

Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de La Recherche Scientifique



Université de Ghardaïa

N° d'ordre :
N° de série :

Faculté des Sciences et Technologies
Département d'hydraulique et Génie civil

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de

MASTER

Domaine : *Sciences et Technologies*

Filière : Génie civil

Spécialité : *Structure*

**Par : Bouzid Smail
Hadboune Brahim**

Thème

**Evaluation des caractéristiques de sol de fondation par les
essais de laboratoire et les essais in situ
Étude comparative**

Soutenu publiquement le 27/10/2020

Devant le jury :

Salhi Aimad	MAA	Université Ghardaïa	Président
Saiti Issam	MAA	Université Ghardaïa	Examineur
Amieur Abdenacer	Magister	Université Ghardaïa	Encadreur

Année universitaire 2019/2020

Dédicace

Je tiens c'est avec grande plaisir que je dédie ce
modeste travail :

A celui qui est le plus chère de ma vie, ma mère

A celui qui m'a fait de moi un homme, mon père

A tous ma famille

A Tout personne qui occupe une place dans mon cœur

Je dédie ce travail à tous ceux qui ont participé à ma
réussite

Smail .B

Dédicaces

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie
Du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant
La gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

Je dédie ce modeste travail :

A Ceux que j'aime :

*Mon père et ma mère qui ont toujours été présent pour me
Soutenir, me conseiller, sacrifient pour moi, toujours été là pour moi, et qui
m'ont donnée un magnifique modèle de persévérance, j'espère qu'ils
trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout, Mon estime
envers eux.*

A Mes chers frères et sœurs

*Qui mon soutenus et crus en moi lors de mon parcours
et à ce qui a partagé ce travail avec moi mon chère ami et
Binôme SMAÏL BOUZID et à tous mes amis(e).*

*A tous ceux que j'ai oubliés qui m'a apporté d'aide et soutien durant ces années de
formation.*

A tout la promotion de Génie civil 2020

Merci à tous.

H. BRAHIM

Remerciements

Nous remercions tout d'abord notre Dieu qui nous a donné la force et la puissance pour terminer ce modeste travail.

Que la rédaction de ce mémoire soit pour nous l'occasion d'exprimer notre sincère gratitude à Mr Amieur d. Abdenacer pour son encadrement, son aide, son encouragement et son suivi avec bienveillance de ce travail. Veuillez, cher monsieur trouver dans ce rapport l'expression de notre profonde gratitude et nos respects le plus profond.

Notre profonde gratitude et reconnaissance s'adresse à Mr. Aatia mabrouk ingénieur en LTPS.

Nous tiens à remercier notre grande famille universitaire, et surtout les enseignements génie civil

MERCI...

Résumé

Résumé

Toutes les structures ont une fondation dans le sol, afin d'obtenir des structures stables, nous devons rechercher la meilleure façon de le faire

La fondation est celle qui transfère les charges de la superstructure au sol, il faut être stable, pour cela il est nécessaire de mener une étude du sol pour connaître les propriétés physiques et chimiques du sol, en particulier ses propriétés mécaniques

Dans cette étude, des généralisations sont présentées sur les fondations superficielles et profondes et sur la façon dont les calculs de capacité portante et le tassement. Le calcul se fait en deux méthodes au laboratoire et in situ.

Les résultats ont montré que chaque méthode a des avantages et des inconvénients, mais en ce qui concerne la capacité portante, il est préférable de prendre les résultats de l'essai préssiométrique car ses mesures sont directes et en contact avec le sol et il n'y a pas de changement dans l'échantillon, mais les essais en laboratoire sont également indispensables pour leur utilité pour déterminer le type de sol. Et déterminer des options spécifiques telles que le choix du type de ciment; etc.

Les mots clés : essai au laboratoire, essai in situ, sol, capacité portante, tassement,

Abstract

All the structures have a foundation in the ground, in order to get stable structures we have to look for the best way to do it

The foundation is the one that transfers the loads from the superstructure to the ground, it is necessary to be stable, for this it is necessary to conduct a study of the soil to know the physical and chemical properties of the soil, in particular its mechanical properties.

In this study, generalizations are presented about the shallow and deep foundations and how the calculations of bearing capacity and settlement are calculated by two methods in the laboratory and in situ.

The results showed that each method has advantages and disadvantages, but when it comes to the bearing capacity, it is better to take the results of the presiometric test because its measurements are direct and in contact with the soil and it does not There is no change in the sample, but laboratory tests are also essential for their usefulness in determining the type of soil. And determine specific options such as the choice of the type of cement; etc.

Key words: laboratory test, in situ test, bearing capacity, Settlements

المخلص

كل البناءات تستند الى قاعدة في التربة، من أجل تحقيق هياكل مستقرة يجب أن نبحث عن أفضل طريقة للقيام بذلك

الأساس هو الذي ينقل الأحمال من البنية الفوقية الى الأرض فمن الضروري ان يكون ثابت لهذا يلزم إجراء دراسة التربة لمعرفة خصائص التربة الفيزيائية والكيميائية ، ولا سيما خصائصها الميكانيكية

في هذه الدراسة، تم عرض التعميمات حول الأسس الضحلة و العميقة وكيفية إجراء حسابات القدرة على التحمل أو الانضغاط، يتم إجراء مقارنة بين طريقة الاختبار المخبري والاختبار في الموقع (اختبار القياس المسبق)

أظهرت النتائج أن كل طريقة لها مزايا و عيوب ، ولكن عندما يتعلق الأمر بقدرة التحمل ، فمن الأفضل أخذ نتائج اختبار ما قبل القياس لأن قياساته مباشرة وملامسة للأرض ولا يوجد بها تداخل أو التغيير في العينة ولكن لا يمكن أيضاً الاستغناء عن الاختبارات المعملية لفائدتها في تحديد نوع التربة و تحديد خيارات معينة مثل اختيار نوع الإسمنت؛ الخ

الكلمات المفتاحية : التجارب في المختبر, التجارب في الموقع, التربة, قدرة التحمل, الانضغاط

Liste des photos

Chapitre 01	GENERALITES SUR LES FONDATIONS	
Photo N° 1-01	Armature semelle isolée	5
Photo N° 1-02	Armature pour semelle filante	5
Photo N° 1-03	Coulage fondation radie	6
Photo N° 1-04	Coulage pieu foré	8
Photo N° 1-05	Les pieux en bois.....	9
Photo N° 1-06	La pose d'un pieu battu	9
Photo N° 1-07	Pieu battu H	10
Chapitre 02	LES METHODES DE RECONNAISSANCE DU SOL	
Photo N° 2-01	Carotteuse.....	16
Photo N° 2-02	Les carottes de sondage conservé dans la caisse	17
Photo N° 2-03	Fouille représente deux couche de sol diffère.....	19
Photo N° 2-04	L'un des pénétromètres dynamiques lourds.....	21
Photo N° 2-05	Un type de pénétromètre statique.....	22
Photo N° 2-06	Dispositif de l'essai préssiometrique.....	23
Photo N° 2-07	Dispositif de l'essai de chargement à la plaque.....	26
Photo N° 2-08	Les tamis pour la granulométrie.....	36
Photo N° 2-09	Appareil de la limite d'atterberg.....	39
Photo N° 2-10	Appareil de l'essai de bleu de méthylène.....	41
Photo N° 2-11	Appareil de l'essai retrait linéaire.....	42
Photo N° 2-12	Appareil de l'essai oedometre.....	44
Photo N° 2-13	Cellule oedeométrique.....	44
Photo N° 2-14	Appareil de cisaillement direct.....	46
Photo N° 2-15	La cellule de cisaillement direct	46
Photo N° 2-16	Appareil de l'essai triaxial avec son cellule.....	48
Chapitre 04	CAS PRATIQUE	
Photo N°4-01	Sondage carottier sur site.....	94
Photo N°4-02	Une caisse du sondage S1.....	102

Liste des figures

Chapitre 01	GENERALITES SUR LES FONDATIONS	
Figure N° 1-01	Types de fondations superficielles.....	4
Figure N° 1-02	Les étapes de réalisation d'un puits.....	7
Figure N° 1-03	Réalisation d'un pieu foré tubé.....	8
Figure N° 1-04	Les dimensions d'ancrage d'un pieu.....	10
Chapitre 02	LES METHODES DE RECONNAISSANCE DU SOL	
Figure N° 2-01	Courbe de fluage pressiométrique — Exemple.....	26
Figure N° 2-02	Le principe de la sismique réflexion (essai géophysique).....	29
Figure N° 2-03	Les niveaux des piézomètres dans le sol.....	34
Figure N° 2-04	Triangle de classification des matériaux.....	37
Figure N° 2-05	Abaque de plasticité de Casagrande.....	40
Figure N° 2-06	Résultat de l'essai de bleu de méthylène sur papier filtre.....	41
Figure N° 2-07	Courbe de compressibilité essai oedométrique.....	45
Figure N° 2-08	Représente résultats d'un essai de cisaillement (c et ϕ).....	47
Chapitre 03	ETUDE DES FONDATIONS	
Figure N° 3-01	Courbe de chargement d'une fondationsuperficielle.....	53
Figure N° 3-02	Schéma de rupture d'une fondation superficielle.....	55
Figure N° 3-03	: Capacité portante méthode superposition de Terzaghi	55
Figure N° 3-04	: Inclinaison et excentrement d'une charge.....	59
Figure N° 3-05	: Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge inclinée....	60
Figure N° 3-06	: Méthode de la semelle fictive.....	61
Figure N° 3-07	: Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e	62
Figure N° 3-08	: Classification suivant le mode de fonctionnement	62
Figure N° 3-09	: Comportement général d'un pieu isolé soumis à une charge verticale.....	63
Figure N° 3-10	: Mécanismes du frottement latéral positif et négatif.....	63
Figure N° 3-11	: Courbe de chargement axial d'un pieu.....	66
Figure N° 3-12	: Exemples de schémas de rupture selon les théories classique.....	66
Figure N° 3-13	: Définition de l'encastrement équivalent d'une fondation superficielle....	67
Figure N° 3-14	: Définition de la pression limite nette équivalente dans le cas d'une couche Porteuse homogène.....	67

Figure N° 3-15 : Variation de la capacité portante en fonction de la profondeur D dans un sol homogène.....	68
Figure N°3-16 Facteur de portance pressiométrique pour les semelles carrées et circulaire.	71
Figure N° 3-17 : Facteur de portance pressiométrique pour les semelles filantes.....	71
Figure N° 3-18 : Coefficient minorateur pour une charge inclinée sur sol horizontal.....	73
Figure N° 3-19 : Fondation en crête de talus.....	73
Figure N° 3-20 : Coefficient minorateur pour une charge verticale centrée à proximité de la crête de talus, dans le cas d'un encastrement nul	73
Figure N° 3-21 : Angle β' pour le calcul du coefficient minorateur dans le cas d'une fondation encastree et située près de la crête de talus	73
Figure N°3-22 : Charge inclinée dirigée vers l'extérieur ou l'intérieur d'un talus.....	74
Figure N°3-23 : Définition de la contrainte de référence pour un excentrement « e »	74
Figure N°3-24 : Définition de l'encastrement équivalent.....	76
Figure N° 3-25 : Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre.....	77
Figure N° 3-26 : Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu.....	78
Figure N° 3-27 : Évaluation du frottement négatif sur un pieu isolé.....	80
Figure N° 3-28 : Section A et périmètre P à considérer pour les pieux tubulaires et les profilés métalliques ouverts à la base.....	80
Figure N° 3-29 : Facteur correcteur μ pour tenir compte des déformations latérales.....	86
Figure N° 3-30 : Modules pressiométriques à considérer pour le calcul du tassement	92
Figure N° 3-31 : Lois de mobilisation du frottement latéral et de l'effort de pointe	93
Chapitre 04 CAS PRATIQUE	
Figure N° 4-01 : plan de situation du projet et ses abords.....	95
Figure N° 4-02 : Coupe lithologique des sondages carottés S01 RN1PK 26+400.....	96
Figure N° 4-03 : Coupe lithologique des sondages carottés S02 RN1PK 26+400.....	97
Figure N° 4-04 : Coupe lithologique des sondages carottés S03 RN1PK 26+400.....	98
Figure N° 4-05 : Coupe lithologique des sondages carottés S04 RN1PK 26+400.....	99
Figure N° 4-06 : Coupe lithologique des sondages carottés S05 RN1PK 26+400.....	100
Figure N° 4-07 : Profile géologique du site d'étude.....	101
Figure N° 4-08 : Représente exemple du feuille d'essai d'un palier de sondage.....	102
Figure N° 4-09 : Un exemple de sondage 04 palier 02m représente les courbes de fluage ;	

corriger ; interpolation.....	103
Figure N°4-10 : Résultats extraire sondage 04 palier 02m feuille de calcul.....	103
Figure N°4- 11: Courbe d'analyses granulométrique sondage01au profondeur	107
Figure N°4- 12: Courbe d'analyses granulométrique sondage01au profondeur.....	107
Figure N°4- 13: Courbe d'analyses granulométrique sondage02au profondeur	108
Figure N°4- 14: Courbe d'analyses granulométrique sondage02au profondeur	108
Figure N°4-15: Courbe d'analyses granulométrique sondage 03au profondeur	109
Figure N°4-16 Courbe d'analyses granulométrique sondage 03au profondeur	109
Figure N°4-17 Courbe d'analyses granulométrique sondage 04au profondeur	110
Figure N°4-18 Courbe d'analyses granulométrique sondage 04au profondeur	110
Figure N°4-19 Courbe d'analyses granulométrique sondage 05au profondeur	111
Figure N°4-20 Courbe d'analyses granulométrique sondage05au profondeur	111
Figure N°04 -21 Exemple résultats d'essai de cisaillement.....	114
Figure N°04 -22 Exemple résultats d'essai oedomètre	116

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERAL	01
Chapitre 1 GENERALITES SUR LES FONDATIONS	
1-1 Introduction	03
1-2 Définition des fondations	03
1-3 Rôle de fondation	03
1-4 Les types et sources des charges	03
1-5 Les types des fondations.....	03
1-5-1 Fondations superficielles et ces types.....	04
1-5-1-1 Définition de la fondation superficielle	04
1-5-1-2 Les types de semelles de fondation superficielle... ..	04
1-5-2 Fondations profondes et ces types.....	06
1-5-2-1 Définition de la fondation profonde	06
1-6 Les paramètres de détermination de la fiche d’ancrage des fondations.....	10
1-7 Les paramètres de choix du type de fondation.....	11
1-8 Les risques liés aux fondations.....	11
1-9 Les solutions de confortement des fondations.....	12
1-10 Conclusion.....	13
Chapitre 02 LES METHODES DE RECONNAISSANCE DU SOL	
2-1 Introduction	14
2-1-1 Etudes géologiques.....	14
2-1-2 Etudes hydrologiques.....	14
2-1-3 Etudes géotechniques.....	14
2.2 Méthodes de reconnaissance de sol in situ.....	15
2-2-1 Définition	15
2-2-2 Sondage carotte.....	16
2-2-2-2 Types de sondages carottés	17
2-2-2-3 Avantages et inconvénients de sondage carotté	18
2-2-3 Puits et tranchées de reconnaissance	19
2-2-4 Essais penetrometriques.....	19

2-2-4-1	Pénétrromètre dynamique.....	20
2-2-4-1	Pénétrromètre statique	21
2-2-5	Essais pressiometriques	22
2-2-5-2	Méthodes d'essai préssiométrique.....	24
2-2-5-3	Calculs des essais préssiométriques	24
2-2-6	Essai de chargement à la plaque.....	26
2-2-6-1	Mesure du module sous chargement statique "essai a la plaque	27
2-2-7	Les essais geophysiques	28
2-2-7-1	Les méthodes des essais géophysiques.....	29
2-2-7-1-1	La tomographie par réfraction sismique (SRT)	30
2-2-7-1-2	L'analyse multicanal des ondes de surface (MASW).....	30
2-2-7-1-3	Essais sismiques de type downhole (DST) et des essais sismiques	31
2-2-7-1-4	La tomographie par résistivité électrique (TRE)	32
2-2-7-1-5	Essais de pénétration au cône	32
2-2-7-2	L'utilité des essais géophysiques	34
2-2-8	Essai piézométrique.....	34
2-3	Reconnaissance de sol au laboratoire.....	35
2-3-1	Essais identification.....	35
2-3-1-1	Mesure de la masse volumique	35
2-3-1-2	Analyse granulométrique par tamisage ou sédimentation.....	36
2-3-1-3	Teneur en eau	38
2-3-1-4	Argilosité d'un sol (limites ,vbs).....	39
2-3-1-4-a	Limites d'atterberg	39
2-3-1-4-b	Valeur au bleu de méthylène de sol (VBS)	40
2-3-1-5	Retrait linéaire	42
2-3-1-6	Les analyses chimiques du sol	42
2-3-2	Essais mécaniques.....	43
2-3-2-1	Essais œdométriques.....	43
2-3-2-1-a	Cisaillement rectiligne à la boîte de casagrande	45
2-3-2-2-b	Cisaillement triaxial	48
2-4	Comparaison entre l'essai préssiométrique et les essais au laboratoire.....	49

2-5	Synthèse des résultats de la reconnaissance in situ et au laboratoire.....	51
2-6	Conclusion.....	51
Chapitre 3 ETUDES DES FONDATIONS		
3-1	a) Portance d'un sol	52
3-1	b) Mécanismes de rupture	52
3-2	Choix de type de fondation	53
3-2.a	Choix des fondations superficielles.....	53
3-2.b	Choix des fondations profondes	53
3-3	choix de la profondeur d'ancrage.....	54
3-4	Détermination de la capacité portante.....	55
3-4.a	Sur la base des résultats des essais au laboratoire.....	55
3-4.a.1	Cas des fondations superficielles.....	55
3-4.a.1.1	Semelle filante charge verticale et centrée	55
3-4.a.1.1.1	Calcul en conditions non drainées.....	56
3-4.a.1.1.2	Calcul en conditions drainées.....	57
3-4.a.1.2	Influence de la forme de la fondation. Charge verticale et centrée	58
3-4.a.1.3	Influence de l'inclinaison de la charge et de l'excentrement de charge....	58
3-4.a.1.3.1	Influence de l'inclinaison.....	58
3-4.a.1.3.2	Influence de l'excentrement de la charge	60
3-4.a.1.4	Fondations sur sols hétérogènes	60
3-4.a.1.5	Capacité portante admissible d'une semelle p_{ad}	61
3-4.a.2	Cas des fondations profondes.....	61
3-4.a.2.1	Introduction	61
3-4.a.2.2	Classification suivant le mode de fonctionnement.....	62
3-4.a.2.3	Évaluation de la charge limite d'un pieu isolé à une force verticale	62
3-4.a.2.4	Définitions et mécanismes du frottement latéral positif et négatif.....	63
3-4.a.2.5	Charge limite et charge de fluage.....	64
3-4.a.2.5.1	Charge limite Q_1	64
3-4.a.2.5.2	Charge de fluage. Relation avec Q_1	64
3-4.a.2.6	Théories classiques rigides-plastiqu.....	65
3-4.b	sur la base des résultats des essais in situ (pressiomètre).....	67

3-4.b.1 Cas des fondations superficielles.....	67
3-4.b.1.1 Hauteur d'encastrement équivalente D_e	67
3-4.b.1.2 Pression limite nette équivalente au pressiomètre ménard p^*_{le}	67
3-4.b.1.3 Profondeur critique.....	68
3-4.b.1.4 Calcul de la capacité portante à partir de l'essai au pressiomètre	69
3-4.b.1.5 Charge verticale centrée.....	69
3-4.b.1.6 Influence de l'inclinaison de la charge et de la proximité d'un talus.....	71
3-4.b.1.6.1 Charge centrée inclinée sur sol horizontal.....	71
3-4.b.1.6.2 Charge verticale centrée à proximité d'un talus.....	72
3-4.b.1.6.3 Charge centrée inclinée à proximité d'un talus.....	74
3-4.b.1.7 Influence de l'excentrement.....	74
3-4.b.1.8 Capacité portante admissible d'une semelle.....	75
3-4.b.1.9 Dimensionnement d'une semelle à partir de l'essai pressiométrique Capacité portante unitaire.....	75
3-4.b.2 Cas des fondations profondes.....	76
3-4.b.2.1 Encastrement équivalent. Pression limite et résistance de pointe équivalentes.	76
3-4.b.2.1.1 Hauteur d'encastrement équivalente.....	76
3-4.b.2.1.2 Pression limite nette équivalente au pressiomètre p^*_{le}	77
3-4.b.2.1.3 Profondeur critique.....	77
3-4.b.2.2 Prévision de la charge limite Q_1 par la méthode pressiométrique.....	77
3-4.b.2.2.1 Calcul de la charge limite de pointe Q_p	77
3-4.b.2.2.2 Calcul de la charge limite de frottement latéral Q_s	78
3-4.b.2.2.2.1 Frottement latéral unitaire limite q_s	78
3-4.b.2.2.3 Calcul de la charge limite totale Q_1	79
3-5 Calcul des tassements.....	82
3-5.1 Définition	82
3-5.2 Solutions en élasticité.....	83
3-5.2.1 Calcul direct du tassement.....	83
3-5.2.2 Distribution de la contrainte verticale $d\sigma_z$ avec la profondeur.....	84
3-5.a Sur la base des résultats des essais au laboratoire.....	84

3-5.a.1 Cas des fondations superficielles.....	84
3-5.a.1.1 calcul des tassements par les résultats de l'essai œdométrique.....	84
3-5.a.1.2 Calculs des tassements	87
3-5.a.1.3 Calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai oedometrique....	87
3-5.a.1.3.1 tassements instantanés	88
3-5.a.2 Tassements admissibles des structures.....	88
3-5.b Sur la base des résultats des essais in situ (pressiomètre).....	89
3-5.b.1 cas des fondations superficielles.....	89
3-5.b.1.1 Calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai au pressiomètre menard	89
3-5.b.2 Cas des fondations profondes.....	92
Chapitre 4 Cas pratique	
4-1 Introduction.....	94
4-1.1 Situation :.....	94
4-1.2 Etat des lieux.....	94
4-1-3 Description des travaux	95
4-1-4 Cadre topographique régional	95
4-1-5 La sismicité :	95
4-2 Les résultats des essais.....	95
4-2-1 Les résultats in situ	96
4-2-1-1 résultats sondages carottage	96
4-3-1-2 résultats d'essai préssiométrique.....	102
4-3-1-3 présentation des résultats d'essai au laboratoire.....	107
4-2 Calcul et interprétations des résultats.....	118
a) Résultats présiométrique.....	118
b) Résultats au laboratoire.....	119
4-3 Comparaison des résultats de calculs de la charge limite des pieux par les deux méthodes.....	121
4-3 Conclusion.....	122
Conclusion	124

Liste des tableaux

Chapitre 02	Les Méthodes De Reconnaissance Du Sol	
Tableau 2-1	comparaison entre l'essai préssiométrique et les essais au laboratoire	49
Chapitre 03	Etude des fondations	
Tableau N°3- 01	: indique les valeurs à retenir pour les facteurs de portance selon les recommandations de l'eurocode 7.....	57
Tableau N°3-02:	Les valeurs des coefficients de forme (condition drainées et non drainées), conformément à l'eurocode 7.....	58
Tableau N°3-03	: Les valeurs des coefficients de forme.....	59
Tableau N°3-04	: Ordre de grandeur des valeurs des coefficients réducteurs.....	60
Tableau N°3-05	: Définition des catégories conventionnelles des sols.....	69
Tableau N°3-06:	Facteur de portance pressiométrique.....	70
Tableau N°3-07	: valeurs du facteur de portance k_p	79
Tableau N°3-08	: Coefficients réducteurs ρ_p et ρ_s pour les profilés métalliques.....	80
Tableau N°3-09	: Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s	81
Tableau N°3-10	: coefficient de forme C_f	83
Tableau N° 3-11	: Le coefficient d'influence.....	88
Tableau N°3-12:	Coefficient rhéologique α	91
Tableau N°3-13:	Coefficients de forme.....	91
Chapitre 04	Cas pratique	
Tableau N°4-01	: résultats de sondage 01 obtenu pour 30m.....	104
Tableau N° 4-02	: résultats de sondage 02 obtenu pour 30m.....	104
Tableau N° 4-03	: résultats de sondage 03 obtenu pour 30m.....	105
Tableau N° 4-04	: résultats de sondage 04 obtenu pour 30m.....	105
Tableau N° 4-05	: résultats de sondage 05 obtenu pour 30m.....	106
Tableau N° 4-06	: résultats la teneur en eau S1	112
Tableau N° 4-07	: résultats la teneur en eau S2	112
Tableau N° 4-08	: résultats la teneur en eau S3	112
Tableau N° 4-09	: résultats la teneur en eau S4	112
Tableau N° 4-10	: résultats la teneur en eau S5	112
Tableau N° 4-11	: Représente résultats de la Limites d'AtterbergS1	113
Tableau N° 4-12	: Représente résultats de la Limites d'AtterbergS2	113
Tableau N° 4-13	: Représente résultats de la Limites d'AtterbergS3	113

Tableau N° 4-14 : Représente résultats de la Limites d'AtterbergS4	113
Tableau N° 4-15 : Représente résultats de la Limites d'AtterbergS5	113
Tableau N° 4-16 : Résultats analyses chimique pour S1et S2.....	114
Tableau N° 4-17 : Résultats analyses chimique pour S2; S3; S4et S5.....	114
Tableau N° 4-18: Résultats de cisaillement rectiligne pour S1.....	115
Tableau N° 4-19: Résultats de cisaillement rectiligne pour S2.....	115
Tableau N° 4-20: Résultats de cisaillement rectiligne pour S3.....	115
Tableau N° 4-21: Résultats de cisaillement rectiligne pour S4.....	115
Tableau N° 4-22: Résultats de cisaillement rectiligne pour S5.....	115
Tableau N° 4-23: Résultats de cisaillement rectiligne pour S4.....	116
Tableau N° 4-24: Résultats de cisaillement rectiligne pour S3.....	116
Tableau N° 4-25: Résultats de cisaillement rectiligne pour S2.....	116
Tableau N° 4-26: Résistante à la compression simple sur roche S1 et S.....	117
Tableau N° 4-27: calcul des efforts et le fluage pour S1.....	118
Tableau N° 4-28: calcul des efforts et le fluage pour S2.....	118
Tableau N° 4-29: calcul des efforts et le fluage pour S3.....	118
Tableau N° 4-30: calcul des efforts et le fluage pour S4.....	118
Tableau N° 4-30: calcul des charges et déferent diamètre du pieu.....	120
Tableau N° 4-31:Comparaison des résultats de calculs de la charge limite des pieux par les deux méthodes	121

TABLEAU DES ABREVIATIONS

SYMBOLE	UNITÉ	DÉFINITION
A	m ²	Section de la pointe
A'	m ²	Section réduite comprimée d'une fondation
B	m	Largeur de la base d'une fondation
B'	m	Largeur réduite de la base d'une fondation
C _f	-	coefficient de forme
D	m	Profondeur d'encastrement d'une fondation (géométrique)
D _c	m	Profondeur critique
D _e	m	Profondeur d'encastrement d'une fondation (mécanique)
D _a	mm	Diamètre d'un grain tel que a % en poids soit inférieur à D _a
E	KPa	Module de compressibilité (ou de Young) d'un matériau élastique
E _c		Module pressiométrique équivalent dans la zone volumique
E _d		Module pressiométrique équivalent dans la zone déviatorique
E _M	kPa	Module pressiométrique
E _{oed}	KPa	Module œdométrique
E _M	KPa	Module pressiométrique
F	-	Coefficient de sécurité au glissement d'un talus
F _n	N	Frottement négatif sur le fût d'un pieu
F _w	N	Actions dues à l'eau
G	KPa	Module de cisaillement d'un matériau élastique
	KN	Actions permanentes
G _{max}	KN	Actions permanentes défavorables
G _{min}	KN	Actions permanentes favorables
G _w	KN	Actions des pressions hydrostatiques
H	m	Hauteur
	m	Profondeur d'une nappe
I	-	Le coefficient d'influence dépend de la forme de la semelle
I _p	-	Indice de plasticité W _l - W _p
K	m ³	Constante géométrique d'une sonde pressiométrique
		rapport entre la contrainte normale au pieu et la contrainte parallèle à l'axe à la profondeur z
K ₀	-	Coefficient de poussée au repos d'un sol
K _a	-	Coefficient de poussée d'un sol (a pour actif)
K _p	-	Coefficient de butée d'un sol (p pour passif)
L	m	Longueur d'une fondation
L'	m	Longueur réduite d'une fondation
M	Kg	Masse
	kN.m	Moment résultant des forces dans une section
N	KN	Résultante verticale des forces dans une section
N _c	-	Facteurs de portance qui ne dépendent que de l'angle de frottement interne φ du sol
N _q	-	Facteurs de portance qui ne dépendent que de l'angle de frottement interne φ du sol
N _γ	-	Facteurs de portance qui ne dépendent que de l'angle de frottement interne φ du sol
P	m	Périmètre d'un pieu

	kPa	charge par mètre de longueur sur une semelle de fondation
P_f	MPa	Pression de fluage lors d'un essai pressiométrique
P_l	MPa	Pression limite lors d'un essai pressiométrique
P^*_{le}	MPa	Pression limite nette équivalente lors d'un essai pressiométrique
Q	KN	Surcharge ponctuelle
	m^3/s	Débit d'eau
Q_c	KN	Charge de fluage (pour un pieu)
Q_k	KN	Valeur caractéristique des actions variables
Q_l	kN	Charge ultime
Q_{pu}	KN	Effort mobilisable sous la pointe d'un pieu
Q_{su}	KN	Effort mobilisable par frottement latéral sur le fût d'un pieu
Q_u	KN	Charge limite (pour un pieu)
Q_f		Frottement latéral
R	m	Rayon d'action d'un forage
S_y, S_c, S_q	-	Coefficients multiplicatifs
S_r	-	Taux de saturation d'un échantillon de sol
T	KN	Résultante tangentielle des forces dans une section
T_v	-	Facteur temps
U	-	Degré de consolidation
VBS	g	Valeur de bleu de méthylène adsorbée sur les grains de sol
W	KN	Poids d'une tranche de sol
i_γ, i_c, i_q	-	coefficients minorateurs
a_v	Pa^{-1}	Coefficient de compressibilité
c	KPa	Cohésion d'un sol
c'	KPa	Cohésion drainée d'un sol
c_u	kPa	Cohésion non drainée
c_v	m^2/s	Coefficient de consolidation
e	-	Indice des vides d'un sol
	m	Excentricité de la résultante ($e=M/N$)
f	KPa	Contrainte sur une facette
f_p		Frottement latéral positif
f_n		Frottement latéral négatif
g	m/s^2	Accélération de la pesanteur
h	m	Charge hydraulique : $h \approx u / \gamma_w + z$
	m	Différence de charge
		État humide
K_p	-	Facteur de portance lié à l'essai pressiométrique
m	-	État moyen hydrique
m_v	m^{-1}	Coefficient de compressibilité
n	-	Porosité d'un sol
q	KPa	Surcharge uniforme
q_p	kPa	résistance unitaire du sol sans la pointe
q_s	KPa	Effort limite de frottement latéral
$q_{réf}$	kPa	Contrainte uniforme
$q'_{réf}$	KPa	Contrainte de référence sous une semelle
q'_u	KPa	Contrainte ultime ou pression limite
q_0	kPa	Contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation
q_{adm}	kPa	Contrainte où capacité portante unitaire admissible

r	m	Rayon d'un forage
s	m	Tassement total sous l'effet d'une charge
s_i	m	tassement instantané
s_c	m	tassement de consolidation
$s_s = S_\alpha$	m	tassement secondaire
s_{ced}		tassement de consolidation unidimensionnelle
	-	État sec
u	kPa	Pression interstitielle de l'eau
w	-	Teneur en eau du sol
w_l	-	Limite de liquidité d'un sol
w_{opm}	-	Teneur en eau à l'Optimum Proctor Modifié
w_{opn}	-	Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal
w_p	-	Limite de plasticité d'un sol
w_{sat}		Teneur en eau du sol saturé
z	m	Cote d'un point - profondeur
th	-	État très humide
ts	-	État très sec
δ		Angle de frottement entre le sol et le pieu
		Angle d'inclinaison
ε	%	Déformation longitudinale
ϕ		Degrés Angle de frottement interne d'un sol
ϕ'		Degrés Angle de frottement interne effectif d'un sol
γ	kN/m ³	Poids volumique des matériaux solides
γ'	kN/m ³	Poids volumique immergé ou poids volumiques effectif
γ_d	kN/m ³	Poids volumique sec du sol
γ_h	kN/m ³	Poids volumique humide du sol
γ_s	kN/m ³	Poids volumique des grains
γ_{sat}	kN/m ³	Poids volumique du sol saturé
γ_w	kN/m ³	Poids volumique de l'eau (environ 9,8 kN/m ³)
ν	-	Coefficient de Poisson d'un matériau élastique
σ	kPa	Contrainte normale
σ'	kPa	Contrainte effective ($\sigma' = \sigma - u$)
σ'_c	kPa	Contrainte de consolidation
τ	kPa	Contrainte tangentielle (ou de cisaillement)
ϕ	-	Angle de frottement
Φ'	-	Angle de frottement condition drainé
α		coefficient rhéologique dépendant du sol
\mathbf{b}		l'angle de la pente du talus
$i_{\delta\beta}$	-	Coefficients minorateurs
ρ_p et ρ_s		Coefficients réducteurs
$\Delta\sigma_z$		de l'accroissement contrainte vertical
μ		fonction du coefficient de pression interstitielle
		Facteur correcteur
λ_c et λ_d		Coefficients de forme

Introduction
Générale

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Aujourd'hui, le monde d'entier recherche les solutions les plus efficaces pour éviter les pertes humaines et, si possible, les pertes physiques dues à l'effondrement des structures ou à leur instabilité face aux catastrophes naturelles telles que les tremblements de terre et les glissements de terrain. ... etc. ; ou à cause d'erreurs humaines, pour répondre aux besoins de la société en termes de construction et de nombreux ouvrages d'art, il a fallu la recherche de solutions en génie civil.

L'Algérie, comme d'autres pays, est à la recherche de solutions, d'autant qu'elle a été frappée récemment par des catastrophes, comme le tremblement de terre de Boumerdès, dont le plus proche est le tremblement de terre de Mila en 2020 ou des inondations dans de nombreuses villes, dont l'inondation de la capitale. Ou l'effondrement des ponts de la vallée de Sager d'Al-Baydh causé par la pluie et une faille dans les fondations. L'Algérie connaît actuellement des sauts quantiques dans des domaines techniques qui nécessitent des études approfondies

Parmi les problèmes auxquels l'ingénieur civil est confronté, est-il possible que le sol résiste à ces structures sans retourner, glisser, enfoncer ou effondrer le bâtiment, et pour répondre à ces problèmes, il est nécessaire de suivre des méthodes pratiques. L'extraction des propriétés physiques, mécaniques et chimiques du sol s'appelle l'identification du sol, le sol est identifié soit par la méthode classique, qui est des expériences en laboratoire, soit sur site.

La problématique posée ; quelle est la méthode la plus efficace pour évaluer les différents paramètres dans le cadre d'une étude de sol de fondation d'un projet.

L'étude consiste à présenter le processus de vérification de la stabilité vis-à-vis de la rupture et vis à vis des déformations des sols de fondation par deux méthodes différentes, la première basée sur les essais en laboratoire et la deuxième sur les essais in situ et de faire une comparaison et une critique des résultats.

Ce travail est divisé en deux parties, une partie théorique, un exemple pratique et une conclusion.

La partie théorique est divisée en trois chapitres: le premier chapitre traite des généralités sur les fondations, le deuxième chapitre traite les méthodes de reconnaissance du sol ; Ce chapitre est divisé en deux parties: l'une traite déférente

INTRODUCTION GENERALE

méthodes in situ et l'autre traite les expériences de laboratoire nécessaires pour déterminer les propriétés mécaniques et l'identification du sol ; la synthèse des résultats de la reconnaissance in situ et au laboratoire.

Puis, après cela, un troisième chapitre parle de la de la stabilité de l'ouvrage à travers la portance et le tassement et comment calculer soit pour les fondations superficielles ou les fondations profonds avec les résultats des deux méthodes.

À noter qu'on a choisi une des méthodes in situ qui est la méthode basée sur les essais préssiométrique, qui il est largement utilisé dans tous les pays en raison de ses bons avantages. Les résultats de l'expérience sont réservés dans le logiciel Foxta utilisé dans LTPS afin d'extraire les résultats réels et le traité

La partie pratique se distingue en deux parties l'un pour les résultats au laboratoire et in situ et le deuxième pour les calculs et l'interprétation.

Compte tenu de l'importance du projet sur le terrain, les calculs n'ont été effectués que pour les fondations profondes

Le travail contient des formules empiriques ; des photos ; des figures et des abaques ainsi les tableaux et des définitions et des expressions

A la fin de l'étude on peut tirer des conclusions sur les avantages et les inconvénients de chaque méthode et de faire les recommandations nécessaires

Chapitre 1

1-GENERALITES SUR LES FONDATIONS

1-1 Introduction:

Toute structure a besoin d'une bonne base pour ne pas s'effondrer. C'est pour cela qu'une fondation fait office de relais entre la structure et le sol.

1-2 Définition des fondations :

C'est la partie de l'ouvrage en contact avec le sol auquel il va transmettre toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage. La fondation est donc une partie importante de l'ouvrage car de sa bonne réalisation résulte de la tenue de l'ensemble.[1]

1-3 Rôle de fondation :

Les fonctions des fondations sont essentiellement de deux ordres :

Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage ; Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure [2] ; donc s'opposer au tassement et aux infiltrations des eaux, tout en assurant la transmission des charges et la répartition de ces dernières dans le sol.

1-4 Les types et sources des charges :

Les types des charges qui se peut ces exerce sur un ouvrage sont : les Forces normales et les Forces de cisaillement et les Moments, Torsion.

Les sources de ces types de charge en site : les charges permanentes et d'exploitations, charges de neige, pression de la terre, pression de l'eau (fluide), charges du vent, charges dues au séisme, charges d'impact (explosions, chocs), charges induites par la température, charges de cisaillement.

1-5 Les types des fondations :

Généralement, Il existe deux grands modes de transmission des charges des constructions aux couches de sol sous-jacentes:

- *Fondations superficielles
- * Fondations profondes,

Chaque catégorie contient différents types qui sont désignés en fonction des besoins du bâtiment.

1-5-1 Fondations superficielles et ces types

1-5-1-1 Définition de la fondation superficielle :

Un type de fondation utilisé lors d'une construction sur un terrain stable, c'est une fondation qui repose sur le sol ou qui n'y est que faiblement encastree. Les charges qu'elle transmet ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes c'est-à-dire le sol capable de reprendre les charges du bâtiment en entraînant un tassement minimum (acceptable). Pour des raisons de coût, on cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement. Si cette solution n'est pas satisfaisante d'un point de vue technique (le sol ne peut pas supporter la charge appliquée ou les tassements sont trop importants) ou économique, une solution en fondation profonde est envisagée. Afin de résoudre le problème de fondation d'un ouvrage quelconque, on doit s'assurer que la **capacité portante** du sol de fondation est bien compatible avec les charges transmises par la fondation. Par la suite, on doit s'assurer que le **tassement de la fondation** reste admissible. Si le tassement est excessif, on doit résoudre ce problème soit en renforçant le sol soit en changeant le type de fondation.

Si on désigne par D la profondeur d'encastrement de la fondation dans le sol, par B sa largeur et par L sa longueur, on distingue 3 types de fondations : [3]

- Fondation superficielle : $\frac{D}{B} \leq 4 \text{ à } 5$
- Fondation semi profond : $4 \leq \frac{D}{B} \leq 10$
- Fondation profond : $\frac{D}{B} \geq 10$

1-5-1-2 Les types de semelles de fondation superficielle :

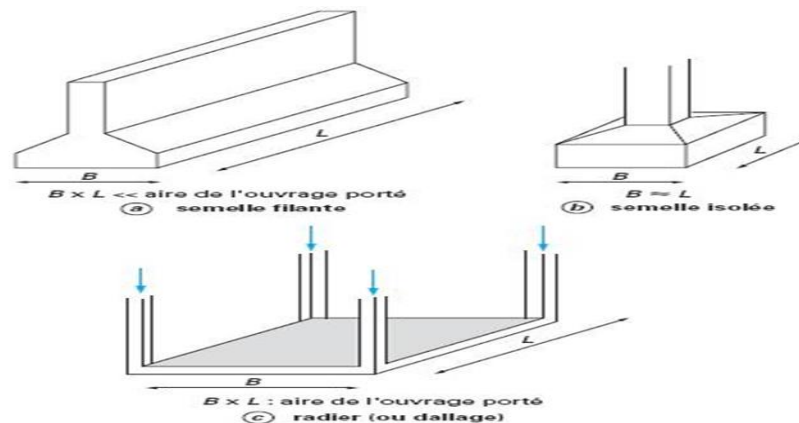


Figure N° 1-01: Types de fondations superficielles

a) **Semelle isolée :**

Si elles se trouvent sous un pilier ou un poteau dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B / L = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre B).

b) **Semelle filante :**

Si elles supportent un voile ou un mur, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L / B > 5$), Les semelles filantes servent à répartir les charges sur une plus grande surface afin que l'ouvrage ne s'enfonce pas dans le sol [4]



Photos N° 1-01 et 1-02: armature semelle isolée (METRE ferrailage / semelle isolée).

Armature pour semelle filante (TOUT sur le béton)

c) **Les radiers ou dallages :**

Une dalle posée sur le sol (par exemple comme plancher de sous-sol), de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

-Ces types de fondations sont de faible profondeur et sont utilisés pour les constructions légères. Les fondations superficielles sont constituées par des semelles ayant une plus grande largeur que l'élément supporté de façon à ce que le taux de compression du sol ne dépasse pas son taux de compression admissible.

-Comme avantages, La mise en œuvre de ce type de fondation est simple et faible coût

-Les inconvénients ce que les fondations sont limitées en terme de dimension et elles sont utilisées pour les constructions légères situées sur un bon terrain [5]

L'emploi d'un radier se justifie lorsque la contrainte admissible à la compression du sol

est faible, que le bon sol est situé en trop grande profondeur,



Photo N° 1-03 : Coulage fondation radie (guide béton)

1-5-2 Fondations profondes et ces types

Lorsque les sols près de la surface n'ont pas les propriétés mécaniques suffisantes pour supporter les charges par l'intermédiaire de fondations superficielles, ou que sa résistance est trop faible, ou bien que les tassements prévus sont préjudiciables à la construction, on fait appel à des fondations profondes ou semi-profondes. Les fondations profondes (fondations sur pieux, essentiellement) sont celles qui permettent de reporter les charges dues à la construction qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres. Dans le calcul de la capacité portante des pieux, il y a donc lieu de considérer, en plus de la résistance du sol sous la base, la résistance du sol sur les parois latérales, c'est-à-dire le frottement « axial » le long du fût des pieux.

1-5-2-1 Définition de la fondation profonde :

Sont des structures permettant de fonder un bâtiment en profondeur lorsque la couche superficielle de sol n'est pas suffisamment résistante pour employer des fondations superficielles : la reprise des charges se fait alors par la résistance du sol sous la base de la fondation (portance) à laquelle s'ajoutent les frottements latéraux exercés par le sol sur la fondation (résistance à l'enfoncement) [6]. Un exemple simple de ce phénomène est un parasol installé dans le sable : la résistance du sol augmente au fur et à mesure que le tube s'enfonce.

L'interaction entre la fondation et le sol fait alors intervenir la notion de profondeur critique : au-delà de cette profondeur, la résistance sous la base de la fondation n'augmente plus, et la longueur de la fondation profonde devient alors le critère déterminant de son dimensionnement. C'est le cas des fondations profondes, généralement appliquées dans le cas d'un sol stable à une profondeur supérieure à 6-8 m.

Entre les deux extrêmes, fondations superficielles et fondations profondes, on distingue les fondations semi-profondes dont la base se trouve relativement près de la surface, mais pour lesquelles le frottement axial ne peut être négligé : il s'agit des puits et pieux courts ou des barrettes de faible profondeur et de la plupart des caissons. Il n'y a pas de méthode de calcul propre à cette catégorie de fondations qui ne constitue que des cas particuliers ; il faudra adapter, suivant les cas, les méthodes retenues pour les fondations superficielles ou pour les fondations profondes. On sera notamment guidé par le mode d'exécution ou de mise en œuvre, proche de celui d'une fondation superficielle ou de celui d'une fondation profonde.

a) Les puits :

Ce mode de fondation consiste à remplir de béton la fouille dénommée puits, terminologie qui sert par extension, à désigner la maçonnerie de fondation elle-même. On établit ainsi de gros piliers dans le but de reporter les charges sur un bon sol situé à une assez grande profondeur.

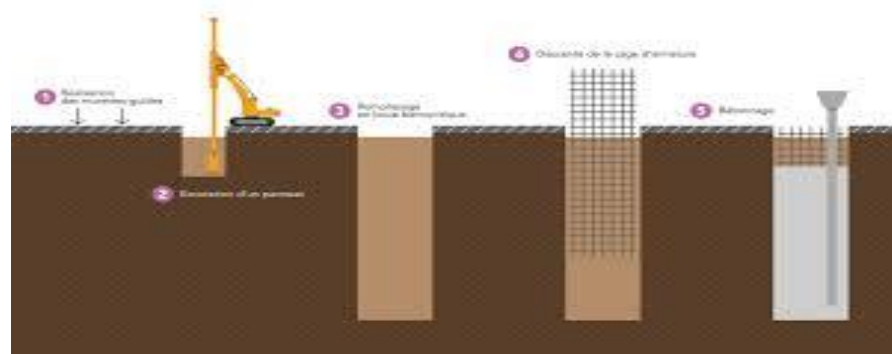


Figure N°1- 02 : Les étapes de réalisation d'un puits

Ces massifs isolés forment des appuis discontinus qu'on réunit en tête au moyen de longrines armées, afin de pouvoir édifier aisément la construction projetée. [7]

Elles vont se distinguer par un fort diamètre, au minimum 80cm-1m, qui sera souvent soutenu par un blindage métallique

b) Les pieux :

Un pieu est une fondation élancée, qui reporte les charges de la structure, sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol. Les parties principales d'un pieu sont : la tête, la pointe, et le fût compris entre la tête et la pointe.

Les pieux forés simples : ces pieux sont réalisés par mise en œuvre du béton de bas en haut à l'aide d'une colonne de bétonnage, après mise en place d'une cage d'armatures dans un forage exécuté préalablement sans soutènement des parois. Les pieux forés on procède d'abord au forage du pieu et c'est après que l'on fait couler le béton.



Photo N°1-04 : coulage pieu foré (LGA engineering)

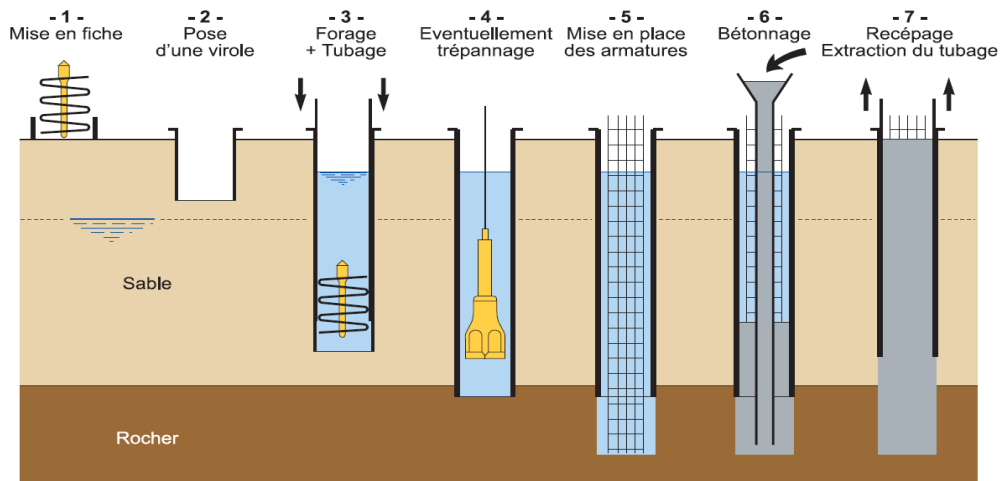


Figure N° 1-03 : Réalisation d'un pieu foré tubé (SIF GROUTBOR)

Les pieux forés tubés : le maintien des parois est assuré par un tubage métallique provisoire.

Les pieux forés boue : le maintien des parois est dans ce cas assuré, pendant le forage, par une boue thixotropique à base de bentonite (mélange d'eau et de bentonite). Après descente dans le forage d'une cage d'armature, l'excavation est remplie de béton à l'aide d'une colonne de bétonnage. [8]

Les pieux en bois : la tête du pieu est protégée par un sabot. Ils sont enfoncés dans le sol par l'intermédiaire d'une charge assez importante jusqu'à ce qu'ils atteignent le bon sol. Pour les protéger des éventuels attaques des insectes, les enduire d'huile de vidange est indispensable.



Photo N° 1-05 : Les pieux en bois (une idée de Castorama éco-construction)



Photo N° 1-06 : la pose d'un pieu battu (CAZES fondation spéciales)

Les pieux battus : ce sont des pieux préfabriqués généralement en métal ou en béton

armé. Les pieux en béton armé sont fabriqués sur une aire à proximité du chantier.

Leur mise en œuvre se fait par battage ou vibration.

Les pieux métalliques : sont des tubes qui peuvent être ouverts ou fermés à leur bases ou bien en forme de « H ».



Photo N° 1-07 : pieu battu H (ARCHI EXPO –Frankie Fondation)

Les avantages ce que prête à l'emploi et rapide

Les inconvénients coûteuses et nécessite des matériels spéciaux pour la mise en œuvre

1-6 Les paramètres de détermination de la fiche d'ancrage des fondations

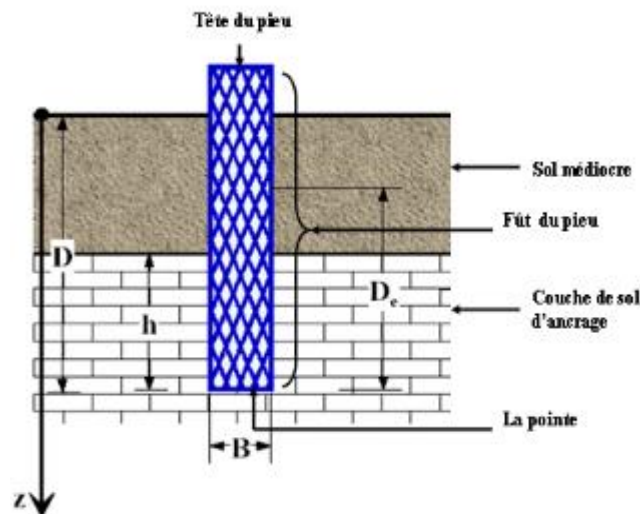


Figure N°1-04: Les dimensions d'ancrage d'un pieu

Profondeur d'encastrement (D) : elle est dite aussi « fiche de pieu », elle représente sa

longueur enterrée.

Couche d'ancrage : c'est la couche dont la quelle est arrêté la base de la fondation ou de pieu.

Ancrage (h) : c'est la hauteur de pénétration du pieu dans la couche d'ancrage.

Ancrage critique (Dc) : c'est la profondeur au-delà de laquelle la résistance en pointe du pieu devient constante avec la profondeur. La valeur de Dc varie avec le type de sol, elle augmente avec le diamètre du pieu et la résistance du sol. Pour simplifier et dans les cas courants on pourra adopter les valeurs de Dc dans milieu homogène (monocouche), l'ancrage est égal à la hauteur d'encastrement.

- pour une seule couche de sol $Dc = 6B$ avec un minimum de 3m,
- pour un sol multicouche pour lequel la contrainte effective σ_v' due au poids des terrains au-dessus de la couche d'ancrage est au moins égale à 100kPa (environ 7 à 10m de terrain)

$Dc = 3B$ avec un minimum de 1.5m.

1-7 Les paramètres de choix du type de fondation

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment D'habitation, bâtiment industriel, soutènement,....
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques
 - Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...
 - La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau,...
 - Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...
 - Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

1-8 Les risques liés aux fondations

- Les tassements du terrain d'assise
- Les tassements différentiels (hétérogénéité de sol)
- La présence d'eau ou la nappe d'eau (poussée d'Archimède)
- Affaissement de sol lors de la réalisation des fondations (coulage béton)

- La durabilité des fondations (l'agressivité du sol au béton)
- Retrait et gonflement de sol argileux (pompage, drainage, sécheresse, plantes)

a) Les fondations superficielles :

- Fondations assises sur des remblais non stabilisés
- Fondations ayant souffert de présence d'eau dans le sol (nappe phréatique,...)
- Fondations hétérogènes (terrain, type de fondation,...)
- Fondations réalisées en mitoyenneté avec des bâtiments existants (sol décomprimé,...)
- Fondations réalisées sur des sols trop compressibles.
- Fondations réalisées à une profondeur trop faible (hors gel non conforme,..)
- Fondations réalisées sur des sols instables (terrain incliné, éboulement,...)
- La méconnaissance des caractéristiques des sols ou à des interprétations erronées des reconnaissances.

b) Les fondations profondes :

L'essentiel des sinistres rencontrés sur ce type de fondations est une reconnaissance des sols incomplets ou une mauvaise interprétation des reconnaissances.

Erreurs lors de l'exécution.

Détérioration des pieux ou puits (présence d'eaux agressives,...)

1-9 Les solutions de confortement des fondations

- La recherche du bon sol
- Pour les tassements et l'agressivité il faut faire l'étude de sol.
- Pour l'affaissement de sol aux fondations superficielles il faut faire les talus.
- Drainage et pompage ou refoulement d'eau lors de la construction du pieu.
- Le choix de type de fondation qui est ce que convenable, dépend directement de la nature du terrain et de l'importance et la forme de l'ouvrage,
- Le creusement à la main pour les puits s'il peut faire
- L'ancrage bien défini au bon sol
- Technique jet grouting consiste à projeter un coulis de ciment auto durcissant qui va disperser les particules de terres latéralement et ramener ensuite l'excédent de ciments et particules en surface, par un procédé d'aspiration

1-10 Conclusion

Avant de se lancer dans l'étude des fondations et de choisir le type de fondation, une étude de sol doit être faite pour éviter les risques associés aux fondations, car l'étude de sol assure la durabilité de la structure, sa stabilisation, sa résistance aux chocs, et la non-inversion et a aidé à déterminer la taille correcte des fondations.

Chapitre 2

2)-LES METHODES DE RECONNAISSANCE DU SOL

2-1 Introduction :

Avant d'entreprendre l'étude d'un projet de construction, et afin de pouvoir décider du mode de fondation approprié qui assurera la stabilité de l'ouvrage, tout en étant le plus économique, il est indispensable pour le maître de l'œuvre de connaître : la nature, les caractéristiques physique et mécanique du couche (sol) ; leur superposition et pendage ; leur épaisseur et la régularité les nappes d'eau .

Le but ici n'est pas d'évaluer toutes les méthodes possibles, mais de donner une vue simple pour les comparer. De ce point de vue, en général, des informations seront obtenues sur la performance des sols, ce qui nous amène à un dimensionnement et à une sélection appropriée des fondations.

L'enquête est généralement basée sur des études géologiques, géotechniques et géophysiques.

2-1-1 Etudes géologiques:

Définissent les matériaux du sous-sol et les particularités à considérer pour le projet (lithologie, structure, géomorphologie, topographie, discontinuités,.....etc.).

L'étude géologique analyse les caractéristiques du terrain sur lequel un bâtiment doit être construit. Le but de l'étude géologique est de prévenir tous les aléas naturels (chutes de pierres, glissements de terrain, inondations, tremblements de terre, phénomène de rétrécissement et de gonflement de l'argile, escalade des eaux souterraines, dépôts de pression excessive, etc.) qui pourraient se trouver à l'intérieur et autour d'elle.

Une grande partie de ce travail se concentre sur l'interaction entre le substrat et la topologie.

2-1-2 Etudes hydrologiques:

Détermination de la circulation de l'eau et de ses conséquences (baisse du niveau des eaux souterraines, perméabilité, etc.).

2-1-3 Etudes géotechniques:

Focus sur l'interaction sol / structure et la caractérisation des propriétés géo mécaniques du sol afin de mettre en œuvre des structures (portance, propulsion, tassements, réutilisation des matériaux)

En géo technologie, les sols sont la formation naturelle de la surface, de structure lâche et d'épaisseur variable, provoquée par la transformation des roches sous

l'influence de divers processus, physiques, chimiques et biologiques, au contact de l'atmosphère et des organismes vivants.

La reconnaissance géotechnique était orientée vers les objectifs suivants:

Déterminer l'état d'extension et de remblayage pour les opérations souterraines.

- Déterminer les paramètres géo mécaniques du terrain et étudier la stabilité des pentes.

Pour atteindre ces objectifs, des scans destructifs, des sondages préssiométrique ou pénétrométrie (dynamique et statique) et des tests en laboratoire sont nécessaires.

Les paramètres de nature de sol (grain et argile), les paramètres de comportement mécanique et les paramètres d'état état de l'eau θ , h , m , s , t_s ..etc) sont identifiés par des tests en laboratoire ou sur site. [9]

L'identification des sols peut, bien sûr, se pratiquer dans des laboratoires convenablement équipés en moyens scientifiques pour déterminer la nature des sols, tant d'un point de vue de la composition chimique que de la microstructure et le comportement minéralogique et l'effet mécanique du sol ce qui nous intéressent beaucoup en génie civil.

L'identification du sol se fait soit en laboratoire, soit sur site, alors quelle est la méthode le plus efficace et le plus appropriée dans ce cas?

2.2 Méthodes de reconnaissance de sol in situ

2-2-1 Définition :

Les essais in-situ sont des mesures physiques directement sur le terrain. Les données récupérées sur le terrain sont traités par les ingénieurs.

Les avantages tirés des essais in situ on a :

-Reconnaissance géologique et topographique (lithologie, stratigraphie, relevés structuraux, géomorphologie...)

•Investigations géotechniques in situ (carottage, destructif, pénétromètre, pressiomètre, essais à la plaque...)

•Prospection géophysique (sismique, électrique, radar)

•Surveillance et auscultation (suivi inclinométrique, accélérométrique, fissurométrique, diagraphies)

•Investigations hydrologiques (essais de perméabilité, pose et suivi de piézomètres, essais de pompage...)

2-2-2-SONDAGE CAROTTE

Le sondage carotté permet de remonter de façon non remaniée le sol tel qu'il est dans son état naturel. Ils fournissent la meilleure qualité d'échantillon permettant de caractériser à la fois la nature et l'état des sols. Ils sont indispensables pour la recherche des gisements de minerais, d'eau, d'hydrocarbures mais aussi l'étude et une meilleure connaissance du socle rocheux en général. Les sondages carottés permettent de visualiser les terrains traversés, de préciser avec certitude leur disposition géométrique, d'effectuer un certain nombre d'essais de laboratoire et in situ. Le forage nécessite l'utilisation d'un fluide de forage : eau, boue de forage, mousse.

Les carottes de sondages sont conservées dans des caisses adaptées à cet effet.



Photo N° 2-01 : Carotteuse

En règle générale pour effectuer un sondage, on va réaliser un forage par fonçage ou battage (carottier poinçonneur) ou par rotation (carottier rotatif)

Cette technique consiste à venir découper les terrains et faire pénétrer l'échantillon dans l'outil par poinçonnement sans rotation. Deux méthodes sont utilisées :

Fonçage par pression : le système de forage applique une force sur le carottier afin de s'assurer une vitesse d'enfoncement supérieure ou égale à 2cm/s aussi constante que possible.

Fonçage par battage : l'outil est enfoncé sous l'effet de chocs générés par la tête de forage et transmis par le train de tiges. Selon la fréquence de frappe.

Il s'agit de découper un cylindre de terrain le plus intact possible afin de réaliser des

observations et des essais représentatifs des formations en place.

Par conséquent, en fonction de l'objectif fixé et de l'endroit où l'on veut prélever l'échantillon, les forages sera :

- carottés en totalité (faible à moyenne couverture)
- partiellement carottés (forte couverture).



Photo N° 2-02 : Les carottes de sondage conservé dans la caisse

Les sondages sont des forages réalisés avec beaucoup de soin et avec des outils permettant de remonter à la surface des échantillons de terrain prélevés en profondeur.

Les sondages visent essentiellement à reconnaître les couches des terrains, les nappes d'eau éventuelles à traverser et à rechercher la zone de terrain valable (bon sol) pour asseoir la fondation. L'alignement des forages permet de dresser des coupes géologiques longitudinales et transversales du terrain

2-2-2-2 Types de sondages carottés :

En fonction des contraintes liées au terrain et aux usages, on peut être amené à réaliser différents types de sondages carottés :

a) Sondages verticaux : Les plus classiques et les plus faciles à réaliser. On les utilise en règle générale pour la reconnaissance et lorsqu'il est nécessaire de connaître la nature du recouvrement où l'on n'a besoin que de renseignements ponctuels. Exemple d'usage : tunnels dans les sols, tunnels peu profonds.

b) Sondages horizontaux : ce type de sondage est très intéressant lorsque la connaissance des terrains sus-jacents n'est pas impérative. Ces sondages sont réalisables

d'une façon économique sur des longueurs atteignant 200 m à l'aide de carottiers à câble limitant notablement les déviations de trajectoire. Il est coûteux par rapport le sondage vertical traditionnel. Exemple d'usage: reconnaissance des tunnels courts (jusqu'à 400 m) ou d'accidents au voisinage des têtes de tunnel.

c) Sondages inclinés : ce type de sondage est utilisé dans le cas de structures à couches obliques et homogènes. Inclinés perpendiculairement à la stratification ces sondages permettent de recouper toute la série intéressant l'ouvrage avec une faible longueur de forage.

2-2-2-3 Avantages et inconvénients de sondage carotté

Les Avantages

-Les sondages carottés fournissent la meilleure qualité d'échantillon permettant de caractériser à la fois la nature et l'état des sols.

- leur emploi est généralement destiné à répondre à des questions spécifiques posées par les études (d'autres méthodes ne peuvent pas répondre à ces questions).

- on peut utiliser le forage de sondage carotté pour l'essai préssiométrique au même temps.

Les échantillons prélevés sont utilisés pour :

-Déterminer la nature de la roche ou du sol, pour analyser le degré de fissuration et la pente des fissures

-Diaclases et stratification dans le cas d'une roche et pour y pratiquer des essais de laboratoire (mécanique des roches ou des sols, analyses minéralogiques ou chimiques).

-Mesurer in situ du champ de contraintes ; la perméabilité.

Les inconvénients

Leur réalisation est longue et coûteuse

La qualité des sondages carottés dépend des matériels employés, des modalités d'exécution mais également de l'expérience de l'opérateur.

La connaissance locale joue un rôle prégnant dans la recherche d'une adéquation entre outils de prélèvement et sol à prélever : le choix d'opérateur localement expérimenté est un critère de qualité.

La qualité du sondage carotté dépend également de son objectif : dans le cas de prise

d'échantillons pour essais en laboratoire, l'échantillon doit être le moins remanié possible (tant lors du prélèvement que lors de son transfert au laboratoire)

-La confection des éprouvettes demande une longueur bien définie : carotte de 92mm de diamètre minimum soit un carottier de 116mm.

Certaines difficultés sont liées au respect de l'environnement et au rebouchage du trou. On peut en effet avoir la nécessité de prendre des précautions spécifiques.

2-2-2PUITS ET TRANCHEES DE RECONNAISSANCE :

C'est l'un des traditionnelle pour la reconnaissance du sol, est très localisé et de courte durée, une profondeur est limité environ 5m, le travail fait avec une pelle hydraulique.

Ces méthodes rapides et économiques profondeur de la tranchée est limité par la flèche de la rétro caveuse ou le niveau du roc, la proximité de la nappe d'eau.

La tranchée met en évidence ;

La stratigraphie du dépôt ;

Le niveau et la nature du roc ;

La profondeur de la nappe d'eau libre.



Photo N° 2-03 : Fouille représente deux couche de sol diffère

2-2-3ESSAIS PENETROMETRIQUES :

L'histoire de la pénétration statique-dynamique a été présentée par Sanglerat en 1979

Ces essais Ils ont permis de déterminer en continu le caractéristiques mécaniques des terrains rencontrés et d'appréhender les variations latérales de ces

caractéristiques..

Le pénétromètre est instrument de mesure utilisé en géotechnique pour la résistance de point et la contrainte maximum admissible.

Il y a deux modes : le pénétromètre dynamique et le pénétromètre statique

2-2-4-1 *Pénétromètre dynamique :

Est un moyen simple, rapide et économique d'investigation des sols in situ il permet :

-d'apprécier de façon qualitative la résistance des terrains traversés, et de prévoir la réaction du sol à l'enfoncement de pieux battu ; [10]

-de déterminer l'épaisseur et la profondeur des différentes couches de sol ;

-d'effectuer des contrôles de compactage.

- l'estimation de la résistance de pointe conventionnelle par la formule dite des hollandais :

$$q = \frac{gHM^2}{A\delta(M+P)}$$

M : masse du mouton ;

P: masse pointe + tiges ;

δ : enfoncement moyen par coup ;

A : section de la pointe ;

H: hauteur de chute du mouton ; $g= 9,81$ m/s

Appareillages :

Un pénétromètre dynamique est constitué d'une tige munie d'une enclume. Un « mouton », c'est-à-dire une masse, tombe sur l'enclume, ce qui permet d'enfoncer la tige dans le sol. En comptant le nombre de coup de mouton pour que la tige s'enfonce dans le sol de vingt centimètres, on peut en déduire la résistance du sol. Ainsi, on peut calculer la contrainte maximum admissible et la résistance en pointe.

En géotechnique, l'avantage du pénétromètre est qu'il permet d'avoir, presque en continu, la résistance du sol.

L'inconvénient est qu'il ne permet pas une reconnaissance visuelle du sol.



Photo N° 2-04 : L'un des pénétromètres dynamiques lourds

2-2-4-1*Pénétromètre statique :

CPT (cône pénétration test) est une méthode utilisée pour déterminer les propriétés géotechniques du sol. Son avantage vient de sa manœuvrabilité et sa vitesse pour un coût modéré. Le pénétromètre statique est un test conçu pour déterminer la stratigraphie et les propriétés mécaniques d'un sol.

L'essai au pénétromètre statique (CPT, CPTu) consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse constante (20 - 25 mm/s), une pointe pénétrométrique au moyen d'un train de tiges de fonçage. Au cours de la pénétration, les mesures de la résistance au cône q_c et du frottement latéral local f_s sont effectuées, et les résultats enregistrés.

La résistance de pointe peut être vue comme la résistance à la pénétration d'une pointe du cône dans le sol (sous-sol). Le diamètre de la pointe du cône est généralement compris entre 25 et 50 mm

La résistance de pointe : q_c représente le rapport entre la force mesurée sur la pointe du cône Q_c et l'aire de la surface de projection normale de la pointe du cône A_c .

Le frottement latéral local : f_s représente le rapport entre la force de frottement sur le manchon F_s et de l'aire de sa surface A_s .

Appareillage :

Le pénétromètre statique fonctionné soit manuel ou automatique (léger ; lourd).

Le pénétromètre statique est constitué d'un tube extérieur, à l'intérieur duquel se trouve un train de tiges terminé par un cône. Il s'enfonce dans le sol à vitesse lente de 2 cm/s et constante à l'aide d'une charge statique.



Photo N° 2-05 : Un type de pénétromètre statique

Fonctionnement entièrement automatique. Enfoncement à une vitesse rigoureusement constante de 2cm/seconde, avec enregistrement numérique en continu des mesures sur carte mémoire, avec sortie simultanée des diagrammes des efforts tracés en temps réel permettant le contrôle instantané des opérations.

Les données enregistrées sont transmises par modem, ce qui permet de tracer très rapidement les courbes représentatives des essais dans le bureau de l'Ingénieur chargé du projet et d'extraire, si besoin est, toutes les valeurs numériques nécessaires aux calculs de force portante ou de tassements [11]

2-2-5ESSAIS PRESSIOMETRIQUES : Norme NF P94-110

Ces essais ont permis de déterminer les caractéristiques mécaniques des divers horizons rencontrés dans les forage. L'analyse des résultats permet d'obtenir, pour une profondeur donnée, les caractéristiques mécaniques du sol et d'effectuer les calculs de fondation.

L'essai permet d'obtenir une courbe de variation des déformations volumétriques du sol en fonction de la contrainte appliquée, et de définir une relation contrainte-déformation du sol en place dans l'hypothèse d'une déformation plane. Trois caractéristiques du sol sont notamment déduites :

- le module pressiométrique E_M qui définit le comportement pseudo-élastique du sol
- la pression limite P_L qui caractérise la résistance de rupture du sol,
- la pression de fluage P_F qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

Cet essai est réalisé dans un forage destructif préalable dont le diamètre est de 64 mm maximum.

Les paramètres mesurés sont la pression d'eau appliquée à la cellule de mesure de la sonde pressiométrique, la pression d'air appliquée aux cellules de garde de la sonde ainsi que le volume d'eau injecté dans celle-ci. [12]

L'espacement des essais varie de 0,8 m à 1,5 m (profondeur) au sein d'un même sondage suivant le type de sols rencontré et la précision recherchée.

Chaque essai est arrêté lorsque la pression maximale atteint 5 MPa, ou que le volume de la sonde atteint 600 cm³ pour une sonde standard ou 450 cm³ pour une sonde pieu.

Appareillage

1) un contrôleur pression-volume (C.P.V)

Il permet d'exercer les pressions dans la sonde et de mesurer la variation correspondante de volume de celle-ci. Il comprend un réservoir de liquide à niveau visible (eau additionnée d'un peu d'antigel coloré afin d'améliorer la visibilité du ménisque) ainsi qu'un système de mise en pression (manomètres pouvant atteindre 100 bars).



Photo N° 2-06 : Dispositif de l'essai préssiométrique

2) une sonde pressiométrique

Cette sonde se présente sous la forme d'un unique cylindre en acier, dont la partie centrale de mesure est recouverte d'une membrane souple. Une gaine plus rigide recouvre ensuite l'ensemble de la sonde, isolant donc de part et d'autre de la cellule centrale deux petites cellules de garde. Lors de l'essai, l'opérateur met sous pression ces deux dernières grâce à un gaz comprimé, tandis que la

cellule de mesure est remplie par le liquide du C.P.V.

3) *une tubulure de liaison*

Une tubulure coaxiale ou jumelée relie la sonde à l'unité de contrôle.

2-2-5-2 Méthode d'essai préssiométrique :

La sonde est placée à la profondeur d'essai par insertion dans un forage ou, dans des conditions particulières, par l'utilisation d'un tube fendu.

Le contrôle de contrainte est utilisé pour cet essai. Des pressions sont appliquées et maintenues par paliers égaux sur la sonde. Les changements de volume sont notés 30 et 60 secondes après avoir atteint chaque palier de pression.

2-2-5-3 Calcul des essais préssiométriques :

Une courbe de mesure contrainte-déformation "in situ" est obtenue par compilation des volumes injectés et les pressions appliquées.

*Correction due à la charge hydraulique (p_h) : $P_h = \gamma_i (z_c - z_s)$ d'où

- z_c : cote altimétrique du CPV par rapport niveau de sol (hauteur)
- z_s : cote altimétrique de la sonde par rapport niveau de sol (profondeur)
- γ_i : la densité du liquide

* Courbe pressiométrique corrigée : Les valeurs corrigées de volume et de pression (mesurée à chaque palier au bout de 60 s) sont déterminées par les relations :

$$P(\text{MPa}) = P_r + P_h - P_e \quad \text{et} \quad V(\text{cm}^3) = V_r - a P_r \quad \text{d'où}$$

P_r et V_r : la pression et le volume réel au bout de 60 s

P_h : la charge hydraulique. et a : coefficient de compressibilité de l'appareillage

P_e : est la résistance propre de la sonde après corrections (étalonnage)

La pression limite P_L est la pression à laquelle il y a eu rupture. Elle reflète directement la capacité portante: $Q_a = (C/F) \times P_L$

ou : $Q_a =$ capacité portante permise

$C =$ facteur de forme $F =$ facteur de sécurité

Le module de déformation "E" qui est utilisé pour calculer les tassements est présenté comme suit : $E_M = 2(1 + \nu) [\nu_s + (V_1 + V_2) / 2] [(P_2 - P_1) / (V_2 - V_1)]$

où : ν = coefficient de Poisson pris conventionnellement égal à 0,33

V = volume de la cavité à mi-course de l'essai

$\Delta P/\Delta V$ = variation de pression relative à la variation de volume

* *Pression limite pressiométrique (p_l)*

Par convention, la pression limite, exprimée en MPa, est la pression corrigée qui correspond à un volume de liquide injecté tel que : $V_l = V_s + 2 V_1$

* *Pression de fluage pressiométrique :*

La pression de fluage p_f est obtenue par exploitation graphique du diagramme ($p, \Delta V^{60/30}$).

p_f est l'abscisse de l'intersection des deux droites retenues pour schématiser le diagramme

($p, \Delta V^{60/30}$).

$\Delta V^{60/30}$ est la variation de volume du liquide injecté dans la cellule centrale de mesure entre les temps $t = 30$ s et $t = 60$ s après le début du palier de pression p NF P 94-110-1

* *Pression limite pressiométrique nette — Pression de fluage pressiométrique nette*

La pression nette p_l^* est la pression comptée par rapport à la contrainte totale horizontale régnant dans le terrain avant introduction de la sonde pressiométrique au même niveau :

— pression limite pressiométrique nette : $P_l^* = P_l - \sigma_{hs}$

— pression de fluage pressiométrique nette : $P_f^* = P_f - \sigma_{hs}$

* *Contraintes dans le terrain au repos avant essai*

σ_{vs} : est la contrainte totale verticale au niveau de l'essai ;

σ_{hs} : est la contrainte totale horizontale au niveau de l'essai prise égale à :

$$\sigma_{hs} = K_0(\sigma_{vs} - u_s) + u_s$$

où conventionnellement : $u_s = \gamma_w (z_w - z_s)$ pour $z_w > z_s$

$u_s = 0$ pour $z_s < z_w$

u_s : est la pression interstitielle de l'eau dans le terrain au niveau de l'essai ;

K_0 : est le coefficient de pression des terres au repos au niveau de l'essai ;

γ_w : est le poids volumique de l'eau interstitielle dans le terrain.

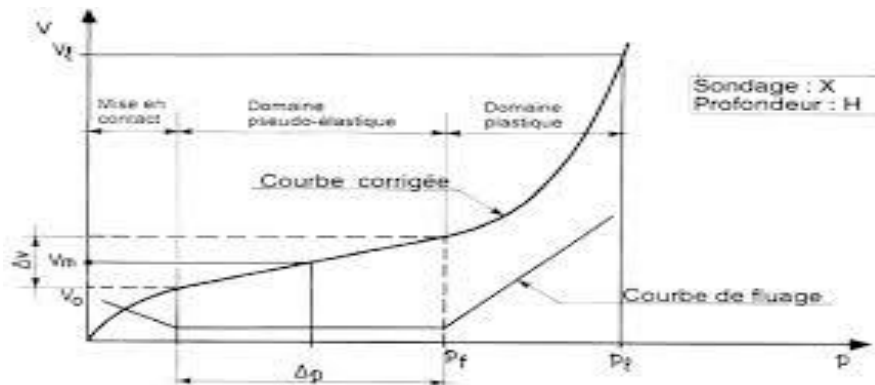


Figure N° 2-01 : Courbe de fluage pressiométrique — Exemple
2-2-6 ESSAI DE CHARGEMENT A LA PLAQUE : NF P 94-117-1

Un essai de charge statique sur plaque ou encore essai à la plaque est un essai visant à déterminer la résistance à la compression et la capacité portante des sols et des matériaux, il consiste à évaluer la déformabilité d'un sol à l'aide d'un appareillage défini en appliquant deux cycles de successifs chargement à une vitesse constante.



Photo N° 2-07: Dispositif de l'essai de chargement à la plaque

La plaque est un plateau de charge circulaire normé, mis en charge et déchargé à plusieurs reprises par un dispositif de pression sur le substrat à une certaine pression et à un certain intervalle. Un camion, une excavatrice ou un équipement lourd similaire est utilisé comme contrepoids (de son poids dépend la charge maximale qui peut être appliquée lors de l'essai).

2-2-6-1 Mesure du module sous chargement statique "essai à la plaque" EV_2 suivant la norme NF P 94-117-1

Cet objet a pour but de la détermination de la valeur du module de sous chargement statique à la plaque d'un site.

Il s'applique au site constitué d'un sol ou matériau comportant des éléments dont le D_{\max} est inférieur à 200 mm .

Cet essai consiste à évaluer la déformabilité d'un sol (tassements de plaque) en effectuant deux cycles de chargement à vitesse constante (80 da/N) sur une plaque rigide de 60 cm de diamètre.

Procédure de l'essai :

La plaque est disposée sur le matériau (sol) à tester avec une interposition d'une fine couche de sable. Un vérin surmonté d'une cellule dynamométrique transmet la charge à la plaque en prenant appui sous un camion chargé. Les déformations sont mesurées à l'aide d'une poutre de Benkelman comportant un comparateur au centième.

L'essai comprend deux cycles de chargement :

1^{ère} cycle de chargement de 0 à 0.25 MPa (F=7068daN)

La pression est maintenue jusqu'à stabilisation de la déformation.

Mesure de l'enfoncement z_0 (mm), puis déchargement.

2^{ème} cycle de chargement de 0 à 0.2 MPa (F=5645daN)

Après stabilisation de la déformation mesure de l'enfoncement z_2 (mm), puis déchargement. Le module de déformation à la plaque EV_2 de la plateforme au point d'auscultation est déterminé à partir de la formule de Boussinesq :

$$EV_2 = \frac{\pi}{4} * \frac{P.D}{Z_2}$$

d : diamètre de la plaque en mm

p : pression effective moyenne appliquée au sol en MPa

EV_2 : module de déformation statique en MPa , On désigne aussi **EV_2** sous le terme de "Portance du sol".

z_2 : enfoncement de la plaque provoqué par le deuxième chargement en mm

2-2-7LES ESSAIS GEOPHYSIQUES :

La géotechnique fait de plus en plus appel à des techniques géophysiques pour imager le sous-sol et faire le lien avec les données ponctuelles issues des sondages destructifs.

En effet, une campagne de forages avec une maille très serrée présente un coût prohibitif, et il existe de nombreux sites inaccessibles aux machines où la géophysique constitue le seul recours.

Les essais géophysiques regroupent différentes méthodes mesurant les paramètres physiques des sols et des roches (vitesses de propagation d'ondes élastiques, densité, résistivité...). Les mesures peuvent se faire depuis la surface (au contact du sol ou de l'eau), dans l'air ou dans les forages. Traités, interprétés et combinés, les résultats de ces mesures permettent d'identifier la nature des sols et des roches et de leur contenu ainsi que la géométrie du sous-sol.

La géophysique concerne l'étude des propriétés physiques des sols et des roches dans le but de caractériser leurs constituants et leur géométrie. Elle permet, depuis la surface ou en forage, une reconnaissance non destructive du sous-sol ou d'un matériau donné. Le site d'étude sera caractérisé de manière globale et il sera ainsi possible d'orienter la reconnaissance par sondage en limitant leur nombre et en optimisant leur implantation.

La facilité de déploiement permet de mener des études sur de grandes surfaces et sur de courts délais, même sur des terrains difficiles d'accès.

Dans le cas où l'étude géophysique est menée en préalable aux sondages mécaniques, elle peut permettre dans un premier temps d'implanter judicieusement ou de réviser la position des sondages, cette interprétation initiale n'étant contrainte alors que par les informations générales (carte géologique, témoignage, etc.).

Dans un second temps, le géophysicien procédera à un calage de son interprétation à partir du résultat des sondages mécaniques, voire à une réinterprétation complète en fonction de l'objectif initial de la mission.

Dans le cas où les investigations géophysiques sont menées après les sondages mécaniques, l'apport de ces données ponctuelles est très important pour le calage des interprétations géophysiques. Mais si la géophysique révèle des structures non reconnues par sondages, elle ne peut à elle seule en garantir la présence (limites

intrinsèques à chaque méthode employée). Seule une campagne de sondages supplémentaire viendra confirmer ou infirmer l'hypothèse émise lors de l'interprétation

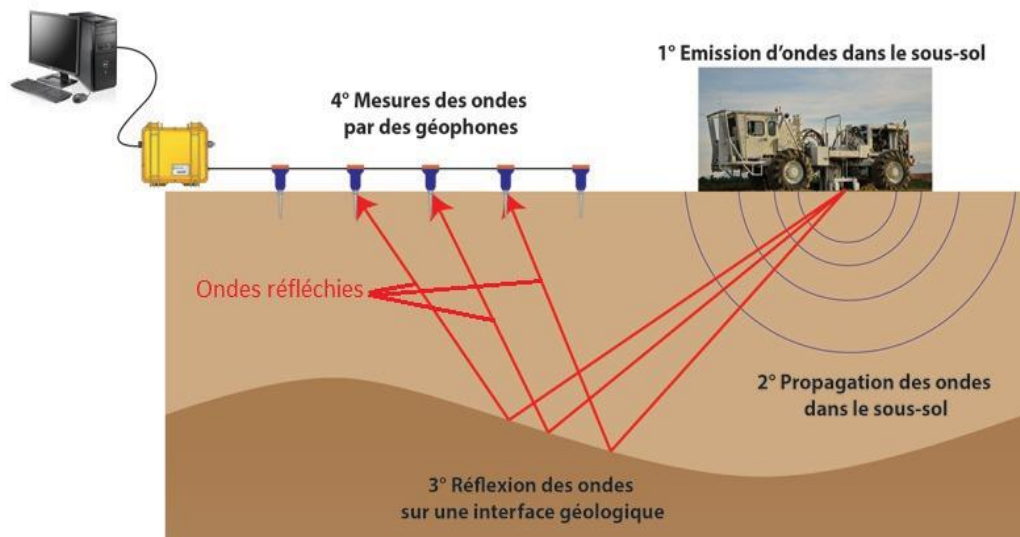
2-2-7-1 Les méthodes des essais géophysiques :

De nombreuses méthodes basées sur les mesures de paramètres physiques, telles que :

La méthode radar : caractérisation d'une cavité, détection de réseaux, auscultation de l'existant, détermination de la structure de chaussée,

La méthode micro gravimétrie : recherche de cavités,

La méthode électromagnétique : évaluation de l'homogénéité géologique, étude archéologique,



LE PRINCIPE DE LA SISMIQUE REFLEXION

Figure N° 2-02 : Le principe de la sismique réflexion (essai géophysique)

La méthode sismique réfraction : caractérisation des successions lithologiques et évaluation de la rippabilité des sols,

La méthode sismique en forage : évaluation du risque sismique,

La méthode électrique : caractérisation d'horizons géologiques par leur résistivité.

Les essais géophysiques permettent de mesurer des vitesses de cisaillement et de compression (V_s , V_p) dans le sol et la roche fournit des informations supplémentaires précieuses pour les applications de conception géotechnique.

L'utilisation de l'imagerie géophysique (MASW, SRT, résistivité, sonar, GPR) en amont des techniques d'études de site invasives peut aider à cibler les sols

problématiques et créer des coupes transversales et des images 3D de la stratigraphie et de la structure souterraines

2-2-7-1-1 La tomographie par réfraction sismique (SRT) :

Est une technique géophysique de surface pour le profilage des sédiments et roches souterraines. La SRT utilise la propagation des ondes de compression sismiques (V_p) pour visualiser les changements dans la vitesse des strates sous-jacentes. [13]

Avantages

Études de site rapides

Non intrusive / non destructive - perturbation du sol non nécessaire

Rapidement déployé et hautement portable - reconnaissance de site rapide

Les ensembles de données SRT et MASW peuvent être collectés simultanément

Applications

Profondeur à l'épaisseur du substrat et du recouvrement du sol

Profilage et imagerie V_p

Cartographie de la qualité du substrat rocheux (cisaillement de la roche)

Profondeur à la nappe phréatique

Études de barrage et de digue

Détection d'une anomalie

2-2-7-1-2 L'analyse multicanal des ondes de surface (MASW) :

Est une méthode géophysique qui utilise la propagation des ondes de surface (ondes de Rayleigh) pour profiler la sub surface. Le résultat d'une étude MASW est un profil de 20 à 60 m de profondeur de la vitesse de l'onde de cisaillement souterraine (rigidité au cisaillement), sans avoir besoin d'un forage. Les études peuvent être complétées en 1D ou en 2D.

Avantages

•Étude de site rapide : profils V_s 1D ou 2D

•Méthode d'essai non intrusive / non destructive - perturbation du sol non nécessaire

•Efficace dans les environnements avec bruit sismique de fond élevé

- Sensible aux couches à faible vitesse et aux inversions de vitesse en profondeur
- Rapidement déployé et très portable
- Les ensembles de données MASW et SRT peuvent être collectés simultanément

Applications

- Profilage V_s pour la classification des sites sismiques (V_{s30}), sans trou de forage
- Évaluations de la rigidité du sol
- Évaluation de la liquéfaction, particulièrement dans les graviers et les galets où un SCPTu n'est pas possible
- Reconnaissance du site avant le forage et les essais in situ
- Cartographie du substrat rocheux ou du till glaciaire
- Études de barrage et de digue
- Test de remblayage
- AQ/CQ de l'amélioration du sol
- Évaluations géotechniques du sous-sol et à l'intérieur
- Délimitation des « zones molles », des vides potentiels, autre détection d'anomalies
- Évaluation linéaire des fondations de structures (voie ferrée, autoroute, pipeline, route)

2-2-7-1-3 Essais sismiques de type downhole (DST) et des essais sismiques de type crosshole (CST)

Ces essais sont utilisés pour obtenir des vitesses de cisaillement et de compression dans un trou de forage pour diverses applications géotechniques.

Avantages

- Rapidement déployé et très portable
- Obtenir les paramètres V_s et V_p où le SCPTu n'est pas possible
- Utiliser les puits de surveillance existants
- Utiliser les tubes de forage
- Acquisition de données rapide

- Déployé sur et au-dessus de l'eau

Applications

- Profils Vs et Vp pour la caractérisation et la conception de sites sismiques
- Analyse de liquéfaction
- Détermination de Vs30
- Vérité terrain de l'étude géophysique
- Détermination du module
- Propriétés dynamiques du sol

2-2-7-1-4 La tomographie par résistivité électrique (TRE) :

Est une technique géophysique de surface qui mesure les changements de résistance électrique pour le profilage des sédiments et roches souterrains.

Avantages

- Études de site rapides
- Non intrusive / non destructive - perturbation du sol non nécessaire
- Rapidement déployé et hautement portable - reconnaissance de site rapide

Applications

- Profondeur à l'épaisseur du substrat et du recouvrement du sol
- Études sur la protection cathodique
- Profondeur à la nappe phréatique
- Études de barrage et de digue
- Cartographie des contaminants

2-2-7-1-5Essais de pénétration au cône

L'ajout de géophones dans le corps du CPTu permet la collecte de données d'ondes sismiques et le calcul des vitesses d'onde de cisaillement (Vs) et de compression (Vp) pendant l'essai de pénétration au cône.

Les ondes de cisaillement ont un mouvement de particules perpendiculaire à la direction du déplacement. Un faisceau normalement chargé est frappé horizontalement

de chaque côté pour créer des ondes de cisaillement polarisées à des incréments de profondeur réguliers. Des sources manuelles, automatiques et vibratoires sont disponibles en fonction de l'application et de l'appareil de forage utilisés.

Les ondes de compression ont un mouvement de particules parallèle à la direction du déplacement. Une source d'impact vertical est généralement utilisée comme source.

Avantages

- La méthode la plus efficace, précise et économique pour mesurer les V_s et V_p du sol
- La vitesse de l'onde de cisaillement est un paramètre géotechnique fondamental du sol recueilli indépendamment des autres données du CPTu
- Deux évaluations de liquéfaction cyclique indépendantes peuvent être effectuées en utilisant un seul essai SCPTu
- Les V_p et V_s peuvent être collectées pendant un seul sondage SCPTu
- Les arrivées d'ondes superposées sont enregistrées pour assurer la reproductibilité et augmenter la précision de la vitesse

Applications - V_s

- Ingénierie parasismique (c.-à-d. analyse SHAKE)
- Évaluation de la liquéfaction cyclique (CRR- V_s et CRR- Q_{t1})
- Fondations de machines vibrantes
- Conception de fondations profondes (module sol-structure)
- Conception de fondations peu profondes / tassement (module de sol)
- Identification de sol inhabituel (c'est-à-dire, cimentation)

Applications - V_p

- Saturation du sol ; la V_p diminue de façon spectaculaire lorsque le sol est saturé à moins de ~ 98,5%.
- Détermination du coefficient de Poisson
- Sols gazeux (sils marins, résidus bitumineux, matières organiques)
- Potentiel de liquéfaction est maîtrisé dans les sols gazeux
- Détection des zones non saturées

2-2-7-2 L'utilité des essais géophysiques :

Recherche de zones d'emprunt dans le cadre d'exploitation de matériaux (carrières, projets routier, etc.),

Reconnaissance et qualité d'appui ou d'assise des ouvrages d'art,

Reconnaissance et qualité de massifs rocheux en terrassement routiers,

Reconnaissance de tracés préalablement à la pose de réseaux,

Reconnaissance de cavités anthropiques ou naturelles dans le cadre de la gestion des risques,

Recherche d'anomalie en sous-sol (conduites, cuves, structures enterrées, etc.),

2-2-8 Essai piézométrique

Il est important de contrôler dans la fondation et dans le remblai la position de la surface phréatique et l'évolution des pressions interstitielles. C'est pour cela on utilise un dispositif dite le piézomètre.

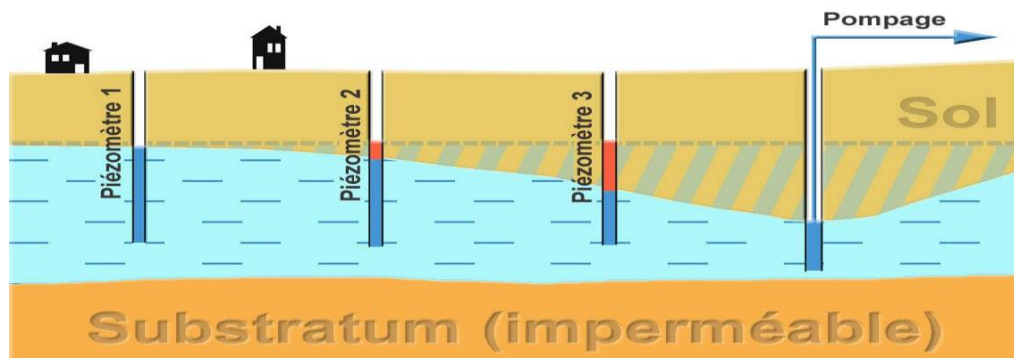


Figure N° 2-03 : Les niveaux des piézomètres dans le sol

Un piézomètre est un puits ou un forage qui permet la mesure du niveau de l'eau souterraine en équilibre avec la pression atmosphérique. Ce niveau, appelé niveau piézométrique, se réfère aux points en face duquel l'ouvrage est crépiné. Un piézomètre est un dispositif servant à mesurer la hauteur. Le niveau piézométrique est exprimé soit par rapport au sol en mètre, soit par rapport à l'altitude zéro du niveau de la mer en mètre.

Le niveau peut être mesuré ponctuellement par une sonde manuelle ou suivi en continu à l'aide d'un enregistreur automatique : Capteur de pression ou Système de

flotteur.

L'un des types du piézomètre on a Les piézomètres « ouverts » sont des tubes qui permettent depuis la surface d'accéder à l'eau d'une nappe phréatique [14]

Si la variation de pression hydrostatique avec la profondeur est normale (linéaire) dans toute la nappe, le piézomètre pourra être crépiné sur toute sa hauteur. C'est le cas d'une aquifère monocouche.

Si l'aquifère est constitué de deux ou plusieurs couches, celles-ci ont en général des niveaux piézométriques différents. Il faudra alors plusieurs piézomètres, chacun d'eux étant crépiné au niveau d'une seule couche, pour avoir une représentation complète de la piézométrie en ce point! Ces différents piézomètres, appelés alors plutôt tubes piézométriques, peuvent être contenus dans un seul ouvrage qu'on appelle piézomètre multiple.

2-3 RECONNAISSANCE DE SOL AU LABORATOIRE

Pour la reconnaissance du sol au laboratoire en effectuée les essais d'identification (caractéristique physique) et des essais mécaniques et en particulier l'influence des variations de teneur en eau.

2-3-1 ESSAIS IDENTIFICATION

2-3-1-1- Mesure de la masse volumique NF P94-064 :

Le but de l'essai est de déterminée la masse volumique de sol par la méthode des pesée hydrostatique (la méthode basée sur la poussée d'Archimède).

La méthode consiste à peser successivement un corps dans l'air puis dans l'eau, et à en déduire la masse volumique ρ_m du corps.

La relation qui s'exprime est :

$$\rho_{mp} = \frac{m_0 \cdot \rho_x}{m_0 - m_1}$$

m_0 : masse de l'échantillon avant immersion (g)

m_1 : masse de l'échantillon après immersion (g)

ρ_{mp} : la masse volumique de l'échantillon (g/cm^3)

ρ_x : la masse volumique du fluide d'immersion (g/cm^3)

Nous utilisons la valeur de la densité du sol dans les formules ci-après

2-3-1-2 Analyse granulométrique par tamisage ou sédimentation :

La granularité correspond à la séparation les limites des dimensions des grains qui définissent les granularités sont fixées selon l'échelle massique de la dimension des particules solides conventionnelle reproduite dans le tableau qui exprime en pourcentage de masse totale du matériau.

L'analyse granulométrique permet, de déterminer précisément la composition d'un matériau afin d'en déduire ses caractéristiques mécaniques. En comparant sa courbe granulométrique avec le fuseau de prescription correspondant.

L'analyse granulométrique s'effectue :

-Par tamisage (norme **NF P 94-056**) pour les grains d'un diamètre supérieur à 80µm jusqu'à 100µm

Après le calcul du pourcentage du tamisats qui est le rapport entre le poids du tamisats au poids total on peut tracée la courbe granulométrique. A partir de la courbe granulométrique, deux coefficients de forme sont calculés pour caractériser la distribution granulométrique, soient :

-Coefficient d'uniformité (ou de Hazen) $C_u = D_{60} / d_{10}$

-Coefficient de courbure $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10}D_{60})$

Ces deux coefficients sont utilisé dans la classification des sols grenus (sable, gravier etc).

En générale, un sol compact est caractérisé par une granulométrie étalée (la granulométrie étalée lorsque les dimensions des grains s'étalent sur un important intervalle) . Les vides sont remplis par les différentes classes de grains que contient ce matériau. [15]



Photo N° 2-08 : Les tamis pour la granulométrie

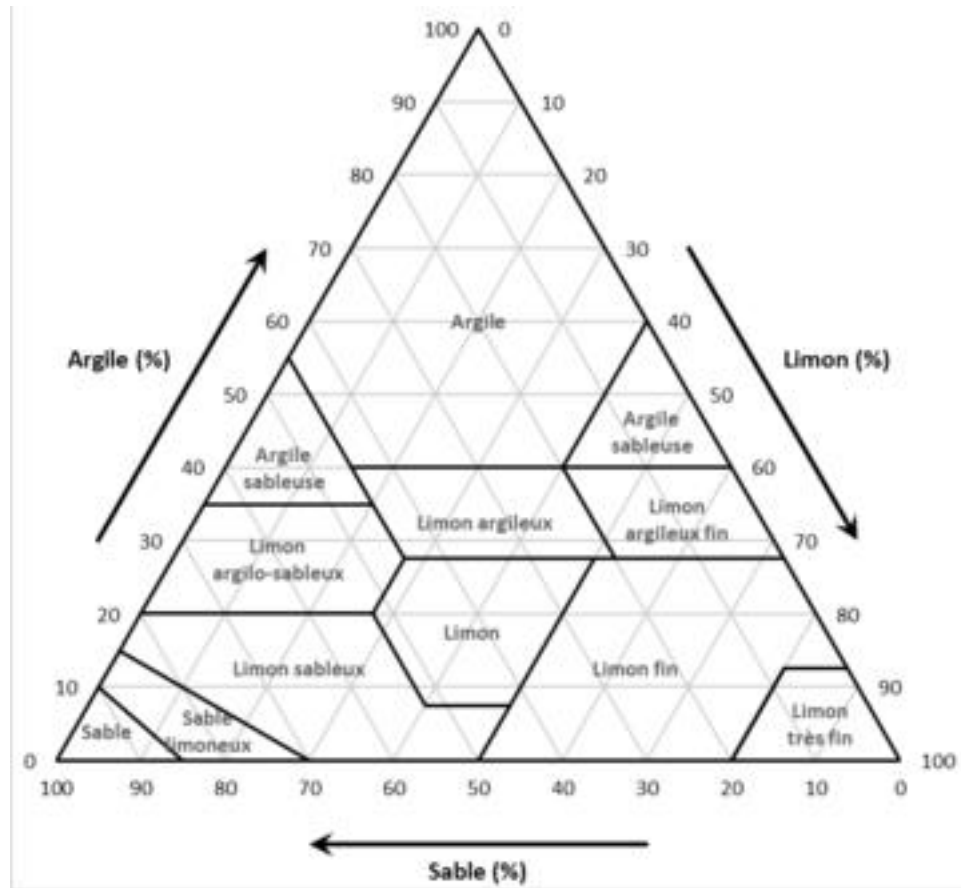


Figure N° 2-04: Triangle de classification des sols

-Par sédimentométrie (norme NF P 94-057) pour les grains les plus fins.

Le principe de la sédimentométrie se base sur la loi de Stokes du mouvement d'une particule sphérique de diamètre D dans un liquide visqueux. Cette particule atteint un équilibre entre la force de résistance F du liquide, telle que : $F = 3\pi \eta Dv$

- η et v étant respectivement la vitesse de la particule et la viscosité dynamique du liquide, et la force de poids déjaugé P' , soit $P' = \rho D^3 (\gamma_s - \gamma_w) / 6$

-Ainsi, le diamètre de la particule est tel que : $D = \sqrt{\frac{18hv}{(\gamma_s - \gamma_w)}}$

- $h = \eta$ et la dimension D est dite diamètre équivalent du grain de sol ayant la même vitesse. La méthode d'essai consiste à étudier la décantation des particules fines du sol de dimension $< 80 \mu m$. Les particules les plus grosses descendent plus vite dans le liquide. Ainsi, à une profondeur donnée du liquide soit H , à l'état initial le milieu est homogène, et à un temps « t » arriveront les particules ayant un diamètre équivalent :

$$D_{eq} = \sqrt{\frac{18hv}{t(\gamma_s - \gamma_w)}}$$

Autrement dit, il reste au-dessous du niveau H les particules ayant un diamètre D inférieur à D_{eq} soit K le pourcentage des particules ayant un diamètre $D \leq D_k$, V le volume total de la suspension et P_w le poids des grains en suspension..

Considérons un volume infinitésimal dV . Si on suppose que la concentration est homogène c'est-à-dire $K P_s / V$ est constante, ce volume contient des grains ayant un poids total dP_s tel que : $dP_s = K P_s dV / V$

Et une partie liquide de poids $dP_w = \gamma_w (dV - K P_s dV)$ le poids volumique de la suspension dans un volume dV est tel que : $\gamma_h = (dP_s - dP_w) / dV$

La densité moyenne de la suspension au volume dV est $d = \gamma / \gamma_w$ et le pourcentage des particules inférieures à D_k est alors :

$$K\% = 100 V(d-1) \gamma_s \gamma_w / P_s(\gamma_s - \gamma_w)$$

En pratique, on mesure la densité de la suspension à l'aide d'un densimètre gradué, ce qui permet de calculer le pourcentage des particules ayant un diamètre équivalent inférieur à D_k . la mesure de la hauteur H (coté du centre de bulbe du densimètre) permet de calculer D_k et obtenir ainsi un point ($K\%$) sur la courbe granulométrique. Les lectures au densimètre s'effectuent à plusieurs intervalles au temps.

2-3-1-3 Teneur en eau :

La teneur en eau d'un sol est le rapport de la masse d'eau qu'il contient à la masse de solides qui le compose ou d'un autre terme le rapport entre la masse des grains solides contenus dans un certain volume de sol. On l'exprime en pourcentage :

$$W = M_w / M_s \Rightarrow W\% = 100 M_w / M_s$$

La teneur en eau agit sur la résistance, la pouvoir portant du sol. Ce taux d'humidité dépend de plusieurs autres paramètres parmi lesquels : la compacité du terrain, le volume des pores, qui influent sur la perméabilité.

L'indice des vides, $e = \text{volume des vides} / \text{volume des grains secs} = V_v / V_s$

$n = e / (1 + e)$ ou $e = n / (1 - n)$ n : la porosité

2-3-1-4 Argilosité d'un sol (limites ,vbs)

C'est la détermination des limites conventionnelle de plasticité, de liquidité, de saturation et de retrait selon la méthode d'Atterberge. Ces limites caractérisent l'influence de la teneur en eau sur les propriétés mécaniques des argiles. [16]

2-3-1-4-a Limites d'Atterberg Norme NF P 94-051:

Les argiles ont la propriété d'absorber des quantités d'eau très importantes ou au contraire, de se dessécher, ceci en fonction des conditions d'humidité auxquelles elles sont soumises. Tous les argiles malaxées avec des quantités importantes, finit par se transformer en boue **l'argile a un comportement liquide**. Au contraire, si l'argile est suffisamment desséchée, les grains sont très resserrés et les liaisons deviennent plus intenses. **L'argile a un comportement solide**. Les limites de consistance, ou limite d'Atterberg constituent un indice important de la géotechnique. Ces limites sont mesurées avec un appareillage normalisé, c'est-à-dire la fraction de sol qui passe au tamis 400 μ m il définit trois limites :

- La limite de liquidité W_l qui sépare l'état liquide de l'état plastique.
- La limite de plasticité W_p qui sépare l'état plastique de l'état solide.
- La limite de retrait W_s qui sépare l'état solide avec retrait de l'état solide sans retrait.



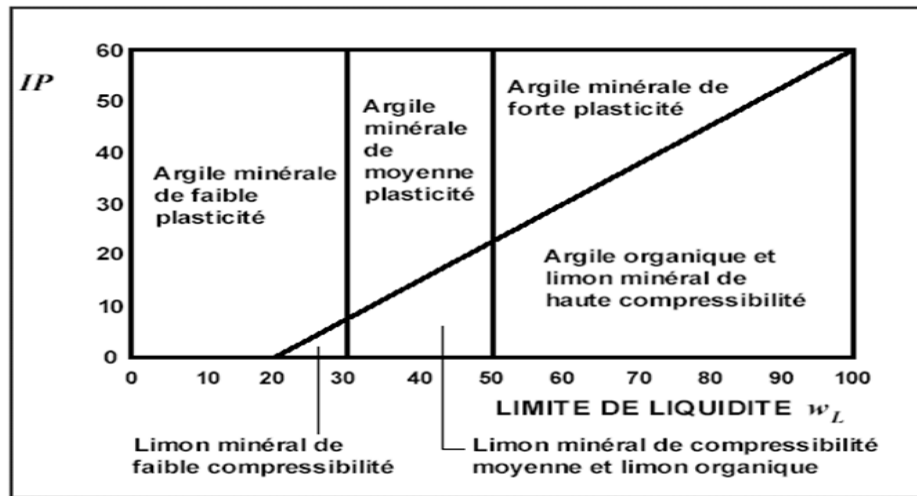
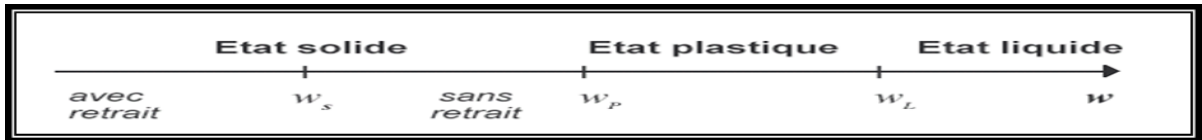
Photo N° 2-09: Appareil de la limite d'Atterberg

L'indice de plasticité : c'est $I_p = W_l - W_p$

$I_p \leq 12$: sols faiblement argileux,

$12 \leq I_p \leq 25$: sols moyennement argileux

$25 \leq I_p \leq 40$: sols argileux et très argileux.



- abaque de plasticité de Casagrande

Figure N° 2-05 : Abaque de plasticité de Casagrande

La détermination des limites d'Atterberg n'a qu'une portée limitée, elle permet néanmoins de se faire une idée de la structure d'une argile naturelle ou d'un limon et le distinguée entre elle

2-3-1-4-b Valeur au Bleu de Méthylène de sol (VBS) Norme NF P 94-068 :

L'essai au bleu de méthylène permet d'évaluer la surface spécifique d'échange (ou surface active suivant la fraction de sol utilisée pour l'essai) d'un matériau argileux. Etant donné que dans un sol c'est avant tout la surface des particules contenues dans sa fraction argileuse ($\leq 2\mu m$) qui détermine sa surface spécifique. On peut considérer que la valeur de bleue de méthylène VBS (valeur de bleu du sol) exprime globalement la quantité et la qualité (activité) de la fraction argileuse contenue dans ce sol. En pratique on détermine la VBS sur la fraction 0/5 mm. La valeur trouvée est rapportée à la fraction 0/50 par un règle de proportionnalité, c'est –à-dire la quantité de se colorant nécessaire pour recouvrir d'une couche mono-élémentaire les surfaces externes et internes de toutes les particules argileuses présentes dans 100g de sol.

La VBS s'exprime en grammes de bleu pour 100 g de matériau.

* Pour les matériaux dont $D_{max} < 5 \text{ mm}$:
$$VBS = \frac{B}{m_0} * 100$$

B : masse de bleu introduite (solution à 10 g/l) = $V * 0.01$

m_0 : masse sèche de la prise d'essai.

L'essai a donc pour objet de mesurer la capacité d'adsorption du bleu de méthylène

* pour les matériaux dont le $D_{max} > 5 \text{ mm}$:
$$VBS = \frac{B}{m_0} * 100 * C$$

C : étant la proportion de la fraction 0/5 mm dans la fraction 0/50 mm du matériau sec. Valeur au bleu VBS :

$VBS \leq 0,1$: sol est insensible à l'eau

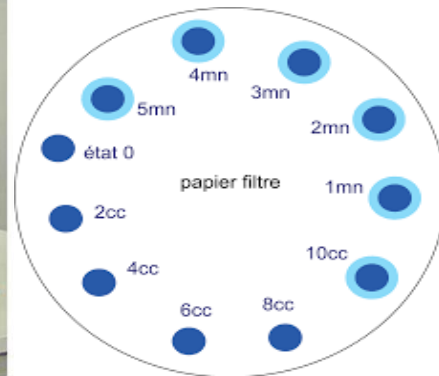
$0,1 \leq VBS \leq 0,2$: apparition de la sensibilité à l'eau.

$0,2 \leq VBS \leq 1,5$: seuil distinguant les sols sablo-limoneux.

$1,5 \leq VBS \leq 2,5$: sols limoneux de plasticité moyenne.

$2,5 \leq VBS \leq 6$: sols argileux.

$8 \leq VBS$: sols très argileux.



Photos N° 2-10: Appareil de l'essai de bleu de méthylène.

Figure N° 2-06 : Résultat de l'essai de bleu de méthylène sur papier filtre.

2-3-1-5 Retrait linéaire Norme NF P94-060.2 :

Mesure de retrait d'un sol, est une teneur en eau d'un échantillon cylindrique, préparé avec une trousse coupante, ne varie plus. L'appareillage spécifique comprend:

-une base solide et stable en acier traité, une colonne et une potence ajustable en acier inoxydable pour supporter un comparateur (ou capteur),

Un comparateur inverse de course 10 mm à 0,1 mm près d'une touche de contact dia.10 mm

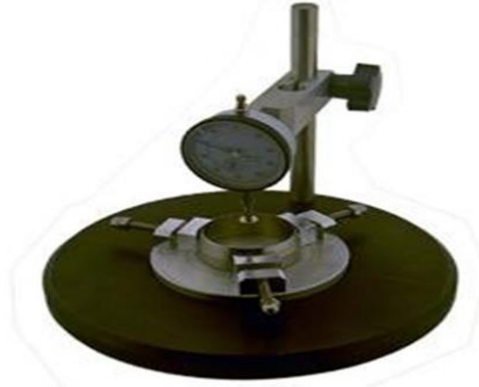


Photo N° 2-11 : Appareil de l'essai retrait linéaire

-un plateau mobile normalisé avec 3 secteurs circulaires réglables pour supporter et assurer son centrage,

-cylindre de taillage avec préparation de l'échantillon: diamètre 50 mm, haut choix 20 ou 30 mm.

2-3-1-6 Les analyses chimiques du sol :

La caractérisation des sols et la compréhension de leur dynamique nécessitent en effet, outre des interventions in situ, des mesures et des analyses en laboratoire, notamment par les méthodes dites « classiques ». Répondant aux besoins d'informations actualisées sur le sol, l'importance des prélèvements sur le terrain et de la préparation des échantillons de terre :

*la mesure du pH : évaluation de l'acidité dans le sol ; avec la mesure du pH du sol dans l'eau déminéralisée ou dans une solution normale de chlorure de potassium.

*le dosage du calcaire total et du calcaire actif et la détermination du pouvoir chlorosant

*le dosage du soufre SO₃

*le dosage du carbone organique [17]

*le dosage de l'azote total

*le dosage de l'azote ammoniacal et de l'azote nitrique

*le dosage du gypse

*le dosage de la salinité totale

*le dosage des sols solubles

*la mesure de la capacité d'échange cationique

*le dosage des cations échangeables

*le dosage de l'acidité d'échange

*le dosage du phosphore

*le dosage des oligoéléments et des éléments traces.

*de l'aluminium et du manganèse *le dosage du fer

La connaissance des caractéristiques chimiques de la nappe aquifère éventuelle. L'eau prélevée sera analysée pour déceler son agressivité vis-à-vis du béton, ce qui impliquera le choix des ciments à utiliser pour réaliser les fondations.

L'acidité ou la présence des ions SO_4 influe directement sur le béton et leur durabilité donc aléa sur fondation. Les sulfates provenant du sol (sol gypse ou pyrite ...) et leur dissolution dans l'eau du sol interagissent avec le béton. Dans la matrice de ciment, la pénétration d'ions sulfate dans le béton structurel représente une pathologie Extrêmement dangereux pour les structures en raison de leurs conséquences prolongées.

2-3-2 Essais mécaniques

2-3-2-1 Essais œdométriques Norme XP P 94-090-1:

Cet essai de compressibilité à l'oedomètre s'applique sur les sols fins et matériaux fin cohérents, avec chargement de paliers.

Il nous permettra d'avoir une représentation du diagramme donnant l'indice des vides (e) de l'éprouvette soumise à essai à la fin de chaque palier de consolidation, en fonction de la contrainte effective (σ'_v), égale à la contrainte totale (σ_v) qui lui est appliquée en début d'essai.

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

La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissants et décroissants suivant un programme défini. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge.

L'essai permet à mesurer successivement la consolidation et la perméabilité de l'échantillon en fonction des efforts appliqués verticalement, tout en évitant sa déformation latérale.

L'essai de compressibilité réalisé avec cet appareil permet l'évaluation des tassements d'un sol, ainsi que leur évolution dans le temps.

Les mesures permettent d'établir des courbes de compressibilité (chargement et déchargement), et des courbes de consolidation. On détermine ainsi plusieurs paramètres du sol :

- *Le module œnométrique (Graphiquement et analytiquement)
- *La contrainte effective de pré consolidation (figure 2-07)
- *L'indice de compression $C_c = -\Delta e / \Delta \log \sigma'$; c'est la pente de droite BC
- *L'indice de gonflement $C_s = -\Delta e / \Delta \log \sigma'$; c'est la pente de droite DC
- *La pression de consolidation σ_c c'est le plus grande contrainte qui support le sol



Photos N° 2-12 et 2-13 : Appareil de l'essai œdométrique et sa cellule œdométrique

La détermination de : E'

Graphiquement :

Courbe non linéaire donc le comportement du sol n'est pas élastique

h_0 : hauteur de l'échantillon est en équilibre sous l'action de σ , en augmente cette contrainte de $\Delta\sigma$, la hauteur de l'échantillon change d'une quantité Δh .

On définit alors le module œnométrique E' par la relation : $E' = \Delta\sigma / (\Delta h/h_0)$.

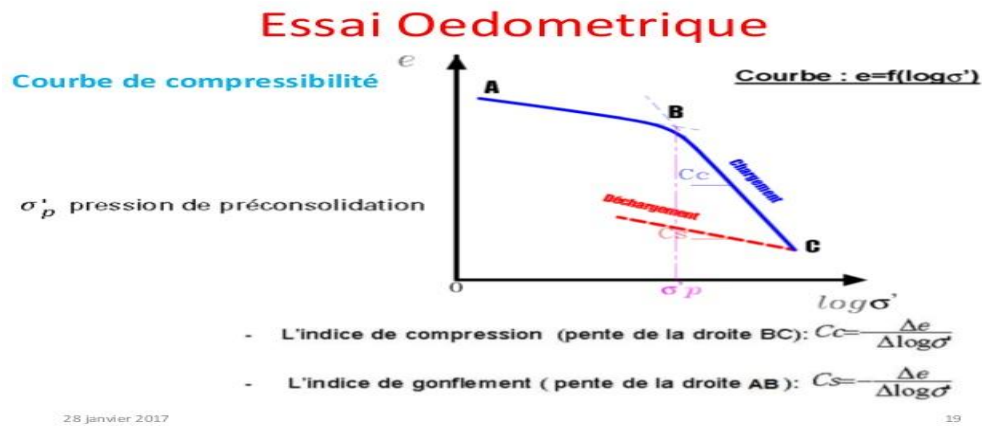


Figure N° 2-07 : Courbe de compressibilité essai oedométrique

Analytiquement :

$$E' = \frac{\Delta \sigma'}{\frac{\Delta h}{h_0}} = \frac{\Delta \sigma'}{\frac{\Delta e h_s}{h_0}} \quad \text{Car} \quad \Delta e = \frac{\Delta h}{h_0} \quad \text{d'où} \quad \Delta h = e h_s$$

$$e_0 = \frac{h_v}{h_s} = \frac{h_0 - h_s}{h_s} = \frac{h_0}{h_s} - 1 \quad \frac{h_0}{h_s} = 1 + e_0$$

$$\text{D'où} \quad \frac{h_s}{h_0} = \frac{1}{1+e_0} \quad \text{Donc} \quad E' = \frac{\Delta \sigma'}{\Delta e \frac{1}{1+e_0}} = \frac{\Delta \sigma' (1+e_0)}{\Delta e}$$

$$E' = \frac{\Delta \sigma'}{\Delta e} (1 + e_0)$$

2-3-2-2-a Cisaillement Rectiligne A La Boite De Casagrande Norme Nf P 94-071: L'essai a pour objet de mesure en laboratoire des caractéristiques de plasticité (rupture) d'un échantillon de sol fin soumis à un cisaillement direct selon un plan imposé, à une vitesse suffisamment lente pour que la pression interstitielle "u" reste nulle tout au long de l'essai.

En sont déduites les valeurs de l'angle de frottement effectif F' et la cohésion effective " c' ", paramètre utilisés pour le dimensionnement de fondation, les calculs de vérification des coefficients de sécurité " f_s " à la rupture de talus et pour la détermination les actions de poussée.

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placé dans un bâti de cisaillement constitué de deux demi-boîtes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi-boîtes constitue de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette.

On exerce sur le plan de séparation des deux demi-boîtes une contrainte dont les composantes normale et tangentielle ont pour valeur moyenne.

$$N/Sc = \sigma \quad \text{et} \quad T/Sc = \tau \quad Sc : \text{section corrigé de l'éprouvette}$$

L'essai consiste à faire T jusqu'à la rupture, N étant maintenu constant au cours de l'essai.



Photos N° 2-14 et 2-15 : Appareil de cisaillement direct et la cellule

Si l'essai est réalisé sur plusieurs éprouvettes d'un même sol avec des contraintes normales différentes, par exemple $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ et σ_4 , la courbe intrinsèque du sol peut être déterminée en portant sur le diagramme de coulomb (τ, σ) les points correspondant au contraintes maximales mesurées $\tau_1, \tau_2, \tau_3, \tau_4$. A la rupture, on a $\tau = \tau_r$; c'est la résistance au cisaillement qu'on peut exprimer en fonction de C ET ϕ par :

$$\tau = C + \sigma \tan \phi$$

Où τ : contrainte tangentielle

σ : contrainte normale

C : cohésion

ϕ : angle de frottement interne

C'est la loi de **Coulomb**. Cette loi traduit clairement l'importance de l'état de contrainte dans le phénomène de rupture. Pour chaque contrainte σ , il y a une résistance au cisaillement.

L : longueur (ou diamètre) de l'échantillon

ΔL : déplacement relatif horizontal

Selon la nature et l'état de sol, l'intensité des efforts exercés et la manière dont ces efforts sont exercés ; on distingue trois types :

Non consolidé, non drainer : UU

L'éprouvette ne subit aucune consolidation, aucun drainage préalable, sous la contrainte normale. Comportement à court terme. La vitesse est rapide (empêchement de la dissipation de la pression interstitielle).

Consolidé, non drainé : CU

Chaque éprouvette est consolidé avant l'expérience sous la contrainte σ , comportement à court terme, la vitesse est rapide

Consolidé, drainé : CD

Cette essai est mené comme le CU mais la vitesse de cisaillement est suffisamment lente (dissipation de la pression interstitielle). Comportement à long terme. Dans l'essai de cisaillement direct les conditions de drainage ne sont pas maîtrisées, elles dépendent de la perméabilité du sol et de la vitesse d'essai.

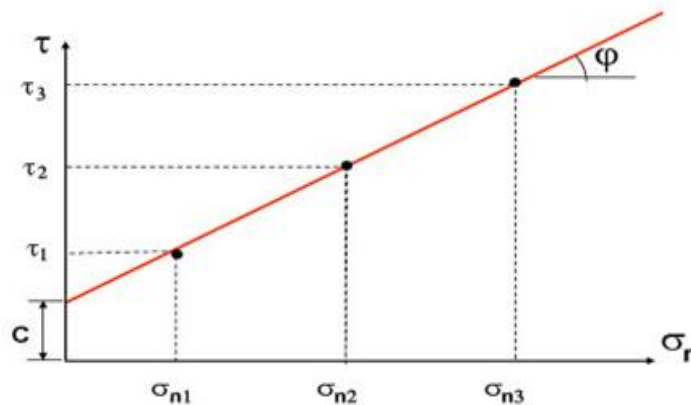


Figure 9.4 : Résultats d'un essai de cisaillement direct dans le plan de Mohr

Figure N°2-08 : Représente résultats d'un essai de cisaillement (c et ϕ)

Cas de sols grenu : la perméabilité étant élevée, les contraintes appliquées sont des contraintes effectives et les caractéristiques déterminées C et ϕ sont des caractéristiques du comportement de terme.

Cas des sols fins saturés : le cisaillement commence après que l'échantillon ait été consolidé sous l'effet de la contrainte normal. La vitesse de cisaillement très lent (de l'ordre du $\mu\text{m}/\text{mn}$). Dans ces conditions les contraintes produites sont des contraintes effectives et les caractéristiques déterminées sont les caractéristiques c et ϕ du comportement à long terme.

Nous utilisons les résultats des essais de cisaillement, l'angle de frottement et la cohésion dans les formules (théorie des superpositions, formule de Terzaghi)

2-3-2-2-B Cisaillement triaxial Norme NF P 94-074:

Les essais de cisaillement triaxial réalisés à vitesse de déformation imposée, à l'appareil triaxial de révolution, s'applique sur tous les types de sols naturels, artificiels ou reconstitués en laboratoire. Ils permettent de déterminer la résistance du sol.

Essai $CU+u$: essai consolidé non drainé sur sol saturé avec mesure de la pression interstitielle.



Photo N° 2-16 : Appareil de l'essai triaxial avec son cellule

L'essai comprend quatre étapes:

- la préparation et l'installation de l'éprouvette dans la cellule triaxiale
- la saturation
- la consolidation
- le cisaillement non drainé avec la mesure de la pression interstitielle

L'éprouvette est préparée à partir de l'échantillon grâce à un carottier manuel, et est recouverte de deux membranes. L'éprouvette est drainée des deux extrémités. Par la suite, l'éprouvette est placée dans la cellule qui sera remplie d'eau afin d'appliquer la pression extérieure et intérieure. Une fois saturée, elle est consolidée et ensuite cisailée sur la presse. L'essai comporte le cisaillement d'au moins trois éprouvettes de mêmes dimensions, préparées dans les mêmes conditions, cisillées à la même vitesse mais soumises à des pressions différentes.

2-4 Comparaison entre l'essai préssiométrique et les essais au laboratoire

Tableau 2-1

In situ essai préssiomètre	Les avantages	Les inconvénients
	L'appareillage est relativement simple robuste et léger	Demande des matériels lourds et des accès pour les sites accidentés
	Les essais sont réalisables dans tous les types de sols	Demande de choisir la technique de mise en place de la sonde et le forage doit être bien fait
		L'essai peut être réalisé dans le rocher mais les caractéristiques obtenues sont alors affectées d'une plus grande incertitude compte tenu de l'appareillage et de très faibles déformations du terrain dans ce cas
	permet d'aborder les problèmes de stabilité à court terme	L'essai est ponctuel et ne permet pas des mesures en continu (un essai tous les 100 à 150 cm de profondeur)
	d'évaluer valablement les tassements	lorsque ceux-ci sont faibles (quelques centimètres)
	seul essai fournissant à la fois un critère de rupture et un critère de déformabilité du sol.	Pour la mise en place de la sonde, il est nécessaire de faire un forage de bonne qualité
	De plus on obtient quasi instantanément un ordre de grandeur de la pression admissible	On ne peut pas caractériser le sol
	Demande d'étalonnage avant chaque chantier	L'essai au pressiomètre est particulièrement bien adapté à l'étude des fondations superficielles et des fondations profondes
	Seul essai qui sollicite le sol in	Essai long à réaliser et ne pouvant pas

	situ des petites aux grandes déformations pour permettre un véritable calcul de tassements	être multiplié sur le site sans un coût élevé
	L'essai est effectué dans des conditions réelles de sol	Valeur de l'essai dépendant de la qualité du forage
Au laboratoire	Les avantages	Les inconvénients
	Les essais facile à réalisons	l'échantillon peut changer pendant l'extraction où lors de transport
	Plusieurs d'essais à différente profondeur	Chaque essai peu donne différent résultat
	Les essais au laboratoire sont bien adaptés à tous les études de sol et route	La nécessité de sondage carotté pour les grandes profondeurs
	Le coute des essais moins chers	
	donnent des valeurs très précises sur la nature des terrains et leur comportement mécanique [18]	
	caractériser les sols rencontrés tant du point de vue de leur nature (limons, sables, argiles...)	Les résultats de ces essais ne sont valables que sur les échantillons prélevés sur des épaisseurs parfois limitées à quelques centimètres.
	rencontre la résistance mécanique (déformabilité, rupture...)	
	Aider pour résoudre les problèmes comme le choix du ciment, le choix de la méthode de réalisation, le choix des matériaux réutilisable (remblai)	
	Ils permettent de compléter les sondages et essais in-situ notamment pour des problématiques de retrait-gonflement des sols sensibles	

2-4 Synthèse des résultats de la reconnaissance in situ et au laboratoire

Ce qui peut être recueilli à partir des méthodes de reconnaissance des sols, que ce soit en laboratoire ou sur site, c'est qu'il est possible de connaître la géologie des couches du sol, et de distinguer les propriétés physiques, mécaniques et chimiques, ce qui facilite l'identification des sols et permet la sélection, de choisir de fondations adaptées aux bâtiments et de choisir les matériaux réutilisables (remblais) convenable même le choix de la méthode de réalisation .

Nous pouvons également en apprendre davantage sur l'hydrogéologie du sol, le niveau et le mouvement des eaux souterraines

2-5 Conclusion

Nous disposons de nombreuses méthodes pour identifier le sol et sa résistance en laboratoire ou sur site et les caractéristiques de chaque méthode ainsi que ses avantages et inconvénients. Par conséquent, la résistance du sol doit être calculée et connue et comparée entre les résultats du laboratoire et les résultats du site pour éviter les aléas (renversement, glissement, poinçonnement).

Chapitre 3

3-Etude des fondations

3-1 a) Portance d'un sol :

C'est la résistance du sol est l'un des facteurs le plus important pour la mise en place des fondations d'un ouvrage. Le calcul de la résistance du sol est très important dans le cadre d'une construction. Il s'effectué par un géotechnicien.

En effet, cette étape, qui fait partie intégrante de l'étude de sol, permet de déterminer comment le terrain résiste à une charge (traduite en MPa ; 1MPa représente environ 10kg/cm²). Cette étude de la résistance du sol permet de mettre en place des fondations adaptées, qui assurent l'assise de l'ouvrage.

Les fondations doivent être adaptées à la nature du sol et du sous-sol afin d'éviter des risques tels que : L'affaissement, le glissement où le renversement de l'ouvrage, etc. Si la résistance du sol est bien calculée, les fondations sont alors planifiées de manière à parfaitement transmettre les poids et surcharges au sol. Le géotechnicien possède une panoplie d'outils pour calculer le taux de résistance du sol, comme le scissomètre, le préssiomètre, le pénétromètre.

3-1 b) Mécanismes de rupture

En réalisant un essai de chargement sur une fondation superficielle, on constate qu'au début du chargement, le comportement est linéaire. Le tassement augmente linéairement en fonction du chargement. Ensuite, on observe une accélération du tassement pour des accroissements de charges relativement faibles. On constate également l'existence d'une charge ultime Q_1 pour laquelle le sol est poinçonné. Le sol ne peut pas supporter une charge supérieure à la charge ultime Q_1 . On peut dire que l'on a atteint l'écoulement plastique libre. Cette charge est la capacité portante de la fondation (on parle aussi souvent de charge limite, de charge de rupture ou encore de charge ultime).

Suivant l'état de compacité du sol, on distingue trois mécanismes de rupture du sol quand la charge limite est atteinte :

- Avec un sol dense, la charge limite est atteinte quand on observe un mécanisme de rupture générale ;
- Quand on a un sol de faible compacité, la charge limite est associée à un mécanisme de rupture par poinçonnement ;

• A un état de compacité intermédiaire du sol correspond un mécanisme de rupture local.

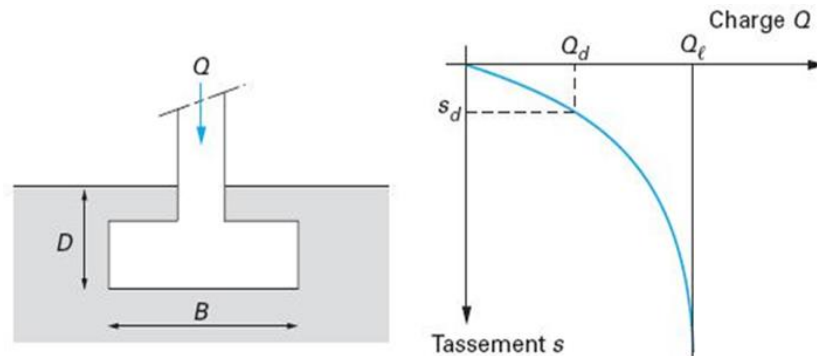


Figure N° 3-01: Courbe de chargement d'une fondation superficielle

3-2 Choix de type de fondation :

Les fondations doivent être adaptées à l'ouvrage et doivent reposer sur un sol stable. Il convient donc de bien sélectionner le type de fondation à réaliser en fonction de son projet et de son terrain. Pour choisir le type de fondations pour un ouvrage, il faut connaître :

- la nature du sol et la suite des couches de terrains qui se superposent ainsi que le niveau de l'eau dans le sol et pour la construction il faut connaître sa descente des charges c'est-à-dire les poids et les surfaces qui se poseront sur le sol.
- Le type de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement,....
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

3-2.a Choix des fondations superficielles

- Capacité portante : La fondation doit exercer sur le sol des contraintes compatibles avec la résistance à la rupture
- Tassements admissibles : Le tassement de la fondation doit rester dans les limites admissibles pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble ou l'apparition de fissures localisées qui pourront rendre l'ouvrage inutilisable.

3-2.b Choix des fondations profondes :

La sélection d'un type de pieu, parmi d'autres, nécessite une connaissance parfaite des différents facteurs intervenants dans le choix:

- Le type de sol et le niveau de la nappe phréatique.
- Les particularités de l'ouvrage et le type de charges.
- La méthode d'installation des pieux et sa longueur.
- La disponibilité des techniques de mise en œuvre.
- Les facteurs causant la détérioration de la protection des pieux.
- L'aspect économique. [18]

3-3 Choix de la profondeur d'ancrage

Par définition ; la profondeur de la fondation est la distance verticale séparant la base inférieure du massif de fondation (semelle, pieu, pile, etc.) de la surface du sol, ou du plancher du sous-sol le plus bas.

Les ouvrages de fondations correspondent aux ouvrages proprement dits ou aux parties de la structure qui transmettent les charges et sollicitations au « sol de fondation » ou ensemble des couches aptes à supporter sans déformations (tassements) ni rupture (effondrement) ces sollicitations.

Les fondations superficielles sont caractérisées par leur faible profondeur d'ancrage dans le sol ; elles présentent généralement une semelle réalisée en béton armé. Cette caractéristique les différencie des fondations dites « profondes » qui ont donc une profondeur d'ancrage bien plus importante

Ancrage des pieux : C'est la hauteur de pénétration du pieu dans la couche d'ancrage. Si le pieu est fiché dans milieu homogène (monocouche), l'ancrage est égal à la hauteur d'encastrement). [19]

Cependant, il existe une profondeur minimale des fondations, elle est fixée en fonction :

- du niveau porteur du sol d'assise relativement au poids de la construction à supporter ;
- de la protection contre la sécheresse qui modifie la résistance du squelette porteur.
- Profondeur hors gel des semelles de fondation : Pour éviter que le sol d'assise des semelles ne soit déstructuré par les cycles de gel et de dégel du sol, le niveau d'assise des fondations doit être descendu à un niveau suffisant : profondeur hors gel.

Cette profondeur varie selon la zone climatique et l'altitude

- Le sol stable la profondeur d'encastrement de la fondation (profondeur à laquelle se trouve la base de la fondation).

- Dans le cas d'un sol hétérogène, il est aussi nécessaire de vérifier, sur une profondeur déterminée, que les contraintes transmises aux couches sous-jacentes soient admissibles.

- Hétérogénéité d'un sol

- Si le tassement différentiel est possible les fondations reposent à une profondeur

3-4 Détermination de la capacité portante

3-4.a Sur la base des résultats des essais au laboratoire

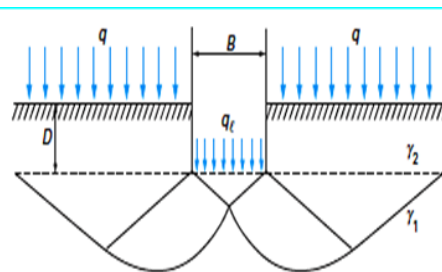


Figure N° 3-02 : Schéma de rupture d'une fondation superficielle

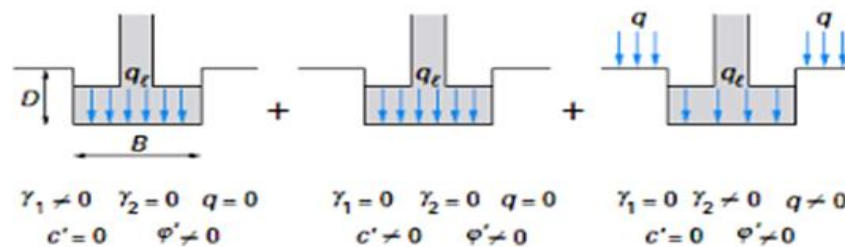


Figure N° 3-03 : Capacité portante méthode superposition de Terzaghi (méthode « c- φ »)

3-4.a.1 Cas des fondations superficielles

En se basant sur les mécanismes de rupture se développant dans le sol sous une fondation dont les paramètres de résistance au cisaillement sont c (cohésion) et ϕ (angle de frottement) et en utilisant la théorie de calcul à la rupture on pourrait estimer la charge de rupture.

3-4.a.1.1 Semelle filante Charge verticale et centrée :

Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous une charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante (méthode de superposition de Terzaghi) :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + c N_c(\varphi) + (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) \quad \text{Avec :}$$

q_l : contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface)

γ_1 : poids volumique du sol sous la base de la fondation

γ_2 : poids volumique du sol latéralement à la fondation

q : surcharge verticale latérale à la fondation ;

c : cohésion du sol sous la base de la fondation ; B : largeur de la fondation ;

D : profondeur d'encastrement de la fondation (profondeur à laquelle se trouve la base de la fondation).

$N_\gamma(\varphi)$, $N_c(\varphi)$, $N_q(\varphi)$ sont des facteurs de portance qui ne dépendent que de l'angle de frottement interne φ du sol sous la base de la fondation.

La méthode de superposition de Terzaghi consiste donc simplement à additionner ces trois termes (le terme de surface (ou de pesanteur), le terme de cohésion le terme de surcharge ou de profondeur). On peut, en effet, montrer qu'elle donne une valeur par défaut de la charge limite et l'approximation faite est du côté de la sécurité. (Figures 03-02 et 03-03)

3-4.a.1.1.1 Calcul en conditions non drainées

Lorsque le sol porteur est un sol fin cohérent saturé, on doit faire un calcul à court terme, en contraintes totales. Le sol est caractérisé par sa cohésion non drainée c_u . On prend :

$c = c_u$ et $\varphi = 0$ Il en résulte $N_\gamma = 0$ et $N_q = 1$, donc pour une semelle filante :

$$q_l = c_u N_c(0) + q + \gamma_2 D \quad \text{avec}$$

$N_c(0) = \pi + 2 = 5,14$ pour les fondations lisses,

$N_c(0) = 5,71$ pour les fondations rugueuses

γ_2 : est le poids volumique total du sol latéral. Il n'y a pas lieu de tenir compte de la poussée d'Archimède dans F_w . (déjaugage)

Tableau N° 3-01 : indique les valeurs à retenir pour les facteurs de portance selon les recommandations de l'eurocode 7 :

ϕ	N_c	N_q	N_γ	$N_\gamma(EC7)$	ϕ	N_c	N_q	N_γ	$N_\gamma(EC7)$
0	5.14	1.00	0.00	0.00	25	20.72	10.66	10.88	9.01
1	5.38	1.09	0.07	0.00	26	22.25	11.85	12.54	10.59
2	5.63	1.20	0.15	0.01	27	23.94	13.20	14.47	12.43
3	5.90	1.31	0.24	0.03	28	25.80	14.72	16.72	14.59
4	6.19	1.43	0.34	0.06	29	27.86	16.44	19.34	17.12
5	6.49	1.57	0.45	0.10	30	30.14	18.40	22.40	20.09
6	6.81	1.72	0.57	0.15	31	32.67	20.63	25.99	23.59
7	7.16	1.88	0.71	0.22	32	35.49	23.18	30.21	27.72
8	7.53	2.06	0.86	0.30	33	38.64	26.09	35.19	32.59
9	7.92	2.25	1.03	0.40	34	42.16	29.44	41.06	38.37
10	8.34	2.47	1.22	0.52	35	46.12	33.30	48.03	45.23
11	8.80	2.71	1.44	0.66	36	50.59	37.75	56.31	53.40
12	9.28	2.97	1.69	0.84	37	55.63	42.92	66.19	63.18
13	9.81	3.26	1.97	1.05	38	61.35	48.93	78.02	74.90
14	10.37	3.59	2.29	1.29	39	67.87	55.96	92.25	89.01
15	10.98	3.94	2.65	1.58	40	75.31	64.20	109.41	106.05
16	11.63	4.34	3.06	1.91	41	83.86	73.90	130.21	126.74
17	12.34	4.77	3.53	2.31	42	93.71	85.37	155.54	151.94
18	13.10	5.26	4.07	2.77	43	105.11	99.01	186.53	182.80
19	13.93	5.80	4.68	3.30	44	118.37	115.31	224.63	220.77
20	14.83	6.40	5.39	3.93	45	133.87	134.87	271.75	267.75
21	15.81	7.07	6.20	4.66	46	152.10	158.50	330.34	326.20
22	16.88	7.82	7.13	5.51	47	173.64	187.21	403.65	399.36
23	18.05	8.66	8.20	6.50	48	199.26	222.30	496.00	491.56
24	19.32	9.60	9.44	7.66	49	229.92	265.50	613.14	608.54
					50	266.88	319.06	762.86	758.09

3-4.a.1.1.2 Calcul en conditions drainées

Le calcul à long terme pour les sols cohérents et le calcul dans les sols pulvérulents sont des calculs en conditions drainées, en contraintes effectives. Les paramètres de résistance drainés sont : $c = c'$ et $\phi = \phi'$ Dans ce cas, et toujours pour une semelle filante : [20]

$$q_l = 1/2 \gamma'_1 B N_\gamma(\phi') + c' N_c(\phi') + (q + \gamma'_2 D) N_q(\phi') \quad \text{avec} \quad \gamma'_1$$

et γ'_2 poids volumiques effectifs. Il y a lieu de déjauger les poids volumiques si les sols correspondants sont immergés (et on tient compte de la poussée d'Archimède sur la fondation dans F_w' , c'est-à-dire que l'on déjauge également le poids de la fondation) :

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w \quad \text{où} \quad \gamma'_1 = \gamma_1 - \gamma_w \quad \text{et} \quad \gamma'_2 = \gamma_2 - \gamma_w \quad \text{avec}$$

γ : poids volumique total du sol,

γ_w : poids volumique de l'eau.

Ainsi pour la nappe affleurant à la surface (sol saturé) :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma'_1 B N_\gamma(\phi') + c' N_c(\phi') + (q + \gamma'_2 D) N_q(\phi')$$

et pour une nappe à grande profondeur (sol sec) :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma(\phi') + c' N_c(\phi') + (q + \gamma_2 D) N_q(\phi')$$

Pour les valeurs des facteurs de portance sans dimension $N_c(\varphi')$ et $N_q(\varphi')$, on utilise la solution classique de Prandtl (solution exacte) :

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(\pi/4 + \varphi'/2) \quad \text{et} \quad N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

3-4.a.1.2 Influence de la forme de la fondation. Charge verticale et centrée :

Afin de tenir compte de la forme de la fondation, la relation proposée pour la capacité portante ultime est modifiée à l'aide de coefficients multiplicatifs S_y, S_c, S_q

$$q_l = \frac{1}{2} s_y \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + s_c c N_c(\varphi) + s_q (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi)$$

Tableau N°3-02: Les valeurs des coefficients de forme (condition drainées et non drainées), conformément à l'eurocode 7, sont déterminées à l'aide des formules ci-dessous :

Fondation	Rectangulaire ou carrées $\frac{B}{L} = 1$	Circulaires
$S_y(1)$	$1 - 0,2 \frac{B}{L}$	0,8
S_c	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2
S_q	1	1
(1) Conditions drainées, seulement		

3-4.a.1.3 Influence de l'inclinaison de la charge et de l'excentrement de la charge

3-4.a.1.3.1 Influence de l'inclinaison

Si la charge subie par la fondation est inclinée par rapport à la fondation, on doit tenir compte de cette inclinaison lors du calcul de la capacité portante ultime. Cette quantité est donnée par l'expression suivante :

$$q_l = \frac{1}{2} i_\gamma s_y \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + i_c s_c c N_c(\varphi) + i_q s_q (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi)$$

i_γ, i_c et i_q sont des coefficients minorateurs (inférieurs à 1).

les relations suivantes pour les coefficients i_γ, i_c et i_q dues à Meyerhof :

$$i_\gamma = (1 - \delta/\varphi')^2 \quad \text{et} \quad i_c = i_q = (1 - 2\delta/\pi)^2$$

Dans le cas d'un sol purement cohérent (argile) et dans le cas d'un sol purement frottant (sable), Meyerhof a également donné des solutions pour les fondations filantes sous la forme de facteurs de portance N_{cq} (combinaisons de N_c et N_q) et $N_{\gamma q}$ (combinaisons de N_γ et N_q), dépendant de l'angle de frottement φ , de l'inclinaison δ et de l'encastrement D/B (figures 3-04 et 05).

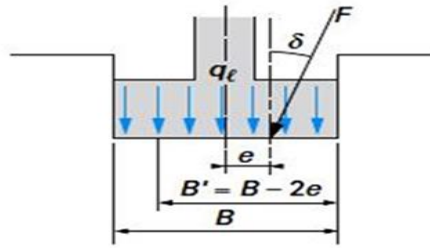


Figure N° 3-04 : Inclinaison et excentrement d'une charge

Ces solutions peuvent être résumées par les coefficients de réduction du tableau 4.

Le projet d'Eurocode 7-1 (1994) propose des relations plus compliquées, fonction de l'aire réduite « A' » de la surface de base de la fondation qui tient compte des excentrement de la charge dans les deux directions :

en conditions non drainées, pour une charge horizontale H :

$$i_c = 0.5 \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' c_u}} \right)$$

— en conditions non drainées, pour une charge horizontale H parallèle à L et une charge verticale V : $i_q = i_\gamma = 1 - \frac{H}{(V + A' C' \cot \varphi')}$ et

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

— en conditions drainées, pour une charge horizontale H parallèle à B et une charge verticale V:

$$i_q = (1 - 0,7 H / (V + A' c' \cot \varphi'))^3$$

$$i_\gamma = (1 - H / (V + A' c' \cot \varphi'))^3$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Tableau N°3-03 : Les valeurs des coefficients de forme .Projet d'eurocode 7

Fondations	Conditions non drainées		Conditions drainées	
	rectangulaires	carrées ou circulaires (B/L = 1)	rectangulaires	carrées ou circulaires (B/L = 1)
s_γ			$1 - 0,3 \frac{B}{L}$	0,7
s_c	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2	$\frac{(1 + \frac{B}{L} \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$
s_q	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'$	$1 + \sin \varphi'$

Tableau N°3-04 : Ordre de grandeur des valeurs des coefficients réducteurs sur N_{cq} (argiles) et $N_{\gamma q}$ (sables) (d'après Meyerhof)

Sol	D / B	Inclinaison de la charge δ						
		0°	10°	20°	30°	45°	60°	90°
Argiles $N_{xq}(\delta) / N_{xq}(0)$	0 à 1	1,0	0,8	0,6	0,4	0,25	0,15	0
Sables $N_{\gamma q}(\delta) / N_{\gamma q}(0)$	0	1,0	0,5	0,2		0 pour		
	1	1,0	0,6	0,4	0,25	$\delta = \phi$ 0,15	0,05	0

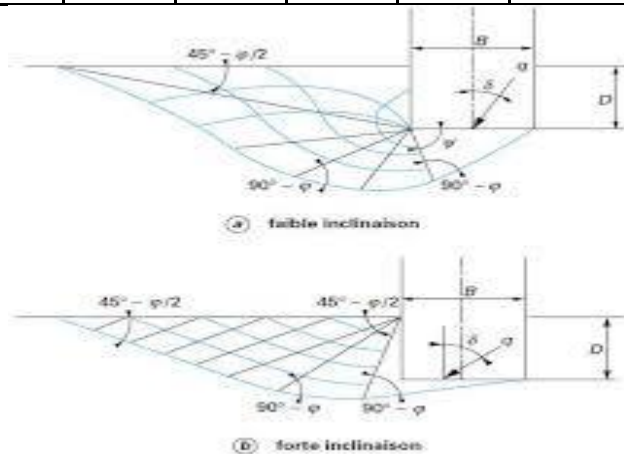


Figure N° 3-05 : Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge inclinée

3-4.a.1.3.2 Influence de l'excentrement de la charge

Si la charge a un excentrement " e " parallèle à B, alors on remplace dans tout ce qui précède la largeur B par une largeur réduite donnée par : $B' = B - 2e$

Si l'excentrement " e' " est parallèle à la dimension longueur L en la remplaçant par une longueur réduite : $L' = L - 2e'$ L'aire réduite A' de la fondation est donnée par la formule suivante : $A' = L'B'$

La capacité portante ultime totale est donnée par :

$$Q_1 = q_1 B' L' \text{ pour une fondation rectangulaire ou carrée}$$

$$Q_1 = q_1 \pi B B' / 4 \text{ pour une fondation circulaire}$$

3-4.a.1.4 Fondations sur sols hétérogènes

Une fondation repose souvent sur un massif constitué de plusieurs couches de sol; la vérification de la contrainte admissible pour le niveau d'assise n'est pas à elle seule

suffisante. Les valeurs des facteurs de portance indiqués ci-dessus sont valables dans le cas d'un sol homogène, ou bien homogène sur une épaisseur relativement importante. L'épaisseur doit être suffisante pour que le mécanisme de rupture puisse s'y développer.

Dans le cas d'un sol hétérogène, il est aussi nécessaire de vérifier, sur une profondeur déterminée, que les contraintes transmises aux couches sous-jacentes soient admissibles.

Par ailleurs, dans le cas d'une couche de sol homogène reposant sur une couche de sol molle de qualité moindre, on peut appliquer la méthode de la semelle fictive.(figure 3-06)

Avec cette méthode, on suppose que la fondation est placée sur la surface supérieure de la couche molle. On suppose que la fondation a une largeur égale à celle obtenue en supposant une diffusion avec la profondeur de la contrainte à 1 pour 2 ou avec un angle de 30°.

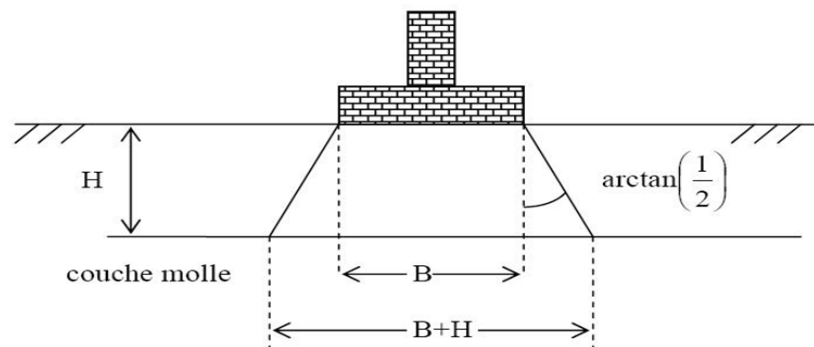


Figure N° 3-06 : Méthode de la semelle fictive

3-4.a.1.5 Capacité portante admissible d'une semelle (ou taux de travail admissible du sol) : p_{adm}

C'est la contrainte qu'on peut appliquer sur le sol sans qu'il y ait un risque de rupture du sol. Elle est déterminée à partir de la capacité portante nette, en faisant intervenir un coefficient de sécurité égal à 3 :

$$p_{nette} = q_1 - \gamma_2 \cdot D \quad \text{Et} \quad p_{adm} = \gamma_2 \cdot D + p_{nette} / 3$$

3-4.a.2 Cas des fondations profondes

3-4.a.2.1 Introduction

Lorsque les charges apportées par un ouvrage sont élevée et que les couches superficielles sont très compressibles on envisage des fondations profondes (pieux) ou semi profondes (puits) afin d'atteindre des couches résistante en profondeur.

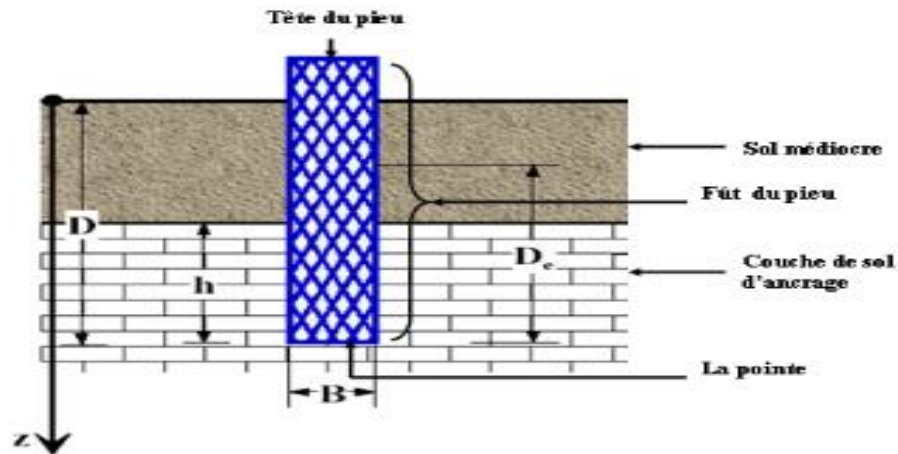


Figure N° 3-07 : Définitions de la hauteur d’encastrement géométrique D et mécanique D_e

3-4.a.2.2 Classification suivant le mode de fonctionnement

Les pieux agissent sur le sol soit par :

*Effet de pointe : reposant sur une couche très dure

*Effet de frottement latéral (Pieux flottants) : transmettent essentiellement leurs charges par frottement latéral et ne reposent pas sur une couche résistante.

*Effet de pointe et frottement latéral (Pieux frottant à la base) : frottement latérale à la partie inférieure du fut qui doit s’ajouter à la résistance de pointe.

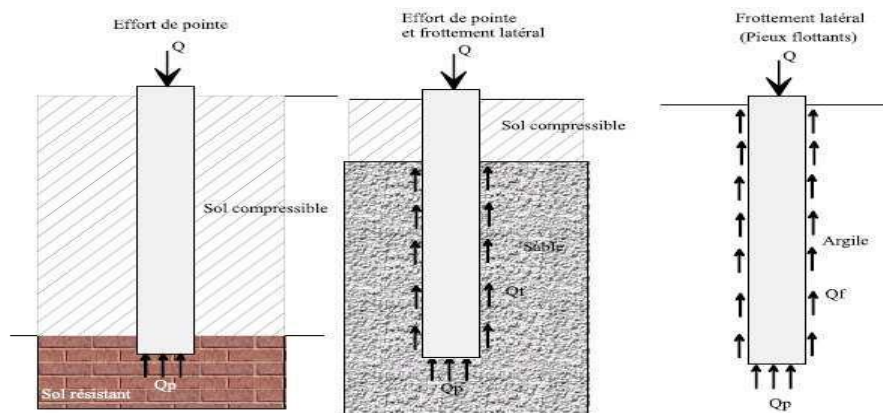


Figure N° 3-08 : Classification suivant le mode de fonctionnement

3-4.a.2.3 Évaluation de la charge limite d’un pieu isolé soumis à une force verticale

Considérons un pieu isolé soumis à une charge verticale. Le pieu traverse différentes couches de sol de qualité plus ou moins bonnes pour s’ancrer dans une couche de sol aux caractéristiques mécaniques favorables.

Cette couche s’appelle couche d’ancrage ou substratum résistant (Figure 3-09)

La charge limite du pieu Q_L est obtenue en additionnant la charge limite de pointe Q_p qui correspond au poinçonnement du sol sous la base du pieu et la charge limite Q_f mobilisable par le frottement latéral entre le sol et le pieu. $Q_L = Q_p + Q_f$

Q_p : résistance de pointe Q_f : frottement latéral

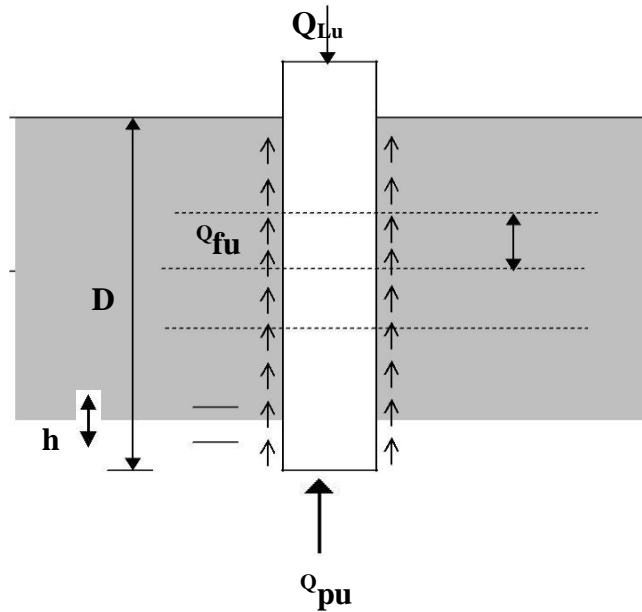


Figure N° 3-09 : Comportement général d'un pieu isolé soumis à une charge verticale

3-4.a.2.4 Définitions et mécanismes du frottement latéral positif et négatif

Pour qu'il y ait frottement latéral il faut qu'il y ait un déplacement relatif entre le pieu et le sol.

Si le pieu se déplace plus vite que le sol, le sol par réaction en s'opposant au déplacement exercera un frottement latéral positif « f_p », vers le haut. Si le sol se déplace plus vite que le pieu (terrain médiocre qui tasse (s_s) sous des surcharges appliquées au niveau de la surface du sol), le sol en tassant entraîne le pieu **vers le bas** et lui applique un **frottement négatif** « f_n » qui le surcharge. Pour un même pieu on pourra avoir la partie supérieure soumise à un frottement négatif et la partie inférieure à un frottement positif. Le point neutre est le point pour lequel le déplacement du pieu est égal à celui du sol.

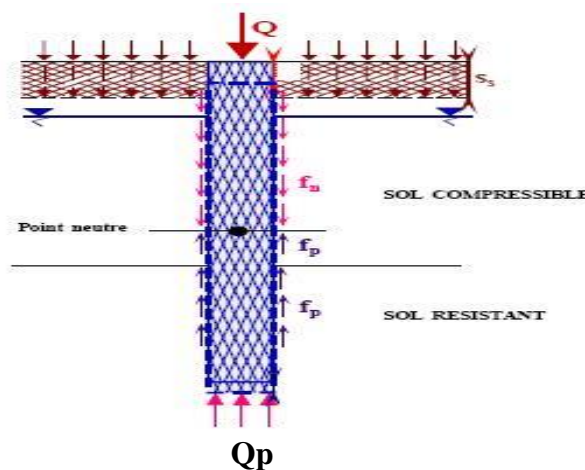


Figure N° 3-10: Mécanismes du frottement latéral positif et négatif

Le frottement négatif se produit généralement dans des sols fins saturés qui se consolident avec le temps. Il augmente donc avec la consolidation du sol et devient maximal à long terme. Le frottement négatif maximal dépend :

- de la compressibilité du sol,
- des surcharges de longue durée appliquées sur le terre-plein,
- de l'interface entre le sol et le pieu.

3-4.a.2.5 Charge limite et charge de fluage

3-4.a.2.5.1 Charge limite Q_1

Considérons un pieu dont la base est située à la profondeur **D** dans un sol homogène (figure 3-11). Ce pieu, dont on néglige le poids, est chargé axialement en tête par une charge **Q**.

Si l'on accroît progressivement **Q** à partir de 0, le pieu s'enfonce en tête, de s_t , et la courbe représentant **Q** en fonction de s_t a l'allure indiquée sur la figure 3-11, avec une charge limite **Q_1** correspondant à la rupture du sol. L'enfoncement ne se stabilise plus sous la charge et la vitesse d'enfoncement est relativement grande. Conventionnellement, **Q_1** sera la charge correspondant à $s_t = \mathbf{B}/10$ (avec B diamètre du pieu) ou à une vitesse d'enfoncement de 1 à 5 mm/min.

Au moment de la rupture, la charge **Q_1** est équilibrée par les réactions limites du sol suivantes:

— résistance unitaire du sol sans la pointe **q_p** , conduisant à la charge limite de pointe :

$$Q_p = q_p A_p$$

avec **A_p** section droite de la pointe ;

— résistance q_s due au frottement du sol sur la surface latérale du pieu ; si q_s est le frottement latéral unitaire limite, la charge limite par frottement latéral est : **$Q_s = q_s A_s$**

avec **A_s** surface latérale du pieu ; et l'on a : **$Q_1 = Q_s + Q_p$**

3-4.a.2.5.2 Charge de fluage. Relation avec Q_1

La courbe représentant la charge appliquée au pieu en fonction de l'enfoncement présente une partie sensiblement linéaire se limitant à une charge **Q_c** appelée charge de fluage (figure 3-11). Pour les charges supérieures à **Q_c** l'enfoncement du pieu ne se stabilise plus dans le temps, à charge constante.

Les nombreux essais de chargement de pieux en vraie grandeur effectués par les Laboratoires ont permis d'établir des corrélations entre la charge de fluage Q_c et les charges limitent de pointe Q_p et de frottement latéral Q_s . Ces corrélations sont différentes suivant le mode de mise en place du pieu dans le sol. On peut retenir :

— pour les pieux refoulant le sol : $Q_c = (Q_p/1.5) + (Q_s/1.5) = Q_l/1.5$

— pour les pieux ne refoulant pas le sol : $Q_c = (Q_p/2) + (Q_s/1.5)$

— pour les pieux travaillant en arrachement : $Q_p = 0$ et $Q_c = Q_s/1,5$

Les méthodes de dimensionnement données aux paragraphes visent à déterminer la charge limite Q_l . La charge de fluage Q_c en sera déduite par ces formules empiriques, sauf dans le cas de l'essai de chargement statique, où elle sera évaluée directement.

3-4.a.2.6 Théories classiques rigides-plastiques

Les théories classiques du calcul de la charge limite axiale d'un pieu reposent sur l'hypothèse du comportement rigide-plastique du sol, supposé partout en état de rupture dans une certaine zone autour du pieu.

Dans ces théories, les efforts résistants unitaires (résistance de pointe q_p , frottement latéral limite q_s) ne dépendent que des caractéristiques de rupture du sol mesurées en laboratoire (cohésion c et angle de frottement ϕ) et sont reliés directement à la profondeur (par l'intermédiaire de la contrainte verticale q_z due au poids des terres au-dessus du niveau z considéré).

Ainsi, dans les sols frottant, pour un sol homogène de poids volumique déjaugé γ' :

$$q_p = c' N_c + q'_0 N_q \text{ avec}$$

$$q'_0 = \gamma' D \quad \text{si } D \text{ est la longueur ou la profondeur du pieu,}$$

N_c et N_q facteurs de capacité portante de cohésion et de profondeur, fonctions de ϕ uniquement, et : $q_s = K q_z \tan \delta + c'$ avec $q_z = \gamma' z$

K: rapport entre la contrainte normale au pieu et la contrainte parallèle à l'axe à la profondeur z (assimilée à la contrainte verticale q_z),

δ angle de frottement entre le sol et le pieu (fraction prise souvent égale à 2 /3 de l'angle de frottement interne du sol).

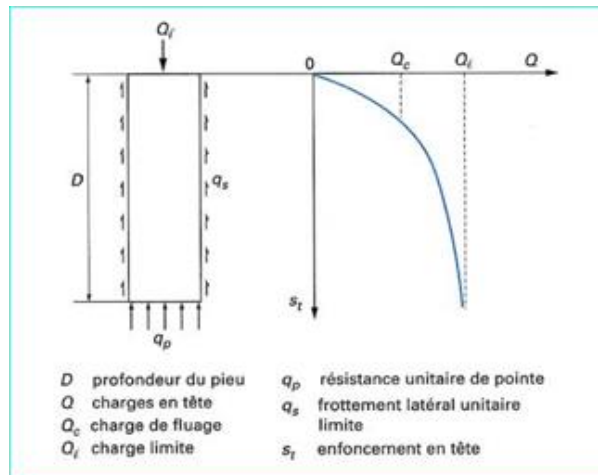


Figure N° 3-11 : Courbe de chargement axial d'un pieu

Suivant les auteurs et suivant les schémas de rupture adoptés (figure 3-12), les coefficients N_c

et N_q peuvent varier dans le rapport de 1 à 10, et même davantage.

Pour les sols purement cohérents ($\phi = 0$ et $c = c_u$) : $q_p = N_c c_u + q_0$ avec

N_c souvent pris égal à 9 , et : $q_s = \alpha c_u$ avec

$\alpha < 1$ suivant la nature du sol, du pieu et de sa mise en œuvre.

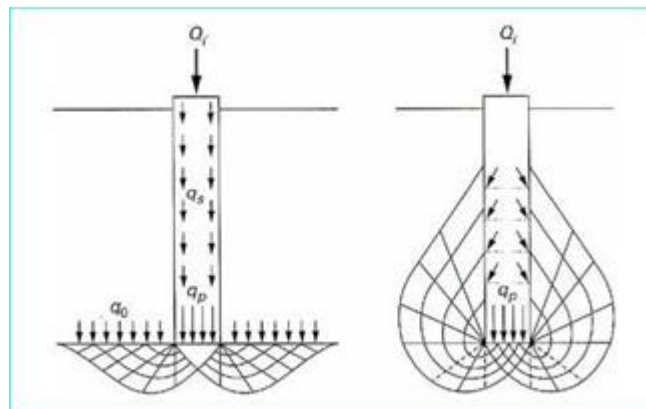


Figure N° 3-12 : Exemples de schémas de rupture selon les théories classique

notamment grâce au développement de méthodes empiriques basées sur les résultats d'essais de reconnaissance en place (pressiomètre, pénétromètre, principalement) et les résultats d'essais de pieux en vraie grandeur, méthodes jugées opérationnelles et plus fiables.

3-4.b Sur la base des résultats des essais in situ (Pressiomètre)

3-4.b.1 Cas des fondations superficielles

3-4.b.1.1 Hauteur d'encastrement équivalente D_e

Elle est définie à partir des résultats des essais de sols en place pressiomètre . Si l'on considère la courbe représentant, en fonction de la profondeur z (figure 3-13) :

— la pression limite nette : $P_1^* = P_1 - P_0$ avec

P_1 : pression limite mesurée,

P_0 : contrainte totale horizontale au même niveau dans le sol avant essai

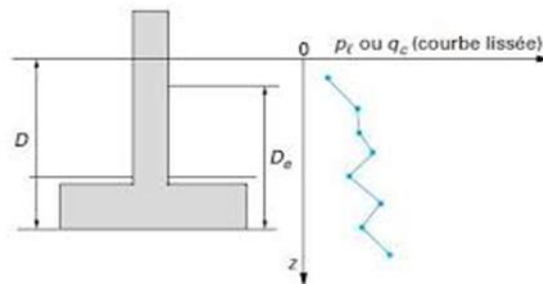


Figure N° 3-13: Définition de l'encastrement équivalent d'une fondation superficielle

La hauteur d'encastrement équivalente D_e est définie par : $D_e = \frac{1}{P_{1e}^*} \int_0^D P_l^*(z) dz$

P_{1e}^* : la pression limite nette équivalente définies ci-après.

3-4.b.1.2 Pression limite nette équivalente au pressiomètre Ménard P_{1e}^*

Dans le cas d'une couche porteuse homogène, d'épaisseur au moins égale à $1,5 B$ au-dessous de la base de la fondation (c'est-à-dire que le sol est de nature unique et les pressions limites P_1 sont dans un rapport de 1 à 2, au plus, dans la couche), on établit un profil linéaire de la pression limite nette $P_1^ = P_1 - P_0$ et l'on prend pour pression limite nette équivalente P_{1e}^* la valeur à la profondeur $D + 2/3 B$, comme indiqué sur la figure 3-14 : $P_{1e}^* = P_1^*(D + 2B/3)$

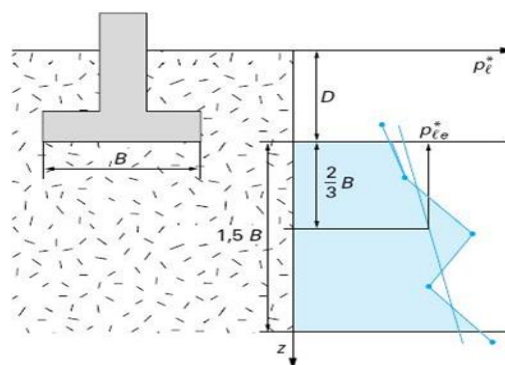


Figure N° 3-14 : Définition de la pression limite nette équivalente dans le cas d'une couche porteuse homogène (fascicule 62-V, 1993)

*Dans le cas de sols de fondation non homogènes, ayant toutefois des valeurs de pression limite du même ordre de grandeur jusqu'à au moins **1,5 B** au-dessous de la base de la fondation, on retient pour P_{le}^* la moyenne géométrique :

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* P_{l2}^* \dots P_{ln}^*}$$

$P_{l1}^*, P_{l2}^* \dots, P_{ln}^*$: étant les valeurs de la pression limite nette équivalente dans les couches situées de **D** à **D+ 1,5 B**, après avoir écarté, si besoin est, des valeurs singulières.

3-4.b.1.3 Profondeur critique

L'expérience montre que, dans un sol homogène, la capacité portante sous la base de la fondation Q_t augmente avec la profondeur **D**, jusqu'à une profondeur dite profondeur critique D_c au-delà de laquelle elle reste constante (figure 3-15). Cette profondeur critique varie, en principe, avec :

- le type de sol ;
- la résistance du sol ;
- le diamètre du pieu.

En fonction du rapport D_c/B entre la hauteur d'encastrement équivalente et la largeur de la fondation, on pourra admettre les limites suivantes proposées par le fascicule 62.

$D_c/B < 1,5$: il s'agit de **fondations superficielles**: les méthodes de calcul développées ci-après s'appliquent pleinement.

$D_c/B > 5$: il s'agit de **fondations profondes** dont la base est située au-delà de la profondeur critique : elles doivent être traitées par les méthodes propres à ce type de fondation

$1,5 < D_c/B < 5$: il s'agit de fondations **semi-profondes ou sous critiques**. Les méthodes de calcul des fondations superficielles ou profondes s'appliquent, moyennant des adaptations.

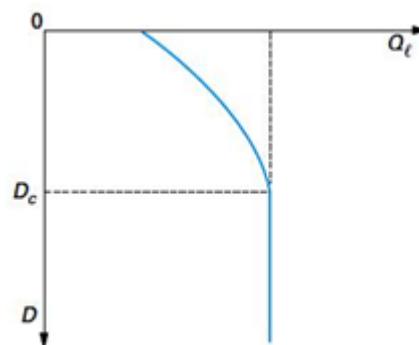


Figure N° 3-15 : Variation de la capacité portante en fonction de la profondeur **D** dans un sol homogène

3-4.b.1.4 Calcul de la capacité portante à partir de l'essai au pressiomètre Ménard

Pour le calcul de la portance à partir du pressiomètre Ménard, on distingue les catégories de sols suivants le tableau :

Tableau N°3-05 : Définition des catégories conventionnelles des sols

Classe de sol		Pressiomètre p_l (MPa)	Pénétromètre q_c (MPa)
Argiles, limons	A- Argiles et limons mous	<0,7	<3,0
	B- Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0	3,0 à 6,0
	C- Argiles très fermes à dures	>2,5	>6,0
Sables, graves	A- Lâches	<0,5	<5
	B- Moyennement compacts	1,0 à 2,0	8,0 à 15,0
	C- Compacts	>2,5	>20,0
Craies	A- Molles	<0,7	<5
	B- Altérées	1,0 à 2,5	>5,0
	C- Compactes	>3,0	
Marnes, marno-calcaires	A- Tendres	1,5 à 4,0	
	B- Compacts	>4,5	
Roches (1)	A- Altérées	2,5 à 4,0	
	B- Fragmentées	>4,5	

L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80 MPa.

3-4.b.1.5 Charge verticale centrée

Selon le fascicule 62, titre V (1993), la contrainte de rupture (capacité portante unitaire) sous charge verticale centrée est donnée par la formule :

$$q_1 = q_0 + k_p p_{1e}^*$$

avec

q_1 : contrainte de rupture,

q_0 : contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation

(après travaux),

P_{1e}^* : pression limite nette équivalente,

k_p : facteur de portance pressiométrique.

La méthode pressiométrique est une approche en contraintes totales. Si la base de la fondation est immergée, il n'y a donc pas lieu de tenir compte de la poussée d'Archimède dans F_w ; en d'autres termes, on ne déjauge pas la fondation.

Pour les fondations superficielles et pour les fondations semi profondes dont les

méthodes d'exécution sont similaires à celles des fondations superficielles, les valeurs du facteur de portance k_p sont données par le tableau 6 et représentées sous forme graphique par les figures 3-16 et 3-17. On peut faire les commentaires suivants concernant ce facteur de portance :

— il dépend du type de sol (tableau 5, pour la définition des catégories conventionnelles) ;

— il dépend de la forme de la fondation ou, plus précisément, du rapport de ses dimensions en plan B/L (pour une semelle circulaire ou carrée : $B/L= 1$ et pour une semelle filante : $B/L= 0$). On remarque que, sauf pour les semelles posées en surface ($D_e/B= 0$), la portance unitaire d'une fondation carrée ou circulaire est supérieure à celle d'une semelle filante ;

Tableau N°3-06: Facteur de portance pressiométrique

Type de sol	Expression de k_p	$k_{p\ max}$ (semelle carrée)	$k_{p\ max}$ (semelle filante)
Argiles et limons A, craies A	$0,8 \left[1 + 0,25 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,30	1,10
Argiles et limons B.....	$0,8 \left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,50	1,22
Argiles C.....	$0,8 \left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,80	1,40
Sables A.....	$\left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,88	1,53
Sables et graves B.....	$\left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	2,25	1,75
Sables et graves C.....	$\left[1 + 0,80 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	3,00	2,20
Craies B et C	$1,3 \left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	2,18	1,83
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$\left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,68	1,41

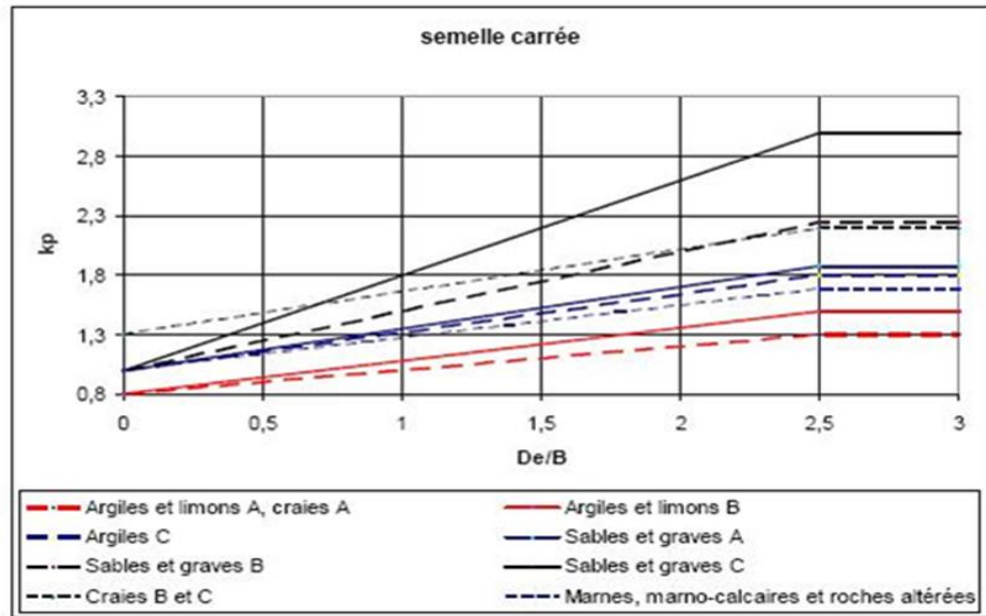


Figure N°3-16 : Facteur de portance pressiométrique pour les semelles carrées et circulaire

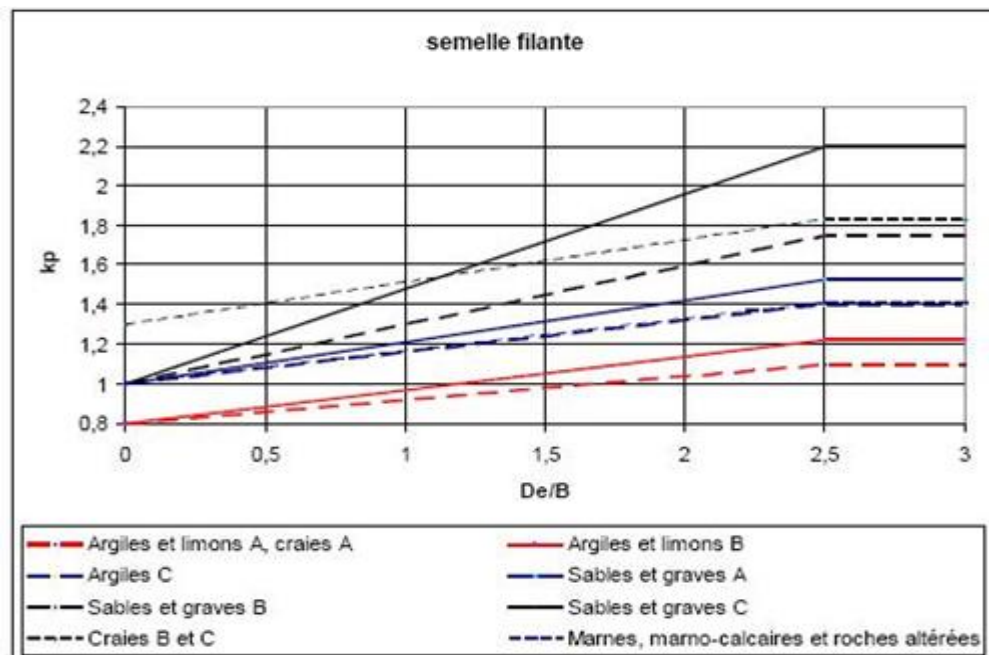


Figure N° 3-17 : Facteur de portance pressiométrique pour les semelles filantes

3-4.b.1.6 Influence de l'inclinaison de la charge et de la proximité d'un talus

On applique la relation suivante : $q_l = q_0 + i_{\delta\beta} k_p p^*_{le}$

3-4.b.1.6.1 Charge centrée inclinée sur sol horizontal

Dans le cas d'une charge centrée inclinée de δ par rapport à la verticale, on applique pour les sols cohérents (argiles, limons, marnes) et pour les craies, les marno-calcaires et les roches altérées :

$i_{\delta\beta} = \Phi_1(\delta)$ et

pour les sols pulvérulents (sables et graves) : $i_{\delta\beta} = \Phi_2(\delta)$

Les catégories de sol sont définies dans le tableau 5 et les fonctions $\Phi_1(\delta)$ et $\Phi_2(\delta)$ sont représentées sur la figure 3-18. On peut noter que, pour les sols cohérents, la fonction $\Phi_1(\delta)$ est la même que pour i_c dans la méthode « c- φ ». Pour les sols pulvérulents, la réduction est fonction de l'encastrement équivalent relatif D_e/B . Pour les grands encastresments, on se rapproche de la valeur obtenue pour les sols cohérents.

3-4.b.1.6.2 Charge verticale centrée à proximité d'un talus

Lorsqu'une fondation superficielle est située près de la crête d'un talus (cas des fondations de culée de pont, par exemple), sa portance doit également être minorée pour tenir compte du fait que les lignes potentielles de rupture le long desquelles se développe la résistance au cisaillement du sol débouchent plus rapidement en surface que du côté où le sol est horizontal. Pour une fondation sous charge verticale centrée à proximité de la crête d'un talus (figure 3-19), on applique :

$$i_{\delta\beta} = \psi(\beta, d/B)$$

Les valeurs de la fonction $\psi(\beta, d/B)$, pour un encastrement nul sont représentées sur la figure 3-20. β est l'angle de la pente du talus par rapport à l'horizontale et d est la distance au talus de la base de la fondation (figure 3-19).

Dans le cas d'un encastrement non nul, on remplace dans un premier temps β par l'angle β' qui donnerait, pour un encastrement nul, le même coefficient réducteur qu'une charge inclinée. β' est représenté graphiquement sur la figure 3-21.

Puis on prend, pour la valeur réelle de l'encastrement D_e/B , la réduction pour une charge inclinée de β' en sol pulvérulent (figure 3-18) :

$$i_{\delta\beta} = \Phi_2(\beta')$$

D_e/B est la profondeur de l'arête de la fondation la plus proche du talus. Cette procédure revient en quelque sorte, en l'absence d'autres informations, à supposer que l'influence de l'encastrement sur la réduction de portance due à la proximité du talus est sensiblement la même que celle de l'encastrement sur la réduction due à l'inclinaison de la charge.

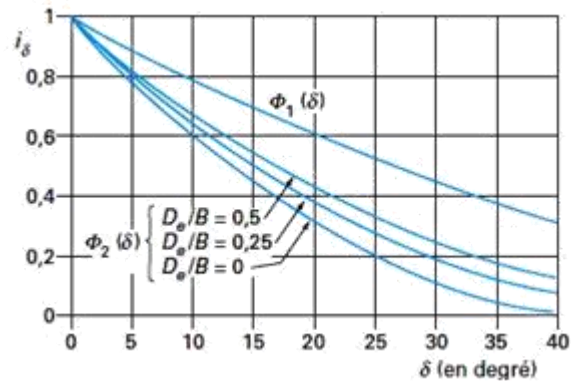


Figure N° 3-18 : Coefficient minorateur pour une charge inclinée sur sol horizontal (fascicule 62-V, 1993)

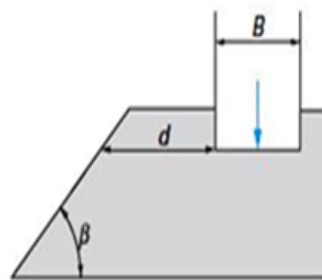


Figure N° 3-19 : Fondation en crête de talus. Notations (fascicule 62-V,1993)

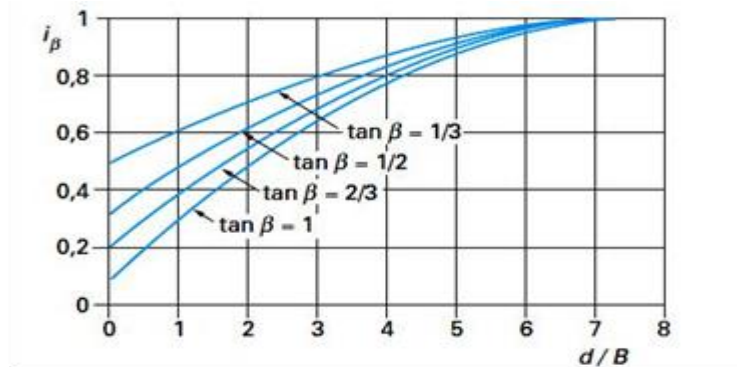


Figure N° 3-20 : Coefficient minorateur pour une charge verticale centrée à proximité de la crête de talus, dans le cas d'un encastrement nul (fascicule 62-V, 1993)

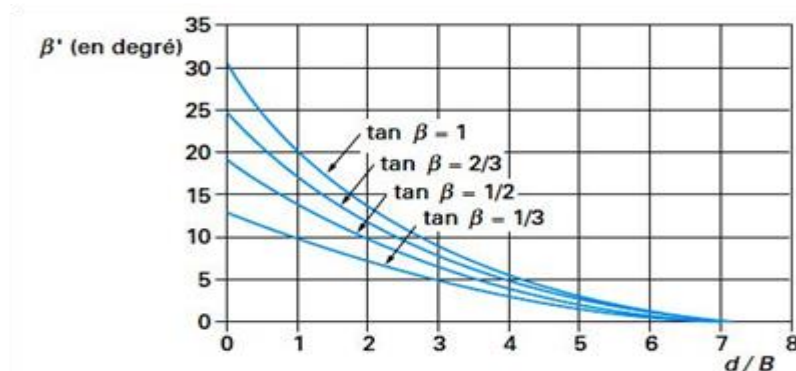


Figure N° 3-21 : Angle β' pour le calcul du coefficient minorateur dans le cas d'une fondation encastree et situee pres de la crête de talus (fascicule 62-V, 1993)

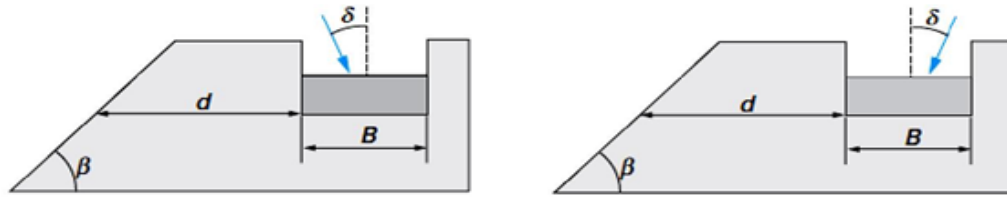


Figure N°3-22 : Charge inclinée dirigée vers l’extérieur ou l’intérieur d’un talus

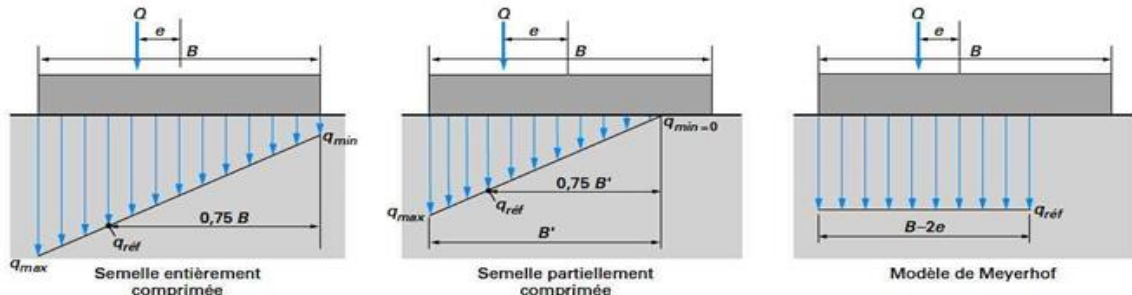


Figure N°3-23 : Définition de la contrainte de référence pour un excentrement « e »
(fascicule 62-V, 1993)

3-4.b.1.6.3 Charge centrée inclinée à proximité d’un talus

Dans le cas où l’inclinaison est dans le plan de plus grande pente (figure 3-22), on peut utiliser la méthode suivante :

— si l’inclinaison est dirigée vers le talus : $i_{\delta\beta} = \varphi_2 (\delta + \beta')$

— si l’inclinaison est dirigée vers l’intérieur du talus :

$$i_{\delta\beta} = \inf \{ \varphi_1(\delta) \text{ ou } \varphi_2(\delta) ; \varphi_2(\beta' - \delta) \}$$

où φ est la réduction pour une charge inclinée (figure 3-18). En d’autres termes, les angles d’inclinaison de la charge et de la pente du talus sont additionnés ou soustraits, selon que les effets vont dans le même sens ou non, mais l’on ne peut avoir un facteur réducteur supérieur à ce qu’il serait pour un sol horizontal.

3-4.b.1.7 Influence de l’excentrement

L’influence de l’excentrement de la charge est prise en compte, dans les règles du fascicule 62-V, par l’intermédiaire de la contrainte de référence $q_{réf}$ appliquée par la semelle au sol, contrainte qui sera comparée à la contrainte de rupture du sol

La contrainte $q_{réf}$ est la contrainte située aux 3/4 de la largeur comprimée, le sol étant supposé ne pas réagir aux contraintes de traction sur la partie décomprimée (fig 3-23) :

$$q_{réf} = \frac{3q_{max} + q_{min}}{4}$$

q_{max} et q_{min} sont calculés en supposant une répartition linéaire de la contrainte normale à la base de la fondation, de manière à équilibrer la force Q et le moment Qe par rapport au centre.

Pour les semelles rectangulaires, on peut se servir de la méthode de Meyerhof, qui prend en compte une largeur réduite $B - 2e$, où « e » est l'excentrement des charges Q , c'est-à-dire la distance de son point d'application par rapport au centre. La contrainte $q_{réf}$ est alors la contrainte uniforme (figure 3-23) :

$$q = \frac{Q}{B-2e}$$

Dans le cas où l'on a également un excentrement e' dans la direction parallèle à L , la contrainte uniforme appliquée $q_{réf}$ est alors :

$$q_{réf} = \frac{Q}{(B-2e)(L-2e')}$$

On remarquera que les schémas des figures 3-23 et supposent que les diagrammes de contraintes sont plans ou uniformes, ce qui n'est pas vérifié dans le cas de semelles et radiers rigides. Il s'agit, cependant, d'une hypothèse commode et souvent utilisée dans la pratique

3-4.b.1.8 Capacité portante admissible d'une semelle

La capacité portante unitaire admissible est donnée par la formule suivante:

$$q_{ad} = q_0 + \frac{k_p}{3} P^*_{1e}$$

3-4.b.1.9 Dimensionnement d'une semelle à partir de l'essai pressiométrique

Capacité portante unitaire

Cette méthode a été développée à l'origine par L. Ménard. La contrainte de rupture (capacité portante unitaire) sous charge verticale centrée est donnée par la formule : [21]

$$q_l = q_0 + K_p (P_1 - P_0) = q_0 + K_p P^*_{1}$$

Pour une profondeur d'encastrement D de la fondation on a:

q_0 : la contrainte verticale totale ; $q = \gamma_2 D$.

p_1 : est la valeur de la pression limite mesurée au niveau de la fondation ;

p_0 : est la contrainte horizontale initiale du sol au repos mesurée au niveau de la fondation

Les valeurs de p_1 et de p_0 sont déterminées après exploitation des résultats d'un essai pressiométrique, elles figurent sur une fiche d'un sondage pressiométrique ;

$P^*_1 = P_1 - P_0$ est dite pression limite nette

k_p : est un facteur de portance qu'on détermine à partir du tableau 5 et 6.

Pour un terrain non homogène, P^*_1 est remplacée par la pression limite nette équivalente P^*_{1e} correspondant à la moyenne géométrique de P^*_1 entre les niveaux D et $D + 1,5.B$

3-4.b.2 Cas des fondations profondes

3-4.b.2.1 Encastrement équivalent. Pression limite et résistance de pointe équivalentes.

3-4.b.2.1.1 Hauteur d'encastrement équivalente

Elle est définie à partir des résultats des essais de sols en place, Si l'on considère la courbe représentant, en fonction de la profondeur z (figure 3-24) :

La pression limite nette : $p_1^* = p_1 - p_0$ avec

P_1 : pression limite mesurée,

p_0 : contrainte totale horizontale au même niveau dans le sol avant essai ; la hauteur d'encastrement équivalente D_e est définie par :

$$D_e = \frac{1}{P^*_{1e}} \int_0^D P^*_1(z) dz.$$

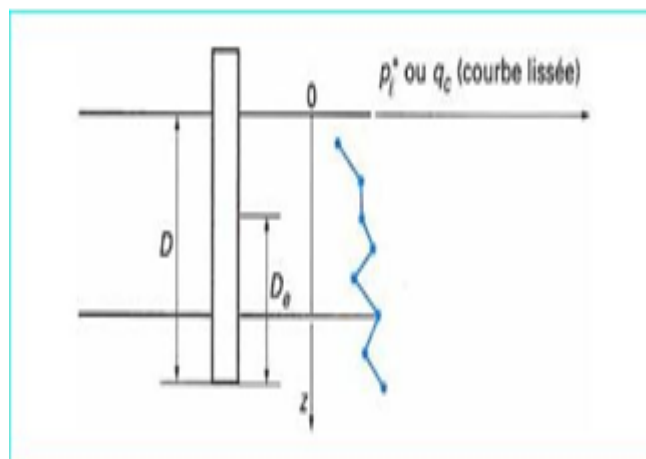


Figure N°3-24 : Définition de l'encastrement équivalent

3-4.b.2.1.2 Pression limite nette équivalente au pressiomètre p_{le}^*

C'est une pression moyenne autour de la base du pieu. Elle est déterminée de la manière suivante (figure 3-25) :

$$p_{le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) dz \quad \text{avec}$$

$$a = B/2 \quad \text{si} \quad B > 1 \text{ m,}$$

$$a = 0,5 \text{ m} \quad \text{si} \quad B < 1 \text{ m,}$$

$b = \min \{a, h\}$ où h : est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse.

Ce calcul n'est cependant valable que dans le cas d'une fondation porteuse homogène, c'est-à-dire une couche pour laquelle les valeurs maximales p_1 de n'excèdent pas 2 fois les valeurs minimales de p_1 .

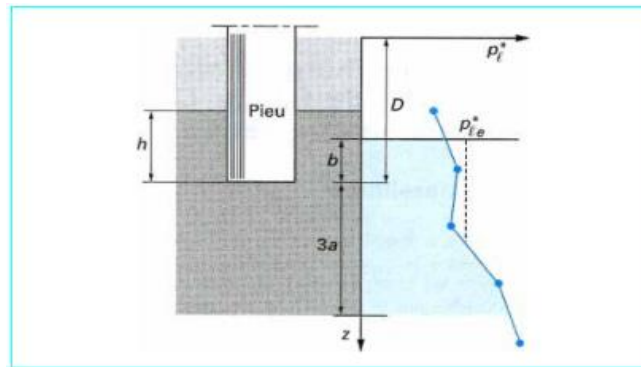


Figure N° 3-25 : Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre

3-4.b.2.1.3 Profondeur critique

$D/B > 5$: il s'agit de **fondations profondes** dont la base est située au-delà de la profondeur critique : elles doivent être traitées par les méthodes propres à ce type de fondation

3-4.b.2.2 Prévision de la charge limite Q_l par la méthode pressiométrique

3-4.b.2.2.1 Calcul de la charge limite de pointe Q_p

Selon le fascicule 62, titre V, de 1993 , la charge limite de pointe est donnée par la formule :

$$Q_p = A k_p p_{le}^* \quad \text{avec}$$

A : section de pointe, k_p : facteur de portance

P_{le}^* : pression limite nette équivalente

Pour les fondations profondes et les fondations semi-profondes dont les techniques sont assimilables à celles des fondations profondes, les valeurs du facteur de portance

k_p sont données par le tableau 7. Le cas particulier des tubes métalliques battus ouverts et des profilés métalliques non obturés à la base est traité au ci-dessous.

3-4.b.2.2.2 Calcul de la charge limite de frottement latéral Q_s

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculé par l'expression suivante :

$$Q_s = p \int_0^h q_s(z) dz$$

Dans cette expression, P désigne le périmètre du pieu et $q_s(z)$ le frottement latéral unitaire limite à la cote z .

La hauteur h est celle où s'exerce effectivement le frottement latéral. C'est la hauteur de pieu dans le sol, diminuée ; [22]

- de la hauteur où le pieu comporte un double chemisage ;
- de la hauteur où s'exerce le frottement négatif.

3-4.b.2.2.2.1 Frottement latéral unitaire limite q_s

Le frottement latéral unitaire limite est donné en fonction de la pression limite nette (qui exprime la compacité ou le serrage du sol) par les courbes de la figure 3-26.

Le choix de la courbe à utiliser en fonction :

- de la nature du sol ; du type de pieu est indiqué au tableau 9.

Pour certains types de pieux forés, deux courbes sont proposées, l'une d'elles correspondant à des conditions particulières explicitées dans les renvois (1), (2) et (3) du tableau 9.

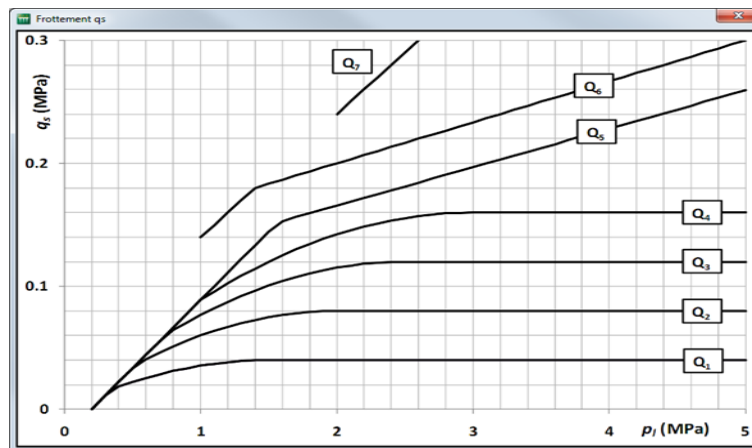


Figure N° 3-26 : – Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu

Tableau N°3-07 : valeurs du facteur de portance k_p

- Valeurs du facteur de portance k_p			
Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles. Limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables. Graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes. Marno-calcaires		1,8	2,6
Roches altérées (1)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus. Le calcul proposé ici n'affranchit, en aucun cas, d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des

3-4.b.2.2.3 Calcul de la charge limite totale Q_1

Dans le cas général des pieux travaillant en compression, on a : $Q_1 = Q_p + Q_s$

Dans le cas des pieux travaillant en arrachement, on a : $Q_1 = Q_s$

Dans le cas particulier des tubes métalliques battus ouverts et des profilés métalliques non obturés à la base (pieux H et palplanches) dont la capacité portante est essentiellement mobilisée dans des argiles ou des sables, le fascicule 62, titre V, propose les expressions suivantes :

$$Q_p = \rho_p A k_p p_{le}^*$$

$$Q_s = \rho_s P \int_0^h q_s(z) dz$$

La valeur du facteur de portance k_p pour le calcul de Q_p est celle pour un pieu mis en œuvre avec refoulement du sol (tableau 7) et la section A à considérer en pointe est la section enveloppe pour les tubes et les pieux H et la section délimitée par les ailes pour les palplanches (figure 3-28).

La valeur du frottement latéral unitaire limite est celle pour un pieu métallique battu fermé (tableau 9 et figure 3-26) et le périmètre P à considérer pour le calcul du frottement latéral total Q_s est le périmètre enveloppe pour les tubes et le périmètre développé pour les pieux H et les palplanches (figure 3-28). Q_p et Q_s sont affectés des coefficients réducteurs ρ_p et ρ_s donnés par le tableau 8

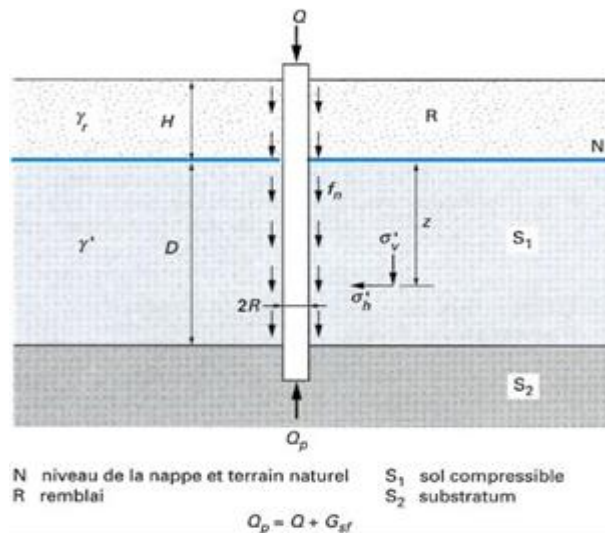


Figure 3-27 : Évaluation du frottement négatif sur un pieu isolé

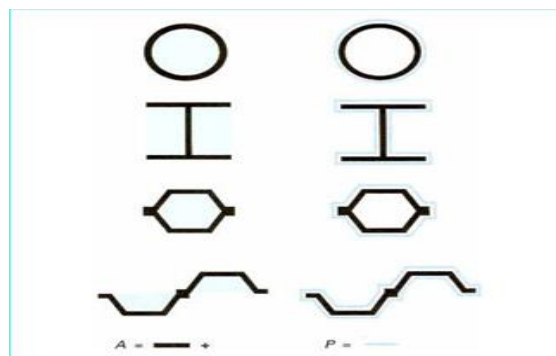


Figure N° 3-28 : Section A et périmètre P à considérer pour les pieux tubulaires et les profilés métalliques ouverts à la base

Tableau N°3-08 : Coefficients réducteurs ρ_p et ρ_s pour les profilés métalliques ouverts à la base

Type de pieu	Coefficients réducteurs ρ_p et ρ_s pour les profilés métalliques ouverts à la base [6]			
	Nature du sol			
	Argiles		Sables	
	ρ_p	ρ_s	ρ_p	ρ_s
Tubulaire ouvert	0,50	1,00	0,50	1,00
Pieu H	0,50	1,00	0,75	1,00
Palplanches	0,50	1,00	0,30	0,50

Tableau 3-09 : Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s (principaux types de pieux utilisés en ouvrage d'art

Type de pieu	Nature du sol											
	Argiles. Limons			Sables. Graves			Craies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q_1	Q_1, Q_2 (1)	Q_2, Q_3 (1)				Q_1	Q_3	Q_4, Q_5 (1)	Q_3	Q_4, Q_5 (1)	Q_6
Foré à la boue	Q_1	Q_1, Q_2 (1)		Q_1	Q_2, Q_1 (2)	Q_3, Q_2 (2)	Q_1	Q_3	Q_4, Q_5 (1)	Q_3	Q_4, Q_5 (1)	Q_6
Foré tubé (tube récupéré)	Q_1	Q_1, Q_2 (3)		Q_1	Q_2, Q_1 (2)	Q_3, Q_2 (2)	Q_1	Q_2	Q_3, Q_4 (3)	Q_3	Q_4	
Foré tubé (tube perdu)		Q_1		Q_1		Q_2			(4)	Q_2	Q_3	
Puits (5)	Q_1	Q_2	Q_3				Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	Q_6
Métal battu fermé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3			(4)	Q_3	Q_4	Q_4
Battu préfabriqué béton	Q_1	Q_2			Q_3				(4)	Q_3	Q_4	Q_4
Battu moulé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_3	Q_4	
Battu enrobé	Q_1	Q_2		Q_3		Q_4			(4)	Q_3	Q_4	
Injecté basse pression	Q_1	Q_2			Q_3		Q_2	Q_3	Q_4		Q_5	
Injecté haute pression (6)		Q_4	Q_5	Q_5		Q_6		Q_5	Q_6		Q_6	Q_7 (7)

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.
 (2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).
 (3) Forage à sec, tube non louvoyé.
 (4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.
 (5) Sans tubage ni virole forcés perdus (parois rugueuses).
 (6) Injection sélective et répétitive à faible débit.
 (7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités.

3-5 Calcul des tassements

3-5.1 Définition :

Le tassement désigne à un mouvement d'enfoncement vertical d'une construction sous l'effet de la compression (due à la charge) et de la déformation de sols qui la supporte.

Les tassements peuvent être uniformes ou différents d'un point à l'autre selon la nature du sol en place. Dans les sols non saturés les tassements sont presque instantanés mais dans les sols saturés, ils peuvent s'étendre sur quelques secondes dans les sols sableux-graveleux, jusqu'à plusieurs dizaines d'années dans les argiles peu perméables. Donc c'est pour cela on doit faire un calcul de tassement Pour vérifier la conformité des structures vis-à-vis des conditions de sécurité et de service.

Il existe deux grandes classes de méthodes de détermination du tassement des fondations superficielles :

— les méthodes à partir des essais de laboratoire : il s'agit essentiellement de l'essai œdométrique, surtout utilisé pour les sols fins cohérents ;

— les méthodes à partir des essais en place (essai de pénétration au carottier SPT, essai de pénétration statique CPT, essai au dilatomètre plat Marchetti DMT et essai pressiométrique Ménard), très utilisées notamment pour les sols pulvérulents, à cause des difficultés évidentes de prélèvement et d'essai en laboratoire.

En ce qui concerne les essais en place, deux approches différentes sont utilisées pour en exploiter les résultats. L'approche indirecte consiste, dans le cas du tassement des fondations, à déterminer, dans un premier temps, le module d'élasticité du sol à partir d'une corrélation avec le résultat de l'essai en place et à appliquer, ensuite, la théorie élastique habituelle (unidimensionnelle ou non). L'approche directe relie, elle, directement la grandeur cherchée (le tassement) à la caractéristique déterminée par l'essai en place. Sur un autre plan, il faut distinguer les essais qui permettent la mesure d'un module de déformation du sol : essais œdométrique, pressiométrique et dilatométrique, de ceux qui ne le permettent pas : SPT et CPT. Enfin, il faut signaler que la plupart des méthodes ont été établies pour des charges de travail classiques, c'est-à-dire pour des charges de rupture affectées d'un coefficient de sécurité de 2,5 ou 3, au minimum. Leur utilisation avec des coefficients de sécurité réduits, notamment pour certains calculs dans la nouvelle approche aux états limites, requiert donc une certaine prudence.

Après certains rappels utiles concernant les solutions basées sur la théorie de l'élasticité, on donne ci-dessous les méthodes de calcul du tassement les plus utilisées à partir de l'essai œdométrique, de l'essai au pressiomètre Ménard etc., le calcul des tassements par la méthode des éléments finis qui est une des grandes voies pour résoudre les problèmes complexes de déformations et de déplacements dans la géotechnique contemporaine.

3-5.2 Solutions en élasticité

Il est largement fait appel à la théorie de l'élasticité pour résoudre les problèmes de tassement en mécanique des sols. Cette théorie est utilisée de plusieurs manières :

- soit pour obtenir directement le tassement (par exemple, le tassement immédiat non drainé,
- soit pour obtenir la distribution de l'accroissement de contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ avec la profondeur dont on a besoin dans certaines méthodes (par exemple, pour le tassement de consolidation) ;
- soit pour être intégrée, sous une forme plus ou moins simplifiée, dans une méthode directe à partir des résultats d'essais en place (par exemple, méthodes au pressiomètre.

3-5.2.1 Calcul direct du tassement

Le tassement "s" d'une fondation de forme circulaire, carrée ou rectangulaire, infiniment rigide (tassement uniforme) ou infiniment souple (contrainte uniforme), posée sur un massif semi-infini élastique linéaire et isotrope prend la forme générale suivante :

$$s = q \frac{1-\nu^2}{E} \mathbf{B} C_f \quad \text{avec :}$$

- **s** : est le tassement ;
- **q** : est la contrainte appliquée sur la fondation (uniforme ou moyenne) ;
- **E** : module d'Young du sol ;
- **ν** : coefficient de Poisson du massif de sol ;
- **B** : largeur ou diamètre de la fondation.
- **C_f**: coefficient qui dépend de la forme de la fondation, de sa rigidité. Les valeurs de ce paramètre sont données par le tableau ci-dessous (tableau 10):

Tableau N°3-10 : coefficient de forme C_f

L/B		circulaire	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20
Fondation rigide		0,79	0,88	1,2	1,43	1,59	1,72	1,83	1,92	2,0	2,07	2,13	2,37	2,54
Fondation souple	centre	1,00	1,12	1,53	1,78	1,96	2,10	2,22	2,32	2,4	2,48	2,54	2,80	2,99
	bord	0,64	0,56	0,76	0,89	0,98	1,05	1,11	1,16	1,2	1,24	1,27	1,40	1,49

3-5.2.2 Distribution de la contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ avec la profondeur

Il s'agit de connaître la distribution, avec la profondeur, de l'accroissement de contrainte verticale $\Delta\sigma_z$, par rapport à l'état de contrainte initial régnant dans le sol, apporté par une contrainte q appliquée en surface. Toutes les solutions couramment utilisées ont été obtenues par intégration de la solution classique de Boussinesq (pour une force ponctuelle appliquée en surface d'un massif semi infini élastique linéaire isotrope). Les solutions les plus utilisées pour les fondations superficielles sont :

- contrainte sous une fondation filante ou carrée uniformément chargée
- contrainte sous l'axe d'une fondation circulaire uniformément chargée
- contrainte sous le coin d'une fondation rectangulaire uniformément chargée. On

peut trouver la contrainte verticale sous n'importe quel point de la fondation en superposant toutes les solutions (4 au maximum) pour lesquelles ce point joue le rôle de point de coin.

Dans certains cas, il peut être suffisant de se servir d'une méthode approchée consistant à supposer une diffusion de la contrainte q à 1 pour 2 avec la profondeur (voir la semelle fictive, a la profondeur z , l'accroissement de contrainte $\Delta\sigma_z$ sous une semelle rectangulaire

$L * B$ est alors (figure 3-29) :

$$\Delta\sigma_z = q LB / (L + z) (B + z)$$

3-5.a Sur la base des résultats des essais au laboratoire

3-5.a.1 cas des fondations superficielles

3-5.a.1.1 Calcul des tassements par les résultats de l'essai œdométrique

L'essai de laboratoire le plus utilisé pour la détermination du tassement des fondations superficielles sur sols fins cohérents est l'essai œdométrique. Il s'agit d'un essai de consolidation uni axiale (déformations latérales nulles). À partir de la courbe de compressibilité déterminée par l'essai, on peut définir :

-soit des modules sécants, appelés modules « œdométriques » $E_{\text{œd}}$, rapports des variations de contrainte effective aux variations de volume (ou les coefficients de compressibilité m_v , rapports des variations de volume aux variations de la contrainte effective, c'est à-dire

$$m_v = 1 / E_{\text{œd}} ;$$

— soit, dans le cas des sols fins, l'indice de compression C_c (respectivement l'indice de gonflement C_s), lorsqu'on linéarise la variation de l'indice des vides en fonction du

logarithme décimal de la contrainte effective (diagramme semi-logarithmique), dans le domaine normalement consolidé (respectivement sur consolidé). [23]

À partir de la distribution avec la profondeur de l'un ou l'autre de ces paramètres, ainsi que de celle de la contrainte verticale sous la fondation (généralement estimée sur la base de l'élasticité linéaire isotrope), on calcule le tassement de consolidation unidimensionnelle bien connu, s_{ced} . Dans le cas de l'utilisation de l'indice de compression C_c , s_{ced} est calculé de la manière suivante pour chaque couche homogène.

$$s_{\text{ced}} = H \frac{c_c}{1 + e_0} \lg \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_p} \quad \text{avec}$$

H : épaisseur de la couche de sol compressible,

e_0 : son indice des vides initial (avant consolidation),

σ'_{v0} : contrainte verticale effective initiale au milieu de la couche,

$\Delta\sigma_z$: accroissement de contrainte apporté par la fondation au milieu de la couche, pression de préconsolidation.

Dans le domaine surconsolidé (si $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$), le calcul est le suivant

$$s_{\text{ced}} = H \frac{c_s}{1 + e_0} \lg \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_{v0}}$$

pour la partie $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z < \sigma'_p$.

C_s , l'indice de gonflement, est nettement plus faible que C_c et le tassement dans le domaine surconsolidé peut être négligé dans certaines conditions, par rapport au tassement dans le domaine normalement consolidé.

En théorie, pour l'application au calcul du tassement d'une fondation superficielle, il y aurait lieu de faire trois corrections. La première pour tenir compte des tassements qui se produisent avant la consolidation (tassement immédiat à volume constant, ou tassement non drainé, pour les sols fins saturés), la seconde pour tenir compte des déformations latérales (champ de déformation bidimensionnel ou tridimensionnel régnant sous la fondation, à opposer au champ unidimensionnel régnant sous l'axe d'un remblai de grande longueur, par exemple) et, enfin, la troisième pour tenir compte du tassement différé ou de fluage, encore appelé tassement secondaire s_u . On aboutit alors à la formule générale suivante pour le tassement total s_t

$$s_t = S_p + S_s = s_i + S_c + S_u$$

Où s_i , s_c , et s_u , sont, respectivement, le tassement immédiat, le tassement de consolidation et le tassement secondaire.

Le tassement immédiat s_i est traditionnellement calculé par la théorie élastique linéaire, en utilisant le module d'Young non drainé du sol avec un coefficient de Poisson égal à 0,5.

La correction pour tenir compte des déformations latérales a été introduite par Skempton et Bjerrum sous forme d'un facteur, μ fonction du coefficient de pression interstitielle A et de la géométrie du problème : $s_c = \mu s_{\alpha d}$

Le coefficient A est mesuré lors d'essais triaxiaux. Cette correction est donnée sur la figure 3-29. Notons qu'elle n'est pas d'un usage facile, car le paramètre A n'est pas constant ; il varie au cours du chargement à l'essai triaxial.

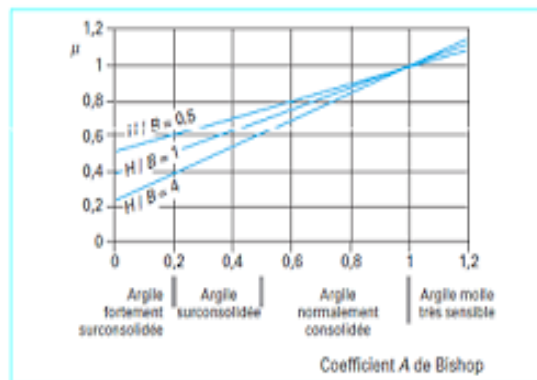


Figure 27 - Facteur correcteur μ pour tenir compte des déformations latérales

Figure N° 3-29 : Facteur correcteur μ pour tenir compte des déformations latérales

Dans la pratique courante, le tassement secondaire s_{α} est souvent négligé pour les fondations superficielles. Il faut, cependant, s'en préoccuper dans certains cas (fondation de grandes dimensions, structure portée très sensible aux tassements, etc.).

Les conclusions de Burland concernant tant les tassements totaux que les tassements immédiats des sols élastiques et des sols mous « plastiques » aboutissent aux règles pratiques suivantes, qui sont suffisantes pour la plupart des cas courants:

-argiles raides surconsolidées :

$$s_i = 0,5 \text{ à } 0,6 s_{\alpha d}$$

$$s_c = 0,5 \text{ à } 0,4 s_{\alpha d}$$

$$s_t = s_{\alpha d}$$

-argiles molles normalement consolidées:

$$s_i = 0,1 s_{\alpha d}$$

$$s_c = s_{\alpha d}$$

$$s_t = 1,1 s_{\alpha d}$$

Le tassement immédiat s_i peut également être déterminé par le calcul élastique non drainé indiqué plus haut.

3-5.a.1.2 Calculs des tassements :

Le tassement total d'un sol se décompose en tassement primaire et tassement secondaire. Le tassement primaire a deux composantes, un tassement immédiat et un tassement différé associé à la consolidation. D'où la formule globale : $S_t = S_p + S_s = S_i + S_c + S_s$

Par définition, le tassement immédiat (S_i) est indépendant du temps, tandis que les tassements de consolidation (S_c) et le tassement secondaire (S_s) sont des fonctions du temps. En général, le tassement immédiat est évalué en se basant sur la théorie d'élasticité. Le tassement de consolidation se produit dans les sols à grains fins présentant un faible coefficient de perméabilité. La vitesse de tassement dépend du taux d'évacuation de l'eau interstitielle c'est à dire de la perméabilité. Dans ces conditions, le tassement de consolidation peut se prolonger pendant des mois, des années ou même des dizaines d'années. Le tassement secondaire se produit à contrainte effective constante, sans variation de la pression interstitielle, on le définit alors comme un phénomène de fluage du sol. On peut faire un calcul global du tassement en considérant la variation des caractéristiques mécaniques du sol en fonction de l'état de contrainte. Pour un élément de volume parallélépipédique, de hauteur dz , le tassement infinitésimal sous la contrainte verticale appliquée $\bar{\sigma}_z$ est donné par :

$$ds = \bar{\sigma}_z dz / E'$$

où E' est une caractéristique mécanique du matériau appelée module œdométrique, dépendant à la fois de la profondeur "z" et de la contrainte $\bar{\sigma}_z$. En un point donné de profondeur " z_0 ", le tassement est donc $S(z_0) = \int_{z_0}^z \frac{\bar{\sigma}_z(z)}{E'(z)} dz$

3-5.a.1.3 Calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai œdométrique

À partir de la distribution avec la profondeur de la contrainte verticale sous la fondation (généralement estimée sur la base de l'élasticité linéaire isotrope), on calcule le tassement de consolidation unidimensionnelle bien connu s_{oed} . Le calcul du tassement avec la méthode œdométrique se base sur la formule suivante pour chaque couche homogène :

$$s = \Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_0} H_0 = \frac{H_0}{1+e_0} (C_s \cdot \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_c \cdot \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p})$$

3-5.a.1.3.1 Tassements instantanés :

Dans les milieux saturés, on peut admettre que ce tassement se produit à volume constant. On peut le calculer on se basant sur les formules de Boussinesq. À titre d'exemple, au voisinage d'une semelle flexible uniformément chargée, le tassement est

$$\text{donné par : } S_i = q B \frac{1-\nu^2}{E} I$$

Tableau N° 3-11 : Le coefficient d'influence

Formes de la semelle	Dimensions	Coefficient d'influence		
		Centre	Coin	Moyenne
Carrée	-	1.12	0.56	0.95
rectangulaire	L/ B =2	1.53	0.77	1.3
	L/ B =3	1.78	0.89	1.52
	L/ B =5	2.10	1.05	1.83
	L/ B =10	2.58	1.29	2.25
Circulaire	-	1.0	0.64	0.85

Dans laquelle on prendra $\nu = 0,5$.

B est la dimension caractéristique de la semelle.

Le coefficient d'influence **I** dépend de la forme de la semelle et de la position du point de calcul.

3-5.a.2 Tassements admissibles des structures

Dans les cas complexes ou en cas de problème, il est nécessaire de calculer de nouveau d'interaction sol-structure plus élaboré que celui qui consiste à déterminer le tassement indépendamment de la structure et à le comparer, ensuite, à ces valeurs admissibles empiriques.

Il n'est malheureusement pas souvent facile de savoir à quels types de dommages correspond telle ou telle limite. Si l'on classe les dommages en trois types : dommages visuels ou esthétiques, dommages compromettant l'usage ou la fonctionnalité du bâtiment et dommages structurels ou compromettant la stabilité, on distingue, en fait, rarement les dommages des deux premiers types.

Le problème de fond pour l'application des critères de déformations admissibles pour les bâtiments et les ouvrages évoqués ci-dessus est de pouvoir estimer les tassements différentiels ou les rotations des structures, problème sensiblement plus complexe que celui de l'estimation des tassements absolus.

Toujours dans un but de dégrossissage, et avec la prudence qui s'impose, on peut alors se servir de certaines règles simples ou corrélations portant sur le tassement

maximal et le tassement différentiel maximal admissibles.

Pour les sables, on trouve les limites suivantes :

—fondations isolées: 20 mm pour le tassement différentiel entre appuis voisins, ce qui correspond au moins à 25 mm de tassement maximal (Terzaghi et Peck,) ; ou encore, selon Skempton et MacDonald , 25 mm pour le tassement différentiel et 40 mm pour le tassement total ;

—fondations sur radier: tassement maximal de 50 mm pour Terzaghi et Peck et de 40 à 60 mm selon Skempton et MacDonald.

Ces règles peuvent être pessimistes ; Burland et al. signalent que l'on ne devrait pas rencontrer, en fait, beaucoup de problèmes de fondations de bâtiments courants sur des couches épaisses de sables.

Pour les argiles, Skempton et MacDonald proposent 40 mm de tassement différentiel maximal. En ce qui concerne le tassement total, la limite est de 65 mm pour les fondations isolées et de 65 à 100 mm pour les radiers.

Le projet d'Eurocode 7-1 (1994) préconise les mêmes limites que Terzaghi et Peck et indique que « de plus grands tassements totaux et différentiels peuvent être admis si les rotations relatives restent dans des limites acceptables et si les tassements totaux ne provoquent pas de problèmes aux réseaux liés à l'ouvrage, ni de basculement, etc. ».

Pour les sols argileux, établie à partir des données de Skempton et MacDonald et d'autres, indique le degré de dommages subi par des bâtiments sur fondations isolées et sur des bâtiments sur radier, en fonction des tassements différentiels maximaux et en fonction des tassements maximaux, en principe pour des épaisseurs de couches argileuses uniformes et des intensités de charges uniformes. Diverses limites proposées.

3-5.b Sur la base des résultats des essais in situ (Pressiomètre)

3-5.b.1 cas des fondations superficielles

3-5.b.1.1 Calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai au pressiomètre Ménard

La technique de calcul du tassement d'une fondation à l'aide des résultats d'un essai au pressiomètre Ménard que l'on expose dans ce paragraphe est basée sur les recommandations du fascicule 62 titre V.

Cette méthode est bien utile surtout pour les fondations étroites telles que les semelles

de bâtiments et d'ouvrages d'art. Elle n'est pas bien adaptée pour les fondations de grandes dimensions relativement à la couche compressible telles que les radiers et les remblais.

Considérons une fondation ayant un encastrement supérieur ou égal à sa largeur B . Le tassement après dix ans de cette fondation est donné par :

$$s(10\text{ans}) = s_c + s_d$$

Si la fondation a un encastrement presque nul, il faut majorer le tassement obtenu de 20%. Les termes figurant dans la formule du tassement sont donnés par :

$$s_c = (q - \sigma_v) \lambda_c B \alpha / (9E_c) \quad : \text{le tassement volumique}$$

$$s_d = 2(q - \sigma_v) B_0 \frac{(\frac{B\lambda_d}{B_0})^\alpha}{9E_d} \quad : \text{le tassement déviatique} \quad \text{avec :}$$

E_d : module pressiométrique équivalent dans la zone déviatorique.

q : contrainte verticale appliquée par la fondation ;

σ_v : contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation ;

λ_c et λ_d : coefficients de forme donnés dans le tableau 13 ;

α : coefficient rhéologique dépendant du sol et donné dans le tableau 12

B : largeur ou diamètre de la fondation ;

$B_0=0.60$: dimension de référence ;

E_c : module pressiométrique équivalent dans la zone volumique

Les modules E_c et E_d sont calculés de la manière présentée dans ce qui suit.

les notations utilisées pour le calcul.(figure 3-30)

E_c est pris égal au module E_1 mesuré dans la tranche d'épaisseur $B/2$ située sous la fondation :

$$E_c = E_1$$

E_d est donné par la formule suivante :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3.5}} + \frac{1}{2.5E_{6.8}} + \frac{1}{2.5E_{9.16}}$$

$E_{i,j}$, étant la moyenne harmonique des modules mesurés dans les couches situées de la profondeur $i B/2$ à la profondeur $j B/2$

$$3.0 / E_{3,5} = (1 / E_3) + (1 / E_4) + (1 / E_5)$$

Tableau N°3-12: Coefficient rhéologique α

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Type	Roche
		E / p_1	α	E / p_1	α	E / p_1	α	E / p_1	α		
surconsolidé ou très serré		>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	Très peu fracturé	2/3
normalement consolidé ou normalment serré	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4	Normal	1/2
sous-consolidé altéré et remanié ou lâche		7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3			Très fracturé	1/3
										Très altéré	2/3

Tableau N°3-13: Coefficients de forme

L/B	cercle	carré	2	3	5	20
λ_c	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Si les valeurs de $9B/2$ à $8 B$ ne sont pas connues, mais sont supposées supérieures aux valeurs sus-jacentes, on calcule E_d de la manière suivante :

$$3.6 / E_d = (1 / E_1) + (1 / 0.85 E_2) + (1 / E_{3,5}) + (1 / 2.5 E_{6,8})$$

Il en est de même si les valeurs de $3 B$ à $8 B$ ne sont pas connues :

$$3.2 / E_d = (1 / E_1) + (1 / 0.85 E_2) + (1 / E_{3,5})$$

Dans le cas d'une couche de sol molle intercalaire, le calcul du tassement total s_t est effectué en ajoutant au tassement d'ensemble s_s , calculé comme précédemment, le tassement s_m correspondant à la couche molle :

$$s_t = s + s_m \quad \text{avec}$$

$$s_t = s_c (E_c) + s_d (E_d')$$

et

$$s_m = \alpha_m [(1/E_m) - (1/Ed')] \Delta q_m H \quad \text{avec}$$

E_d' : module pressiométrique dans le domaine déviatorique calculé sans tenir compte des valeurs correspondant à la couche molle (on substitue au module E_m un module de même ordre de grandeur que celui des autres couches),

E_m : module pressiométrique moyen de la couche molle,

α_m : coefficient rhéologique de la couche molle (tableau 12),

Δq_m : valeur de la surcharge verticale au niveau de la couche molle (surcharge due à la fondation). Pour l'évaluation de la contrainte transmise sur la couche molle.

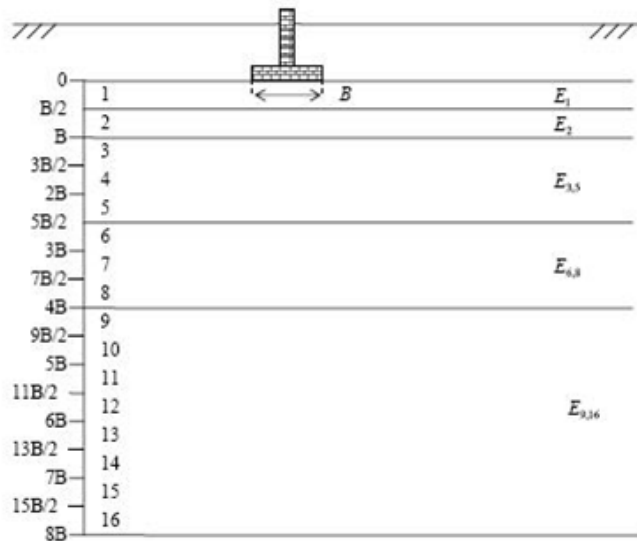


Figure N° 3-30 : Modules pressiométriques à considérer pour le calcul du tassement d'une fondation

3-5.b.2 Cas des fondations profondes

en général Le tassement d'un pieu isolé sous les charges usuelles est faible et ne constitue pas un paramètre de calcul déterminant pour la plupart des structures de génie civil. Dans certains cas de groupes de pieux, il peut être, par contre, impératif de prévoir le tassement, et une estimation fiable suppose, bien souvent, que l'on soit déjà en mesure d'estimer correctement le tassement d'un pieu isolé.

en tête des pieux n'excède que très rarement le centimètre, sous une charge de référence égale à $0,7 Q_c$

pour une gamme de pieux dont la longueur de fiche varie de 6 à 45 m et dont le diamètre B est compris entre 0,30 et 1,50 m. Ces résultats permettent de proposer les règles simples suivantes pour estimer, dans les cas courants, le tassement sous la charge de référence $0,7 Q_c$:

—pour les pieux forés : $S_{ref} = 0,006 B$ (avec des valeurs extrêmes de 0,003 et 0,01 B)

—pour les pieux battus : $S_{ref} = 0,009 B$ (avec des valeurs extrêmes de 0,008 et 0,012 B).

Lorsque les pieux comportent une partie libre importante (pieux colonnes, double

chemisage), il y a lieu de corriger ces valeurs en ajoutant le raccourcissement propre des pieux sur leur hauteur libre.

Le tassement en tête d'un pieu isolé peut être calculé de manière plus précise si l'on connaît les lois de mobilisation du frottement τ en fonction du déplacement vertical s du pieu en chaque section de celui-ci, ainsi que la loi de mobilisation de l'effort de pointe q en fonction du déplacement vertical s_p de celle-ci (méthode des fonctions de transfert de charge). Une méthode de détermination de ces lois à partir du module pressiométrique E_M , des valeurs de frottement latéral limite q_s et de la résistance limite en pointe q_p , est proposée à la figure 3-31

Les résultats de quelques essais de chargement de pieux forés dans des sols fins indiquent pour les paramètres K_t et K_p les valeurs moyennes suivantes :

$$K_t = 2E_M / B \quad \text{et} \quad K_p = 11E_M / B$$

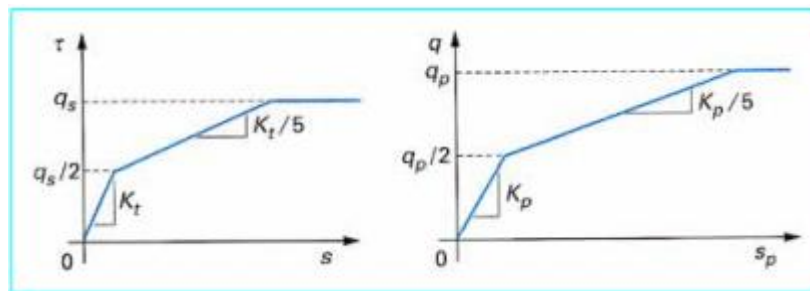


Figure N° 3-31 : Lois de mobilisation du frottement latéral et de l'effort de pointe unitaires

Pour les pieux forés dans des sols granulaires, les valeurs suivantes sont proposées par le fascicule 62, titre V :

$$K_t = 0,8E_M/B \quad \text{et} \quad K_p = 4,8E_M/B$$

cette méthode semble fournir des résultats satisfaisants pour des charges dont la valeur n'excède pas celle de la charge de référence **0,7 Qc**.

Chapitre 4

4-1- Introduction

Afin d'obtenir un diplôme master, j'ai effectué un stage au niveau Laboratoire des Travaux Publics du Sud, LTPS; En raison des circonstances (pandémie Corona) et de la suspension des travaux, j'ai dû revoir une précédente étude menée à wilaya Médée pour l'année 2014. Cette étude a été menée afin d'établir un viaduc qui nécessitait des calculs des fondations profonds. les travaux qui sont été faites sur le lot du P.K. : 26+400. dédoublement de la R.N.1 entre CHIFFA et BERROUAGHIA sur 53 km.

Cette étude porte sur les résultats d'essais en laboratoire et de pré-mesure pour extraire les propriétés du sol et à partir d'eux pour identifier le sol et ainsi calculer la capacité portante et la stabilité du sol. ; Et pour comparer les résultats sur site et les résultats au laboratoire

4-1.1 Situation :

Le site du P.K. : 26+400, se trouve sur le côté gauche de la R.N.1, sens Nord, sur le lieu-dit « Daret chikh ben aïssa. Il se trouve juste à l'entrée de la ville de Médéa en venant d'Ouezra, près du nouveau pôle urbain (figure 4-1).



Photo N°4-01 : Sondage carottier sur site

4-1-2 Etat des lieux :

Le site du projet n'est pas vierge, il traverse la R.N.1, et la ligne ferroviaire ainsi des champs de vigne et d'arbres fruitiers. L'assiette du projet est située sur un terrain en pente.

4-1-3 Description des travaux :

Les travaux de reconnaissance du site seront réalisés conformément la norme notamment par :

- Sondages carottés ; cinq sondage
- Sondages pressiométriques ;
- Pénétrromètre dynamique lourd (PDL) ;
- Essais en laboratoire ;

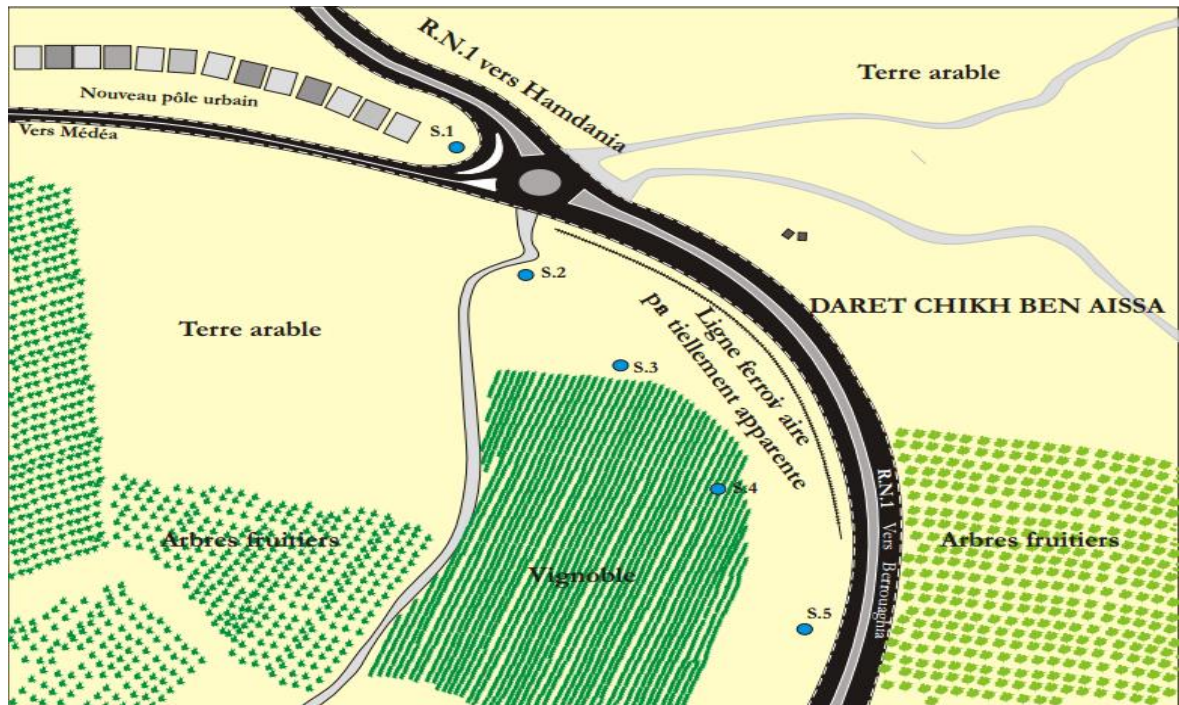


Figure N°4-01 : plan de situation du projet et ses abords

4-1-4 Cadre topographique régional :

Dans la région d'étude, Le relief a une forme complexe dans les formations sédimentaires. Il se caractérise par des massifs montagneux compacts et prend en général une orientation Est – Ouest, les versants sont discontinus et asymétriques avec des formes diversifiées, la région est très contrastée et d'accès difficile.

4-1-5 La sismicité :

L'activité sismique est bien connue dans toute l'Algérie du Nord la zone du site du projet se trouve au Nord de la wilaya de Médéa,, classée en zone sismique II b dans l'annexe B du D.T.R. –R.P.O.A. 2008.

4-2 Les résultats des essais

Ce travail concerne les résultats d'expériences préssiométrique et les essais en laboratoire pour le calcul de la portance et le tassement du sol mais certains résultats sont pris pour leur nécessité, comme le forage carottier figure 4-02 jusqu'à 4-06

4-2-1 Les résultats in situ

Les résultats de carottages et essais préssiométriques

4-2-1-1 Résultats sondages carottage

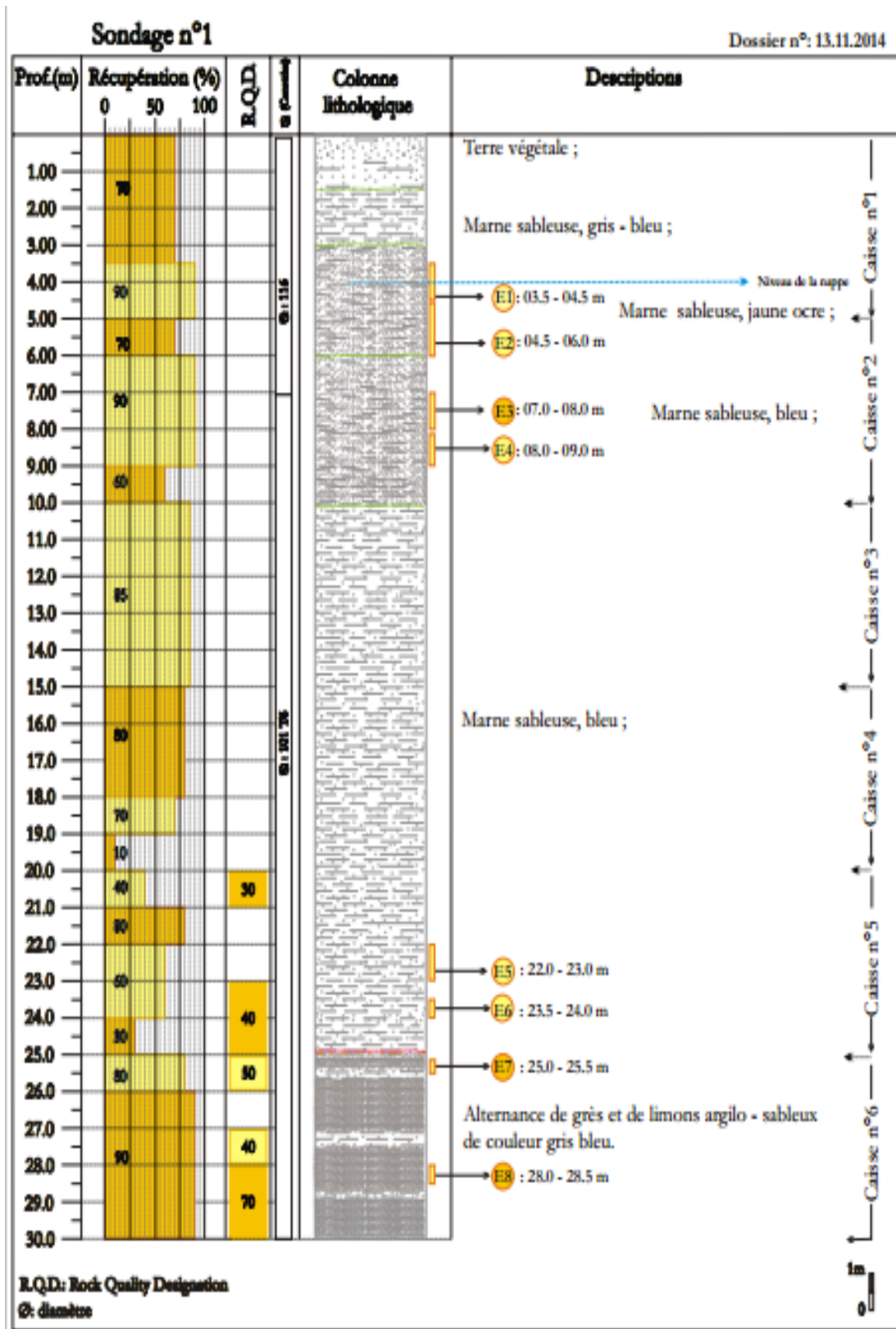


Figure N° 4-02 : Coupe lithologique des sondages carottés S01 RN1PK 26+400

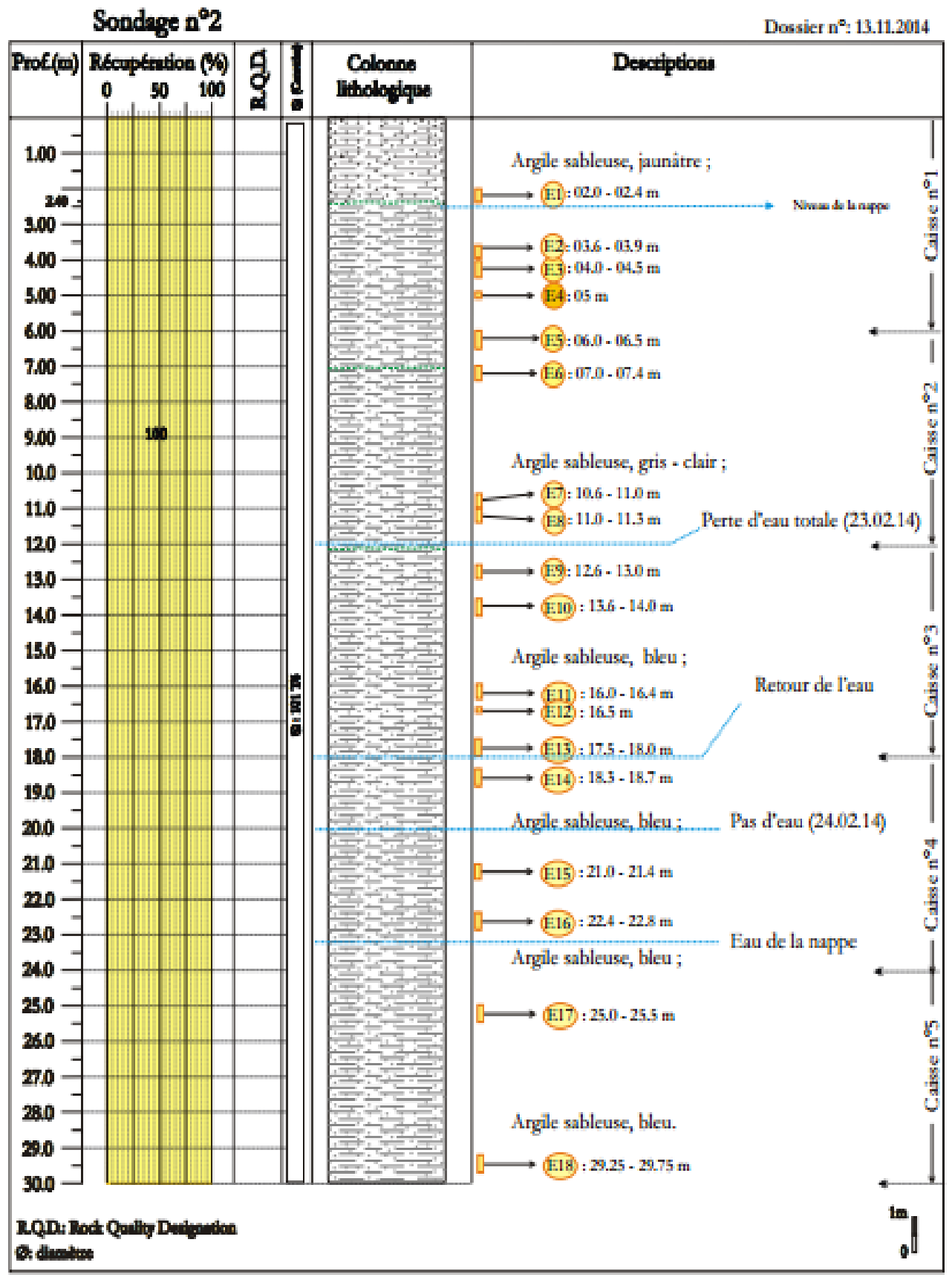


Figure N° 4-03 : Coupe lithologique des sondages carottés S02 RN1PK 26+400

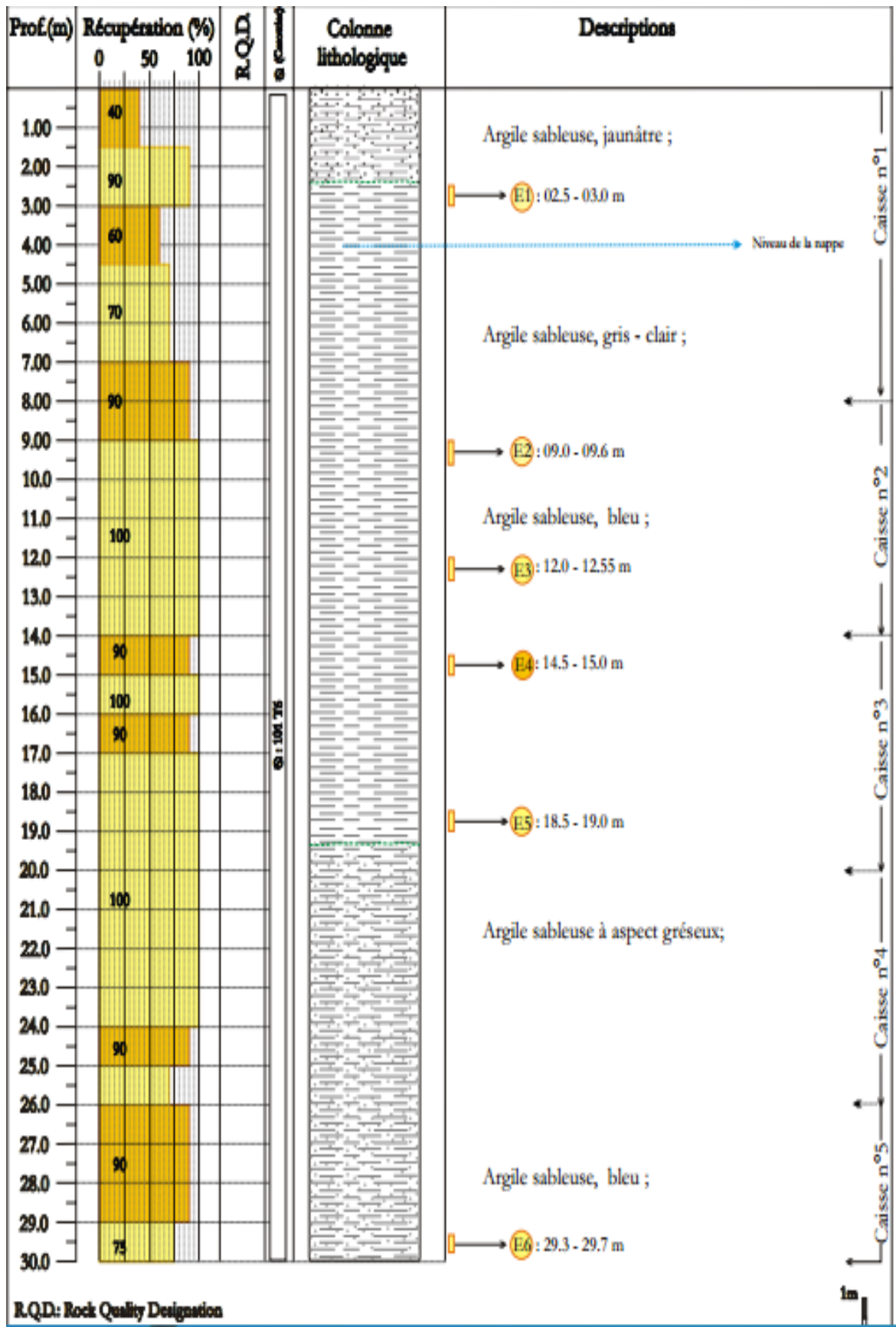


Figure N° 4-04 : Coupe lithologique des sondages carottés S03 RN1PK 26+400

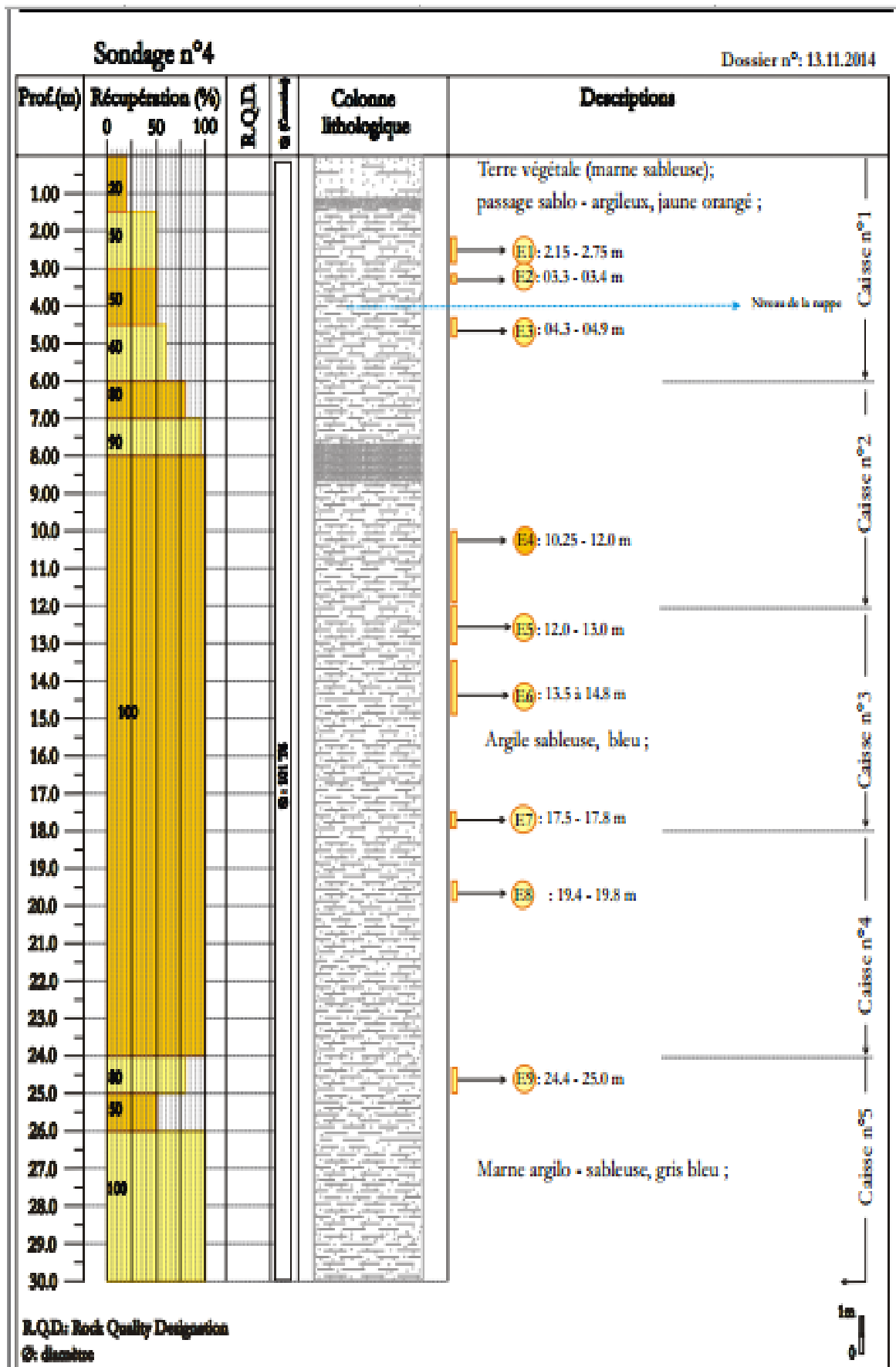


Figure N° 4-05 : Coupe lithologique des sondages carottés S04 RN1PK 26+400

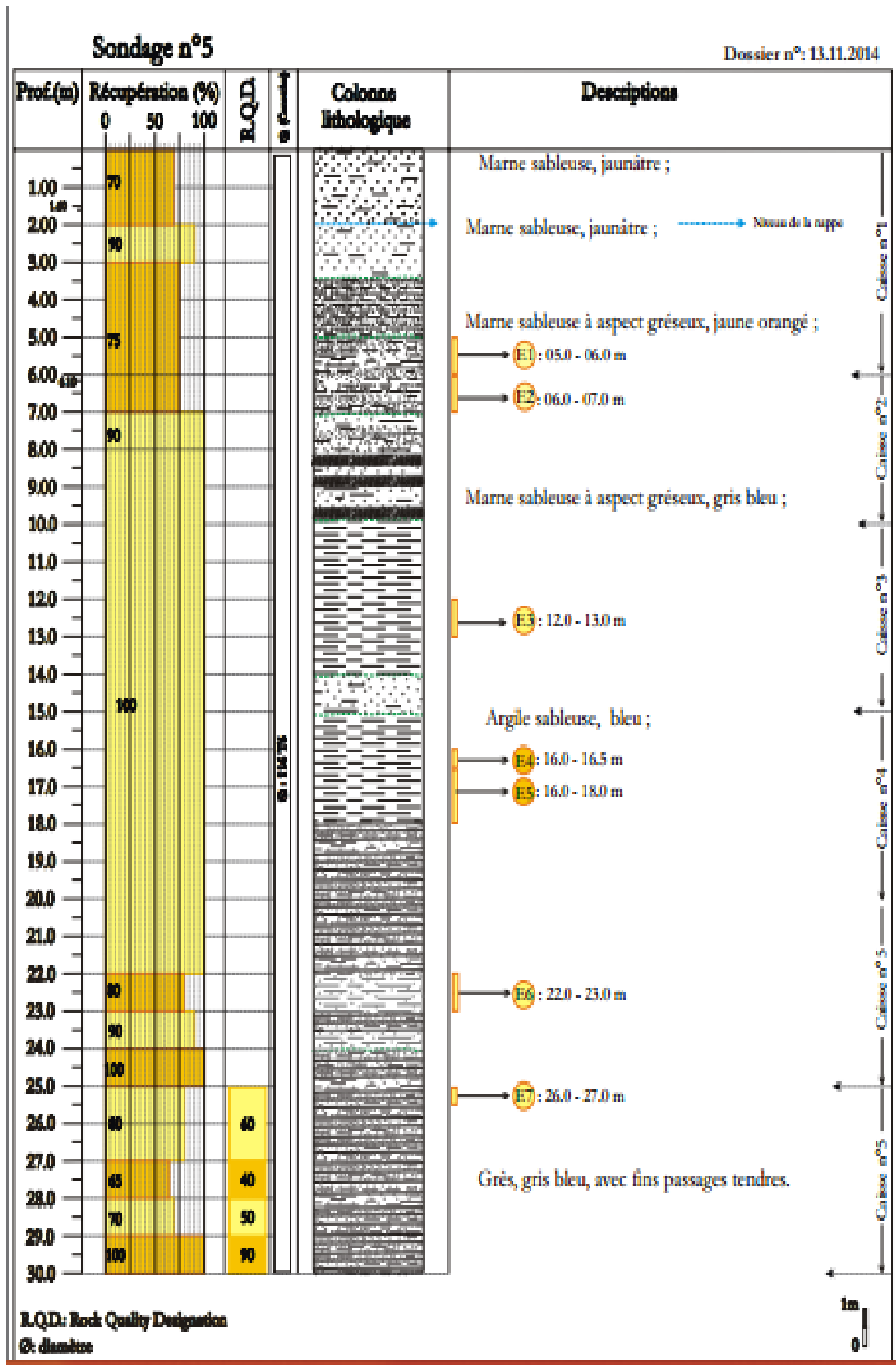


Figure N° 4-06 : Coupe lithologique des sondages carottés S05 RN1PK 26+400

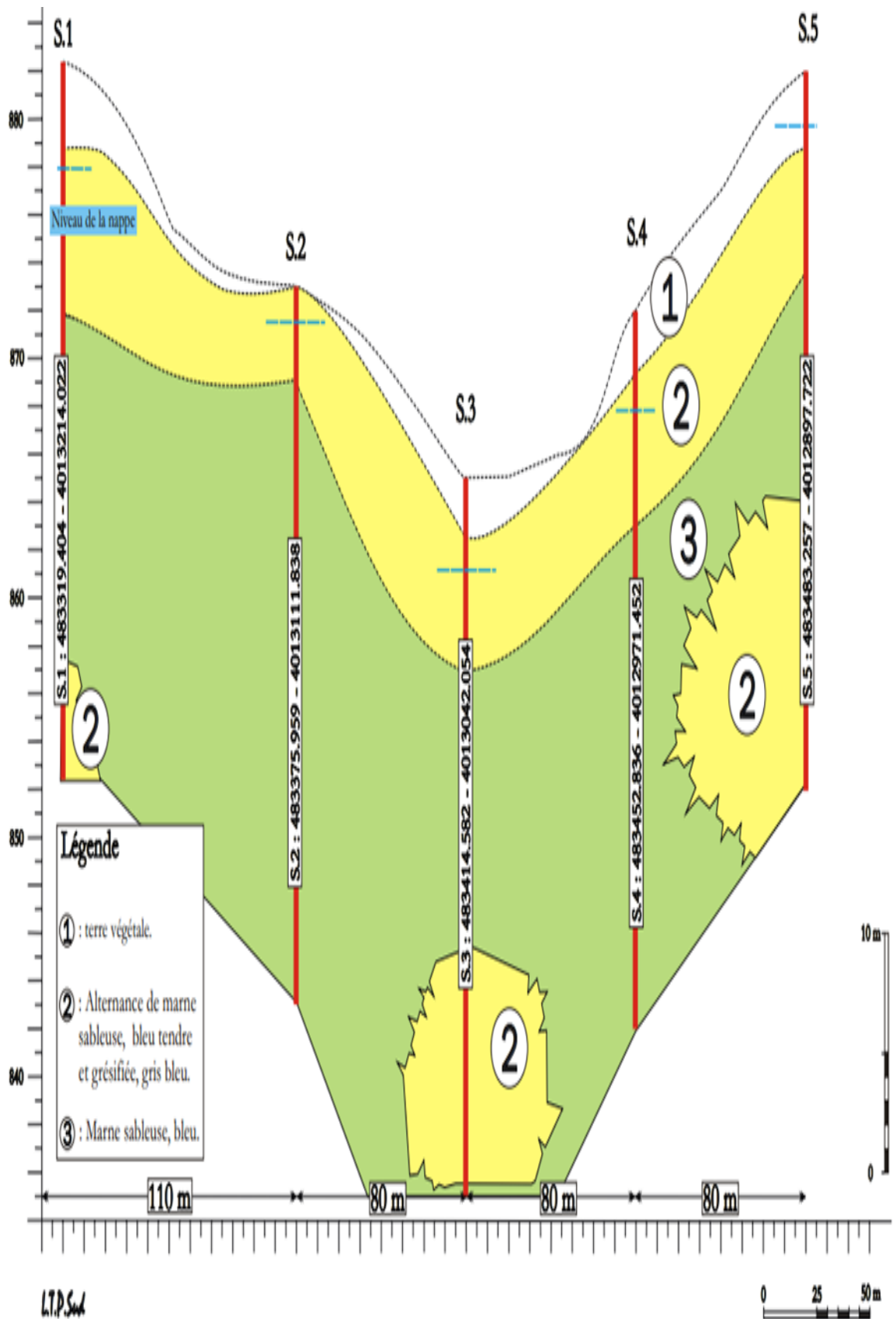


Figure N°4-07 : Profil géologique du site d'étude



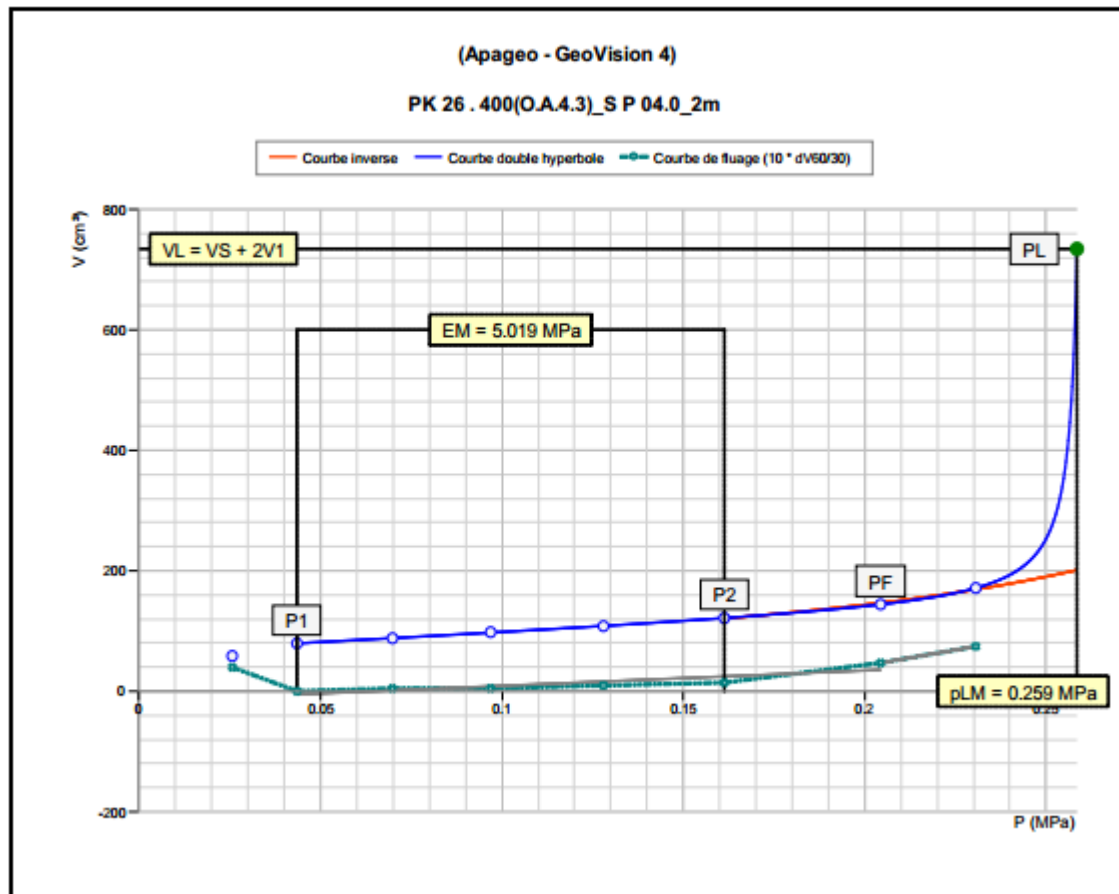
Photo N°4-02 : Une caisse du sondage S1

4-3-1-2 Résultats d'essai préssiométrique

Résultats d'essais pour les S1, S2, S3, S4, S5 chantier RN1 site26+400

<p>مخبر الأشغال العمومية في جنوب البلاد Zone d'Activité Bouhraoua – BP 332 – GHARDAIA Tél : 029.88.46.98 – 88.28.37 Fax : 029.88.22.16 Site Web: www.lpsud.dz e-mail: lpsud_dg@yahoo.com</p>		<p>ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE</p> <p>- DONNEES -</p>		<p>SITE</p> <p>Dossier : PK 26 . 400(O.A.4.3) Pays : Nom du chantier : 2X2 RN1 ENTRE CHIFF Localisation / réf. Plan : Forage : S P 05</p>																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
<p>CHARACTERISTIQUES SONDE</p> <p>Référence : 66-gct Longueur : 210 mm X 370 mm Type : Caoutchouc Structure renforcée X E : Lamelles métalliques G X : Tube fendu</p>		<p>TUBULURES ET FLUIDES</p> <p>Type : Coaxiale Jumelés Liquide : Nature Densité ρ_{fl} Gaz : Nature Compressibilité λ_g (m⁻¹)</p>		<p>ETALONNAGE</p> <p>Référence : ET14050301 Pression d'étalonnage p_e (MPa) : 0,238</p> <p>CALIBRAGE</p> <p>Référence : CA14040701 Diamètre intérieur du tube d_i (mm) : 66,0 Coefficient de calibrage a (cm³/MPa) : 2,257 Volume de la sonde V_s (cm³) : 575,4</p>		<p>ESSAI</p> <p>Référence de l'essai : ES14051202 Date et heure : 12/05/2014 11:20 Unité de contrôle (CV) : Enregistreur : 88 Opérateur(s) : B/H Pression différentielle : 0,189 Observations (temps, etc) :</p>																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
<p>SONDES</p>		<p>CHARACTERISTIQUES MEMBRANE</p> <p>Référence fournisseur : Etalonnage p_e (MPa) : 0,050</p>		<p>DONNEES BRUTES</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Palier</th> <th colspan="4">PRESSIONS p_r (MPa)</th> <th colspan="4">VOLUMES $V(t)$ (cm³)</th> <th colspan="4">DONNEES CORRIGÉES en P & V</th> </tr> <tr> <th>1 s</th> <th>15 s</th> <th>30 s</th> <th>60 s</th> <th>1 s</th> <th>15 s</th> <th>30 s</th> <th>60 s</th> <th>p (MPa)</th> <th>V^M (cm³)</th> <th>PENTE $\Delta V^M / \Delta p$ (cm³/MPa)</th> <th>FLUAGE ΔV^M (cm³)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>1</td><td>0,000</td><td>0,041</td><td>0,053</td><td>0,046</td><td>19,1</td><td>41,4</td><td>56,9</td><td>78,2</td><td>0,305</td><td>78,0</td><td></td><td>21,3</td></tr> <tr><td>2</td><td>0,107</td><td>0,093</td><td>0,114</td><td>0,107</td><td>102,8</td><td>112,1</td><td>120,8</td><td>126,1</td><td>0,335</td><td>125,8</td><td>1591</td><td>5,3</td></tr> <tr><td>3</td><td>0,165</td><td>0,166</td><td>0,163</td><td>0,162</td><td>131,9</td><td>132,9</td><td>133,9</td><td>134,3</td><td>0,384</td><td>133,9</td><td>162</td><td>0,5</td></tr> <tr><td>4</td><td>0,221</td><td>0,220</td><td>0,220</td><td>0,220</td><td>136,3</td><td>136,8</td><td>137,2</td><td>137,2</td><td>0,440</td><td>136,6</td><td>49</td><td>0,0</td></tr> <tr><td>5</td><td>0,305</td><td>0,305</td><td>0,305</td><td>0,305</td><td>138,7</td><td>138,7</td><td>138,7</td><td>138,7</td><td>0,524</td><td>137,8</td><td>14</td><td>0,0</td></tr> <tr><td>6</td><td>0,412</td><td>0,410</td><td>0,411</td><td>0,411</td><td>139,7</td><td>140,1</td><td>140,1</td><td>140,5</td><td>0,629</td><td>139,4</td><td>15</td><td>0,4</td></tr> <tr><td>7</td><td>0,525</td><td>0,525</td><td>0,524</td><td>0,523</td><td>141,6</td><td>142,1</td><td>142,1</td><td>142,6</td><td>0,739</td><td>141,1</td><td>16</td><td>0,5</td></tr> <tr><td>8</td><td>0,713</td><td>0,711</td><td>0,709</td><td>0,708</td><td>144,5</td><td>145,0</td><td>145,0</td><td>145,0</td><td>0,924</td><td>143,0</td><td>10</td><td>0,0</td></tr> <tr><td>9</td><td>0,904</td><td>0,903</td><td>0,902</td><td>0,902</td><td>147,3</td><td>147,4</td><td>147,4</td><td>147,9</td><td>1,116</td><td>145,4</td><td>12</td><td>0,5</td></tr> <tr><td>10</td><td>1,207</td><td>1,206</td><td>1,206</td><td>1,204</td><td>151,3</td><td>151,3</td><td>151,8</td><td>151,8</td><td>1,415</td><td>148,5</td><td>10</td><td>0,0</td></tr> <tr><td>11</td><td>1,516</td><td>1,511</td><td>1,511</td><td>1,509</td><td>155,6</td><td>155,6</td><td>156,1</td><td>156,6</td><td>1,717</td><td>152,5</td><td>13</td><td>0,5</td></tr> <tr><td>12</td><td>2,000</td><td>2,010</td><td>2,007</td><td>2,005</td><td>162,9</td><td>163,9</td><td>164,4</td><td>164,8</td><td>2,209</td><td>159,6</td><td>14</td><td>0,5</td></tr> <tr><td>13</td><td>2,543</td><td>2,528</td><td>2,522</td><td>2,519</td><td>174,5</td><td>175,5</td><td>176,5</td><td>177,4</td><td>2,716</td><td>170,9</td><td>22</td><td>1,0</td></tr> <tr><td>14</td><td>3,024</td><td>2,996</td><td>3,037</td><td>3,022</td><td>187,0</td><td>189,5</td><td>191,5</td><td>194,4</td><td>3,210</td><td>186,7</td><td>32</td><td>2,9</td></tr> <tr><td>15</td><td>3,556</td><td>3,512</td><td>3,493</td><td>3,518</td><td>207,5</td><td>211,8</td><td>214,7</td><td>219,5</td><td>3,693</td><td>210,8</td><td>50</td><td>4,8</td></tr> <tr><td>16</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>17</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>18</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>19</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>20</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>21</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>22</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>23</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>24</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table>		Palier	PRESSIONS p_r (MPa)				VOLUMES $V(t)$ (cm ³)				DONNEES CORRIGÉES en P & V				1 s	15 s	30 s	60 s	1 s	15 s	30 s	60 s	p (MPa)	V^M (cm ³)	PENTE $\Delta V^M / \Delta p$ (cm ³ /MPa)	FLUAGE ΔV^M (cm ³)	0													1	0,000	0,041	0,053	0,046	19,1	41,4	56,9	78,2	0,305	78,0		21,3	2	0,107	0,093	0,114	0,107	102,8	112,1	120,8	126,1	0,335	125,8	1591	5,3	3	0,165	0,166	0,163	0,162	131,9	132,9	133,9	134,3	0,384	133,9	162	0,5	4	0,221	0,220	0,220	0,220	136,3	136,8	137,2	137,2	0,440	136,6	49	0,0	5	0,305	0,305	0,305	0,305	138,7	138,7	138,7	138,7	0,524	137,8	14	0,0	6	0,412	0,410	0,411	0,411	139,7	140,1	140,1	140,5	0,629	139,4	15	0,4	7	0,525	0,525	0,524	0,523	141,6	142,1	142,1	142,6	0,739	141,1	16	0,5	8	0,713	0,711	0,709	0,708	144,5	145,0	145,0	145,0	0,924	143,0	10	0,0	9	0,904	0,903	0,902	0,902	147,3	147,4	147,4	147,9	1,116	145,4	12	0,5	10	1,207	1,206	1,206	1,204	151,3	151,3	151,8	151,8	1,415	148,5	10	0,0	11	1,516	1,511	1,511	1,509	155,6	155,6	156,1	156,6	1,717	152,5	13	0,5	12	2,000	2,010	2,007	2,005	162,9	163,9	164,4	164,8	2,209	159,6	14	0,5	13	2,543	2,528	2,522	2,519	174,5	175,5	176,5	177,4	2,716	170,9	22	1,0	14	3,024	2,996	3,037	3,022	187,0	189,5	191,5	194,4	3,210	186,7	32	2,9	15	3,556	3,512	3,493	3,518	207,5	211,8	214,7	219,5	3,693	210,8	50	4,8	16													17													18													19													20													21													22													23													24													<p>NIVEAUX</p> <p>Système de nivellement : NGF Cotes absolues : Z_C, Z_A, Z_B, Z_W, Z_S Cotes relatives : + 1,00, 0 (Nive de forage), - 30,00</p>	
Palier	PRESSIONS p_r (MPa)				VOLUMES $V(t)$ (cm ³)				DONNEES CORRIGÉES en P & V																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
	1 s	15 s	30 s	60 s	1 s	15 s	30 s	60 s	p (MPa)	V^M (cm ³)	PENTE $\Delta V^M / \Delta p$ (cm ³ /MPa)	FLUAGE ΔV^M (cm ³)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
0																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
1	0,000	0,041	0,053	0,046	19,1	41,4	56,9	78,2	0,305	78,0		21,3																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
2	0,107	0,093	0,114	0,107	102,8	112,1	120,8	126,1	0,335	125,8	1591	5,3																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
3	0,165	0,166	0,163	0,162	131,9	132,9	133,9	134,3	0,384	133,9	162	0,5																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
4	0,221	0,220	0,220	0,220	136,3	136,8	137,2	137,2	0,440	136,6	49	0,0																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
5	0,305	0,305	0,305	0,305	138,7	138,7	138,7	138,7	0,524	137,8	14	0,0																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
6	0,412	0,410	0,411	0,411	139,7	140,1	140,1	140,5	0,629	139,4	15	0,4																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
7	0,525	0,525	0,524	0,523	141,6	142,1	142,1	142,6	0,739	141,1	16	0,5																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
8	0,713	0,711	0,709	0,708	144,5	145,0	145,0	145,0	0,924	143,0	10	0,0																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
9	0,904	0,903	0,902	0,902	147,3	147,4	147,4	147,9	1,116	145,4	12	0,5																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
10	1,207	1,206	1,206	1,204	151,3	151,3	151,8	151,8	1,415	148,5	10	0,0																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
11	1,516	1,511	1,511	1,509	155,6	155,6	156,1	156,6	1,717	152,5	13	0,5																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
12	2,000	2,010	2,007	2,005	162,9	163,9	164,4	164,8	2,209	159,6	14	0,5																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
13	2,543	2,528	2,522	2,519	174,5	175,5	176,5	177,4	2,716	170,9	22	1,0																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
14	3,024	2,996	3,037	3,022	187,0	189,5	191,5	194,4	3,210	186,7	32	2,9																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
15	3,556	3,512	3,493	3,518	207,5	211,8	214,7	219,5	3,693	210,8	50	4,8																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
16																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
17																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
18																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
19																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
20																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
21																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
22																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
23																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
24																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
<p>FORAGE</p> <p>Système de localisation : X =, Y = Atelier de forage : Méthode de forage (sélectionner le niveau C) : ODG IN Outil de forage : type, diamètre (mm) Niveau pied de tubage (m) : Fluide d'injection : Passe de forage : de ... (m) : 1, à ... (m) : 30, Terminée à :</p>		<p>UNITES</p> <p>Hauturs : mètre, m Temps : seconde, s Volums : centimètre cube, cm³ Pressions : Mégapascal, MPa</p>																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																			

Figure N° 4-08 : Représente exemple de la feuille d'essai d'un palier de sondage



Figures N° 4-09 : Un exemple de sondage 04 palier 02m représente les courbes de fluage ; corriger ; interpolation

Dossier	PK 26 . 400(O.A.4.3)	
Référence de l'essai	ES1-0050604	
Nom du chantier	2X2 RN1 ENTRE	
Forage	S P 04.0	
Profondeur de l'essai	2.00	

RESULTATS CALCULES NORMATIFS		
P_{su}	(MPa)	0.038
P_s	(MPa)	0.04
P_p	(MPa)	0.16
P_r	(MPa)	0.20
P_{su}	(MPa)	0.26
P_{su}	(MPa)	0.22
E_u	(MPa)	5.0
E_u / P_{su}		19.4
E_u / P_{su}		22.7

PARAMETRES DES COURBES AJUSTEES		
volumes inverses	A	3.40E+02
	B	1.37E+02
double hyperbole	A1	6.09E+01
	A2	2.99E+02
	A3	3.98E+04
	A4	1.24E+00
	A5	2.56E+02
	A6	2.61E+01
Erreur Moyenne (cc30)		1.80E+01

Figures N°4-10 : Résultats extraire sondage 04 palier 02m feuille de calcul

Tableau 4-01 : résultats de sondage 01 obtenu pour 30m

N°	Profondeur (m)	Pf (MPa)	Plm (MPa)	E _M (MPa)
1	2	0,39	0,66	8.3
2	4	0.12	0.18	1.6
3	6	0.7	1.55	16
4	8	0.9	1.62	36.8
5	10	1.13	1.65	26.2
6	12	1.08	1.26	40.5
7	14	1.74	2.39	62
8	16	2.07	3.34	80.7
9	18	1.9	2.91	94.8
10	20	1.67	2.52	94.3
11	22	4.52	5.42	202.4
12	24	4.65	5.58	124
13	26	4.7	4.87	210.1
14	28	4.15	4.97	201.8
15	30	4.16	4.99	200.1

Tableau 4-02 : résultats de sondage 02 obtenu pour 30m

N°	Profondeur (m)	Pf (MPa)	Plm (MPa)	E _M (MPa)
1	2	0.25	0.39	14
2	4	0.21	0.3	1.2
3	6	0.19	0.43	20.7
4	8	0.09	0.07	X
5	10	0.1	0.12	2.2
6	12	1.04	1.35	68.5
7	14	0.79	1.37	45.8
8	16	2.12	2.54	100
9	18	2.2	2.58	113.5
10	20	2.96	3.55	130.2
11	22	1.9	2.37	115.8
12	24	2.54	3.04	112.4
13	26	2.32	2.91	148.1
14	28	2.46	3.8	193.2
15	30	2.41	2.9	164.5

Tableau 4-03 : résultats de sondage 03 obtenu pour 30m

N°	Profondeur (m)	Pf (MPa)	Plm (MPa)	E _M (MPa)
1	2	0.08	0.12	2.1
2	4	0.2	0.52	4.4
3	6	0.18	0.3	2.7
4	8	0.28	0.56	14.3
5	10	0.64	1.52	15.3
6	12	0.88	1.15	32
7	14	1.48	1.77	42.2
8	16	1.52	2.4	55
9	18	3.81	4.57	210.4
10	20	2.81	3.38	116.7
11	22	3.33	4	223.7
12	24	3.36	4.03	319.6
13	26	3.22	3.86	264.4
14	28	2.78	3.88	231.9
15	30	3.62	4.35	229.5

Tableau 4-04 : résultats de sondage 04 obtenu pour 30m

N°	Profondeur (m)	Pf (MPa)	Plm (MPa)	E _M (MPa)
1	2	0.2	0.26	5
2	4	0.35	0.42	8.4
3	6	0.38	0.79	9.9
4	8	0.24	0.28	2.1
5	10	0.84	1.67	31.9
6	12	0.76	1.74	21
7	14	0.72	1.39	15.5
8	16	1.06	1.76	27.6
9	18	2.28	3.39	114.1
10	20	2.56	3.07	147.1
11	22	3.64	4.37	253.7
12	24	3.64	4.37	211.5
13	26	3.3	3.96	249.2
14	28	3.12	3.75	228.8
15	30	3.65	4.38	292.6

Tableau 4-05 : résultats de sondage 05 obtenu pour 30m

N°	Profondeur (m)	Pf (MPa)	Plm (MPa)	E _M (MPa)
1	2	0.24	0.28	5.9
2	4	0.23	0.23	2.2
3	6	0.39	0.75	3.8
4	8	0.51	0.88	21.6
5	10	1.09	2.45	43.4
6	12	2.37	3.12	55.7
7	14	0.85	1.37	28.3
8	16	0.75	1.22	18.7
9	18	0.57	1.06	12.7
10	20	4.09	4.91	406.8
11	22	3.13	3.76	258.8
12	24	3.67	4.41	183.9
13	26	3.63	4.2	158
14	28	3.14	3.84	199.7
15	30	2.72	4.76	128.6

4-3-1-3 Présentation des résultats d'essai au laboratoire

a) Analyses granulométrique

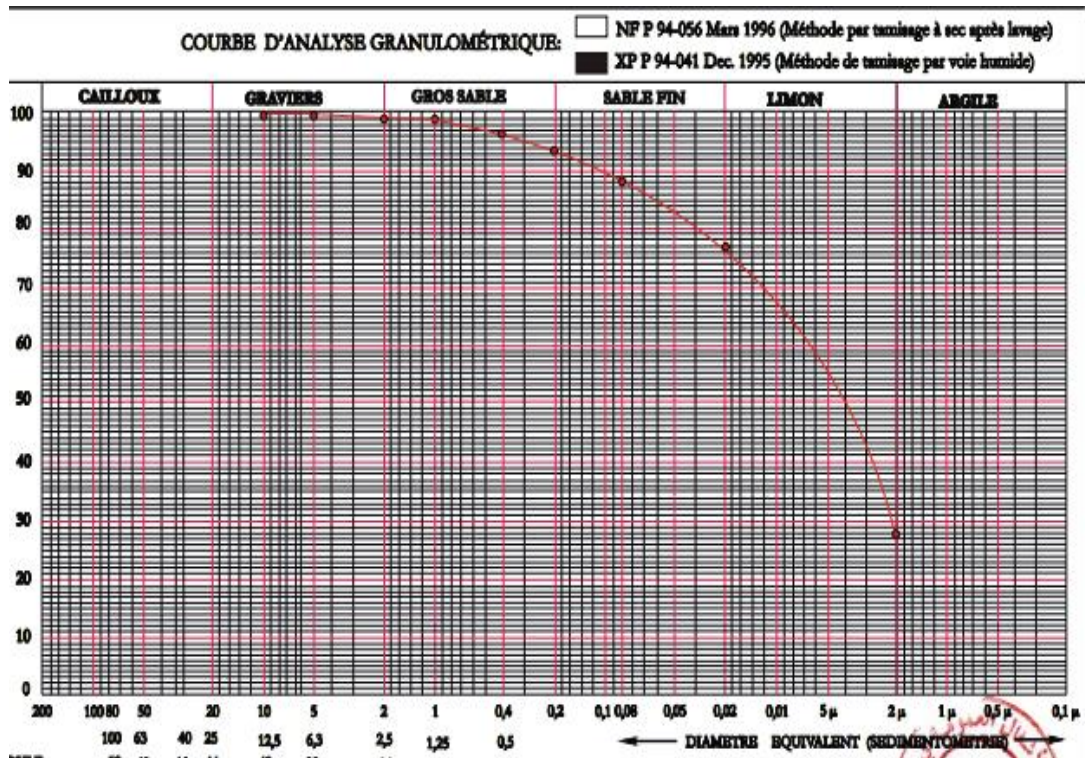


Figure N°4- 11: Courbe d'analyses granulométrique sondage01 au profondeur 3 – 4.5m

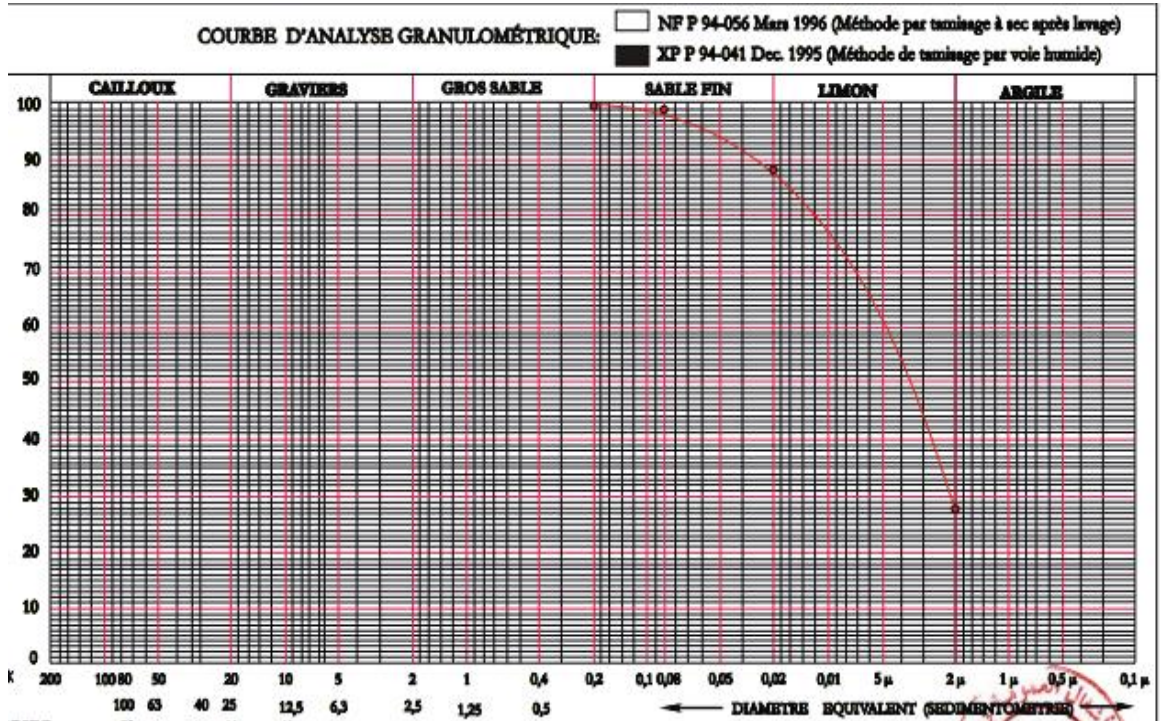


Figure N°4- 12: Courbe d'analyses granulométrique sondage01 au profondeur 22 – 23m

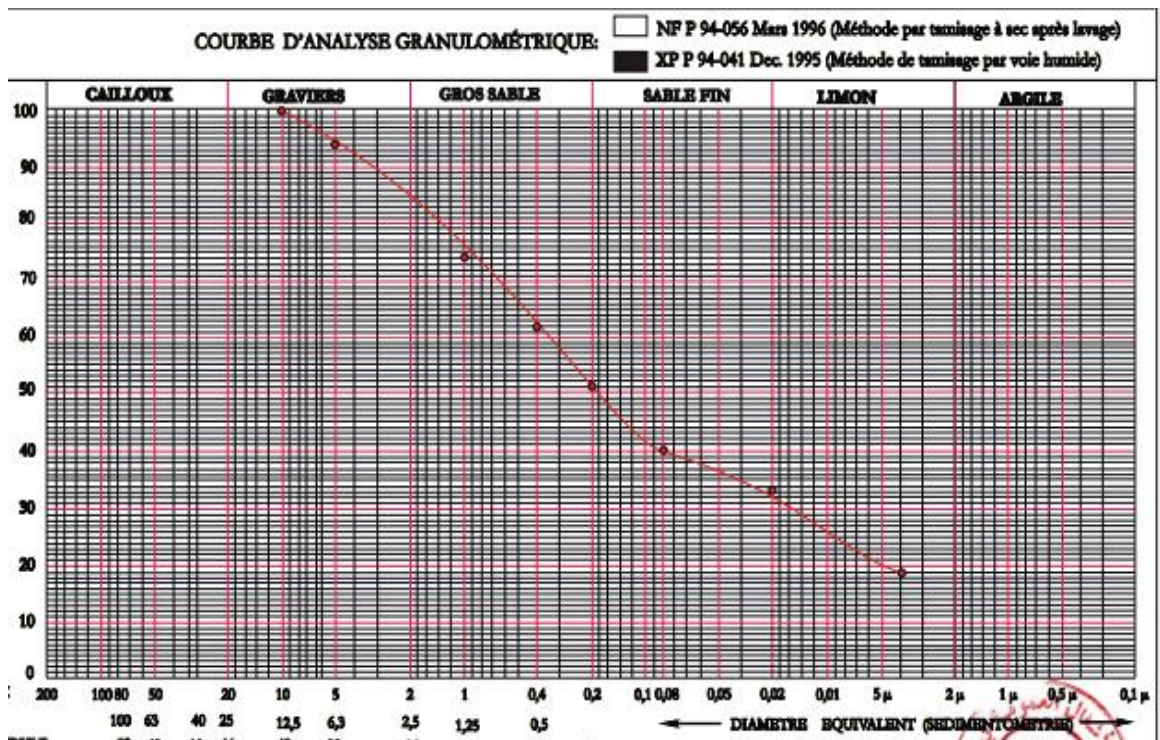


Figure N°4- 13: Courbe d’analyses granulométrique sondage02au profondeur 2 – 04m

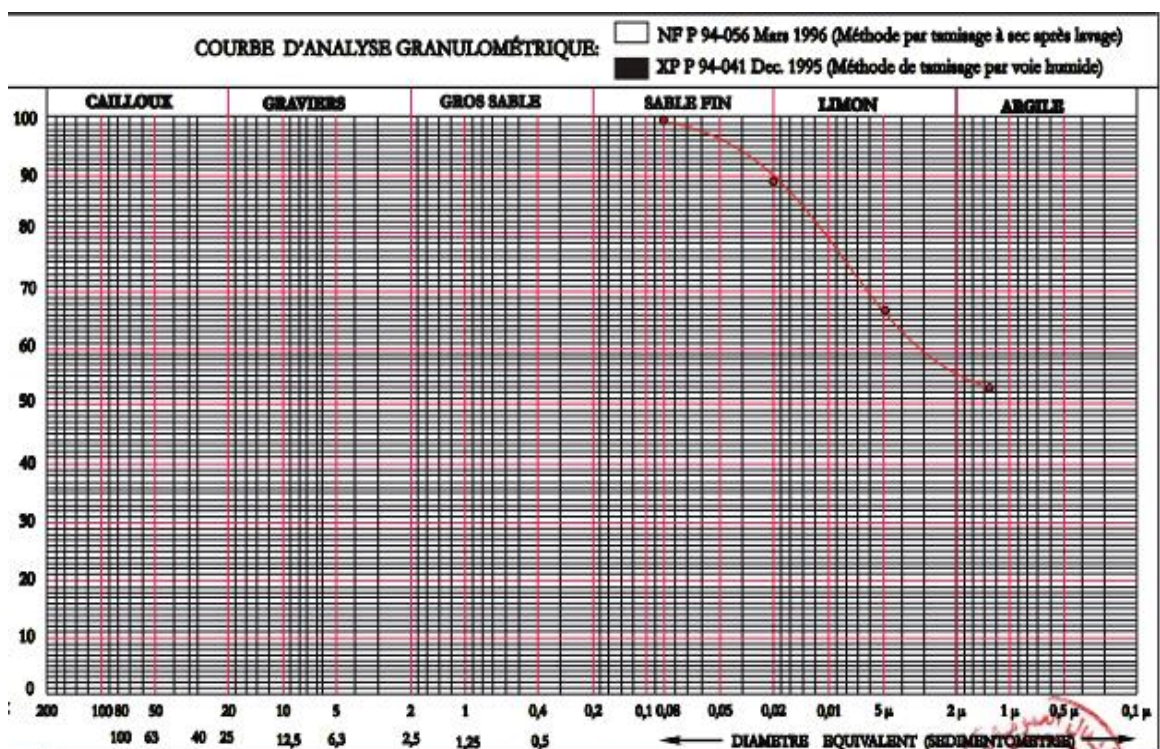


Figure N°4- 14: Courbe d’analyses granulométrique sondage02au profondeur 13.6 – 14m

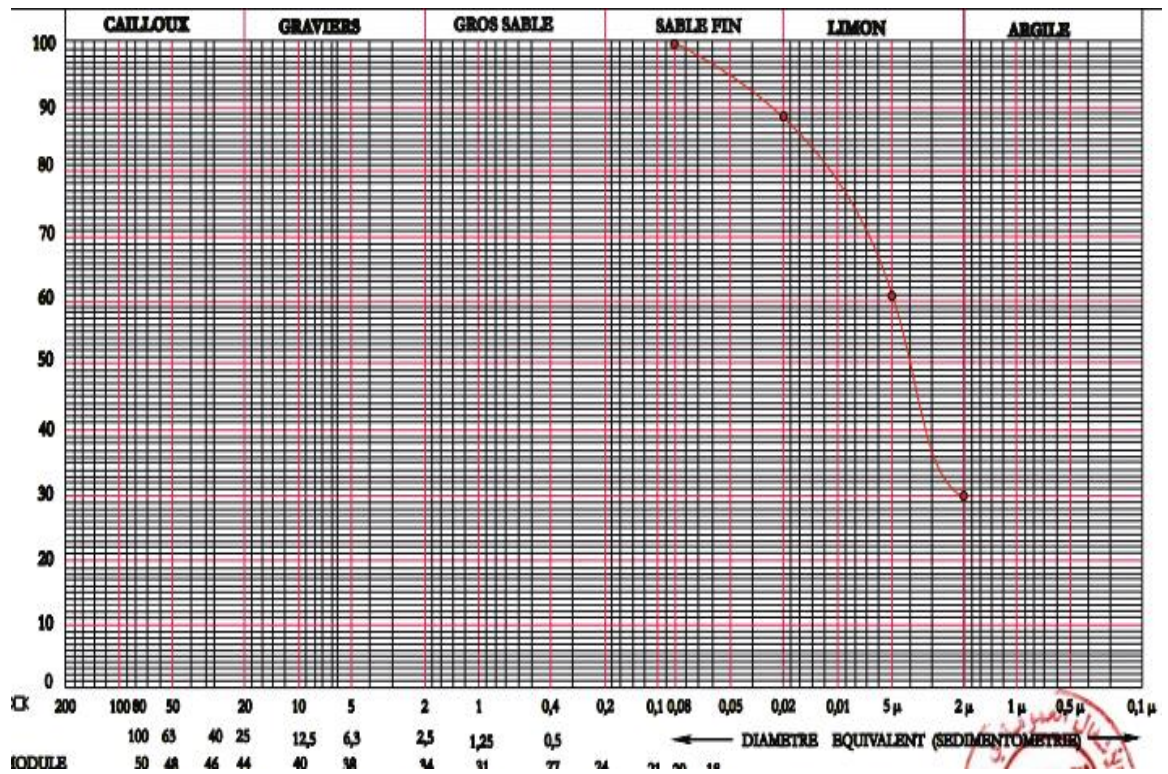


Figure N°4-15: Courbe d'analyses granulométrique sondage 03au profondeur 9 – 9.6m

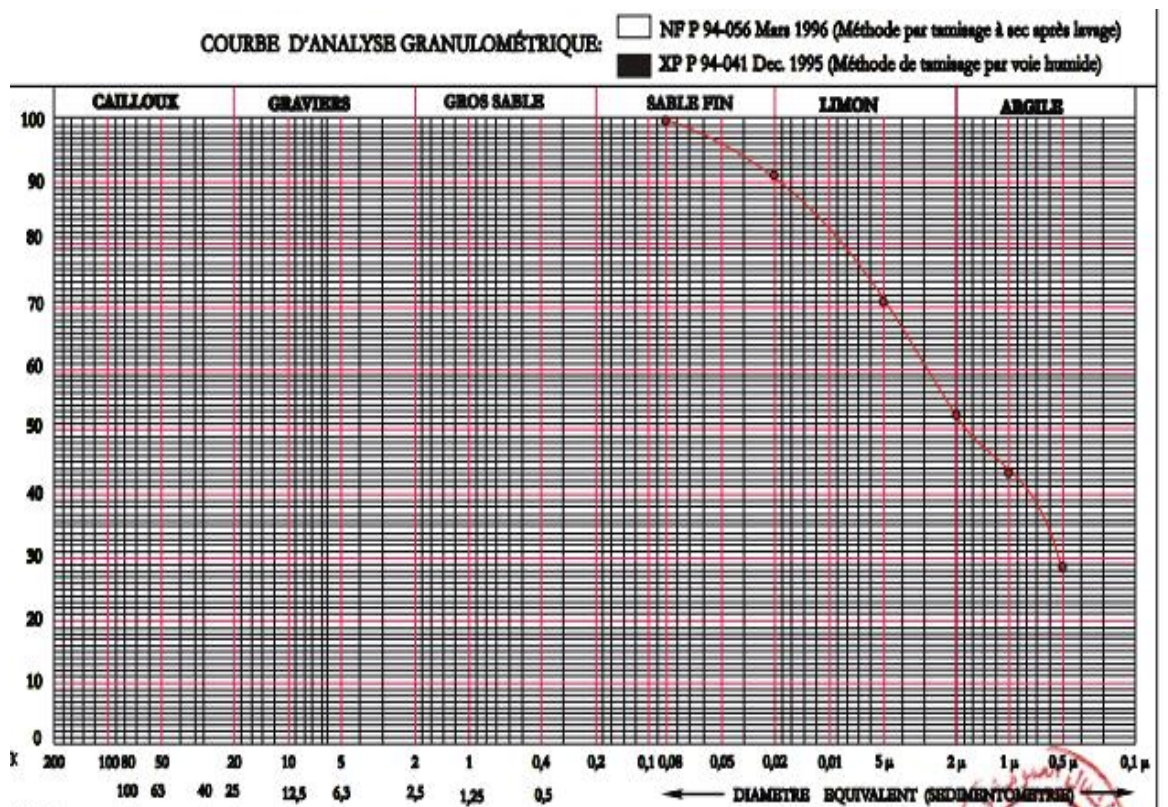


Figure N°4-16: Courbe d'analyses granulométrique sondage 03au profondeur 12 – 12.55m

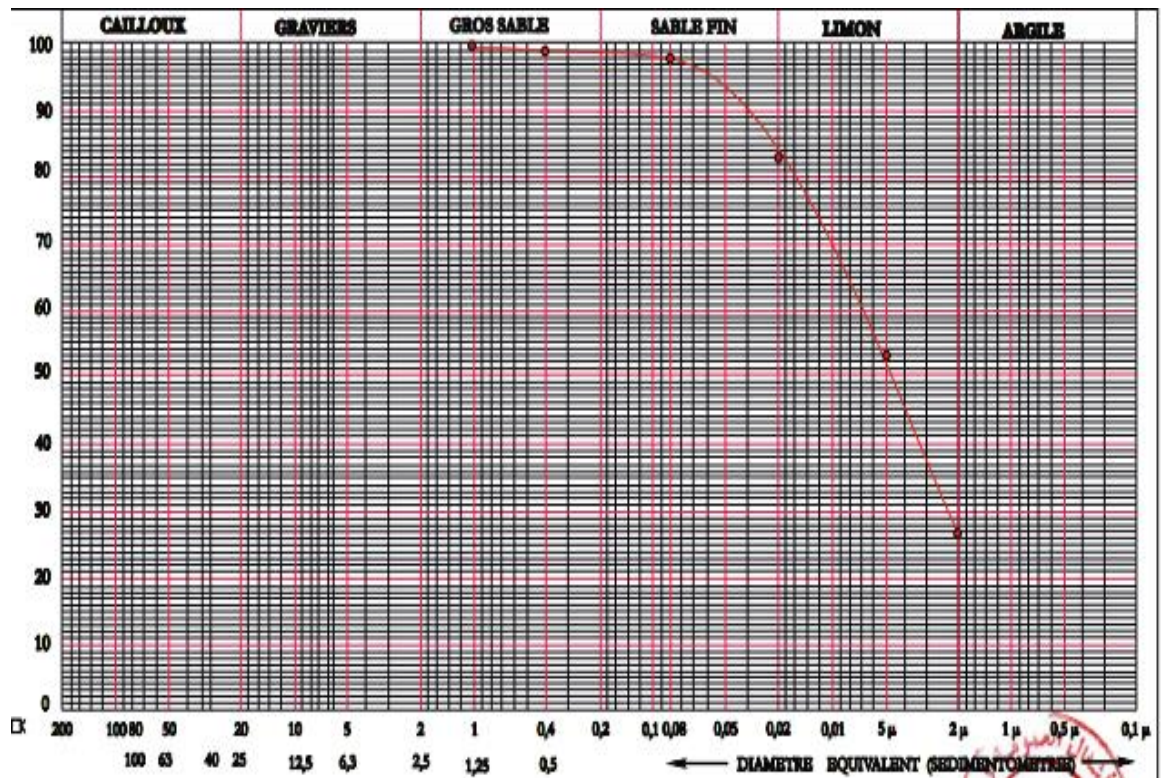


Figure N°4-17: Courbe d'analyses granulométrique sondage 04au profondeur 2.15 – 2.75m

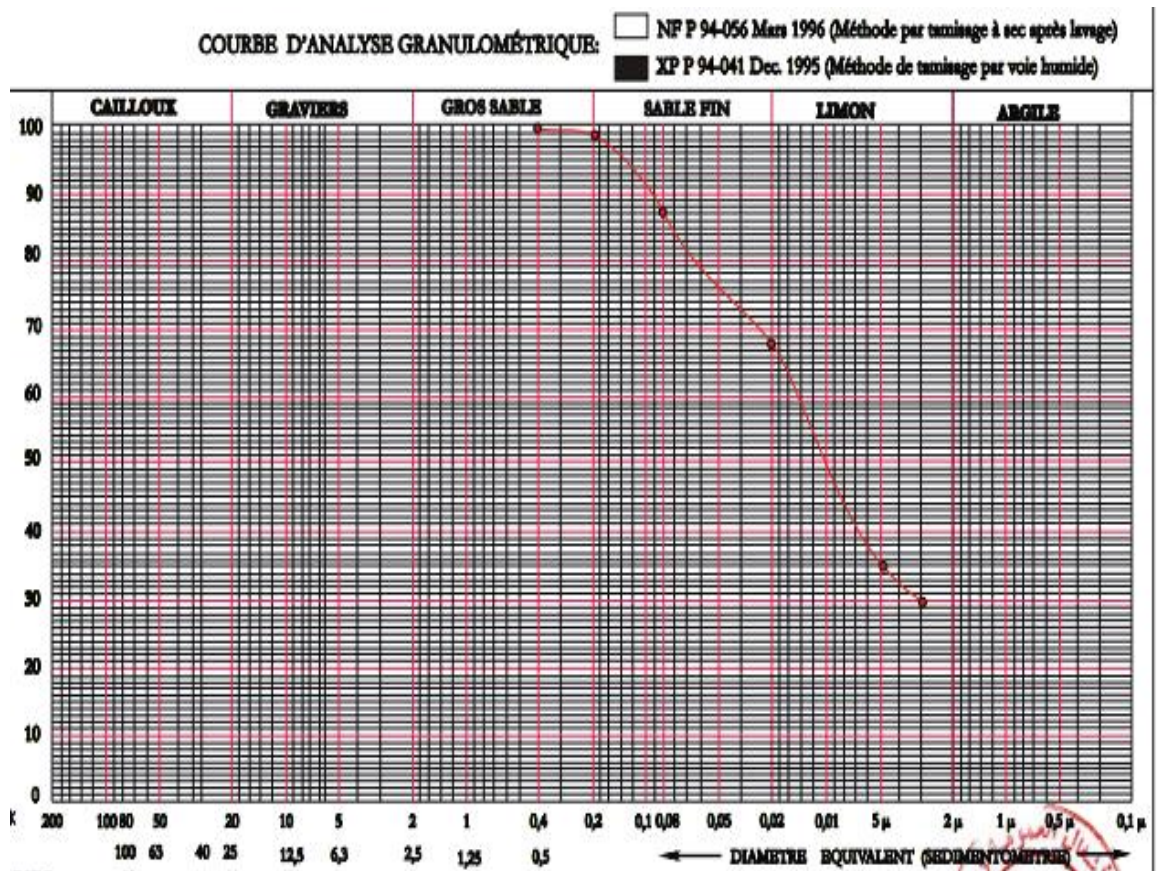


Figure N°4-18: Courbe d'analyses granulométrique sondage 04au profondeur 10.25 – 10.35m

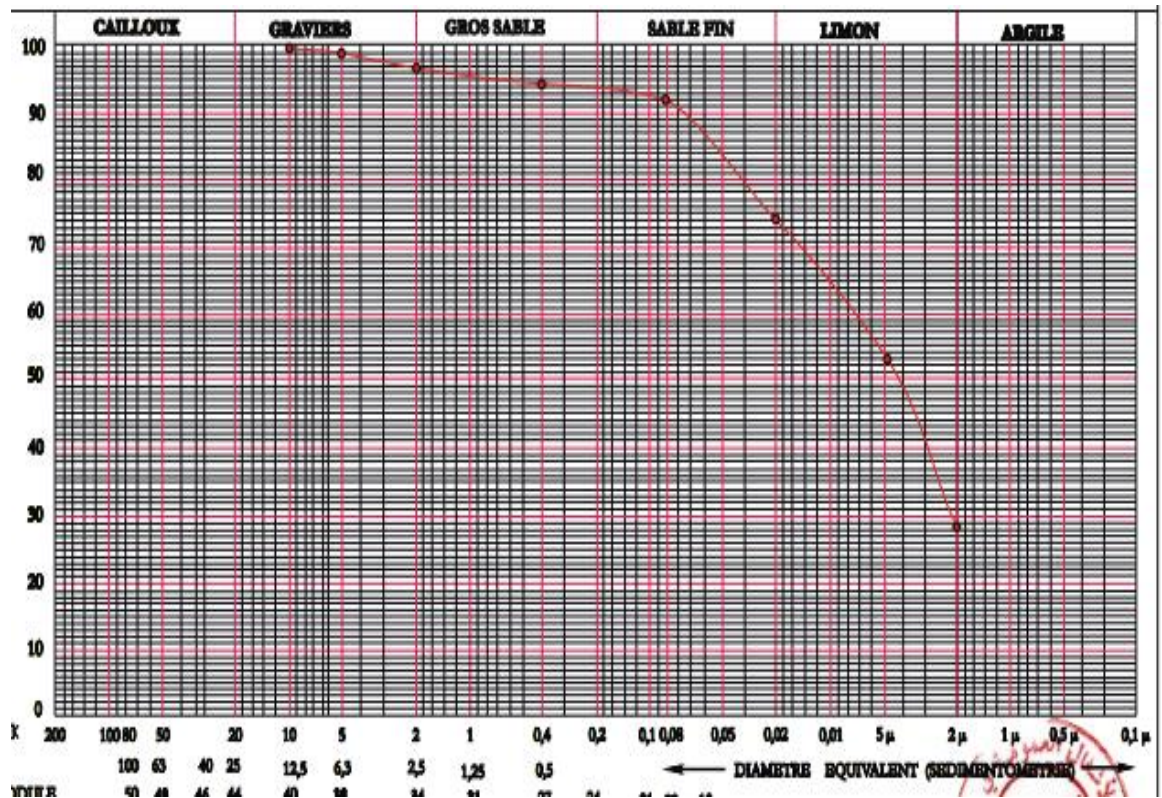


Figure N°4-19: Courbe d'analyses granulométrique sondage 05 au profondeur 5 – 6m

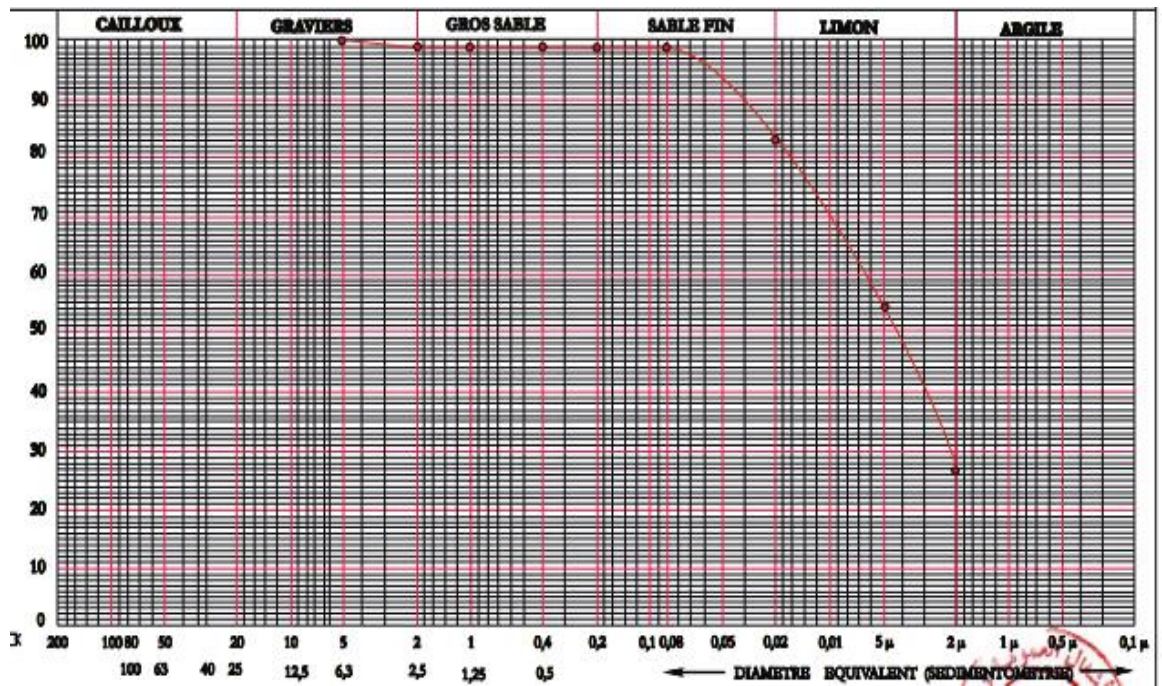


Figure N°4-20: Courbe d'analyses granulométrique sondage 05 au profondeur 16 – 18m

b) La teneur en eau et la densité

Tableau N° 4-06 : résultats la teneur en eau S1 à différente profondeur et la densité humide

Profondeur (m)	3. 0- 4.5	22.0 - 23	23.5 – 24
% la teneur en eau moy	13.7	24.81	15.5
Densité humide	2.00	1.95	2.13
Densité sèche	1.76	1.56	1.84
Teneur en eau saturation WS%	20	27	17
Degré de saturation SR%	69	92	90

Tableau N° 4-07 : résultats la teneur en eau S2 à différente profondeur et la densité humide

Profondeur (m)	2.0- 4.0	10.6. - 11	21.0 – 21.4
% la teneur en eau moy	14.7	14.58	19.68
Densité humide	2.01	2.20	2.06
Densité sèche	1.75	1.92	1.72
Teneur en eau saturation WS%	20	15	21
Degré de saturation SR%	73	97	93

Tableau N° 4-08 : résultats la teneur en eau S3 à différente profondeur et la densité humide

Profondeur (m)	2.5 - 3	9.0 – 9.6	12.0 – 12.55
% la teneur en eau mo	24.09	23.87	23.24
Densité humide	1.99	2.03	2.04
Densité sèche	1.6	1.64	1.66
Teneur en eau saturation WS%	25	24	23
Degré de saturation SR%	96	100	99

Tableau N° 4-09 : résultats la teneur en eau S4 à différente profondeur et la densité humide

Profondeur (m)	2.15 - 2.75	12 – 13	14.5 – 14.8
% la teneur en eau mo	25.07	20.24	22.6
Densité humide	1.99	2.08	2.03
Densité sèche	1.59	1.73	1.66
Teneur en eau saturation WS%	26	21	23
Degré de saturation SR%	98	96	97

Tableau N° 4-10 : résultats la teneur en eau S5 à différente profondeur et la densité humide

Profondeur (m)	5 - 6	12.0 – 13	16.0 – 18
% la teneur en eau mo	11.78	10.34	10.34
Densité humide	2.11	2.15	2.15
Densité sèche	1.89	1.95	1.95
Teneur en eau saturation WS%	16	14	14
Degré de saturation SR%	74	73	73

c) Limites d'Atterberg

Tableau N° 4-11 : Représente résultats de la Limites d'AtterbergS1 à différente profondeur

Profondeur (m)	W _l %	W _p %	I _p %
3.0-4.5	36.47	22.47	13
4.5-6.0	36.31	24.63	11.68
22.0-23.0	72.84	41.41	31.43
23.5-24	73.43	30.63	42.8

Tableau N° 4-12 : Représente résultats de la Limites d'AtterbergS2 à différente profondeur

Profondeur (m)	W _l %	W _p %	I _p %
2.0-4.0	37.6	27.21	10.39
10.6-11.0	29.4	21.71	7.69
11.0-11.3	30.30	19.24	11.06
12.6-13.0	43.37	20.95	22.42
13.6-14.0	36.44	22.87	13.57
18.3-18.7	53.27	24.75	28.52
29.25-29.75	65.51	30.24	35.27

Tableau N° 4-13 : Représente résultats de la Limites d'AtterbergS3 à différente profondeur

Profondeur (m)	W _l %	W _p %	I _p %
9.0-9.6	56.56	27.22	29.34
12.0-12.55	66.44	33.1	33.34

Tableau N° 4-14 : Représente résultats de la Limites d'AtterbergS4 à différente profondeur

Profondeur (m)	W _l %	W _p %	I _p %
2.5-2.75	52.74	23.71	29.03
4.0-4.9	52.55	24.04	28.51
10.0-10.25	36.52	22.91	13.61
11.4-12.0	38.91	20.57	18.34
13.0-13.5	64.46	28.27	36.19
14.5-14.8	69.85	36.56	33.29

Tableau N° 4-15 : Représente résultats de la Limites d'AtterbergS5 à différente profondeur

Profondeur (m)	W _l %	W _p %	I _p %
5.0-6.0	48.48	23.52	24.96
6.0-7.0	57.17	26.43	30.74
12.0-13.0	52.61	24.81	27.80
16.0-18.0	62.58	28.17	34.41

d) -Analyses chimique

Tableau N° 4-16 : Résultats analyses chimique à différente profondeur pour S1et S2

èchant	(m)	(S1)3-4.5	(S1)7-8m	(S1)22-23	(S1)25-25.5	(S2)2-2.4	(S2) 5
insoluble	%	72.7	61.2	64.8	65.3	68.3	65.5
carbonat	% CaCO ₃	17.0	30.0	25.0	26.0	20.0	23.0

Tableau N° 4-17 : Résultats analyses chimique à différente profondeur pour S2; S3; S4et S5

èchant	(m)	(S2)16.5	(S3)2.5-3	(S3)9-9.65	(S4)12-13	(S5)5-6	(S5) 12-13
insoluble	%	60.3	67.4	65.5	65.1	63.9	65.1
carbonat	% CaCO ₃	24	24	24	26.0	25	26

e) - Cisaillement rectiligne

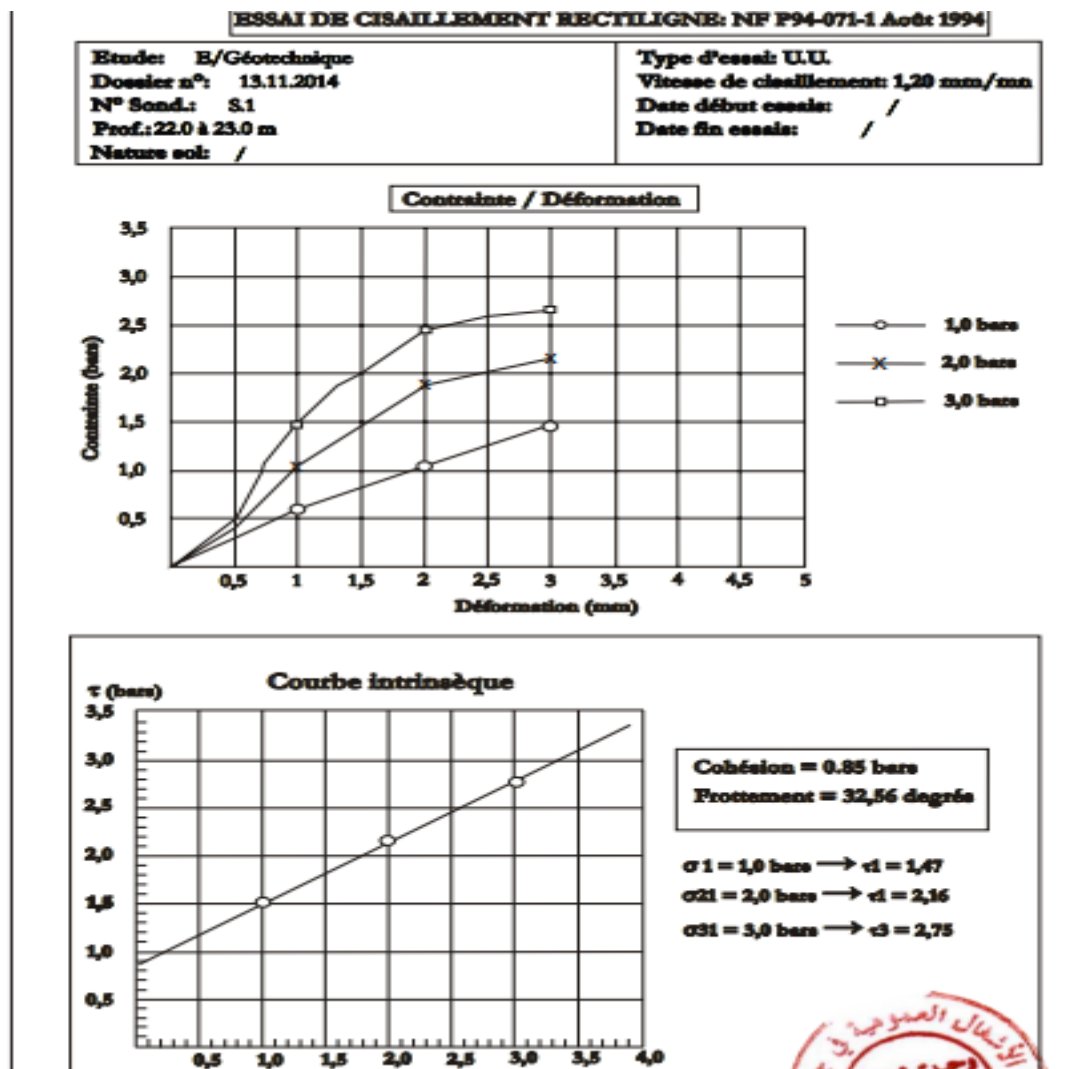


Figure N°04 -21 : Exemple résultats d'essai de cisaillement

Tableau N° 4-18: Résultats de cisaillement rectiligne à différente profondeur pour S1

Essai /profondeur (m) caractéristique	UU		CU	
	C (bars)	Angle de frot	C (bars)	Angle de frot
3.0-4.5 m	0.71	28.92	X	x
4.5-6 m	0.75	29.23	X	X
22-23m	0.85	32.56	X	X
23.5-24m	1.12	26.17	x	X

Tableau N° 4-19: Résultats de cisaillement rectiligne à différente profondeur pour S2

Essai /profondeur (m) caractéristique	UU		CU	
	C (bars)	Angle de frot	C (bars)	Angle de frot
4-4.5m	1.27	25.01	1.42	21.45
6—6.5	1.3	23.24	1.47	19.85
16-16.4	1.42	20.78	1.53	18.6
17.5-18	1.49	19.9	1.64	16.04
22.4-22.8	x	x	1.62	16.75
25-25.5	1.55	17.98	1.7	14.74

Tableau N° 4-20: Résultats de cisaillement rectiligne à différente profondeur pour S3

Essai /profondeur (m) caractéristique	UU		CU	
	C (bars)	Angle de frot	C (bars)	Angle de frot
14.5-15	1.25	28.37	1.45	23.46
29.3-29.7	1.23	22.27	1.44	25.59

Tableau N° 4-21: Résultats de cisaillement rectiligne à différente profondeur pour S4

Essai /profondeur (m) caractéristique	UU		CU	
	C (bars)	Angle de frot	C (bars)	Angle de frot
17.5-18	1.34	24.7	1.49	21.68
19.4-19.8	1.22	22.27	1.44	22.29

Tableau N° 4-22: Résultats de cisaillement rectiligne à différente profondeur pour S5

Essai /profondeur (m) caractéristique	UU		CU	
	C (bars)	Angle de frot	C (bars)	Angle de frot
5-6	0.70	32.72	x	x
6-7	0.6	32.76	x	x
12-13	0.83	28.7	x	X
16-18	0.86	27.61	X	x

F)- Compression à l'oedomètre

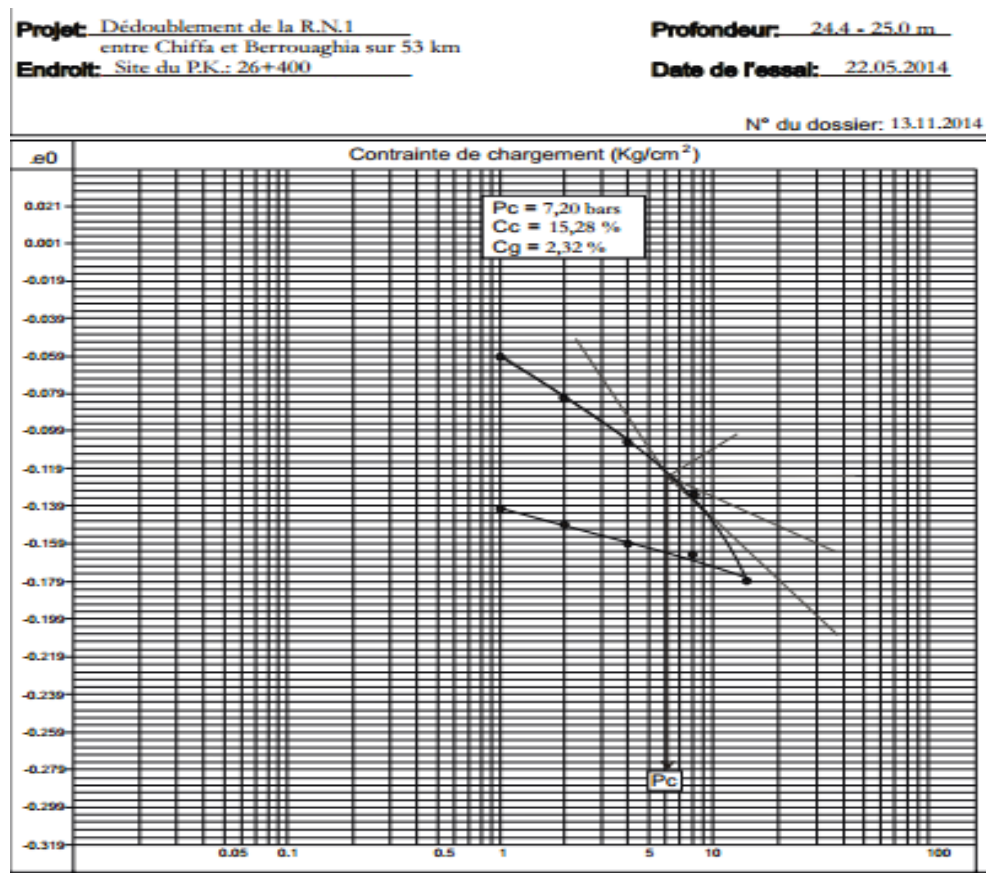


Figure N°04 -22 : Exemple résultats d’essai oedomètre S4

Tableau N° 4-23: Résultats de cisaillement rectiligne à différente profondeur pour S4

Profondeur (m)	P _C	C _c	C _g
24.4-25	7.2	15.28	2.32

Tableau N° 4-24: Résultats de cisaillement rectiligne à différente profondeur pour S3

Profondeur (m)	P _C (bars)	C _c %	C _g %
12-12.2	6.87	12.62	2.66
14.1-14.6	6.5	13.62	3.99
18.6-19	8.18	16.28	2.33
21.6-22	10.54	11.63	3.99

Tableau N° 4-25: Résultats de cisaillement rectiligne à différente profondeur pour S2

Profondeur (m)	P _C	C _c	C _g
3.6-3.9	6.7	16.94	1.99
7-7.4	6.26	16.94	2.66
25-25.5	3.54	14.28	2.33
29.25-29.75	4.7	14.95	2.33

G)- Résistante à la compression simple sur roche**Tableau N° 4-26:** Résistante à la compression simple sur roche à différente profondeur pour S1 et S5

Ech/prof (m)	Dim (cm)	Poids(g)	Densité	Charge tot	Rc (bars) moy
S1 : 7-8	9.2/18.4	2850.8	2.33	2244	34
S1 :28-28.5	9.2/18.4	2734.8	2.24	3162	48
S5 :22-23	8.5/17	2092.8	2.17	1836	32
S5 : 26-27	8.5/17	2093.7	2.17	1530	27

4-2 Calcul et Interprétations des résultats

a) Résultats présiométrique

Pour le calcul selon la méthode préssiométrique ce fait à l'aide le logiciel Foxta , le résultats finale ci-dessous :

Tableau N° 4-27: calcul des efforts et le fluage à différente profondeur pour S1

longueur	effort vertical limite (t)		Charge de fluage (t)	
	Dia= 1m	Dia= 1.2m	Dia= 1m	Dia= 1.2m
20	421	564	246	324
25	690	933	395	527
30	684	913	402	529

Tableau N° 4-28: calcul des efforts et le fluage à différente profondeur pour S2

longueur	effort vertical limite en t		Charge de fluage (t)	
	Dia= 1m	Dia= 1.2m	Dia= 1m	Dia= 1.2m
20	343	469	193	260
25	403	537	238	312
30	477	632	285	372

Tableau N° 4-29: calcul des efforts et le fluage à différente profondeur pour S3

longueur	effort vertical limite en t		Charge de fluage (t)	
	Dia= 1m	Dia= 1.2m	Dia= 1m	Dia= 1.2m
20	421	574	238	320
25	523	701	304	402
30	577	768	341	447

Tableau N° 4-30: calcul des efforts et le fluage à différente profondeur pour S4

longueur	effort vertical limite en t		Charge de fluage (t)	
	Dia= 1m	Dia= 1.2m	Dia= 1m	Dia= 1.2m
20	494	673	278	374
25	624	826	372	485
30	736	964	448	578

Evaluation du tassement :

Les tassements des fondations profondes sont évalués à partir de la charge de fluage. Généralement le tassement dans les fondations profondes est très petit, le tassement admissible est limité à 50 mm.

A l'aide du logiciel foxta (Taspie) le tassement d'un pieu isolé, de 1.2 m de diamètre et de 32 m de profondeur, soumis à une charge en tête de 10000 KN, est 0.021m.

b) Résultats au laboratoire

– principe du calcul :

La charge limite d'un pieu isolé est déterminée par la formule statique suivante :

$$Q_n = Q_p + Q_f \dots\dots\dots (\text{Tonnes}) \quad \text{Avec :}$$

La résistance unitaire du sol sans la pointe q_p , conduisant à la charge limite de pointe:

$$Q_p = q_p A_p \quad (A_p : \text{section droite de la pointe})$$

La résistance q_f due au frottement du sol sur la surface latérale du pieu ; si q_f est le frottement latéral unitaire limite, la charge limite par frottement latéral sera :

$$Q_f = q_f A_f \quad (\text{avec } A_f \text{ surface latérale du pieu})$$

– calcul de Q_p :

Tout d'abord on vérifie la profondeur critique, au-delà duquel la contrainte due à la pointe du pieu reste constante. En général, la règle expérimentale stipule que :

- Dans un sol homogène, l'ancrage critique (encastrement dans le substratum) est donné par l'expression : $H_c = \max (6 \varnothing, \text{ soit } 3.00 \text{ m})$;
- Dans un sol hétérogène, l'ancrage critique (encastrement dans le substratum) est donné par: $D_c = 3 \varnothing$.

Pour les cas des appuis, si on prend un diamètre du pieu $\varnothing = 1.20 \text{ m}$ (au maximum), avec un milieu soit disant hétérogène, l'ancrage critique correspondra à :

$$H_c = 1.20 \times 3.00 = 3.60 \text{ m}$$

La fiche du pieu sera : $D = D_1 + 3.60$.

q_p est définie par l'expression suivante :

Dans un sol purement cohérent tel que le cas de la roche calcaro-marneuse, la formule est :

$$q_p = 7.\lambda. C_u$$

Tableau N° 4-30: calcul des charges à différente profondeur et déférent diamètre du pieu

N° sondage	Dia du pieu	Prof (m)	Qf (t)	Qp (t)	(Qp/3)+Qf/2	(Qf+Qp)/3
S01	1m	21	370	80	212	150
		27	656	1429	804	695
	1.2m	21	444	115	261	187
		27	787	2057	1079	948
S02	1m	21	617	106	344	241
		25	753	108	412	287
	1.2m	21	741	153	422	298
		25	904	155	504	353
S03	1m	21	573	88	316	220
		26	714	88	386	267
	1.2m	21	688	127	420	294
		26	856	127	470	328
S04	1m	21	604	87	331	230
		26	743	87	401	277
	1.2m	21	725	125	404	283
		26	892	125	488	339
S05	1m	21	359	61	200	140
		26	647	964	645	537
	1.2m	21	430	88	245	173
		26	776	1389	851	722

D’après les résultats obtenue on a constaté que

*Les marnes argileuses bleuâtres, fossilifères seules ou en alternance avec des grès.

* L’analyse granulométrique effectuée sur les échantillons montre que cette formation renferme une quantité appréciable de sables fins et de limons (19 - 89 % sont inférieur à 0.2mm) avec un taux appréciable de fines argileuses (20 - 53 % d’éléments inférieurs à 2µm) ;

* Ce pourcentage d’argile a confié au sable une cohésion et une plasticité variant entre 08 et 41%. D’après la classification de Casagrande, il s’agit d’un limon – argilo – sableux de moyenne à forte plasticité ;

* Ce matériau est parfois très dense et très humide : $2.00 < \gamma_d < 2.20 \text{ t/m}^2$, pour une teneur en eau : $10.34 < w < 26.06 \%$;

* Les échantillons touchés par l’analyse chimique sommaire dans les deux horizons ont révélé un fort pourcentage d’insolubles : 61.2 à 72.7 %, un taux de carbonates compris entre 17 et 26 % et une teneur en sulfates nulle ;

* Les caractéristiques intrinsèques de ce matériau obtenues par les essais de cisaillement U.U et C.U. (à la boîte de Casagrande) sont pour l'essai de cisaillement

U.U. : $18 < \varphi^\circ < 33$ pour une cohésion : $0.60 < C < 1.55$ bars. L'essai de cisaillement

C.U. : $15 < \varphi^\circ < 26$, pour une cohésion : $1.42 < C < 1.70$ bars ;

* L'essai de compression à l'Oedomètre, effectué sur des échantillons intacts a révélé des valeurs de la pression de consolidation comprises entre : $03.54 < P_c < 08.18$ bars, des coefficients de consolidation compris entre : $0.143 < C_c < 0.165\%$ et des coefficients de gonflement compris entre : $01.99 < C_g < 02.33\%$. Ces résultats dénotent un sol peu gonflant et moyennement compressible.

Pour les faciès rocheux les seuls essais réalisés sont ceux de la résistance à la compression simple sur des carottes normalisées de grès, ils ont donné des R_c variant entre 32 et 48 bars pour des densités variant de 02.17 à 02.33 t/m³

4-3 Comparaison des résultats de calculs de la charge limite des pieux par les deux méthodes

Tableau N° 4-31

N° sondage	Dia du pieu	Prof (m)	(Qp/3)+Qf/2 Au labo	Charge de fluage (t) In situ
S01	1m	21	212	246
		27	804	395
	1.2m	21	261	324
		27	1079	527
S02	1m	21	344	193
		25	412	260
	1.2m	21	422	138
		25	504	312
S03	1m	21	316	238
		26	386	304
	1.2m	21	420	320
		26	470	402
S04	1m	21	331	278
		26	401	378
	1.2m	21	404	374
		26	488	485

4-4 Conclusion

La lithologie montre des marnes sableuses bleuâtres, fossilifères seules ou en alternance avec des grès dans les 30 premiers mètres. Cette marne se présente sous forme d'un empilement de lits formant des paquets de 1.0 à 2.0 mètres d'épaisseur, séparés par des inter- lits à travers lesquels circulent les eaux des nappes. Ce mode de sédimentation est à l'origine des différents glissements de terrains lorsque les faciès sont saturés d'eau.

Les marnes argileuses bleuâtres, fossilifères sont constantes dans la région et ont la particularité d'être très déliquescentes, elles constituent un sol très instable.

La nappe a été détectée à -4.0 mètres de profondeur.

L'analyse granulométrique des marnes argileuses bleuâtres a montré qu'elles renferment une quantité appréciable de limons, mêlés à des sables fins et des argiles.

Le pourcentage d'argile a confié au sable une cohésion et une plasticité le classant d'après Casagrande, parmi les limons – argilo – sableux de moyenne à forte plasticité. Les caractéristiques intrinsèques de ce sol obtenues par les essais de cisaillement à la boîte de Casagrande, ont montré qu'il travaille aussi bien en frottement qu'en cohésion.

L'essai de compression à l'Oedomètre a révélé des résultats dénotant un sol peu gonflant et peu à moyennement compressible.

Des carottes normalisées du grès présent, ont permis de réaliser des essais de la résistance à la compression simple, ils ont donné : $32 < R_c < 48$ bars et des densités : $02.17 < \gamma_d < 02.33$ t/m³.

Le sol du site n'est pas agressif, selon les résultats chimique , un ciment ordinaire peut être utilisé pour le coulage de l'infrastructure ;

L'étude a été menée afin d'établir un viaduc qui nécessitait des calculs des fondations profonds c'est pour cela on va choisi la réalisation d'un pieu foré sans refoulement.

La capacité portante d'un pieu est mentionnée ci-dessus, elle est donnée en fonction du diamètre du pieu. Le nombre de pieu sous semelle sera choisi de sorte que la stabilité des fondations soit assurée horizontalement et verticalement.

Le pieu ancré dans le bon sol suivant le résultat de la compression simple et les caractéristiques géotechniques qui sont bonne à un diamètre de 1.2m et de longueur 30 à 36 m.

Comme le terrain est composé de faciès marno-argileux à des argiles sableuses témoignant, selon les résultats géotechniques, l'aspect des argiles de type Kaolinite qui sont souvent compressibles et rétractables, donc il faut vérifier la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis le glissement.

Le tassement d'un pieu isolé, de 1.2 m de diamètre et de 32 m de profondeur, soumis à une charge en tête de 10000 KN, est 0.021m, donc c'est acceptable d'après les normes.

*Conclusion
Générale*

Conclusion

Au terme de ce mémoire nous avons tirés plusieurs conclusions qu'on peut résumer comme suit :

Reconnaissance de sol doit faire l'objet d'un programme combiné entre des essais in situ et des essais en laboratoire ;

Les essais in situ qui permis d'apprécier l'état de sol dans ses conditions réelles présentent des avantages qui les favorisent dans la plus part des cas d'étude ;

Le cout élevé des essais in situ, présente une contrainte pour leur proposition pour certains projets ;

La majorité des essais in situ nécessitent des équipements lourds imposant ainsi des accès faciles pour accéder sur site, ce qui n'est pas le cas dans tous les projets ;

La reconnaissance de sol au moyen des essais de laboratoire présente une alternative pour les essais in situ ;

Le prélèvement des échantillons fait appel toujours au méthode de reconnaissance in situ notamment les sondages carottés ;

La simplicité et le cout bas des essais de laboratoire permis de multiplier le nombre d'échantillons et faire les corrélations entre les résultats obtenus ;

Les conditions de prélèvement des échantillons présentent un grand souci pour la fiabilité des résultats ;

Les échantillons remaniés changent le comportement de sol et influent sur la fiabilité des résultats des essais au laboratoire ;

Les points suscités montrent que pour une reconnaissance optimiste du sol il est utile d'exploiter au maximum les résultats des essais in situ et de les compléter par des essais au laboratoire, dans le cas où les contraintes financières ou les conditions du site ne permet pas la réalisation des essais in situ, il est possible de établir l'étude sur la base des essais en laboratoire tout en respectant les conditions de prélèvement des échantillons.

Pour le calcul des fondations, il faut toujours baser sur les caractéristiques des couches concernées ;

L'utilisation des logiciels géotechniques permet un meilleur calcul des fondations et nous donne la possibilité de faire plusieurs simulations.

Conclusion

En fin nous pouvons dire que le domaine géotechnique et notamment le calcul des fondations est un monde très vaste et très complexe et représente une piste de recherche très intéressante pour les étudiants et les professionnels spécialisés en génie civil .

Parmi les contraintes et les problèmes auxquels j'ai été confronté et qui ont affecté directement le travail, l'épidémie Corona et les arrêts d'urgence qui l'accompagnent et le manque de disponibilité d'un chantier. Par conséquent, une ancienne étude a été exploitée pour l'inclure dans mon travail afin de le compléter. Aussi un manque de références dans la bibliothèque, en plus, j'ai souhaité maîtriser logiciel Foxta selon mon plan de travail.

Malgré tout ça j'ai pu arriver à ce stade grâce à Dieu le tout puissant et monsieur l'encadreur

Bibliographie

Références bibliographiques

- [1] : **BOUROKBA MRABENT Souad** - CALCUL PRATIQUE DES FONDATIONS
- [2] : **Khaled MEFTAH** - COURS ET EXERCICES DE MECANIQUE DES SOLS
- [3] : **M.BUSTAMANTE ,R.FRANK** -EVALUATION DE QUELQUES METHODES DE CALCUL DES PIEUX FORES
- [4] : **FASCICULE N° 62 - Titre V RÈGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES FONDATIONS DES OUVRAGES DE GÉNIE CIVIL CCTG**
- [5] : **Roger Frank** -fondations superficielles
- [6] : **Roger Frank** -Fondations profondes
- [7] : **Professeur M.L.ABIDI** -Les fondations
- [8] : **Dr. Khelifa HARICHANE** -Mécanique des sols 1 (tassement)
- [9] : **Ali bouafia** -mécanique des sols appliquée problèmes résolus
- [10] : **Norme française**
- NF P 94-110-1 Essai préssiométrique Ménard
- NF P94-064 la masse volumique
- NF P 94-056 Analyse granulométrique par tamisage
- NF P 94-057 Analyse granulométrique par sédimentation
- NF P 94-051 Limites d'Atterberg
- NF P 94-068 Valeur de Bleu de Méthylène (VBS)
- NF P94-060.2 Retrait linéaire
- NF P 94-071 Cisaillement Rectiligne A La Boite De Casagrande
- XP P 94-090-1 Essais œdométriques
- NF P 94-074 Cisaillement triaxial

XP P 94-202 Sondage carotte

NF P 94-117-1 essai de chargement a la plaque

[11] : **Matthieu FEREGOTTO et Fabrice ROJAT** -Tassement et consolidation des sols fins

[12] : **Emile olivier** -Technologie des méthodes de construction, SOL ET FONDATION

[13] : [www. TECHNIQUES DE L'INGENIEUR L'EXPERTISE TECHNIQUE ET SCIENTIFIQUE DE RÉFÉRENCE.fr](http://www.TECHNIQUES_DE_L'INGENIEUR_L'EXPERTISE_TECHNIQUE_ET_SCIENTIFIQUE_DE_REFERENCES.fr)

[14] : [www. Géologie et sols JLB Lycée Adolphe CHERIOUX](http://www.Géologie_et_sols_JLB_Lycée_Adolphe_CHERIOUX)

[15] : www.conetec.com/fr

[16] : [www.4génie civil .com](http://www.4génie_civil.com) Cours sur les fondations superficielles et les fondations profondes

[17] : www.toutsurlebeton.fr

[18] : [www.guide beton.com](http://www.guide_beton.com) [3] : article des différents types et caractéristiques des fondations superficielles

[19]:[www .planète tp.com](http://www.planète_tp.com)

[20] :www.almohandiss.com

[21] : www.fondasol.fr

[22] : geomeca.fr

[23] : sigessn.brgm.fr