casagrande.....	42
3.4.1	Facteurs inhérents à l'appareil	42
3.4.2	Facteurs indépendants de l'appareil	49
3.5	Conclusion	52
Chapitre 4	: Analyse critique du pénétromètre à cône.....	54
4.1	Introduction.....	54
4.2	Historique et développement de l'appareil	54
4.2.1	Genèse du pénétromètre à cône Suédois.....	54
4.2.2	Pénétromètre à cône Russe et Bulgare.....	54
4.2.3	Pénétromètre à cône Indien	55
4.2.4	Pénétromètre à cône du Georgian Institute of Technology (GIT).....	56
4.2.5	Pénétromètre à cône Français (modèle LCPC).....	56
4.2.6	Comparaison entre les modèles.....	57
4.3	Théorie à la base de l'utilisation du pénétromètre.....	57
4.3.1	Relation entre la cohésion non drainée et la pénétration du cône	57
4.3.2	Relation entre la teneur en eau et la cohésion non drainée.....	65
4.3.3	Relation entre la teneur en eau et la pénétration du cône.....	66
4.3.4	Valeur de la cohésion non drainée à la limite de liquidité	67
4.3.5	Valeur de la pénétration à la limite de liquidité.....	67
4.4	Facteurs d'influence sur la mesure de w_L avec le pénétromètre à cône	71
4.4.1	Angle du cône	71
4.4.2	Usure de la pointe du cône	72

4.4.3	Rugosité de la surface du cône.....	74
4.4.4	Dimensions du récipient et mode de remplissage	74
4.4.5	Effet du bourrelet	75
4.4.6	Sensibilité à l'opérateur.....	76
4.5	Comparaison entre les pénétromètres à cône type 60°/60g et type 30°/80g.....	78
4.5.1	Reproductibilité des résultats	79
4.5.2	Sensibilité à l'opérateur.....	79
4.6	La limite de plasticité et le pénétromètre à cône	80
4.6.1	Relation profondeur de pénétration et wp.....	80
4.6.2	Cohésion non drainée à wp.....	81
4.7	Conclusion	82
Chapitre 5	: Matériels et méthodes	83
5.1	Introduction.....	83
5.2	Dispositions préventives aux facteurs d'influence.....	83
5.2.1	Facteurs d'influence neutralisés.....	83
5.3	Description du matériel utilisé	86
5.3.1	Pénétromètre à cône.....	86
5.3.2	Méthode de Casagrande	90
5.4	Caractéristiques géotechniques des matériaux utilisés	93
5.4.1	Caractéristiques des matériaux utilisés.....	93
5.4.2	Préparation des échantillons.....	93
5.4.3	Conditions d'exécution des essais.....	94
5.4.4	Normes utilisées	95
Chapitre 6	: Résultats et discussion	97
6.1	Introduction.....	97
6.2	Résultats des mesures.....	97
6.3	Présentation des courbes de liquidité.....	98
6.4	Analyse et interprétation	103
6.4.1	Corrélation entre les résultats des deux méthodes	103
6.4.2	Facteurs d'influence étudiés	109
6.4.3	Méthode du point unique	113
Conclusion et recommandations.....		117
6.5	Perspectives et propositions pour des recherches futures.....	119

Liste des figures

Figure 1-1 Les états de consistance d'un sol et les limites d'Atterberg (Kestler, 1979)	5
Figure 1-2 La cohésion non drainée mesurée par le pénétromètre de poche	7
Figure 1-3 La cohésion non drainée mesurée par le scissomètre de laboratoire	8
Figure 1-4 Relation entre l'indice de plasticité et la fraction des éléments < 2 μm	11
Figure 1-5 Relation entre la limite de liquidité et la quantité d'eau adsorbée (Nagaraj, 1999)	13
Figure 1-6 Relation entre les limites d'Atterberg et la teneur en matière organique	15
Figure 1-7 Relation entre w_L d'une bentonite mesurée par les deux méthodes et la concentration électrolytique (Sridharan, 2000)	16
Figure 1-8 Floculation des particules argileuses (Mitchell, 1993)	18
Figure 1-9 Effet du rayon hydrique du cation adsorbé sur la limite de liquidité des montmorillonites	19
Figure 2-1 Système d'évaluation du diamètre du rouleau du sol (NFP94-051)	21
Figure 2-2 Pénétromètre à cône	22
Figure 2-3 Procédure de remplissage de l'anneau spécimen (Feng T.W., 2000)	23
Figure 2-4 Appareil à percussion de Casagrande	24
Figure 2-5 Remplissage de la coupelle de Casagrande	25
Figure 2-6 Outil à rainurer	25
Figure 2-7 Réalisation de la rainure	26
Figure 2-8 Fermeture de la rainure	26
Figure 2-9 Schéma de l'appareillage	27
Figure 2-10 Courbes de liquidité obtenue par le pénétromètre à cône	29
Figure 2-11 Comparaison entre les résultats théoriques et expérimentaux	30
Figure 2-12 Différents outils à rainurer disponibles	32
Figure 3-1 Appareil de Casagrande pour mesurer w_L (Casagrande, 1932)	35
Figure 3-2 Détails de l'appareil de Casagrande (Casagrande, 1932)	36
Figure 3-3 Courbes de liquidité de certains sols (Casagrande, 1932)	38
Figure 3-4 Relation entre les courbes de liquidité et la résistance au cisaillement	40
Figure 3-5 Influence de la matière composant le socle sur w_L	42
Figure 3-6 Influence de la hauteur de chute sur w_L	43
Figure 3-7 Comparaison entre l'outil de Casagrande et l'outil AASHTO	44
Figure 3-8 Influence de la fréquence des coups sur la mesure de w_L pour une argile	47
Figure 3-9 Influence de l'opérateur sur la mesure de w_L d'un sol donné	48
Figure 3-10 Influence du séchage sur les limites de consistance	49
Figure 3-11 Influence de la quantité du sol sur la mesure de w_L pour l'argile bleue de Boston	50
Figure 3-12 Influence de la quantité du sol sur la mesure de w_L pour l'argile modelée	51
Figure 4-1 pénétromètre à cône Russe (Kestler, 1979)	55
Figure 4-2 Pénétromètre à cône indien (Kestler, 1979)	55
Figure 4-3 Pénétromètre à cône français	56
Figure 4-4 Efforts agissant sur le cône durant la pénétration	59
Figure 4-5 Allure approximative de la zone de déformation plastique autour du cône	59
Figure 4-6 Configuration expérimentale de la zone plastique autour du cône durant la pénétration.	60

Figure 4-7 Comparaison entre le mouvement théorique et expérimental du cône.....	62
Figure 4-8 Géométrie du cône	63
Figure 4-9 Relation semi-logarithmique entre la cohésion non drainée et la teneur en eau.....	65
Figure 4-10 Relation logarithmique entre la cohésion non drainée et la teneur en eau.....	66
Figure 4-11 Relation logarithmique entre la teneur en eau et la pénétration du cône.....	66
Figure 4-12 Variation de C_{uL} avec I_p	67
Figure 4-13 Variation de h_L en fonction de w_L	68
Figure 4-14 Variation de N_c en fonction de l'angle du cône β (cône lisse)	71
Figure 4-15 Comparaison entre des cônes neufs et usés.....	72
Figure 4-16 Géométrie d'un cône usé.....	73
Figure 4-17 Facteur de capacité portante calculé pour des cônes lisses et rugueux.....	74
Figure 4-18 Représentation du bourrelet engendré par la pénétration d'un cône dans le sol	75
Figure 4-19 Relation entre l'angle du bourrelet δ et l'angle du cône β	75
Figure 4-20 Variation de $\lambda = N_{cb} / N_c$ avec l'angle du cône.....	76
Figure 4-21 Sensibilité à l'opérateur du pénétromètre à cône.....	77
Figure 4-22 Corrélation entre la limite de liquidité donnée par les deux méthodes.....	79
Figure 4-23 Variation de h_p avec w_p	80
Figure 4-24 variation de C_{up} avec I_p	81
Figure 5-1 pénétromètre à cône (Laboratoire de recherche de l'ENTP).....	87
Figure 5-2 : Représentation des mesures de WL avec le pénétromètre à cône	89
Figure 5-3 Exécution de trois pénétrations sur une prise d'essai	90
Figure 5-4 Appareil à percussions de Casagrande (Laboratoire de recherche de l'ENTP)	92
Figure 5-5 un mélange reconstitué (tuf + bentonite).....	94
Figure 5-6 Courbe granulométrique du Tuf utilisé.....	96
Figure 6-1 Courbes de liquidité à l'appareil de Casagrande.....	98
Figure 6-2 Courbes de liquidité au pénétromètre à cône	99
Figure 6-3 Exemple de courbes de liquidité de différents sols (Casagrande, 1932)	100
Figure 6-4 Comparaison entre WL coupelle et WL à plusieurs pénétrations considérées	105
Figure 6-5 Corrélation entre les résultats de limite de liquidité des deux méthodes.....	106
Figure 6-6 Corrélation entre W_p cône et W_p Casagrande	108
Figure 6-7 Influence de l'opérateur sur les mesures des deux méthodes	110
Figure 6-8 Comparaison entre la reproductibilité des deux appareils.....	112
Figure 6-9 Corrélation WL de la méthode classique et la méthode du point unique	114
Figure 6-10 Dispersion des indices liquidité mesurés par le pénétromètre à cône.....	115
Figure 6-11 Comparaison entre W_p de la méthode classique et du point unique	116

Liste des Tableaux

Tableau 1-1 Les différentes valeurs mesurées pour la cohésion non drainée à W_L	9
Tableau 1-2 La perméabilité mesurée à la limite de liquidité pour différents sols.....	12
Tableau 1-3 Les valeurs de l'indice de compression de certaines argiles	14
Tableau 1-4 Les valeurs du coefficient de consolidation de certaines argiles	14
Tableau 1-5 la limite de liquidité de sols imbibés d'eau et de tétrachlorure de carbone	17
Tableau 2-1 Caractéristiques de divers pénétromètres à cône dans le monde.....	34
Tableau 3-1 valeurs obtenues pour l'indice de dureté (Casagrande, 1932)	41
Tableau 3-2 Différences sur W_L observées en utilisant les outils à rainurer AASHTO et Casagrande	44
Tableau 3-3 Différences sur W_L observées en utilisant les outils à rainurer Hoványi et Casagrande	45
Tableau 3-4 Influence de la température sur les limites de consistance	51
Tableau 4-1 Caractérisation des échantillons testés.....	61
Tableau 4-2 Valeurs de K pour différentes valeurs de β et de a_u/C_u	64
Tableau 4-3 Résultats de mesures de w_L en considérant plusieurs valeurs d'enfoncement pour w_L	69
Tableau 4-4 Ecart entre la limite de liquidité de Casagrande et $w_{L h=17}$	69
Tableau 4-5 Effet d'un cône usé sur les valeurs de K et comparaison avec l'approximation de Hansbo	73
Tableau 4-6 Sensibilité du pénétromètre à cône à l'opérateur	77
Tableau 4-7 Reproductibilité des résultats des deux méthodes	79
Tableau 4-8 Sensibilité des deux méthodes à l'opérateur	80
Tableau -51 caractéristiques des matériaux utilisés	93
Tableau -61 Résultats globaux des mesures de consistance	97
Tableau -62 Indices de liquidité, indices de plasticité et indices de dureté.....	101
Tableau -63 Constantes A et B déduites par régression pour la présente étude	102
Tableau -64 Détermination de la valeur de pénétration correspondante à W_L coupelle	104
Tableau -65 Comparaison entre W_L de la méthode classique et W_L de la méthode du point unique	113
Tableau -66 Comparaison entre W_p de la méthode classique et W_p de la méthode du point unique.....	116

Symboles et notations

C_u : cohésion non drainée

W_L : limite de liquidité

W_p : limite de plasticité

I_p : indice de plasticité

w : teneur en eau

γ : masse volumique du sol

TSF : Tonne square foot

PSI : Pound square inch

A_s : surface spécifique

C_v : Coefficient de consolidation

C_c : Indice de compression

h : profondeur de pénétration du cône

F : constante appelée « indice de liquidité »

N : nombre de chocs

Q : poids du cône

g : l'accélération gravitationnelle

β : angle de la pointe du cône

P : force verticale s'exerçant sur le cône

a_u : adhésion sol - surface du cône

p_a : pression atmosphérique

C_{uL} : cohésion non drainée correspondant à la limite de liquidité

C_{uP} : cohésion non drainée correspondant à la limite de plasticité

h_L : profondeur de pénétration du cône correspondant à la limite de liquidité

h_p : profondeur de pénétration du cône correspondant à la limite de plasticité

N_c : facteur de capacité portante de cohésion estimé par modélisation sans tenir compte du bourrelet

N_{cb} : facteur de capacité portante de cohésion estimé par modélisation en tenant compte du bourrelet

δ : angle que décrit le bourrelet avec la surface horizontale du sol

α : rugosité du cône

ξ : profondeur de pénétration de l'élément de surface considéré

Introduction

Tout projet de construction, que ce soit une route, un pont ou un bâtiment, doit être étudié avec des données complètes, ce qui suppose une bonne connaissance du sol de fondation. En général, un simple examen visuel permet de donner un nom au matériau : marne bleue, argile jaune, sable fin, etc. il faut dans tous les cas compléter cette identification par une analyse granulométrique et une détermination des limites d'Atterberg. Tous les laboratoires doivent être équipés pour permettre la réalisation de ces deux essais de base. Ces renseignements permettent à l'ingénieur d'identifier les sols et par conséquent de se faire une idée de leur comportement.

En partant de ce principe, plusieurs études ont tenté d'établir des corrélations entre les limites d'Atterberg et plusieurs paramètres du sol (angle de frottement interne – cohésion – perméabilité – consolidation et autres) de ce fait, plusieurs formules et abaques *empiriques*

Tellement de paramètres à prédire en connaissant les limites de consistance que leur connaissance est devenue une donnée indispensable et leur détermination une tâche inéluctable. Justement, la simplicité et la rapidité de la mesure expérimentale de ces limites ont attisé l'intérêt que portent les géotechniciens à leur connaissance.

Depuis leur détermination par Atterberg au début du 20^{ème} siècle, les limites de consistance n'ont cessé de faire l'objet de plusieurs tentatives de mesure expérimentale qui ont abouti à des méthodes toutes aussi simples que pittoresques.

Aujourd'hui, deux méthodes prédominantes sont largement utilisées à travers le monde ; l'appareil de Casagrande et le pénétromètre à cône. Les géotechniciens de certains pays préfèrent utiliser une méthode plutôt qu'une autre, et cela pour des raisons diverses.

La méthode de Casagrande se distingue par sa simplicité et sa facilité. Quand à l'autre méthode, celle du pénétromètre à cône, elle est rapide et représentative. Cependant, y'a-t-il une méthode plus juste que l'autre, ou bien que les deux méthodes donnent les mêmes résultats ?

Problématique

L'objectif principal de cette étude est de comparer les deux méthodes de mesure des limites de consistance précédemment exposées. Autrement dit, faire une corrélation entre les résultats des deux appareils et évaluer en suite, la possibilité d'utiliser librement une méthode ou l'autre. Par ailleurs, il nous semble évident qu'aborder cette question principale nécessite d'abord de répondre à un certain nombre de questions auxiliaires :

Utilisation du pénétromètre pour la méthode du point unique

L'un des avantages de la méthode de Casagrande pour la détermination des limites de consistance est la méthode du point unique. Ce qui donne de ce fait un avantage certain à l'utilisation de cette méthode. Pouvons-nous utiliser ce même principe pour aboutir à une méthode du point unique via le pénétromètre à cône ?

Utilisation du pénétromètre pour la mesure de la limite de plasticité

De récents travaux de recherche soutiennent l'existence d'une corrélation entre la pénétration du cône et la limite de plasticité. Ceci nous permet d'envisager la détermination de deux paramètres caractéristiques du sol aussi importants que les limites d'Atterberg avec le même appareil et la même prise d'essai. Cette idée est d'un intérêt qui mérite toute attention. *Il est donc, intéressant d'introduire une série d'essais comparatifs au programme d'essai conduit dans la présente étude.*

Utilisation du pénétromètre pour la mesure de la limite de liquidité

Bien que la méthode du pénétromètre à cône soit adoptée dans beaucoup de pays, elle reste sujette à de nombreuses interrogations ; peut-elle remplacer la méthode classique posée par Casagrande ?

Cette question engendre dans nos esprits de façon systématique plusieurs interrogations qui doivent être posées une par une afin de trouver des réponses claires. Ces questions sont les suivantes :

1. Quels sont les avantages et inconvénients de la méthode du cône ?
2. Quels sont les avantages et inconvénients de la méthode de Casagrande ?
3. Quel est le degré de corrélation entre les résultats des deux méthodes, et peut-on permuter librement une méthode à l'autre ?
4. Quelle est la méthode qui représente le mieux la notion de limite de liquidité ?

Pour répondre à la première et à la deuxième question une comparaison avantages – inconvénients s'impose. Cependant, cette comparaison doit être aussi bien qualitative que quantitative. C'est-à-dire, qu'on doit noter la pertinence et l'importance de chaque élément et non se contenter de les énumérer seulement. *Evidemment, nous prévoyons une série d'essais expérimentaux dont les résultats seront exploités sous cette optique.*

Quand à la troisième question, nous exploiterons les résultats exposés dans la partie théorique issus de différents auteurs sans oublier les résultats de notre série d'essais comparatifs. Répondre à la quatrième question peut paraître décisif pour notre étude, car la méthode qui représente le mieux la notion de limite de liquidité - en simulant fidèlement les mécanismes qui induisent cette limite - aura logiquement le mérite d'être privilégiée. Cependant, il est très courant dans le domaine de la rhéologie et spécialement dans la géotechnique d'avoir recours à des essais de mesures indirectes s'ils présentent l'avantage de la rapidité ou de la simplicité. Ce qui nous ramène à considérer cette question comme un élément de réponse qui figure dans une comparaison : avantages - inconvénients.

Chapitre 1 : Les limites d'Atterberg

1.1 Introduction

La limite de liquidité est en fait la teneur en eau à laquelle le sol présente une cohésion non drainée très faible. L'appareil de Casagrande présente l'avantage d'exprimer cette cohésion indirectement via une méthode simple et facile. Cependant, les mécanismes physico-chimiques qui interagissent avec cette limite sont assez compliqués. Des études menées par des géotechniciens et des agronomes ont tenté de définir les paramètres du sol susceptibles d'avoir une influence sur la limite de liquidité. La compréhension de cette dernière, passe aussi par la définition de cette interaction avec les autres paramètres du sol.

Nous allons commencer par détailler cette relation avec les paramètres physiques dans un premier temps, puis les paramètres chimiques.

1.2 Définition des limites d'Atterberg

« Si plusieurs sols d'origine géologique similaire ont des limites à peu près identiques, leurs propriétés physiques seront également à peu près identiques et il suffira de faire des essais plus approfondis sur un seul d'entre eux. Si nous connaissons les trois limites ⁽¹⁾ d'un sol, nous pouvons déjà comparer ce sol avec d'autres et au moins anticiper sur ce que peuvent être ces propriétés. Si de plus nous connaissons les résultats d'essais physiques faits sur un autre sol ayant des limites à peu près identiques nous pouvons dire que le sol est connu »

Cette citation de Terzaghi qui date de 1926, reprend le principe de la classification des sols basée sur les limites de consistance et dénote à quel point ces trois paramètres sont utiles et représentatifs dans la pratique de la MDS. C'est la raison pour laquelle elles sont mesurées de façon quasi systématique dans les études géotechniques.

Toutefois, ce ne fut pas un géotechnicien mais un agronome suédois du nom de «A. Atterberg » qui suggéra pour la première fois les limites de consistance d'un sol. Au début des années 1900, Atterberg établissait six limites de consistance pour un sol selon un ordre décroissant de la teneur en eau :

1. La limite supérieure de l'écoulement visqueux ; le mélange sol et eau s'écoulent comme un fluide visqueux.
2. La limite inférieure de l'écoulement visqueux (ou limite de liquidité) ; la limite se produit quand les deux lèvres d'une pâte d'un sol se touchent sous l'effet de plusieurs coups brusques (sans glissement sur la paroi du contenant).
3. La limite d'adhésion ⁽²⁾ ; le sol n'adhère plus aux objets, tels que la lame métallique d'une spatule ou simplement les mains.
4. La limite de cohésion ; il n'y a plus de cohésion entre les grains du sol.

¹ Limite de liquidité, limite de plasticité et limite de retrait.

² Cette limite est très importante notamment dans l'industrie de la céramique et l'agriculture, car elle renseigne sur l'ouvrabilité de l'argile. (Casagrande, Research on the Atterberg limits of soils, 1932)

5. La limite inférieure de l'état plastique (ou limite de plasticité) ; le sol s'effrite lorsqu'il est pétri en rouleaux.
6. La limite inférieure du changement de volume (ou limite de retrait) ; où d'avantage de perte de teneur en eau ne cause plus de perte de volume.

En outre, Atterberg a défini la plasticité comme étant la capacité d'un sol à être modelé. Puis, il conclut qu'un sol est dit : « à l'état plastique » quand on peut le modeler sous la forme de rouleaux minces, et que l'intervalle entre la limite de liquidité et la limite de plasticité est la meilleure description jamais donnée au degré de plasticité. Il a nommé cet intervalle l'indice de plasticité, (Casagrande, 1932). Lors de ses travaux Casagrande redéfinit ces limites qui sont devenues au fil du temps des paramètres indispensables à toute étude de sol. Ainsi, il renomma les limites de consistance et réduisit leur nombre à trois pour mieux les adapter aux besoins des études géotechniques :

- La limite de liquidité ; la teneur en eau à laquelle le sol cesse de s'écouler comme un liquide.
- La limite de plasticité ; la teneur en eau en dessous de laquelle le sol ne peut plus être modelé sous forme de rouleaux minces.
- La limite de retrait ; telle que définie par Atterberg initialement.

Les différents états de consistance possibles d'un sol fin en fonction de sa teneur en eau avec une classification de ses caractéristiques sont schématisés sur la figure 1-9. (Kestler, 1979)

Tel que présenté sur cette figure, à l'état liquide, les grains du sol sont indépendants les uns des autres, leurs mouvements relatifs sont aisés. À l'état plastique, les grains se sont rapprochés et ont mis en commun leurs couches adsorbées si bien qu'ils sont reliés par une chaîne de molécules d'eau qui s'accrochent à leurs deux extrémités sur chaque grain. Lorsqu'il y a un mouvement, les grains restent attachés les uns aux autres, sans s'éloigner. À l'état solide enfin, les grains sont encore plus près les uns des autres, ils arrivent même en contact en quelques points, en chassant l'eau adsorbée. Les frottements sont alors très importants (Costet, 1985).

Ainsi, les limites de consistance représentent le passage d'un état à l'autre. Elles sont reliées à divers paramètres du sol ; la teneur en eau, le volume interstitiel, l'apparence et la maniabilité du sol, etc. Pourtant, les premiers géotechniciens ont éprouvé des difficultés à définir quantitativement ces limites, car la transition d'un état à l'autre est très progressive, et toute tentative pour fixer la limite entre deux états comporte une part d'arbitraire. C'est pour cela, qu'on a eu recours à un paramètre physique du sol aisément mesurable, c'est la cohésion non drainée notée (C_u).

Phase	Etat solide	Etat semi solide	Etat plastique	Etat liquide	Suspension
Eau	Teneur en eaux décroissante ←				
Limites		Limite de retrait	Limite de plasticité	Limite de d'adhésion	Limite de liquidité
			Indice de plasticité		
Volume	Volume constant	Volume décroissant ←			
Apparence	Très dur	Peut être modelé	Gluant et collant	Liquide visqueux	Suspension
Cohésion non drainée (kN/cm²)	Cohésion croissante ← (≈170) (≈1.7)				Presque nulle
Teneur en eaux		LR	LP	IP	LL

Figure 1-1 Les états de consistance d'un sol et les limites d'Atterberg (Kestler, 1979)

1.3 La relation entre la cohésion non drainée et la limite de liquidité

Une série de tests a été menée par Kestler (1982) sur diverses argiles, dans le but d'établir une relation entre la limite de liquidité et la cohésion non drainée. L'auteur a mesuré cette dernière par le pénétromètre de poche et le scissomètre de laboratoire (figures 1-2 et 1-3). Ces figures expriment les résultats des tests en fonction de la teneur en eau sur une échelle logarithmique où chaque ligne correspond à un sol différent. Les points entourés de cercles indiquent la cohésion non drainée correspondant à la limite de liquidité.

On remarque que la valeur de C_u qui correspond à W_L n'est pas constante, les différents sols affichent plutôt un éventail de valeurs pouvant correspondre à la limite de liquidité. Les sols ayant des limites de liquidités élevées tendent à exhiber des C_u faibles et les sols ayant des limites de liquidité basses des C_u élevées.

L'équation associée à la relation $W_L - Cu$ est de la forme :

$$\log Cu - m (\log w) = \text{constante} \quad 1-1$$

où :

Cu = la cohésion non drainée

w = la teneur en eau

m = la pente de la relation linéaire

Le coefficient de corrélation pour les données présentées sur les deux diagrammes est 0.8617 et 0.9188 pour le pénétromètre de poche et le scissomètre respectivement. Par conséquent, il existe une relation bien définie entre Cu et W_L .

La limite de liquidité répond en effet à un seuil de résistance au cisaillement ; la littérature publiée sur ce sujet ne manifeste pas de divergence sur ce point et les auteurs situent la valeur limite entre 8 et 30 g/cm² (Kestler, 1979).

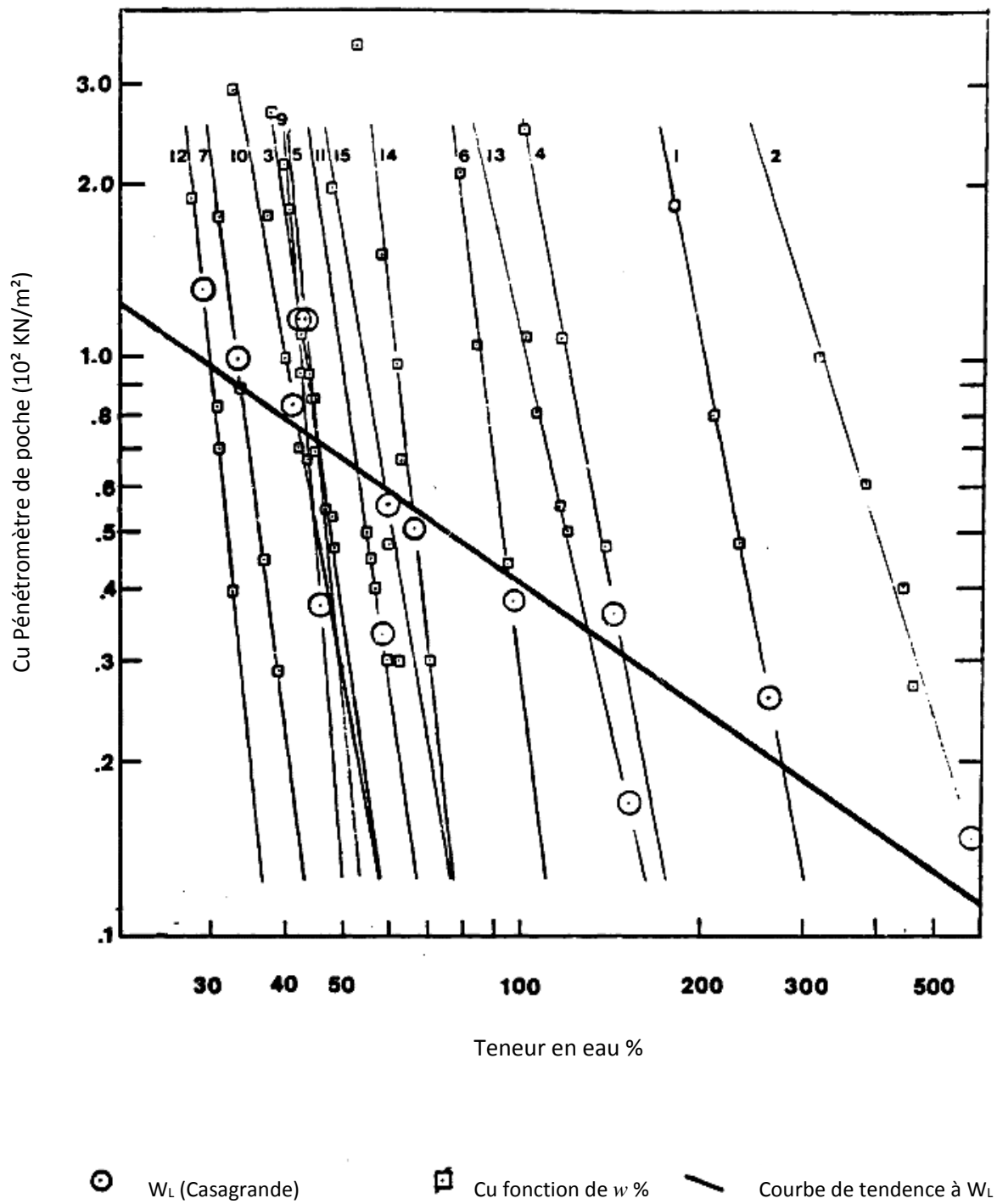


Figure 1-2 La cohésion non drainée mesurée par le pénétromètre de poche
(Kestler, 1979)

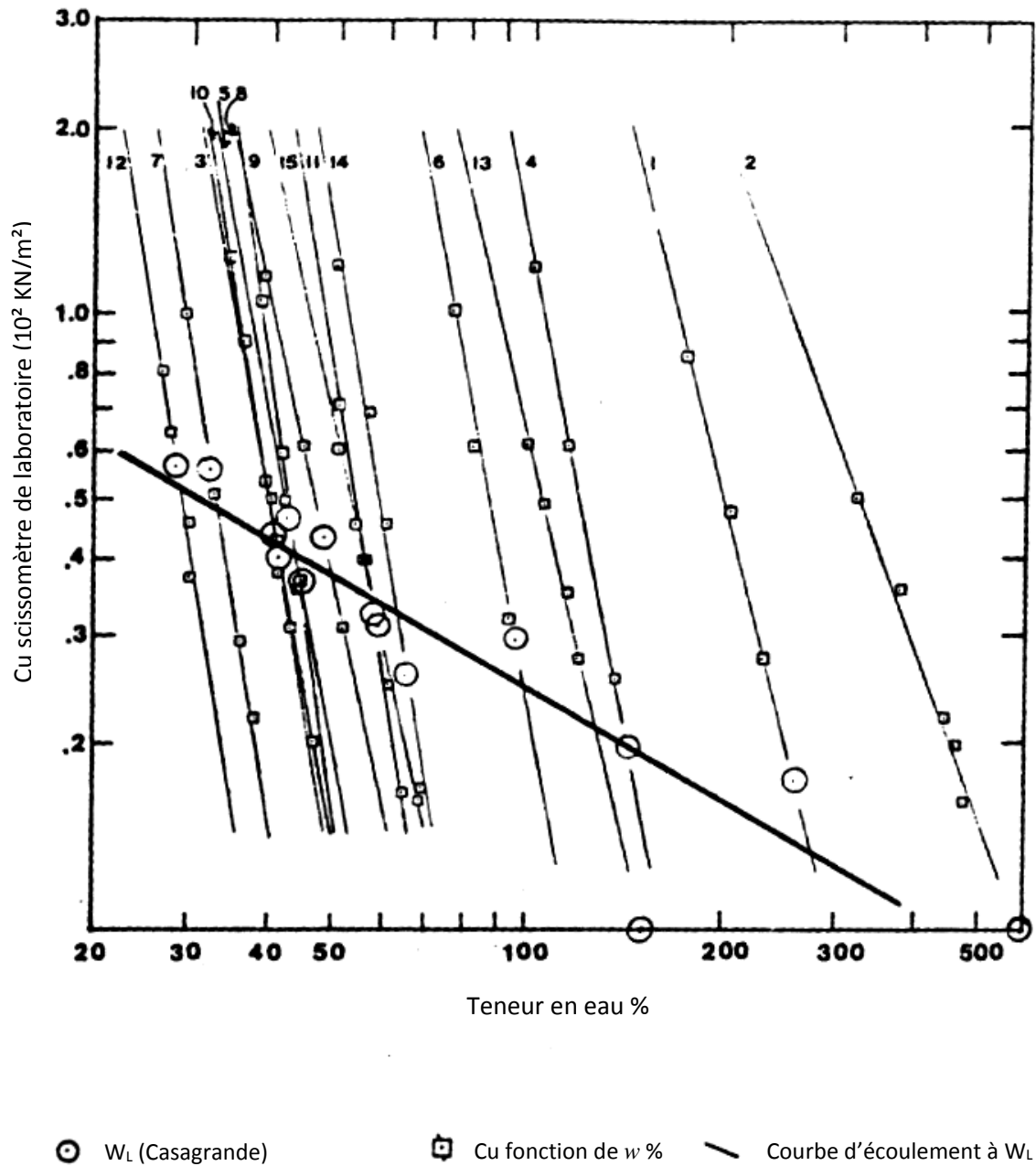


Figure 1-3 La cohésion non drainée mesurée par le scissomètre de laboratoire

(Kestler, 1979)

A l'issu de ses travaux en 1932, Casagrande a défini la limite de liquidité comme étant la teneur en eau à laquelle le sol possède une cohésion non drainée d'environ 25 g/cm². D'autres auteurs s'accordent plus ou moins à donner la même valeur. Une liste des valeurs avec leurs sources respectives est représentée dans le tableau 1-1

Tableau 1-1 Les différentes valeurs mesurées pour la cohésion non drainée à W_L

Auteur	kN/m ²	g/cm ²	PSI	TSF
Casagrande	1 - 3	25		0.104 - 0.313
Vasilev	8.5			0.887
Eden (ASTM)			0.11 - 0.32	0.758 - 2.21
Mitchell	2 - 3	20 - 30		0.209 - .313
Sowers	1.5 - 3	15 - 30		0.157 - 0.313
Wroth & Wood (1976)	1.3 - 2.4	17		0.177
Wroth & Wood (1978)	2.65	27		0.277
Norman	0.8 - 1.6	8 - 16		0.84 - 0.167
ASTM	1.1 - 2.3	11 - 23		0.115 - 0.240
Skempton / Northey	0.7 - 1.75		0.1 - 0.25	0.073 - 1.75
Skopek / Ter-Steparian	1 - 3			0.104 - 0.313

La limite de liquidité est ainsi définie comme la teneur en eau qui correspond à un seuil de résistance au cisaillement. Ce seuil n'est pas déterminé avec précision pour diverses raisons. En premier lieu, lorsque la teneur en eau varie au voisinage de la limite de liquidité, la résistance au cisaillement varie rapidement en valeurs relatives. En second lieu, l'adhérence plus ou moins grande des sols sur la coupelle et la sensibilité aux chocs de certains sols peuvent situer la limite de liquidité à des valeurs de résistance au cisaillement un peu différentes pour des sols de provenance différentes (LeFlaive, 1971).

On constate que les causes de l'imprécision du seuil de résistance au cisaillement où se situe la limite de liquidité sont liées en partie à la détermination de la W_L au moyen de la coupelle. Des auteurs sont arrivés à se demander « si le but est de mesurer un effort de cisaillement, alors pourquoi ne pas utiliser un essai de cisaillement. Cet essai doit être plus précis et assez simple à réaliser, car la simplicité est l'un des grands avantages de l'appareil de Casagrande ». D'autres facteurs peuvent influencer la relation entre la limite de liquidité et la cohésion non drainée, dont la perfection de la trituration de l'échantillon et l'effet de la thixotropie ⁽³⁾. Des argiles ayant de grandes limites de liquidité sont parfois excessivement difficiles à malaxer à leur teneur en eau naturelle. Le malaxage peut donc s'étaler sur plusieurs heures en comptant des périodes de repos afin de permettre à l'eau de se

³ Phénomène par lequel certaines substances passent de l'état de gel à celui de liquide après une légère agitation

distribuer uniformément et d'obtenir ainsi une pâte homogène. L'influence de la thixotropie dépend de la durée des périodes de repos pendant les tests, qui varient d'un opérateur à l'autre. C'est la raison pour laquelle, lors des études comparatives, il est conseillé d'utiliser des sols peu sujets à la thixotropie (Kestler, 1979).

1.4 Paramètres physiques influant sur les limites d'Atterberg

1.4.1 La granulométrie

L'un des paramètres les plus significatifs d'un sol est sa granulométrie et son expression sur les limites d'Atterberg a été démontrée. De nombreuses études ont établi l'étroitesse de la relation entre le taux d'éléments fins (0 – 2 mm). Il apparaît aussi, que la corrélation est encore plus étroite pour les éléments de diamètre compris entre 0 – 20 μm (limon fin et argile).

D'autres auteurs ont constaté que pour un même accroissement du taux d'éléments 0 – 20 μm , l'élévation de la limite de liquidité est nettement plus forte que celle de la limite de plasticité.

En définitive, les limites d'Atterberg augmentent lorsque la teneur en éléments fins s'élève, mais plus vite pour W_L que pour W_p de sorte que le domaine de plasticité s'accroît dans ces conditions. (Combeau, 1964)

1.4.2 L'activité

La granulométrie peut révéler la même quantité d'éléments fins et argileux pour deux sols mais ils peuvent avoir des limites de consistance différentes, car ces dernières ne sont pas influencées que par la quantité d'argile mais aussi par le type d'argile.

L'activité d'une argile est définie comme le ratio de l'indice de plasticité et le pourcentage en poids des éléments inférieurs à 2 μm . Pour beaucoup d'argiles, la représentation graphique de la fraction d'éléments < 2 μm avec l'indice de plasticité est une droite qui passe par l'origine. La pente de cette droite est l'activité (Figure 1-4).

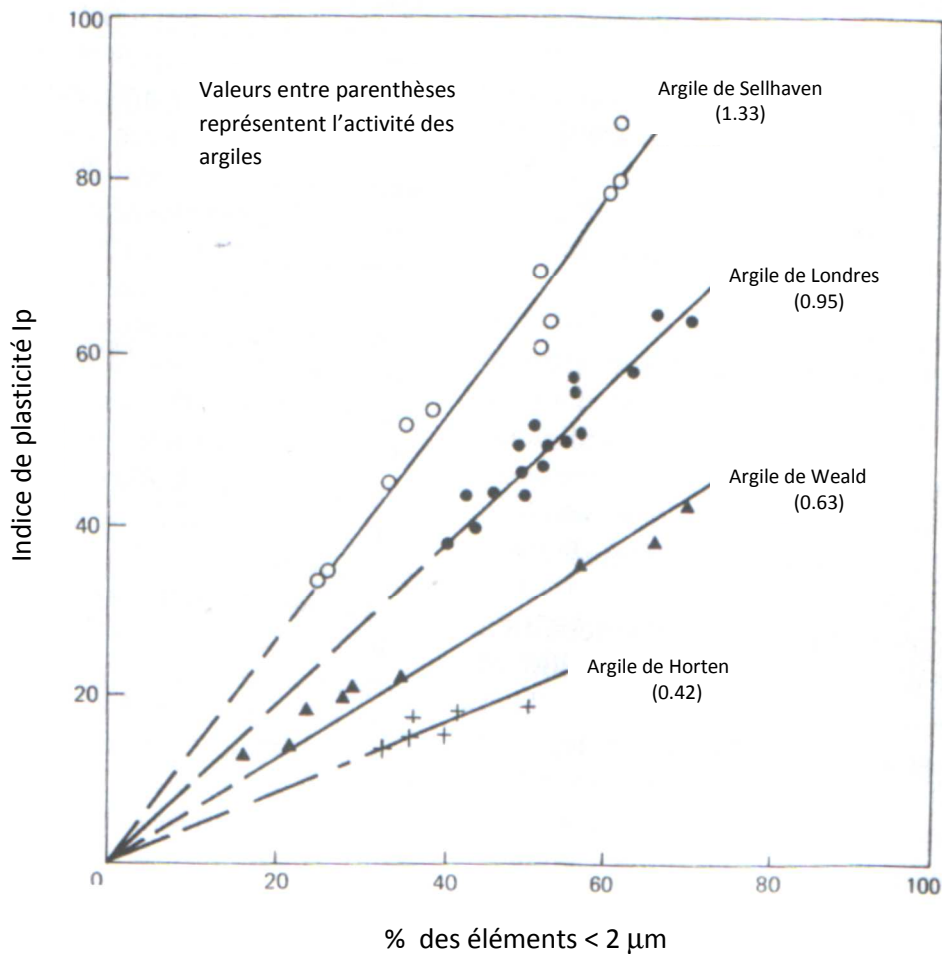


Figure 1-4 Relation entre l'indice de plasticité et la fraction des éléments < 2 µm

(Selon Skempton 1953) (Mitchell, 1993)

1.4.3 La perméabilité et la surface spécifique

Le tableau 2-1 donne la valeur de la perméabilité de certains sols à la limite de liquidité. Ces données ont un aspect saisissant car bien que les teneurs en eau et les indices des vides mesurés à la limite de liquidité soient largement différents d'un sol à l'autre, ils présentent néanmoins, approximativement les mêmes perméabilités. Autrement dit, la dimension effective des vides qui régie l'écoulement de l'eau est la même pour tous ces sols.

L'égalité approximative entre les perméabilités des sols mesurées à la limite de liquidité ne peut s'expliquer que si l'on conçoit que l'épaisseur moyenne de la couche d'eau adsorbée est quasiment égale pour toutes les particules du sol. Cette conception explique par ailleurs, pourquoi la limite de liquidité diffère d'un sol à l'autre car la quantité d'eau nécessaire pour que la couche d'eau adsorbée qui entoure chaque particule du sol soit approximativement à la même épaisseur, dépend de la surface spécifique de ces particules. Autrement dit, plus la surface spécifique d'un sol donné est grande, plus la quantité d'eau nécessaire pour satisfaire les conditions à la limite de liquidité sera grande (Mitchell, 1993).

Des études menées sur 19 argiles britanniques (Farrar et Coleman, 1967), montrent qu'il existe une relation entre la limite de liquidité d'un sol et sa surface spécifique de la forme suivante :

$$W_L = 19 + 0.56 A_s (\pm 20\%) \quad 1-2$$

A_s étant la surface spécifique exprimée en m^2/gr

Tableau 1-2 La perméabilité mesurée à la limite de liquidité pour différents sols

Type de sol	Limite de liquidité (%)	Indice des vides à w_L	Perméabilité (10^{-7} cm/sec)
Bentonite	330	9.240	1.28
Bentonite + sable	215	5.910	2.65
Sol marin naturel	106	2.798	2.56
Sol marin séché à l'air libre	84	2.234	2.42
Sol marin séché à l'étuve	60	1.644	2.63
Sol brun	62	1.674	2.83

1.4.4 L'eau adsorbée et capacité de rétention d'eau

Nous avons vu précédemment, que la relation qui existe entre la perméabilité et la limite de liquidité d'un sol se base sur le fait que ; à la limite de liquidité, toutes les particules qui forment le sol ont acquis une couche adsorbée assez épaisse pour diminuer (ou presque annuler) la cohésion entre les particules. Autrement dit, la cohésion qui sépare l'état plastique de l'état liquide. ⁽⁴⁾

Ceci a pour effet, l'affaiblissement des relations sol-eau à la périphérie de la couche adsorbée et l'eau y est très faiblement liée, ce qui permet une circulation facilitée de l'eau libre à travers le sol. Par conséquent, la perméabilité qui ne dépend plus de la nature du sol, elle est donc, presque égale pour tous les sols.

Les relations sol-eau citées en haut peuvent être exprimées par ce qu'on appelle *la capacité de rétention d'eau par le sol*. Cette notion est évidemment très liée à l'absorption de l'eau par le sol qui dépend à son tour de la pression de succion dans le sol.

⁴ On a vu plus haut que la valeur de la cohésion à la limite de liquidité est très faible, de l'ordre de 2 KN/m²

Une étude menée sur différents sols à établir une relation entre la quantité d'eau absorbée par des échantillons de sol mis à la limite de retrait et leurs limites de liquidité respectives. La relation suivante est donnée (Figure 1-5) :

$$W_a = 0.91 w_L$$

1-3

Où:

W_a : la quantité d'eau absorbée de l'état de limite de retrait à la saturation

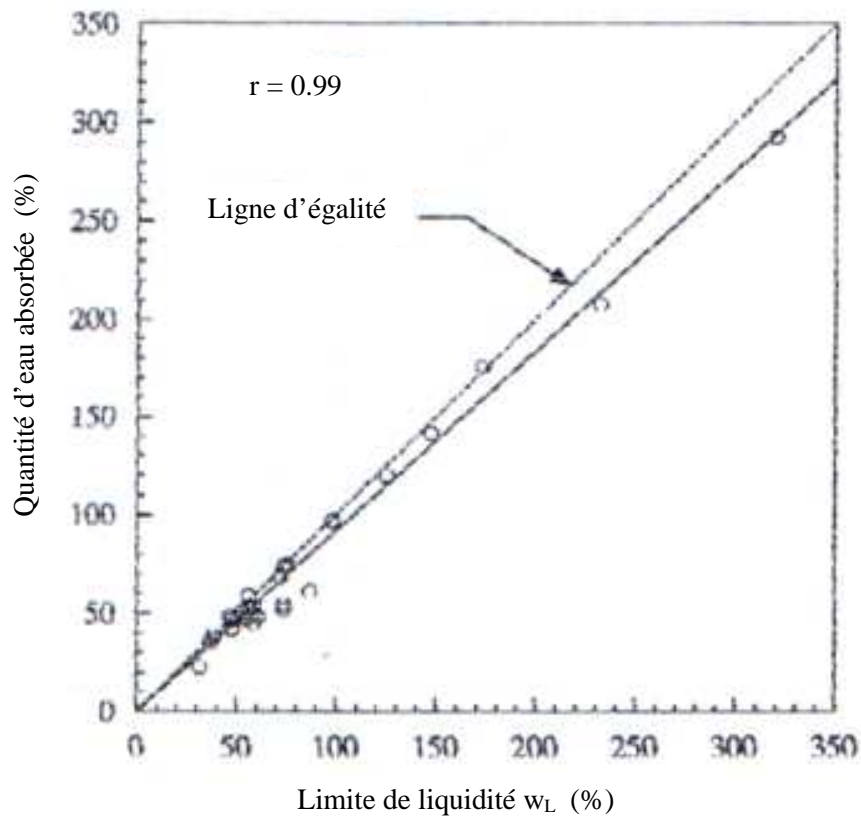


Figure 1-5 Relation entre la limite de liquidité et la quantité d'eau adsorbée (Nagaraj, 1999)

1.4.5 La compressibilité et la consolidation

A ce stade de compréhension de la limite de liquidité, on peut prédire que la compressibilité d'échantillons de sol saturés augmente avec l'augmentation de la plasticité du sol. Le tableau 1-3 donne les valeurs de l'indice de compression C_c ⁽⁵⁾ mesurées pour différentes argiles :

Tableau 1-3 Les valeurs de l'indice de compression de certaines argiles
(Mitchell, 1993)

Type d'argile	Indice de compression (C_c)
Kaolinite	0.19 – 0.28
Illite	0.5 – 1.10
Montmorillonite	1.0 – 2.06

Tout comme la perméabilité et la compressibilité, la consolidation est solidement reliée à la composition du sol. Le coefficient de consolidation (C_v) est proportionnel à la perméabilité et est inversement proportionnel au coefficient de compressibilité ⁽⁶⁾. Le tableau 2-3 présente des valeurs du coefficient de consolidation pour des argiles de différentes plasticités.

Tableau 1-4 Les valeurs du coefficient de consolidation de certaines argiles
(Mitchell, 1993)

Type d'argile	Coefficient de consolidation (C_v) ($m^2/s \times 10^{-8}$)
Kaolinite	12 – 90
Illite	0.3 – 2.4
Montmorillonite	0.06 – 0.3

Par ailleurs, une relation entre la limite de liquidité et le coefficient de consolidation a été depuis longtemps établie (Terzaghi et Peck, 1967) : (Schmitz, 2003)

$$C_v = 0.009 (w_L - 10)$$

1-4

⁵ L'indice de compressibilité étant le rapport entre le changement de l'indice des vides et le changement du log de la pression de consolidation

⁶ Le coefficient de compressibilité étant la valeur négative du rapport du changement de l'indice des vides et la contrainte effective

1.5 Paramètres chimiques influant sur les limites d'Atterberg

1.5.1 La Teneur en matière organique

L'effet de la matière organique dans le sol est bien connu, il peut être responsable d'une grande plasticité, un grand retrait, une grande compressibilité et une faible perméabilité. Les sols contenant des quantités importantes de matières organiques sont communément caractérisés par une couleur noirâtre et une odeur de décomposition.

A des teneurs en eau élevées, la matière organique présente un comportement similaire à un système de gonflement réversible. Cependant, à certaines phases critiques durant le séchage cette réversibilité peut cesser. Ceci se manifeste aussi par une large diminution dans les limites de consistance. De ce fait, l'*Unified Soil Classification System* définit désormais un sol organique comme une argile (au-dessous de la ligne A) sauf que la limite de liquidité après étuvage diminue de 75% de sa valeur avant l'étuvage (ASTM, 1989).

La Figure 1-6, présente une mesure quantitative des effets de la matière organique sur les limites de consistance (Odell et al, 1960). Nous remarquons cependant, que l'effet de l'augmentation de la matière organique sur la limite de liquidité et la limite de plasticité est presque égal. Par conséquent, l'effet de cette matière organique sur l'indice de plasticité est minime. Ce constat a été vérifié par d'autres auteurs, (Combeau, 1964 et al.).

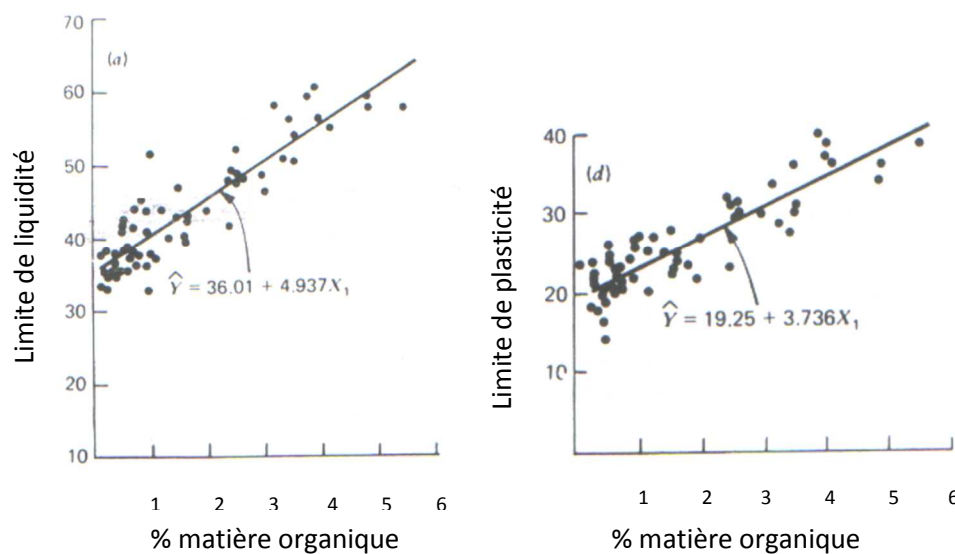


Figure 1-6 Relation entre les limites d'Atterberg et la teneur en matière organique

(Mitchell, 1993)

1.5.2 La concentration électrolytique

Beaucoup d'auteurs (Schmitz, Van Passen, 2003) ont étudié la relation entre la limite de liquidité et la concentration des sels minéraux dans le sol. Lorsque des sels tels que le NaCl, KCl et CaCl₂ sont ajoutés à différentes argiles à des concentrations différentes. Les valeurs de la limite de liquidité décroissent de manière significative à de faibles concentrations de l'ordre de 0.01 mole. Seulement, après une concentration de l'ordre de 0.1 mole, les valeurs de la limite de liquidité ne changent plus. Pour une bentonite l'auteur propose la relation suivante :

$$w_L = 57.5 + 2.41 e^{\left(\frac{-C}{0.148}\right)} + 69.3 e^{\left(\frac{-C}{2.85}\right)} \quad 1-5$$

où:

C : concentration en cations monovalents (mole/l) (Schmitz, 2003)

La Figure 1-7 présente la décroissance de w_L d'une bentonite en fonction de la concentration électrolytique (Sridharan et Prakash, 2000). Selon l'auteur, l'addition d'une solution saline diminue l'épaisseur de la double couche diffuse. Ce qui, par conséquent, diminue la quantité de l'eau adsorbée et en définitive la limite de liquidité (Sridharan, 2000).

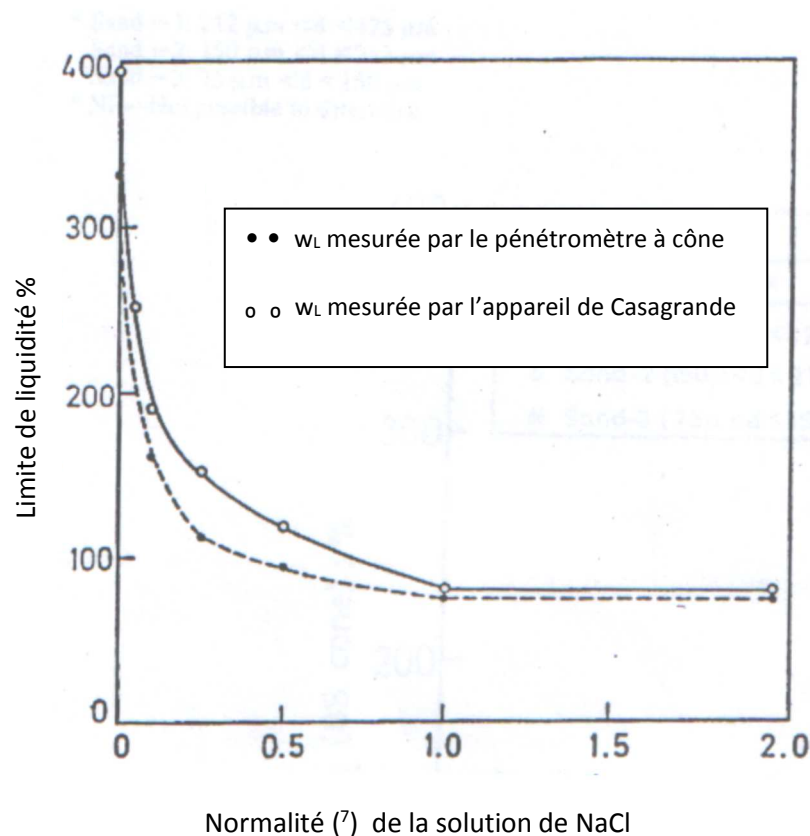


Figure 1-7 Relation entre w_L d'une bentonite mesurée par les deux méthodes et la concentration électrolytique (Sridharan, 2000)

⁷ La normalité est le rapport de la concentration d'une solution titrée à celle de la solution normale.

1.5.3 La constante diélectrique

Deux série de tests sont menés sur deux argiles commerciales ; une bentonite et une kaolinite fine et aussi sur dix sols naturels dont la minéralogie des argiles diffère. Pour imbiber les échantillons, l'auteur a utilisé de l'eau pour la première série et du tétrachlorure de carbone pour la seconde. Des mesures de la limite de liquidité sont effectuées, les résultats sont présentés dans le tableau 1-5.

Tableau 1-5 la limite de liquidité de sols imbibés d'eau et de tétrachlorure de carbone

Type de sol	W _L (imbibition en eau)	W _L (imbibition en tétrachlorure de carbone)
Bentonite	331.5	54.3
Sol noire 1	92.2	45.2
Sol noire 2	71.9	44.4
Sol brun	59.8	48.6
Sol plastique	58.6	45.9
Kaolinite fine	49.0	80.5
Sol limoneux	39.0	51.8
Terre rouge 1	36.3	39.4
Terre rouge 2	48.0	52.6
Terre rouge 3	31.5	48.9
Kaolinite grossière	48.0	68.6
Argile de Kundara	38.4	73.2

Le tétrachlorure de carbone est connu pour sa faible constante diélectrique. Il réduit donc, sur l'épaisseur de la double couche diffuse et par conséquent, réduit la limite de liquidité (Sridharan, 2000).

Différents auteurs (Sridharan et Prakash, 2000) ont remarqué que l'augmentation de la concentration électrolytique réduit la limite de liquidité des sols très plastiques tels que la montmorillonite. Par contre, elle augmente la limite de liquidité des sols peu plastiques tels que la kaolinite. La diminution de la constante diélectrique a le même effet contraire sur les deux types de sols (Tableau 1-5 ci-dessus). Ce constat nous pousse à croire que les mécanismes qui contrôlent la limite de liquidité des sols très plastiques sont différents de ceux qui contrôlent les sols peu plastiques.

1.6 Mécanismes contrôlant la limite de liquidité dans un sol

La kaolinite et la montmorillonite sont deux argiles se trouvant à l'antipode de la plasticité et qui se comportent différemment sous des conditions physico-chimiques données. Ainsi, les mécanismes qui régissent la limite de liquidité de ces deux sols ne peuvent être les mêmes.

Beaucoup d'études se sont penchés sur le problème (Sridharan et al, 1975). Ces études établissent existence de deux mécanismes distincts contrôlant la limite de liquidité :

1. L'épaisseur de la double couche diffuse ;
2. Le mode d'arrangement des particules qui est déterminé par les forces entre les particules.

Selon le premier mécanisme, la limite de liquidité des sols dépend de la double couche diffuse qui dépend à son tour de la constante diélectrique, la concentration électrolytique – comme vu précédemment – et aussi de la valence cationique (selon Sridharan et Jayadeva, 1982). La limite de liquidité d'un sol diminue avec :

- a) La diminution de la constante diélectrique de l'eau interstitielle,
- b) L'augmentation de la concentration électrolytique,
- c) L'augmentation de la valence cationique.

a, b et c étant reliés entre eux, la concentration électrolytique influe sur la constante diélectrique et la valence aussi. Cependant, ces changements dans la composition chimique de l'eau interstitielle provoquent des effets sur les forces d'attraction et de répulsion entre les particules du sol. Pour tous les cas cités ci-dessus (a, b et c) les forces de répulsion diminuent alors que les forces d'attraction augmentent conduisant ainsi, à l'augmentation de la résistance au cisaillement à l'échelle de la particule (Rosenquist, 1955). Ces conditions favorisent la floculation qui est l'arrangement caractéristique des particules argileuses qui s'associent par leurs bords et non par leurs faces (Figure 1-8) (Sridharan, 2000).

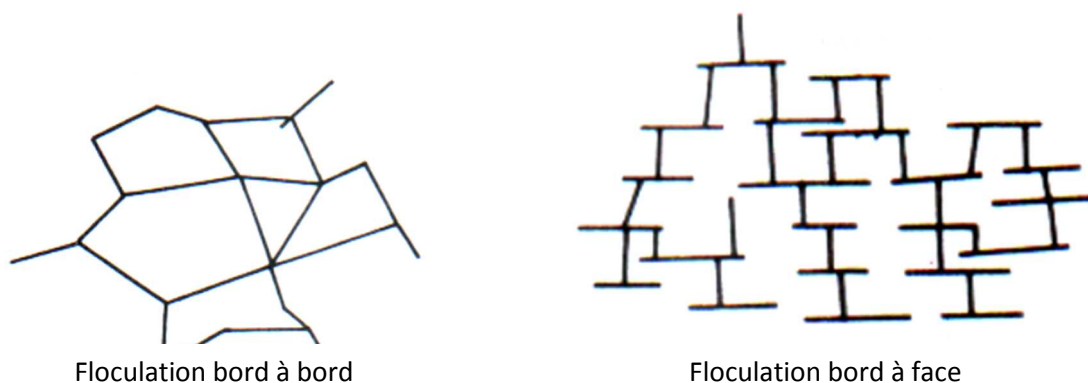


Figure 1-8 Floculation des particules argileuses (Mitchell, 1993)

Cette floculation des particules argileuses conduit à l'augmentation de la limite de liquidité. Par conséquent, les effets de ces deux mécanismes sont opposés chacun à l'autre. Ils sont tous les deux actifs dans le sol, ainsi, la limite de liquidité dépend de la prédominance d'un mécanisme sur l'autre, chose qui est conditionnée par le type minéral argileux présent dans le sol.

La théorie Guoy-Chapman concernant la double couche diffuse peut expliquer la variation de la limite de liquidité dans une argile très plastique. C'est ce qui a été développé en haut, concernant l'effet de la constante diélectrique, la concentration électrolytique et la valence cationique. Cette dernière, s'accroît par l'effet du rayon hydrique des cations qui varie d'un cation à l'autre. En général, pour une valence donnée, la limite de liquidité d'une montmorillonite augmente avec l'augmentation du rayon hydrique du cation adsorbé. (Figure 1-9)

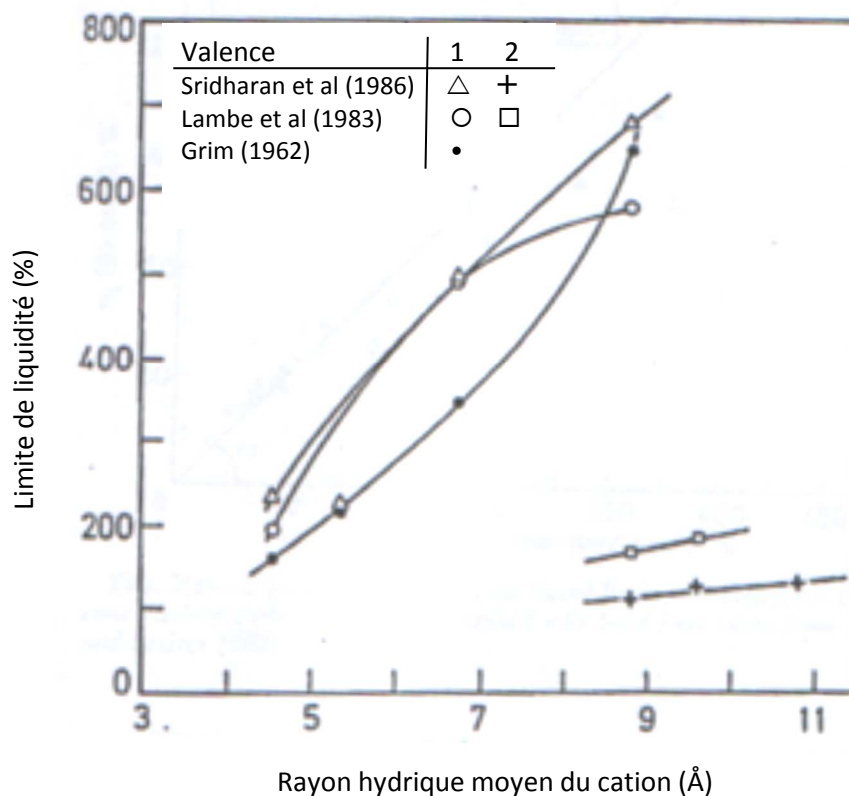


Figure 1-9 Effet du rayon hydrique du cation adsorbé sur la limite de liquidité des montmorillonites

(Sridharan A. P., 2000)

Chapitre 2 : Détermination expérimentale des limites d'Atterberg

2.1 Introduction

Nous présentons dans ce chapitre la détermination expérimentale des limites d'Atterberg. Nous nous intéressons à la mesure de la limite de plasticité et, de manière plus détaillée, aux deux méthodes normalisées et qui sont largement utilisées à travers le monde pour la mesure de la limite de liquidité, à savoir :

1. L'appareil à percussion de Casagrande
2. Le pénétromètre à cône

Ensuite, nous discutons une notion qui requiert autant d'importance que ces précédentes, qui est la méthode de détermination de w_L et w_p par le point unique.

Il est à noter, que le but de ce chapitre est de présenter, de façon succincte, ces deux méthodes et leurs appareillages respectifs tels qu'ils sont connus aujourd'hui dans les laboratoires, sans pour autant discuter l'historique, les facteurs influant, ou bien les bases théoriques ayant servi à leur élaboration. Un chapitre est consacré à chacun de ces appareils pour exposer ces notions.

2.2 Détermination expérimentale de la limite de plasticité (w_p)

2.2.1 Préparation de l'échantillon

Après échantillonnage du sol et homogénéisation par brassage, une masse de matériau (m) est mise à imbiber dans un récipient d'eau à la température ambiante, pendant au moins 24 heures.

Cette masse (m), exprimée en grammes, doit être supérieure à 200 fois la dimension des plus gros éléments de sol, appréciée visuellement et exprimée en millimètres. De même elle doit être telle que le tamisât au tamis de 400 μm donne au moins 200 g de particules solides.

Une fois imbibé, le matériau est tamisé par voie humide au tamis de 400 μm . L'eau de lavage et le tamisât sont recueillis dans un bac.

Après une durée de décantation d'au moins 12 heures, sans aucun additif destiné à accélérer le dépôt et sans utilisation d'un procédé quelconque de centrifugation, l'eau claire du bac est siphonnée sans entraîner de particules solides. L'eau excédentaire est évaporée à une température ne dépassant pas 50 °C (NFP94-051).

2.2.2 Détermination de w_p par la méthode des rouleaux

Former une boulette à partir de la pâte préparée. Rouler la boulette sur une plaque lisse, à la main ou éventuellement à l'aide d'une plaquette, de façon à obtenir un rouleau qui est aminci progressivement jusqu'à ce qu'il atteigne 3 mm de diamètre. La cadence du mouvement de la main doit être régulière. L'amincissement du rouleau se fait de manière continue et sans effectuer de coupure dans le sens de sa longueur.

Le rouleau au moment où il atteint un diamètre de $3,0 \text{ mm} \pm 0,5 \text{ mm}$ doit avoir environ 10 cm de longueur et ne doit pas être creux. La limite de plasticité est obtenue lorsque, simultanément, le rouleau se fissure et que son diamètre atteint $3 \text{ mm} \pm 0,5 \text{ mm}$.

Si aucune fissure n'apparaît, le rouleau est réintégré à la boulette. La pâte est malaxée tout en étant séchée légèrement, éventuellement sous un flux d'air chaud à une température inférieure à 50 °C (NFP94-051).

Reformer un nouveau rouleau.

Prélever, une fois les fissures apparues, la partie centrale du rouleau et la placer dans une capsule ou une boîte de Pétri de masse connue, la peser immédiatement et l'introduire dans l'étuve, afin de déterminer sa teneur en eau selon la norme NF P 94-050.

Effectuer un deuxième essai sur une nouvelle boulette.

L'appréciation de la limite de plasticité demande, de la part de l'opérateur, une certaine expérience de la pratique de l'essai. L'opérateur constate facilement, en soulevant délicatement de 15 à 20 mm en son milieu le rouleau si celui-ci se fissure franchement ou non.

En ce qui concerne l'appréciation du diamètre du rouleau sur le résultat de w_p , le Laboratoire des Ponts et Chaussées d'Alger (période de l'avant indépendance) a mis au point un appareil simple permettant très rapidement de connaître le diamètre exact du rouleau. (Mode opératoire du LCPC, S.I.-4-1963). Il s'agit d'une plaque de verre de 10 x 5 cm dont une arête est surélevée de 5 mm. Cette plaque est graduée en 1/10 le millimètre de 0 à 5 mm, à l'échelle 20, parallèlement à son grand axe. (Figure 2-1)

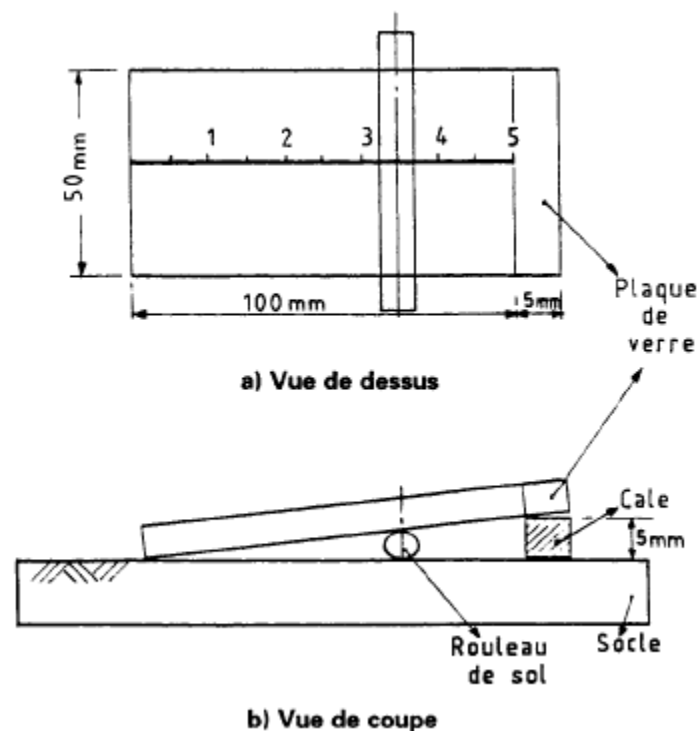


Figure 2-1 Système d'évaluation du diamètre du rouleau du sol (NFP94-051)

2.2.3 Détermination de w_p par le pénétromètre à cône

Jusqu'au jour d'aujourd'hui, il n'existe aucune méthode normalisée permettant de mesurer la limite de plasticité moyennant le pénétromètre à cône (Figure 2-2). Cette option, reste sujette à des recherches (Paute, J.-L., 1968, LeFlaive, E., 1971, Feng, T.W., 2004 et al.). Certains auteurs déconseillent l'utilisation de cet appareil pour la mesure de w_p , d'autres, par contre, trouvent dans cette méthode une alternative intéressante à la méthode du rouleau.



Figure 2-2 Pénétromètre à cône

Il est certain qu'une méthode faisant moins intervenir le degré d'adresse manuelle et la technique personnelle de l'opérateur serait souhaitable, de façon à obtenir des résultats plus sûrs permettant une interprétation moins hasardeuse que les résultats obtenus avec la méthode actuelle. L'emploi du pénétromètre à cône a d'ailleurs été également envisagé dans ce but.

La procédure adoptée par ces auteurs pour mesurer w_p par le pénétromètre à cône, est la même que celle préconisée par les diverses normes pour la mesure de w_L à quelques différences près. (La méthode de mesure de w_L via le pénétromètre à cône est donnée dans la section 2.3.2 de ce chapitre).

Ces dissimilarités peuvent être résumées comme suit :

- la gamme de pénétration recherchée est de 3 à 10 mm. Au-delà de 10 mm, certains sols sont proches w_L . En-dessous de 3 mm, le sol devient trop dur pour être correctement mis dans le récipient.
- une méthode de remplissage du récipient est proposée pour palier au problème cité ci-dessous. Avant tout, sachant que la pénétration est minimale dans le cas de w_p (Feng, 2000) propose de remplacer le récipient par un anneau de 20 mm de diamètre pour 20 mm de profondeur. En suite, procéder au remplissage de cet anneau tel que montré dans la figure 2-3.

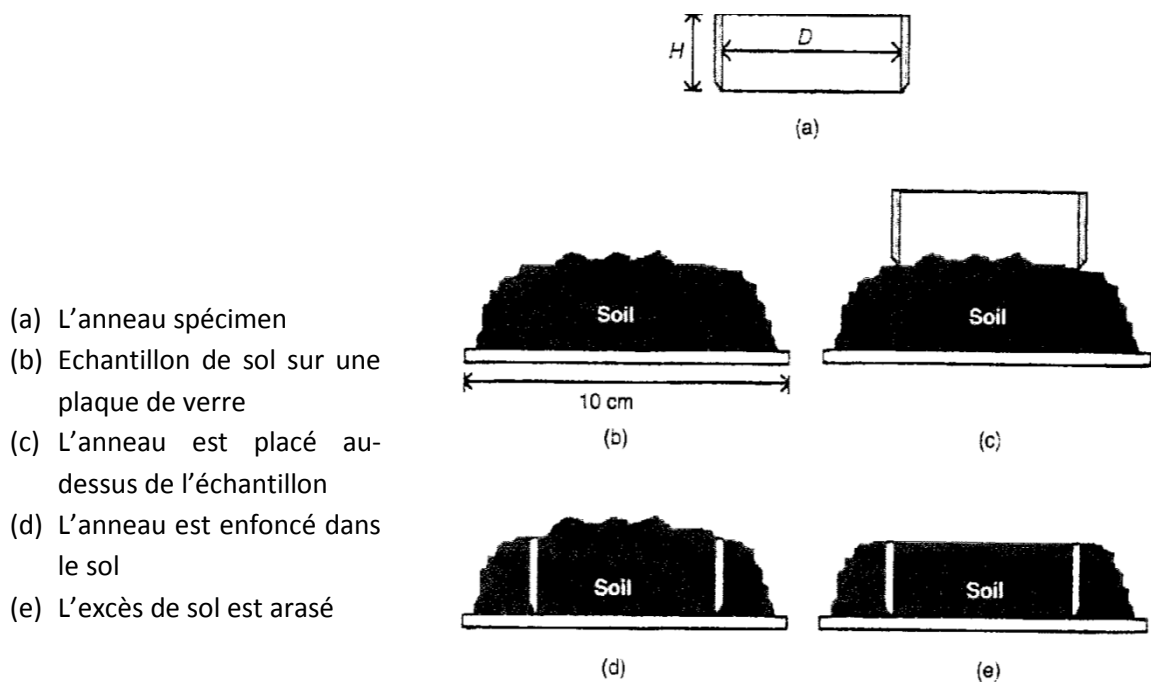


Figure 2-3 Procédure de remplissage de l'anneau spécimen (Feng T.W., 2000)

2.3 Détermination expérimentale de la limite de liquidité (w_L)

2.3.1 Préparation de l'échantillon

Le mode de préparation du sol à cet essai est identique à celui de la détermination de w_p exposé en section 3.2.1. (NFP94-051, Mars 1993).

2.3.2 Détermination de w_L par l'appareil à percussions de Casagrande

Avant de procéder aux essais, il faut s'assurer que :

- la largeur b , (figure 3-6) de la pointe de l'outil à rainurer est inférieure à 2,2 mm.
- la hauteur de chute de la coupelle est de 10 mm (tolérance - 0,1 mm, + 0,5 mm).

Le réglage se fait à l'aide d'une cale de contrôle de 10 mm d'épaisseur. Si nécessaire la plaque coulissante de l'appareil de Casagrande est déplacée de telle sorte que la hauteur de chute de la coupelle soit égale à l'épaisseur de la cale, lorsque la came, commandée par la manivelle, positionne la coupelle au point le plus haut (Figure 2-4)

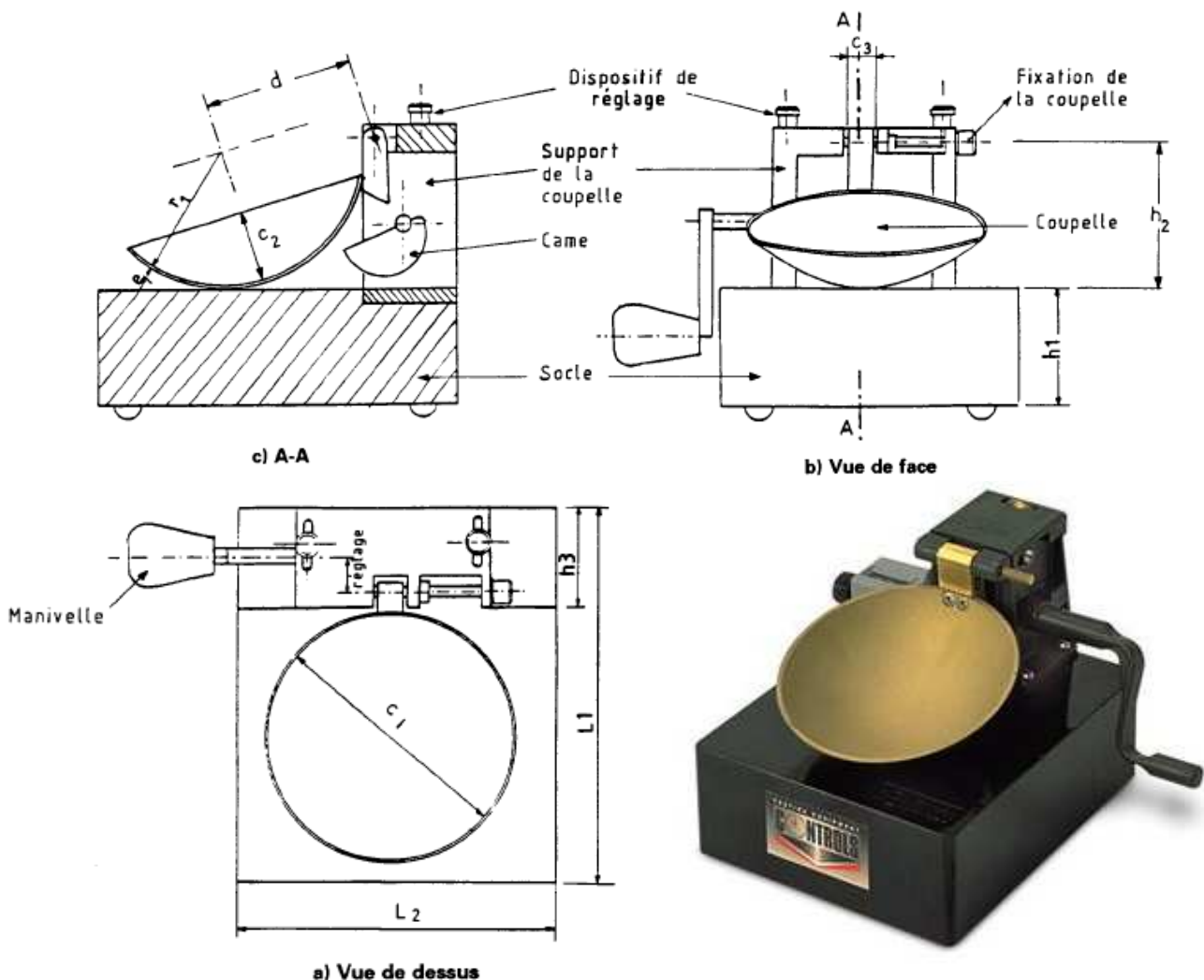


Figure 2-4 Appareil à percussion de Casagrande

Répartir avec la spatule, dans la coupelle propre et sèche, une masse d'environ 70 g de pâte. Cette pâte étalée en plusieurs couches afin d'éviter d'emprisonner des bulles d'air, présente en fin d'opération un aspect symétrique comme indiqué dans la Figure 2-5.

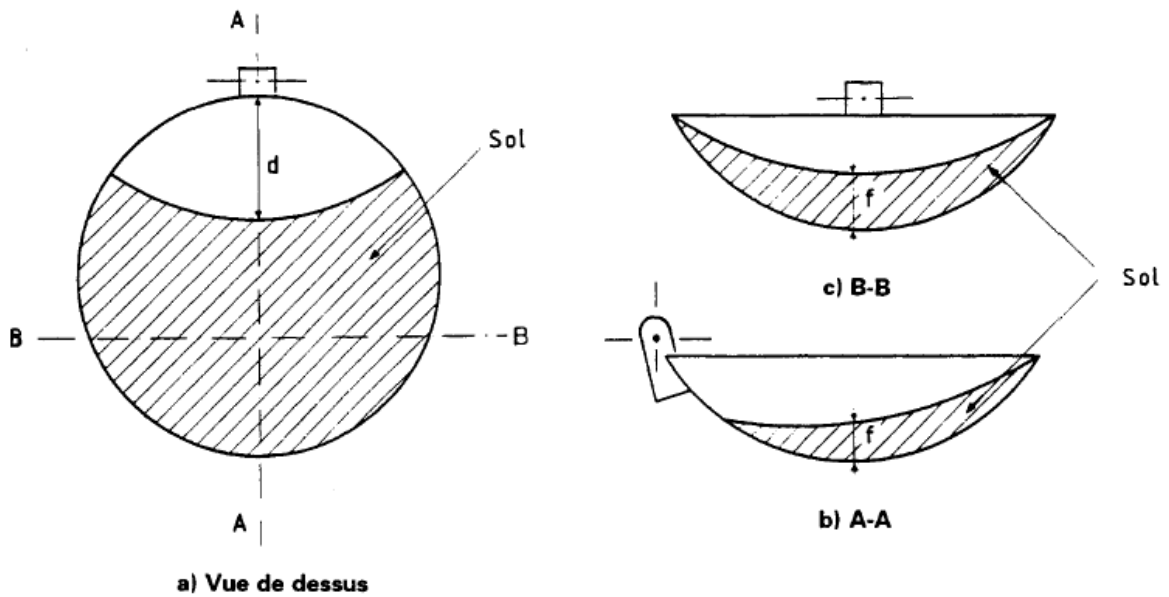


Figure 2-5 Remplissage de la coupelle de Casagrande

La pâte recouvre le fond de la coupelle, sauf sur une partie d'environ 3 cm et son épaisseur (f) est, au centre, de l'ordre de 15 à 20 mm (figure 2-5).

Partager la pâte en deux, comme représenté sur la figure 2-7 au moyen de l'outil à rainurer de la figure 2-6, en le tenant perpendiculairement à la surface de la coupelle et en présentant sa partie biseautée face à la direction du mouvement.

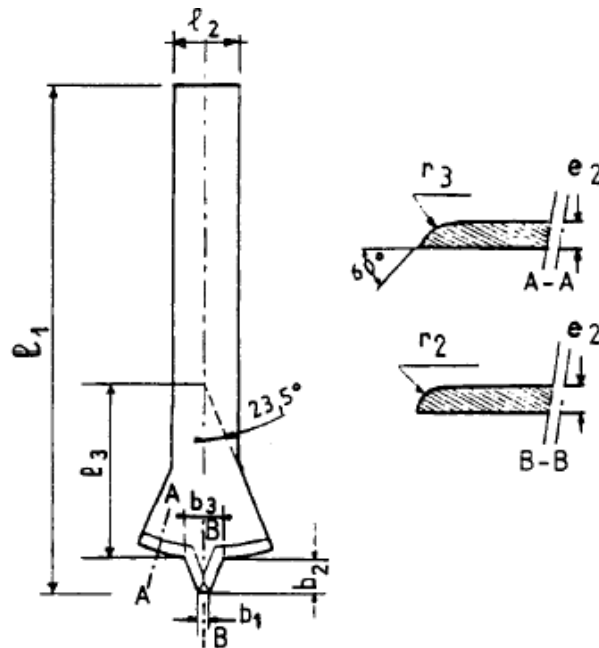


Figure 2-6 Outil à rainurer

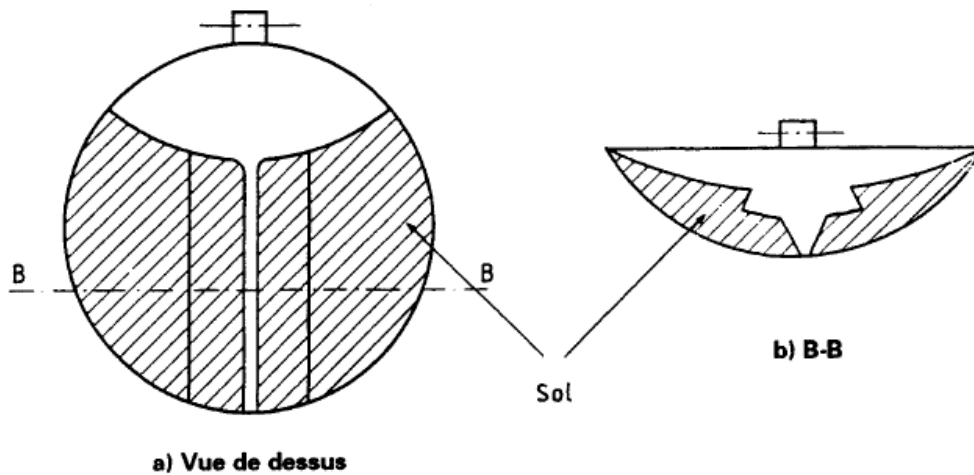


Figure 2-7 Réalisation de la rainure

Fixer délicatement la coupelle sur le support métallique de l'appareil de Casagrande.

Actionner la came de façon à soumettre la coupelle à une série de chocs à cadence de 2 coups par seconde (2 ± 0.25 seconde en cas d'utilisation d'un moteur).

Noter le nombre N de chocs nécessaires pour que les lèvres de la rainure se rejoignent sur une longueur d'environ 1 cm comme représenté sur la figure 3-9.

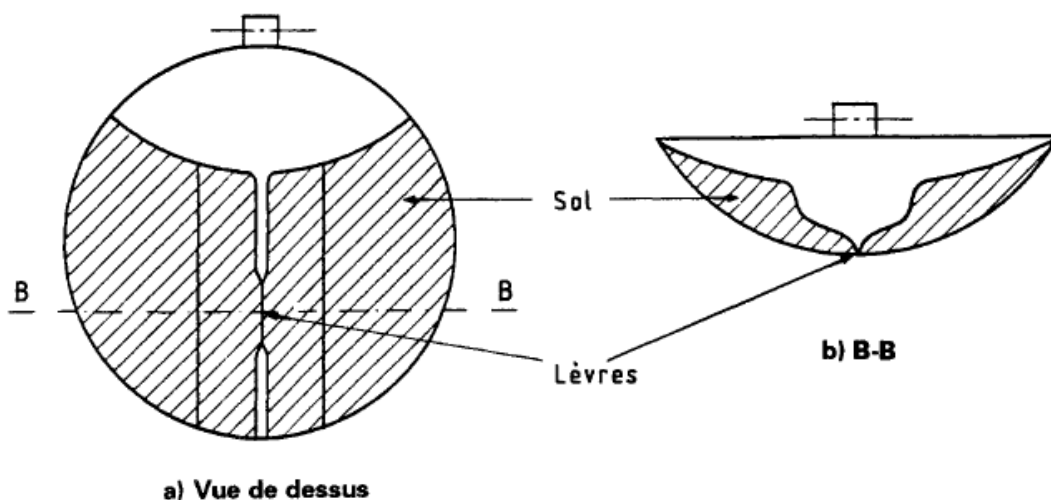


Figure 2-8 Fermeture de la rainure

La fermeture de la rainure doit se produire par affaissement de la pâte dans sa masse et non par glissement sur la paroi de la coupelle. La coupelle rugueuse a pour but d'éviter ce glissement. Elle doit être employée lorsque le phénomène se produit (avec les pâtes sableuses par exemple).

Si N est inférieur à 15, le processus est recommencé avec un matériau plus sec et homogénéisé à nouveau (le séchage peut, éventuellement, être accéléré par un malaxage sous flux d'air chaud à une température inférieure à 50 °C).

Si N est supérieur à 35, l'opération est renouvelée sur un prélèvement de pâte auquel a été ajouté un peu d'eau distillée ou déminéralisée.

L'essai n'est poursuivi que lorsque N est compris entre 15 et 35,

Prélever dans la coupelle, à l'aide d'une spatule, environ 5 g de pâte, de chaque côté des lèvres de la rainure et au voisinage de l'endroit où elles se sont refermées, afin d'en déterminer la teneur en eau.

L'opération complète est effectuée au moins quatre fois sur la même pâte, mais avec une teneur en eau différente à chaque fois. Les nombres de chocs de la série d'essais doivent encadrer 25 et l'écart entre deux valeurs consécutives doit être inférieur ou égal à 10.

Représenter graphiquement la teneur en eau et le nombre de coups. La limite de liquidité est tirée de ce graphe, elle est définie comme étant la teneur en eau qui correspond à 25 coups.

2.3.3 Détermination de w_L par le pénétromètre à cône

Un schéma de l'appareillage du pénétromètre à cône est donné dans la figure 2-9.

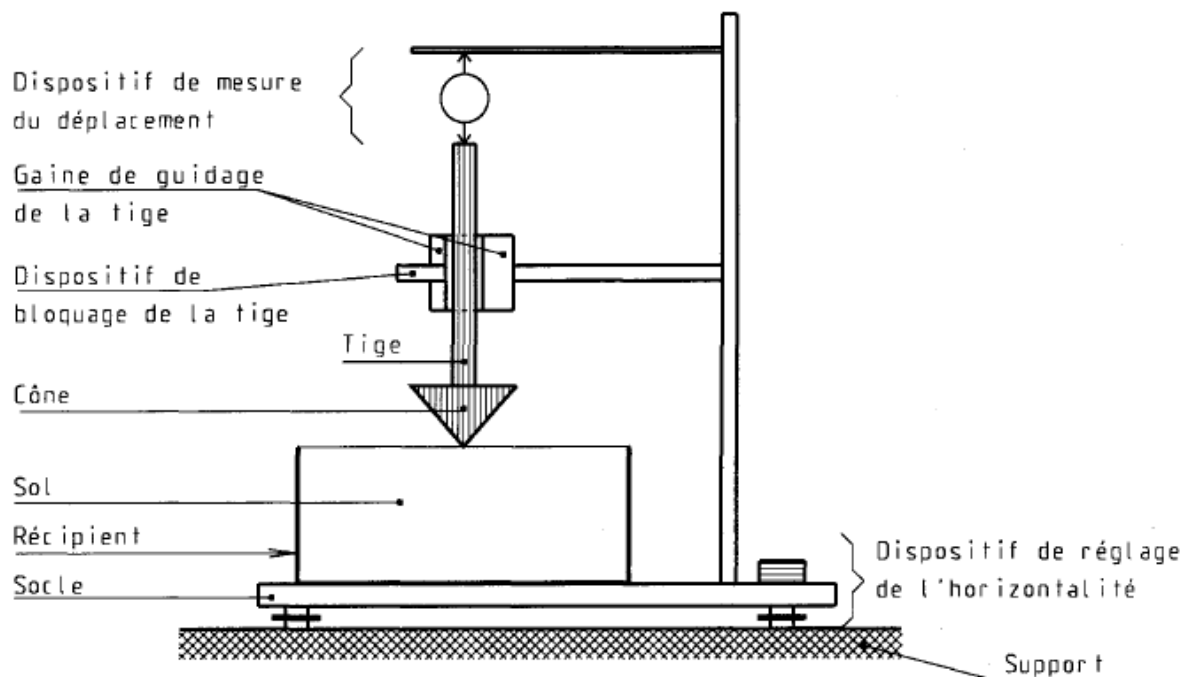


Figure 2-9 Schéma de l'appareillage

La détermination de w_L procède selon les étapes suivantes :

- Régler l'horizontalité du socle ;
- s'assurer que la pointe du cône est propre et lisse ;
- malaxer sur la plaque lisse, la totalité du tamisai précédemment préparé afin d'obtenir une pâte homogène et presque fluide ;

- remplir le récipient avec une partie de cette pâte au moyen d'une spatule, en prenant soin de ne pas emprisonner de bulles d'air. Araser avec un couteau afin d'obtenir une surface lisse et plane ;
- mettre en place le récipient et ajuster la position de la pointe du cône approximativement au centre de la surface du récipient en faisant coulisser la tige du cône dans la gaine de guidage de façon à ce que la pointe affleure juste la surface du sol. Le cône est dans une position correcte, si en déplaçant le récipient horizontalement la pointe du cône ne laisse qu'une légère trace à la surface du sol ;
- repérer la position du cône ;
- libérer le cône et le laisser s'enfoncer dans le sol pendant $5 \text{ s} \pm 1 \text{ s}$ puis le bloquer. Noter sa nouvelle position ;
- enlever le cône ;
- effectuer un prélèvement de sol dans le récipient dans la zone de la pénétration du cône. Cette prise d'essai est placée dans une coupelle de masse connue, pesée immédiatement puis introduite dans l'étuve pour dessiccation et mesure de sa teneur en eau conformément à la norme NF P 94-050.

L'opération complète est effectuée au moins quatre fois sur la même pâte mais avec une teneur en eau différente pour chaque essai. La pâte est selon le cas légèrement séchée ou humidifiée avec de l'eau déminéralisée puis homogénéisée. Les enfoncements du cône doivent encadrer 17 mm, être situés dans l'intervalle 12 mm à 25 mm et l'écart entre deux valeurs consécutives doit être compris entre 2 mm et 5 mm inclus.

Selon la norme NF P94-051-1, la valeur de la limite de liquidité est égale à la teneur en eau correspondant à un enfoncement de 17 mm. Ceci concorde avec les travaux de LeFlaive (LeFlaive, 1971), qui utilise le pénétromètre à cône français (poids du cône 80 gr et l'angle de sa pointe est de 30°). Cependant, cette valeur varie d'un pays à l'autre selon le type de cône et la procédure d'enfoncement du cône dans le sol ; c.à.d, le cône est soit lâché et tombe sous son propre poids ou bien enfoncé progressivement dans le sol.

2.4 Détermination des limites d'Atterberg par la méthode du point unique

2.4.1 Détermination de w_L par le point unique par l'appareil de Casagrande

Cette méthode est basée sur le fait que la droite de liquidité pour un mortier - obtenue en portant dans un graphique semi-logarithmique le nombre de coups (log) en fonction de la teneur en eau - peut s'exprimer par la relation :

$$w_L = w \left(\frac{N}{25} \right)^{\text{tg} \beta} \quad 2-1$$

où :

w_L est la limite de liquidité

w est la teneur en eau du mortier pour N chocs

$\text{tg} \beta$ est la pente de la droite de liquidité

On admet, par ailleurs, que $\text{tg } \beta$ reste plutôt constante pour les différents matériaux. Donc que les droites de liquidité sont parallèles. De nombreuses études statistiques ont été effectuées pour déterminer la valeur de $\text{tg } \beta$; les ingénieurs canadiens ont tendance à retenir $\text{tg } \beta = 0.108$, les ingénieurs du Road Search Laboratory anglais, par contre trouvent $\text{tg } \beta = 0.092$. L'armée américaine à l'origine de la formule a proposé $\text{tg } \beta = 0.121$ et finalement Olmsted et Johnson ont proposé $\text{tg } \beta = 0.135$ (LCPC, mode opératoire, 1963)

On peut s'assurer que les variations de $\text{tg } \beta$ n'ont qu'une faible influence sur la détermination de w_L . Si $\text{tg } \beta$ varie de ± 0.05 , le résultat n'est influencé que par moins de 1%.

Les seules difficultés qu'on peut rencontrer dans l'application de cette méthode de détermination en un point de la limite de liquidité proviennent des sols organiques. On peut avoir intérêt dans ce cas, à effectuer l'essai pour 4 et 5 teneurs en eau différentes et à tracer la droite de liquidité.

2.4.2 Détermination de w_L par le point unique par le pénétromètre à cône

La Figure 2-10 présente des courbes de liquidité pour des sols testés avec le pénétromètre à cône modèle anglais (poids du cône 60 grammes, angle de la pointe 60°)

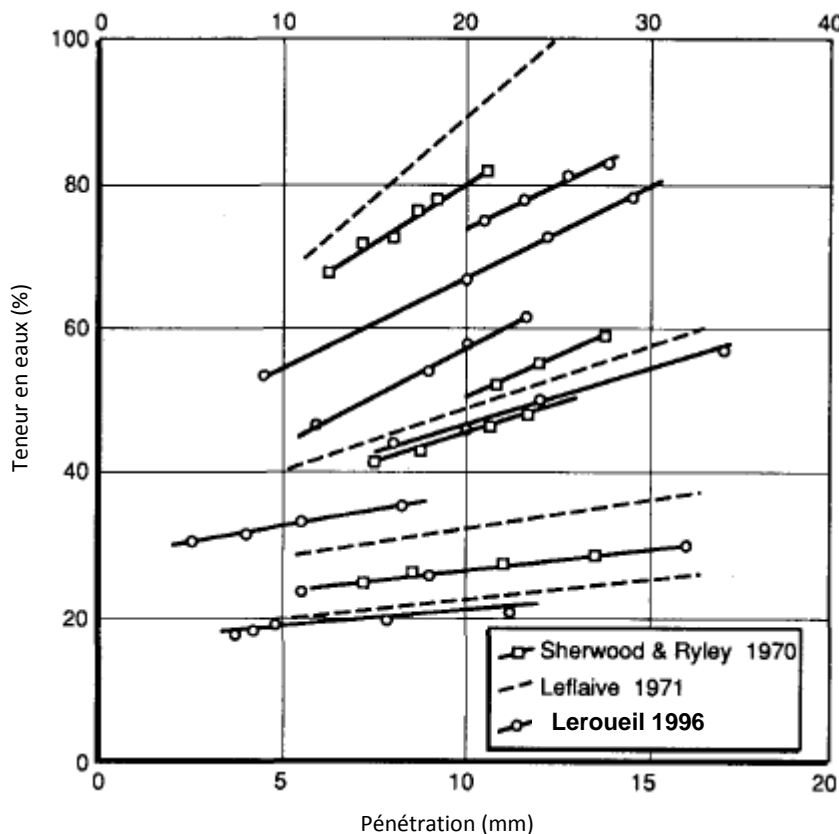


Figure 2-10 Courbes de liquidité obtenue par le pénétromètre à cône

(Leroueil S., 1996)

Les droites présentées sur cette figure peuvent être représentées avec une précision assez bonne par la formule 2-2

$$\frac{w-15}{P_{60}+10} = C_1 \quad 2-2$$

avec :

P_{60} : profondeur de pénétration du pénétromètre (60gr, 60°)

w : teneur en eau

C_1 : constante qui diffère d'un sol à l'autre

Donc, en effectuant un seul essai de pénétration qui détermine le couple (P_{60} , w) on peut calculer la pente du sol en question.

La norme canadienne CAN/BNQ 2501-092-M-86 pour la détermination de la limite de liquidité via le pénétromètre à cône propose la formule suivante pour la mesure de w_L par le point unique :

$$w_L = \frac{20(w-15)}{P_{60}+10} + 15 \quad 2-3$$

La même norme, préconise l'utilisation de cette formule pour un éventail de pénétrations allant de 8 à 12 mm. Une comparaison entre les résultats expérimentaux et les résultats donnés par les formules ci-dessous, est présentée dans la Figure 2-11 (Leroueil, 1996).

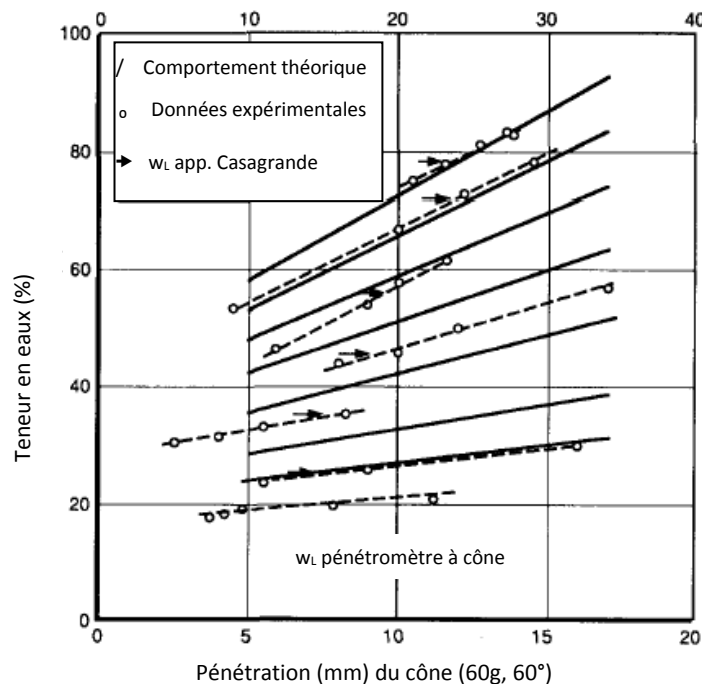


Figure 2-11 Comparaison entre les résultats théoriques et expérimentaux

2.4.3 Détermination de w_p par le point unique via le pénétromètre à cône

Nous allons dans ce qui suit présenter la formule proposée par Koumoto, Houlsby, 2001 et al, qui relie la teneur en eau à la profondeur de pénétration :

$$w = A (h)^B \quad 2-4$$

où :

w : la teneur en eau

h : la profondeur de pénétration du cône

A et B : constantes fonction du type de sol

Puis, une formule est déduite suite à des travaux expérimentaux (Feng, 2004):

$$w_p = A (2)^B \quad 2-5$$

En divisant ces deux formules l'une sur l'autre, on obtient :

$$w_p = w \left(\frac{2}{h}\right)^B \quad 2-6$$

Le même auteur a effectué une série d'essais de détermination de w_p sur différents sols. Il a déterminé pour chaque sol les paramètres A, B. Ainsi, il a obtenu une moyenne sur le facteur B égale à 0.265, donc la formule suivante est proposée pour déterminer w_p par un point unique :

$$w_p = w \left(\frac{2}{h}\right)^{0.265} \quad 2-7$$

Cependant, cette valeur moyenne est calculée pour des sols naturels dont la limite de liquidité est inférieure à 85%. En plus, il faut une gamme de pénétrations réduite à 3 – 5 mm pour que la marge d'erreurs entre la méthode conventionnelle et celle du point unique soit de l'ordre de $\pm 5\%$. (Feng, 2004)

2.5 Variations dans les normes et l'appareillage

Aujourd'hui, l'utilisation des deux appareils - pénétromètre à cône et appareil à percussion – est largement répandue à travers le monde. Les recherches continues dans plusieurs pays, visant à améliorer ces deux appareils ont donné naissance à plusieurs dérivations des origines, tant dans l'appareillage que dans les normes et méthodes.

Nous citerons brièvement dans ce qui suit, les différences connus sur ces deux appareils.

2.5.1 Variations sur l'appareil de Casagrande

L'une des grandes divergences que peut rencontrer sur cet appareil concerne l'outil à rainurer et la nature de la matière de composition du socle.

Variation de l'outil à rainurer

L'outil à rainurer en l'acier a des dimensions précisées dans la Figure 2-12. Ces dimensions exercent une influence très importante sur le résultat de la mesure. Par conséquent, ces dimensions doivent être contrôlées et vérifiées périodiquement.

Du temps d'Atterberg, la rainure était produite simplement en utilisant la spatule et ce, en essayant de se conformer le plus possible à des dimensions de profondeur et de largeur de rainure données.

Bien que les normes actuelles (American Society of Testing Materials – AFNOR – BS) spécifient pour l'essai de Casagrande un outil à rainurer bien spécifique, il n'est pas exclu de trouver deux ou trois types différents d'outils à rainurer dans un même laboratoire. (figure 2-12).

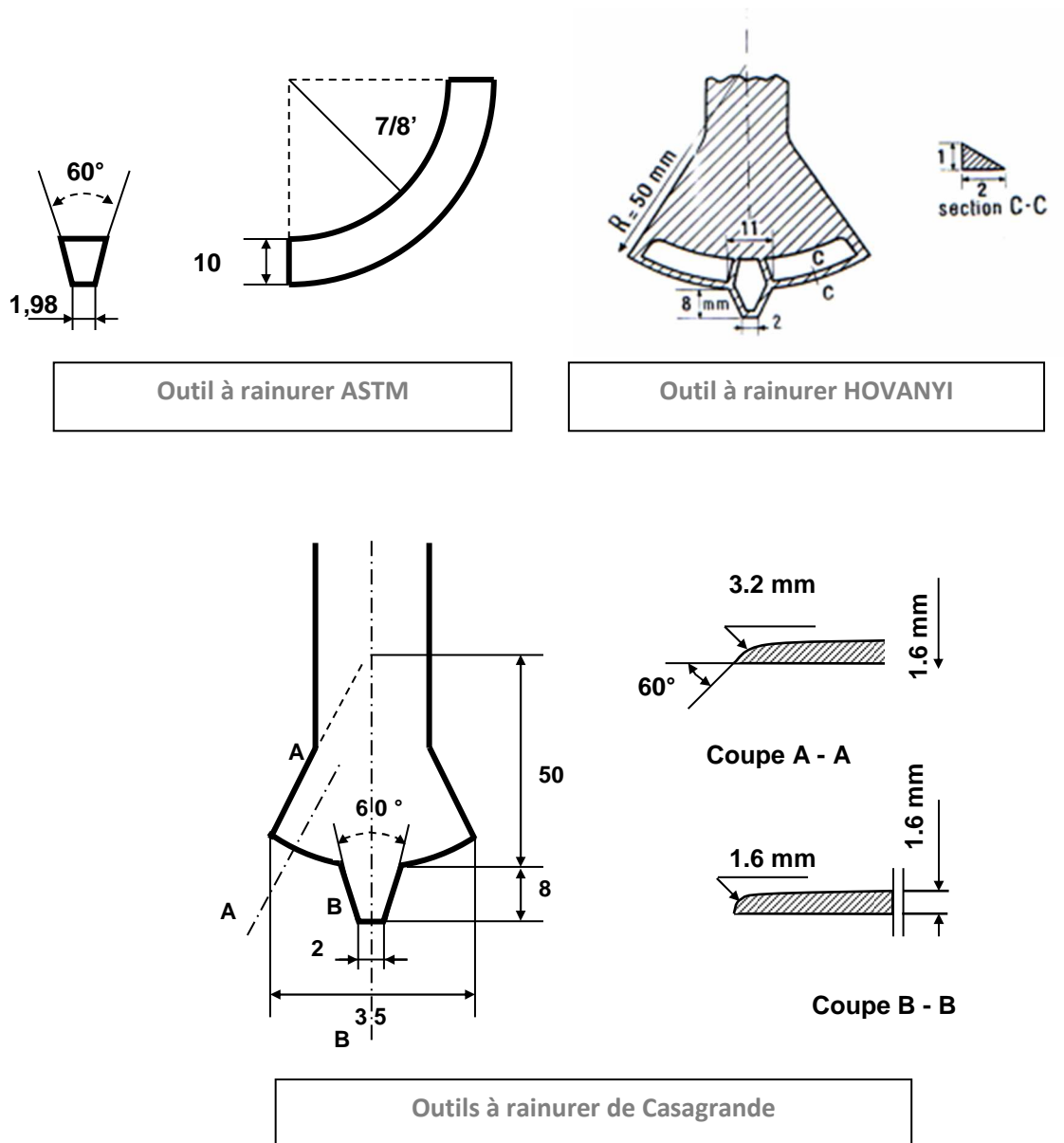


Figure 2-12 Différents outils à rainurer disponibles

Casagrande préconise que l'outil produise une rainure de $2 + 0.05$ mm. D'autres études (LCPC) prévoient de réformer l'outil à rainurer lorsque sa pointe atteint 2.20 mm de largeur.

Il existe un autre type d'outil à rainurer employé par l'ASTM et utilisé fréquemment pour tester les sols sableux. Nous verrons plus loin une comparaison entre les résultats que donnent des outils à rainurer différents (section 3.4.1.3).

Variation de la matière de composition du socle

Durant les quelques années qui ont suivi la conception de l'appareil de Casagrande en 1932, ce dernier a été adopté dans plusieurs laboratoires dans le monde. A l'origine, l'appareil de Casagrande a été conçu ayant pour support un socle en « gomme dure » (figure 3-2). Cependant, lors de la seconde guerre mondiale où cette matière est devenue rare, le « Aviation Engineer Corps » a été fourni avec des appareils ayant des socles en bois. Après la guerre, plusieurs fabricants se sont rabattus sur une matière plastique ayant pour nom commerciale Micarta n°221. Cette dernière donne des résultats plus précis et « duplicables » que la gomme dure utilisée à l'origine. (Casagrande, 1958).

Par conséquent, le même auteur a demandé qu'on utilise pour socle le Micarta n°221. Ce matériau est de l'ébonite ⁽¹⁾ qui permet un resurfaçage aisé lorsque la coupelle a réussi à creuser le socle à l'emplacement de sa chute. Par ailleurs, ce socle doit être réalisé dans un matériau présentant une dureté constante. Les appareils commercialisés en France comportent des socles en bois bakélite ⁽²⁾. Ce matériau qui porte la nomenclature commerciale de 620 H présente une résistance variant de 10 unités (55 ± 5). (LCPC, mode opératoire, 1963)

Les laboratoires anglo-saxons utilisent des socles en plastique. Tandis que, les laboratoires français utilisent des socles en bois - la norme (NFP94-051, Mars 1993). Les deux types de socle sont présents dans les laboratoires algériens. Il serait intéressant d'étudier l'influence de ce paramètre sur la mesure de w_L . Cependant, le nombre d'essais dans le cas échéant serait triplé. Nous nous contenterons de travailler avec un appareil à percussion à socle en plastique pour des raisons de large disponibilité.

2.5.2 Variations sur le pénétromètre à cône

Vu la simplicité et la fiabilité accrues des recherches au fil du temps, il existe aujourd'hui, dans divers pays, une multitude de normes concernant la mesure de la limite de liquidité via différents types de pénétromètres à cône. Ces derniers se distinguent par la forme et le poids du cône, la forme du contenant du sol, le temps de pénétration et la pénétration correspondant à la limite de liquidité (notée P_{wL}). Ceci est résumé dans le Tableau 2-1. (Koumoto, 2001)

¹ Caoutchouc durci par addition de soufre, utilisé comme isolant électrique. (Larousse 1996)

² Bakélite : Résine synthétique (Larousse 1996)

Tableau 2-1 Caractéristiques de divers pénétromètres à cône dans le monde

Pays d'origine / Norme respective	Géométrie du cône			Géométrie du contenant		Temps de pénétration (sec)	h _L (mm)*
	Angle (degrés)	Masse (gr)	Hauteur (mm)	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)		
Norvège, Suède/ SS 027120 : 1990	60	60	>20	60 ou 50	30 ou 25	10	10
Canada / BNQ 2501-092-M-86	60	60	20	50	25	5	10
Japon	60	60	20	60	30	5	11.5
Inde	31	148	30.48	-	-	-	25.4
Royaume Uni / BS 1377 : 1990	30	80	35	55	40	5	20
New Zealand	30	80	35	55	40	5	20
France / NF P94-052-1	30	80	35	≥ 55	≥ 35	5	17
Chine	30	76	25	50	30	5	17
Russie	30	76	25	-	-	5	10
GIT	30	75	-	-	-	-	10

(*) h_L : profondeur de pénétration du cône correspondant à la limite de liquidité

2.6 Conclusion

Nous avons vu lors de ce chapitre, les deux méthodes possibles pour la détermination des limites de consistance.

La détermination de la limite de plasticité par le pénétromètre à cône présente des avantages. Seulement, cette méthode reste sujette à controverse.

Quant à la détermination de la limite de liquidité par le pénétromètre à cône, elle est adoptée et normalisée dans beaucoup de pays à travers le monde.

Par ailleurs, Il existe une critique majeure qu'on peut porter à la méthode du point unique. Au départ, admettre que les courbes de liquidités sont parallèles pour différents sols est une simplification qui reste loin de la réalité, du moins pour une large gamme de plasticités.

Chapitre 3 : Analyse critique de l'appareil à percussion de Casagrande

3.1 Introduction

Il n'existe aucun laboratoire dans le monde qui ne disposerait pas de l'appareil à percussion de Casagrande pour la mesure de la limite de liquidité. Pourtant, cet appareil presque centenaire, n'a pas subi beaucoup d'améliorations depuis sa création en 1932.

Le présent chapitre traite de l'histoire, du développement de l'appareillage et des facteurs qui exercent une influence sur les mesures de cet appareil.

3.2 Description de l'appareil de Casagrande pour mesurer w_L

Un appareil mécanique destiné à mesurer la limite de liquidité est proposé par A. Casagrande en 1932. Cet appareil est composé d'une coupelle en laiton, un support et un outil à rainurer. (Figure 3-1)

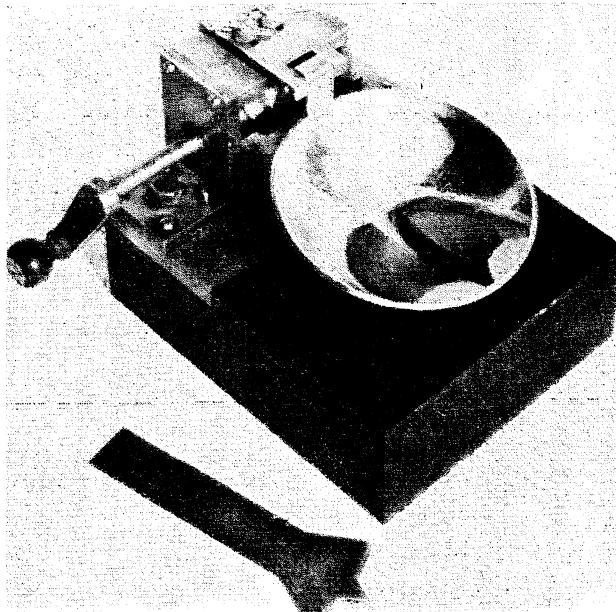


Figure 3-1 Appareil de Casagrande pour mesurer w_L (Casagrande, 1932)

Attaché à la coupelle, C, une poignée, D, qui sert en premier lieu de crochet qui permet à la coupelle de tourner autour de la cheville, P, et en suite, elle sert de came (¹) (figure 3-2).

Au moyen de cette came, E, qui est tournée par la manivelle, F, la coupelle est soulevée à une hauteur déterminée puis relâchée sur un bloc support lisse et poli, G, conçu d'une gomme plastique dure. La hauteur de chute de la coupelle est réglable au moyen de la coulisse, H, qui retient la cheville, P, par deux vis, I.

¹ Pièce tournante, en général disque non circulaire à saillie ou encoche, servant à transformer un mouvement de rotation en un mouvement de translation (Larousse, 1996)

L'ajustement de la hauteur de chute à 1 cm avec une précision de ± 2 mm, est le seul calibrage sur cet appareil. Il s'effectue au moyen d'une règle métallique ayant des bords droits et parallèles de 1 cm de dimension.

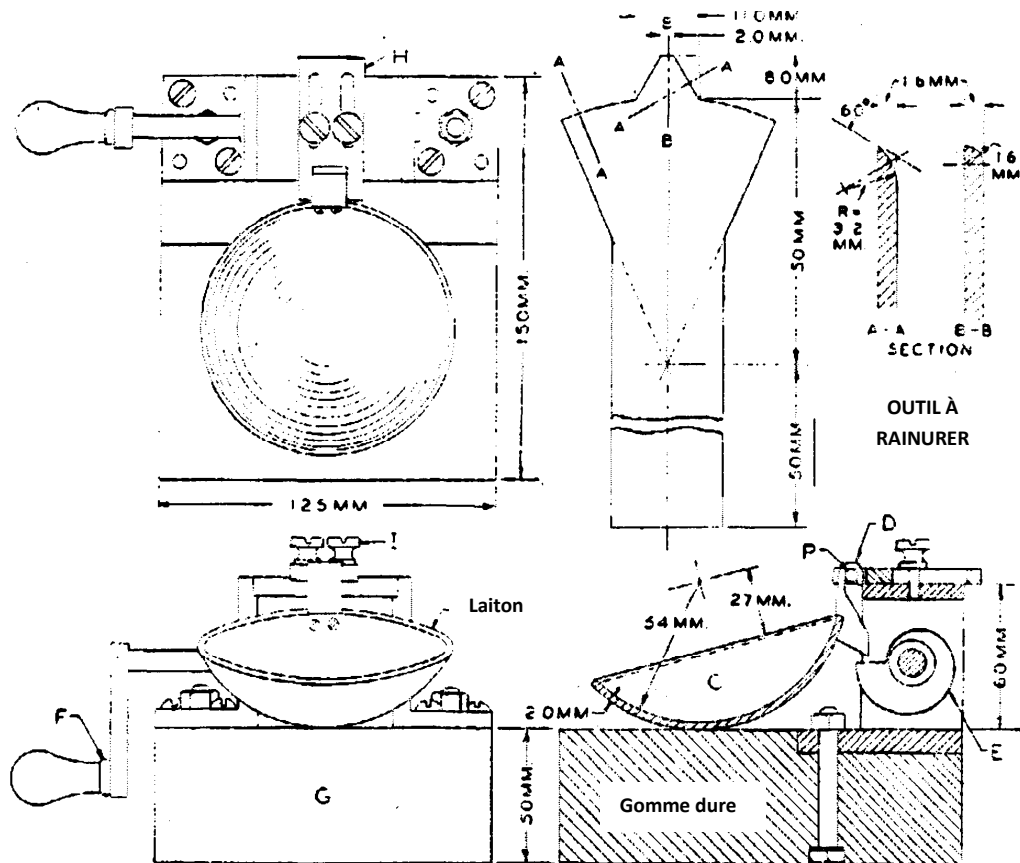


Figure 3-2 Détails de l'appareil de Casagrande (Casagrande, 1932)

3.3 Théorie à la base de l'appareillage

Suite à ses travaux en 1932, Casagrande adapte les limites de consistance – précédemment définies par Atterberg ⁽²⁾ – aux besoins de la géotechnique. Il conçoit un appareil mécanique pour la mesure de w_L . Cette dernière, se faisait jusque là manuellement ; la rainure s'exécutait moyennant le bout de la spatule, et la coupelle était indépendante du socle rendant ainsi, la hauteur de chute variable. Casagrande tente par cette invention, d'éliminer – ou du moins de diminuer – l'influence de plusieurs éléments arbitraires qui rendaient l'essai imprécis.

D'autre part, l'appareil à percussion de Casagrande ainsi conçu, lui permettait une approche plus précise et représentative du comportement des sols du point de vue de leurs limites de consistance.

3.3.1 Signification physique des courbes de liquidité

Afin de déterminer la limite de liquidité avec ce nouvel outil qu'est l'appareil à percussion, Casagrande a mené une série de mesures sur des sols appartenant à des gammes de plasticité différentes. En faisant varier la teneur en eau pour chaque mesure, il note le nombre de chocs nécessaires pour fermer la rainure. Les résultats de ces mesures sont représentés sur la Figure 3-3, où le nombre de chocs est mis en abscisses et la teneur en eau en ordonnées. La relation entre ces deux paramètres est assimilable à des droites appelées par Casagrande « courbes de liquidité » ou « droites de liquidité ». Elles sont représentées par l'équation 3-1.

$$w = -F \log N + C \quad 3-1$$

où :

w : teneur en eau pondérale en pourcentage

F : constante appelée « indice de liquidité »

N : nombre de chocs

C : constante

En représentant les résultats sur un graphe semi logarithmique - le nombre de chocs en échelle logarithmique sur l'axe des abscisses et la teneur en eau en échelle arithmétique sur l'axe des ordonnées - les courbes de liquidité paraissent comme des droites. Cette représentation présente plusieurs avantages sur plusieurs aspects ; la courbe de liquidité peut être dessinée uniquement par quelques points fiables, les erreurs peuvent être plus aisément repérées par rapport à une droite sur une échelle semi logarithmique que par rapport à une courbe sur une échelle arithmétique, et enfin, l'indice de liquidité F est

² Voir la définition des limites de consistance selon Atterberg paragraphe dans le chapitre 2

simplement égal à la valeur négative de la pente de ces droites sur le graphique semi logarithmique. (Casagrande, 1932).

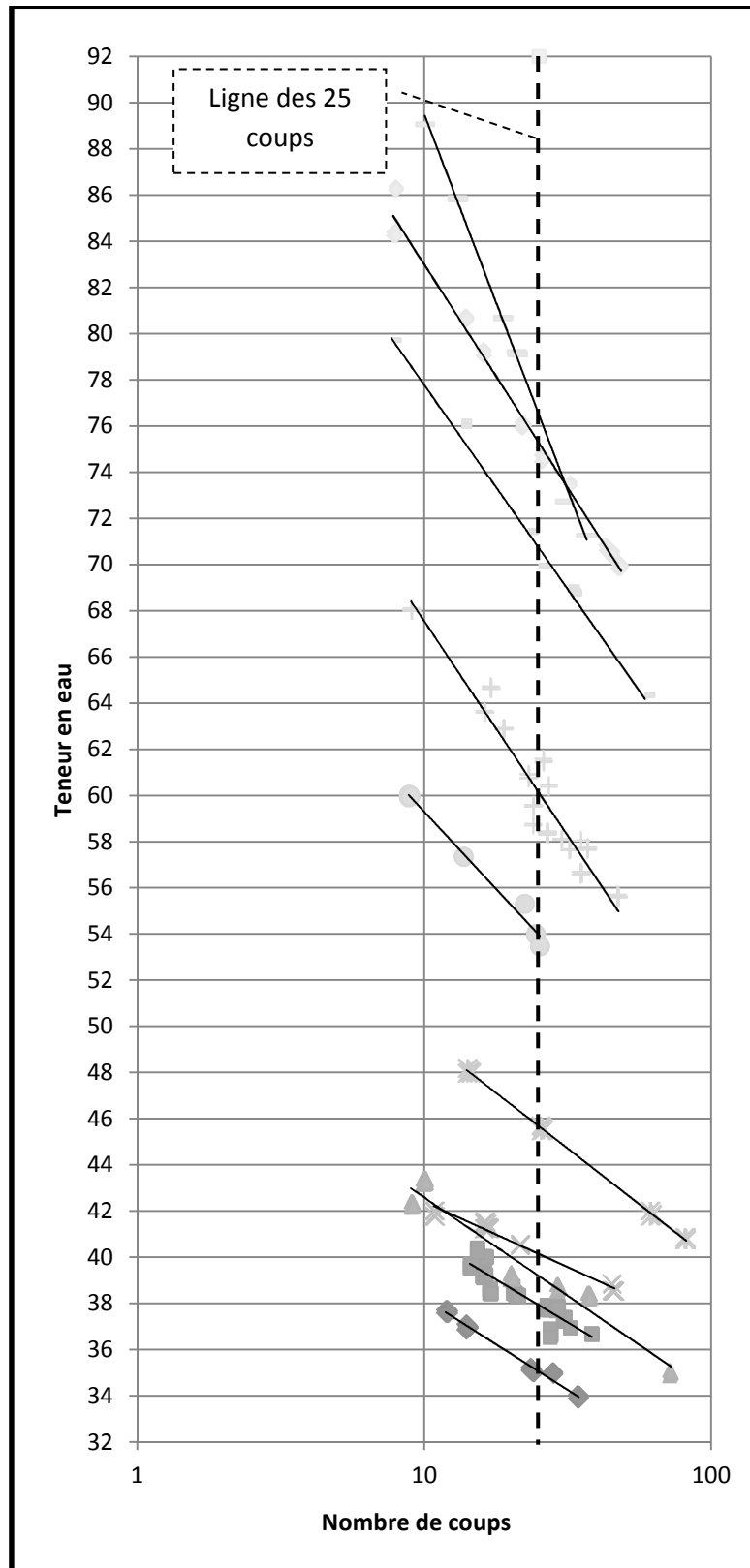


Figure 3-3 Courbes de liquidité de certains sols (Casagrande, 1932)

En plus, vu la variation des valeurs de la teneur en eau comparés aux valeurs récurrentes des nombres de chocs, il est préférable de tracer ces courbes sur un graphe ayant un rapport 1/10 entre les axes, chose qui est assurée grâce à l'échelle semi logarithmique.

La dispersion des points autour de leurs droites respectives est très faible, à l'exception de certains sols où la dispersion est plus large. Cette dispersion constatée concerne des argiles qui sont plastiques et difficiles à triturer à leurs teneurs en eau naturelles. Même pour ces cas, la meilleure courbe de tendance reste une droite.

3.3.2 Relation entre les courbes de liquidité et la résistance au cisaillement

Afin de comprendre la signification physique des courbes de liquidité, il faut rappeler que la force qui résiste à la fermeture des lèvres de la rainure est la résistance au cisaillement du sol. Ainsi, le nombre de coups nécessaires à la fermeture de la rainure est une mesure indirecte de la résistance au cisaillement du sol à cette teneur en eau. Ceci implique que la résistance au cisaillement de tous les sols est constante à la limite de liquidité. (Voir paragraphe 1.8)

Par ailleurs, il existe une large variation de la résistance au cisaillement d'un sol donnée à la limite plasticité. Cette différence est ressentie par la main pour des sols différents à leurs limites de plasticité respectives. Pour les argiles cette différence est communément appelée « la différence de dureté ». Par conséquent, *La dureté d'une argile à la limite de plasticité est exprimée comme étant la résistance au cisaillement maximale que peut acquérir cette argile sans perdre sa plasticité.* Autrement dit, on peut considérer la force de cisaillement à la limite de plasticité comme une mesure de la dureté de l'argile.

L'indice de liquidité peut être utilisé comme un critère approximatif pour apprécier la résistance au cisaillement à la limite de plasticité pour des sols différents. Afin d'illustrer cette relation on considère deux sols ayant le même indice de plasticité et des indices de liquidité différents. Les courbes de liquidité de ces sols sont présentées sur la Figure 3-4.

En supposant que les sols A et B ont des indices de plasticité égaux notés (Δw). On peut constater ce qui suit :

- La résistance au cisaillement à la limite de plasticité des sols ayant des indices de plasticité égaux, est inversement proportionnelle à l'indice de liquidité ;
- La résistance au cisaillement à la limite de plasticité des sols ayant des indices de liquidité égaux mais des indices de plasticité différents, est proportionnelle à l'indice de plasticité ;
- La résistance au cisaillement à la limite de plasticité des sols ayant des indices de liquidité et de plasticité égaux, est semblable ;

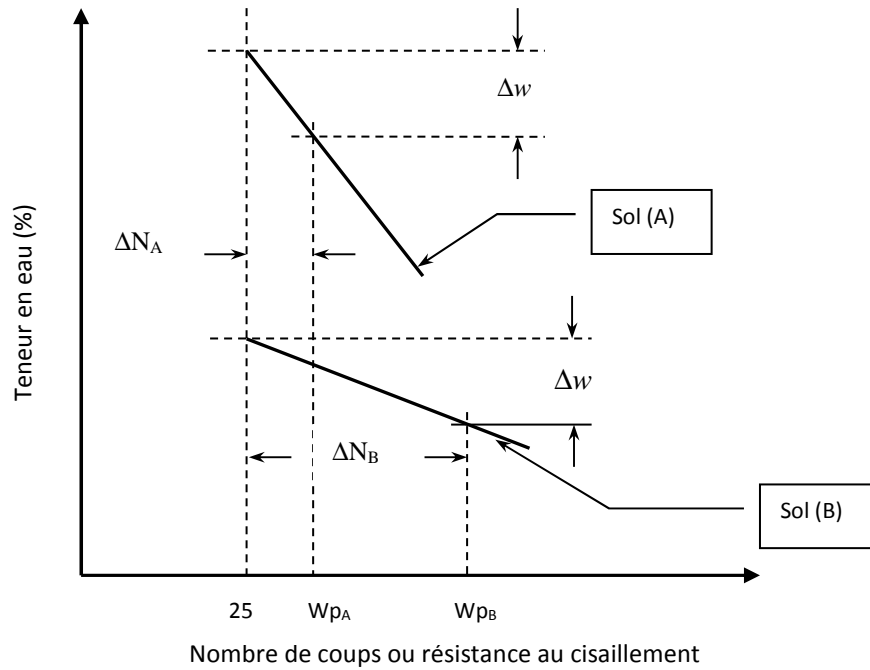


Figure 3-4 Relation entre les courbes de liquidité et la résistance au cisaillement

Afin de classer les sols selon leurs duretés, il est nécessaire de déterminer la résistance au cisaillement à la limite de plasticité au moyen d'un essai de cisaillement direct ou d'un essai de compression non confiné. Néanmoins, Il est possible de déduire une valeur approximative de l'équation 3-1.

sachant que :

s_1 : résistance au cisaillement correspondant à la limite de liquidité = constante pour tout les sols

s_2 : résistance au cisaillement correspondant à la limite de plasticité = dureté

Ainsi T , indice de dureté à la limite de plasticité est déduit comme suit :

$$w_L = -F \log s_1 + C$$

$$w_p = -F \log s_2 + C$$

$$I_p = w_L - w_p = F(\log s_2 - \log s_1)$$

Donc :

$$\log \frac{s_2}{s_1} = \frac{I_p}{F} = T \quad 3-2$$

L'indice de dureté T est le ratio de l'indice de plasticité et de liquidité. Le tableau 3-1 donne quelques valeurs pour cet indice, mesuré pour différents sols.

Tableau 3-1 valeurs obtenues pour l'indice de dureté (Casagrande, 1932)

Sol n°	Indice de liquidité (%) <i>F</i>	Indice de plasticité (%) <i>I_p</i>	Indice de dureté (%) <i>T</i>
1-93-1	11.8	22	1.86
7-0-2	19.1	36.9	1.93
8-0-1	18.8	34.5	1.84
24-2-1	19.5	44.6	2.29
31-0-1	6.5	16.1	2.48
32-2-1	17.5	42.5	2.43
55-1-1	16.7	34.3	2.05

« On peut déduire de cette discussion que les limites de consistance supplémentées de l'indice de liquidité, reflètent la résistance au cisaillement d'un sol plastique remanié à des teneurs en eau différentes. Cette relation n'est pas clairement définie ou bien même inexistante pour les sols peu plastiques. Ceci est la conséquence de la perméabilité élevée caractérisant ces sols et qui permet à l'eau de s'écouler vers la rainure sous l'effet des coups. Ce soudain changement de volume et la friction hydrodynamique qui remplace l'actuelle résistance au cisaillement du sol, obscurcit la signification physique de la limite de liquidité des sols peu plastiques » (Casagrande, 1932)

Cette citation de Casagrande est en accord avec les études récentes qui soutiennent que les mécanismes qui régissent la limite de liquidité des sols plastiques et peu plastiques sont différents.

D'autre part, elle met en relief, de façon précoce, l'un des facteurs majeurs qui influent sur l'utilisation de l'appareil de Casagrande pour mesurer w_L qui est son inadéquation aux sols peu plastiques.

3.4 Facteurs d'influence sur la mesure de w_L avec l'appareil de Casagrande

Toutes les méthodes et les appareils de mesure des paramètres géotechniques sont sujets à l'imprécision. Tout au long d'une mesure donnée, plusieurs facteurs entrent en compte et influence la fiabilité du résultat. Concernant l'appareil de Casagrande, nous préférons scinder ces facteurs en deux catégories :

1. Les facteurs inhérents à l'appareil ;
2. Les facteurs indépendants de l'appareil.

3.4.1 Facteurs inhérents à l'appareil

Ces facteurs sont liés à la méthode, la variation des dimensions et la matière de fabrication des éléments composant l'appareil. Ces facteurs influent de façon directe sur la précision de la mesure.

3.4.1.1 Matière composant le socle de l'appareil

Comme présenté précédemment, il existe plusieurs normes visant la détermination de la limite de liquidité via l'appareil de Casagrande. Entre autres, la norme américaine (ASTM D423-66, 1989) qui préconise un socle en gomme dure. Tandis que, la norme britannique (BS 1377 – part 2, 1989) préconise, quant à elle, un socle en gomme tendre. Plusieurs auteurs ont constaté que la méthode britannique (gomme tendre) donnait toujours des résultats supérieurs à ceux donnés par la méthode américaine (gomme dure). Voir la figure 3-5. (Sridharan A. P., 2000)

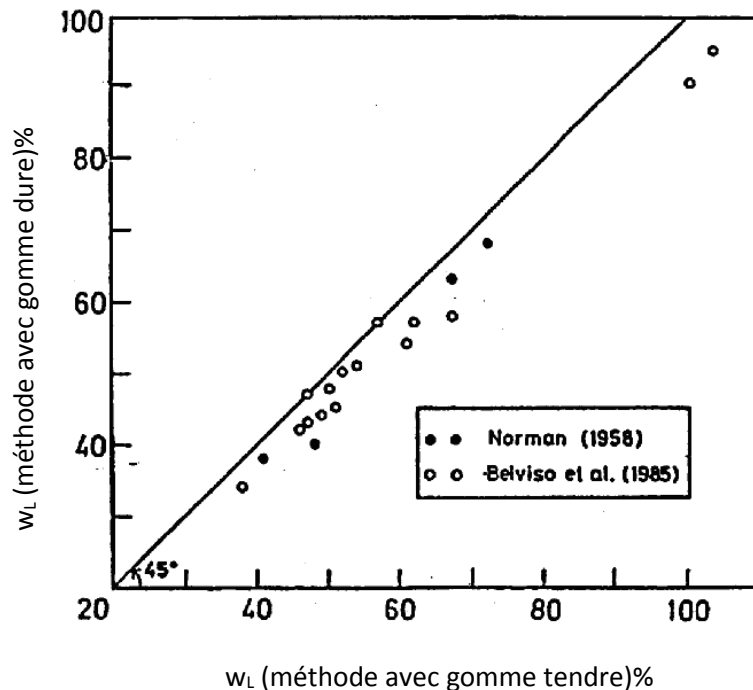


Figure 3-5 Influence de la matière composant le socle sur w_L (Sridharan A. P., 2000)

3.4.1.2 Précision de la hauteur de chute

La hauteur de chute doit toujours être soigneusement réglée. Le graphique de la Figure 3-6 montre les variations de la limite de liquidité en fonction de la hauteur de chute et ce, pour un matériau de $w_L = 96$.

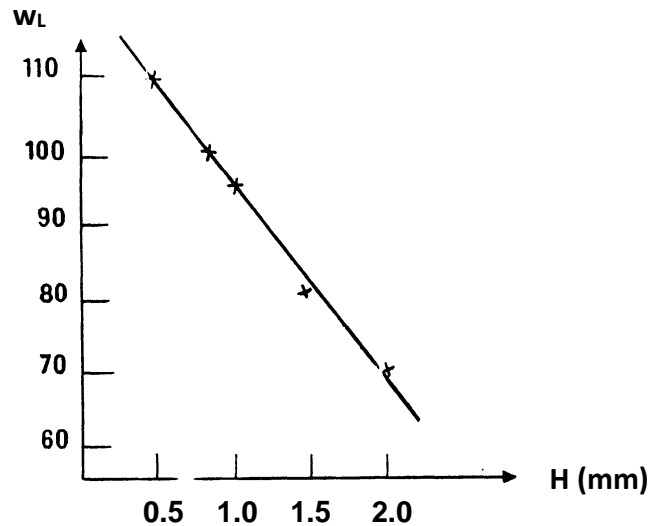


Figure 3-6 Influence de la hauteur de chute sur w_L (mode opératoire LCPC, 1963)

Un écart de ± 1 mm sur la hauteur de chute peut entraîner une erreur de 7 à 8 points sur w_L . Il en résulte que le socle doit être resurfacé lorsque la coupelle l'a creusé sur 0,5 mm de profondeur, soit un diamètre d'empreinte de 8 mm environ. Le contrôle du diamètre de l'empreinte est important car on ne tient pas compte au moment du réglage de la hauteur de chute, du supplément de hauteur entraîné par le creux réalisé par la coupelle dans le socle. (LCPC, mode opératoire, 1963)

3.4.1.3 Outil à rainurer

Casagrande demande que l'outil produise une rainure de $2 \pm 0,05$ mm. Des essais effectués au Laboratoire Central ne font pas apparaître de différence sur la limite de liquidité aussi longtemps que l'usure de l'outil est inférieure à 0,2 mm. On reformera donc l'outil à rainurer lorsque sa pointe atteint 2,2 mm de largeur.

Comparaison entre l'outil de Casagrande et l'outil AASHTO

En ce qui concerne l'outil du type AASHTO³ son emploi est déconseillé, il faut lui préférer l'outil de Casagrande représenté

Figure 3-7. L'angle que font les lèvres des rainures effectuées avec ces deux outils est le même (60°) mais la profondeur est différente (8 mm pour l'outil de Casagrande, contre 10 mm). De plus, l'outil AASHTO présente l'inconvénient de produire une rainure dont la profondeur est fonction de l'épaisseur du matériau placé dans la coupelle, épaisseur qu'il surélève encore en repoussant latéralement le matériau. Ceci n'est pas le cas avec l'outil de

³ AASHTO : American Association of State Highway and Transportation Officials

Casagrande qui « rectifie » même l'épaisseur du matériau et donne donc toujours une rainure de même profondeur (Figure 3-7). Il en résulte que, plus la rainure est profonde, plus la résistance au cisaillement durant l'essai de limite de liquidité est faible.

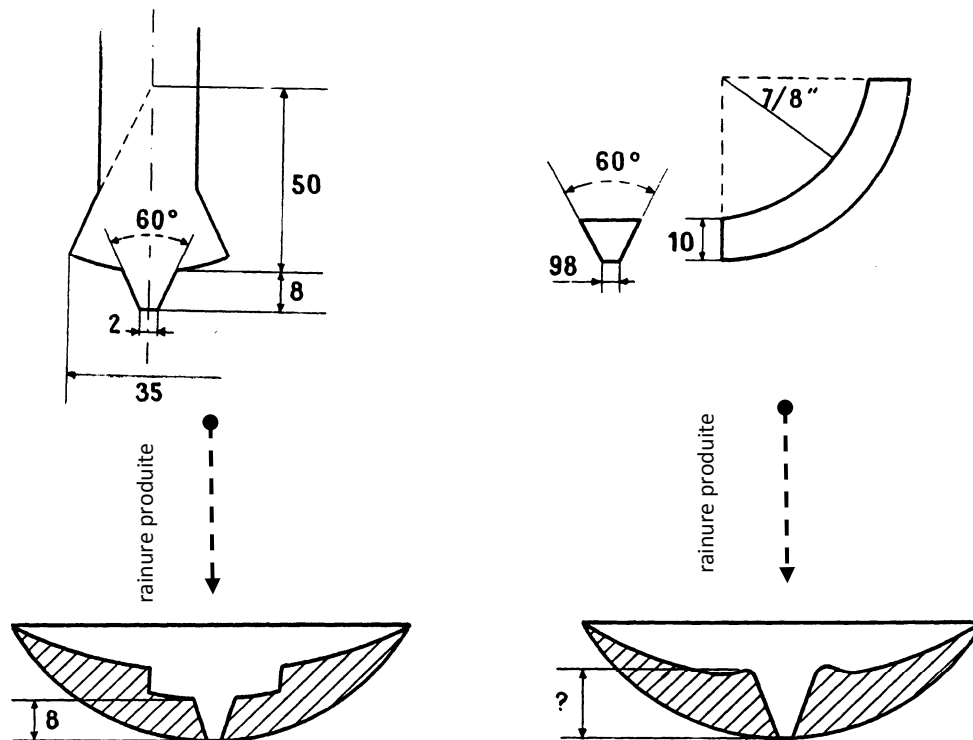


Figure 3-7 Comparaison entre l'outil de Casagrande et l'outil AASHTO (mode opératoire LCPC, 1963)

C'est ce que montrent les essais comparatifs réalisés en utilisant les deux outils à rainurer, essais récapitulés dans le tableau ci-dessous : (LCPC, mode opératoire, 1963)

Tableau 3-2 Différences sur WL observées en utilisant les outils à rainurer AASHTO et Casagrande

Outil AASHTO	Outil Casagrande
18,6	19,1
22,0	22,4
26,7	28,0
30,1	32,3
31,6	32,0
40,0	41,6
47,5	47,8
22,1	22,6
24,8	26,7
27,3	29,3
28,4	29,2
52,8	54,7

L'utilisation de l'outil AASHTO peut paraître plus commode et plus correcte dans le cas des matériaux sableux. Il n'en est rien en réalité, car cet outil peut provoquer le glissement des deux moitiés du mortier dans la coupelle dont l'opérateur ne s'aperçoit pas.

L'outil de Casagrande, dans le cas des mortiers sableux, est aussi d'un emploi très délicat ; on peut réussir à tracer une rainure correcte en enlevant progressivement, en plusieurs fois, du matériau mais l'outil proposé par HOVANYI qui « découpe » la rainure est d'un emploi plus correct et plus aisé (Figure 2-12)

Comparaison entre l'outil de Casagrande et l'outil HOVANYI

On trouvera ci-dessous des résultats comparés entre les outils de Casagrande et Hovanyi :

Tableau 3-3 Différences sur WL observées en utilisant les outils à rainurer Hovanyi et Casagrande

Outil Hovanyi	Outil Casagrande
19.6	19.6
13.7	13.8
29.4	29.8
29.2	29.2
54.4	54.7
35.5	35.3
49.0	49.0

La comparaison entre les deux appareils est excellente, qu'il s'agit de mortier sableux ou plus argileux.

3.4.1.4 Propreté de l'appareil

Une goutte d'eau ou une petite quantité de sol située sur le point de contact entre la coupelle et le socle, réduit considérablement l'effet de l'impact et cause ainsi des erreurs appréciables. (Casagrande, 1932)

3.4.1.5 Sensibilité à l'opérateur

L'un des grands inconvénients de l'appareil de Casagrande est le nombre considérable de variables qui requièrent le jugement de l'opérateur d'où l'accroissement des possibilités d'erreurs :

- Son estimation de la quantité du sol sur la coupelle ;
- Sa propre estimation d'un timing de deux coups par seconde ;
- Sa propre exécution de la rainure ; c.à.d:
 - a. L'alignement de la rainure ;
 - b. Son orientation de l'outil à rainurer par rapport à la coupelle, autrement dit, une profondeur variable de la rainure.
- Son estimation de la fermeture des lèvres à 1 cm, en plus l'opérateur a tendance à donner des coups discontinus à l'approche de la fermeture à 1 cm.

- L'échantillon de sol avec lequel la teneur en eau est déterminée doit être pris au droit de la rainure, si non l'échantillon n'est plus vraiment représentatif du sol en rupture.
- Le manque d'attention ou de rigueur. Cela peut se manifester par exemple par l'exécution rapide de l'essai ou bien par l'exécution sur l'appareil mal nettoyé entre les essais. Ces facteurs influent tous sur l'exactitude des résultats.

Influence de la fréquence des coups

L'influence de l'opérateur est donc, une somme de paramètres tributaires de la juste appréciation de celui-ci. Afin de vérifier l'influence de l'un de ces paramètres indépendamment des autres, une série de tests est effectuée sur le même matériau. Ces tests consistent à réaliser la mesure de w_L en variant la fréquence des coups. Les résultats sont présentés sur la Figure 3-8 (Kestler, 1979).

Cette figure présente les points des mesures sur un graphique semi logarithmique (teneur en eau sur l'axe des ordonnées en échelle arithmétique et le nombre de coups sur l'axe des abscisses en échelle logarithmique). La teneur en eau correspondant à 25 coups n'est pas constante, elle varie de 33.5 pour le test de fréquence 1 coup/seconde à 32.6 pour le test de fréquence 3 coups/seconde. On peut en déduire que l'appareil de Casagrande est sensible à la fréquence des coups qui est finalement normalisée à 2 coups/seconde – voir (NFP94-051, Mars 1993) – cependant, il est nécessaire d'effectuer plus d'essais sur plusieurs sols pour étudier l'ampleur de cette influence.

Quelques fabricants proposent des appareils munis de moteurs électriques qui régulent la fréquence des coups.

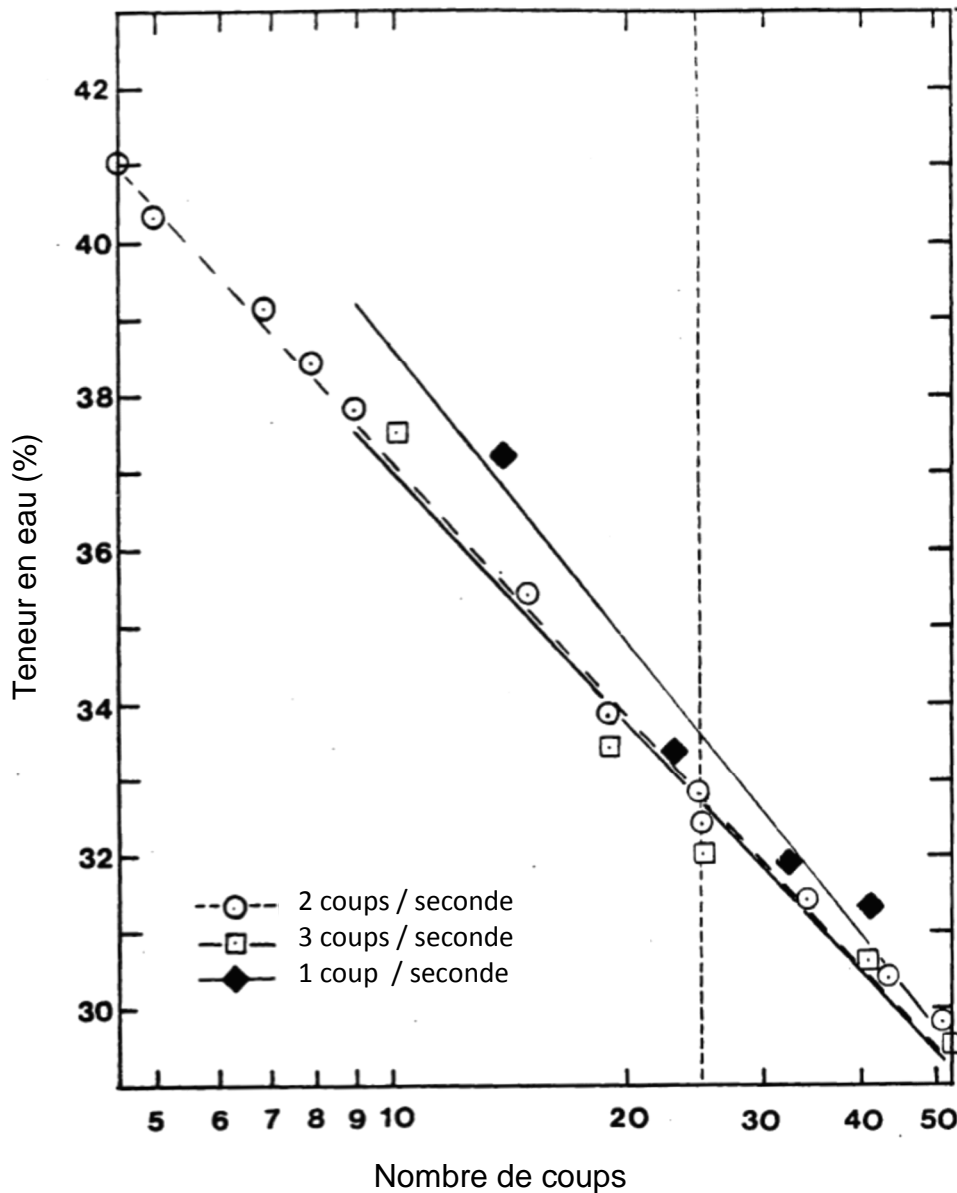


Figure 3-8 Influence de la fréquence des coups sur la mesure de w_L pour une argile (Kestler, 1979)

Influence de l'opérateur de façon générale

Afin d'étudier l'influence de l'opérateur sur la mesure de w_L avec l'appareil de Casagrande, quatre opérateurs différents ont réalisé la mesure de w_L en utilisant le même appareil et sur le même sol. Les résultats de ces essais sont présentés sur la Figure 3-9. Les valeurs de la limite de liquidité sont : 64 – 65.9 – 66.6 et 67.1 avec une moyenne de 65.9 et un écart entre les valeurs extrêmes de 3.1 soit une variation relative de 5%.

Trois courbe de liquidité sur 4 sont pratiquement parallèles et la corrélation entre chacune de ces ligne est raisonnables (Kestler, 1979).

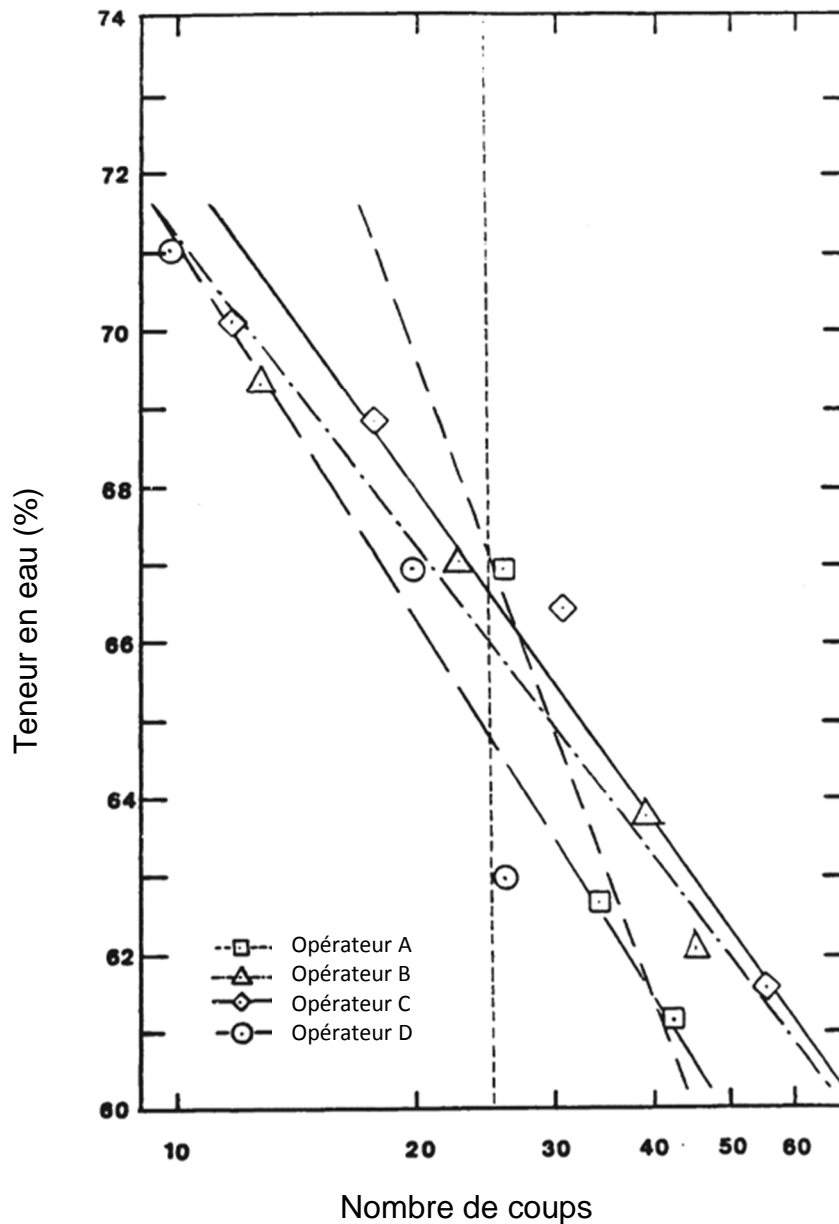


Figure 3-9 Influence de l'opérateur sur la mesure de w_L d'un sol donné avec l'appareil de Casagrande (Kestler, 1979)

Cependant, d'autres études (Morris et al. ASTM symposium on Atterberg limits, 1959) estiment que la variation due au changement d'opérateur peut atteindre 30%. (Kestler, 1979).

3.4.2 Facteurs indépendants de l'appareil

Il existe des facteurs indépendants de l'appareil et de la méthode de mesure. Ces facteurs sont en relation avec le type de sol, du mode de préparation de l'échantillon et des conditions climatiques lors de l'exécution de l'essai.

3.4.2.1 Uniformité de la mixture

Les sols dont le test a été commencé par la teneur en eau naturelle ont tendance à donner difficilement une mixture uniforme. D'autre part, l'augmentation de la matière colloïdale dans le sol tend aussi à augmenter la difficulté d'obtenir une mixture uniforme. Dans ces cas, les lèvres de la rainure se ferment partiellement, c.à.d. que le glissement de la lèvre ne se fait pas sur toute son épaisseur. Dans ces conditions, l'appréciation de la fermeture des lèvres devient extrêmement difficile. Ceci explique par ailleurs, la dispersion des points de mesures autour de la courbe de liquidité pour ce type de sol (Casagrande, 1932).

3.4.2.2 Degrés de séchage de l'échantillon

Le séchage à l'étuve, même à faible température, par exemple 60 °C peut modifier les particules argileuses d'un sol. Les graphiques de la figure 3-10 indique les différences observées sur la limite de liquidité et l'indice de plasticité en préparant le mortier :

1. par tamisage humide suivi d'un séchage complet à l'étuve ;
2. par tamisage humide suivi d'un séchage partiel permettant de recueillir le matériau à l'état de boue.

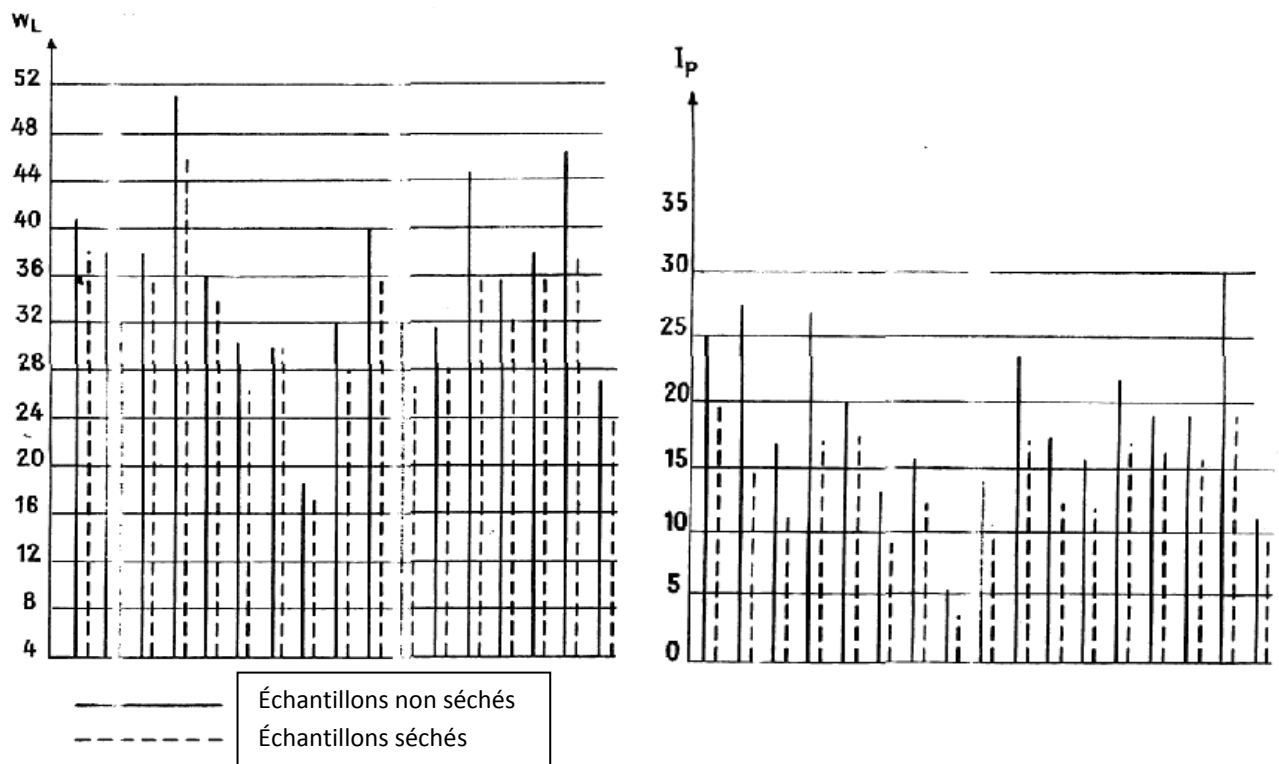


Figure 3-10 Influence du séchage sur les limites de consistance (mode opératoire LCPC 1963)

On constate que les différences sont très importantes et que l'influence de ce point est plus importante de celle causée par matériel par exemple (LCPC, mode opératoire, 1963).

Casagrande (1932), a fait le même constat plus pour les sols organiques que les sols inorganiques. Ce phénomène s'explique par la cuisson des grains de dimension colloïdale. La plupart des colloïdes inorganiques semblent réversibles, alors que les colloïdes organiques sont partiellement détruits même à la température de l'étuve (105°C). Ils sont par conséquent considérés comme irréversibles (Casagrande, 1932).

La norme (NFP94-051, Mars 1993) prévoit un mode de préparation qui inclut un séchage à une température n'excédant pas les 50°C.

3.4.2.3 Quantité du sol testé

Selon la norme ASTM la quantité du sol mise dans la coupelle doit être uniformisée et appliquée de façon à avoir une épaisseur maximum de 1 cm (de 1.5 à 2 cm selon la norme française NF P 94-051). Sauf dans le cas où cette épaisseur est mesurée, chose qui se fait rarement, la quantité de l'échantillon est tributaire de l'appréciation de l'opérateur, et influe sur l'exactitude de la mesure de la limite de liquidité. Kestler (1979), a étudié l'influence du changement de la quantité du sol sur deux types de sol ; l'un étant une argile bleue de Boston, l'autre étant une argile remodelée. Trois séries de mesures de la limite de liquidité ont été effectuées sur les deux sols ; l'une respectant la quantité spécifiée sur la norme (45 grammes), l'autre en augmentant cette quantité de 20 grammes (donc 65 grammes), et la dernière en soustrayant 20 grammes (donc 25 grammes). Les figures 3-11 et 3-12 illustrent l'impact de ce facteur sur la mesure de la limite de liquidité par l'appareil de Casagrande.

D'après ces figures, il est clair que le changement de la quantité influe d'environ ± 2 sur la limite de liquidité pour le premier sol. Le deuxième sol est moins sensible à cette influence. Par conséquent, le changement de quantité a bel et bien une influence sur la limite de liquidité mais qui plus est différent d'un sol à un autre. (Kestler, 1979)

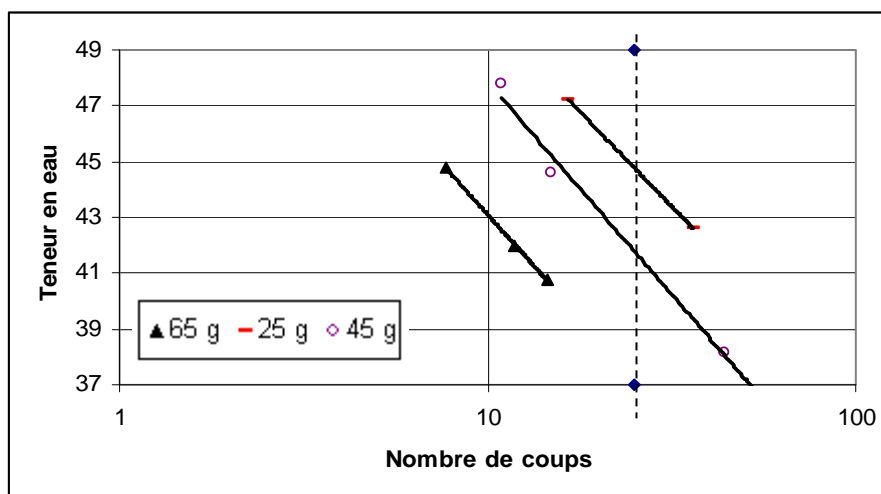


Figure 3-11 Influence de la quantité du sol sur la mesure de w_L pour l'argile bleue de Boston (Kestler, 1979)

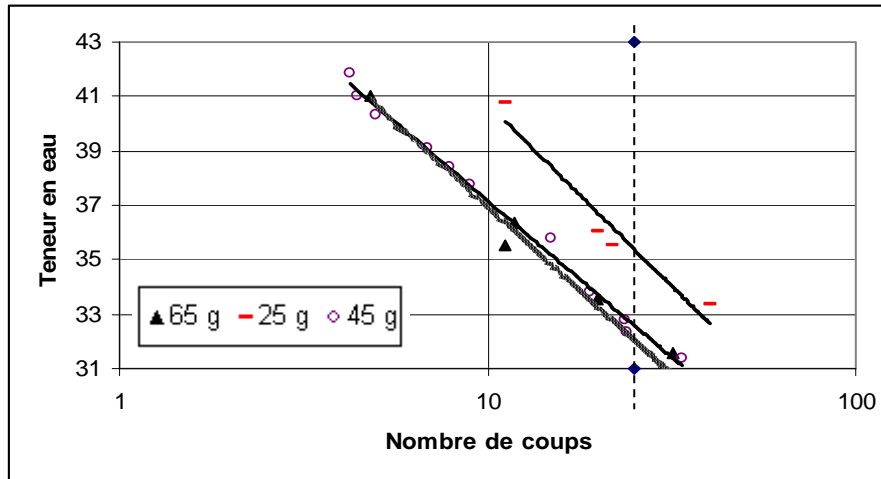


Figure 3-12 Influence de la quantité du sol sur la mesure de wL pour l'argile modelée (Kestler, 1979)

Cependant, cette influence n'est pas considérable et reste de l'ordre de 1 à 2% sur la valeur de la limite de liquidité. (Casagrande, 1932)

En définitive, on dira qu'il existe une influence mineure de la quantité du sol utilisé sur les résultats du test et que cette influence varie d'un sol à l'autre. Cela dit, à notre avis, il est préférable de ne pas négliger ce paramètre car c'est le cumul de l'influence de tous les paramètres qui rend le résultat final imprécis.

3.4.2.4 Température ambiante

Lors que la mesure de wL est réalisée lors d'une journée sèche, l'évaporation rapide de l'eau de l'échantillon conduit à des teneurs en eau faibles. Par conséquent, afin de prévenir ce genre d'irrégularité, Casagrande recommande de l'échantillon soit malaxé rapidement et à fond après chaque mesure. En plus, après la fermeture des lèvres de la rainure, l'échantillon servant à déterminer la teneur en eau, doit être mis à l'étuve le plus vite possible.

Afin d'étudier l'effet de la température, deux séries de tests réalisés par Atterberg sur 4 échantillons de sols à 7°C et à 24°C. Les résultats sont présentés dans le tableau 3-4 : (Casagrande, 1932).

Tableau 3-4 Influence de la température sur les limites de consistance

Sol n°	Température (°C)	Limite de liquidité (%)	Limite de plasticité (%)
1	7	31.5	25.7
	24	30.5	26.0
2	7	41.6	25.0
	24	40.5	23.8
3	7	24.5	18.9
	24	24.4	17.6
4	7	58.8	52.8
	24	58.9	53.9

3.4.2.5 Problèmes rencontrés en manipulant les sols peu plastiques

L'inconvénient majeur que peut rencontrer l'utilisateur de l'appareil de Casagrande est sans nul doute son inadéquation à tester les sols sableux. Pour ces derniers, la résistance au cisaillement développée par l'échantillon lors de l'exécution de la rainure excède l'adhésion et le frottement entre la paroi cuivrée de la coupe et le sol. Ceci, empêche la formation de la rainure de façon correcte. Dans ces cas, la limite de liquidité ne peut être mesurée et elle est faussement supposée égale à la limite de plasticité. C'est-à-dire que l'indice de plasticité est nul ($I_p = 0$). Stefanoff (1958) a soutenu que bien que de telles valeurs de l'indice de plasticité soient petites, elles ne sont pas nécessairement nulles. Les problèmes rencontrés pour ces sols sont en somme :

- Les sols sableux sont extrêmement difficiles à se profiler en deux lèvres distinctes avec l'outil à rainurer.
- Les sols peu plastiques ont tendance à glisser sur la paroi de la coupelle au lieu de s'écouler.
- Les chocs induits par l'appareil à un échantillon peu plastique conduisent à des ségrégations localisées de l'eau interstitielle qui au fil des coups devient non uniforme et provoque l'écoulement.

D'autre part, à cause de la sollicitation dynamique de l'appareil de Casagrande, les sols peu plastiques tendent à se liquéfier au fil des coups. Ainsi, la fermeture des lèvres peut être le résultat de la liquéfaction plutôt que de l'écoulement plastique. Dans beaucoup de cas, ce glissement le long de la surface interne de la coupe est extrêmement difficile à discerner (Kestler, 1979).

Il existe des coupelles à face intérieure rugueuse. Cependant, cette solution ne peut que diminuer l'effet du glissement de l'échantillon sur la paroi de la coupelle et ne porte pas de solutions aux deux autres points cités en haut. En plus, il n'existe pas, à notre connaissance, une norme ou un mode opératoire régulant l'utilisation de ce type de coupelle, laissant ainsi, le choix du type de coupelle à l'appréciation de l'opérateur.

3.5 Conclusion

Nous avons vu lors de ce chapitre une description de la méthode de mesure de w_L telle que préconisée par Casagrande (1932) et adoptée par les institutions de normalisation à travers le monde. Ensuite, le développement de plusieurs outils à rainurer ainsi que plusieurs types de socles.

Nous avons présenté aussi, l'aspect théorique qui consiste à déterminer la relation entre les points de mesures qui constituent les courbes d'écoulement et les indices de plasticité et de liquidité. Nous avons conclu que les limites de consistance supplémentées de l'indice de liquidité, reflètent la résistance au cisaillement d'un sol plastique remanié à des teneurs en eau différentes.

Au vu des différents facteurs qui influent sur la mesure de wL par l'appareil de Casagrande, nous pouvons déduire que les mesures sont fiables avec le respect des conditions suivantes :

- a) L'appareil doit être calibré avant chaque mesure ; la hauteur de chute doit être de 1 centimètre avec une précision de 0.1 millimètre.
- b) L'appareil doit être mis sur un support horizontal ;
- c) La surface extérieure de la coupe ainsi que le socle doivent être absolument propres ;
- d) L'échantillon doit être précautionneusement malaxé avant la mesure, spécialement si il s'agit d'un sol plastique ;
- e) L'exécution d'une rainure droite passant par le centre de la coupelle en utilisant l'outil de Casagrande (ou celui de Hovanyi). Ce dernier doit être tenu perpendiculairement à la surface intérieure de la coupelle ;
- f) La manivelle doit être tournée à une fréquence de 2 tours par seconde jusqu'à ce que les lèvres de la rainure se ferment sur une distance d'environ ½ pouce (soit 1.27 cm)
- g) Cette opération soit répétée 4 à 5 fois sur le même échantillon incluant chacune un intervalle de coups allant de 10 à 40(Casagrande, 1932).

Chapitre 4 : Analyse critique du pénétromètre à cône

4.1 Introduction

Entre sa création lors des premières années du 20^{ème} siècle et son adoption dans les laboratoires, le pénétromètre à cône a vu s'écouler beaucoup de temps. C'est vers la fin des années 50 que les travaux de Hansbo, (1957) ont remis cet appareil à la page. Néanmoins, durant cette période plusieurs types d'appareils dont la forme et le poids du cône différaient, ont vu le jour à travers le monde. En Algérie, plusieurs laboratoires nationaux ont acquis le modèle français. Cependant, son utilisation de nos jours comme outil de mesure de la limite de liquidité y est abolie.

Après un bref historique du développement des appareillages, le présent chapitre, analyse les facteurs d'influence sur les mesures de cet appareil.

4.2 Historique et développement de l'appareil

4.2.1 Genèse du pénétromètre à cône Suédois

Au début du 20^{ème} siècle, plusieurs glissements de terrains sont survenus en Suède. Afin d'étudier les risques potentiels ainsi que les éventuelles méthodes de stabilisation une commission fut créée : la « Géotechnical Commission of the Swidish State Railways (GCSSR) ». C'est à l'issue des travaux de cette commission, que le pénétromètre à cône suédois voit le jour et fut présenté pour la première fois en juin 1915.

Au départ, plusieurs formes géométriques furent envisagées comme objet pénétrant ; sphérique, cylindrique et conique. En définitive, c'est la forme conique qui fut adoptée. Des cônes de différents poids et d'angles de sommet furent évalués pour la détermination de la cohésion et des limites de consistance des sols. (Kestler, 1979)

En 1927, Terzaghi avait établi une étude dans laquelle, il avait tenté de relier la résistance au cisaillement à la limite de liquidité. Ses investigations ont révélé un fait bien connu de nos jours qui est ; « pour des échantillons de sols se trouvant à la même teneur en eau et la même densité, la pénétration du cône sur des échantillons remaniés est nettement supérieure à celle mesurée sur des échantillons intacts ». Ces constatations de Terzaghi (1927) additionnés au développement de l'appareil de Casagrande (1932), ont gelé temporairement les recherches concernant le pénétromètre à cône en Amérique, tandis que les recherches avaient commencé à prendre route en Russie (Kestler, 1979).

4.2.2 Pénétromètre à cône Russe et Bulgare

Des tentatives ont été entreprises assez tôt en Russie, en vue d'utiliser l'aiguille de Vicat ou des cônes étroits pour déterminer la limite de liquidité. Cela dit, ce n'est qu'en 1949 que l'ex URSS adopte et normalise la méthode de Vasilev. La limite de liquidité y est définie comme une pénétration de 10 mm en 5 secondes d'un cône en laiton de 70 grammes et ayant un angle de 30° (Figure 4-1).

Skopek et Ter-Stepanian ont démontré que la relation entre la limite de liquidité de Vasilev et la limite de liquidité de Casagrande tend à être linéaire sur des gammes de limites inférieures à 100. Mais cette linéarité se perd pour des limites de liquidités supérieures à 100 (Kestler, 1979)

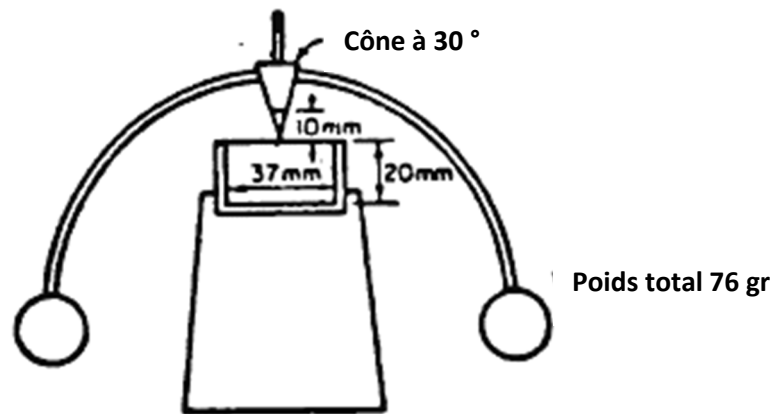


Figure 4-1 pénétromètre à cône Russe (Kestler, 1979)

4.2.3 Pénétromètre à cône Indien

Développé par l'Institut Central de Recherche Routière Indien en 1950, le pénétromètre à cône Indien consiste en un cône pesant 148 grammes pour 3.05 centimètres de hauteur, et un angle de sommet de 31°. La limite de liquidité correspond à une pénétration de 25 mm. Il existe une excellente corrélation entre la limite de liquidité déterminée par le pénétromètre Indien et celle déterminée par l'appareil de Casagrande, telle que décrite par la norme (D 423) pour les limites de liquidité supérieures à 25%. Pour les valeurs inférieures, la méthode Indienne donne des valeurs supérieures à celles données par l'appareil de Casagrande (Kestler, 1979).

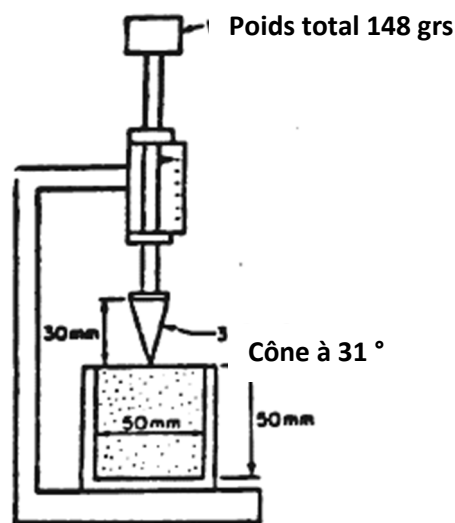


Figure 4-2 Pénétromètre à cône indien (Kestler, 1979)

4.2.4 Pénétromètre à cône du Georgian Institute of Technology (GIT)

En 1950 différents tests sont exécutés par l'Institut Géorgien de Technologie dans un effort pour la conception d'un test mesurant la limite de liquidité. Voulant perfectionner le pénétromètre de Vasilev qui eut beaucoup de succès en Russie et en Bulgarie, cet institut établit un programme d'investigation pour étudier les effets de la variation de poids et l'angle de sommet, et la teneur en eau. Il adopta finalement un cône de 75 grammes ayant un angle en pointe de 30° pour une hauteur de 20 mm (Kestler, 1979).

4.2.5 Pénétromètre à cône Français (modèle LCPC)

Le dispositif retenu par le LC.P.C. résulte d'une étude faite dans les années 60 à 70. Il est composé du montage déjà utilisé pour la mesure de la pénétration des bitumes, équipé d'un cône en duralumin d'un poids de 80 grammes et de 30° d'angle au sommet (voir la Figure 4-3. Les avantages du cône choisi sont d'obtenir une assez grande plage de profondeurs d'enfoncement du cône en fonction de la teneur en eau (sensibilité de la mesure) et d'obtenir un arrêt net du cône après son enfoncement sous son propre poids (un cône trop pointu peut donner lieu à du fluage) (LeFlaive, 1971).

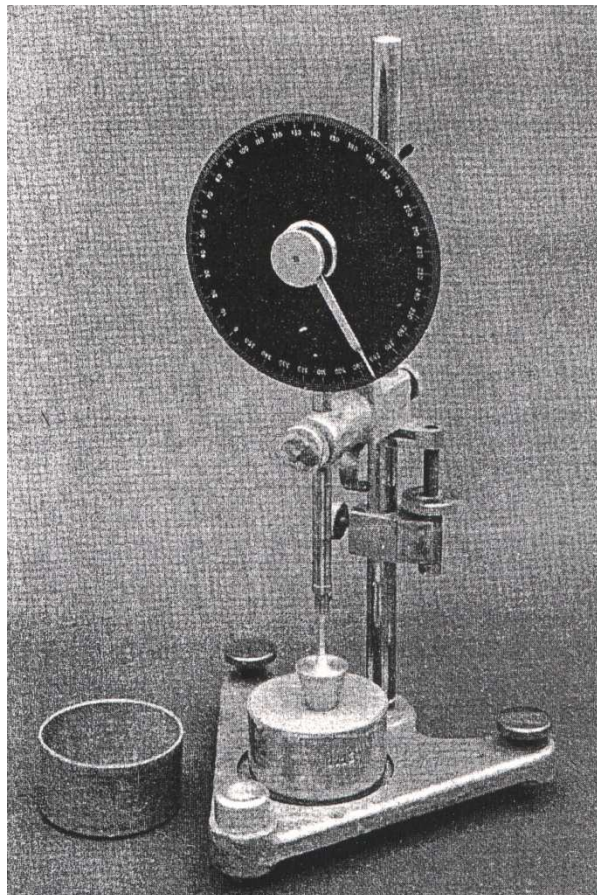


Figure 4-3 Pénétromètre à cône français

4.2.6 Comparaison entre les modèles

Vu la variété des modèles existant, il est évidemment intéressant de les comparer le modèle français à ceux utilisés dans d'autres pays, notamment la Suède, l'U.R.S.S., l'Inde et les Etats-Unis. Cette étude comparative a été conduite en 1968 par le *Road Research Laboratory* en Grande-Bretagne. La conclusion en est que l'appareillage L.C.P.C. semble le plus approprié ; c'est cet appareillage que le R.R.L. a retenu pour ses études ultérieures.

4.3 Théorie à la base de l'utilisation du pénétromètre

Le phénomène de pénétration du cône dans l'argile fait intervenir beaucoup d'éléments. Ce qui rend les solutions théoriques complexes et difficiles. En général, on adopte des approximations qui sont tolérables pour les besoins de l'ingénierie. Pour la même raison, on a recours également à des équations empiriques qu'on vérifie à la fin par des tests expérimentaux.

Hansbo (1957) a étudié le mouvement du cône et a développé une relation entre la contrainte non drainée et la profondeur de pénétration du cône moyennant un facteur appelé K . Houlsby (1982) propose une analyse dynamique de l'essai du pénétromètre à cône. Il observa que les efforts calculés sont plus élevés que ceux obtenus expérimentalement. Fujikawa et Koumoto (1982) ont établi une analyse dont les résultats théoriques du facteur K étaient plutôt inférieurs aux résultats expérimentaux. Koumoto (1989) obtient une bonne corrélation entre les résultats théoriques et expérimentaux en introduisant le concept d'effort dynamique dans l'analyse de Houlsby.

4.3.1 Relation entre la cohésion non drainée et la pénétration du cône

le nombre de cohésion relative ou aussi "nombre H ", est défini comme étant le poids d'un cône de 60° nécessaire pour obtenir une pénétration de 10 mm. Ce poids en gramme rapporté à 60 est égal au un dixième du nombre H de l'échantillon considéré.

Le nombre de cohésion relative H d'un échantillon remanié est représenté par H_1 et celui d'un échantillon intact est représenté par H_3 . Ainsi, grâce à cette définition du nombre H , ont été posées différentes expressions empiriques de la cohésion non drainée C_u .

Pour les argiles grenues de Norvège, S. Haug, (1931) a proposé la formule suivante :

$$C_u = \frac{H_3}{32 + 0.073H_3} \text{ (T/m}^2\text{)}$$

Pour les argiles très plastiques de Gothenburg (ville sur la côte ouest suédoise), Hultin, (1937) et Caldenius, 1938 ont démontré que :

$$C_u = \frac{H_3}{40 + 0.055H_3} \text{ (T/m}^2\text{)}$$

Cela dit, généralement en Suède, une formule médiane entre les deux précédentes est adoptée :

$$C_u = \frac{H_3}{36 + 0.064H_3} (\text{T/m}^2)$$

Afin de trouver une solution théorique, il est nécessaire d'étudier l'effet de la pénétration du cône sur l'échantillon. La seule déformation visible est un *bourrelet* qui se forme autour du cône. Evidemment, le volume d'argile qui constitue ce bourrelet est loin de représenter le volume total de la déformation due à la pénétration du cône (Hansbo, 1957).

4.3.1.1 Efforts agissant dans le sol lors de la pénétration du cône

Toute approche théorique visant à déterminer la zone de l'échantillon perturbée par la pénétration, conduit à des formules complexes. Il s'agit donc, d'employer des approximations.

Considérons un cône ayant un angle β . Les efforts agissant sur un élément de surface du cône sont la contrainte de cisaillement τ et la contrainte normale σ montrées sur la Figure 4-4.

ξ : étant la profondeur de pénétration de l'élément de surface considéré.

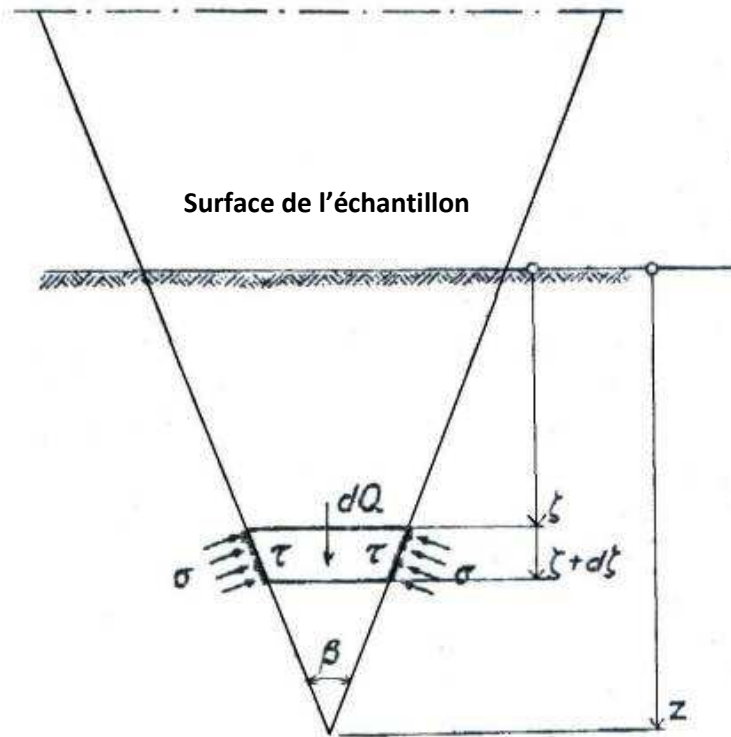


Figure 4-4 Efforts agissant sur le cône durant la pénétration (Hansbo, 1957)

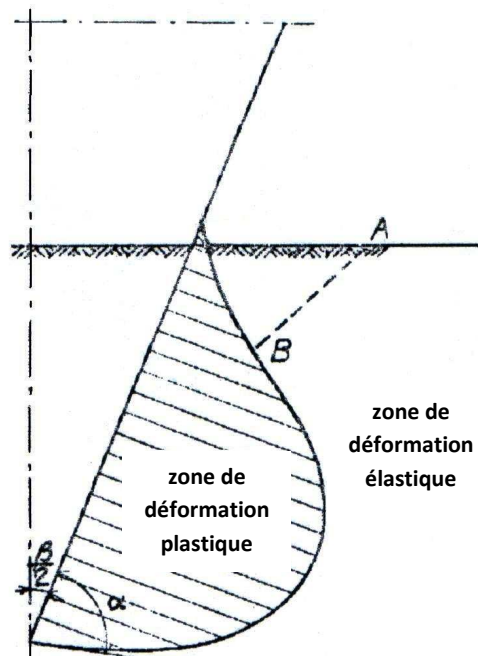


Figure 4-5 Allure approximative de la zone de déformation plastique autour du cône (Hansbo, 1957)

Cependant, il existe un autre effet tout aussi important que la forme de la zone de déformation plastique ; il s'agit de l'effet du bourrelet qui se forme à la surface de l'échantillon lors de la pénétration du cône. Ce bourrelet se forme lorsqu'un certain volume de l'échantillon se trouve écarté par l'enfoncement du cône d'une part, et d'autre part, bloqué par la compression des bulles d'air et par la dilatance. Ce phénomène peut avoir trois conséquences. Premièrement, l'argile s'écoule de façon ascendante le long de la surface du cône et crée le bourrelet à la surface de l'échantillon. Deuxièmement, la zone élastique se déforme horizontalement et peut produire un glissement à la surface de l'échantillon suivant la ligne AB montrée sur la figure 4-5. Enfin, le confinement de la zone plastique entre la surface du cône et la zone élastique, a pour effet de réduire la largeur de la zone plastique.

En 1957, Hansbo a mené plusieurs tests sur des échantillons semi-cylindriques coupés par un plan vertical en plexi-glass (Figure 4-6). Il a démontré qu'il existe une bonne concordance entre ces tests expérimentaux et les approximations théoriques précédemment citées (Hansbo, 1957).

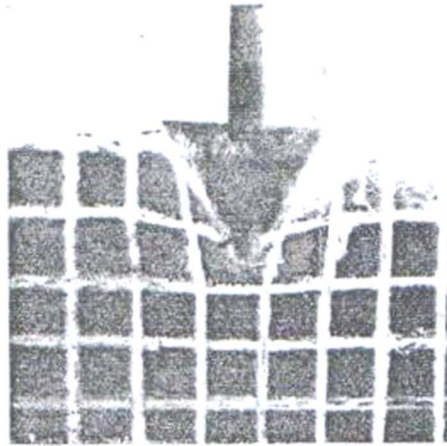


Figure 4-6 Configuration expérimentale de la zone plastique autour du cône durant la pénétration (Hansbo, 1957)

4.3.1.2 Analyse dynamique de la pénétration du cône

Théoriquement

Le mouvement d'un corps de masse m étant sujet à une force P est défini par l'équation :

$$P = ma$$

Avec : a étant l'accélération du corps.

D'autre part, on peut écrire aussi :

$$P = \frac{Q}{g} \ddot{z} \quad 4-1$$

où : P : est la résultante verticale des forces agissant sur le cône

Q : est le poids du cône

g : est l'accélération gravitationnelle

z : est la profondeur de pénétration à un temps t , donc $\left(\ddot{z} = \frac{d^2z}{dt^2}\right)$

Donc, la vitesse du cône est écrite comme suit :

$$\dot{z} = \sqrt{C + 2gz - 2gTz^3 / 3Q}$$

En appliquant les conditions aux limites, on peut obtenir la valeur de la constante d'intégration C . Le cône étant lâché sous son poids propre sans vitesse initiale on peut dire que pour $z = 0$ on a $\dot{z} = 0$ et donc $C = 0$.

On note h la valeur finale de la pénétration. On a donc pour $z = h$ la vitesse $\dot{z} = 0$ et l'expression suivante de T :

$$T = \frac{3Q}{h^2} \quad 4-2$$

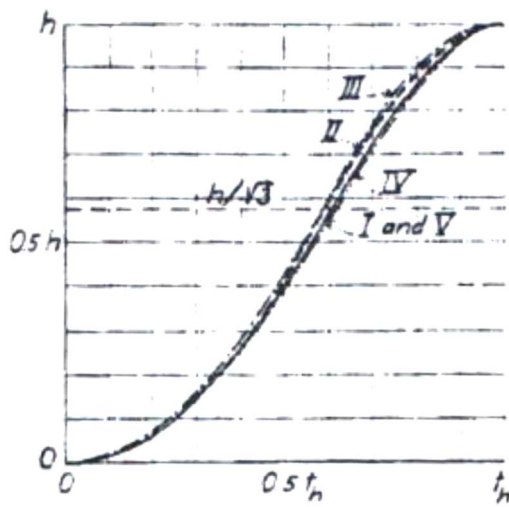
On introduit l'expression de T dans les équations de mouvement et on conclut que le cône atteint une vitesse maximale dans sa chute à $z = h/\sqrt{3}$. (Hansbo, 1957)

Expérimentalement

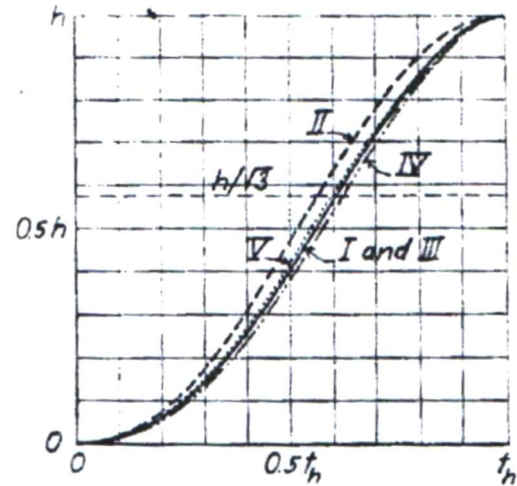
Afin de vérifier ces formules théoriques, Hansbo a procédé à une série de tests sur cinq échantillons intacts puis remaniés (Tableau 4-1). Il a photographié le mouvement du pénétromètre à cône à l'aide d'une caméra à grande vitesse. Le mouvement du cône est ensuite représenté par une courbe sur une échelle portant en ordonnées la pénétration totale h et en abscisses le temps total de la chute t_h . Les résultats de ces tests sont montrés sur les graphes de la Figure 4-7 (Hansbo, 1957).

Tableau 4-1 Caractérisation des échantillons testés (Hansbo, 1957)

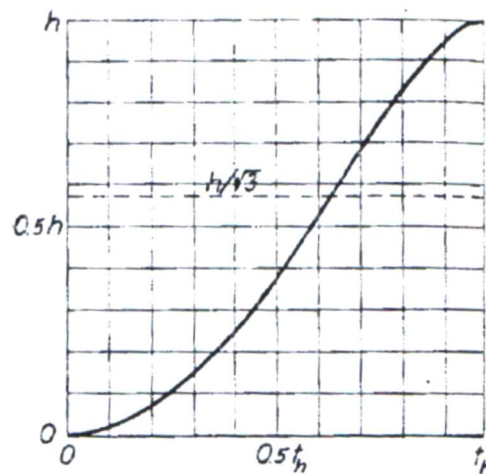
Echantillon n°	Nature du sol	Pénétration h (mm) / poids du cône (g)	
		Ech. intacts	Ech. remaniés
I	Argile grise	8/100	10/60
II	Argile grise	5.9/60	13.3/10
III	Argile sableuse	11/100	16.5/60
IV	Argile à forte teneur organique	9.6/100	10.9/60
V	Sable et silt pâteux et grisâtre	5.4/100	19/100



a) Mouvement du cône sur des échantillons remaniés



b) Mouvement du cône sur des échantillons intacts



c) Mouvement théorique du cône

Figure 4-7 Comparaison entre le mouvement théorique et expérimental du cône (Hansbo, 1957)

Hansbo trouva un bon accord entre les tests expérimentaux et les formules théoriques, sauf pour l'échantillon intact n° II. Cependant, les approximations semblent raisonnables.

On peut déduire de ces essais qu'il existe une relation approximative entre la cohésion non drainée C_u et la profondeur de pénétration h qui peut s'avérer satisfaisante à des fins d'ingénierie. Ainsi, en supposant que $T = 3 \tau_f K$ l'équation 4-2 devient :

$$C_u = \tau_f = KQ/hh^2 \quad 4-3$$

Où K dépend essentiellement de l'angle du cône β et aussi du taux de cisaillement et la sensibilité de l'argile (¹) (Hansbo, 1957).

Une comparaison entre les résultats expérimentaux et cette formule, montre que K est pratiquement constant pour chaque valeur de l'angle β .

4.3.1.3 Analyse statique de la pénétration du cône

Dans le cas suivant, le cône est supposé être fiché dans un échantillon de sol semi infini ayant une surface horizontale. On étudie la relation entre la force P s'exerçant verticalement sur le cône et la profondeur de pénétration h (Figure 4-8). L'analyse préconise la modélisation du comportement du sol sous l'effet de la pénétration du cône en tenant compte de deux aspects majeurs ;

Le premier, étant le fait que le cône déplace le sol en le pénétrant et crée ainsi, une sorte de *bouffant* entourant le cône. Ceci à pour résultat, l'augmentation de la résistance du sol à la pénétration. Par conséquent, la cohésion mesurée, s'en trouve plus importante que dans le cas où elle est calculée en considérant la surface du sol parfaitement horizontale.

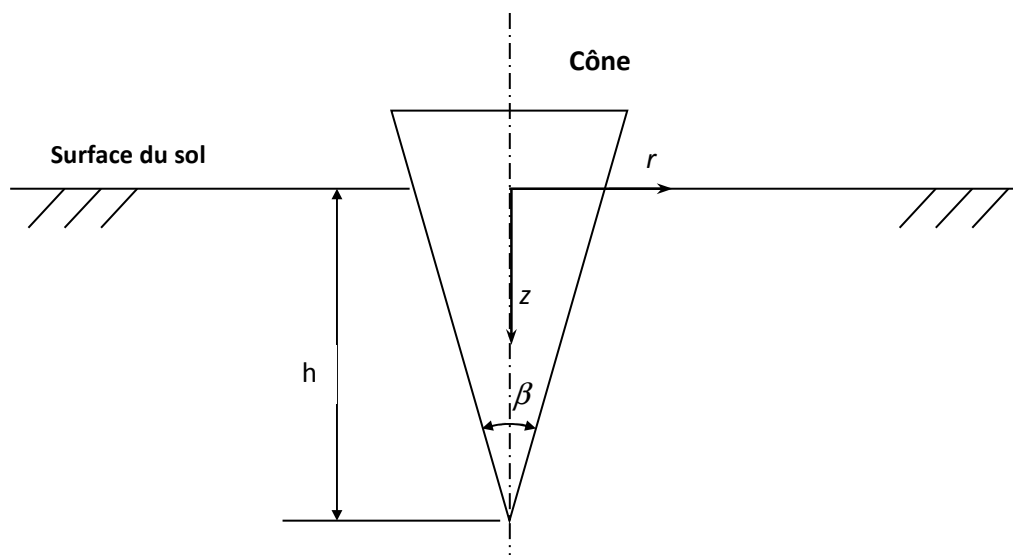


Figure 4-8 Géométrie du cône (Houlsby, 1982)

Le deuxième aspect, est que tous les effets dynamiques sont négligés. Il est clair qu'un cône relâché instantanément pénètre plus qu'un cône dont la chute se fait doucement ou de manière quasi statique (Houlsby, 1982).

La géométrie du cône est décrite par deux variables simples ; l'angle du cône noté β et la profondeur de pénétration h (Figure 4-8). La force verticale s'exerçant sur le cône est notée P . Les propriétés du sol sont représentées par deux paramètres ; la cohésion non drainée notée C_u et la masse volumique du sol notée γ . Les propriétés de surface du cône sont

¹ La sensibilité d'une argile est le rapport de sa résistance à la compression simple avant et après remaniement (Costet, 1985)

spécifiées par la valeur de l'adhésion a_u tel que $0 < a_u < C_u$ ce paramètre spécifie la valeur de la contrainte de cisaillement admise sur la surface du cône. La position du cône est référenciée à un système de coordonnées cylindriques (r, z) avec l'axe z dirigé vers le bas.

On définit une force modifiée s'exerçant sur le cône $Q'' = Q - Q'$ qui est indépendante de γ , et qui s'écrit :

$$\frac{Q''}{c_u h^2} = K = f\left(\frac{a_u}{c_u}, \beta\right)$$

La force Q'' est proportionnelle à la contrainte de cisaillement et au carré de la pénétration. Le problème est donc réduit à la détermination du facteur sans dimensions K .

On étudie ce facteur en fixant β à 30° et il reste à déterminer seulement l'effet de la variable $\frac{a_u}{C_u}$ (Houlsby, 1982).

4.3.1.4 Détermination du facteur K

L'analyse suivante prend en considération les hypothèses de calculs suivantes :

- un cône répondant aux normes britanniques BS 1377. C'est à dire, une masse de 80 grammes et un angle de 30° ;
- L'analyse suivante est menée en termes de contraintes totales au lieu de contraintes effectives car l'entaille est supposée prendre place sous les conditions non drainées ;
- le critère de Tresca est choisi ($\sigma_{\max} - \sigma_{\min} = 2c_u$) et adopte l'hypothèse de Haar-von Karman pour les déformations axisymétriques. C'est à dire que la contrainte radiale est égale à une des contraintes principales. Il est bien connu que le critère de Von Mises décrit mieux que celui de Tresca, le comportement d'un sol non drainé. Néanmoins, la différence de résultat entre les deux critères est relativement petite. Par conséquent, l'application des conditions de Tresca et bénéficier par la suite de la simplification de Haar-von Karman est justifiée vu la simplification des calculs (Houlsby, 1982).

En suite une méthode itérative faisant intervenir le calcul informatique est utilisée. Les résultats trouvés sont exprimés dans le tableau 4-2.

Tableau 4-2 Valeurs de K pour différentes valeurs de β et de a_u/C_u (Houlsby, 1982)

a_u/C_u	$\beta = 29^\circ$	$\beta = 30^\circ$	$\beta = 31^\circ$	$\beta = 60^\circ$
0.0	0.97	1.03	1.10	4.65
0.2	1.16	1.24	1.32	5.20
0.4	1.36	1.44	1.52	5.71
0.6	1.52	1.61	1.70	6.18
0.8	1.69	1.79	1.86	6.62
1.0	1.85	1.96	2.07	6.98

4.3.2 Relation entre la teneur en eau et la cohésion non drainée

Une série de mesures de la cohésion non drainée au scissomètre de laboratoire est menée sur plusieurs argiles (Figure 4-9). La cohésion non drainée C_u devient un paramètre adimensionnel en le divisant la pression atmosphérique p_a (Koumoto, 2001).

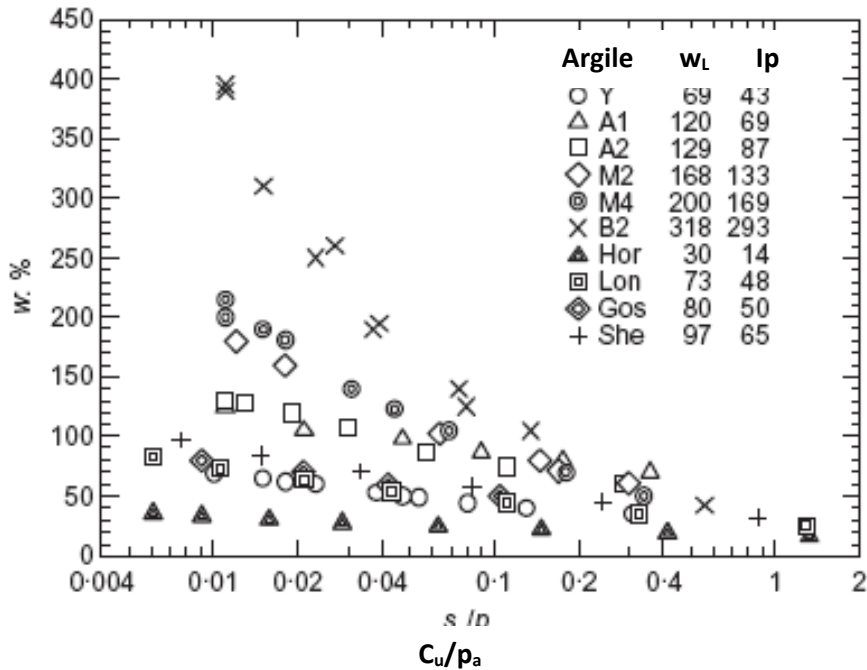


Figure 4-9 Relation semi-logarithmique entre la cohésion non drainée et la teneur en eau (Koumoto, 2001)

Tel qu'il a été observé par plusieurs auteurs (Karlsson 1961, et al.) la relation semi-logarithmique entre C_u/p_a et w n'est pas linéaire.

La relation linéaire qui existe entre le logarithme de la pénétration et le logarithme de la teneur en eau a été mise en évidence par plusieurs auteurs.

D'autres auteurs (Koumoto 1989, et al) proposent une relation bi-logarithmique qui s'exprime ainsi :

$$w = a(C_u/p_a)^{-b} \quad 4-4$$

Où a et b sont des coefficients qui varient selon l'argile.

La Figure 4-9 est reprise ci-dessous (Figure 4-10) sur une échelle bi-logarithmique. Il existe bien une relation linéaire entre le log de la teneur en eau et le log de la cohésion non drainée, exprimée par l'équation 4-4 (Koumoto, 2001).

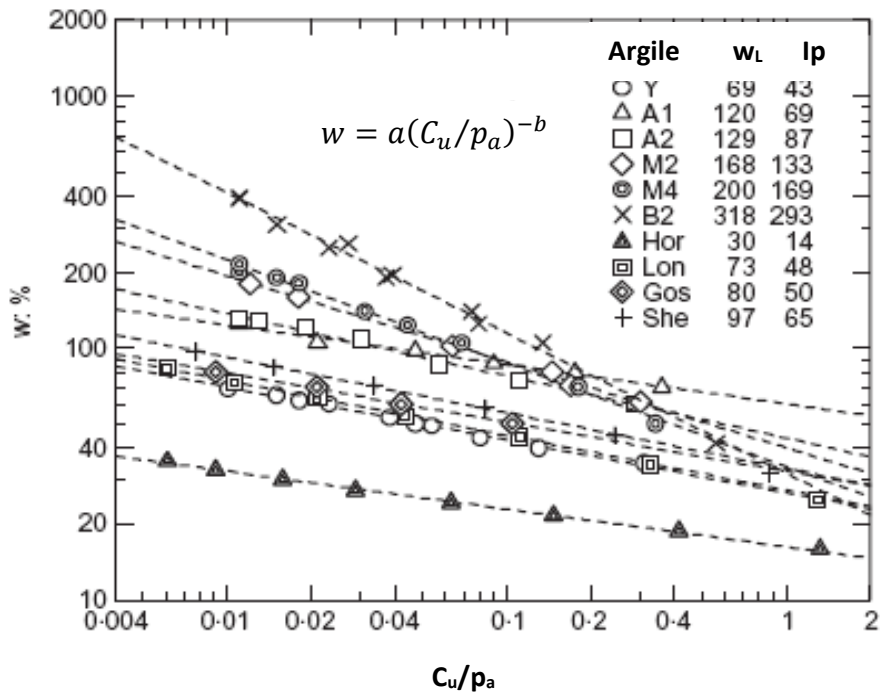


Figure 4-10 Relation logarithmique entre la cohésion non drainée et la teneur en eau (Koumoto, 2001)

4.3.3 Relation entre la teneur en eau et la pénétration du cône

Cette relation est obtenue en combinant l'équation 4-3 et l'équation 4-4 pour donner :

$$w = a \left(\frac{KQ}{p_a h^2} \right) = Ah^B$$

Où : $A = a(KQ/p_a)^{-b}$ et $B = 2b$

Pour le cône 60°/60g par exemple K est égal à 0.305 et $A = a(1.83)^{-b}$

Cette équation linéaire dans l'échelle logarithmique est illustrée par la figure 4-11 :

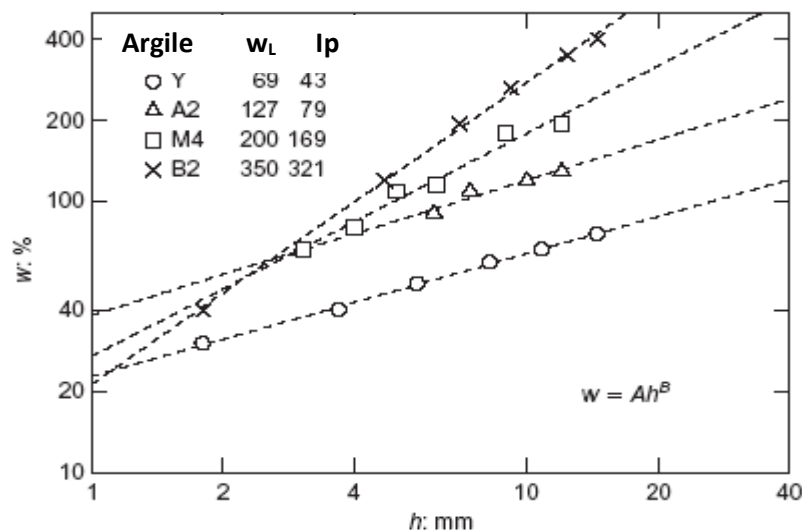


Figure 4-11 Relation logarithmique entre la teneur en eau et la pénétration du cône (Koumoto, 2001)

4.3.4 Valeur de la cohésion non drainée à la limite de liquidité

Tout comme pour l'appareil de Casagrande, il existe non pas une valeur mais plutôt un éventail de valeurs données par plusieurs auteurs pour la valeur de C_{uL} à W_L . En utilisant le pénétromètre à cône 60°/60g, Houlsby donne la variation de la cohésion non drainée à la limite de liquidité (C_{uL}) en fonction de l'indice de plasticité (I_p). D'autre part, une comparaison entre ces résultats expérimentaux et deux courbes théoriques la première correspond à la cohésion non drainée $C_{uL} = 1.83$ kPa en considérant la pénétration qui correspond à la limite de liquidité $h_L = 10$ mm. La deuxième, correspond à $C_{uL} = 1.38$ kPa et $h_L = 11.5$ mm (Figure 4-12). L'utilisation de cette dernière courbe théorique donne une bonne corrélation avec les résultats expérimentaux (Koumoto, 2001).

Cependant, la valeur de 1.38 kPa est inférieure à l'intervalle donné par Casagrande qui est de 2 à 3 kPa (Casagrande, 1958). D'autres auteurs donnent des valeurs différentes mais proches :

- 1.5 à 2.1 kPa par Karlsson (1961) ;
- 0.7 à 2.65 kPa par Woth et Wood (1978) ;
- 1.6 kPa par Whyte (1982).

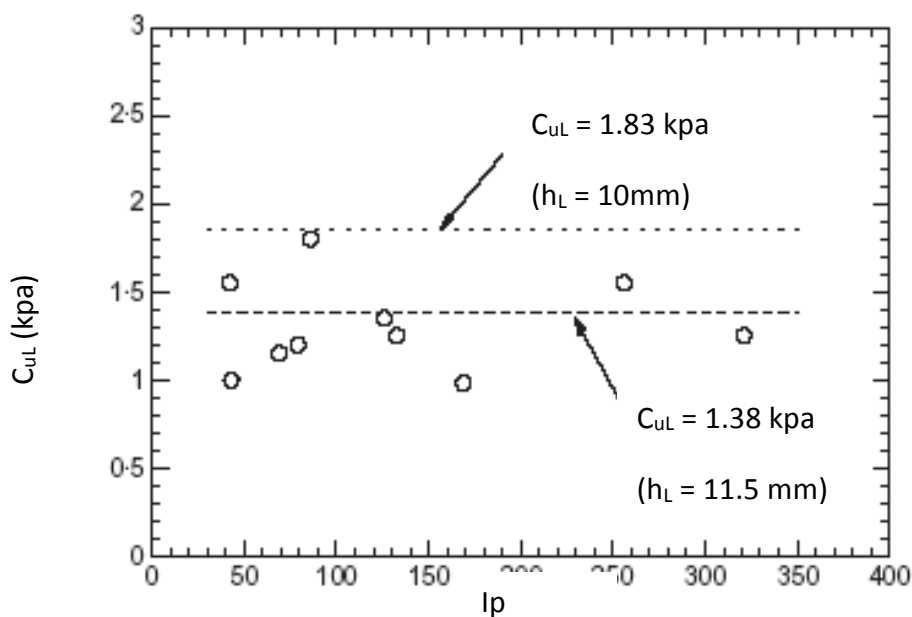


Figure 4-12 Variation de C_{uL} avec I_p (Koumoto, 2001)

4.3.5 Valeur de la pénétration à la limite de liquidité

Les valeurs adoptées dans différents pays pour la valeur de la pénétration à la limite de liquidité sont résumé dans le Tableau 2-1. Pour le pénétromètre à cône 60°/60g, la pénétration à la limite de liquidité $h_L = 10$ mm est généralement adoptée. Cependant, en comparant les valeurs de w_L ainsi obtenues aux valeurs de w_L obtenues par l'appareil de Casagrande on constate que, pour des gammes de w_L entre 70 et 350 %, h_L a tendance à augmenter avec w_L et varient entre 10 et 14 mm. (Figure 4-13).

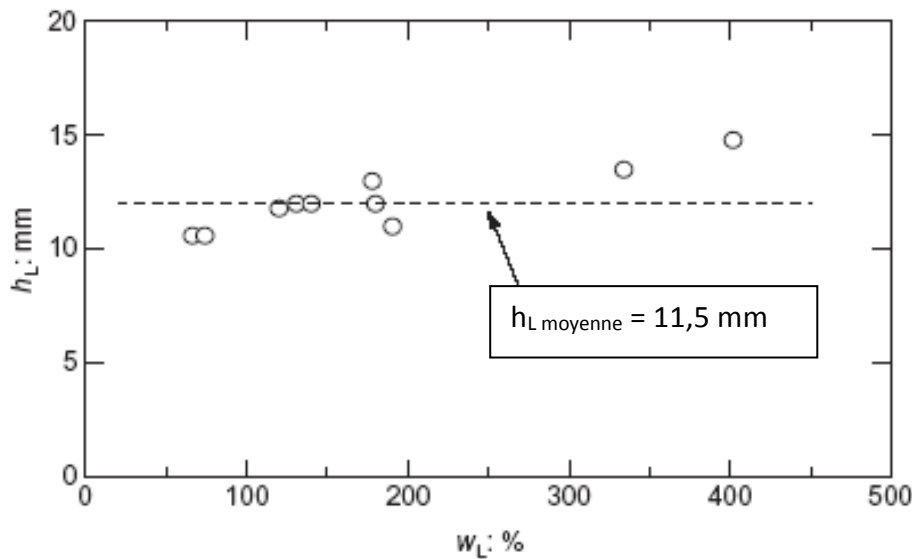


Figure 4-13 Variation de h_L en fonction de w_L (Koumoto, 2001)

La Japanese Geotechnical Society (2000) a adopté $h_L = 11.5$ mm. Cependant, la différence entre ces valeurs et celles obtenues par l'appareil de Casagrande ne sont bonnes que pour des valeurs de $w_L \leq 160\%$ (Koumoto, 2001).

Pour le pénétromètre à cône $30^\circ/80g$, une étude a été conduite à la section « géotechnique routière » du LCPC, dont les résultats donnés (Tableau 4-3) permettent en outre de discuter la valeur de l'enfoncement qu'il serait souhaitable de retenir pour la définition de la limite de liquidité. Selon la valeur de la limite de liquidité déterminée par l'appareil de Casagrande, les sols, au nombre de 77, ont été classés en trois groupes :

$$w_L < 40 ; \quad 40 < w_L < 60 ; \quad 60 < w_L < 100$$

Les limites de liquidité ont été déterminées au pénétromètre à cône de quatre façons ; en supposant que la limite de liquidité correspond à un enfoncement h du cône de 20 mm, de 18 mm, de 17 mm et de 16 mm. Pour chacune de ces quatre définitions et pour les trois groupes de sols, ont été calculés les écarts (e) avec la limite de liquidité déterminée à l'appareil à percussion de Casagrande ainsi que la racine carrée de la moyenne des carrés de ces écarts ($E = \sqrt{\frac{\sum e^2}{N}}$) et le rapport de cette dernière valeur à la moyenne (E/M).

On peut en tirer à l'aide du Tableau 4-3 les conclusions suivantes :

1. En ce qui concerne l'ensemble des sols, l'écart minimum ($E/M = 5,7\%$) correspond à la droite inclinée. Cela est normal, mais si l'on prend pour définition de la limite de liquidité l'enfoncement de 18 mm, l'écart n'est pas beaucoup plus grand :

$$E/M = 7,2\% ; \text{ pour } h = 17 \text{ mm, } E/M = 7.5\%.$$

Ces écarts sont à comparer avec les valeurs données précédemment sur la dispersion de l'essai à la coupelle et de l'essai au cône, exécutés dans des laboratoires différents ou par

des opérateurs différents : écart-type $\sigma/M = 7$ à 8% pour l'essai à la coupelle ; dispersion deux à trois fois moindre pour l'essai au cône.

On constate donc que même si l'on cherche à ne pas trop s'écarter, en moyenne, des valeurs obtenues par la méthode de la coupelle, le choix d'un enfoncement constant de 17 ou 18 mm est le plus approprié.

En revanche les écarts augmentent si l'on choisit un enfoncement plus grand (20 mm) ou plus petit (16 mm).

- Si l'on considère les trois groupes de sols de limites de liquidité différentes, les écarts ne sont pas répartis de la même façon pour $h = 17$ mm et $h = 18$ mm ; la répartition est plus égale pour $h = 17$ mm (écarts pour les trois groupes ; $8,2\% - 6,4\% - 6,8\%$) que pour $h = 18$ mm ($8,7\% - 7,3\% - 5,5\%$) (Leflaive, 1971).

Tableau 4-3 Résultats de mesures de w_L en considérant plusieurs valeurs d'enfoncement pour w_L (Leflaive, 1971)

W _L percussion	W _L percussion — W _L h = 20		W _L percussion — W _L h = 18		W _L percussion — W _L h = 17		W _L percussion — W _L h = 16	
	E	E/M %	E	E/M %	E	E/M %	E	E/M %
	≤ 40 (39 sols) Moyenne 29.7	3.59	12.1	2.58	8.7	2.45	8.2	2.06
40 à 60 (21 sols) Moyenne 47.9	6.34	13.2	3.52	7.3	3.09	6.4	3.07	6.4
60 à 100 (17 sols) Moyenne 76.8	3.57	4.6	4.25	5.5	5.24	6.8	6.59	8.6
Total (77 sols) Moyenne 45.5	4.50	9.9	3.28	7.2	3.42	7.5	3.79	8.3

On arrive ainsi à la conclusion que pour l'enfoncement il est préférable de le choisir 17 mm. Les conséquences de ce choix, exprimées par la moyenne algébrique des écarts, figurent sur le tableau suivant :

Tableau 4-4 Ecarts entre la limite de liquidité de Casagrande et $w_{Lh=17}$ (Leflaive, 1971)

	W _L percussion — W _L h = 17
$w_L < 40$	+ 1.8
$40 < w_L < 60$	+ 1
$60 < w_L < 100$	- 3.4

Ces écarts, sans être négligeables, ne sont pas tellement importants si l'on considère l'imprécision avec laquelle la limite de liquidité est actuellement déterminée (dispersion des essais à la coupelle).

Une remarque est à faire sur la valeur de 17 mm obtenue pour se rapprocher dans l'ensemble des valeurs mesurées à la coupelle de Casagrande en effet, le rapport du R.R.L. suggère un enfoncement de 20 mm. La différence entre ces deux valeurs est due, pour l'essentiel, à la différence de dureté des bases des appareils de Casagrande selon qu'ils sont conformes à la norme américaine (adoptée en France) ou à la norme britannique (LeFlaive, 1971).

4.4 Facteurs d'influence sur la mesure de w_L avec le pénétromètre à cône

Bien qu'élaboré avec le souci de réduire les facteurs influençant la détermination de la limite de liquidité, le pénétromètre à cône dans ses versions les plus élaborées est influencé par de nombreux facteurs. Ces derniers, sont très liés au cône ; sa forme, sa rugosité, le degré d'usure de sa pointe, etc. mais aussi au récipient et à la déformation du sol causée par le cône. Ainsi, plusieurs auteurs se sont penchés sur l'étude de ces facteurs.

4.4.1 Angle du cône

Le Tableau 4-2 montre qu'un changement de 1° sur l'angle de la pointe du cône affecte C_u qui détermine par la suite la limite de liquidité. En termes de capacité portante (le cône est considéré comme une semelle circulaire) la capacité portante est altérée partiellement par le changement de l'angle du cône ; la Figure 4-14 montre la variation de la capacité portante qui est conventionnellement calculée au moyen du facteur de capacité portante N_c pour un cône parfaitement lisse ($a_u = 0$).

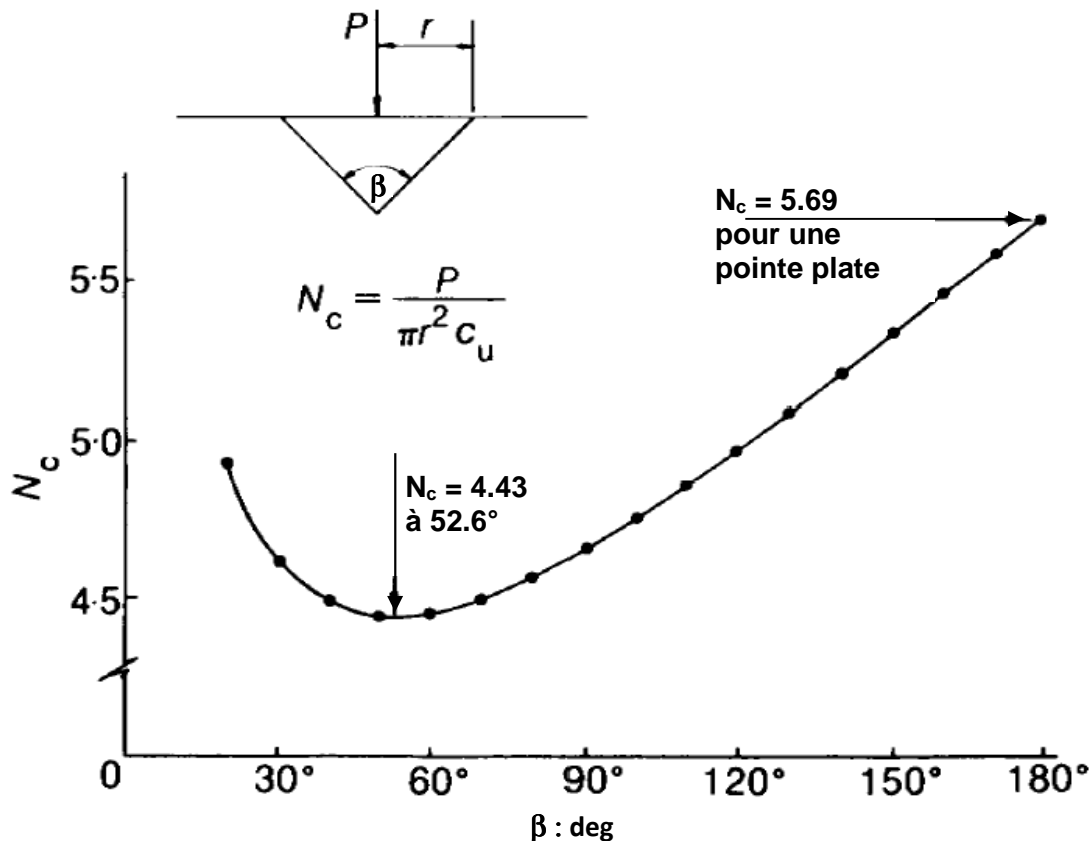


Figure 4-14 Variation de N_c en fonction de l'angle du cône β (cône lisse) (Houlsby, 1982)

La figure précédente montre qu'il existe un angle optimal pour un cône lisse pour lequel l'effet de l'angle sur la détermination de w_L est minimal, cet angle est d'environ 52.6° . Néanmoins, il existerait probablement d'autres angles optimaux si le frottement sol – surface du cône n'est pas négligeable, c'est le cas des sols sableux par exemple (Houlsby, 1982).

4.4.2 Usure de la pointe du cône

Etude expérimentale de l'effet de l'usure de la pointe

Si la pointe du cône est endommagée ou usée, alors la pénétration correcte ne sera pas atteinte et donc la résistance au cisaillement sera surestimée. Une série d'essais comparatifs effectués sur des cônes neufs et des cônes usés présentés sur la figure 4-15.

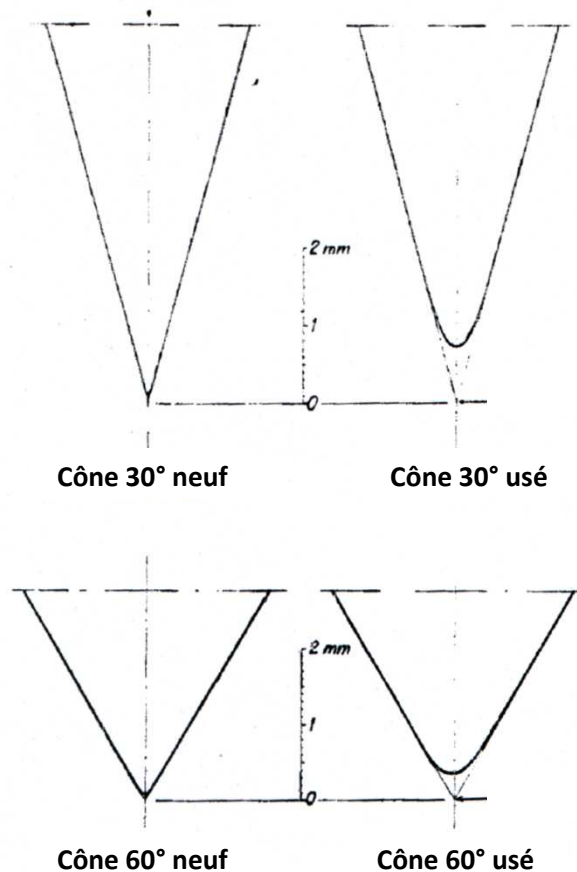


Figure 4-15 Comparaison entre des cônes neufs et usés (Hansbo, 1957)

L'usure de ces cônes est difficilement visible à l'œil nu et peut néanmoins causer des erreurs considérables sur l'estimation de C_u . Par exemple, pour une pénétration $h = 7$ mm les essais ont montré que le cône de 30° usé donne des valeurs de C_u 25 à 30% supérieures à ceux obtenus par le cône de 30° neuf. L'effet de l'usure des cônes est d'autant plus grand si le sol est de nature dure et que la plage des pénétrations est petite ; une erreur sur la pénétration de $1/10^{\text{ème}}$ de millimètre à une pénétration de $h = 2$ mm donne une erreur sur C_u d'approximativement 2 t/m^2 (Hansbo, 1957).

Etude théorique de l'effet de l'usure de la pointe

Lors d'une étude basée sur la modélisation numérique de la pénétration du cône dans le sol, l'usure du cône est spécifiée par un changement dans la géométrie du cône (Houlsby, 1982). Ainsi la pointe du cône usée est décrite par les segments ABC au lieu de ABD dans le cas d'un cône neuf (Figure 4-16).

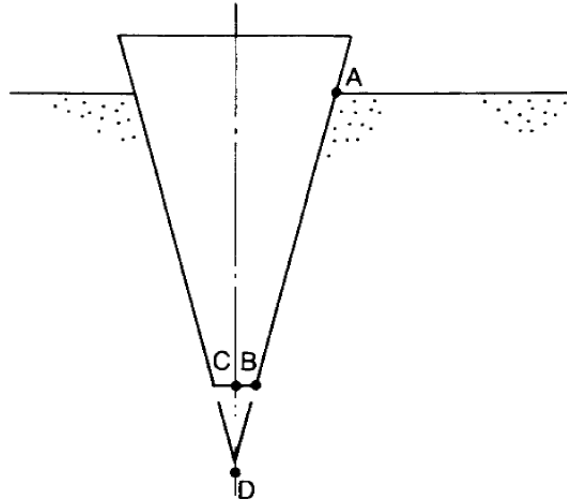


Figure 4-16 Géométrie d'un cône usé (Hansbo, 1957)

Hansbo (1957) a suggéré que le cône usé, avant d'être relâché, soit mis à sa position théorique c.à.d; suivant la géométrie d'un cône neuf et non pas à l'affleurement de la surface du sol. Cette correction est prise en compte et comparée à :

- L'estimation de K calculée théoriquement pour un cône neuf de 30° (valeurs reprise du Tableau 4-2) ;
- L'estimation de K calculée théoriquement pour un cône usé tel que présenté Figure 4-16.

Tableau 4-5 Effet d'un cône usé sur les valeurs de K et comparaison avec l'approximation de Hansbo (Hansbo, 1957)

a_u/C_u	Cône 30° neuf	Cône 30° usé	Cône 30° usé + approximation de Hansbo
0.0	1.03	1.10	1.03
0.2	1.24	1.32	1.23
0.4	1.44	1.52	1.42
0.6	1.61	1.80	1.61
0.8	1.79	2.00	1.79
1.0	1.96	2.19	1.96

On remarque que l'approximation proposée par Hansbo réduit les valeurs de K d'environ 0.5% seulement. Si cette correction est adoptée il est nécessaire de trouver une méthode simple pour localiser la position du cône au dessus de la surface du sol indépendamment de la position de la pointe de ce cône.

4.4.3 Rugosité de la surface du cône

Les tableaux 4-2 et 4-5 présentent des valeurs de K avec une variation de la rugosité représentée par le facteur a_u . En considérant une variation de la rugosité d'un cône parfaitement lisse ($a_u/C_u = 0$) à un cône parfaitement rugueux ($a_u/C_u = 1$) la variation sur K est d'environ 190%. D'autre part, dans la pratique la rugosité d'un cône donné peut varier le long de sa surface. La Figure 4-17 présente le facteur de capacité portante de cohésion N_c pour différents angles de cône pour deux types de surfaces ; lisse et rugueuse.

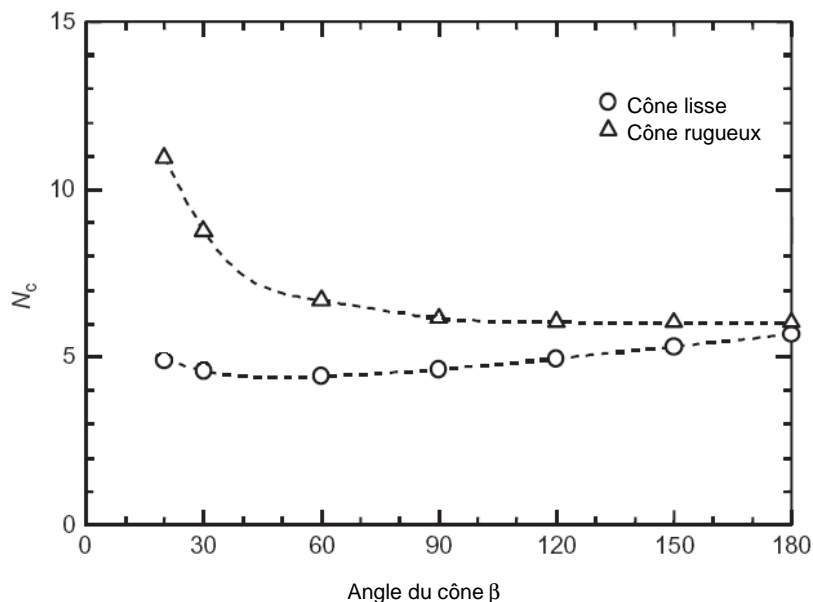


Figure 4-17 Facteur de capacité portante calculé pour des cônes lisses et rugueux (Koumoto, 2001)

Tel que supposé, les valeurs de N_c pour un cône rugueux sont supérieures aux valeurs de N_c pour un cône lisse et ce, quelque soit la valeur de l'angle du cône (β) (Koumoto, 2001).

4.4.4 Dimensions du récipient et mode de remplissage

Les dimensions du récipient retenues par plusieurs auteurs ont un diamètre ≥ 55 mm et une hauteur d'environ 40 mm. Le diamètre maximal de la déformation du sol sur la surface du récipient à la fin de la pénétration est estimé théoriquement à 21.4 mm (Houlsby, 1982). Les valeurs expérimentales sont du même ordre de grandeur. Les dimensions du récipient ainsi proposées sont supposées éliminer l'effet du confinement ou de l'adhésion du sol aux parois internes du récipient.

Hansbo (1957), a proposé un échantillonneur sous forme de carottier foncé dans le sol - remanié ou non remanié - pour conserver l'uniformité du sol testé. Cette procédure est reprise par d'autres auteurs plus récents (Figure 2-3) (Feng, 2000).

4.4.5 Effet du bourrelet

Considérons un cône d'angle de pointe β pénétrant dans un échantillon de sol ayant une surface horizontale. La déformation de cette surface autour du cône engendre un bourrelet représenté par le triangle ABC. Le bourrelet décrit un angle avec la surface initialement horizontale, noté δ .

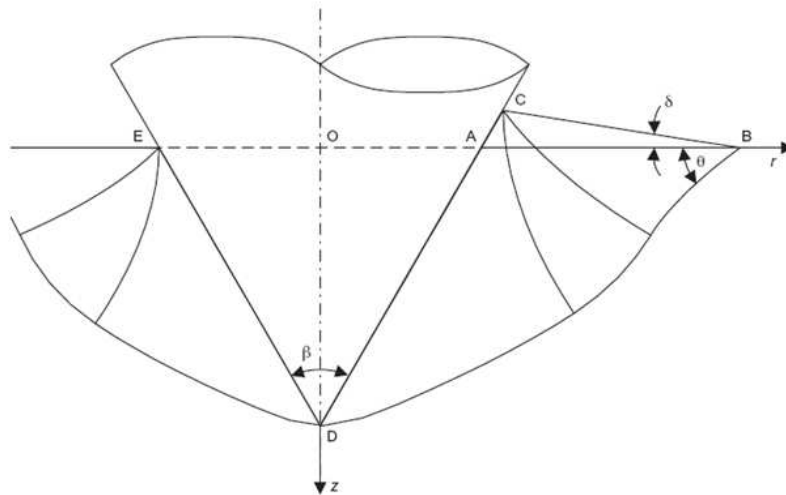


Figure 4-18 Représentation du bourrelet engendré par la pénétration d'un cône dans le sol (Koumoto, 2001)

La Figure 4-19 donne la relation entre l'angle du bourrelet δ et l'angle du cône β . Comme on peut le constater, δ est égal à zéro pour $\beta = 0^\circ$ et $\beta = 180^\circ$. Et atteint des valeurs maximales pour de $\delta = 12.5^\circ$ à $\beta = 73^\circ$ dans le cas d'un cône parfaitement lisse et un maximum de $\delta = 7.5^\circ$ à $\beta = 75^\circ$ dans le cas d'un cône rugueux. (Koumoto, 2001)

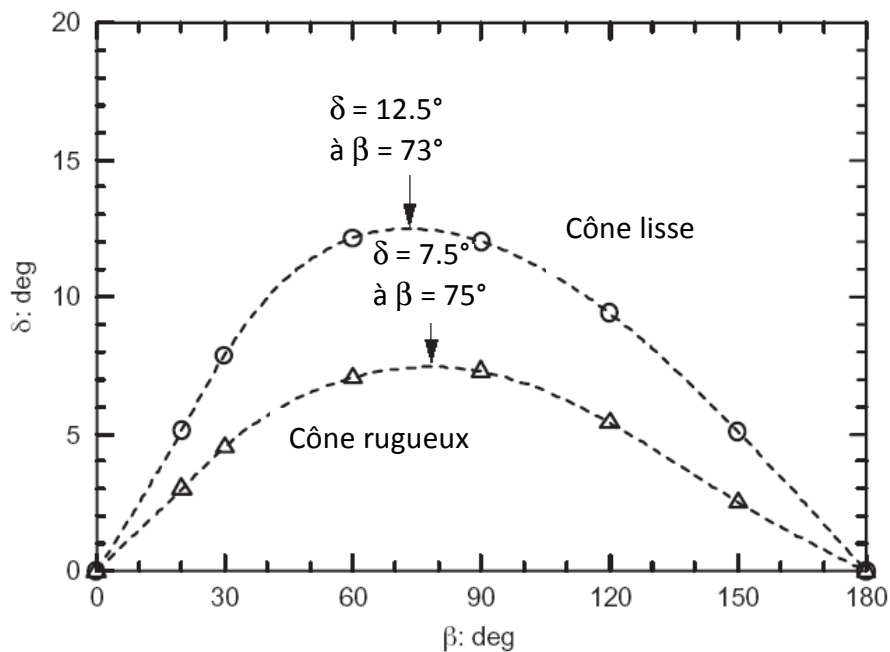


Figure 4-19 Relation entre l'angle du bourrelet δ et l'angle du cône β (Koumoto, 2001)

L'effet du bourrelet sur la pénétration du cône dans le sol, est représenté par la Figure 4-20. Cet effet est exprimé par l'intermédiaire d'un facteur noté λ et défini comme suit :

$$\lambda = \frac{N_{cb}}{N_c} \quad 4-5$$

Où :

N_c : facteur de capacité portante de cohésion estimé par modélisation sans tenir compte du bourrelet

N_{cb} : facteur de capacité portante de cohésion estimé par modélisation en tenant compte du bourrelet

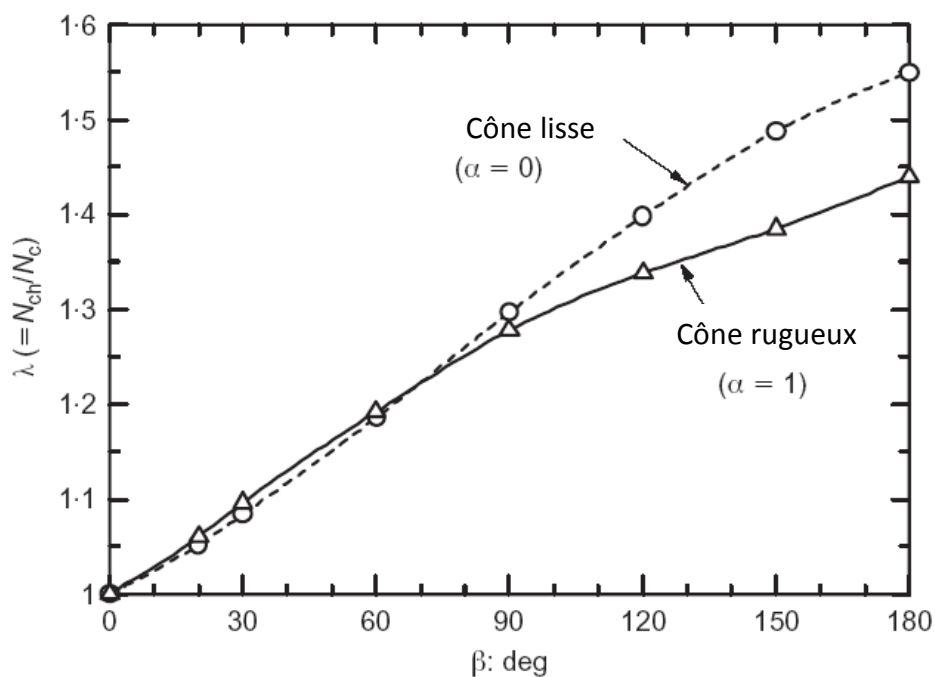


Figure 4-20 Variation de $\lambda = N_{cb} / N_c$ avec l'angle du cône (Koumoto, 2001)

Les valeurs de λ (écarts entre N_c et N_{cb}) augmentent avec l'augmentation de la valeur de l'angle du cône β , donc plus le cône est pointu moins est l'effet du bourrelet sur la pénétration (Koumoto, 2001).

4.4.6 Sensibilité à l'opérateur

Afin d'étudier la sensibilité de l'appareil à l'opérateur, une série de mesures de la limite de liquidité a été confié à trois opérateurs différents au laboratoire de recherches géotechniques du MIT (USA). L'échantillon utilisé est du même type de sol utilisé lors de l'étude de l'influence de l'opérateur sur l'appareil de Casagrande, sa limite de liquidité est $W_L(\text{Casagrande}) = 65,9\%$ (page 45, paragraphe 3.4.1.5) (Kestler, 1979).

Les résultats de ces mesures sont présentés dans le Tableau 4-6 et la Figure 4-21 :

Tableau 4-6 Sensibilité du pénétromètre à cône à l'opérateur

	Coéf. de Corrélation	Pente	w % à une pénétration 10 mm
Opérateur A	0.994	16.5	56.9
Opérateur B	0.996	15.2	57.9
Opérateur C	0.993	14.1	57.2
Moyenne	-	-	57.3
Ecart max. / moyenne	-	-	0.6
Ecart max. / moyenne %	-	-	1%

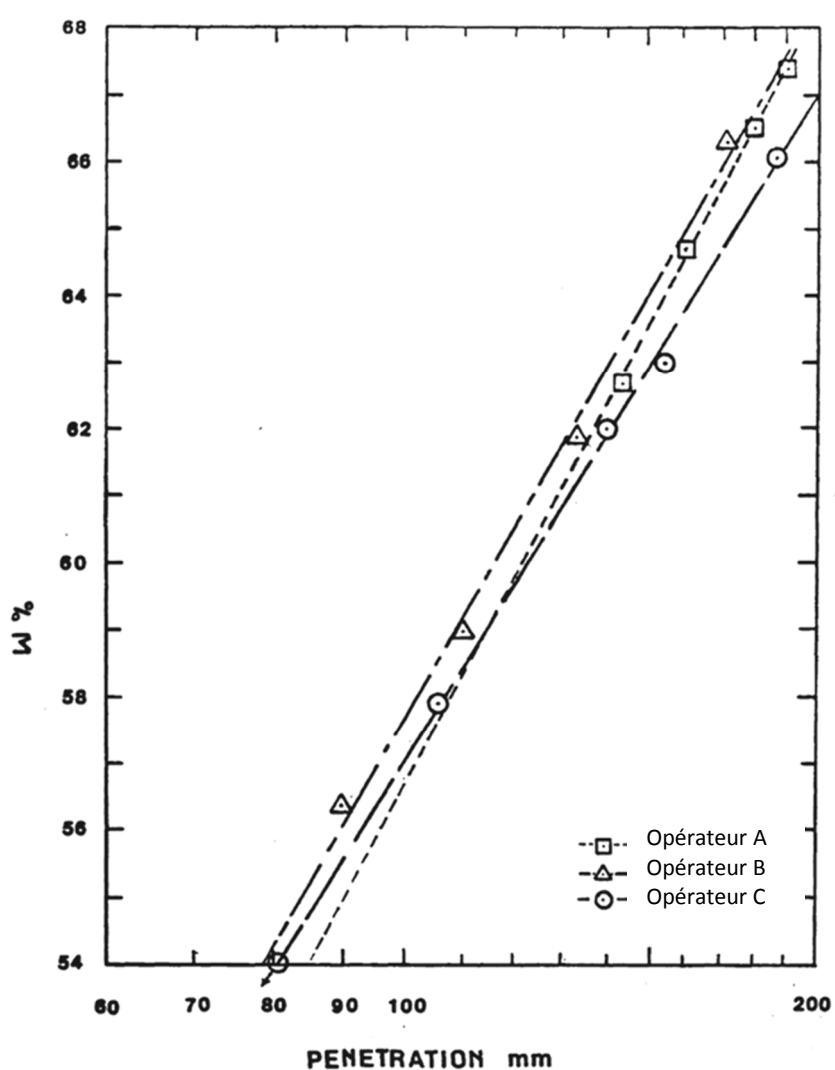


Figure 4-21 Sensibilité à l'opérateur du pénétromètre à cône (Kestler, 1979)

La corrélation entre les résultats des trois opérateurs est excellente et l'écart entre les trois mesures est minimale (de l'ordre de 1%). Par conséquent, on peut dire que le pénétromètre à cône est peu sensible à l'opérateur, du moins pour ce type de sols.

4.5 Comparaison entre les pénétromètres à cône type 60°/60g et type 30°/80g

Tel qu'il a été cité précédemment, plusieurs types de pénétromètres à cône existent à travers le monde. Cependant, deux types seulement sont prépondérants dans la plupart des pays ; le pénétromètre 60°/60g et le pénétromètre 30°/80g. Une étude comparative entre ces deux types a été menée par le comité technique européen 5 (European Technical Committee 5). Plusieurs pays ont participé à l'élaboration de cette étude (l'Irlande, l'Allemagne, les Pays-Bas, la Suède et la Grande Bretagne) afin de trancher laquelle des deux méthodes serait adoptée comme norme européenne (Farrell, 1997).

De prime abord, Les principales différences constatées entre les deux méthodes sont :

- Les dispositifs qui relâchent le cône présents dans les deux types d'appareils sont différents ;
- La méthode de lecture de la pénétration est différente ;
- Dans la méthode 60°/60g la limite de liquidité correspond à une pénétration de 10mm étant englobée dans un intervalle de pénétrations allant de 7 à 15mm, alors que dans la méthode 30°/80g la limite de liquidité correspond à une pénétration de 20mm étant englobée dans un intervalle de pénétrations allant de 15 à 25mm ;
- La méthode 60°/60g spécifie que la limite de liquidité soit déterminée d'un graphique où la pénétration est représenté sur une échelle logarithmique, tandis que dans la méthode 30°/80g la pénétration est représentée sur une échelle arithmétique ;
- La méthode 60°/60g prévoit que le contenant soit semi-sphérique d'un diamètre de 60mm, la méthode 30°/80g prévoie quand à elle, un contenant cylindrique d'un diamètre de 55mm pour une profondeur de 40mm.(Farrell, 1997)

Les résultats de 80 tests comparatifs menés sur des sols dont les limites de liquidité varient de 20 à 95% sont présentés dans la Figure 4-22. On remarque qu'il existe une bonne corrélation entre les deux méthodes, l'équation de la droite est :

$$(w_L)_{30^\circ/80g} = 0.998(w_L)_{60^\circ/60g} + 0.919$$

Cette corrélation ne prend pas en compte les sols très plastiques. Environ 10 sols plastiques dont w_L est de l'ordre de 300% ont été omis de cette comparaison afin de limiter les variations (Farrell, 1997).

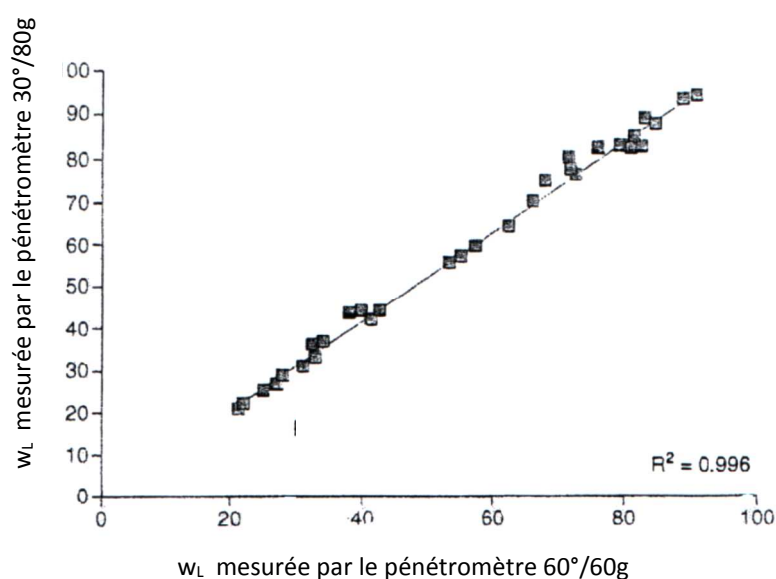


Figure 4-22 Corrélation entre la limite de liquidité donnée par les deux méthodes (Farrell, 1997)

4.5.1 Reproductibilité des résultats

Un échantillon d'argile de Londres (GB) a été envoyé à plusieurs laboratoires à travers l'Europe (TCD = Trinity College Dublin, Irlande ; RGD = Geotechnical Survey of the Netherland, Pays-Bas). Ces laboratoires ont mené un total de 24 déterminations de w_L sur cette argile. Le Tableau 4-7 fait la synthèse de ces résultats (Farrell, 1997).

Tableau 4-7 Reproductibilité des résultats des deux méthodes (Farrell, 1997)

Laboratoire	Nombre d'essais	moyenne de w_L (%)	Ecart-type 60°/60g	Ecart-type 30°/80g
TCD	4	35	0.85	0.50
TCD	8	41	1.26	0.94
TCD	4	82	0.57	0.82
TCD	10	42	0.48	0.33
TCD	10	81	0.77	0.82
TCD	10	28	0.22	0.21
RGD	8	57.5	1.30	1.20

On peut donc déduire que la reproductibilité des deux méthodes est similaire.

4.5.2 Sensibilité à l'opérateur

Les deux laboratoires cités ci-dessus ont mené des essais comparatifs entre les deux méthodes sur le même sol, avec le même équipement et dans les mêmes conditions, seulement, l'opérateur changeait pour chaque test. Les résultats de ces essais sont récapitulés dans le tableau 4-8.

Tableau 4-8 Sensibilité des deux méthodes à l'opérateur (Farrell, 1997)

Laboratoire	Nombre d'opérateurs	moyenne de w_L (%) 60°/60g	moyenne de w_L (%) 30°/80g	Ecart-type 60°/60g	Ecart-type 30°/80g
TCD	3	80.6	80.9	0.23	1.02
TCD	4	69.7	74	2.9	3.8
RGD	4	88.1	90.1	4.2	3.5

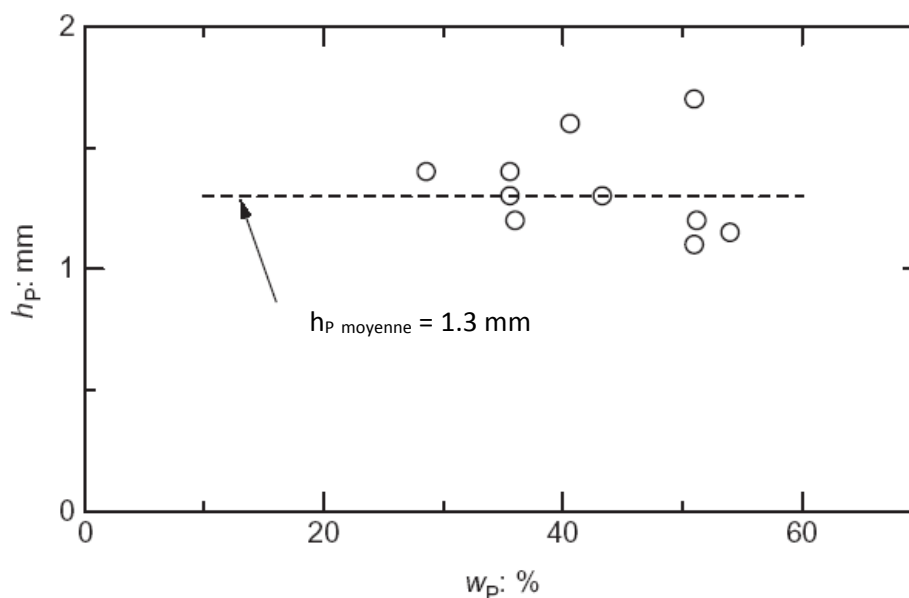
Les écarts-type varient sensiblement avec le nombre d'opérateurs.

4.6 La limite de plasticité et le pénétromètre à cône

On a vu dans le paragraphe 2.2.3 que l'avis des chercheurs est divisé concernant l'utilisation ou pas du pénétromètre à cône comme outil de mesure de la limite de plasticité. Les auteurs défavorables à l'utilisation du pénétromètre à cône étayaient leur thèse par la grande dispersion qui caractérise les pénétrations pour des teneurs en eau faibles et aussi, la nature différente des mécanismes régissant les deux limites.

4.6.1 Relation profondeur de pénétration et w_p

Plusieurs approches ont été adoptées pour définir la profondeur de pénétration correspondant à la limite de plasticité (h_p). L'une d'elles consiste à extrapoler cette valeur du diagramme $\log w - \log h$.

Figure 4-23 Variation de h_p avec w_p (Koumoto, 2001)

La Figure 4-23 représente les valeurs de plusieurs h_p extrapolées en fonction de leurs teneurs en eau respectives. Une valeur moyenne $h_{p \text{ moyenne}} = 1.3 \text{ mm}$ peut alors être retenue.

Une autre approche consiste à déduire la valeur de h_p de la valeur de h_L . Ceci, en se basant sur les travaux de Skempton & Northey et al (1953) qui soutiennent la relation suivante :

$$h_p = 1/10 h_L$$

Puisque une valeur de $h_L = 11.5 \text{ mm}$ est proposée pour un cône $60g/60^\circ$ (voir paragraphe 4.3.5 Valeur de la pénétration à la limite de liquidité) nous pouvons donc retenir une valeur de $h_p = 1.15 \text{ mm}$ (Koumoto, 2001).

4.6.2 Cohésion non drainée à w_p

En se basant toujours sur les mêmes travaux (Skempton & Northey, 1953 et al.), qui donnent la relation suivante entre la cohésion non drainée à w_L et à w_p :

$$C_{uL} = 1/100 C_{uP}$$

Nous pouvons donc déduire, pour le cône $60g/60^\circ$ la valeur de $C_{uP} = 138 \text{ kPa}$ de la valeur précédemment donnée $C_{uL} = 1.38 \text{ kPa}$ (voir paragraphe Valeur de la cohésion non drainée à la limite de liquidité)

Cependant, en ayant recours aux extrapolations la valeur trouvée pour C_{uP} est de 108 kPa , (Koumoto, 2001). (Figure 4-24)

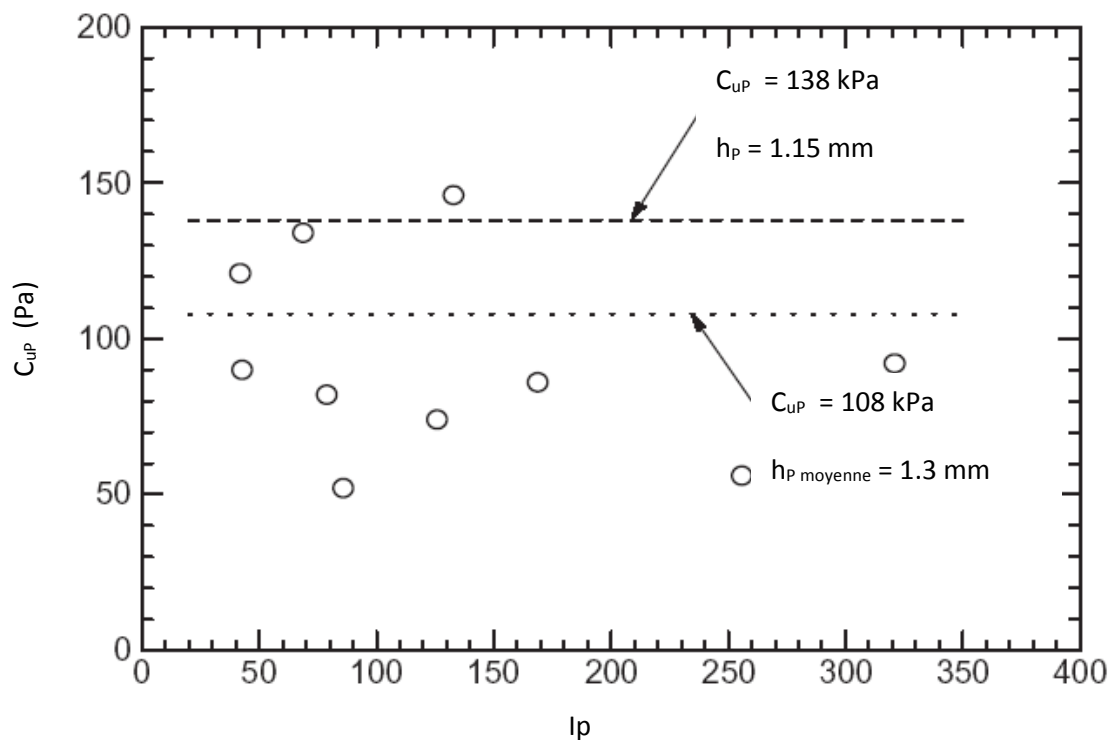


Figure 4-24 variation de C_{uP} avec I_p (Koumoto, 2001)

4.7 Conclusion

Le pénétromètre à cône est un appareil d'origine suédoise et que plusieurs pays ont amélioré, développé et adopté pour la mesure de la limite de liquidité. Des travaux récents tentent de lui assoir une base théorique et de l'utiliser pour la mesure de la limite de plasticité.

Lors de ce chapitre nous avons d'abord exposé plusieurs modèles d'appareils développés sur la base du pénétromètre suédois. Certains de ces appareils sont aujourd'hui normalisés dans leurs pays d'origines et parfois, préférés à l'appareil de Casagrande.

L'étude théorique de la pénétration du cône dans le sol a conduit à une meilleure compréhension des phénomènes qui influent sur ces mesures. En comparant les résultats théoriques à des résultats expérimentaux, nous avons pu aboutir à d'importantes conclusions :

- Il existe une relation linéaire entre le log de la teneur en eau et $\log C_u$;
- Il existe une relation linéaire entre le log de la teneur en eau et le log de la pénétration du cône ;
- Une valeur allant de 1.38 à 1.83 kPa est retenue comme valeur de la cohésion non drainée à la limite de liquidité pour le cône 60°/60g ;
- Une valeur allant de 10 à 11.5 mm est retenue comme valeur de la pénétration à la limite de liquidité pour le cône 60°/60g ;

Les différents types de pénétromètres se distinguent généralement par la géométrie et le poids du cône. Cependant, il existe d'autres facteurs qui peuvent influencer sur la mesure de l'appareil. L'étude de ces facteurs conduit à :

- Théoriquement, l'influence de l'angle d'un cône lisse est minimale quand il prend une valeur de 52.6° ;
- La rugosité ainsi que la l'usure de la pinte du cône ont une influence significative sur les mesures de l'appareil ;
- Plus le cône est pointu moins est l'influence du bourrelet sur les mesures ;
- Le pénétromètre à cône est peu sensible à l'opérateur.

D'autre part, l'étude comparative des deux méthodes les plus répandues, à savoir, le cône 60°/60g et le cône 30°/80g, nous permet de dire que les résultats des deux méthodes sont comparables car si chacune a ses propres avantages, les deux méthodes souffrent des mêmes inconvénients.

Enfin, au vu des résultats théoriques, la mesure de la limite de plasticité via le pénétromètre à cône représente une opportunité qui semble prometteuse qui doit être vérifiée par des essais expérimentaux.

Partie expérimentale

Chapitre 5 : Matériels et méthodes

5.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous donnerons en premier lieu, les mesures préventives que nous avons prises pour maîtriser les paramètres d'influences sur le matériel de chacune des méthodes étudiées. Ces dispositions auront pour but de palier l'effet d'un facteur donné et d'isoler les facteurs que nous désirons étudier. Ensuite, nous décrirons le matériel utilisé pour l'exécution des essais et nous exposerons les caractéristiques des sols assujettis à ces essais. En fin, nous citerons les normes utilisées et le mode opératoire permettant la préparation des prises d'essais.

5.2 Dispositions préventives aux facteurs d'influence

Nous avons vu dans l'analyse critique de l'appareil de Casagrande que les résultats de ce dernier sont affectés par plusieurs facteurs. Certains, sont inhérents à l'appareillage, alors que d'autres sont indépendants de celui-ci. Tenter d'étudier tous ces facteurs revient à consacrer beaucoup de temps et d'essais à cette tâche. Par conséquent, nous nous contentons d'en étudier les plus importants, tout en veillant à neutraliser l'effet des facteurs non concernés par la présente étude. Nous distinguons donc les facteurs influant sur les résultats à neutraliser de ceux à étudier ⁽¹⁾.

5.2.1 Facteurs d'influence neutralisés

A la lumière des études précédentes (Casagrande et al), nous avons pu identifier des facteurs d'influence sur les résultats des mesures de l'appareil de Casagrande qu'il s'agit de neutraliser dans la présente étude. Le but de neutraliser ou à défaut, d'en diminuer l'effet est évidemment d'isoler le phénomène qu'on désire étudier. Ces facteurs sont comme suit :

5.2.1.1 Concernant l'appareil de Casagrande

- *Matière composant le socle*

La matière composant le socle peut être une gomme dure (norme américaine, ASTM D423-66, 1989), une gomme tendre (norme britannique, BS 1377 – part 2, 1989) ou du bois baké tel que proposé sur des appareils commercialisés en France. Casagrande recommande qu'on utilise un matériau de type ébonite qui permet un resurfaçage aisé lorsque la coupelle réussit à creuser le socle à l'emplacement de sa chute.

Dans la présente étude, le socle de l'appareil utilisé est en gomme dure. Ce choix étant purement motivé par des raisons de disponibilité, il n'est toutefois pas sans conséquences ; nous savons d'après les résultats données par des études ultérieures (Sridharan, et al) que les résultats donnés en utilisant ce type de socle sont légèrement inférieurs à ceux donnés

¹ Les facteurs étudiés seront exposés dans le chapitre « Résultats et discussion »

en utilisant un socle en gomme tendre. Ce constat peut s'expliquer par l'absence d'effet amortissant que peut procurer le choc sur une matière relativement tendre. L'effet des coups est donc plus « aigu » et mène à un cisaillement plus rapide des parois qui forment les lèvres de la rainure.

- ***Outil à rainurer***

Nous avons vu dans l'analyse critique de l'appareil de Casagrande que 3 types d'outils à rainurer sont actuellement utilisés ; l'outil de Casagrande, l'outil AASHTO et celui de Hovanyi. L'outil AASHTO présente l'inconvénient de ne pas tailler une rainure ayant une profondeur fixe alors que les deux autres, vu leurs formes, peuvent tailler le sol contenu dans la coupelle en lui assurant une profondeur fixe. L'outil Hovanyi ajoute à cet avantage une bonne adéquation aux sols sableux grâce aux reliefs jaillissant sur les bords.

Dans la présente étude, l'outil utilisé est celui de Casagrande adopté par la norme française et ASTM. Cet outil est largement utilisé dans les laboratoires pour sa précision et son adéquation à une large gamme de sols.

- ***Propreté de l'appareil***

Des impuretés ou des petits grains de sol peuvent se coller sur la coupelle et le socle de l'appareil de Casagrande et réduire l'effet de l'impact. Par conséquent, nous avons veillé lors de la réalisation des essais, pour chaque prise de mesure, à laver la coupelle sous une eau courante et de l'essuyer avec un chiffon sec ou un papier absorbant et laisser sécher quelques minutes.

- ***Uniformité de la mixture***

Lors de l'exécution des essais, nous avons tenté d'uniformiser la mixture en veillant à mélanger les deux sols ; plastique et non plastique, dans un premier temps, sans humidification, sur la pailasse jusqu'à l'obtention d'un sol à couleur uniforme. Ensuite, pour humidifier le mélange nous ajoutons progressivement l'eau jusqu'à la saturation apparente du sol. Le mélange ainsi imbibé est mis dans un sac en plastique et scellé pendant 24 heures. En faisant ainsi, même un sol très plastique aura le temps d'absorber la quantité d'eau nécessaire pour atteindre la limite de liquidité.

- ***Quantité du sol testé***

Kestler, (1979) a étudié l'impact de ce paramètre sur la mesure de w_L via l'appareil de Casagrande et a conclu à dire que l'influence de ce paramètre varie d'un sol à un autre. Néanmoins, la dispersion des résultats ne dépasse pas ± 2 de la valeur trouvée de w_L .

Lors de cette étude, nous n'avons pas mesuré l'épaisseur du sol mis sur la coupelle. Cependant, nous avons veillé à chaque mesure à estimer visuellement l'épaisseur du sol au droit du point d'impact pour le fixer à environ 1 cm.

- ***Usure du matériel***

Afin de prévenir toute influence sur les résultats provenant de du matériel (usure de l'outil à rainurer, usure du socle au point d'impact avec la coupelle), nous avons opté pour l'utilisation d'un matériel neuf.

5.2.1.2 Concernant le pénétromètre à cône

- ***Angle du cône et usure de sa pointe et rugosité de sa surface***

Le pénétromètre à cône utilisé dans la présente étude est un appareil ayant un cône à pointe de 30° et un poids de 80 grammes. En outre, c'est un appareil neuf qui n'a jamais servi donc ni la pointe du cône ni sa surface ne sont usées.

- ***Dimensions du récipient***

Plusieurs auteurs soutiennent qu'un récipient ayant 55 mm de diamètre pour 40 mm de hauteur est suffisant pour éliminer toute sorte d'interaction entre le sol testé et la paroi interne du récipient. En effet, si ce dernier est trop étroit ou pas assez profond le cisaillement du sol par le cône sera altéré par l'effet du confinement.

Nous avons utilisé lors de cette étude un récipient de dimension de 55 mm de diamètre par 55 mm de hauteur. Ce qui paraît largement suffisant pour assurer un cisaillement du sol par le cône libre de tout effet indésirable dû au confinement.

- ***Temps de pénétration***

Le temps de pénétration est un paramètre qui peut influencer sur les résultats donnés par le pénétromètre à cône s'il est laissé à la seule appréciation de l'opérateur. Même si ce dernier est équipé d'un chronomètre, le temps de réaction peut influencer sur les résultats vu que le temps imparti au cône pour pénétrer le sol est relativement court (5 secondes).

En utilisant dans cette étude un modèle de pénétromètre à cône équipé d'une minuterie garantissant la retenue automatique du cône au bout de 5 seconds, nous avons pu neutraliser l'influence de ce paramètre au profit d'une mesure plus précise et équitable pour tous les échantillons testés.

- ***Usure du matériel***

Comme pour l'appareil de Casagrande, nous avons opté pour l'utilisation d'un pénétromètre neuf afin de prévenir toute influence sur les résultats (usure de la pointe du cône).

5.2.1.3 Facteurs d'influence non neutralisés

Il est à rappeler que les facteurs cités dans la partie théoriques sont le fruit de beaucoup travaux de recherche étalés sur plusieurs années. Certains de ces facteurs n'ont pas été maîtrisés lors de cette étude. Ceci est dû soit au manque de temps car l'étude de ces

paramètres induirait un grand nombre d'essais supplémentaires, ou bien que l'influence de ces paramètres sur les résultats soit négligeable par rapport à l'effort qui doit être déployé.

- **Fréquence des coups**

L'appareil de Casagrande utilisé lors de cette étude est dépourvu de cadence-mètre à moteur pour réguler la fréquence des coups. Cependant, les deux opérateurs qui ont réalisés les essais sont avertis et ont tenté de s'accorder à la cadence de 2 coups par seconde conformément à la norme (NFP94-051, Mars 1993).

- **Température et humidité ambiante**

Nous avons vu lors de la partie théorique qu'un grand écart de la température ambiante de 7 à 24 °C provoque une incidence d'environ 1 à 2 points sur la valeur de la limite de plasticité et de liquidité. Nous pouvons dire en effet, que si la température ambiante n'atteint pas des valeurs extrêmes, elle a alors, une influence très minime sur la mesure des limites de consistance.

Lors de l'exécution des essais de cette étude, nous avons mesuré la température ambiante qui est resté dans un intervalle tempéré ; de 16 à 27 °C. ⁽²⁾

5.3 Description du matériel utilisé

5.3.1 Pénétromètre à cône

5.3.1.1 Appareillage

L'appareil est constitué d'une base dressée pesante et d'une colonne-support de très grande rigidité. A l'arrière, une glissière permet de guider la partie supérieure pour un ajustement rapide de la position du cône ou même l'affleurement de l'échantillon. Un gros bouton moleté assure le blocage.

Un dispositif mécanique manuel à ressort ou en variante, de type électromécanique à déclenchement manuel, maintient le cône en place ou le libère.

Le cône est réalisé en acier inox : il a un angle au sommet de 30° et une génératrice de 35 mm de longueur. En partie supérieure, à l'opposé du cône, une platine vissée et moletée permet d'ajuster le zéro du comparateur. Sa course est de l'ordre de 3 mm. Le poids du système mobile est de 80 g. Un gabarit est proposé en option pour le contrôle de l'état du cône (Figure 5-1).

L'appareil dispose d'un comparateur de 12/0,01 mm à montage inverse : en position de repos, le palpeur n'est pas en contact avec le cône. Le ressort de positionnement du palpeur ne peut donc, exercer d'effort parasite sur celui-ci.

² Voir l'influence de la température sur les mesures des limites de liquidité et de plasticité page 51

Un godet de pénétration standard de diamètre de 55 mm par une hauteur de 55 mm.

L'appareil utilisé est dans un état neuf, donc aucune trace d'usure sur la pointe du cône ou autres.

5.3.1.2 Mode opératoire

On distingue deux utilisations du pénétromètre à cône en fonction du mode d'arrêt de la pénétration du cône; la première est manuelle, la deuxième en utilisant une minuterie.

- *Utilisation manuelle*

Préparer l'échantillon conformément aux normes en vigueur. Garnir soigneusement le godet à la spatule en prenant soin de n'enfermer aucun volume d'air dans le matériau. Araser la surface du godet.

Monter le comparateur sur son support ; pointe à bille vers le bas.

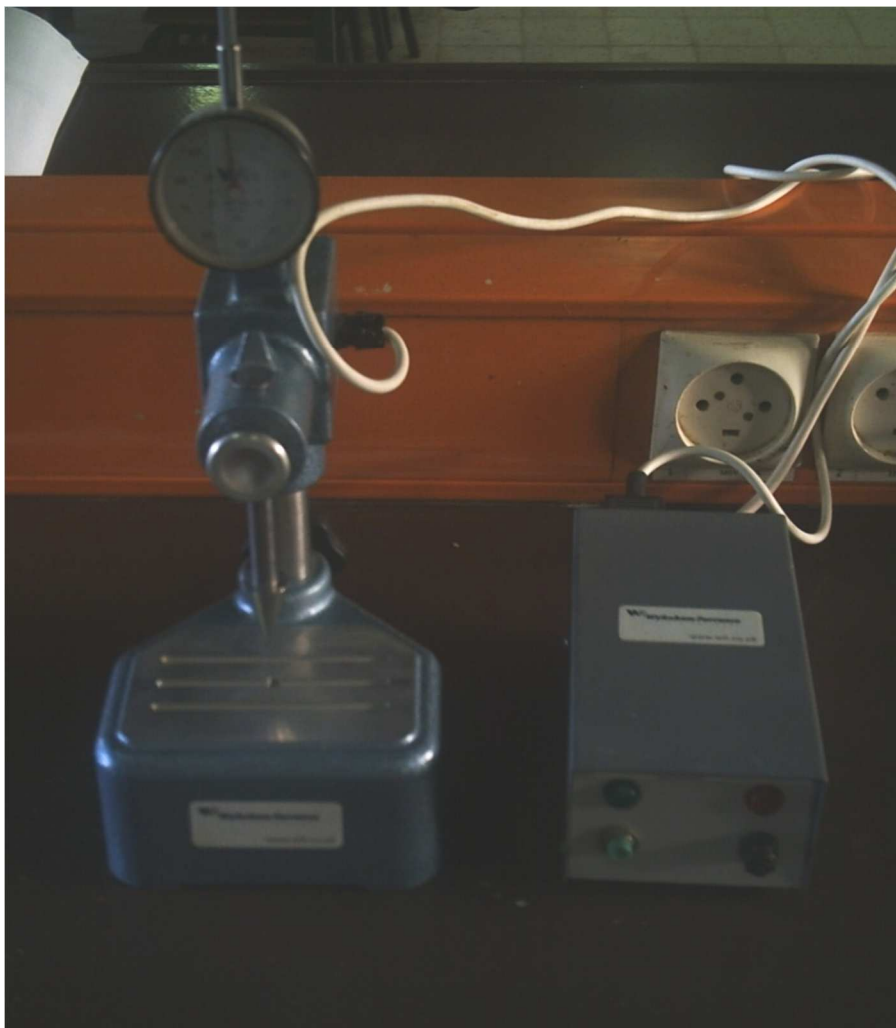


Figure 5-1 pénétromètre à cône (Laboratoire de recherche de l'ENTP)

Grâce à la colonne ajustable, amener la pointe du cône en contact avec la surface du matériau : la course du cône doit être compatible avec l'enfoncement prévisible. Une bonne méthode pour : assurer de l'effleurement de la surface par le cône consiste à déplacer le godet sur le socle. Si le cône est bien situé verticalement, le sol doit être griffé superficiellement.

Descendre le palpeur du comparateur délicatement et le mettre en contact avec la platine supérieure du cône. Celle-ci vissée peut être tournée et permettre d'ajuster le zéro du comparateur. Noter la valeur initiale du comparateur à 1/10 mm près.

L'uni d'un chronomètre à 0,5 sec près, libérer manuellement le cône par pression sur le poussoir circulaire. La course de celui-ci est faible : comprise entre 0,13 et 0,25 mm. Pour garantir la stabilité de l'appareil, il est recommandé de presser le poussoir d'un pouce tandis que les autres (doigts prennent appui sur l'arrière du mécanisme. Au bout de 5 secondes (+/- 1 sec), relâcher le : poussoir pour retenir le cône.

Descendre le palpeur du comparateur à nouveau et noter la valeur finale du comparateur à 1/10^{ème} près.

La différence entre les 2 lectures correspond à la Pénétration du Cône. Il est conseillé de doubler la mesure depuis le remplissage du godet. L'écart-type admissible est de +/-1 mm.

- ***Utilisation avec minuterie***

Procéder comme il est indiqué ci-dessus pour la préparation.

Avant tout branchement électrique, il est recommandé de suspendre le cône dans sa position basse.

Brancher la minuterie sur l'arrière du socle de l'appareil. Relier la prise de courant de l'appareil au réseau. Ceci a pour effet de solliciter une première fois le mécanisme et de libérer le cône pendant 5 secondes, d'où l'intérêt d'éviter qu'il ne puisse tomber et éventuellement endommager la pointe. Lors du branchement, une lampe témoin rouge s'allume.

Grâce à la colonne ajustable, amener la pointe du cône en contact avec la surface du matériau : la course du cône doit être compatible avec l'enfoncement prévisible. Une bonne méthode pour s'assurer de l'effleurement de la surface par le cône consiste à déplacer le godet sur le socle. Si le cône est bien situé verticalement, le sol doit être griffé superficiellement.

Descendre le palpeur du comparateur délicatement et le mettre en contact avec la platine supérieure du cône. Celle-ci vissée peut être tournée et permettre d'ajuster le zéro du comparateur. Noter la valeur initiale du comparateur à 1/10 mm près.

Libérer le cône automatiquement par pression sur le bouton de déclenchement de la minuterie. Une lampe témoin Verte s'allume. Au bout de 5 secondes (+/-1 sec l'électro-aimant agit et retient le cône tandis que la lampe verte s'éteint (Figure 5-3).

Descendre le palpeur du comparateur à nouveau et noter la valeur finale du comparateur à 1/10° mm près. La différence entre les 2 lectures correspond à la pénétration du cône. Il est conseillé de doubler la mesure depuis le remplissage du godet. L'écart-type admissible est de +/-1 mm. Mesurer le teneur en eau selon la norme NF P 94-050.

- **Détermination de la limite de liquidité**

La relation entre la pénétration et la teneur en eau du cône apparaît sur l'abaque de la Figure 5-2. En abscisse est notée la teneur en eau pondérale en % tandis qu'en ordonnée apparaissent les enfoncements. Les deux échelles sont linéaires.

L'ensemble des couples "enfoncement-teneur en eau" est alors représenté par un point. Quatre points au minimum doivent être portés sur l'abaque, régulièrement répartis. Nous rechercherons la droite moyenne ou celle des "moindres carrés".

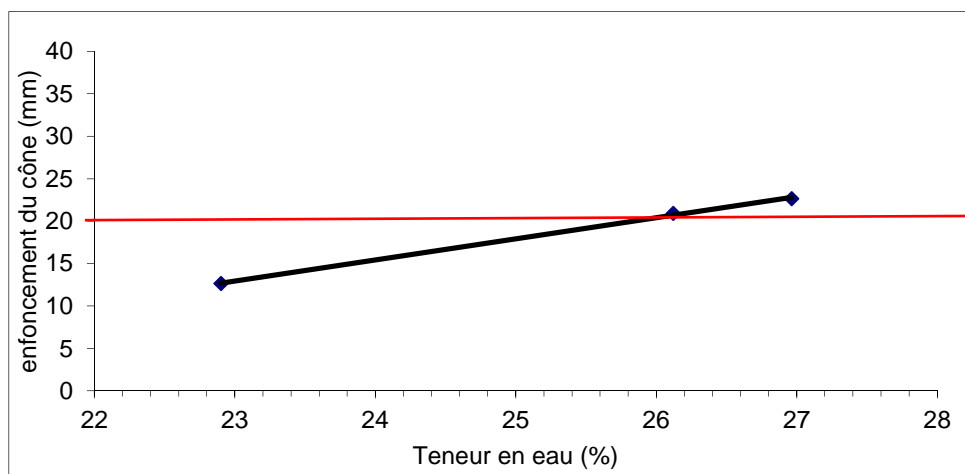


Figure 5-2 : Représentation des mesures de WL avec le pénétromètre à cône

Par définition, la Limite de Liquidité est la teneur en eau qui correspond à une pénétration de 20 mm. Elle est donc représentée par le point d'intersection de la droite expérimentale avec la droite d'équation :

$$e = \text{enfoncement} = 20 \text{ mm}$$

donc :

$$w_L = 26.1 \% \quad (\text{dans l'exemple sur la Figure 5-2})$$



Figure 5-3 Exécution de trois pénétrations sur une prise d'essai

- *Détermination de la limite de plasticité*

La limite de plasticité est déterminée suivant le même procédé que celui de la limite de liquidité à une différence près le socle contenant l'échantillon est remplacé par l'anneau de la cellule œdométrique et sera remplis suivant la méthode explicitée dans la figure 3-4.

5.3.2 Méthode de Casagrande

5.3.2.1 Appareillage

L'appareil de Casagrande utilisé lors de cette étude présente un socle et une manivelle en plastique, deux coupelles en laiton, une lisse et une rugueuse (Figure 5-4). Nous utiliserons également deux spatules et plusieurs godets pour la mesure de la teneur en eau selon NF P 94-050. L'état de l'appareil et de l'outil à rainurer est neuf, donc aucune trace d'usure ou de changements de dimensions à craindre.

5.3.2.2 Mode opératoire

- *Détermination de la limite de liquidité*

Nous plaçons environ 70 g de pâte répartie avec la spatule en plusieurs couches, de façon à former un gâteau à peu près symétrique par rapport au plan de symétrie de la coupelle. L'épaisseur du matériau au centre de la coupelle doit être de l'ordre de 15 à 20 mm.

A l'aide de l'outil à rainurer, tenu perpendiculairement à la surface de la coupelle, la partie biseautée de l'outil vers l'avant de l'appareil nous partageons la pâte en deux.

La coupelle fixée sur l'appareil est ensuite soumise, à l'aide de la manivelle à une série de chocs réguliers : deux coups par seconde. Nous notons le nombre de chocs nécessaires pour

que les lèvres de la rainure se rejoignent sur une longueur de 1 cm appréciée à l'œil. Le nombre de coups de fermeture doit être compris entre 15 et 35.

Nous prélevons à l'aide de la spatule deux échantillons de chaque côté des lèvres de la rainure et au voisinage de l'endroit où elles se sont refermées et nous procédons à la mesure de la teneur en eau.

L'appareil est posé à même la paille sans aucun corps intermédiaire (pas de livre épais ou annuaire téléphonique ou autre)

De la même manière, nous réalisons deux autres mesures telles que l'on puisse tracer la droite de liquidité sur un graphe ayant pour abscisses les teneurs en eau et en ordonnées le nombre de chocs. La limite de liquidité correspond à la teneur en eau à 25 coups.

- ***Détermination de la limite de plasticité***

La mesure de limite de plasticité se faisant après celle de la limite de liquidité, nous avons souvent un échantillon trop humide qu'on dessèche en le malaxant et en l'étalant sur le marbre.

Nous formons une boulette de l'échantillon et à l'aide d'une plaque ou à la main, que nous roulons sur le marbre de façon à former un rouleau qu'on amincit progressivement jusqu'à ce qu'il ait atteint 3 mm de diamètre.

Cette opération doit être menée avec les précautions suivantes :

- l'amincissement du rouleau doit se faire en une seule fois ;
- le rouleau arrivé à 3 mm de diamètre doit avoir 10 à 15 cm de longueur et ne doit pas être creux ;
- la limite de plasticité est atteinte lorsqu'en soulevant de 1 à 2 cm le rouleau de 3 mm en son milieu il se fissure ;
- on effectue un deuxième essai à partir d'une autre boulette du même mortier ; après rupture nous plaçons le second rouleau dans un godet différent du premier.
- nous procédons à la mesure de la teneur en eau selon NF P 94-050. Par définition la limite de plasticité d'un mortier est la teneur en eau exprimée en % du poids du matériau sec du rouleau qui se brise au moment où son diamètre atteint 3 mm.



Figure 5-4 Appareil à percussions de Casagrande (Laboratoire de recherche de l'ENTP)

5.4 Caractéristiques géotechniques des matériaux utilisés

5.4.1 Caractéristiques des matériaux utilisés

Afin d'obtenir des résultats représentatifs d'une large gamme de plasticité des sols, nous avons opté pour la reconstitution d'échantillons à base de deux sols ; le premier, est une bentonite très plastique d'origine industrielle, largement utilisée comme boue de forage dans le domaine de la prospection géotechnique. Elle provient d'un gîte près de *Maghnia* (Tlemcen). Le deuxième, est un tuf limoneux, moyennement carbonaté et peu plastique qui provient d'une carrière de Tuf à *Shaoula* (Alger).

Les principales caractéristiques physico-chimiques des échantillons utilisés pour les expérimentations sont présentées sur le tableau 5-1 :

Tableau 5-1 caractéristiques des matériaux utilisés

Désignation	Bentonite	Tuf
Provenance	Maghnia	Shaoula
Couleur	Grise	Jaune blanchâtre
Limite de liquidité	216	25
Limite de plasticité	64	18
Indice de plasticité	152	07
Composition minéralogique	Montmorillonite	-
Teneur en SO ₄	Néant	Néant
Teneur en Al ₂ O ₃ et Fe ₂ O ₃	1.67	Néant
Teneur en CaCO ₃	21.07	41.07

5.4.2 Préparation des échantillons

Les échantillons soumis aux essais sont préparés suivant les étapes ci-après :

- Le tuf est séché à 50°C à l'étuve pendant 24 heures ;
- Réaliser une analyse granulométrique du tuf qu'on appellera courbe de référence (Figure 5-6) car dans le cas d'épuisement du sol analysé lors de cette analyse, il sera procédé à la reconstitution de ce sol à partir des différentes fractions granulaires suivant la courbe granulométrique initiale appelée « courbe de référence » ;
- Prendre une quantité d'environ 10 kg de tuf et procéder au tamisage en séparant chaque fraction ;
- Reconstituer le tuf au besoin selon la courbe de référence ;
- Peser l'échantillon de tuf, ajouter la proportion de bentonite voulue et mélanger le tout à sec ;
- Imbiber le mélange avec de l'eau distillée et triturer légèrement à l'aide d'une spatule ;

- Sceller le mélange obtenu dans un sac en plastique et mettre à l'abri de la chaleur pendant 24 heures (durée indispensable pour une bonne imbibition du mélange notamment ceux à prépondérance de bentonite (Figure 5-5).
- Procéder aux essais de détermination de la limite de liquidité sur cet échantillon avec les deux méthodes selon leurs normes respectives le même jour.



Figure 5-5 un mélange reconstitué (tuf + bentonite)

5.4.3 Conditions d'exécution des essais

Le programme d'essai a été mené en deux phases, chacune de ces phases a été exécutée par un opérateur différent ; l'opérateur 1 a réalisé la première phase dans le laboratoire de recherche de l'ENTP (Alger) pendant la saison hivernale à une température quasiment constante avoisinant 18°C. L'environnement de la salle de travail du laboratoire est sec et est à l'abri du soleil. La paillasse sur laquelle les essais ont été réalisés est en marbre. L'opérateur 1 est *peu expérimenté*, il a réalisé la phase d'essais dans l'ordre chronologique suivant :

- Jour1 : préparation des échantillons ; imbibition des échantillons 1 et 2 du sol à 0 % de bentonite pendant 24 heures dans un sac en plastique hermétique.

- Jour 2 : réalisation d'une mesure de W_L avec l'appareil de Casagrande et le pénétromètre à cône sur l'échantillon 1. Les résultats sont exprimés dans la colonne W_L - cas1 et pen1 dans le Tableau 6-1
- Jour3 : réalisation d'une de W_L avec l'appareil de Casagrande et le pénétromètre à cône sur l'échantillon 2. Les résultats sont exprimés dans la colonne W_L - cas2 et pen2 dans le Tableau 6-1
- Jour 4 : préparation des échantillons ; mélange du sol avec 10% de bentonite et imbibition des échantillons 1 et 2 pendant 24 heures pour dans un sac en plastique hermétique.
- Le reste des essais comportant des pourcentages de bentonites différents se sont réalisés avec les mêmes agencements et sont indiqués dans le Tableau 6-1.

Notons bien que le but d'exécuter les mêmes mesures sur deux échantillons identique est de vérifier la reproductibilité de chacun des essais sur une gamme large de plasticités.

Quant à l'opérateur 2

- Jour 1 : préparation des échantillons ; reconstitution du sol non plastique selon la courbe granulométrique de référence, imbibition du sol à 0 % de bentonite pour les échantillons 1 et 2 pendant 24 heures pour dans un sac en plastique hermétique.
- Jour 2 : réalisation d'une mesure de W_L avec l'appareil de Casagrande et le pénétromètre à cône sur l'échantillon 1. ainsi qu'une mesure de W_p sur le même échantillon avec la méthode de Casagrande et le pénétromètre à cône. Les résultats sont exprimés respectivement dans la colonne W_L - cas et pen et W_p - cas et pen dans le Tableau 6-1
- Jour 3 : Le reste des essais comportant des pourcentages de bentonites différents se sont réalisés avec les mêmes agencements sont indiqués dans le Tableau 6-1

5.4.4 Normes utilisées

Les essais réalisés lors de cette étude ont été réalisés conformément aux normes suivantes :

- Détermination de la limite de liquidité par l'appareil de Casagrande NF P 94 - 051
- Détermination de la limite de plasticité par la méthode de Casagrande NF P 94 - 051
- Détermination de la limite de liquidité par le pénétromètre à cône NF P 94 - 052
- Détermination de la teneur en eau d'un sol NF P 94-050

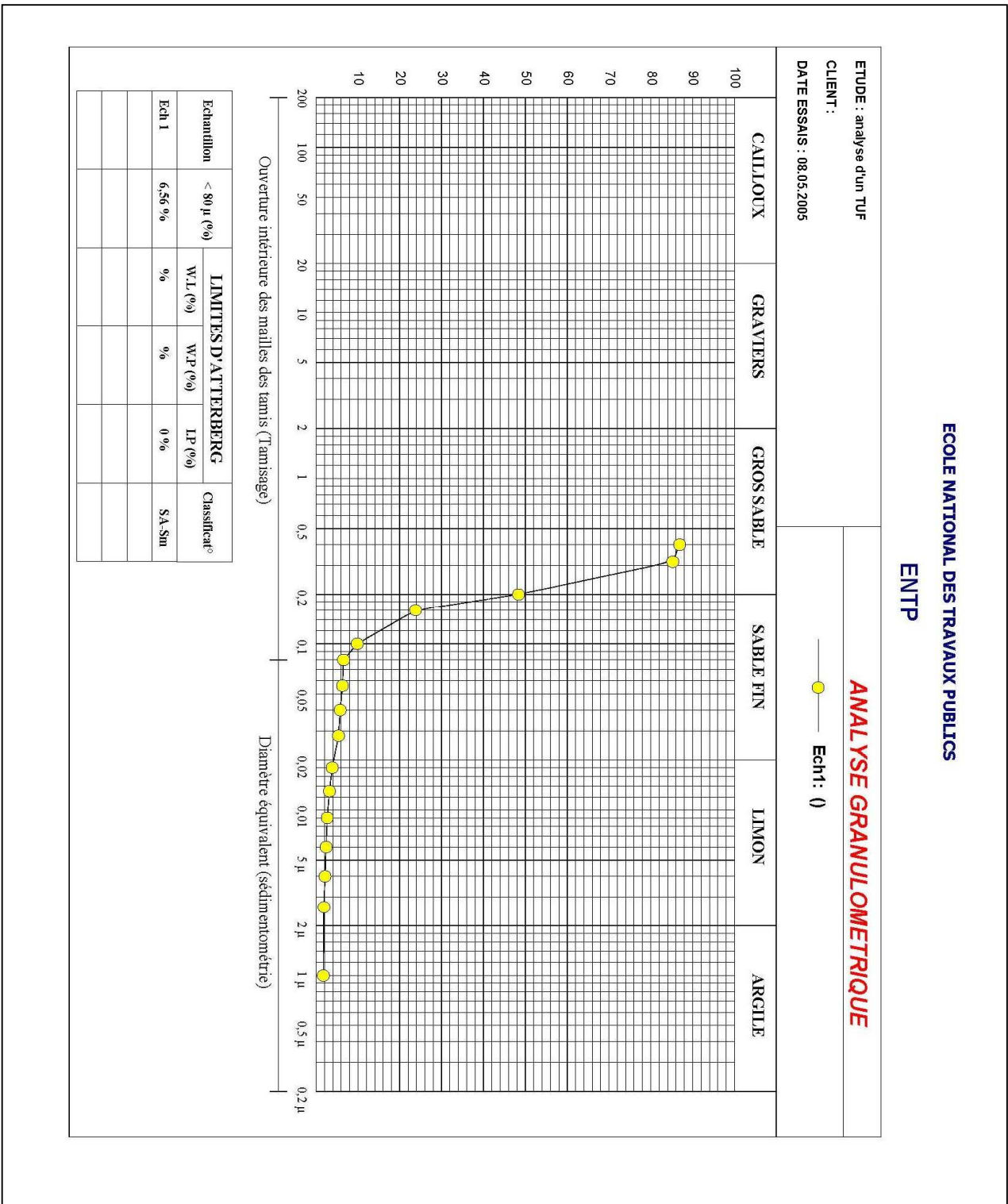


Figure 5-6 Courbe granulométrique du Tuf utilisé

Chapitre 6 : Résultats et discussion

6.1 Introduction

Dans le présent chapitre, nous présenterons les résultats globaux de tous les essais menés sur les échantillons préparés comme expliqué dans le chapitre précédent.

En suite, à la lumière de ces résultats, nous étudierons les points soulevés dans la problématique à savoir, quel est le degré de corrélation entre les deux appareils et quel est l'appareil qui présente le plus d'avantages joignant simplicité d'utilisation et précision des résultats. Enfin, nous donnerons quelques recommandations quant aux perspectives futures de recherches sur les notions abordées dans cette étude.

6.2 Résultats des mesures

Le tableau 6-1 présente la totalité des mesures de limites de consistance sur les échantillons reconstitués lors de cette étude menées par deux opérateurs différents. La 1^{ère} ligne désigne l'opérateur, la 2^{ème} le type de mesure limite de liquidité (WL) ou de plasticité (Wp) et la 3^{ème} ligne désigne le type d'appareil utilisé ; celui de Casagrande (coupelle) ou le pénétromètre à cône (cône). En plus, pour l'opérateur 1 nous distinguons l'indice 1 et 2 sur le type d'appareil car deux séries de mesures ont été menées par cet opérateur.

Tableau 6-1 Résultats globaux des mesures de consistance

% de bentonite	opérateur 1				opérateur 2			
	WL				WL		Wp	
	Coupelle 1	Coupelle 2	Cône 1	Cône 2	Coupelle	Cône	Coupelle	Cône
100	245	216	211	207	-	-	-	-
90	186	177	193	182	224	190	50	62
80	145	162	102	113	-	-	-	-
70	101	95	94	83	91	89	42	47
60	98	84	97	80	-	-	-	-
50	88	72	75	78	83	76	36	39
40	66	76	68	68	-	-	-	-
30	67	66	65	60	-	-	-	-
20	48	52	49	50	46	52	22	24
10	33	34	36	36	-	-	-	-
0	26	25	26	25	26	27	15	18

6.3 Présentation des courbes de liquidité

Nous représentons les mesures des prises d'essais sur un graphe ayant pour abscisses le nombre de coups tracés sur un axe à échelle semi-logarithmique et pour ordonnées les teneurs en eau. Nous traçons des courbes de régression linéaires joignant les points mesurés, nous obtenons ainsi les courbes de liquidités des sols testés (Figure 6-1) :

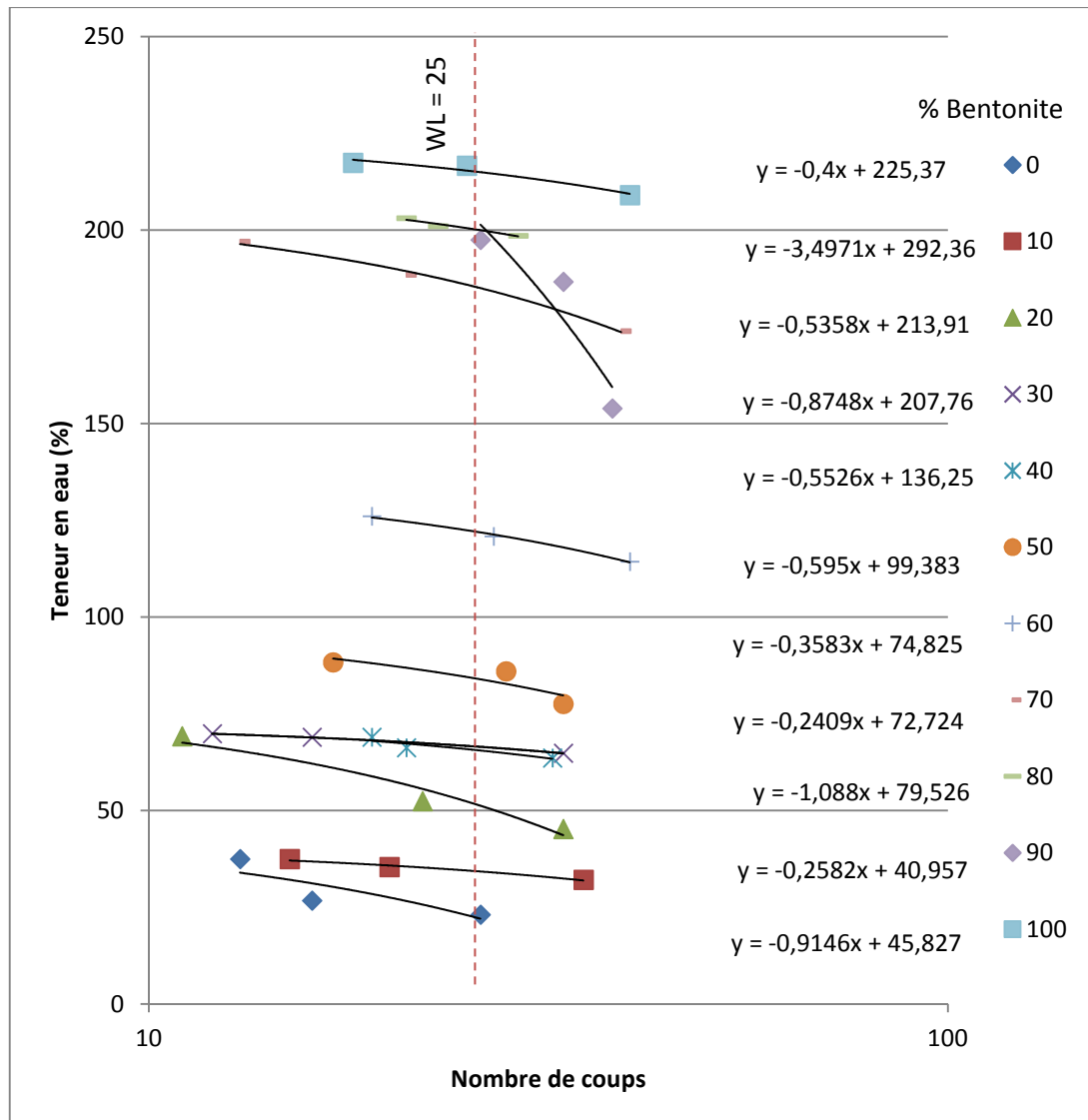


Figure 6-1 Courbes de liquidité à l'appareil de Casagrande

Les courbes de liquidité se présentent sous forme de droites à pente descendante (négative) car pour un sol donné, plus la teneur en eau est élevée moins de coups sont nécessaires pour fermer les lèvres.

Les mêmes sols sur les mêmes prises d'essais et aux mêmes teneurs en eau ont servis à des mesures de W_L via le pénétromètre. Les courbes sont représentées dans la figure 6-2 :

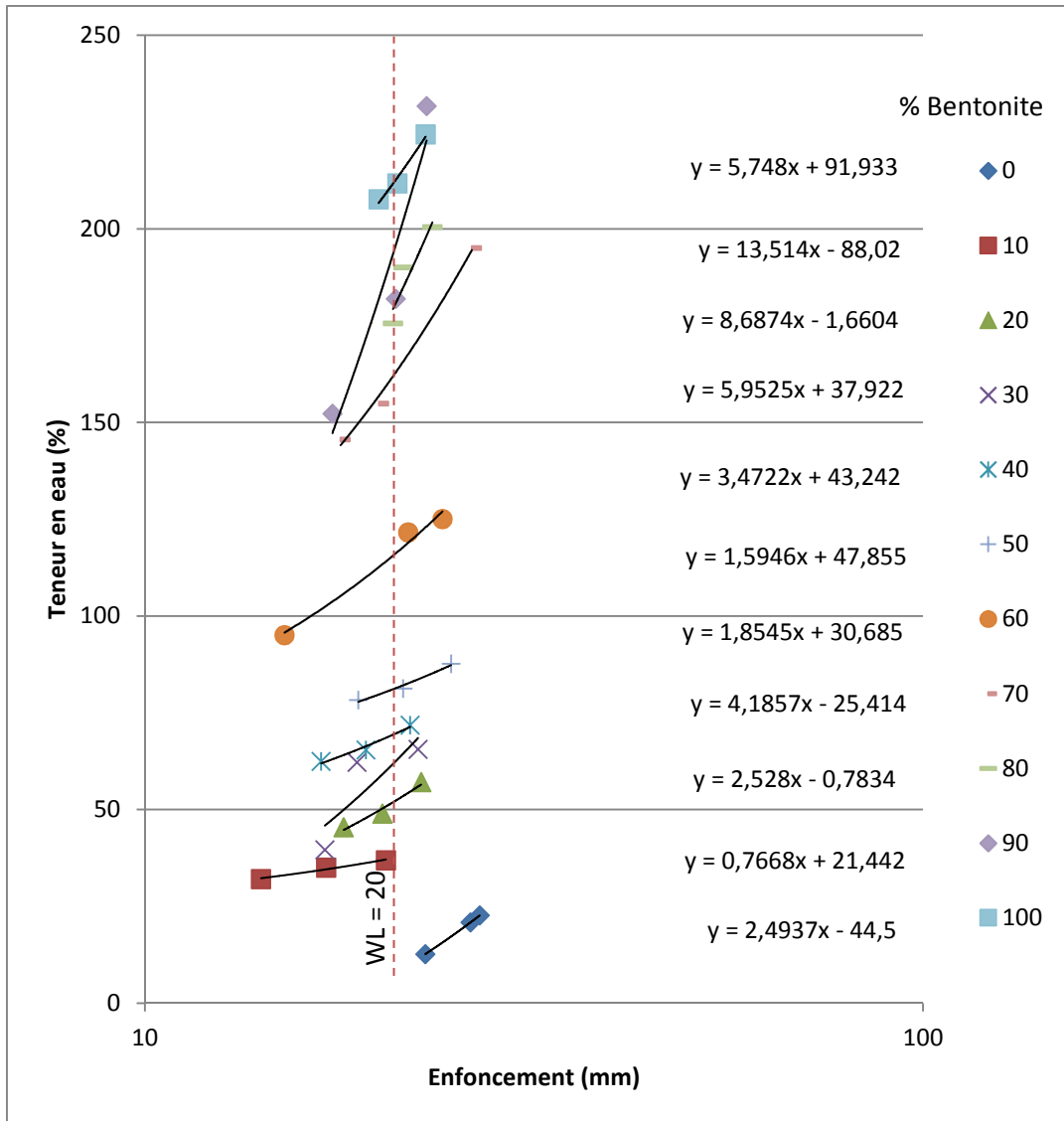


Figure 6-2 Courbes de liquidité au pénétromètre à cône

• *Commentaire sur les pentes des courbes ou indices de liquidité*

La Figure 6-3 présente des courbes de liquidité pour différents sols (Casagrande, 1932). Nous remarquons bien sur cette figure que les courbes de liquidité ne sont pas vraiment parallèles et que la pente des droites s'accroît avec l'augmentation de la plasticité des sols. Les droites des sols ayant des limites de liquidité de l'ordre de 60 % se croisent et l'hypothèse de la constance des pentes des droites de liquidité n'est plus de rigueur.

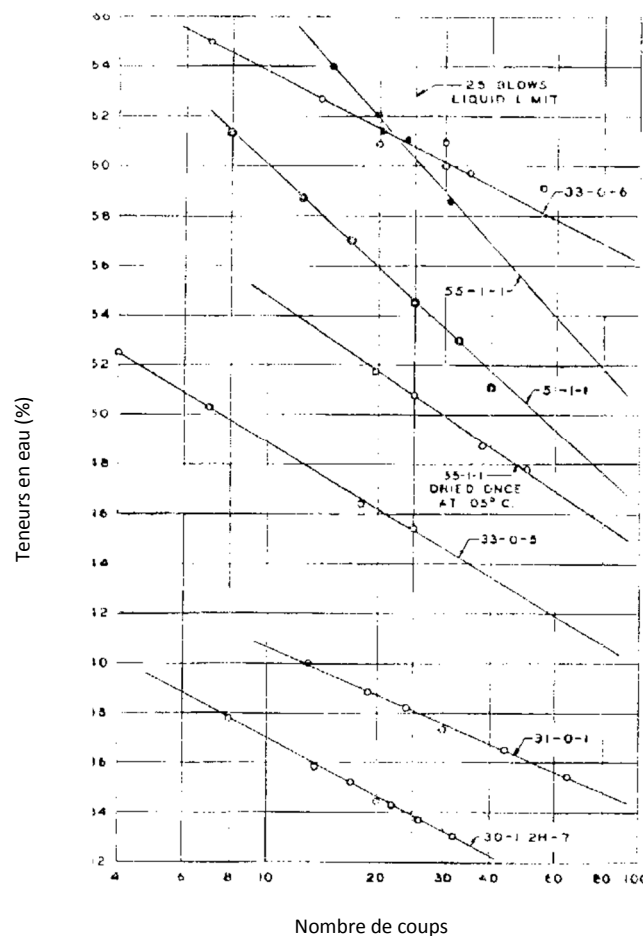


Figure 6-3 Exemple de courbes de liquidité de différents sols (Casagrande, 1932)

Le modèle mathématique utilisé pour les deux méthodes se base sur l'hypothèse que les pentes des droites de liquidité sont égales. Une pente n'est rien d'autre que la moyenne des pentes calculées sur un certain nombre de sols. Ceci a pour inconvénient de limiter la bonne corrélation entre les résultats donnés par la méthode au point unique et ceux donnés par la méthode à 5 points aux sols dont la limite de liquidité ne dépasse pas 60 à 85%.

Pour la présente étude, et afin de trouver une pente moyenne qui peut représenter les sols utilisés lors de nos essais. Le tableau 6-2 donne les pentes des courbes de liquidité des essais des deux appareils :

Tableau 6-2 Indices de liquidité, indices de plasticité et indices de dureté mesurés la présente étude

% de bentonite	Indice de liquidité (F)		Indice de plasticité (I_p)		Indice de dureté (T)	
	cône	coupelle	cône	coupelle	cône	coupelle
100	5,748	0,400	-	-	-	-
90	13,51	3,499	131	136	23.05	38.86
80	8,687	0,535	-	-	-	-
70	5,952	0,874	47	59	7.78	67.50
60	3,472	0,552	-	-	-	-
50	1,594	0,595	36	52	20.61	87.39
40	1,854	0,358	-	-	-	-
30	4,185	0,240	-	-	-	-
20	2,528	1,088	25	26	9.88	23.89
10	0,766	0,258	-	-	-	-
0	2,493	0,914	8	11	20.20	12.03
Moyenne	4,826	0,874				
Ecart type	3,886	1,024				

Nous rappelons que les courbes sont des droites ayant pour équation (voir équation 3-1):

$$w = -F \log N + C$$

Et T l'indice de dureté donné par l'équation :

$$T = \frac{I_p}{F}$$

Nous constatons que les valeurs des pentes des courbes de liquidité pour le pénétromètre est quasi horizontale pour les sols peu plastiques. Par contre, ces pentes deviennent très accentuées pour les sols plastiques.

Les indices de liquidité du pénétromètre à cône varient de 0.766 à 13.51 avec une moyenne de 4.82 et un écart type de 3.88 ces valeurs sont donc dispersées. Quand aux indices de

liquidité de l'appareil de Casagrande, ils varient de 0.24 à 3.4 avec une moyenne de 0.87 et un écart type de 1.02 ces valeurs sont relativement groupées.

Par ailleurs, nous avons vu dans les chapitres précédents des auteurs tels que Houlsby et al procéder à une analyse par régression sur les courbes de liquidités établies en utilisant le pénétromètre à cône en adoptant une tendance sous la forme de l'équation présentée ci-après :

$$w = A h^B \quad 6$$

Dans le cas de notre étude la même régression est établie de telle sorte à déterminer les constantes A et B propres à nos échantillons. Les résultats sont donnés par le tableau 6-3 :

Tableau 6-3 Constantes A et B déduites par régression pour la présente étude

% bentonite	A	B
100	37,58	0,569
90	7,96	1,025
80	2,53	1,425
70	15,75	0,768
60	18,2	0,61
50	23,12	0,413
40	13,87	0,529
30	0,43	1,633
20	2,51	0,995
10	11,68	0,383
0	0,0001*	3,651*
Moyenne	13,363	0,835
Ecart type	11,281	0,428

(*) le point présentant l'échantillon de sol à 0% de bentonite est exclu vu le grand écart qu'il présente

6.4 Analyse et interprétation

A la lumière des déductions citées plus haut, les contours de cette étude paraissent clairs et son objectif semble précisé. Il s'agit donc de comparer les deux méthodes de mesure de la limite de liquidité et de plasticité sous plusieurs aspects :

- Une analyse pour déterminer la pénétration qui correspond à la limite de liquidité ;
- Une corrélation entre les résultats des deux méthodes de mesure de limite de liquidité ;
- Une corrélation entre les résultats des deux méthodes de mesure de limite de plasticité ;
- Etudier le degré d'exactitude de la méthode du point unique pour la mesure des limites de consistance ;

Tel que précisé précédemment, nous ne pouvons tirer une conclusion bien fondée au sujet de la problématique posée dans cette étude que si l'analyse des résultats est entreprise sous deux optiques parallèles, la corrélation entre les résultats des deux méthodes et l'étude de l'effet de chaque paramètres d'influence sur les deux appareils afin d'aboutir à une comparaison avantages/inconvénients. Car une bonne corrélation entre les deux appareils ne signifie pas nécessairement que les des méthodes sont permutables de façon bénéfique.

6.4.1 Corrélation entre les résultats des deux méthodes

6.4.1.1 Limite de liquidité

Nous avons vu dans le chapitre 3 qu'il existe plusieurs normes concernant le pénétromètre à cône. Entre des pénétromètres qui ont le même poids et la même forme du cône, la différence principale entre leurs méthodes respectives réside dans valeur de la pénétration qui correspond à la teneur en eau (tableau 3-2). Il nous paraît donc évident d'étudier cette question avant de faire toute comparaison.

- *Détermination de la profondeur de pénétration correspondant à W_L*

En supposant que la limite de liquidité correspond à un enfoncement h du cône de 21 mm, de 20 mm, de 18 mm, de 17 mm et de 16 mm. Pour chacune de ces six définitions et pour les deux groupes de sols, ont été calculés les écarts (e) avec la limite de liquidité déterminée à la coupelle ainsi que la racine carrée de la moyenne des carrés de ces écarts (E) et le rapport de cette dernière valeur à la moyenne (E/M).

Tableau 6-4 Détermination de la valeur de pénétration correspondante à W_L coupelle pour la présente étude

	W_L coupelle – W_L (h=16)	W_L coupelle – W_L (h=17)	W_L coupelle – W_L (h=18)	W_L coupelle – W_L (h=19)	W_L coupelle – W_L (h=20)	W_L coupelle – W_L (h=21)
10 à 20						
E	0,92	2,32	5,41	8,52	11,63	14,74
M	-0,13	1,64	3,42	5,19	6,96	8,73
E/M	-0,14	0,71	0,63	0,61	0,60	0,59
20 à 30						
E	22,67	18,38	14,83	12,63	12,54	14,58
M	15,50	14,54	13,58	12,62	11,66	10,69
E/M	0,68	0,79	0,92	1,00	0,93	0,73
30 à 70						
E	22,71	18,51	14,29	10,12	6,13	3,12
M	20,55	16,82	12,98	9,14	5,30	1,45
E/M	0,90	0,91	0,91	0,90	0,86	0,47
70 à 100						
E	55,78	45,90	36,04	26,19	16,40	6,91
M	50,62	41,46	32,29	23,13	13,96	4,80
E/M	0,91	0,90	0,90	0,88	0,85	0,69
Global						
E	37,70	31,04	24,47	18,11	12,28	8,21
M	27,64	23,05	18,40	13,75	9,11	4,46
E/M	0,73	0,74	0,75	0,76	0,74	0,54

En gras : écart minimal

On peut tirer à l'aide du Tableau 6-4 les constatations suivantes :

- Sur la plage 10 à 20%, l'écart (E) est minimal pour si l'on considère que la limite de liquidité est prise à h=16 mm. Cet ordre de grandeur s'accorde bien avec la plage qui couvre la gamme peu plastique (W_L inférieur à 50%). Ceci est en accord avec l'étude du LCPC qui a permis l'élaboration de la norme française, car 77% des sols utilisés dans cette étude ont un W_L coupelle < 60%. En plus, du fait que 100% ont un W_L coupelle < 100%. (LeFlaive 1971), N'oublions pas tout de même, que cette gamme de plasticité est la plus courante dans la pratique de la géotechnique, d'où l'intérêt d'utiliser la norme française.
- Sur la plage 20 à 30%, l'écart (E) minimal a complètement changé de pôle pour aller vers h = 20 mm. Cependant, plusieurs profondeurs peuvent être envisagées puisque l'écart y est proche de l'écart minimal tel que h=19 mm.
- Sur la plage 30 à 70%, l'écart minimal correspond à une profondeur h=21 mm. En plus, cette plage qui représente les W_L allant de 60% à 140% est caractérisée par le rapprochement et la diminution de tous les écarts.

- Sur la plage 70 à 100%, les écarts s'agrandissent et nous retrouvons toujours que la pénétration $h=21$ mm est la plus proche de $W_{L \text{ coupelle}}$.

La Figure 6-4 est une représentation des points de mesures de $W_{L \text{ coupelle}}$ et de W_L du pénétromètre à cône en considérant que W_L correspond à plusieurs pénétrations.

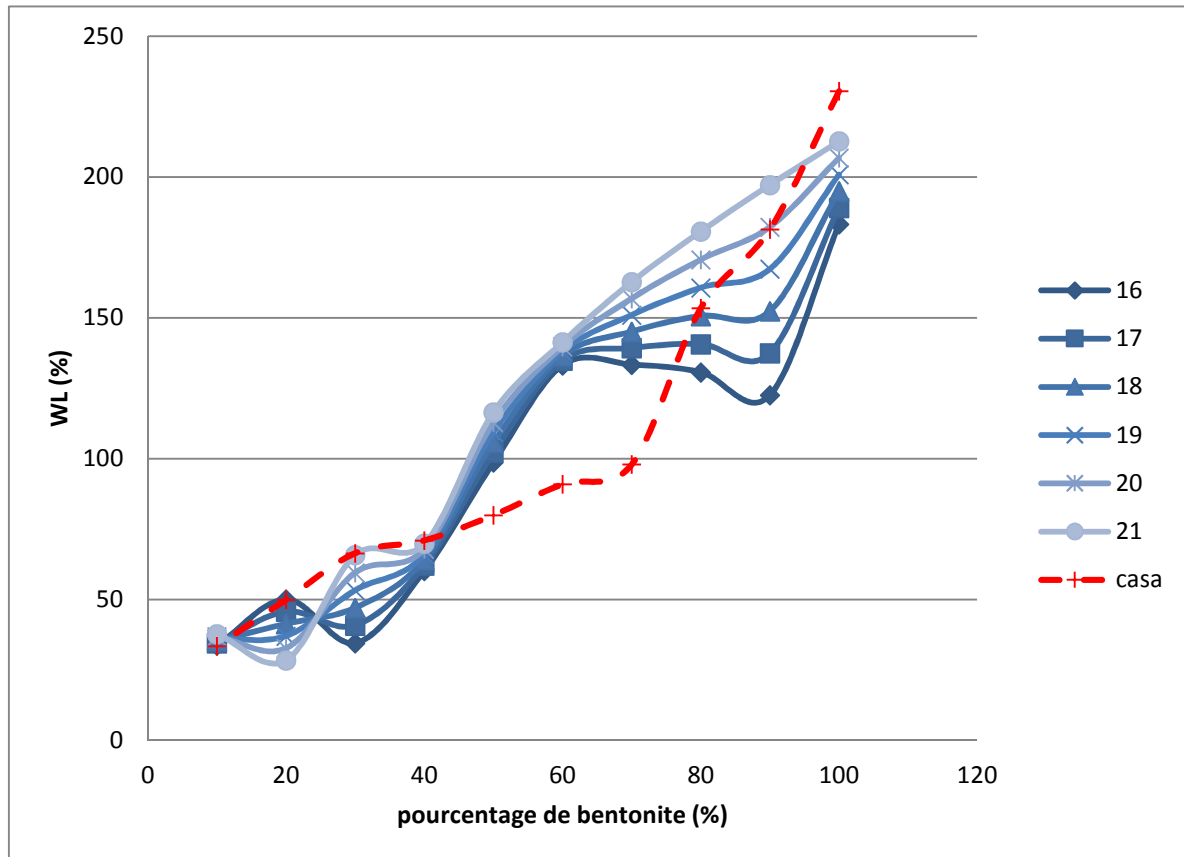


Figure 6-4 Comparaison entre W_L coupelle et W_L à plusieurs pénétrations considérées

Pour l'éventail de W_L allant de 70% à 140% les mesures sont rapprochées reflétant une bonne maîtrise des éléments variant dans le sol et influant sur le déroulement de l'essai.

Enfin, sur l'éventail de $W_L > 140\%$ les écarts s'agrandissent et la valeur la plus proche de $W_{L \text{ coupelle}}$ correspond est de l'ordre de $h=20$ mm. Par conséquent, en considérant la globalité des gammes de plasticité, il est donc préférable de prendre W_L qui correspond à $h=20$ mm. Tout en gardant à l'esprit que la valeur de la pénétration spécifiée dans la norme française $h=17$ mm est en bonne adéquation avec les sols peu plastiques.

- *Corrélation entre W_L coupelle et W_L cône*

Les résultats des mesures de limite de liquidité menées sur l'échantillon 2 moyennant les deux méthodes au laboratoire de recherche de l'ENTP sont représentées sur la figure 6-5. Ce dernier est agrémenté de quelques résultats expérimentaux comparatifs d'autres auteurs.

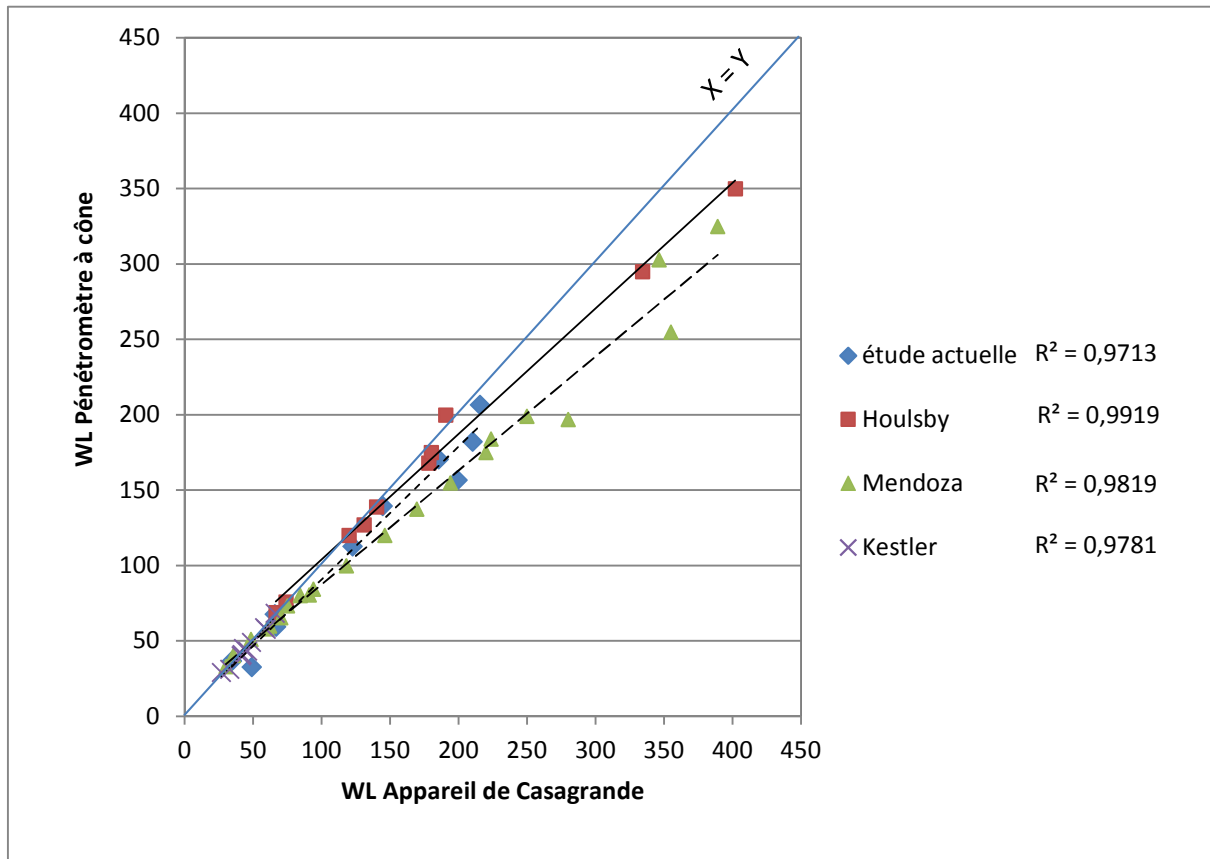


Figure 6-5 Corrélation entre les résultats de limite de liquidité des deux méthodes

Il est clair des résultats de la figure 6-5 qu'il existe une bonne corrélation entre les résultats du pénétromètre et ceux de l'appareil de Casagrande car R^2 varie de 0.971 à 0.991. Néanmoins, cette quasi égalité est plus claire dans la gamme de $W_L < 100$. Au-delà de cette valeur les limites de liquidité mesurées par l'appareil de Casagrande sont supérieures à celles mesurées via le pénétromètre et cette différence s'accroît plus le sol est plastique.

- *Discussion*

Arrivé à ce stade de l'étude, il paraît évident que la corrélation entre les deux méthodes n'est pas assise sur une base équitable. Car l'une comme l'autre constituent des approches indépendantes en vue de déterminer la limite de liquidité et aucune d'elles n'est suffisamment fiable pour constituer une base de référence à la comparaison. Par

conséquent, il sera question de chercher l'apport de chaque méthode et de définir dans quel cas il sera préférable d'utiliser une méthode plutôt que l'autre.

Ce fait a été constaté par plusieurs auteurs. Casagrande (1958), avait attribué cette différence aux propriétés thixotropiques que peuvent développer les argiles très plastiques. Et pour cause, l'appareil qui porte son nom applique au sol un chargement *dynamique*. En d'autres termes, l'échantillon de sol plastique mis en repos sur la coupelle commence à former une cohésion due à la thixotropie. En suite, la cohésion non drainée de l'échantillon s'affaiblirait au fil des chocs en faussant les résultats.

Sridharan (2000), propose une autre approche de la question qui est plus probante. Il a remarqué que les sols peu pastiques, notamment la kaolinite, donnaient des W_L cône supérieures à celles mesurées par la coupelle et au contraire, les sols très pastiques notamment la montmorillonite donnaient des W_L cône inférieurs à ceux mesurés par la coupelle. Il a attribué cette observation aux mécanismes qui gouvernent la limite de liquidité dans chacun des deux types d'argiles. C'est-à-dire ; dans le cas de la montmorillonite c'est l'épaisseur de la double couche diffuse, dans le cas de la kaolinite c'est plutôt le mode d'arrangement des particules et la résistance au cisaillement à l'échelle de la particule (paragraphe 2.4.). Face à cette remarque vient s'ajouter le fait que ; d'une part, le mécanisme de la mesure de la limite de liquidité via l'appareil de Casagrande soit régi par les forces de cisaillement visqueux alors que d'autre part, le mécanisme la mesure de la limite de liquidité via le pénétromètre à cône soit régi par les efforts de friction entre particules.

En définitive, pour obtenir des mesures proches de la réalité, il est recommandé que la limite de liquidité des sols peu plastiques soit mesurée via le pénétromètre à cône et W_L des sols très plastiques soit mesurée via l'appareil de Casagrande.

6.4.1.2 Corrélation entre W_p cône et W_p Casagrande

Les résultats des mesures de limite de plasticité présentés moyennant les deux méthodes sont représentées sur la figure 6-6. Ce dernier est agrémenté de quelques résultats expérimentaux comparatifs d'autres auteurs.

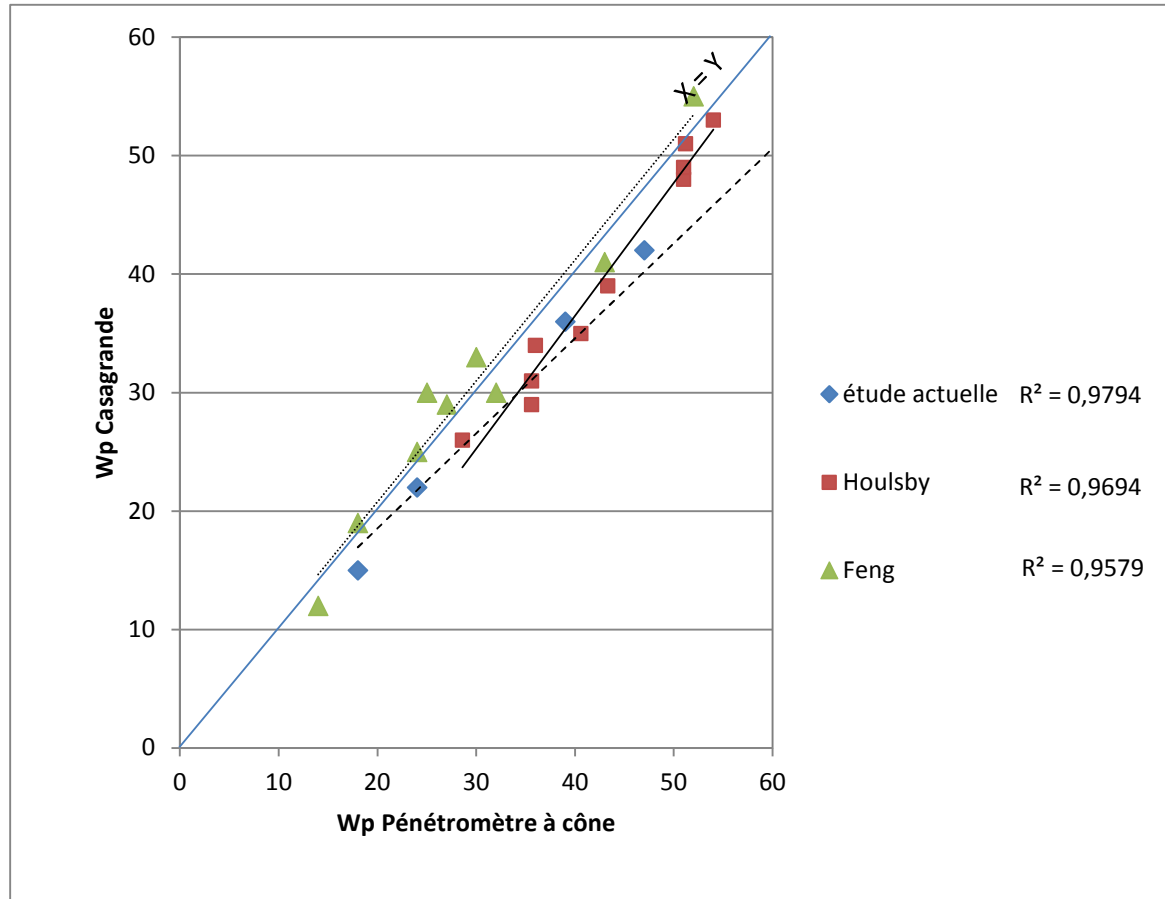


Figure 6-6 Corrélation entre W_p cône et W_p Casagrande

En tenant compte des valeurs de l'étude actuelle et celle de Houlsby 2001, nous constatons que les valeurs de W_p mesurées à l'aide de la méthode Casagrande sont légèrement supérieures aux valeurs de w_p mesurées via la méthode du pénétromètre à cône.

Cependant, les valeurs des R^2 indiquent une bonne corrélation entre W_p déterminée par le pénétromètre à cône et la W_p déterminée par la méthode classique pour les trois études considérées.

Si la méthode classique pour déterminer la limite de liquidité conçoit le recours à un appareillage mécanique pour diminuer la part d'arbitraire apportée par l'opérateur, la méthode classique pour déterminer la limite de plasticité de sa part, laisse à l'opérateur le soin d'apprécier toutes phases et les grandeurs qui composent cette méthode (épaisseurs du vermisseau, longueur et hauteur de soulèvement du vermisseau, son degrés de rupture...etc). La méthode du pénétromètre à cône étayée avec des travaux de recherches qui lui apportent une base théorique de plus en plus riche, peut apporter une avancée

appréciable en gain de temps et de précision. Et ce, malgré les réticences de certains auteurs envers l'utilisation d'un essai de cisaillement pour mesurer W_p car la mesure indirecte de paramètres est largement utilisée dans le domaine de la rhéologie et spécialement dans le domaine de la géotechnique.

6.4.2 Facteurs d'influence étudiés

Sols peu plastiques

Avec l'appareil de Casagrande la fermeture des lèvres est souvent due au glissement du sol sur les parois de la coupelle. Il est difficile de discerner un glissement sur parois d'une fermeture normale même en utilisant une coupelle rugueuse. Tandis que concernant le pénétromètre à cône, le type de sol n'influe pas sur la clarté de la lecture. Ceci est sans doute l'avantage le plus distinctif que présente le pénétromètre à cône sur la série de mesures menées lors de cette étude. Ce constat est illustré par le Tableau 6-1 car nous observons une quasi égalité dans la plage des $W_L < 50$ entre les mesures du premier et deuxième échantillon de l'opérateur 1.

Un autre inconvénient relevant de l'utilisation de l'appareil de Casagrande concerne la décision de l'utilisation ou pas de la coupelle rugueuse. Car cette décision revient au jugement seul de l'opérateur. Sur la gamme des mesures des $W_L < 50$ nous remarquons qu'il existe trois intervalles distincts :

- L'intervalle de $0 \leq W_L \leq 10$: où l'opérateur est sûr de la nécessité d'utiliser la coupelle rugueuse. D'ailleurs, la différence entre les résultats du pénétromètre et ceux de Casagrande n'excèdent pas 2 %. Et la reproductibilité est bonne pour les deux appareils avec une différence qui n'excède pas 1% entre l'échantillon 1 et 2. Le constat est le même en changeant d'opérateur.
- L'intervalle de W_L autour de 20 : où l'opérateur peut utiliser ou pas la coupelle rugueuse car il est difficile de juger des causes de la fermeture des lèvres. Ceci se répercute sur les résultats avec l'élargissement des écarts entre l'échantillon 1 et 2 pour l'appareil de Casagrande ; 4% pour l'opérateur 1 et 6% pour l'opérateur 2 (pourtant ce dernier est plus expérimenté). L'écart entre l'échantillon 1 et 2 en utilisant le pénétromètre à cône n'excède toujours pas 1%.
- L'intervalle de $30 \leq W_L \leq 40$: où l'opérateur est maintenant sûr que la coupelle rugueuse n'est plus nécessaire, nous remarquons que le retour des écarts à des valeurs n'excédant pas 1%. Au-delà, de cette valeur nous rentrons dans les sols plastiques et les écarts sont dus à d'autres facteurs.

Par conséquent, on peut dire que le pénétromètre à cône donne des mesures plus fiables (exactes et reproductibles) que l'appareil de Casagrande dont les mesures sont soumises à une part d'arbitraire causées par le jugement de l'opérateur.

Le fait que les résultats du pénétromètre à cône soient aussi fiables sans avoir recours à changer la rugosité de la surface du cône (un cône rugueux) confirme la bonne adéquation du principe de cet essai basé sur le cisaillement direct par pénétration et les mécanismes qui régissent la limite de liquidité dans les sols peu plastiques.

- **Influences de l'opérateur sur les résultats**

On a vu dans la partie théorique que l'un des paramètres les plus défavorables à l'utilisation de la méthode de Casagrande est la sensibilité de cette dernière à l'opérateur. Lors de cette étude deux opérateurs ont procédé séparément à deux séries de mesures de W_L et de W_p sur les mêmes échantillons en utilisant les deux méthodes (Tableau 6-1). Il est à rappeler que l'opérateur 1 est *peu expérimenté* alors que l'opérateur 2 est *expérimenté* et a exercé plusieurs années dans un laboratoire national. Nous allons nous baser sur la comparaison des mesures de l'échantillon 1 de l'opérateur 1 et de l'opérateur 2.

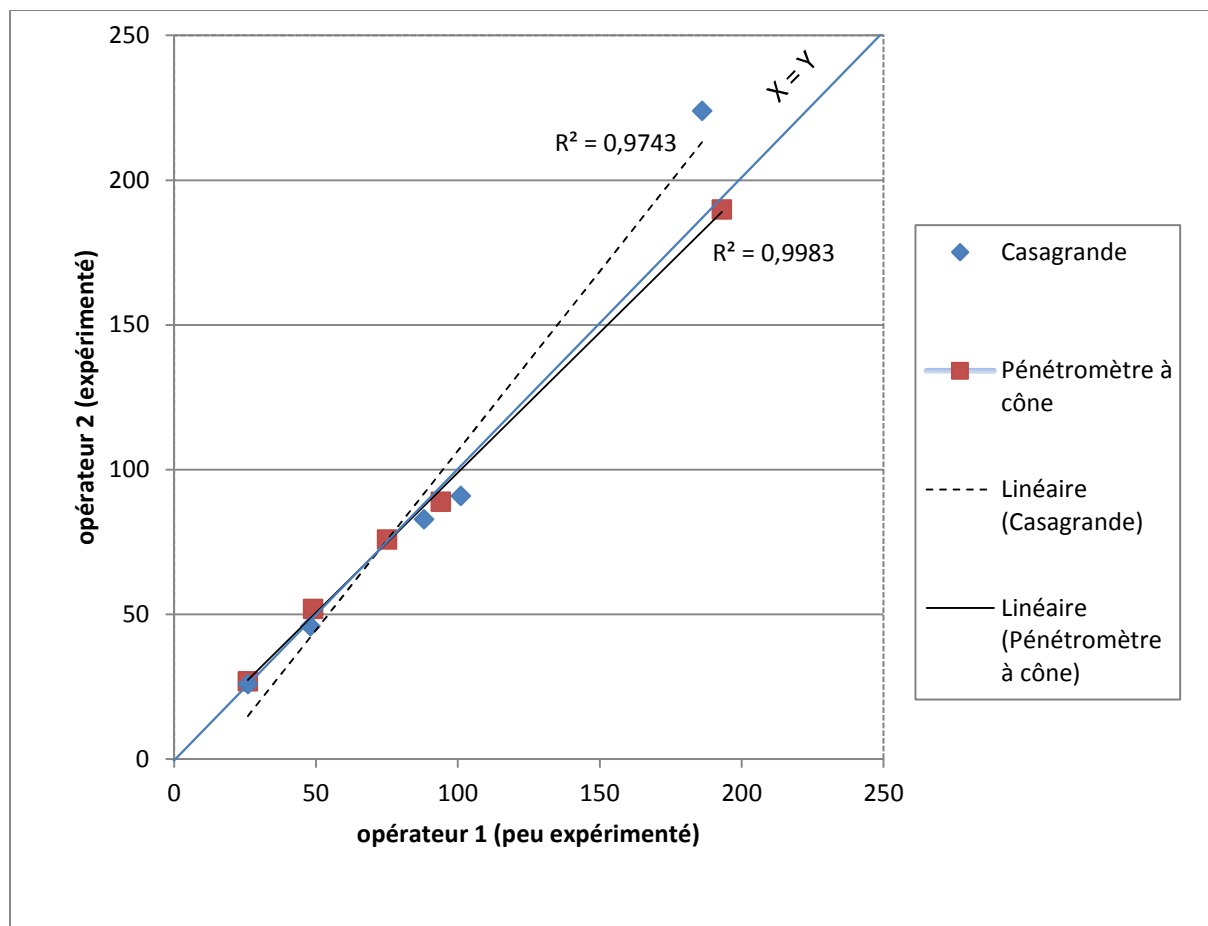


Figure 6-7 Influence de l'opérateur sur les mesures des deux méthodes

Nous constatons à première vue qu'il existe trois domaines de plasticité présentant des degrés de corrélations différents :

- Pour $10 < W_L < 50$ les valeurs mesurées par les deux opérateurs sont quasi égales que ce soit avec l'appareil de Casagrande qu'avec le pénétromètre à cône. Ceci peut

s'expliquer par le fait que cette gamme modérée de plasticité soit en bonne adéquation avec les deux appareils.

- Pour $50 < W_L < 100$ une certaine divergence dans les résultats donnés par l'appareil de Casagrande est palpable et c'est due également à la nature du sol qui est plastique et par conséquent un opérateur peu expérimenté rencontre des difficultés grandissantes en essayant d'apprécier la fermeture des lèvres en donnant des coups non réguliers. En plus, la zone de fermeture des lèvres pour les sols plastiques se caractérise par une teneur en eau plus élevée qui est due aux chocs. Cependant, une légère divergence est également constatée pour le pénétromètre à cône ce qui nous pousse à croire que cette divergence est plutôt due à la plasticité du sol et influe les résultats des deux appareils.
- Pour $W_L > 100$ l'opérateur peu expérimenté réalise une mesure égale à celle de l'opérateur expérimenté en utilisant le pénétromètre à cône. Par contre, il réalise une mesure très différente de celle de l'opérateur expérimenté.

En outre, le paramètre de la sensibilité à l'opérateur contient plusieurs paramètres d'influence tels que :

- Dans le cas de l'appareil de Casagrande : l'estimation de l'épaisseur du sol testé sur la coupelle, l'estimation de la cadence des coups, l'estimation de la fermeture des lèvres, l'estimation de la nature du sol et la nécessité de l'utilisation de la coupelle rugueuse ou lisse, et enfin l'habileté manuelle de l'opérateur à manipuler la spatule et la coupelle pour obtenir une rainure claire et remplir la coupelle sans emprisonnement de bulles d'air, ... etc.
- Dans le cas du pénétromètre à cône : l'estimation de la distance entre les trois points d'application de la pénétration, l'estimation de la position de la pointe du cône à fleur de la surface du sol contenu dans le récipient et aussi l'habileté à remplir le récipient sans y emprisonner des bulles d'air.

Par conséquent, l'étude de ce paramètre conduit à étudier implicitement l'effet des autres paramètres réunis.

D'après la figure ci-avant, il est clair que l'opérateur a une plus grande influence sur les mesures l'appareil de Casagrande que sur celles du pénétromètre à cône. Cependant, la corrélation entre les résultats de la méthode de Casagrande reste bonne ($R^2 = 0.974$) notamment sur la gamme des $W_L < 100$ où les points mesurés sont très proche de la ligne de l'égalité $X=Y$.

- ***Reproductibilité***

Afin d'apprécier la reproductibilité des mesures des deux méthodes nous présentons dans la figure 6-8 la comparaison entre les résultats de mesures de limite de liquidité effectuée sur les mêmes sols par le même opérateur. Il est utile de rappeler que les mesures n'ont pas été

menées le même jour donc les conditions de température, d'humidité et de pressions étaient différentes.

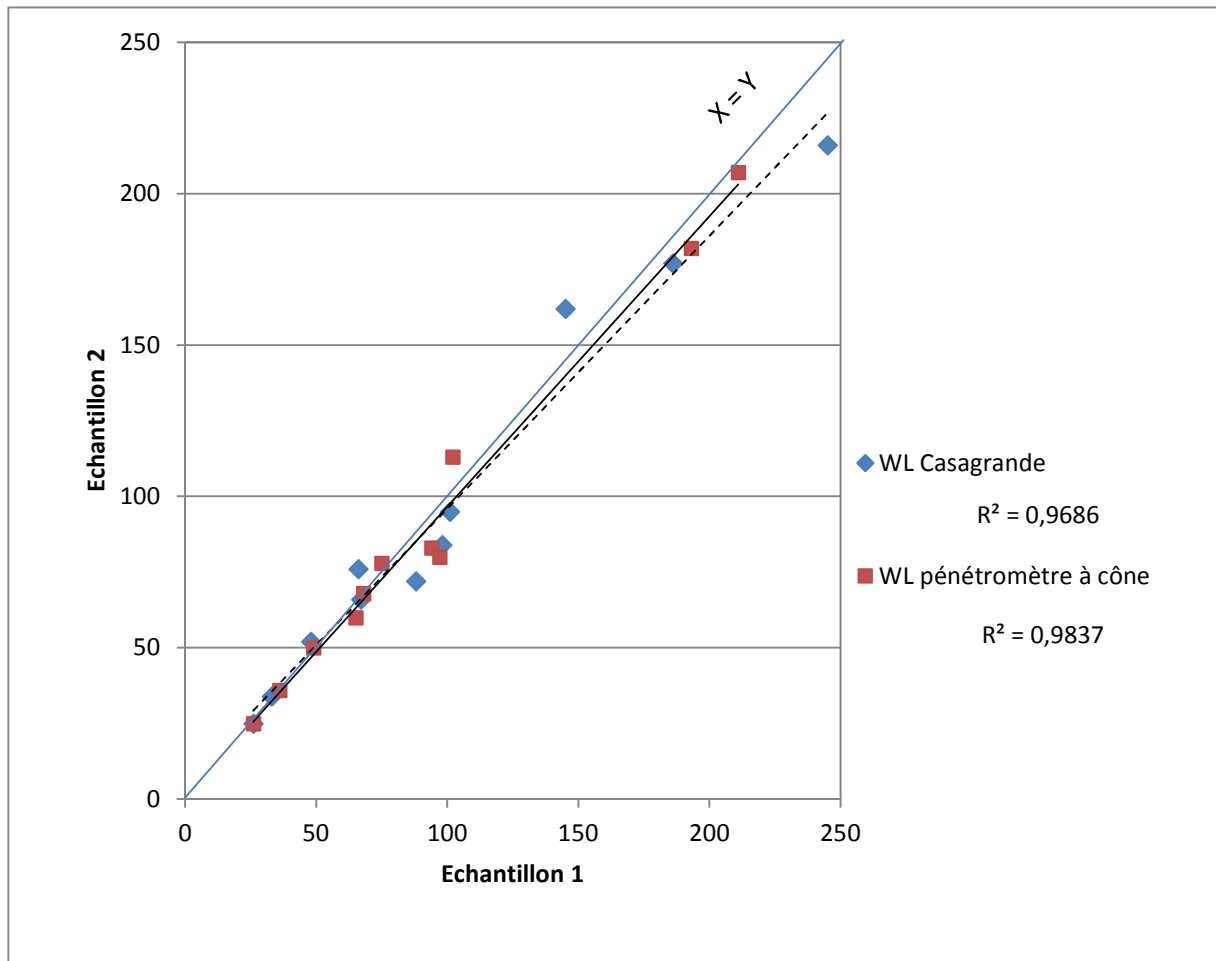


Figure 6-8 Comparaison entre la reproductibilité des deux appareils

Nous constatons pour $10 < W_L < 70$ les valeurs mesurées par les deux appareils sont quasi égales ; pour $70 < W_L < 120$ les valeurs mesurées par les deux appareils présentent une légère divergence ; pour $120 < W_L < 250$ les valeurs mesurées par le pénétromètre à cône présentent une bonne corrélation alors que les mesures de l'appareil de Casagrande sont plus divergente.

Ainsi, nous pouvons dire que la corrélation entre les deux mesures est bonne pour les deux méthodes avec un léger avantage pour le pénétromètre à cône. Ceci est logique vu que la méthode du cône est celle qui comporte le moins de paramètres influencés par le jugement de l'opérateur et aux difficultés liées au caractère plastique des sols.

6.4.3 Méthode du point unique

Tel que nous avons vu lors de la partie théorique, il existe pour chaque appareil une formule qui permet d'estimer la limite de liquidité à partir de la détermination d'un seul point. Celle de la méthode de Casagrande est de la forme :

$$w_L = w \left(\frac{N}{25} \right)^{tg \beta}$$

où :

w_L est la limite de liquidité

w est la teneur en eau du mortier pour N chocs

$tg \beta$ est la pente de la droite de liquidité qui varie selon les auteurs de 0.09 à 0.13

Au regard des valeurs des indices de liquidité mesurées lors de cette étude qui sont indiquées dans le Tableau 6-2, et en écartant le point à 90 % de bentonite qui est représenté clairement une singularité par rapport à la population étudiée, nous pouvons adopter une tangente moyenne de 0.58 avec un écart type de 0.29

Nous pouvons vérifier cette tangente moyenne en comparant les valeurs de w_L mesurées lors de cette étude aux valeurs respectives déterminées par la méthode du point unique en adoptant $tg \beta = 0.58$. Le point unique considéré est choisi au hasard des prises d'essais tel que donné dans le tableau 6-5.

Tableau 6-5 Comparaison entre w_L de la méthode classique et w_L de la méthode du point unique

% bentonite	w_L par méthode usuelle	Teneur en eau au point considéré/nbr coups point considéré	w_L par méthode du point unique
100	245	216.61/25	216,61
90	186	197.42/26	201,96
80	145	201/23	191,51
70	101	197.04/13	134,85
60	98	114.34/40	150,17
50	88	85.95/28	91,79
40	66	68.95/19	58,80
30	67	64.77/33	76,09
20	48	69.17/11	42,97
10	33	35.36/20	31,07
0	26	37.41/13	25,60

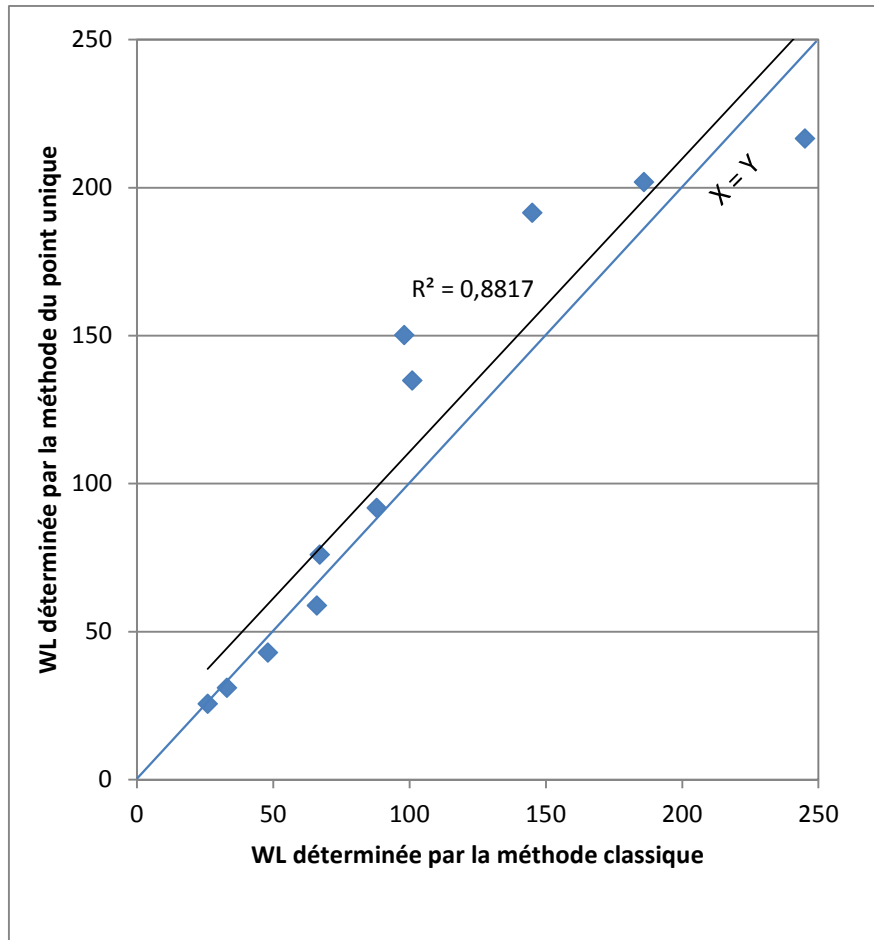


Figure 6-9 Corrélation WL de la méthode classique et la méthode du point unique

Le degré de corrélation entre les deux méthodes est assez faible. Cependant, si nous considérons la plage des WL inférieures à 100 la corrélation est bonne ($R^2 = 0.95$). Ceci, est dû au fait que les indices de liquidité des sols plastiques sont plus importants que ceux des sols peu plastiques (Tableau 6-2).

Nous pouvons conclure que la méthode du point unique est utilisable pour la gamme des sols présentant une plasticité modérée. Ceci s'applique bien au domaine pratique où les cette méthode est d'autant plus intéressante de par sa rapidité.

Quand à la méthode du pénétromètre à cône, une formule est proposée par la norme canadienne CAN/BNQ 2501-092-M-86 pour la détermination de la limite de liquidité par le point unique sous la forme :

$$w_L = \frac{20(w-15)}{P_{60}+10} + 15$$

Cependant, cette formule s'applique pour le pénétromètre à cône (60°/60grs) et nous ne pouvons faire de comparaison avec l'étude actuelle. Néanmoins, au vu de la Figure 6-10 où nous avons représenté les valeurs des indices de liquidité face aux valeurs des WL

respectives, nous constatons que les valeurs des indices de liquidité mesurées lors de notre étude sont assez dispersées et qu'il est injustifiable d'utiliser la méthode du point unique.

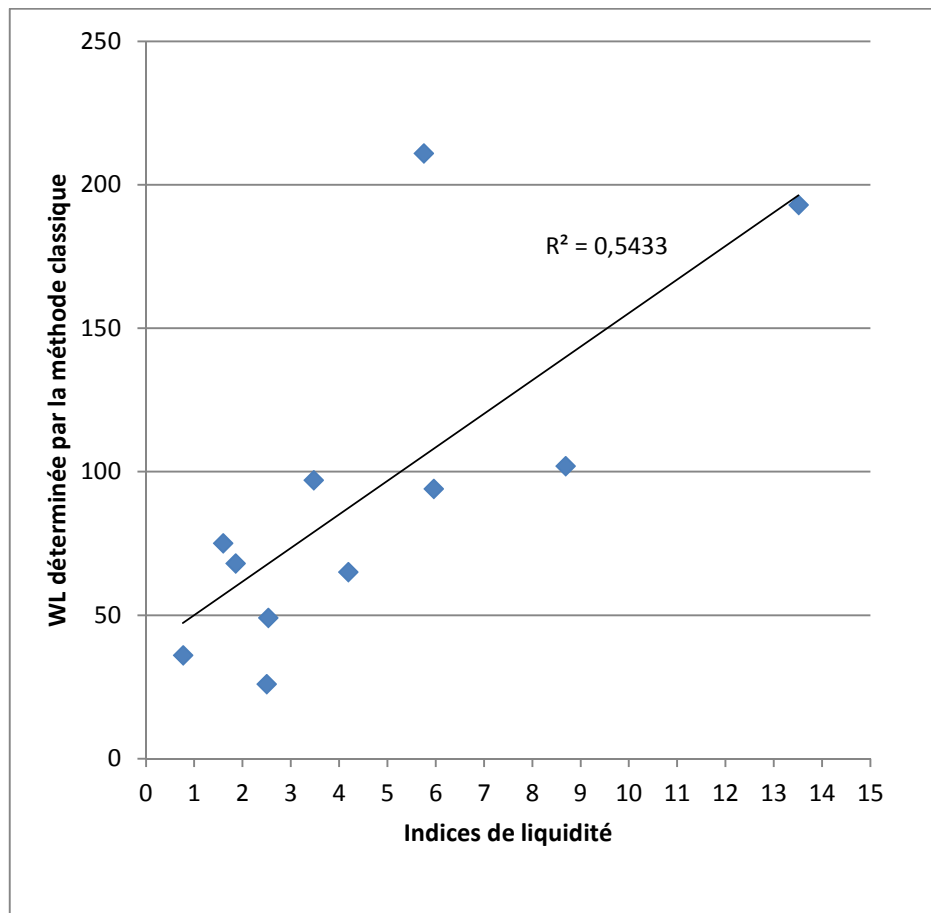


Figure 6-10 Dispersion des indices liquidité mesurés par le pénétromètre à cône

Par ailleurs, tel que nous avons vu précédemment, quelques auteurs proposent une formule pour la détermination de W_p par la méthode du point unique qui est de la forme suivante :

$$w_p = w \left(\frac{2}{h} \right)^{0.265}$$

h et w étant respectivement la profondeur de pénétration et la teneur en eau mesurés lors d'une prise d'essai.

Une comparaison est faite dans le tableau 6-6 entre W_p de la méthode classique et W_p de la méthode du point unique déterminée moyennant la formule 6-6 où le coefficient $B = 0.265$ ainsi que W_p de la méthode du point unique déterminée moyennant la formule 6-6 mais avec $B = 0.835$ qui la valeur moyenne des coefficients B de notre étude présentés dans le Tableau 6-3 :

Tableau 6-6 Comparaison entre Wp de la méthode classique et Wp de la méthode du point unique

% bentonite	Wp par méthode usuelle	Teneur en eau au point considéré/enfoncement point considéré	Wp par méthode du point unique B = 0.265	Wp par méthode du point unique B = 0.835
90	62	17.41/152.21	85,78	24,99
70	47	17.83/145.55	81,51	23,42
50	39	18.79/78.28	43,23	12,06
20	24	18/45.42	25,37	7,25
0	18	22.91/12.64	6,62	1,65

Les résultats obtenus sont représenté dans la figure 6-11 :

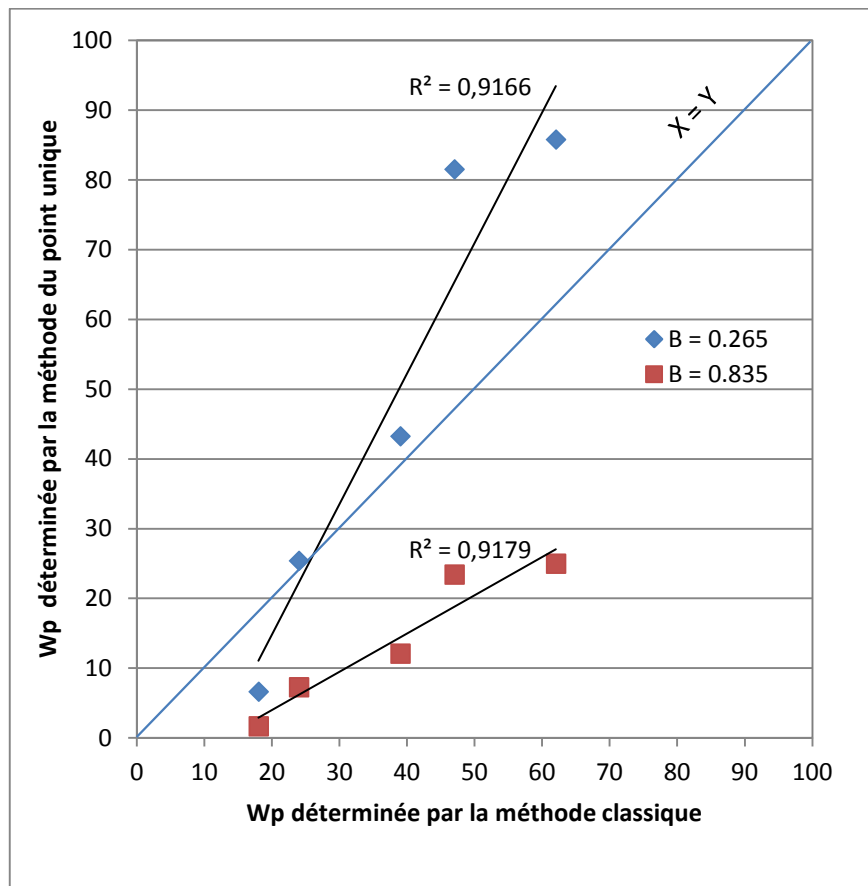


Figure 6-11 Comparaison entre Wp de la méthode classique et du point unique

Les résultats donnés par la méthode classique ne sont pas égaux aux résultats du point unique quelque soit la valeur attribuée au coefficient B. Nous pouvons conclure que la méthode du point unique est peu fiable pour la détermination de Wp. Il est recommandé d'augmenter le nombre d'essais afin d'avoir une population statique assez large et procéder par gammes de Wp pour aboutir à des valeurs du coefficient B plus justes et fiables.

Conclusion et recommandations

Lors de cette étude, nous avons tenté de faire une comparaison entre deux méthodes très répandues pour la détermination des limites de consistance. Cette comparaison nous a menés à chercher les parallèles et les dissemblances existants entre ces deux méthodes et plus précisément, les deux appareils servants à la mesure de la limite de liquidité.

En se basant sur les résultats de recherches précédentes, nous avons pu reconnaître les mécanismes régissant les limites de consistance et plus précisément, la limite de liquidité. Et grâce aux recommandations citées dans ces travaux, nous avons pu discerner les facteurs influant sur la précision des mesures de chaque appareil pour les isoler et mieux les comprendre. Ces éléments nous ont permis de dresser un programme de tests éclairés.

Notre approche du problème consistait à mener des séries d'essais comparatifs entre les deux méthodes en se focalisant sur les paramètres influant sur la précision des mesures. En outre, selon leurs normes respectives, les deux méthodes prévoient une préparation des échantillons totalement similaires. Ceci nous offre une base de comparaison fiable en démarrant les mesures des mêmes conditions hydriques, chimiques et physique du sol.

En premier lieu, les résultats des essais issus de notre étude nous permettent de donner une valeur de la profondeur de pénétration du cône à W_L de 20 mm avec une assez bonne précision. Ceci, concorde avec la valeur spécifiée dans les normes anglo-saxonnes au lieu de 17 mm tel que le préconise la norme française.

Il existe une très bonne corrélation entre les valeurs de W_L mesurées par l'appareil de Casagrande et les valeurs de W_L mesurées par le pénétromètre à cône dans le domaine des sols peu plastiques ($W_L < 50$) et cette corrélation reste assez bonne jusqu'à une valeur de $W_L < 100$. Cela s'explique par la bonne concordance de cet essai avec le mécanisme régissant cette limite qui est la floculation des particules des sols. Au-delà de cette valeur ($W_L > 100$), les mesures des deux méthodes semblent être affectées par les phénomènes liés aux sols très plastiques mais à des degrés différents ; dans le cas de l'appareil de Casagrande, les sols très plastiques présentent des propriétés thixotropiques et sont par conséquent sensibles à l'agitation provoquée par la chute de la coupelle sur le socle. Quant au pénétromètre à cône, il s'avère que ses mesures soient plus affectées que l'appareil de Casagrande. En premier lieu, par la nature du chargement (cisaillement direct) qui ne mobilise pas les efforts de cisaillement visqueux alors que ces derniers sont prépondérants dans les sols très plastiques. En second lieu, les propriétés visqueuses des sols très plastiques augmentent l'effet du bourrelet.

En définitive, il a été établi que les mesures de la méthode de Casagrande soient plus représentatives des phénomènes régissant W_L des sols très plastiques, alors que les mesures de la méthode du pénétromètre à cône soient plus représentatives des phénomènes régissant W_L des sols peu plastiques.

La représentativité et la bonne corrélation des résultats du cône avec les sols entrant dans la gamme de $W_L < 100$ est un avantage pour cette méthode car cette gamme de plasticité est celle des sols usuels couramment rencontrés dans le domaine de la pratique.

Par ailleurs, lors de cette étude nous avons tenté d'élargir de domaine de comparaison à la détermination du W_p et les résultats sont très encourageants. En effet, une bonne corrélation est établie entre les mesures de W_p par la méthode classique et les mesures de W_p données par le cône. Ceci, nous permet de concevoir la mesure des limites de consistances via le pénétromètre à cône uniquement, donc et en utilisant dans les recherches futures tout le potentiel qu'offre cet appareil nous pourrions être en mesure d'améliorer la charte de la plasticité.

Arrivé à ce stade, nous pouvons résumer tous les facteurs discutés et établir ainsi une comparaison avantages / inconvénients de chaque méthode :

La méthode de la coupelle	La méthode du pénétromètre à cône
Inconvénients	
<ul style="list-style-type: none"> • Variations des normes concernant les dimensions notamment de l'outil à rainurer et la hauteur de chute de la coupelle • Le type de matière composant le socle ; bois, gomme dure ou bien gomme tendre • Usure concernant plusieurs parties composant l'appareil (l'outil à rainurer, le point de chute sur le socle, le point de contact de la coupelle avec le socle) • Type de matière composant la table servant de support à l'appareil • Masse et épaisseur de l'échantillon de sol mis sur la coupelle • Cadence des chocs de 1 coups / 2 secondes estimée par l'opérateur • La fermeture des lèvres de 1 cm estimée par l'opérateur • Difficultés de réalisation de l'essai sur les sols sableux 	<ul style="list-style-type: none"> • Variations dans le l'angle et la masse du cône et leurs normes respectives • Usure de la pointe du cône • Variations dues à la rugosité de la surface du cône • Effet du bourrelet suite à la chute libre du cône dans le cas de sols visqueux • Difficulté de remplissage du contenant sans y emprisonner des bulles d'air.
Avantages	
<ul style="list-style-type: none"> • Facilité de remplissage de la coupelle • Simplicité de la méthode • Bonne reproductibilité des résultats 	<ul style="list-style-type: none"> • Possibilité d'exécuter plusieurs points de pénétration sur la même prise d'essai • Temps court pour exécuter un essai de pénétration • Bonne adéquation avec les sols usuels • Possibilité de déterminer la limite de plasticité • Très Bonne reproductibilité des résultats

Il est clair, que la mesure des limites de consistance moyennant la méthode du pénétromètre à cône est la méthode la plus précise, la plus reproductible et aussi la plus représentative des phénomènes régissant la limite de liquidité. La méthode classique de Casagrande reste à nos jours, la méthode la plus précise dont nous disposons pour mesurer la limite de liquidité des sols très plastiques et ce, malgré toute la part d'arbitraire qu'elle peut comporter.

Nous pouvons en conclure que pour mesurer la limite de liquidité de la manière la plus représentative et fidèle possible nous utiliserons le principe de mesure le plus en adéquation avec les phénomènes régissant W_L , c'est-à-dire ; le cisaillement direct via le pénétromètre à cône pour les sols peu plastiques, et l'appareil de Casagrande pour les sols très plastiques.

Finalement, nous adoptons ce mode de permutation entre les deux méthodes :

- Pour $10 < W_L < 50$: permutation possible entre les appareils avec préférence d'utilisation de la méthode du cône
- Pour $50 < W_L < 100$: la permutation est possible et utilisation facultative des deux méthodes
- Pour $W_L > 100$: recommandation d'utiliser la méthode de Casagrande plutôt que celle du cône.

6.5 Perspectives et propositions pour des recherches futures

Il nous paraît logique que l'élargissement de la pratique du pénétromètre à cône et de son adoption dans les laboratoires, passera par l'amélioration des points cités plus haut comme inconvénients de cette méthode. Aussi, il est indispensable de travailler à mobiliser tout le potentiel qu'offre cet appareil.

Il semble qu'il est prioritaire de remédier au problème de représentativité du cône pour la mesure de W_L des sols très plastiques. Il faudra tenter de palier à ce problème en trouvant un moyen pour diminuer l'effet du bourrelet dans ces sols. La réponse se trouve probablement dans le changement du mode de chute du cône ; en passant de la chute libre à une chute contrôlée.

Il existe une faculté qu'offre le pénétromètre à cône et qu'il nous semble très intéressante d'étudier prochainement qui est la possibilité de déterminer les limites de consistance sur des échantillons intacts. Cette approche nous permettrait d'aborder la mesure des limites d'Atterberg de façon à les apprécier réellement in-situ en dépassant tous les problèmes liés à l'écrêtage et à la déstructuration du sol. Nous pourrions peut être établir une nouvelle charte de plasticité plus proche de la réalité et d'autre part, définir des corrélations plus correctes entre les limites de consistance rapidement mesurées et les différents paramètres du sol.

ANNEXES

- ANNEXE A : Minéralogie des argiles
- ANNEXE B : Equilibre plastique

Bibliographies

Casagrande, A. (1932). Research on the Atterberg limits of soils. *Public Roads* , Vol 13, No 8, pp 121-136.

Casagrande, A. (1958). Notes on the design of the liquid limit device. *Geotechnique* , Vol 8, No 2, pp 85-91.

Combeau, A. (1964). Remarques sur les facteurs de variations des limites d'Atterberg. *CC&. ORSTOM, sér. Pédol.* , vol. II,4, pp. 29-39.

Costet, J. e. (1985). *Cours pratique de mécanique des sols, vol. 1 et 2*. Troisième édition, Dunod.

Farrell, E. S. (1997). ETC Fall-Cone Study. *Ground Engineering* , Vol.30, No. 1, pp. 33-36.

Feng T.W., 2. (2000). Fall-Cone Penetration and Water Content Relationships of Clays. *Geotechnique* , Vol. 50, No. 2, pp. 181-187.

Feng, T. (2001). Closure to Fall-Cone Penetration and Water Content Relationships of Clays. *Geotechnique* , Vol. 51, No. 9, pp. 820-821.

Feng, T. (2004). Using a small ring and a fall-cone to determine the plastic limit. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* , Vol 130, No 6, pp 630-635.

Gutiérrez, A. (2006). Determination of Atterberg limits: Uncertainty and Implications. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* , Vol 132, No 3, pp 1-5.

Hansbo, S. (1957). A New Approach to the Determination of the Shear Strength of Clay by the Fall-Cone Test. *Proceedings of the Royal Swedish Geotechnical Institute* , No. 14.

Houlsby, G. (1982). Determination of undrained strengths by cone penetration tests. *Proceedings of the second european symposium on penetration testing, Amsterdam* , pp 585-590.

Houlsby, G. (1982). Determination of undrained strengths by cone penetration tests. *Proceedings of the second european symposium on penetration testing, Amsterdam* , pp 585-590.

Houlsby, G. (1982). Theoretical Analysis of the Fall Cone Test. *Geotechnique* , Vol. 32, No. 2, pp. 111-118.

Kestler, M. (1979). *Correlations and Comparisons Between the Casagrande Liquid Limit Device and the Fall Cone*. M.S. Thesis, Massachusetts Institute of Technology.

Koumoto, T. a. (2001). Theory and Practice of the Fall Cone Test. *Geotechnique* , Vol. 51, No. 8, pp 701-712.

LCPC, m. o. (1963). *LCPC, mode opératoire*.

- LeFlaive, E. (1971). Les Limites d'Atterberg et le Penetrometre a Cone. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* , No. 50, pp. 123-131.
- Leroueil S., L. B.-P. (1996). Liquid Limits and Fall Cones. *Canadian Geotechnical Journal* , Vol. 33, pp. 793-798.
- Mendoza, M. a. (2001). Quick and Reliable Procedure for Liquid Limit Determination of Fine-Grained Soils. *Geotechnical Testing Journal*. *Geotechnical Testing Journal* , Vol. 24, No. 1, pp. 103-108.
- Mitchell, J. (1993). *Fundamentals of soil behavior. Second Edition*. John Wiely & Sons, Inc.
- Nagaraj, S. (1999). Absorbtion water content and liquid limit of soils. *Geotechnical Testing Journal* , vol. 22, No. 2, pp. 121-127.
- NFP94-051. (Mars 1993). Détermination des limites d'Atterberg (Limite de liquidité à la coupelle - Limite de plasticité au rouleau).
- Polidori, E. (2003). Proposal for a new plasticity chart. *Géotechnique* , vol. 53, No 4, pp 397-406.
- Schmitz, R. a. (2003). The decay of the liquid limit of clays with increasing salt concentration. *Ingeokring Newsletter* , Vol 9, No 1, pp 10-14.
- Sridharan, A. N. (1999). Determination of the Plasticity Index from Flow Index. *Geotechnical Testing Journal, ASTM* , Vol. 22, No. 2, pp. 169-175.
- Sridharan, A. P. (2000). Percussion and Cone Methods of Determining the Liquid Limit of Soils: Controlling Mechanisms. *Geotechnical Testing Journal, ASTM* , Vol. 23, No. 2, pp. 236-244.
- Teh, C. a. (1991). An analytical study of the cone penetration test in clay. *Geotechnique* , Vol. 41, No. 1, pp 17-34.
- Wood, D. (1982). Cone penetrometer and liquid limit. *Géotechnique* , vol. 32, No 2, pp 152-157.

A.1 Minéralogie des argiles

Les argiles sont des silicates d'alumine hydratés sous forme de feuillets élémentaires composés de l'assemblage de deux unités structurales de base. Il s'agit de niveaux tétraédriques et octaédriques (deux types de plans).

A.1.1 Le plan de tétraèdres de silice SiO_4

Noté T, dans lequel 4 atomes d'oxygène sont disposés au sommet d'un tétraèdre régulier et enserrant un atome de silicium. Chaque tétraèdre SiO_4 partage trois de ses atomes d'oxygènes avec les trois tétraèdres adjacents formant ainsi un réseau plan hexagonal de formule $[\text{Si}_4\text{O}_{10}]^{4-}$. (Figure A-1).

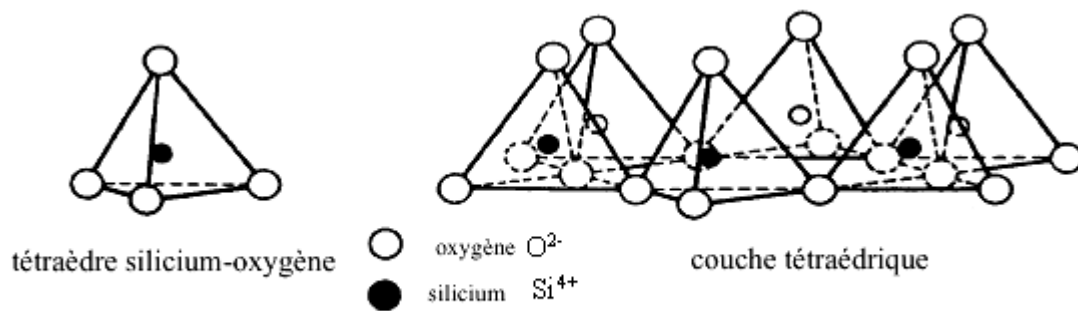


Figure A-1 Représentation de l'agencement en couche des tétraèdres de silicium

A.1.2 Le plan d'octaèdres d'alumine $\text{Al}_2(\text{OH})_6$ et de magnésium $\text{Mg}_3(\text{OH})_6$

Noté O, 6 ions hydroxydes enserrant un atome d'aluminium ou de magnésium. Ces octaèdres forment un réseau hexagonal répété infiniment dans le plan du feuillet. L'association de deux feuillets constitue un empilement compact présentant des cavités octaédriques dans lesquelles peuvent se loger des ions bivalents ou trivalents. (Figure A-2)

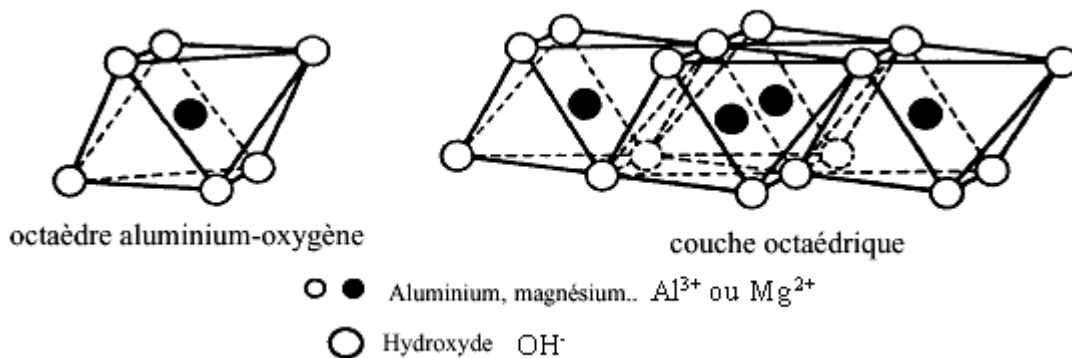


Figure A-2 Représentation de l'agencement en couche des octaèdres d'aluminium ou de magnésium

A.2 Les substitutions isomorphes

Le feuillet élémentaire idéal se compose d'un empilement de 2 ou 3 unités de base. Les liens de covalence et les liaisons ioniques assurent la structure rigide du feuillet, des liaisons moins fortes mais essentielles, assurent l'assemblage des feuillets élémentaires. Les forces de liaison entre feuillets sont ; Les forces d'attraction moléculaires de Van der Waals qui sont des liaisons faibles ; les liaisons hydrogène qui apparaissent avec des atomes fortement électronégatifs, comme par exemple l'oxygène dans le cas des argiles ; les substitutions isomorphes qui consistent en le remplacement de certains cations constitutifs du réseau cristallin par d'autres de moindre valence. L'attraction exercée par les argiles sur l'eau est engendrée par un déficit de charge électriques dû à des substitutions, dans les couches octaédriques, des atomes Al^{+++} par ceux d'un autre métal de valence plus faible (le plus souvent Mg^{++}). Ces substitutions sont dites isomorphes, car elles se font sans modification de la morphologie du minéral. La figure 8 présente le schéma de constitution des argiles à partir de leur minéralogie.

A.3 La montmorillonite

Les minéraux de montmorillonite (di-octaédrique) ont la même structure que les micas. Leur formule générale est comme suit : $Si_4 (Al_{2-x} Mg^{2+}) O_{10} (OH)_2 CE_x nH_2O$ (CE désigne un cation échangeable). Leur surface spécifique tourne autour de $700m^2/g$ dont 80% peuvent être attribués aux surfaces internes (Figure A-3). Le feuillet élémentaire est composé comme pour l'illite, d'une couche d'alumine comprise entre deux couches de silice avec un magnésium ou un fer se substituant à un Al du dioctaèdre. C.à.d. l'ion Al^{3+} est remplacé par un ion Mg^{2+} dans les couches d'alumine. L'épaisseur d'une particule de montmorillonite peut être très faible contrairement aux autres argiles. La montmorillonite fait partie de la famille plus générale des smectites définies comme les "argiles actives".

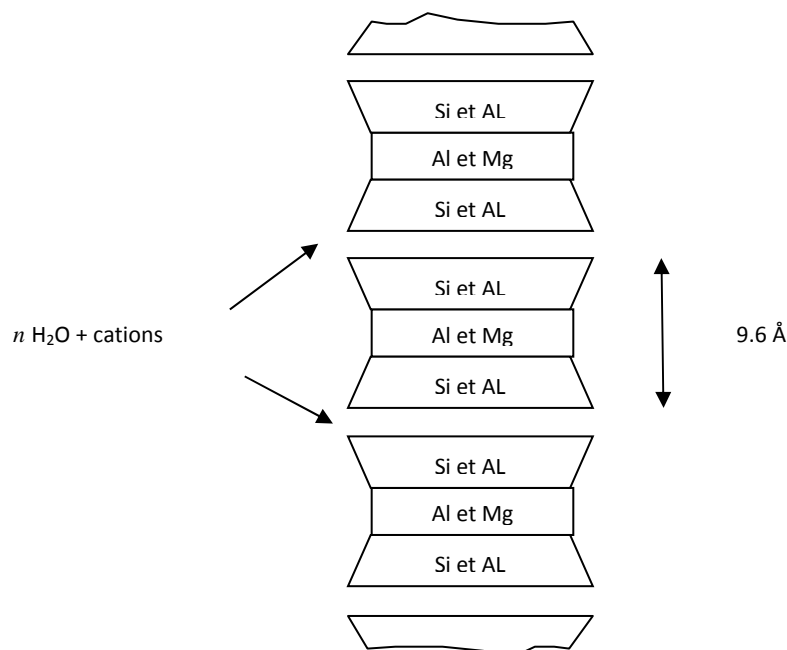


Figure A-3 Schéma de la particule de montmorillonite

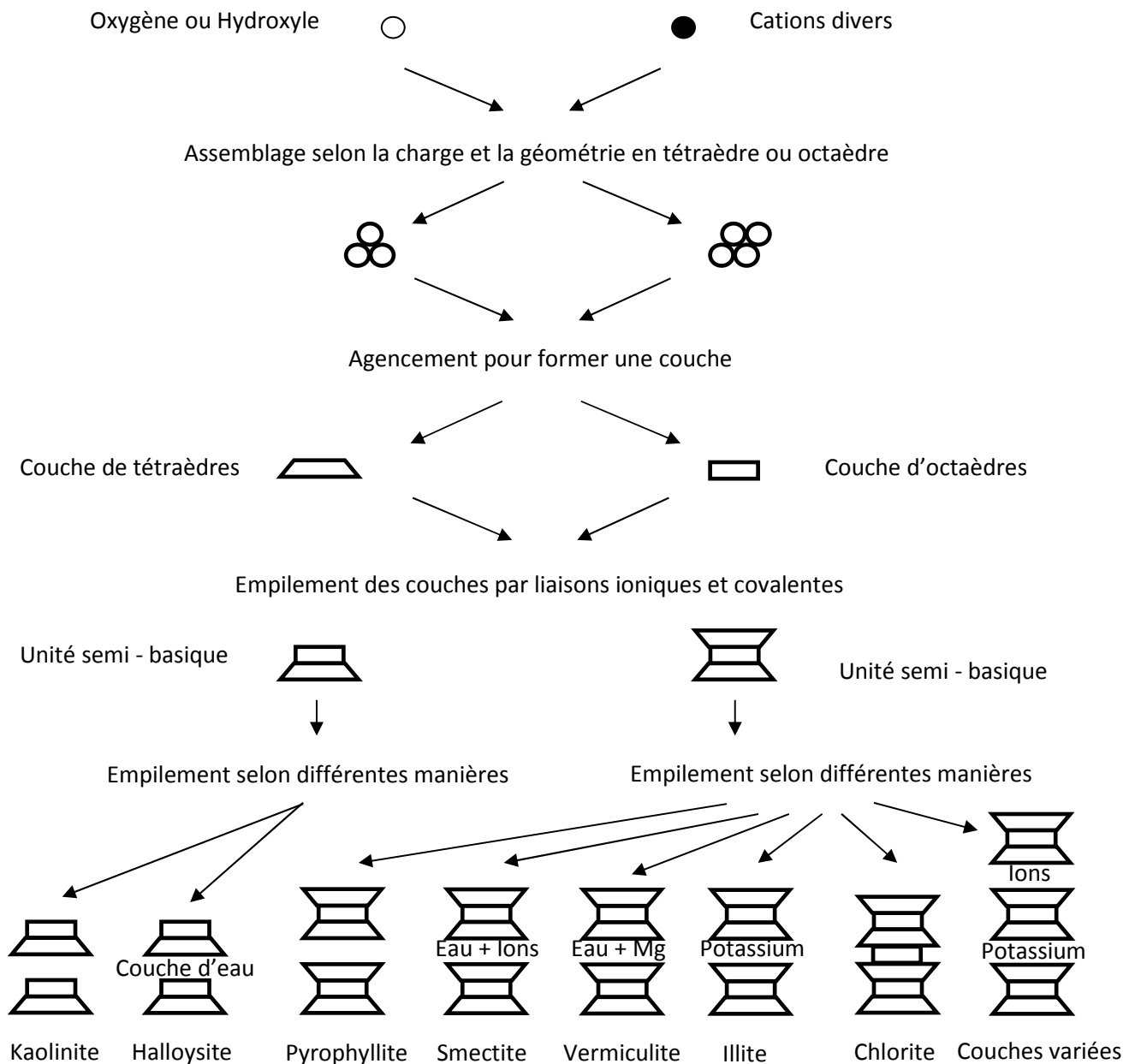


Figure A-4 Schéma de synthèse des minéraux constituant les argiles (Mitchell, 1993)

Les caractéristiques de certaines argiles sont résumées dans le tableau 1-1 :

Tableau A-1 Principales caractéristiques des argiles

Nom	Type	Nombre de feuillets par particule	Diamètre d'une particule	Epaisseur d'une particule	Surface spécifique en m ² /g	CEC en meq/100g
Kaolinite	1 : 1	100 - 200	0.1 - 4	1 - 10	10 - 20	3 - 15
Illite	2 : 1	1 - 10	0.1 - 1	0.003 - 0.01	65 - 100	10 - 40
Montmorillonite (smectite)	2 : 1	1	0.1	0.001	700 - 840	80 - 150

Compte tenu de la structure ionique présentée précédemment, il apparaît d'importantes interactions physico-chimiques entre une particule argileuse et l'eau, généralement illustrées par le modèle de la double couche. Avec des hypothèses très précises, cette théorie permet de quantifier les phénomènes de surface.

A.4 L'eau adsorbée

On vient de voir que chaque grain d'argile est chargé d'électricité négative sur sa surface et les feuillets qui le composent sont plus ou moins fortement reliés les uns aux autres. De nombreuses propriétés des argiles peuvent s'expliquer par des phénomènes physico-chimiques qui se produisent à la surface des grains. L'eau contenue dans le sol est donc soumise à un champ électrique près de la surface des grains. Les molécules d'eau sont alors orientées par rapport à la paroi des grains et n'ont plus les propriétés physiques de l'eau normale ; c'est de « l'eau liée » ou « eau solide ».

Mais on peut se présenter assez simplement la couche adsorbée comme un film visqueux qui entoure le grain (Figure A-5). Ce complexe d'adsorption a des effets négligeables sur les limons et les sables, mais a un rôle essentiel dans le comportement des argiles.

La surface des grains joue un rôle considérable dans le comportement de l'argile, rôle accentué par l'énorme développement de la surface spécifique des argiles. On mesure cette surface spécifique en utilisant l'adsorption d'un fluide formant une seule couche sur les grains (azote ou bleu de méthylène. (Costet, 1985)

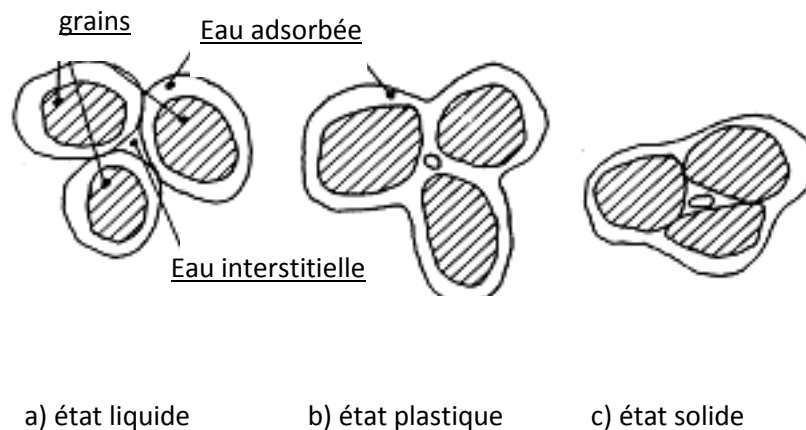


Figure A-5 l'eau adsorbée et interstitielle dans divers état d'un sol

A.5 La double couche diffuse

Les études électrocinétiques menées sur les argiles indiquent, comme nous l'avons vu, que la particule d'argile présente généralement une charge nette négative due à des substitutions isomorphes au niveau des feuillets. Ce déficit de charges se traduit par la fixation de cations et par l'orientation des molécules polaires (d'eau, par exemple) dans l'espace périphérique de la particule et éventuellement entre les feuillets sous l'influence du champ électrique créé. A l'attraction des cations par la surface des particules d'argile s'oppose la tendance des ions à diffuser et à se distribuer d'une manière homogène dans

l'eau c.à.d. les cations s'éloignent de la surface jusqu'à ce qu'un équilibre s'établisse entre leur concentration dans les pores et dans la surface des particules. Le résultat de cette interaction est un nuage d'ions entourant la particule, appelé double couche électrique diffuse (Figure A-6).

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

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

La théorie de Gouy-Chapman présente l'inconvénient de prédire des concentrations d'ions extrêmement élevées à proximité de la surface. Elle a été modifiée par Stern (1924) pour prendre en compte une quantité finie d'ions aux abords de la particule argileuse. La couche de Stern consiste en une quantité d'ions finie à côté de la surface ; elle est fixe tandis que la couche de Gouy est mobile. Cette dernière fait la transition entre la solution perturbée par la particule et la zone la plus éloignée, non perturbée. La Figure A-6 donne une représentation schématique de ce phénomène.

L'épaisseur de la double couche dépend de la charge de la surface argileuse et de la salinité.

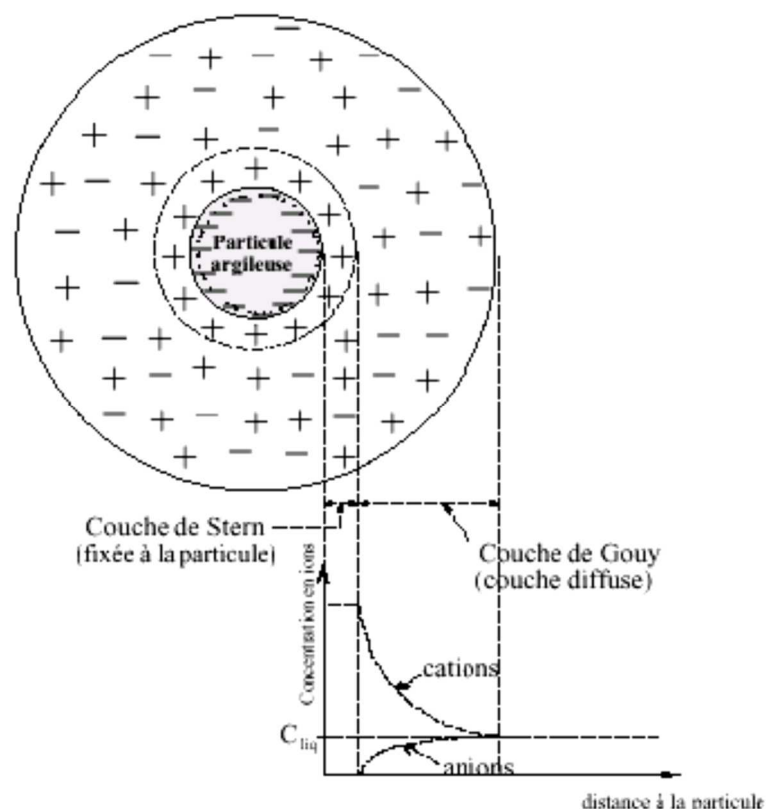


Figure A-6 Schéma de la double couche d'eau entourant une particule argileuse

B.1 Equilibre de Rankine

On étudie l'équilibre sous l'action de son seul poids d'un massif pulvérulent indéfini limité par un plan faisant l'angle β avec l'horizontale. On admet que tout le massif est en équilibre plastique et que l'état d'équilibre est identique pour tous les points situés à la même profondeur. C'est cette dernière hypothèse qui conduit évidemment à des résultats simples.

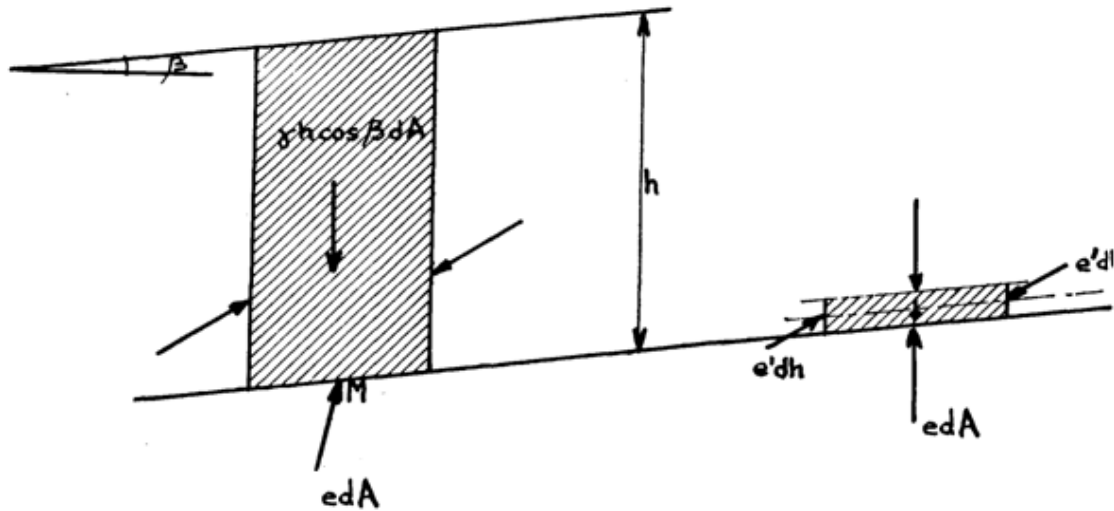


Figure B-1 Schéma de Rankine

On va d'abord déterminer la contrainte e qui s'exerce en un point M à une profondeur A , sur la facette parallèle à la surface libre

On considère le parallélépipède élémentaire hachuré sur la figure, limité par la facette en question d'aire dA , la surface libre et deux plans verticaux.

Ce parallélépipède est soumis à l'action de quatre forces : son poids $\gamma dAh \cos \beta$, la force $e dA$ sur la base et les forces agissant sur les faces latérales qui sont égales et opposées puisque l'on a admis que l'équilibre dépendait seulement de la profondeur. La somme géométrique de ces quatre forces doit être nulle, la contrainte e est donc verticale et a pour intensité : $\gamma h \cos \beta$

A partir de cette contrainte e , la théorie du cercle de Mohr permet de déterminer le tenseur des contraintes au point M , et par conséquent de connaître complètement l'équilibre du massif. En effet, par le point E représentant la contrainte e , il ne passe que deux cercles tangents aux droites de Coulomb (Figure B-2). Il n'y a donc que deux équilibres limites possibles au point M et chacun d'eux est parfaitement déterminé par le cercle correspondant :

- (C_1) pour l'équilibre « inférieur ».
- (C_2) pour l'équilibre « supérieur ».

C'est le même type d'équilibre qui règne dans tout le massif si l'on suppose que les contraintes sont des fonctions continues ; il en irait autrement si l'on acceptait l'existence de

lignes de discontinuité. On trouvera, dans l'étude des fondations, des massifs où règnent à la fois les équilibres inférieur et supérieur de Rankine, mais les deux zones correspondantes sont séparées par une zone de transition qui n'est pas du type de Rankine. (Costet, 1985)

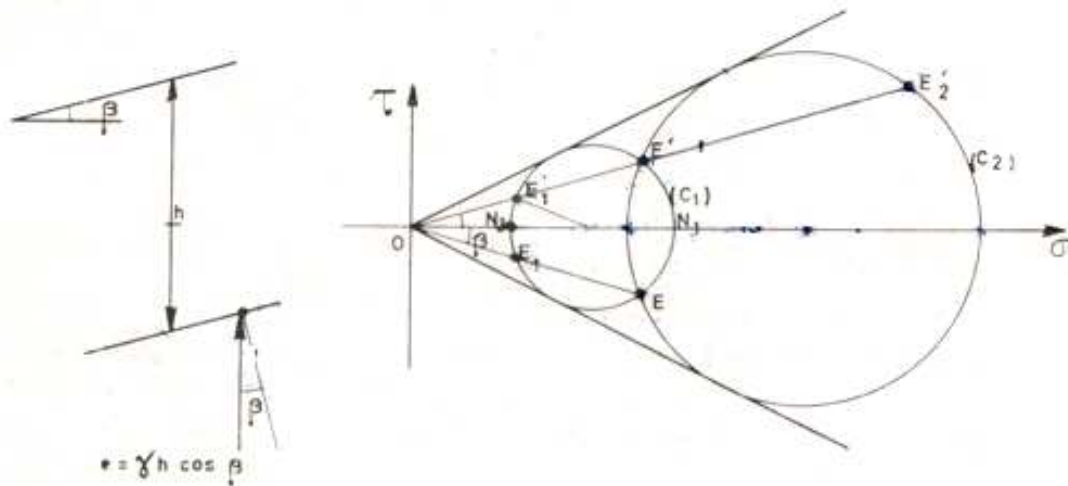


Figure B-2 Cercles de Mohr des équilibres de Rankine

B.2 Déformation du massif en équilibre limite - Poussée et butée

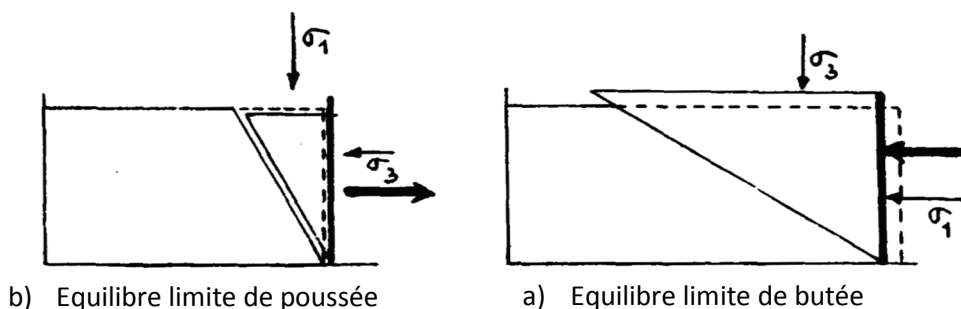


Figure B-3 Equilibres limites et déformation du massif

Un modèle très simple va maintenant montrer comment la considération des déplacements permet de préciser le type d'équilibre. On remplit une caisse (Figure B-3) avec un sable propre. Ce milieu est vraisemblablement en état d'équilibre élastique. On déplace alors la paroi de droite de la caisse vers la droite jusqu'à ce que l'on observe l'amorce d'une rupture, c'est-à-dire l'équilibre limite. Cet équilibre limite a été obtenu par décompression du terrain. La surface libre horizontale s'est affaissée vers l'intérieur du massif, la surface au contact de la paroi s'est — comme la paroi elle-même — déplacée vers l'extérieur du massif. La surface libre supporte la contrainte principale majeure σ_1 et la paroi la contrainte principale mineure σ_3 . On voit qu'il s'agit là de l'équilibre inférieur puisque la contrainte sur une facette parallèle à la surface libre est supérieure à la contrainte sur une facette verticale.

De même, si l'on déplace la paroi de droite de la caisse vers la gauche (Figure B-3), on obtient l'équilibre limite par compression du terrain, c'est l'équilibre supérieur qui règne alors.

Le schéma de Rankine est très simple, mais ses applications pratiques sont limitées. Les lignes de glissement que l'on observe in situ ne sont habituellement pas rectilignes. De plus, les massifs sont souvent limités par des parois ou écrans et l'on constate que la rugosité de ces écrans joue un rôle important, l'équilibre de Rankine ne permet pas d'en tenir compte. Le long d'un mur de soutènement, l'obliquité des contraintes sur le mur est une donnée mécanique qui dépend du frottement des terres sur la maçonnerie. Or, on vient de voir que dans le schéma de Rankine, l'obliquité des contraintes pour une valeur donnée de θ était déterminée par les angles β et φ , le schéma de Rankine ne peut convenir pour décrire correctement l'état d'équilibre du massif. Il est donc souhaitable de bâtir un schéma plus général permettant de prendre en compte le frottement des terres sur l'écran. C'est Boussinesq qui, le premier, en a indiqué les grandes lignes. (Costet, 1985)

B.3 Equilibre de Boussinesq

On considère toujours un matériau pulvérulent en équilibre plastique sous l'action de son seul poids. Le massif sera limité par deux plans : la surface libre et l'écran (Figure B-4). Sur la surface libre, les contraintes sont nulles, sur l'écran, elles ont une obliquité imposée. Par analogie avec les résultats de Rankine, on admettra par hypothèse que la distribution des contraintes sur chaque rayon polaire est triangulaire, c'est-à-dire que les contraintes agissant sur les différentes facettes portées par un rayon polaire ont une obliquité constante et ont une intensité proportionnelle à la distance r à l'arête θ . On remarquera que cette hypothèse est bien compatible avec ce que l'on sait déjà des distributions de contraintes sur la surface libre et sur l'écran.

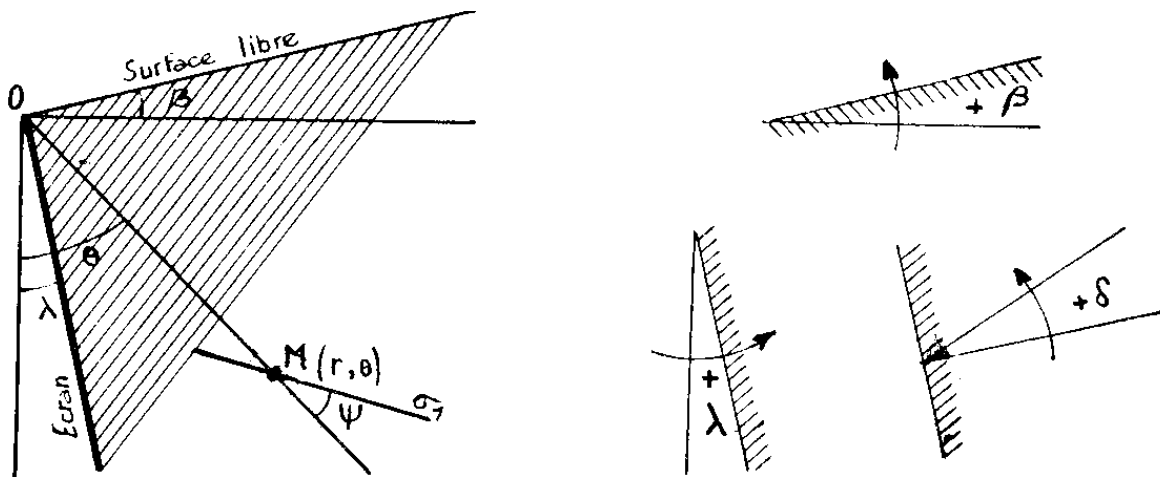


Figure B-4 Equilibre de Boussinesq

La composante normale σ_θ de la contrainte sur un rayon polaire est donc de la forme :

$$\sigma_\theta = rf(\theta)$$

La fonction f de la seule variable θ peut dépendre en outre des différents paramètres qui définissent chaque cas particulier, à savoir les angles β , λ , φ , δ et le poids volumique γ . Ce qui est vrai de chaque rayon polaire l'est également de l'écran, la composante normale σ_θ de la contrainte sur l'écran a donc pour valeur $\sigma_\theta = rf(\lambda)$ par hypothèse et l'on a finalement :

$$\sigma_\theta = K_\gamma \gamma r$$

Formule dans laquelle le coefficient K_γ dépend uniquement de quatre paramètres : les quatre angles β , λ , φ et δ .

Afin de calculer le coefficient K_γ , on écrit les équations d'équilibre et on applique les conditions aux limites et on aboutit à :

$$K_\gamma = S(1 - \sin \varphi \cos 2\psi)$$

Dans cette formule ψ est l'angle que fait la contrainte principale majeure σ_1 avec le rayon polaire (Costet, 1985).

B.4 Facteurs de capacité portante

B.4.1 Théorie de la capacité portante

On considère une semelle filante reposant sur un massif homogène horizontal. On supposera, de plus, que la charge qui agit sur la fondation est verticale, constante, et s'exerce dans l'axe de la semelle.

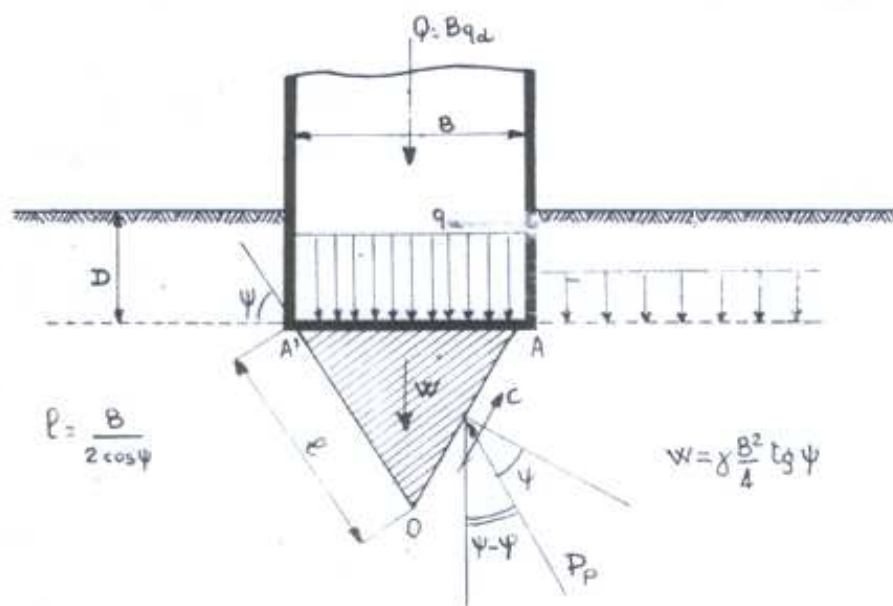


Figure B-5 Equilibre des terres sous la fondation

La fondation de largeur B est enterrée dans le massif à une profondeur D . On exerce sur la fondation une charge verticale croissante jusqu'à une certaine valeur Q pour laquelle l'équilibre plastique apparaît dans le sol de fondation (Figure B-5).

On constate alors qu'il s'est formé, directement sous la fondation, un coin triangulaire AOA' en équilibre surabondant, solidaire de la fondation dans sa pénétration au sein du massif. Ce

coin refoule les terres de part et d'autre du massif et les parois OA et OA' du coin agissent comme de véritables écrans de butée pour lesquels $\delta = -\varphi$ puisqu'il s'agit du frottement du terrain sur lui-même.

On supposera, en première approximation, que le sol situé au-dessus de l'horizontale AA' de la base de la fondation, n'agit que comme une surcharge verticale constante, d'intensité γD . On néglige donc l'effet des contraintes de cisaillement dans le plan AA'.

Dans ces conditions, la détermination de la butée sur l'écran OA est aisée. Cette butée se décompose en une force de cohésion $C = cl$ portée par OA et une force de frottement P_p d'obliquité $-\varphi$ et d'intensité :

$$P_p = k_{py}\gamma \frac{l^2}{2} + k_{pq}\gamma D l + k_{pc}cl$$

Cette formule aboutit à l'équation connue sous la forme :

$$q_d = \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma D N_q + c N_c$$

Les facteurs N_γ , N_q et N_c ne dépendent que des angles φ et ψ . On les appelle les *facteurs de capacité portante*.

B.4.2 Facteur N_c

L'influence de la cohésion se traduit par la présence du terme de cohésion $C N_c$. L'expression littérale de ce facteur est donnée au paragraphe précédent, ainsi que celle de N_γ . On rappelle par ailleurs que :

$$k_{pc} = \frac{k_{pq} - \frac{1}{\cos \varphi}}{\tan \varphi}$$

Puisque l'obliquité de la contrainte sur la paroi OA du coin est égale à φ . Le coefficient k_{pq} qui intervient dans cette dernière expression est identique au coefficient k_{pq} qui figure dans N_q dans la mesure où on suppose que la contrainte sur le plan AA' est verticale. Dans ces conditions, on vérifiera sans peine que quel que soit ψ , on a la relation :

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi}$$