



Université de Jijel



Faculté des Sciences

Geo - 13/09

Département des sciences de la terre

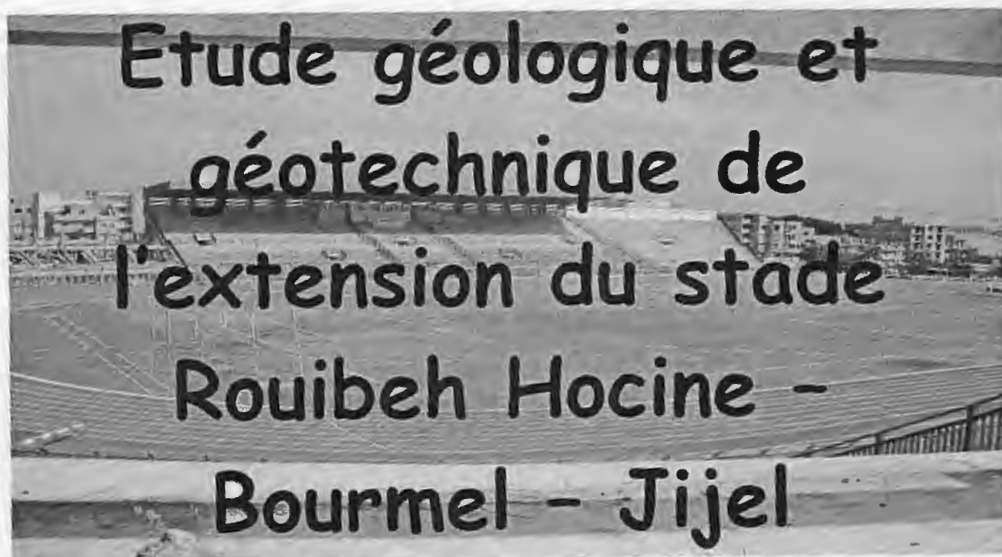
$\frac{1}{1}$

Mémoire

De fin d'Etude en Vue de l'Obtention du Diplôme
d'Ingénieur d'Etat en Géologie

Option : Géologie de l'Ingénieur

Thème



Membres de jury :

- ✓ Président : Mr ZENNIR Abdelmalek
- ✓ Examineur : Mr ROUIKHA Youcef
- ✓ Mr KESSASRA Fares
- ✓ Encadreur : Mr BAGHDAD Abdelmalek

Réalisé par :

- ✓ BOUKEHIL Saida
- ✓ AISSANI Wassila



Promotion : 2009

Remerciement

*Nous rendons grâce à dieux le tout puissant qui nous a
donnée l'aide, La patience et le courage pour accomplir ce
travail.*

*Nos vifs remerciements pour, Mr. Baghdâd
Abdelmalek*

*Nos remerciements vont aux membres de Jury, pour
l'intérêt qu'ils portent à notre travail en acceptant de le
juger.*

*Nous tenons aussi à remercier tous nos enseignants, pour
leur participation à notre formation. Qu'ils trouvent ici
l'expression de nos sentiments les plus respectueux et de
notre profonde gratitude pour leur gentillesse,
disponibilité et soutient.*

*Nous remercions tous ceux qui d'une manière ou d'une
autre ont participé à la réalisation de ce travail.*

Wassila, Saïda

RESUME

Le problème d'évaluation de la capacité portante est largement étudié en tenant compte des différents paramètres géométriques et mécaniques. Les calculs sont basés sur la méthode d'équilibre limite, la méthode de ligne de glissement et la méthode d'analyse limite. Malgré la diversité dans les méthodes de calcul, l'écart entre les valeurs de capacité portance est très large.

Ce travail vise d'une part en l'estimation numérique de la capacité portante et des tassements pour des fondations filante et carrée sous une charge verticale centrée, en utilisant d'une part les formules ordinaires de calcul, et d'autre part en utilisation le code Plaxis afin d'estimer les déformations, et enfin la comparaison de ces résultats numériques.

MOTS CLES : Fondation filante et carrée, capacité portante, modélisation numérique, charge centrée, comportement.

ABSTRACT

The problem of evaluation of the bearing capacity is largely studied by taking account of the various geometrical and mechanical parameters. Calculations are based on the method of ultimate equilibrium, the method of line of slip and the method of analysis limiting. In spite of diversity in the methods of calculation, the difference between the values of capacity bearing pressure is very broad.

This work aims on the one hand in the numerical estimate of the bearing and compressing for foundations slipping by and square capacity under a centered vertical load, by using on the one hand the ordinary formulas of computation, and on the other hand of use the Plaxis code in order to estimate the deformations, and finally the comparison of these numerical results.

KEY WORDS: Strip and circular footing, numerical modelling, vertical load, behaviour.

تلخيص:

إشكالية تقييم قدرة احتمال التربة تم دراستها بشكل كبير عن طريق استعمال مختلف العوامل الهندسية والميكانيكية لهذه التربة، عملية الحساب تعتمد على عدة أسس ومناهج، منهج التوازي المحدود، منهج خط الانزلاق المحدود ومنهج التحليل المحدود. رغم الاختلاف في مناهج الحساب، إلا أن هناك فرق كبير بين قيم قدرة الاحتمال المتحصل عليها.

هذا العمل استهدف من جهة التقدير العددي لقدرة احتمال التربة وانزلاق الأساسات المستطيلة والمربعة تحت تأثير قوة عمودية مركزية عليها، من جهة أخرى استعمال صيغ الحساب العادية ومن جهة أخرى استعمال برنامج الإعلام الآلي (plaxis) في نهاية تقييم التغيرات الحادثة، أخيراً مقارنة النتائج الحسابية المتحصل عليها.

كلمات مفتاحية: أساسات مستطيلة، مربعة، قدرة تحمل، نموذج حسابي، قوة مركزية، سلوك.

Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Généralités

I.1. Situation géographique	2
I.2. Aperçus géomorphologique	3
I.3. Aperçus climatiques.....	3
I.4. Végétation	3
I.5. Aperçu sismique.....	3
I.6. Aperçu hydrogéologique.....	4

Chapitre II : Contexte géologique

II.1. Géologie régionale.....	5
II.1.1. Introduction.....	5
II.1.2. Géologie de la petite Kabylie occidentale	5
II.1.2.1. Domaine Kabyle.....	5
II.1.2.1.1. Le Socle Kabyle.....	6
II.1.2.1.2. La Dorsale	6
a. La Dorsale interne.....	6
b. La Dorsale médiane	6
c. La Dorsale externe	6
II.1.2.2. Domaine des flyschs	6
II.1.2.2.1. Le flysch Maurétanien	7
II.1.2.2.2. Le flysch Massylien	7
II.1.2.2.3. Le flysch numidien.....	7
II.1.2.3. Les formations telliennes et de l'avant pays	7
- Une série Ultra-tellienne	7
- Une série Méso-tellienne.....	8
- Une série Péri-tellienne	8
II.1.2.4. L'Oligo-Miocène Kabyle « O.M.K ».....	8
II.1.2.5. Les formations post-nappes.....	8
II.1.2.5.1. La série marneuse Tortono-Messinien.....	8
II.1.2.5.2. Les conglomérats du Pliocène	8
II.1.2.6. Les formations Quaternaires	8
II.1.2.6.a. Les dunes du sable.....	8
II.1.2.6.b. Les alluvions	9
II.1.2.7. Aperçus tectonique de la partie occidentale du massif de la petite Kabyle	9

II.2. Géologie locale	11
II.2.1. Introduction.....	11
II.2.2. Présentation de la litho-stratigraphie	11
II.2.2.1. Les dépôts Quaternaires	11
II.2.2.1.1. Les grés dunaires.....	11
II.2.2.1.2. Les sables rouges	11
II.2.2.2. Les dépôts de l'Oligo-Miocène Kabyle (O. M .K)	12
II.2.2.2.1. Les conglomérats de base	12
II.2.2.2.2. La molasse de l'O. M .K	12
▪ La matrice marneuse	12
▪ Les Olistostromes	12

Chapitre III : Etude climatologique

III.1. Introduction	14
III.2. Le climat.....	14
III.3. Les Aléas climatiques.....	15
III.3.1. Le vent	15
III.3.2. L'humidité	15
- L'humidité absolue.....	15
- L'humidité relative	15
III.3.3. Evaporation.....	16
III.4. Les caractéristiques climatiques.....	16
III.4.1. Précipitation.....	16
III.4.1.1. Variation des Précipitation moyennes annuelles	16
III.4.1.2. Variation des précipitations moyennes mensuelles	17
III.4.2. La température.....	18
III.4.3. L'Aridité	19
III.5. Graphique OMBRO-THERMIQUE	20
III.6. Essai de Bilan	21
III.6.1. Calcul de l'évapotranspiration.....	21
III.6.1.1. L'évapotranspiration potentielle (E.T.P)	21
III.6.1.2. L'évapotranspiration réelle	21
III.6.2. Etablissement du bilan hydrologique	22
III.6.2.1. Calcul de la réserve utile contenue dans le sous sol : RFU	22
III.6.3. Estimation du ruissellement et de l'infiltration.....	23
- Calcul de l'infiltration	23
III.7. Conclusion.....	24

Chapitre IV : Analyse géotechnique des terrains de fondation

IV.1. Introduction	25
IV.2. Programme des essais géotechniques	25
IV.3. Les essais in situ	25
IV.3.1. Les sondages carottés	27
IV.3.2. Essai de pénétration dynamique	31
IV.3.2.1. Définition	31
IV.3.2.2. Domaine d'application	31
IV.3.2.3. Résistance dynamique de pointe q_d	31
IV.3.2.4. Principe de l'essai	31
IV.3.2.5. Appareillage et instruments de mesure	32
- Présentation du pénétromètre PDA	32
- Système d'injection	32
IV.4. Essais de laboratoire	36
IV.4.1. Les propriétés physique	36
IV.4.1.1. La teneur en eau et le degré de saturation	36
IV.4.1.2. Poids volumique sèche et humide	36
- Poids volumique humide du sol (ou apparent) γ_h	36
- Poids volumique du sol sec (γ_d)	37
IV.4.1.3. Analyse granulométrique	37
IV.4.1.4. Limites d'Atterberg	38
a. Limite de liquidité (W_L)	38
b. Limite de plasticité (W_p)	39
▪ Indice de plasticité (I_p)	40
▪ Indice de consistance (IC)	40
IV.4.2. Les propriétés mécaniques	41
IV.4.2.1. Essai de cisaillement rectiligne à la boîte	41
▪ Principe de l'essai	41
IV.4.2.2. Essai œdométrique	43
▪ Domaine d'application	43
▪ Principe	43
▪ Expression des résultats	43
a. Graphiques	43
b. Indice de compression (C_c)	44
c. Indice de gonflement (C_g)	44
d. Pression de Consolidation (σ'_c)	44
IV.4.2.3. Résistance à la compression	45
IV.5. Analyse chimique	46
IV.6. Conclusion	47

Chapitre V : Etude d'interaction sol structure

V.1. Introduction	48
V.2. Types de fondations superficielles	48
V.3. Capacité portante et tassement	49
V.3.1. L'état de contrainte limite dans le sol.....	49
V.3.2. Contrainte admissible du sol de fondation	50
V.3.2.1. Calcul de la Contrainte admissible à partir des essais de pénétration dynamique.....	50
V.3.2.2. Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (méthode « c- ϕ »).....	51
V.3.2.2.1. Pour une semelle carrée	52
▪ Charge initiale critique Pcr1	52
▪ Charge limite critique Pcr2.....	52
▪ Contrainte admissible Qad	52
V.3.2.2.2. Pour une semelle Filante.....	52
▪ Charge initiale critique Pcr1	52
▪ Charge limite critique Pcr2.....	52
▪ Contrainte admissible Qad	52
V.4. Calcul des tassements par les résultats de l'essai œdométrique.....	56
V.5. Vérification de la stabilité du système de fondation	57
Exemple de calcul des charges Semelle SF 7	58
V.6. Essai de modélisation de la fondation par le logiciel PLAXIS	60
V.6.1. Introduction	60
V.6.2. Présentation du logiciel PLAXIS	61
V.6.3. Définition de la géométrie et de caractéristiques des matériaux	61
V 6.3.1. Modèle géométrique.....	61
V.6.3.2. Caractéristiques des matériaux.....	61
V.6.4. Chargement et conditions aux limites	62
V 6.5. Génération du maillage.....	62
V.6.6 Phasage de calcul	63
Phase 0	63
Phase 1 : lancer le programme calcul	63
V.6.7. Exploitation des résultats.....	64
V.6.8. Conclusion	66
Conclusion générale.....	67
Références bibliographiques	

Liste des tableaux

Tableau III.1: Humidité relative moyenne mensuelle.....	15
Tableau III.2: Valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation.....	16
Tableau III.3 : Caractéristiques de station pluviométrique (station Achouat)	16
Tableau.III.4 : Répartition moyenne annuelle des précipitations	17
Tableau III.5: Répartitions moyennes mensuelles des précipitations	17
Tableau III.6: Répartition des précipitations saisonnières	18
Tableau III.7 : Répartition des températures moyennes mensuelles et saisonniers	18
Tableau III.8 : Répartition des précipitations et températures moyennes Mensuelles	20
Tableau III.9: Calcul de l'ETP selon Thornthwaite.....	22
Tableau III.10 : Calcul du Bilan hydrologique selon « Thornthwaite »	22
Tableau IV.1: Les essais in situ.....	25
Tableau IV.2 : Résultats des essais de sondages carottés.....	27
Tableau IV.3 : Essai de pénétration dynamique Zone A.....	33
Tableau IV.4 : Essai de pénétration dynamique Zone B	34
Tableau IV.5 : Essai de pénétration dynamique Zone C	35
Tableau IV.6 : Poids volumiques sèches et humides.	37
Tableau IV.7 : Résultats des analyses granulométriques des terrains de fondation.....	38
Tableau IV.8 : Classifications des sols en fonction de I_p et I_c	40
Tableau IV.9 : Résultats des Limites d'Atterberg.....	40
Tableau IV.10 : Résultats de l'essai de cisaillement.....	42
Tableau IV.11 : Classification des sols en fonction du coefficient de compressibilité C_c	44
Tableau IV.12 : Résultats des essais œdométrique	45
Tableau IV.13 : Résultats des analyses chimiques	46
Tableau IV.14 : Résultats des analyses chimiques de sulfates	46
Tableau V.1 : Calcul de la contrainte admissible à partir des résultats de l'essai de pénétromètre dynamique pour la zone A (module G_b , G_4).....	50
Tableau V.2 : Calcul de la contrainte admissible à partir des résultats de l'essai de pénétromètre dynamique pour la zone B (module G_1 , G_2 , G_3 et G_a).....	51
Tableau V.3 : Calcul de la contrainte admissible à partir des résultats de l'essai de pénétromètre dynamique pour la zone C (module G_{11} , G_{10} , G_d , G_c et G_9).....	51
Tableau V.4 : Valeurs de N_c , N_q et N_γ (DTU 13.12, 1988)	53
Tableau V.5 : Paramètres géotechniques utilisés pour le calcul de la capacité portante (C , ϕ , γ , N_q , N_c , N_γ).	53
Tableau V.6 : Calcul de la charge initiale critique, charge limite critique et la contrainte admissible à partir des résultats des essais de laboratoire pour la zone A	54

Tableau V.7 : Calcul de la charge initiale critique, charge limite critique et la contrainte admissible à partir des résultats des essais de laboratoire pour la zone B	54
Tableau V.8 : Calcul de la charge initiale critique, charge limite critique et la contrainte admissible à partir des résultats des essais de laboratoire pour la zone C	55
Tableau V.9 : Résultats finals de calcul des contraintes admissibles, type de fondation et des ancrages à prendre en considération	55
Tableau V.10 : Résultats de calcul des tassements pour le cas d'une semelle filante(1.5 x 15) pour l'ensemble des modules.....	56
Tableau V.11 : Résultats de calcul des tassements pour le cas d'une semelle carrée (1.5 x 1.5) pour l'ensemble des modules.	57
Tableau V.12 : Résultats de calcul de capacité portante et contrainte admissible des quatre semelles filantes du module Gc et Gd	58
Tableau V.13 : Résultats de calcul des charges totales au niveau de chaque semelle pour le module Gc et détermination de la contrainte au sol	59
Tableau V.14 : Résultats de calcul des tassements au droit de chaque semelle pour le module Gc et Gd	60
Tableau V.15 : Paramètres physico-mécaniques de la couche d'argile	62
Tableau V.16 : Récapitulatifs des valeurs de déformation obtenus par le logiciel Plaxis et le calcul Par formule.....	66

Liste des figures

Fig. I.1 : Plan de situation géographique du site étudié (Extrait la carte Djidjelli N° 1-2).2
Fig. I.2 : Contexte Sismo-Tectonique de la région Jijel – Bougie(C.R.A.A.G ; 1971).....	4
Fig. II.1 : Schéma structural de la méditerranée occidentale (Durand Delga, et Fontboté ; 1980).5
Fig. II.2 : Schéma structural de la Kabylie occidentale (in Y. Rouikha, 2008).10
Fig. II.3 : Colonne stratigraphique type de la région de Bou'rmel.....	13
Fig. III.1 : Carte des précipitations annuelles moyennes de l'Est Algérien (D'après A.N.R.H.,1993 : données moyennes de 60 ans, périodes du 1 ^{er} septembre 1921 au 31 août 1960 et du 1 ^{er} septembre 1968 au31 août 1989) (A. Mebarki, 2005).....	14
Fig. III.2 : Graphe de variation de l'humidité relative.....	15
Fig. III.3 : Courbe d'évaporation moyenne mensuelle.....	16
Fig. III.4 : Distribution des précipitations moyennes mensuelles.....	17
Fig. III.5 : Répartition des précipitations saisonnière.....	18
Fig. III.6 : Distribution des températures moyennes mensuelle (période 1999-20008).....	19
Fig. III.7 : Courbes ombrothermiques (période 1999-2008).....	20
Fig. III.8 : Graphe du Bilan hydrologique par la méthode de Thornthwaite.....	24
Fig. IV.1: Plan d'implantation des essais de reconnaissance géotechnique et les coupes géotechniques.....	26
Fig. IV.2 : Coupe géotechnique NW-SE au niveau de la zone A.....	28
Fig. IV.3 : Coupe géotechnique NW-SE au niveau de la zone B.....	29
Fig. IV.4 : Coupe géotechnique NW-SE au niveau de la zone B.....	30
Fig. IV.5 : Pénétrömètre dynamique PDA (NF P 94- 114).....	32
Fig. IV.6 : Pointe du pénétromètre dynamique PDA (NF P 94- 114).....	33
Fig. IV.7 : Représentation des limites d'Atterberg (NF P-94-051).....	38
Fig. IV.8 : fermeture de la rainure (NF P-94-051).....	39
Fig. IV.9 : Système d'évaluation du diamètre du rouleau de sol (NF P-94-051).....	41
Fig. IV.10 : Diagramme de plasticité de CASAGRANDE.....	41
Fig. IV.11 : Principe d'un essai de cisaillement rectiligne à la boîte (NF P94 -071-1).....	42
Fig. IV.12 : Cellule œdométrique type Terzaghi (Norme française NF P 94-090-1).....	43
Fig.V.1 : Les différents Types de fondations superficielles.....	48
Fig. V.2 : Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle.....	49
Fig. V.3 : Mécanisme typique de rupture du sol sous une semelle continue.....	69
Fig. V.4 : Génération du maillage.....	63
Fig. V.5 et 6 : Déformation du maillage après application de la charge.....	64
Fig. V.7 et 8 : Variation de la contrainte effective totale et moyenne selon la profondeur.....	65

Liste des photos

Photo N° 1 : Plan de situation géographique du site étudié (Extrait de Google Earth).....	2
Photo N° 2 : Poche de sable rouge mis en évidence lors des travaux de terrassement.....	11
Photo N° 3 : Photo illustrant la matrice marno-argileuse à blocs de grés.....	13

Introduction générale

Introduction générale :

Dans le cadre d'aménagement et d'urbanisme de la ville de Jijel, la Direction de la Jeunesse et des Sports "D.J.S" de la wilaya de Jijel a lancée un projet d'extension du stade Rouibah Hocine, pour la réalisation de onze (11) modules augmentant ainsi la capacité d'accueil du stade de 20 000 à 40 000 places.

Pour cela, une étude géotechnique a été lancée en vue d'apprécier le comportement et la nature lithologique du sol, par la réalisation d'essais in situ et au laboratoire afin de collecter des informations sur :

- la nature lithologique des couches
- les propriétés physiques et mécaniques des sols
- évaluer l'aptitude des sols à supporter les différentes charges

Ce travail consiste en étude géologique et géotechnique du site en vue de décrire d'une part les grands traits relatifs à la géologie régionale, ainsi que le détail des reconnaissances géologiques du site et d'autre part d'apprécier les conditions géotechniques du site à savoir le calcul de la capacité portante, estimation des tassements avec une étude comparative entre le calcul des déformation (tassement) en utilisant un logiciel " Plaxis " et le calcul ordinaire par formules.

Le travail a été divisé en cinq chapitres suivant le plan suivant :

- un premier chapitre qui présente un aperçu sur les caractéristiques générales du site ainsi qu'une présentation de la région d'étude.
- le second a été consacré à la géologie régionale et la géologie locale du site ;
- le troisième chapitre traite les caractéristiques climatologiques de la région ;
- le quatrième chapitre présente en détail les caractéristiques géotechniques des terrains de fondation ;
- un cinquième et dernier chapitre dans lequel nous avons étudié l'interaction entre la structure et la fondation, en essayant d'apprécier le comportement mécanique du sol face aux différentes sollicitations.

Chapitre I

Généralités

I.1. Situation géographique :

La wilaya de Jijel est située à environ 360 km au Nord-Est de la capitale Alger. Elle est traversée par la route nationale N° 43 d'Est en Ouest.

Le site destiné à recevoir la future extension du stade Rouibah Hocine se situe à la sortie Ouest de la ville de Jijel, dans la zone nommée Bourmel, il est limité :

- Au Nord par : la mer méditerranéenne
- Au Sud par : El-haddada et les 40 hectares
- A l'Est : la cité Ben-Achour et la ville de Jijel.
- A l'Ouest : Bourmel, El-Arayache et Berkouka.



Photo. I.1 : Plan de situation géographique du site étudié (Extrait de Google Earth)



Fig. I.1 : Plan de situation géographique du site étudié (Extrait la carte Djidjelli N° 1-2).

I.2. Aperçus géomorphologique :

Du point de vue morphologique, la région de Jijel est caractérisée par deux directions orographiques principales (H. Djellit, 1987) :

- La première (WNW – ESE) est matérialisée par la ligne de crête joignant le Chain de Tamesguida à celui des Kotama.
- La seconde (N – S) est soulignée par plusieurs petits massifs parallèles (Beni-Khatteb, Beni-Afer, Bou hanche), entaillés de profondes vallées de même direction (Vallées de oued Djendjen, Vallée de Oued Kissir, Oued Mencha et Oued Bourchaid).

Pour le cas étudié, le site formé d'un seul versant ayant une allure uniforme de pente douce (0.66 %), orientée vers le nord, sauf la présence d'une bosse très restreinte localisée dans le coin Sud-Est.

I.3. Aperçus climatiques :

Sur le plan climatologique, la région de Jijel comme toutes les régions du littoral Algérien, soumise à un climat méditerranéen, caractérisé par un Hiver doux et pluvieux avec une pluviométrie moyenne annuelle est de l'ordre de 961 mm/an et un Eté chaud et sec avec une température moyenne de 18.32 °C.

L'intensité pluviométrique de la région constitue un facteur d'altérabilité pour les sols de surface.

I.4. Végétation :

Le couvert végétal de la région où se situe notre secteur d'étude est relativement faible, il se résume à quelques myrtes et des herbes et quelque arbre des oliviers

I.5. Aperçu sismique :

La région de Jijel est située dans une région sismique classée (d'après Bock el,1999), comme région pouvant subir des secousses supérieures à l'intensité 8, les épïcêtres de la plupart des secousses ressenties sont localisées entre Bejaia et Sétif dans la zone des Bibans et des Babors. Cet axe sismique paraît présenter une activité qui s'atténue vers l'Est, où les structures en nappes viennent buter sur les contreforts du socle.

Les études les plus récentes réalisées par Yelles et al (1999), montrent l'existence d'une faille supposée active dans la zone de la pente continentale au large de Jijel.

La carte sismique au 1/5.000.000 de la région de Jijel (voir fig.I.3) réalisée par le C.R.A.A.G (centre de recherche en astronomie, astrophysique, et géophysique) en 1971 montre les différents fronts des nappes de charriage, les alignements des failles majeures, et les épïcêtres de la région.



Fig. I.2 : Contexte Sismo-Tectonique de la région Jijel – Bougie (C.R.A.A.G ; 1971).

Une première observation nous permet de constater les grandes lignes sismiques qui coïncident avec l’alignement des failles. La plus forte est la plus proche concentration d’épicentres par rapport à Jijel et Bejaia se trouve au Sud-Ouest, il s’agit de Kherrata et de ces environs (partie intégrante des Babors).

I.6.réseau hydrographique:

Le territoire de la commune de Jijel est desservi par un certain nombre d’Oued et Chaabates, ce réseau est constitué par plusieurs types de cours d’eau, selon leur importance (Oued Mencha, Oued kissir, Oued El-Moutas, El-Kantara, Chaabate Boulkhill).

Sur le plan hydrographique dans le site étudié, on observe la présence d’un cours d’eau dans la partie Sud Ouest du terrain, et qui a été canalisée par un canal couvert en béton destiné à évacuer les eaux pluviales. Pour ce qui est de l’hydrogéologie, aucune source n’a été constatée pouvant alimentée ce cours d’eau, d’autant plus que la nature lithologique des terrains ne prédispose pas ce dernier à constituer des aquifères d’eau avec un écoulement significatif.

Chapitre II

Contexte géologique

II.1. Géologie régionale :

II.1.1. Introduction :

La région de Jijel, où se situe notre secteur d'étude, fait partie de la branche méditerranéenne (Maghrébides) de l'orogène Alpin (Fig. II-1).

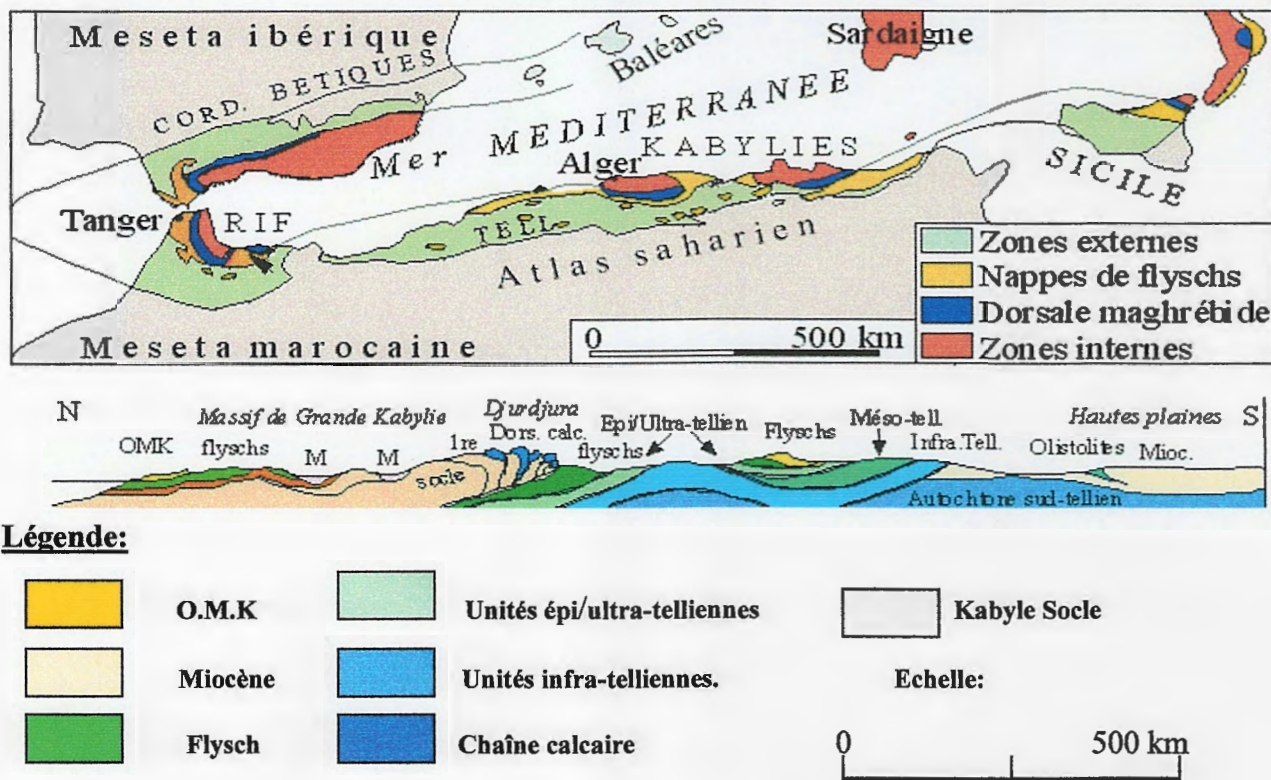


Fig. II.1 : Schéma structural de la méditerranée occidentale (Durand Delga, et Fontboté ; 1980).

Du point de vue structural, les Maghrébides sont constituées de plusieurs nappes charriées sur la plate-forme Africaine, transversalement on distingue de l'intérieur vers l'extérieur de la chaîne:

- Le domaine interne (Kabyle).
- Le domaine des flyschs.
- Le domaine externe (tellien et l'avant pays).

Sur l'ensemble de ces unités géologiques repos en discordance la nappe numidienne, et les formations post-nappent.

II.1.2. Géologie de la petite Kabylie occidentale :

Le secteur d'étude appartient au domaine de la petite Kabylie plus exactement à son extrémité occidentale (voire fig. II-2), qui est formé par la superposition de plusieurs ensembles géologiques, séparés par des contacts anormaux.

II.1.2.1. Domaine Kabyle :

Comprend le socle Kabyle cristallin et sa couverture sédimentaire.

II.1.2.1.1. Le Socle Kabyle :

Constitué par des formations cristallophylliennes Anté-triasiques charriées vers le sud sur les terrains Mésozoïques et Paléogènes (Durand Delga, 1955; Bouillin, 1977; Bouillin, 1984).

Les formations cristallophylliennes du socle Kabyle comportent deux grands ensembles :

- Un ensemble supérieur formé essentiellement de schistes, de micaschistes et de phyllades surmontés en discordance par des formations Siluriennes (Durand Delga, 1955).
- Un ensemble inférieur constitué de gneiss à intercalation de marbres et d'amphibolites.

II.1.2.1.2. La Dorsale :

La Dorsale Kabyle est la couverture calcaire du socle kabyle, elle comporte du terrain d'âge Jurassique à Eocène.

La dorsale Kabyle est représentée par des cambeaux aux écaillés (Raoult, 1974), l'analyse de ces écaillés permet de distinguer trois séries, ce sont, du Nord au sud :

a. La Dorsale interne:

Elle montre une série complète du Permo-Trias au Néocomien constituée de conglomérats à sa base et du calcaire au sommet.

b. La Dorsale médiane :

Caractérisée par des dépôts marno-calcaires à microfaunes pélagiques du Turonien au Lutétien inférieur.

c. La Dorsale externe :

Caractérisée par un Lias à pynchone les et à Armioceras et par des formations détritiques du Crétacé supérieur et Eocène.

D'après les auteurs, la dorsale Kabyle est absente dans notre zone d'étude, en position équivalente on rencontre une formation calcaire et volcano-sédimentaire, c'est le complexe volcano-sédimentaire de Rekkada-Metletine (H.Djellit, 1987), il forme une bande pincée entre l'unité du flysch schisto-gréseux et le socle gneissique.

Au niveau d'oued Djendjen elle montre une alternance de basaltes en coussin, dolérites et gabbros; à sa base intercalent des radiolarites d'âge Jurassique probable (J.Andrieux et AL, 1989), vers le sommet des termes éruptifs se raréfient au dépend des calcschistes et calcaires micritiques.

II.1.2.2. Domaine des flyschs :

Il forme une bande presque continue située au sud des massifs anciens et scindé en unité affleurant en :

- Bande coincée entre le domaine Kabyle et tellien.
- En superposition tectoniques (flysch numidien)

Les flyschs allochtones sont classiquement subdivisés en deux types principaux, ce sont le flysch Maurétanien et le flysch Massylien (Bouillin et Al, 1969).

II.1.2.2.1. Le flysch Maurétanien :

Comporte des terrains allant du Néocomien au Lutétien ; il comporte de bas en haut (Raoult et Al, 1973) :

- Un pré flysch calcaire du Tithonique-Néocomien.
- Un puissant ensemble (300 m) à grés fins homométrique, à cassure verdâtre (flysch de Guerrouch) attribué à l'Albo-Aptien (Bouillin et Al, 1970).
- Des phtanites rouges et blanches du Cénomaniens supérieur (H. Djellit, 1989).
- Des micros brèches à ciment spathique du Sénonien.
- Au sommet des conglomérats et des grés micacés Tertiaires (Eocène à Oligocène).

II.1.2.2.2. Le flysch Massylien :

Comme son homologue maurétanien, il présente une série allant du Néocomien au Lutétien terminal et regroupe trois ensembles :

- A la base, le classique « Flysch Albo-Aptien » composé d'argiles et de grés quartzitiques, vert-olivâtre, et localement des niveaux conglomératiques (Bouillin et Al, 1970).
- En suite vient un ensemble comprenant des marnes et calcaires fins, jaunâtre du Vraconien, des micros brèches et des conglomérats du Cénomaniens inférieur et moyen, des calcaires fins, noirâtre aux quels sont associés des phtanites noires du Cénomaniens supérieur (H. Djellit, 1987).
- Au sommet des bancs de calcaires à microfaunes pélagiques du Toronien-Cénomaniens et des marnes microbréchiques du Turonien-Maestrichtien (H. Djellit, 1987).

II.1.2.2.3. Le flysch numidien :

Bien représenté au niveau de Djebels Mazghitane, il comporte de bas en haut :

- Des argiles colorées dites « Argiles sous-numidiennes » à Tubotomaculum, d'âge Oligocène moyen à supérieur.
- Un ensemble gréseux en bancs épais composé de grés de teinte Jaune blanc (rouille à l'altération), à grains grossiers roulé datés Aquitaniens à Burdigaliens inférieurs.
- Des formations Supra-numidiennes comportant des bancs de calcaires gréseux associés à des marnes calcaires à intercalation de silixites du Burdigalien basal.

II.1.2.3. Les formations telliennes et de l'avant pays :

L'ensemble tellien est caractérisé par la prédominance de faciès de marno-calcaires, qui s'étalent du Néocomien au Lutétien (Bouillin, 1977).

Les séries telliennes sont constituées par un empilement de trois grandes séries qui sont d'après Durand Delga (1969) du Nord au sud :

- **Une série Ultra-tellienne :** Cette série comporte les formations marneuses et marno-calcaires d'âge Crétacé à Eocène (Durand Delga, 1969).

- **Une série Méso-tellienne :** Cette série correspond aux formations carbonatées du Jurassique, elle est considérée comme la couverture de la plate forme constantinoise (Vila, 1980).
- **Une série Péri-tellienne :** Cette série se distingue par des formations Jurassique-Crétacés, caractérisées par des faciès intermédiaires entre les faciès de la plate forme (calcaire et marno-calcaire du néritique) ; et des faciès de bassin (marne du domaine tellien).

II.1.2.4. L'Oligo-Miocène Kabyle « O.M.K » :

Formation détritique, constitue la couverture sédimentaire, transgressive et discordante du socle Kabyle, elle occupe une grande partie de la ville de Jijel.

Les formations de l'OMK comportent :

- Une discordance conglomératique, suivie par des grés lithique et micacés, due à la destruction de socle.
- Le sommet formé par des pelites et des silixites à radiolaires et diatomées. (Durand Delga, 1955) d'âge Oligocène supérieur à Aquitaniens.
- **Les Olistostromes :** ce sont des formations tectono-sédimentaires synchro nappes de blocs et klippes de flysch dans des passées de grées-micacées. L'âge de ces formations est supposé Aquitaniens à Burdigalien inférieur probable (Bouillin et Raoult, 1971 ; Bouillin et Al, 1973 et Bouillin, 1977).

II.1.2.5. Les formations post-nappes :

Elles affleurent largement dans le bassin Néogène de Jijel est représentées par :

II.1.2.5.1. La série marneuse Tortono-Messinien :

Cette série est essentiellement composée de marnes bleues à rare passées calcareuses discontinues et plus ou moins arrondies. Que l'on peut rapporter au Tortonien moyen-Messinien (H.Djellit, 1987). La série marneuse repose en discordance à la fois sur le socle Kabyle et l'OMK, elle est bien développée dans la cuvette de Taher et Rekkada Metletine.

II.1.2.5.2. Les conglomérats du Pliocène :

Constituées essentiellement par des conglomérats d'au moins 50 m d'épaisseur, qui comportent des blocs anguleux, mal classés et de taille variable empruntées en totalité soit au socle kabyle, soit aux unités à matériel flysch. (H.Djellit, 1987).

Les conglomérats affleurent dans la région de Texenna à Rekkada Metletine.

II.1.2.6. Les formations Quaternaires :

Elles sont bien représentées dans le bassin de Jijel, elles comportent les formations suivantes :

II.1.2.6.a. Les dunes du sable :

Elles s'étendent le long de littoral et comportent :

- Les dunes actuelles à sable fin parfois consolidés.
- Les dunes anciennes du sable fin limoneux parfois consolidés, affleurent dans la région de Tassoust.

II.1.2.6.b. Les alluvions :

Elles sont représentées par :

- Dépôts alluvionnaires actuels formant des éboulis et des brèches consolidées dont la taille des éléments peut aller jusqu'à 50 mm de diamètre.
- Dépôts alluvionnaires anciens, constituent les terrasses alluviales anciennes des vallées, bien visibles dans la région de Kaous.

II.1.2.7. Aperçus tectonique de la partie occidentale du massif de la petite Kabyle :

La structure de la petite kabyle occidentale est interprétée (H.Djellit, 1987) comme un édifice structural composé d'un niveau structural inférieur représenté par les unités schistosées à matériel volcano-sédimentaires et un niveau structural supérieur formé par des nappes de type gravitaire.

Selon Jean Andrieux et al 1989, en petite Kabylie occidentale, le socle des zones internes chevauche vers l'Est les unités infra-Kabyles appartenant à la marge africaine. Ce chevauchement provoque la déformation ductile synmétamorphique des séries volcano-sédimentaires (Malm-Néocomien) et d'un flysch Albo-Aptien, témoins d'un bassin profond dit Maghrébin, il a abouti à la collision du massif interne de petite Kabylie et des unités telliennes. Cette saturation est réalisée avant le dépôt de l'Oligo-Miocène Kabyle grésomiacé sur le socle des zones internes.

D'autres flyschs Albo-Aptien, différant du précédent par leur faible déformation, leur faciès et la nature des séries qui les encadrent, se trouvent en position supra-Kabyle : ils constituent des Olistolites où parfois de véritables nappes dans le Miocène grésomiacé (nappe de flysch dissocié), ou bien forment une vaste klippe posée sur celui-ci et sur les zones externes (nappe de Guerrouch). Cette situation structurale et l'absence de déformation synmétamorphique dans ces deux flysch empêche de les enraciner dans la suture sud-Kabyle. Leur partie était au Nord de la petite Kabylie (J.Andrieux, H.Djellit, 1989).

Les nappes supérieures d'origine externe auraient quand à elles glissées selon une polarité Nord-sud. Leur mise en place s'est effectuée en même temps que les molasses Aquitano Serravalien, elle se serait poursuivie jusqu'à la fin du Serravalien et en patrie au cours du Tortonien.

La structure d'ensemble au niveau de la petite Kabylie occidentale et l'ensemble des unités qui les composent peuvent être schématisées par une coupe Nord Sud (bassin Néogène de Jijel au Nord jusqu'à Djebel Tamesguida au Sud) voir Figure II.2.

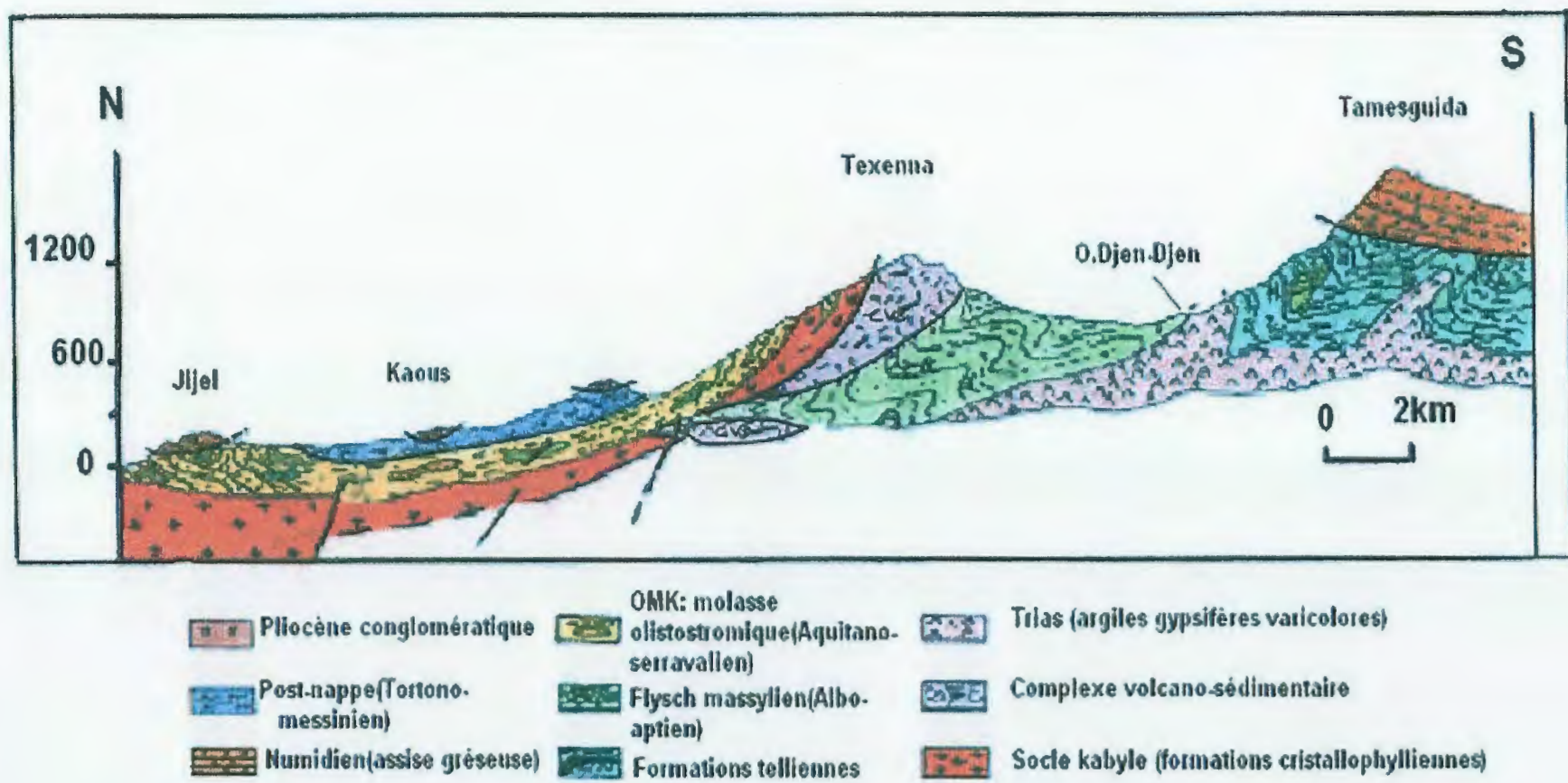


Fig. II.2 : Schéma structural de la Kabylie occidentale (in Y. Rouikha, 2008).

II.2. Géologie locale:

II.2.1. Introduction:

La région de Bourmel dont fait partie l'extension du stade Hocine Rouibah, appartient au bassin Néogène de Jijel, constitué essentiellement par les formations suivantes :

- les dépôts récents du Quaternaires et les recouvrements divers.
- les formations de l'Oligo-Miocène Kabyle (O.M.K). (mémoire- Khalfa.I.2008)

II.2.2. Présentation de la litho-stratigraphie :

II.2.2.1. Les dépôts Quaternaires :

Les dépôts récents datant du Quaternaires sont représentés dans la région de Jijel par plusieurs faciès généralement à caractères détritiques.

Les recouvrements les plus vastes occupent la zone de Bou'rmel sont les sables côtières, on distingue deux types essentiels représentés par :

- les grés coquilliers ou grés dunaires (sable consolidé ou tuf).
- les sables rouges.

II.2.2.1.1. Les grés dunaires :

Ce sont des grés mal classés à élément anguleux souvent aplatis, renferment des fragments de coquilles, de couleur jaune, très dur à l'affleurement, ils forment des reliefs parfois importants, sont bien représentés dans la région de Bourmel et Rabta.

II.2.2.1.2. Les sables rouges :

Ils sont représentés par des dépôts meubles à granulométrie très fine, de couleur rouge ocre limoneux par endroit (voir photo N° 01 ci-dessous).

Dans la région de Bourmel, ces dépôts sont de moindre importance, et sont représentés par des sables rouges limoneux évoluant au sommet vers des limons argileux sombres et à débris organiques.



Photo N° 01 : Poche de sable rouge mis en évidence lors des travaux de terrassement

II.2.2.2. Les dépôts de l'Oligo-Miocène Kabyle (O. M .K):

Dans la région de petite Kabylie occidentale, on n'admet que les premières sédiments transgressifs et discordants sur le socle Kabyle d'âge Paléozoïque sont les conglomérats grossiers datée de l'Oligocène basal (H. Djellit, 1987) et aux quels se superposent des dépôts molassiques, comportant des unités Tectono-sédimentaires dites Olistolites datés de l'Oligocène supérieure jusqu'au Miocène inférieure et moyenne. (J.F.Raoult.1974, et Bouillin.1979).

Dans notre zone d'étude, ces dépôts couvrent la totalité du territoire.

Description des faciès de l'O. M .K :

II.2.2.2.1. Les conglomérats de base:

Ces dépôts largement détritiques, sont constitués par des galets de socle métamorphique remaniés de taille parfois pluri centimétriques, polygénique à dominance de galets de schiste, phyllades quartz et parfois gneissique (mémoire-khalfa.I)

Ces galets sont liés par une matrice silico-argileuse, qui forme le substratum du bassin Néogène de Jijel.

II.2.2.2.2. La molasse de l'O. M .K :

Elle est représentée par une matrice marneuse à passées gréseuses micacées (H. Djellit, 1987), et englobant des unités Olistostromiques de nature et de taille variées. Elle est datée de l'Aquitano-Sérravalien par le même auteur.

- **La matrice marneuse :**

Constituée de marnes de couleur grises, avec des passées fines d'argiles jaunâtres parfois blanchâtres à vari colores et de passés de grés fins micacées, d'aspect brun tabac (voir photo N°02).

- **Les Olistostromes :**

Dans notre secteur d'étude, l'aspect des Olistolites présente un faciès à caractères flysch massylien et numidien.

Ce sont des unités Tectono-sédimentaire de taille, de nature et d'âge variés, ayant glissé dans le bassin de sédimentation à la faveur des mouvements tectonique méridionaux, datées de l'Oligocène supérieure (J.F.Raoult.1974, Bouillin.1979) jusqu'à l'Aquitano-Sérravalien (H. Djellit, 1989).



Photo N° 02 : Photo illustrant la matrice marno-argileuse à blocs de grés

La couverture sédimentaire de la région de Bou'rmel est constituée des unités litho stratigraphiques, qui sont illustrées dans la colonne litho stratigraphique ci-dessous:

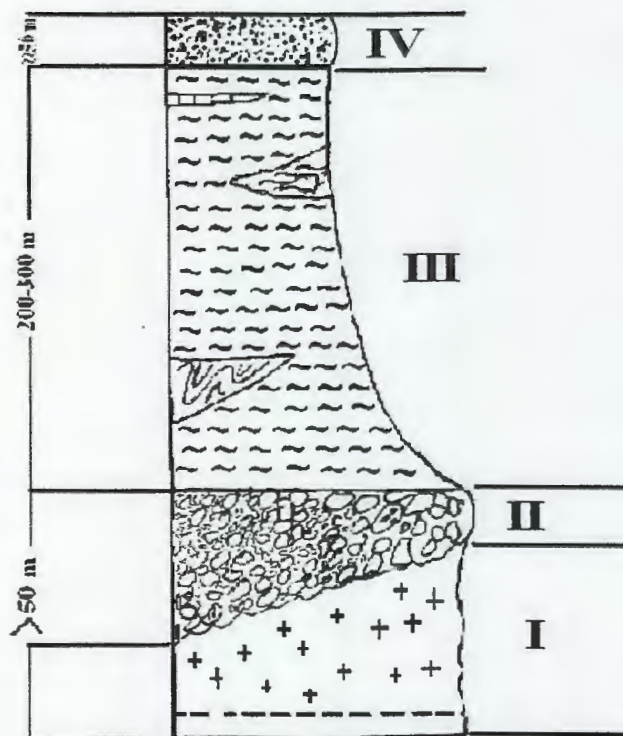


Fig. II.03 : Colonne stratigraphique type de la région de Bou'rmel (mémoire benlabeled.2009)

- I : le socle Kabyle
- II : Les conglomérats de base, qui constitue le substratum du bassin Néogène de Jijel
- III : les dépôts de l'O.M.K ; dépôts molassiques comportant des Olistolites
- IV : les dépôts Quaternaires ; représenté par les grés dunaires et les sables rouges

Chapitre III

Etude climatologique

III.1. Introduction :

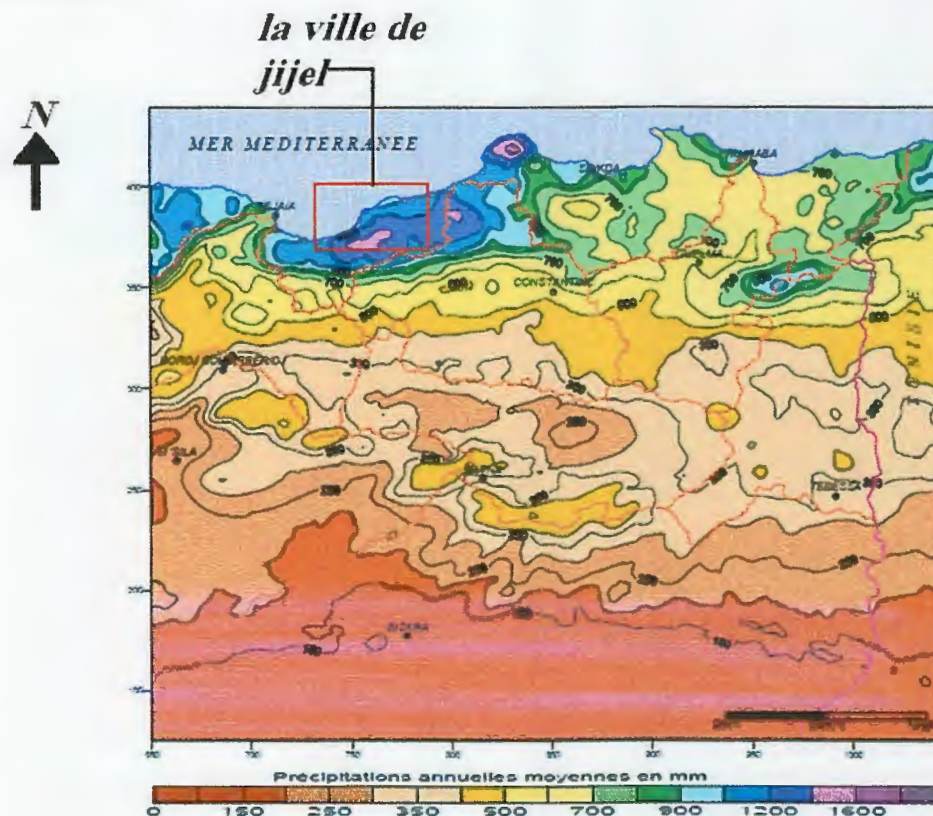
La bonne compréhension de toute étude géologique nécessite une étude climatologique. Pour cela, il est nécessaire d'analyser et traiter les éléments climatiques caractéristiques, principalement les précipitations et les températures, qui nous conduisent à l'établissement d'un bilan hydrique, et la reconnaissance du régime des systèmes hydrologique, et surtout qui pourraient avoir une influence sur le comportement du sol.

III.2. Le climat :

La région de Jijel fait partie du littoral Algérien, elle est caractérisée par un climat méditerranéen avec :

Une période froide et humide : caractérisée par une forte précipitation avec des températures faibles qui peut atteindre les 9°C dans le mois de Janvier.

Une période chaude et sèche : caractérisée par de faible précipitation avec des températures fortes avec élévation dans la température qui s'étend du mois de Mai jusqu'au mois d'Octobre.



**Fig. III.1 : Carte des précipitations annuelles moyennes de l'Est Algérien
(D'après A.N.R.H., 1993 : données moyennes de 60 ans, périodes du 1^{er} septembre 1921 au 31 août 1960 et du 1^{er} septembre 1968 au 31 août 1989)**

III.3. Les Aléas climatiques:

III.3.1. Le vent:

Le vent est un agent climatique, influe directement sur le climat de la région, en raison des dégâts qu'il cause dans beaucoup de domaines, ainsi la région de Jijel est traversée par des vents de direction dominante NNW-SSE.

III.3.2. L'humidité :

C'est une quantité de vapeur d'eau contenue dans 1 m³ d'air exprimée en grammes, ou bien la tension de la vapeur d'eau dans l'air exprimée en « mm » de mercure, on distingue :

- **L'humidité absolue :**

C'est la quantité d'eau qui se trouve dans l'air

- **L'humidité relative :**

L'humidité relative par définition est le rapport de la pression effective de la vapeur d'eau à la pression maximale, elle est exprimée en pourcent et peut nous indiquer l'état plus ou moins proche de la condensation de l'atmosphère.

Le tableau ci-dessous, présente l'humidité relative moyenne mensuelle, selon les données de l'O.N.M (station de l'Aéroport - Taher) pour une période de 10 ans (1999-2008).

Mois paramètres	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Humidité en %	75	73.6	75.9	77.3	78.4	77.4	75.9	75.7	77.3	73.3	71.3	70.5

Tableau III.1: Humidité relative moyenne mensuelle

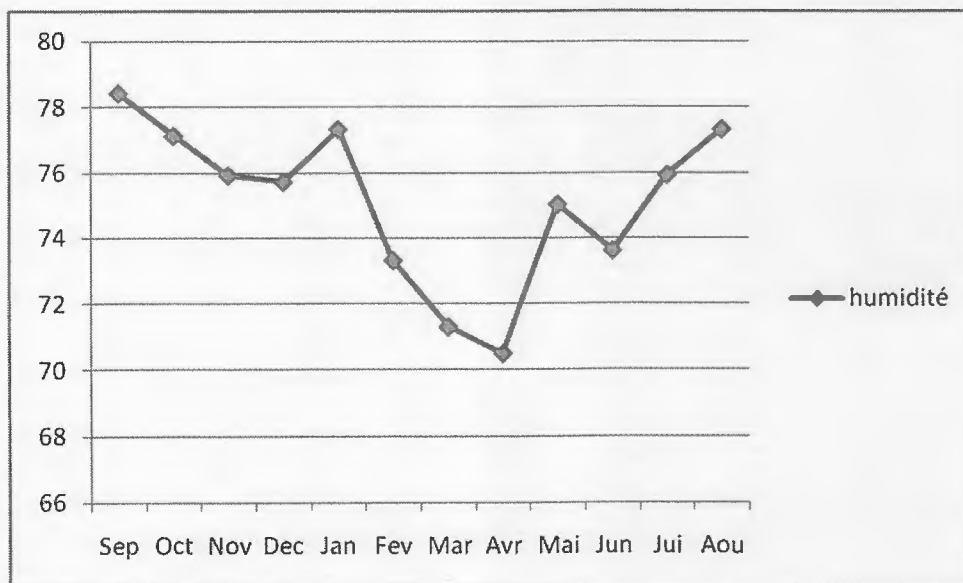


Fig.III.2: Humidité relative moyenne en % durant la période : 1999-2008 (Station d'Achouat)

La courbe représentative (fig. III.2), montre la variation de l'humidité avec un maximum au mois de Janvier de l'ordre de 78.4 %, et un minimum de l'ordre de 70.4 % au mois d'Août.

III.3.3. Evaporation:

Les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation durant la période : 1999-2008 données par la station d'Achouat sont récapitulées dans le tableau III.2.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moyenne (%)
Valeur moyenne (%)	78.00	69.30	51.80	43.30	45.00	55.00	45.00	55.30	53.30	59.00	82.80	88.60	60,61

Tableau III.2: Valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation

L'observation de ces valeurs permet d'en déduire une valeur moyenne annuelle égale à 60.61 %.

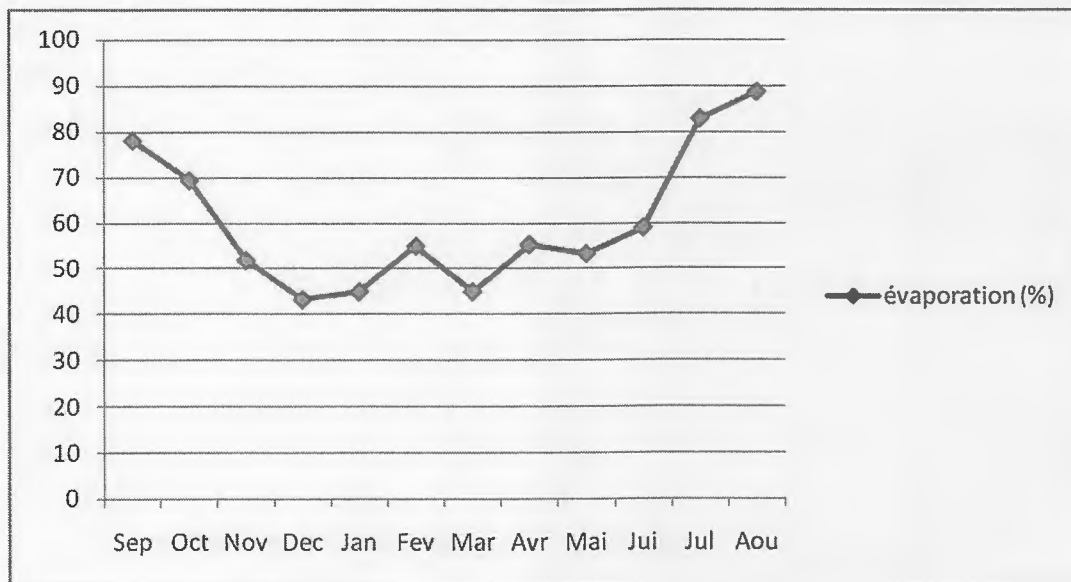


Fig.III.3 :l'évaporation moyenne mensuelle.

III.4. Les caractéristiques climatiques:

III.4.1. Précipitations:

Nous entendons par précipitation les formes variées sous les quelles l'eau solide ou liquide contenue dans l'atmosphère se dépose à la surface du globe.

Notre étude s'intéresse uniquement aux précipitations liquides (les pluies), qui constituant un facteur primordial dans le comportement hydrologique de la région.

III.4.1.1. Variation des Précipitation moyennes annuelles:

Station	Altitude	Longitude	Latitude	Série	Pluie moyenne annuelle (mm)
Achouat	8 m	E5° 53 minute	N36° 48 munite	1999-2008	961.25

Tableau III.3 : Caractéristiques de station pluviométrique (station Achouat)

Années Paramètre	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008
Précipitations annuelle (mm)	931.5	632	787.5	1089.3	1194.5	1072	1090.3	831.2	1191.2	775.5

Tableau III.4. : Répartition moyenne annuelle des précipitations

- Nous remarquons que l'année 2000 apparaît nettement comme une période sèche.
- Alors que les années 2002, 2003, 2004 et 2005 présentent une forte pluviométrie par rapport aux autres années.

III.4.1.2. Variation des précipitations moyennes mensuelles :

Le tableau ci-dessous nous donne les précipitations moyennes mensuelles :

Mois Station	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Précipitation mensuelles (mm)	60.44	46.86	160.02	200.55	154.85	99.49	81.78	63.82	51.55	11.57	3.21	16.06

Tableau III.5: Répartitions moyennes mensuelles des précipitations

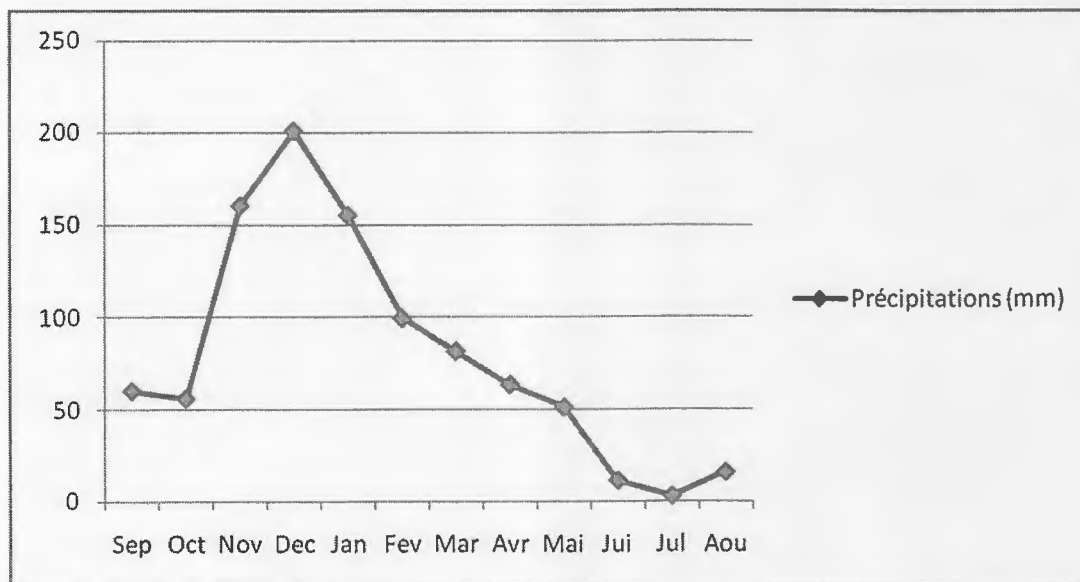


Fig.III.4 : Distribution des précipitations moyennes mensuelles.

Nous remarquons que la période la plus pluvieuse se situe le plus souvent entre Novembre et Mars.

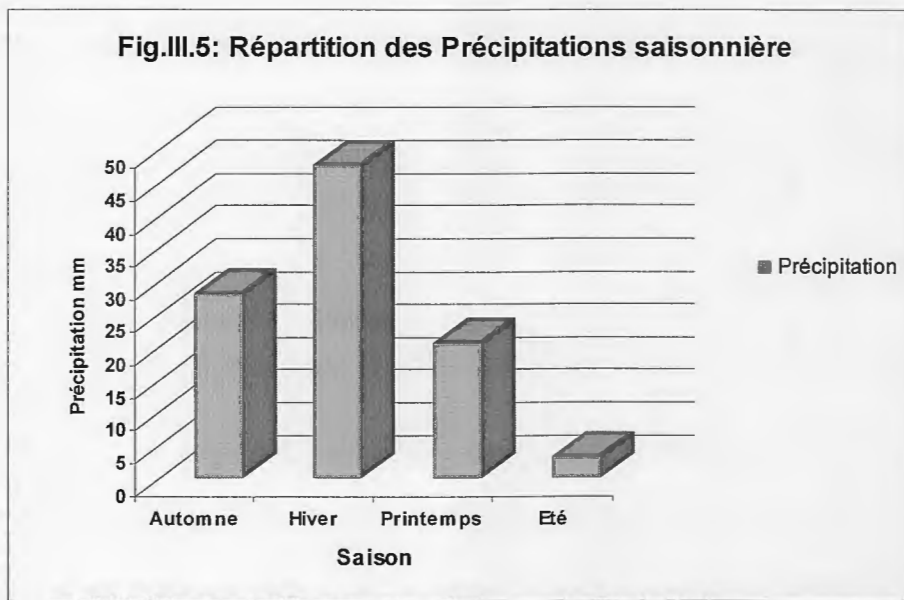
Le maximum des précipitations tombe en Décembre où on a une moyenne mensuelle de l'ordre de 200.55 mm et un minimum en mois de Juillet avec une valeur de 3.21mm. (Voir fig.III.4)

Par ailleurs la répartition des précipitations, par saison est représentée dans le tableau (III.5), (voir figure III.4)

Saison Paramètre	Automne	Hiver	Printemps	Eté
Précipitation saisonnaire (mm), (%)	267.32 mm	454.89 mm	197.15 mm	30.84 mm
	28.13 %	47.87 %	20.75 %	3.25 %

Tableau III.6: Répartition des précipitations saisonnières

D'après les résultats mentionnés dans le tableau ci-dessus, on constate que la saison la plus pluvieuse est l'hiver avec une précipitation de l'ordre de 454.89 mm soit 47.87 %. Alors que la saison la plus sèche est l'été avec des précipitations de l'ordre de 30.84 mm soit 3.25 % des précipitations total (voir Fig.III.5).



III.4.2. La température :

La température est un facteur influent sur le bilan hydrologique, en permettant l'estimation de l'évaporation.

Le tableau ci-dessous, montre la répartition mensuelle et saisonnière des températures pour une période de 10 ans (1999-2008), selon les données de l'O.N.M de l'aéroport de Taher.

Mois paramètre	Automne			Hiver			Printemps			Eté		
	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Température moyenne mensuelle et saisonnaire (C°)	23.69	21.09	15.55	12.46	11.9	11.6	13.49	15.96	19.14	23	25.62	26.42
	20.11°C			11.98°C			16.19°C			25.01°C		

Tableau III.7 : Répartition des températures moyennes mensuelles et saisonnières

D'après les résultats obtenus dans ce tableau, le maximum de températures est observé au mois d'Août (26.42 °C) et le minimum au mois de Février (11.6 °C) avec une moyenne de l'ordre de 18.32°C. (Voir figure III-6).

Pour la température saisonnière, en remarque que la saison la plus froide correspond à l'hiver avec une valeur moyenne de 11.98 °C et la saison la plus chaude correspond à l'été avec une valeur moyenne de 25.01°C.

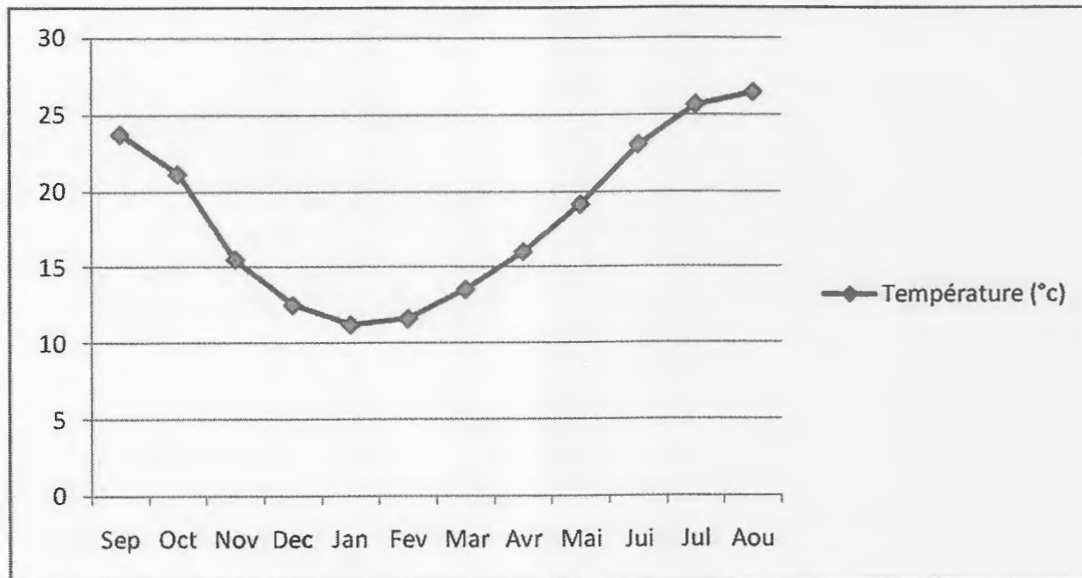


Fig. III.6 : Répartition des températures moyennes mensuelles

III.4.3. L'Aridité:

L'aridité est exprimée par l'indice de E. Martonne (Beltrando, 1995), d'où la formule :

$$I = \frac{P}{T_{moy} + 10^{\circ}}$$

- Avec : I : Indice d'aridité de E. Martonne (mm)
- P : Précipitations moyennes annuelles (mm)
- T_{moy} : Température moyenne annuelle (°C)

L'indice est d'autant plus bas que le climat est plus aride ; lorsque :

- I < 5 : climat hyper aride
- 5 < I < 7.5 : climat désertique
- 7.5 < I < 10 : climat aride
- 10 < I < 20 : climat semi aride
- 20 < I < 30 : climat tempéré
- I > 30 : climat très tempéré

Pour notre région d'étude

L'application numérique a permis de déterminer un I = 33.60 mm, caractérisant un climat très tempéré.

III.5. Graphique OMBRO-THERMIQUE :

Ce graphe est établi selon la règle de Gausсен et Bagnoulis, qui est dressé selon le rapport des précipitations sur les températures (P/T) appelé également « indice de Gausсен et Bagnoulis » 1953, dans lequel T est rapporté à l'échelle double de P.

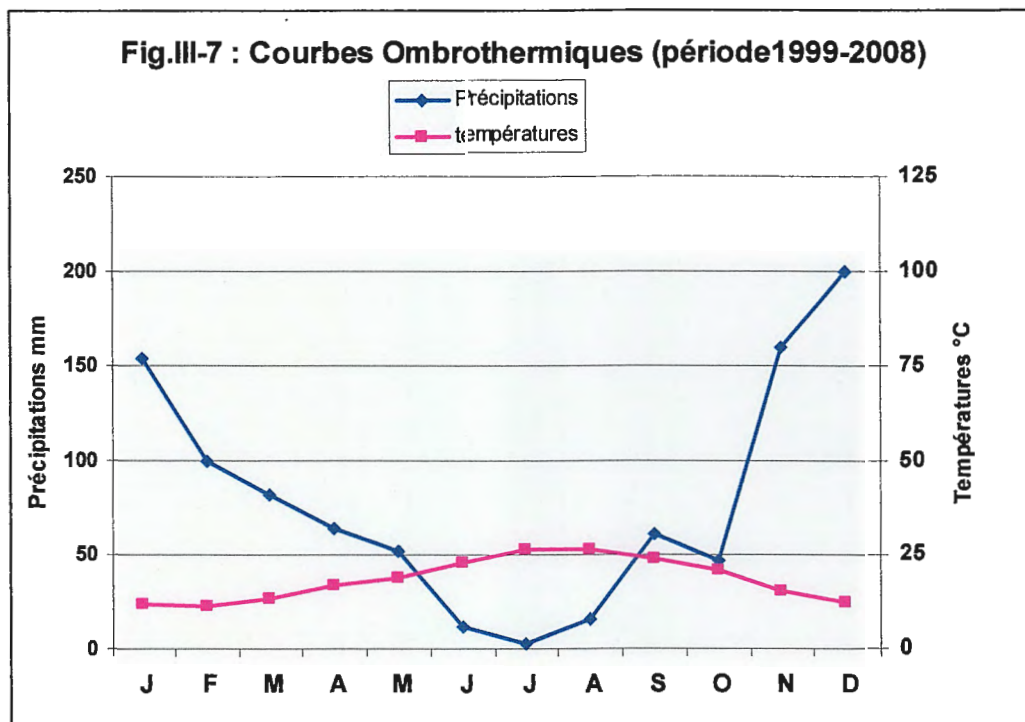
Nous parlons de sécheresse lorsque la moyenne mensuelle des précipitations du moins est inférieure ou égale au double de la température moyenne de la même période ($P < 2T$).

Toute courbe représentative des températures passant au dessus de celle des précipitations indique une période déficitaire.

Les données sont regroupées dans le tableau suivant :

Mois Paramètre	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Précipitation (mm)	154.85	99.49	81.78	63.82	51.55	11.57	3.12	16.06	60.44	46.86	160.02	200.55
Température (C°)	11.9	11.6	13.49	15.96	19.14	23	25.62	26.42	23.69	21.09	15.55	12.46

Tableau III.8 : Répartition des précipitations et températures moyennes mensuelles.



D'après les courbes Ombrothermiques (voir Fig. III.7), on constate que la période humide débute du début du mois de Septembre et s'étale jusqu'à la fin du mois de Mai et la période sèche (période déficitaire) s'étale de la fin du mois Mai jusqu'au début du mois de Septembre.

III.6. Essai de Bilan :

Dans notre étude, l'établissement du bilan hydrologique selon Thornthwaite est primordial pour l'évaluation des réserves d'eau transmises ou emmagasinées dans une région.

Il est représenté par la formule suivante :

$$P = ETR + R + I + Wa$$

Avec :

- P : Précipitation moyenne annuelle en mm
- ETR : Evapotranspiration réelle en mm.
- I : Infiltration
- R : Ruissellement en mm
- Wa : Variation des réserves (négligeable).

III.6.1. Calcul de l'évapotranspiration :

L'évapotranspiration est un transfert de l'eau de la terre vers l'atmosphère par évaporation des eaux de surface et du sol et par transpiration de la végétation.

III.6.1.1. L'évapotranspiration potentielle (E.T.P) :

C'est la quantité d'eau nécessaire à la transpiration non ralentie d'un tapis végétal couvrant entièrement et alimenté régulièrement en eau.

La formule générale utilisée pour le calcul de l'E.T.P selon thornthwaite est la suivante :

$$ETP = 16 \cdot \left(\frac{10 \cdot t}{I} \right)^a \cdot K$$

Avec :

- ETP : L'évapotranspiration potentielle en (mm)
- t : Température moyenne mensuelle en (°C).
- K : Coefficient d'ajustement de la formule de Thornthwaite en fonction de la latitude par lequel il convient de multiplier selon le mois et la latitude des valeurs de l'ETP non corrigées pour obtenir l'évapotranspiration corrigée.
- I : Indice thermique annuel :

Soit : $I = \sum_{i=1}^{12} i$, où : $i = \left(\frac{t}{5} \right)^{1.514}$ i : indice thermique mensuel

a : exposant qui est égal à :

$$a = \frac{1.6 * I}{100} + 0.5$$

III.6.1.2. L'évapotranspiration réelle :

C'est la quantité d'eau évaporée ou transpirée par le sol, les végétaux et les surfaces d'eau libre d'un bassin versant, donc on aura toujours : $ETR \leq ETP$.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
Précipitation (mm)	60,44	56,16	160,02	200,55	154,87	99,49	83,58	63,82	51,55	11,57	3,21	15,9	961,16
Température (°c)	23,96	21,09	15,55	12,46	11,19	11,6	13,49	15,69	19,14	23	25,62	26,42	18,27
i	10,72	8,84	5,57	3,98	3,39	3,58	4,49	5,65	7,63	10,08	11,87	12,43	88,23
K	1,03	0,97	0,86	0,84	0,87	0,85	1,03	1,1	1,21	1,22	1,24	1,16	
ETP	108,03	84,65	47,27	30,95	25,20	27,00	36,03	48,09	70,32	99,90	122,79	130,22	830,43
ETPc	111,27	82,11	40,65	26,00	21,92	22,95	37,11	52,90	85,08	121,88	152,26	151,06	905,18

Tableau III.9: Calcul de l'ETP selon Thornthwaite

III.6.2. Etablissement du bilan hydrologique :

III.6.2.1. Calcul de la réserve utile contenue dans le sous sol (RFU) :

La réserve facilement utilisable (RFU) joue un rôle principal dans l'établissement du bilan hydrologique, c'est la quantité d'eau que pourrait obtenir un sol pour assurer le fonctionnement physiologique des plantes.

L'évaluation empirique de l'ETP et l'ETR ainsi que les précipitations mensuelles, nous permettent de déterminer la RFU, EX, DA.

Où : ETP : L'évapotranspiration potentiel corrigé (mm)

ETR : L'évapotranspiration réelle (mm)

RFU : Réserve facilement utilisable (mm)

DA : Déficit agricole (mm)

EX : Excédent d'eau (mm)

Le tableau suivant résume les calculs de l'ETP, ETR, RFU, EX, DA, à partir de la pluviométrie mensuelle et des températures enregistrées à la station de Taher période [1999-2008]

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
Précipitation (mm)	60,44	56,2	160	200,6	154,87	99,49	83,6	63,8	51,6	11,57	3,21	15,9	961,16
ETPc	111,27	82,11	40,65	26,00	21,92	22,95	37,11	52,90	85,08	121,88	152,26	151,06	905,18
P - ETP	50,83	25,95	119,37	174,55	132,95	76,54	46,47	10,92	33,53	110,31	149,05	135,16	
RFU (mm)	0	0	100	100	100	100	100	100	66,47	0	0	0	
EX (mm)	0	0	19,37	174,55	132,95	76,54	46,47	10,92	0	0	0	0	460,81
D,A (mm)	50,83	25,95	0	0	0	0	0	0	0	43,85	149,05	135,16	404,82
ETR (mm)	60,44	56,2	40,65	26,00	21,92	22,95	37,11	52,90	85,08	78,04	3,21	15,9	500,35

Tableau III.10 : Calcul du Bilan hydrologique selon « Thornthwaite »

Le bilan hydrologique montre :

- Un excédent enregistré durant 6 mois où RFU atteint son maximum à partir du mois de Novembre jusqu'au mois d'Avril, avec une valeur maximale de 174.55 mm atteint au mois de Décembre.
- Un déficit agricole enregistré en 5 mois (Septembre, Octobre, Juin, Juillet, Août) avec une valeur annuelle de 404.82 mm.
- L'évapotranspiration réelle calculée est de l'ordre de 500.35 mm soit 52.06 % des précipitations.

III.6.3. Estimation du ruissellement et de l'infiltration:

Le ruissellement est estimé à partir de la formule de *TIXERONT-BERKALOFF* ci-après:

$$R = \frac{P^3}{3.(ETP)^2}$$

Avec :

R : Ruissellement superficiel en (mm).

P : Précipitation moyenne annuelle (mm).

ETP : Evapotranspiration potentielle d'après Thornthwaite en (mm).

D'après les données de la station d'Achouat on peut déduire :

P = 961.16 mm, ETPc = 905.18 mm

R = 361.24 mm soit : 37.58 % des précipitations totales

- Calcul de l'infiltration :

L'infiltration représente la quantité d'eau qui pénètre dans le sol et le sous sol, elle alimente les eaux souterraines, eau de rétention, écoulement hypodermique, écoulement souterrain et la reconstitution des réserves aquifères.

Grâce à la formule du bilan on a :

$$P = ETR + R + I + Wa$$

Ou :

Wa : variation des réserves souvent négligeables

En aura alors:

$$P = ETR + R + I \Rightarrow I = P - ETR - R \quad \text{Ou} \quad I = EX - R$$

I = 99.57 mm soit 10.36 %

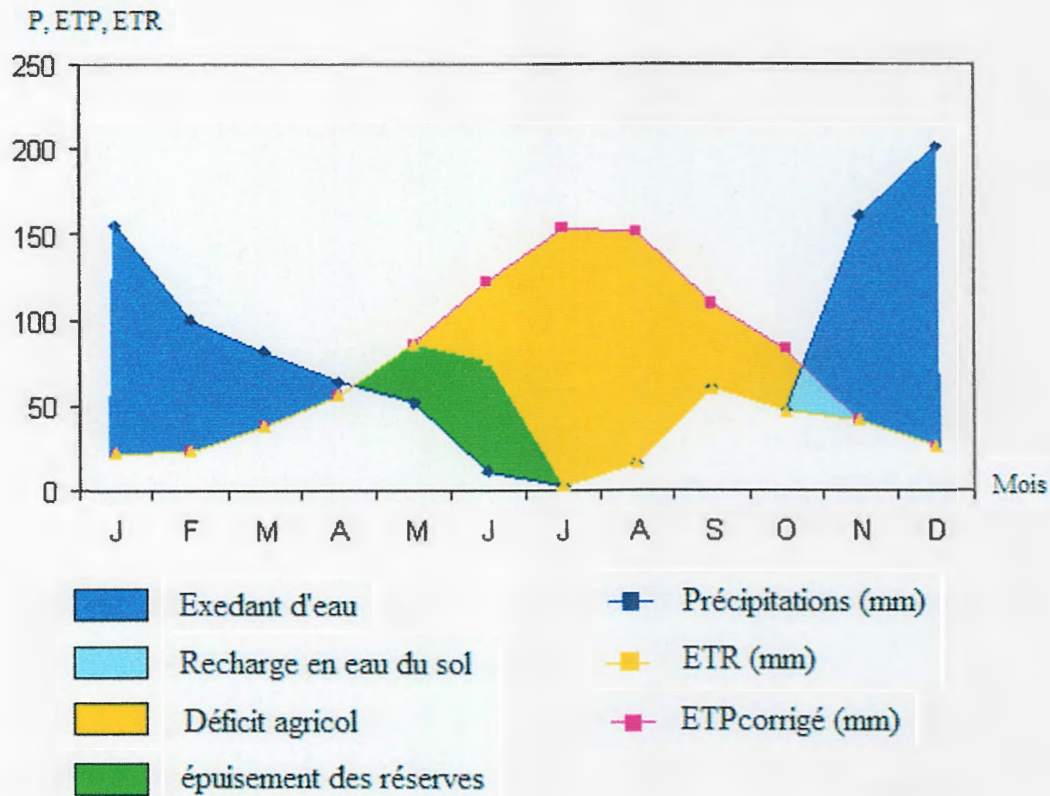


Fig. III.8 : Graphe du Bilan hydrologique par la méthode de Thornthwaite.

III.7. Conclusion :

D'après l'étude climatologique, on constate que le climat de la région est tempéré due à l'influence méditerranéenne, caractérisé par des précipitations de l'ordre de 961 mm/an et des températures moyennes mensuelles de l'ordre de 18.27 °C.

D'après le tableau III.5 le mois de Décembre est le plus pluvieux avec 200.55 mm et le mois le plus sec est Juillet avec 3.21 mm

D'après la répartition saisonnière des précipitations (voir tableau III.6), la saison la plus pluvieuse est celle de l'hiver avec 454.89 mm soit 47.87 % et l'Eté la saison la plus sèche avec 30.84 mm, soit 3.25 % des précipitations.

Les calculs réalisés à l'aide du bilan hydrologique, ont montrés que 99.57 mm participes à l'infiltration soit 10.36 % des précipitations, et 361.24 mm participes au ruissellement soit 37.58 % des précipitations totales.

Chapitre IV

*Analyse géotechnique des
terrains de fondation*

IV.1. Introduction :

Les reconnaissances et études géotechniques complètent celles réalisées par la géologie et l'hydrogéologie, donc il faut faire une étude géotechnique spécifique à ce sol avant d'apprécier le comportement et la nature lithologique du sol, cette campagne de reconnaissance consiste en des essais de laboratoire et des essais in situ, l'intérêt de cette étude est de collecter des informations sur :

- la nature lithologique des couches
- les propriétés physiques et mécaniques des sols
- évaluer l'aptitude des sols à supporter les différentes charges

IV.2. Programme des essais géotechniques :

Il est bien évident qu'un programme de reconnaissance des sols est fonction des caractéristiques de l'ouvrage à réaliser et de la nature géologique de la zone étudiée.

Il est cependant, un principe essentiel à toujours respecter :

- Il faut éviter de procéder par simple analogie et extrapolation des résultats obtenus sur un échantillon voisin (une zone supposée bien connue et dite homogène, des anomalies locales sont toujours à craindre).
- Il faut donc essayer de les déceler ou tout au moins de réduire le plus possible l'importance des zones où elles peuvent se présenter.

Les différents procédés de reconnaissance montrent que les possibilités d'investigations sont très vastes, les essais in situ complètent d'ailleurs les analyses de laboratoire.

IV.3. Les essais in situ :

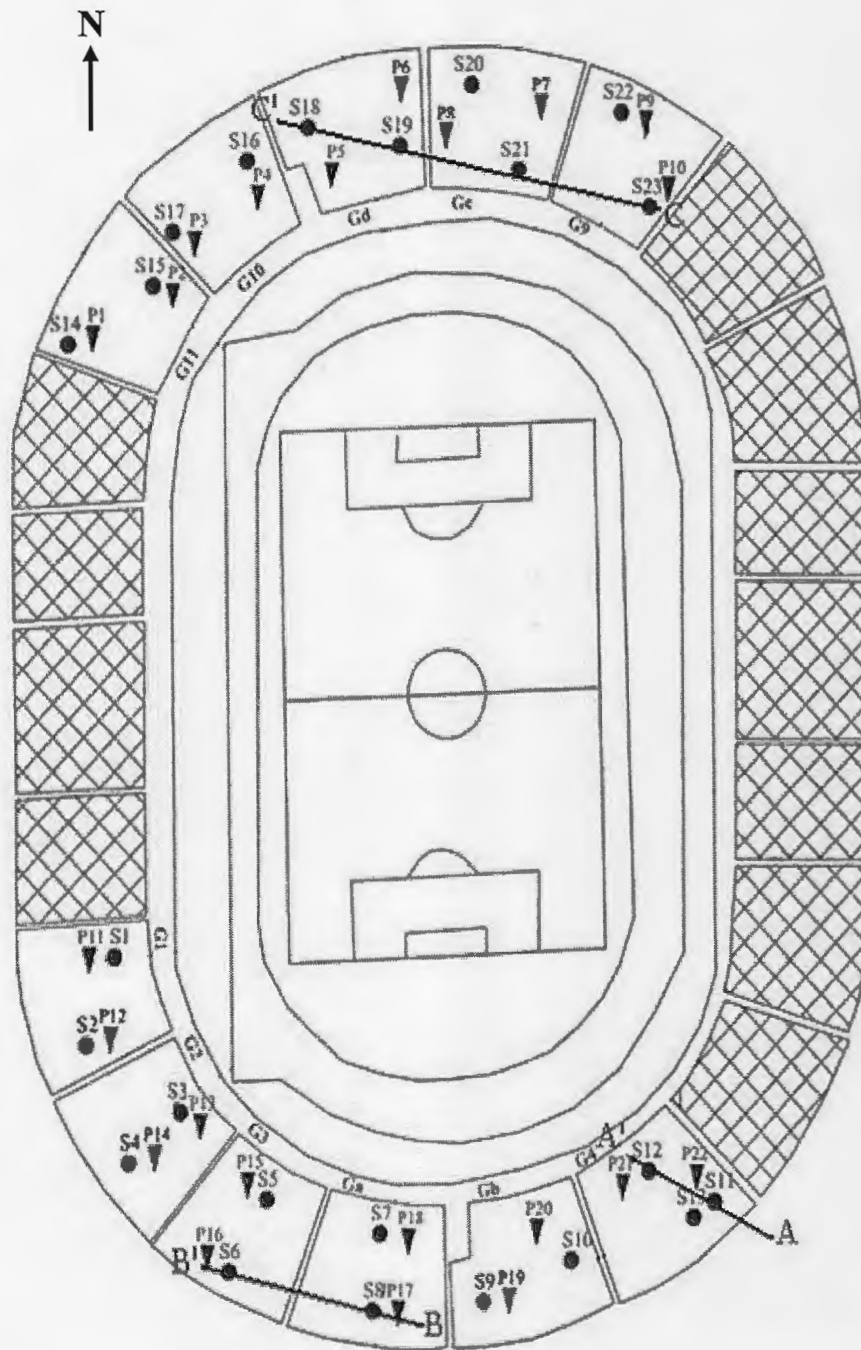
Une campagne de reconnaissance par essais géotechniques in situ a été menée dans le site devant recevoir l'extension du stade *Rouibah Hocine*, de tel sorte à tenter de définir les caractéristiques géotechniques des formations traversées et d'en préciser les limites, le tableau ci-dessous donne dans le détail les travaux de reconnaissance effectués sur le site, il fournit par ailleurs, tous les essais effectués in situ :

Type d'essai	Nombre d'essai
Sondage carotté	23
Essai de pénétration dynamique	22

Tableau IV.1: Les essais in situ

L'ensemble des essais in situ et les coupes géotechniques sont illustrés sur le plan d'implantation (voir fig. IV.1).

NB : La totalité des essais géotechniques effectués in situ et au laboratoire ont été réalisés par Le laboratoire Aiche Géo-Sol (Sétif).



Légende :

- Sondage
- ▼ Pénétrömètre
- Profil géotechnique
- AA' coupe NW-SE
- BB' coupe NW-SE
- CC' coupe NW-SE

Fig. IV. 01: Plan d'implantation des essais de reconnaissance géotechnique et les coupes géotechniques

IV.3.1. Les sondages carottés :

Les sondages carottés ont pour but l'exécution d'un trou sur quelques mètres de profondeur, ils donnent des renseignements précis sur la nature du terrain, et permettent d'effectuer des prélèvements des échantillons dans d'excellentes conditions pour permettre la réalisation des essais au laboratoire.

Le programme de reconnaissance par sondages carottés dans notre site d'étude à permet de déceler trois zones subdivisées en fonction des sols traversés d'après le tableau IV. 02 ci-dessous.

Ces trois zones sont subdivisées comme suite : Une zone A située au Sud-est du stade (voir plan d'implantation) regroupant les modules G4 et Gb, une zone B situé au Sud-ouest comprenant les modules Ga, G3, G2 et G1, enfin une zone C située à la partie Nord du stade est comprend les modules G9, Gc, Gd, G10 et G11,

Zone	Sondage	Formation	Epaisseur (m)
Zone A	S ₉ -S ₁₃	- Remblai	0.5 - 2.5
		- Argile sableuse à graveleuse	1.0
		- Marne friable	1.5 - 6
		- Marne compacte	3 - 7.5
Zone B	S ₁ -S ₈	- Remblai.	2-4
		- Argile sableuse	1 - 2.5
		- Limon sableux	1.5
		- Alternance de grés et de marne	5 - 6.5
Zone C	S ₁₄ -S ₂₃	- Remblai	3 - 4
		- Argile renferment des blocs de grés	4.5 - 6
		- Alternance de grés et de marne	1 - 2

Tableau IV.02 : Résultats des essais de sondages carottés

D'après le tableau ci-dessus, on constate que le site est constitué dans l'ensemble de trois couches à savoir un remblai en surface présentant des épaisseurs allant jusqu'à 4 m, surmontant une couche d'argile sableuse à graveleuse d'épaisseur variable renferment par endroit des blocs de grés, l'ensemble repose sur une couche de marne compacte présentant un horizon altéré (zone A), et parfois une alternance de grés et de marne présentant une épaisseur minimale de 3,5 m (zone B et C).

Sur la base des résultats des sondages de reconnaissance, on peut conclure que les terrains qui constitues le site sont très hétérogènes, et peut présentés des variations latérales, on note aussi la présence de gros blocs de grés dans la couche argileuse, qu'il faut les décelés lors des ouvertures des fouilles.

Les coupes géotechniques que nous avons établies donnent une image assez claire de la géométrie des couches sous-jacentes et leur extension en plan et en profondeur (voir fig. IV. 02, IV. 03, IV. 04). Par la nature et la géométrie de ses formations géologiques, le sous-sol en question présente un profil d'une bonne assise de fondation si les critères de stabilité sont vérifiés.

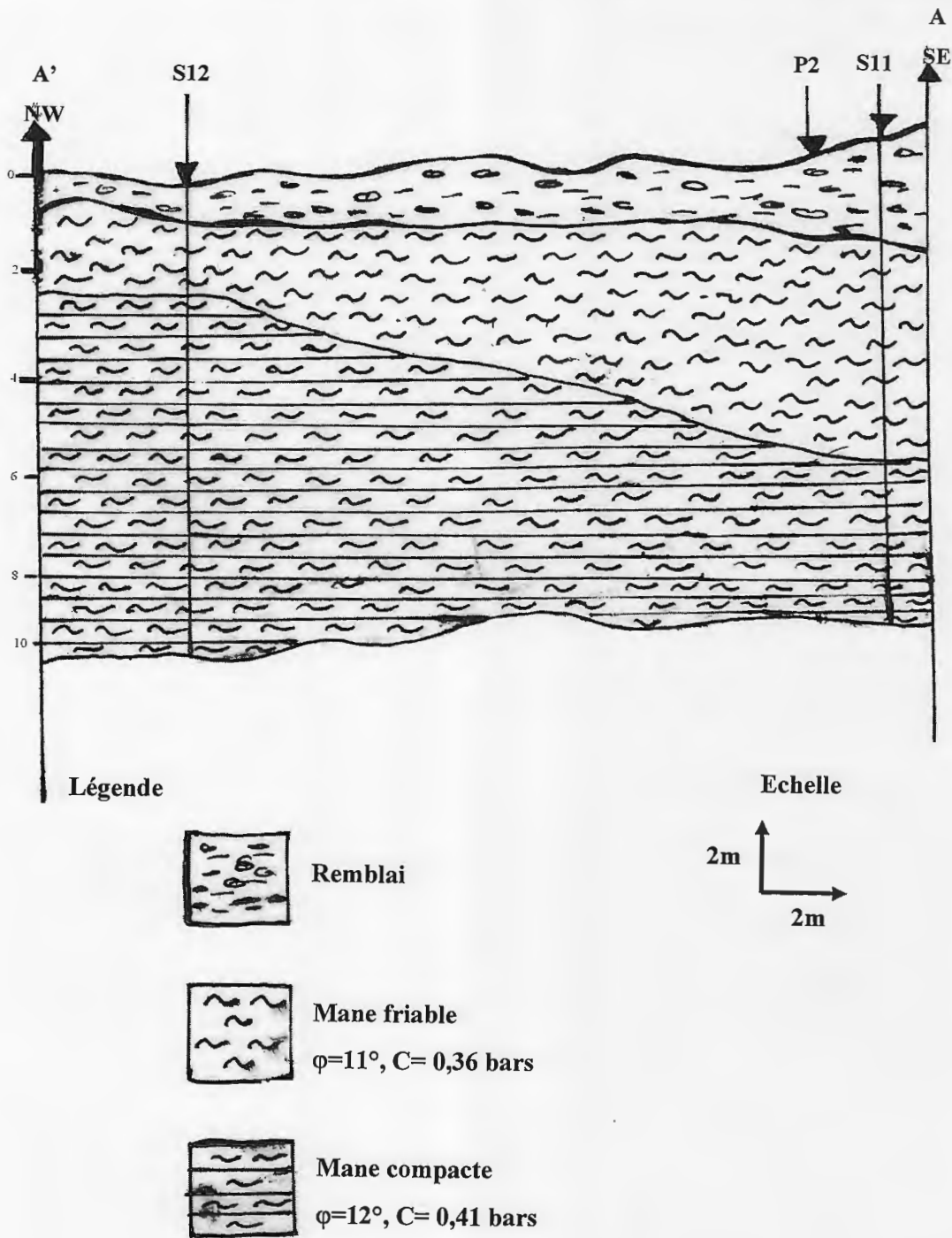
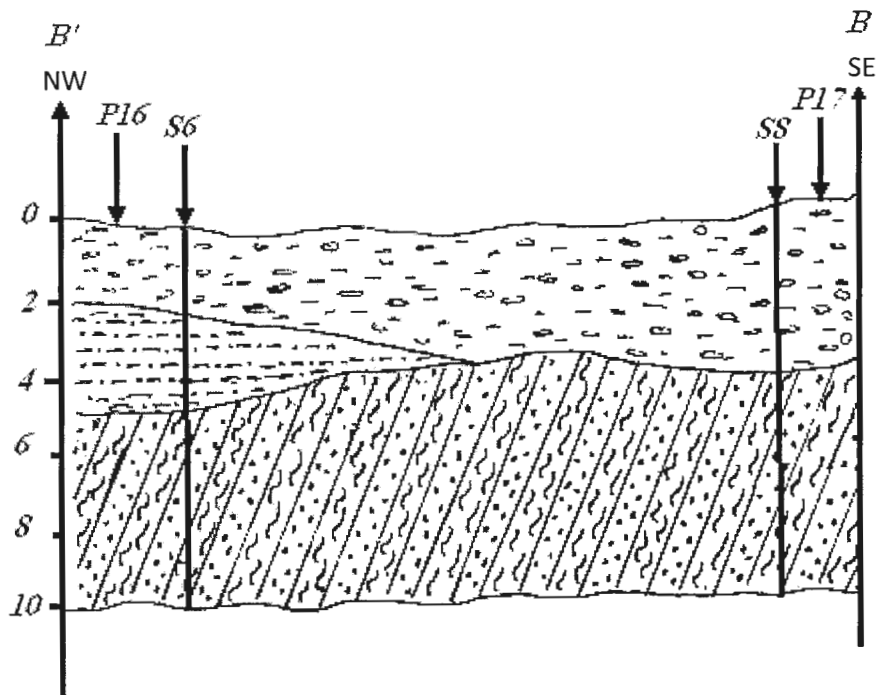


Fig. IV.02 : Coupe géotechnique NW-SE au niveau de la zone A



Légende :



Remblai



Argile sableuse
 $\phi=10^\circ$, $C=0,36$ bars



Alternance de grés et de marne

Echelle :

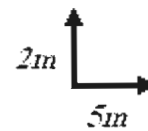


Fig. IV.03 : Coupe géotechnique NW-SE au niveau de la zone B

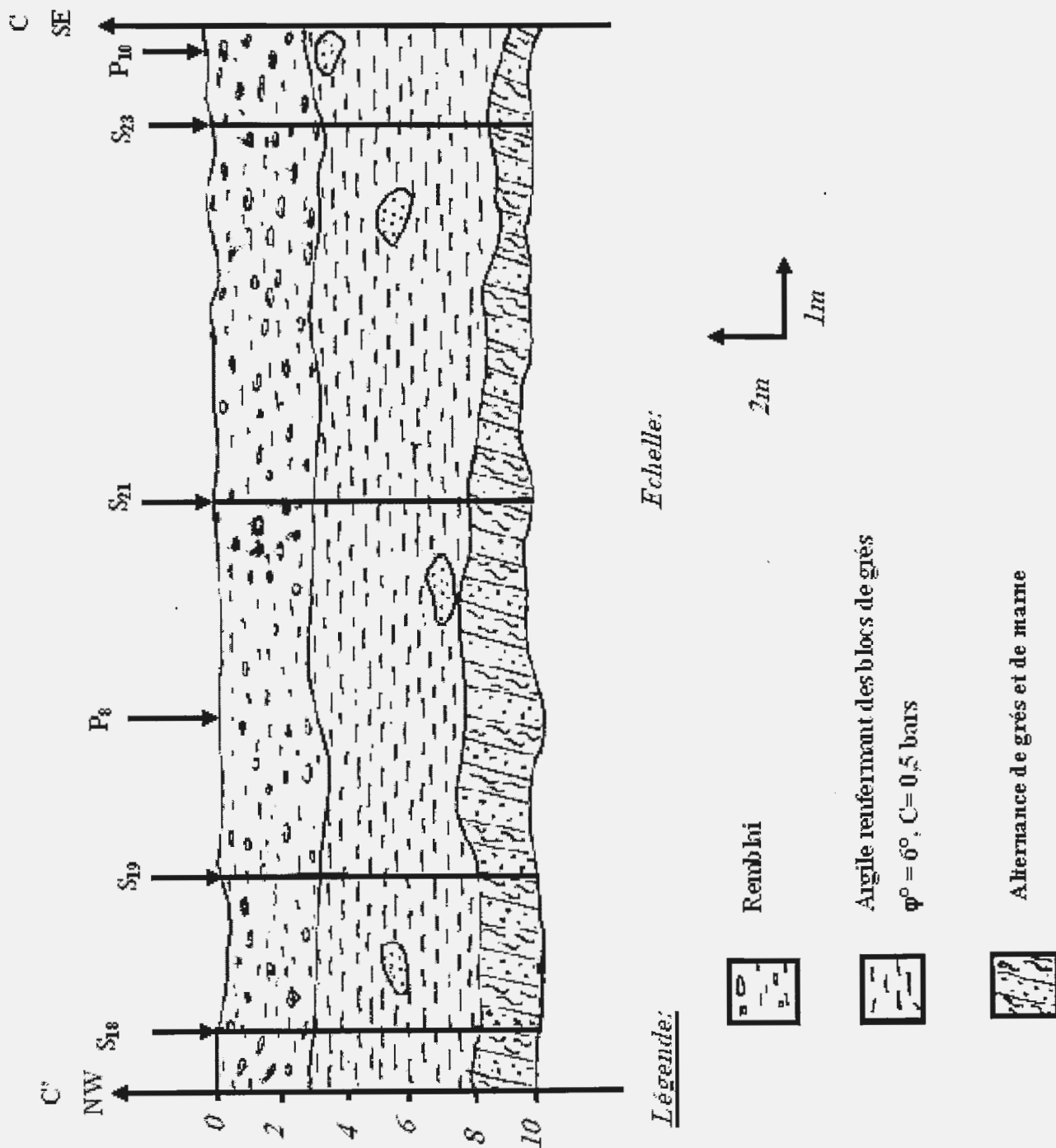


Fig. IV.04 : Coupe géotechnique NW-SE au niveau de la zone C

IV.3.2. Essai de pénétration dynamique :**IV.3.2.1. Définition :**

C'est un essai géotechnique qui teste le terrain en place et fournit, en tant que tel, une caractéristique du sol dénommée résistance dynamique. Il consiste à mesurer l'enfoncement d'une pointe soumise, par l'intermédiaire d'un train de tiges, à une énergie de battage (NF P 94- 114).

L'essai de pénétration dynamique permet d'apprécier entre autres :

- la succession de différentes couches de terrain
- l'homogénéité d'une couche ou la présence d'anomalies
- la position d'une couche résistante dont l'existence est déjà connue

Cet essai peut servir :

- à orienter le choix des fondations
- à évaluer un ordre de grandeur des capacités portantes lorsque l'on dispose d'informations complémentaires.

IV.3.2.2. Domaine d'application :

Il est réalisé dans tous les sols fins et les sols grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 60 mm, il est limité à une profondeur de 30 m.

IV.3.2.3. Résistance dynamique de pointe q_d :

La résistance dynamique de pointe à la pénétration sous l'action du choc de mouton est donnée conventionnellement par l'expression suivante (NF P 94- 114) :

$$q_d = \frac{m \cdot g \cdot H}{A \cdot e} \cdot \frac{m}{m + m'}$$

Où :

- q_d est exprimée en [N/m², Pascals]
- m est la masse du mouton en [Kg]
- g est l'accélération de la pesanteur en [m/s²]
- H est la hauteur de chute libre en [m]
- A est l'aire de la section droite de la pointe en [m²]
- e est l'enfoncement par coup en [m]
- m' est la masse cumulée, exprimée en kilogrammes, de l'enclume et de la tige-guide, si celle-ci est solidaire de l'enclume, des tiges, du porte pointe, de la pointe (Masses frappées).

IV.3.2.4. Principe de l'essai :

L'essai de pénétration dynamique consiste à :

- Enfoncer dans le sol, par battage de manière continue, un train de tiges muni, en partie inférieure d'une pointe débordante, tout en injectant une boue de forage entre la paroi du sondage et les tiges.
- Noter le nombre de coups nécessaires (N_{d10}) pour faire pénétrer dans le sol la pointe d'une hauteur h de 10 cm.

IV.3.2.5. Appareillage et instruments de mesure :

- Présentation du pénétromètre PDA :

Le schéma de la figure IV. 05, présente les différents composant du pénétromètre dynamique PDA.

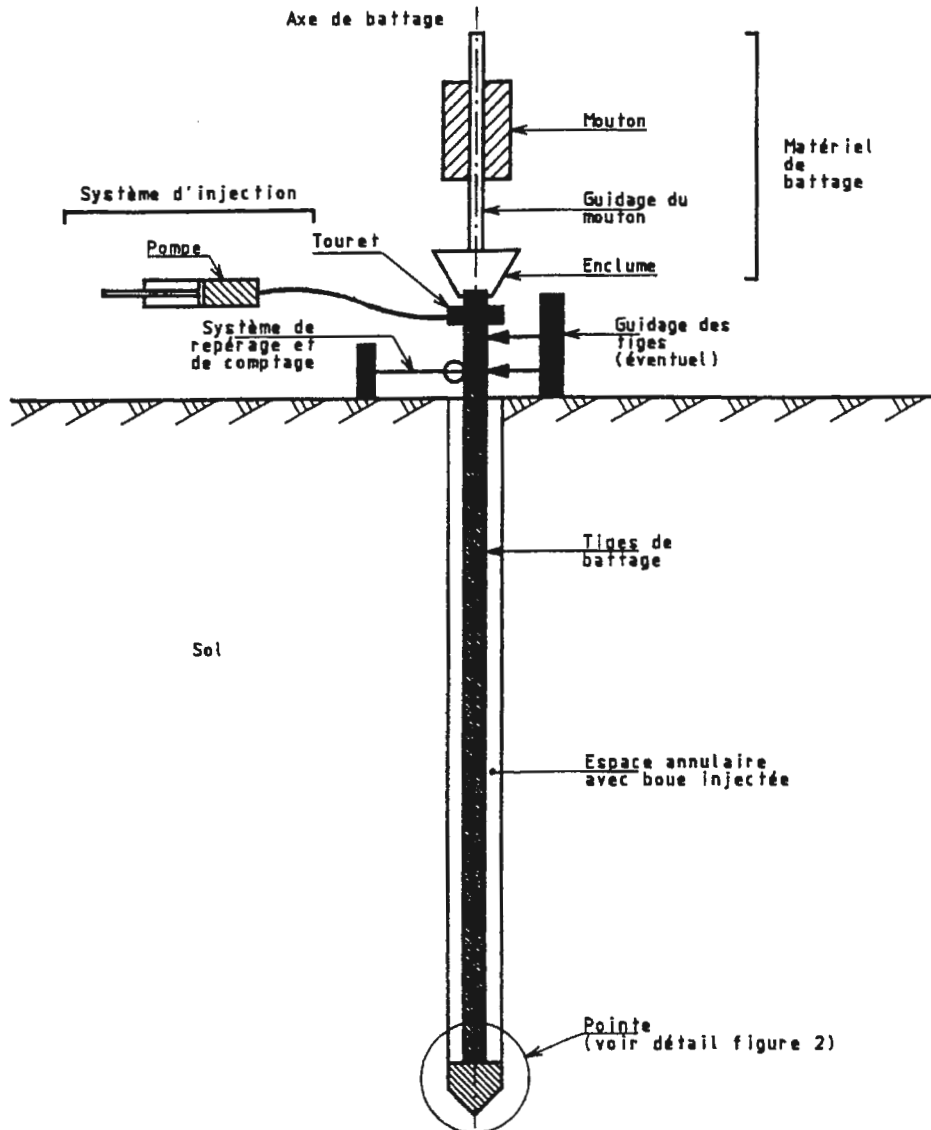


Fig. IV.05 : Pénétromètre dynamique PDA (NF P 94- 114)

- Système d'injection :

Il est constitué par un dispositif permettant d'injecter une boue de forage par le train de tiges creuses. La tige porte pointe comporte 2 orifices de 5 mm de diamètre situés au dessus de la pointe et permettent de diriger la boue horizontalement ou légèrement vers le haut (voir fig. IV. 06)

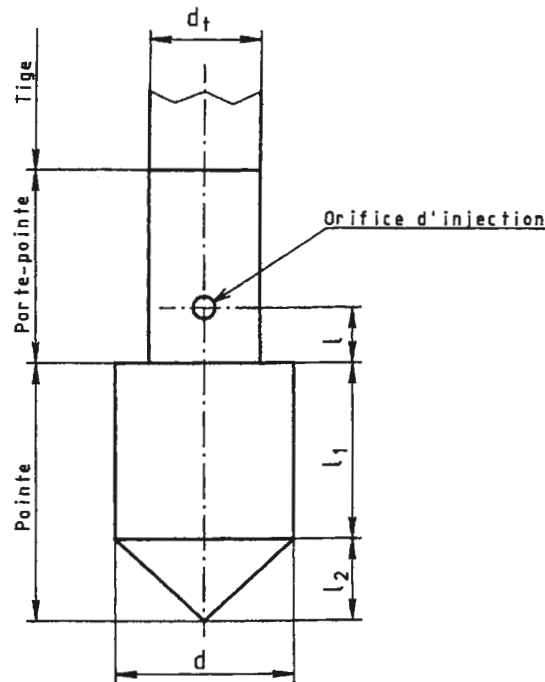


Fig. IV. 06 : Pointe du pénétromètre dynamique PDA (NF P 94- 114)

Les résultats des vingt deux essais de pénétration dynamique sont reportés dans les tableaux IV. 03, IV.04, IV.05 ci-dessous en fonction de la zone prospectée :

a. **Zone A :**

N° essai	Profondeur en m	Qd en bars	Refus	Formation	Appréciation
P ₁₉	0.0 – 2.3	30	9.0 m	Remblai	Lâche
	2.3 – 9.0	60 – 150		Argile et marne schisteuse	Moyenne
	> 9.0	> 300		Marne schisteuse compacte	Forte
P ₂₀	0.0 – 2.2	40	9.0 m	Remblai	Lâche
	2.2 – 8.5	60 – 200		Argile et marne schisteuse	Moyenne
	> 8.5	> 400		Marne schisteuse compacte	Forte
P ₂₁	0.0 – 0.8	30	1.0 m	Remblai	Lâche
	0.8 – 1.0	> 300		Grés	Forte
P ₂₂	1.0	> 300	0.6 m	Grés	Forte

Tableau IV.03 : Essai de pénétration dynamique Zone A

Les données fournies par ces essais ont confirmé les données géologiques, et ont révélés une hétérogénéité mécanique très prononcée.

Cependant, l'allure des diagrammes (voir annexe) indique que le terrain présente une certaine hétérogénéité d'un point de vue résistance à la pénétration dynamique, la lecture des résultats des essais fait ressortir les indications suivantes :

- Des refus ont été observés à des profondeurs variables, comprise entre 1 et 9 m, ceci est du à la forte compacité soit des grés et de la marne schisteuse, soit à la présence de gros paqué de roche gréseuse (de nature Numidiénne) dans les dépôts de remblai.

- Les essais ont bien montré l'irrégularité du toit de substratum, en effet il est détecté près de la surface P_{21} , P_{22} à une profondeur comprise entre 0.6 et 1 m. ce qui explique que le substratum ne présente pas la même profondeur sur l'ensemble de la zone A.
- Les valeurs de la résistance dynamique sont plus élevés au niveau du substratum (marne schisteuse, grés), elle dépasse largement les 300 bars, et elle est moyenne dans la formation altérée telle que les argiles sableuse et la marne schisteuse altérée à friable, et très lâche dans les dépôts de remblai.

b. Zone B :

N° essai	Profondeur en m	Qd en bars	Refus	Formation	Appréciation
P ₁₁	3.8	12	3.8 m	Remblai	Lâche
P ₁₂	1.0 – 2.5	28	4.8 m	Remblai	Lâche
	2.5 – 4.8	58 – 72		Argile sableuse	Moyenne
	> 4.8	> 550		Alternance grés marne schisteuse	Forte
P ₁₃	0.0 – 2.0	40	4.6 m	Remblai	Lâche
	2.0 – 4.6	60 – 130		Limon et argile sableuse	Moyenne
	> 4.6	> 550		Alternance grés marne schisteuse	Forte
P ₁₄	0.0 – 2.0	40	4.6 m	Remblai avec présence de blocs	Lâche
	2.0 – 4.6	46 – 210		Argile sableuse	Moyenne
	> 4.6	> 550		Alternance grés marne schisteuse	Forte
P ₁₅	0.0 – 2.5	60	4.6 m	Remblai avec présence de blocs	Lâche
	2.5 – 4.6	45 – 180		Argile sableuse	Moyenne
	> 4.6	> 550		Alternance grés marne schisteuse	Forte
P ₁₆	0.0 – 2.0	45	5.0 m	Remblai avec présence de blocs	Lâche
	2.0 – 5.0	60 – 100		Argile sableuse	Moyenne
	> 5.0	> 550		Alternance grés marne schisteuse	Forte
P ₁₇	0.0 – 3.0	15	3.0 m	Remblai	Lâche
	> 3.0	> 550		Alternance grés marne schisteuse	Forte
P ₁₈	0.0 – 2.2	15	5.4 m	Remblai	Lâche
	2.2 – 5.4	55 – 70		Argile sableuse	Moyenne
	> 5.4	> 550		Alternance grés marne schisteuse	Forte

Tableau IV. 04 : Essai de pénétration dynamique Zone B

Les essais implantés dans cette zone affichent une allure identique à celle de la zone A et montrent une résistance à la pénétration dynamique très variable.

Cependant, les huit essais ont présentés un diagramme ayant une forme vallonnée (voir annexe), qui traduit une qualité mécanique variable et une portance inégale.

Ainsi l'atteste la variation remarquable de la résistance dynamique à la pointe, dont la valeur atteint parfois le seuil de 15 bars dans la formation de surface qui est les dépôts de remblai, puis elle augmente en atteignant des grandeur qui varie entre 46 et 210 bars, ces valeurs qui sont qualifiées comme moyenne sont révélée dans la formation en place qui est l'argile sableuse, puis elles atteint des seuils très élevées qui ce termine par des refus dépassant largement les 550 bars, ces valeurs correspond au toit de l'alternance de grés et marne schisteuse.

c. Zone C :

N° essai	Profondeur en m	Qd en bars	Refus	Formation	Appréciation
P ₀₁	0.0 – 3.5 3.5 – 6.2 > 6.2	30 56 – 120 > 500	6.2 m	Remblai Argile sableuse Alternance grés marne schisteuse	Lâche Moyenne Forte
P ₀₂	0.0 – 3.6 3.6 – 8.0 > 8.0	15 54 – 100 > 400	8.0 m	Remblai Argile sableuse Alternance grés marne schisteuse	Lâche Moyenne Forte
P ₀₃	0.0 – 3.8 3.8 – 8.2 > 8.2	28 30 – 70 > 400	8.2 m	Remblai Argile sableuse Alternance grés marne schisteuse	Lâche Moyenne Forte
P ₀₄	0.0 – 4.0 4.0 – 8.6 > 8.6	12 42 – 150 > 400	8.6 m	Remblai Argile sableuse Alternance grés marne schisteuse	Lâche Moyenne Forte
P ₀₅	0.0 – 3.0 3.0 – 8.4 > 8.4	12 54 – 90 > 400	8.4 m	Remblai Argile sableuse Alternance grés marne schisteuse	Lâche Moyenne forte
P ₀₆	0.0 – 3.0 3.0 – 8.4 > 8.4	50 50 – 90 > 400	8.4 m	Remblai avec présence de blocs Argile sableuse Alternance grés marne schisteuse	Lâche Moyenne Forte
P ₀₇	0.0 – 2.8 2.8 – 9.0 > 9.0	30 30 – 200 > 400	9.0 m	Remblai Argile sableuse Alternance grés marne schisteuse	Lâche Moyenne Forte
P ₀₈	0.0 – 3.0 3.0 – 8.8 > 8.8	15 50 – 66 > 400	8.8 m	Remblai Argile sableuse Alternance grés marne schisteuse	Lâche Moyenne forte
P ₀₉	0.0 – 3.0 3.0 – 8.2 > 8.2	20 55 – 90 > 400	8.2 m	Remblai Argile sableuse Alternance grés marne schisteuse	Lâche Moyenne Forte
P ₁₀	0.0 – 3.0	28	3.0 m	Remblai	Lâche

Tableau IV. 05 : Essai de pénétration dynamique Zone C

L'analyse des résultats des essais pénétrométrique réalisés au niveau de la zone C, ont affichée des résistances lâches sur des profondeurs allant jusqu'à 4 m environ ou la résistance dynamique minimale varie entre 15 et 30 bars caractérisant les dépôts de remblai.

Au-delà des 4 m, les essais ont indiquée la présence d'un horizon possédant des résistances moyennes qui varie de 40 à 200 bars, il s'agit d'une argile sableuse, et cela jusqu'à une profondeur allant jusqu'à 9 m.

L'ensemble repose sur une formation de caractéristiques mécanique excellente avec une résistance de pénétration supérieure à 400 bars, cette l'alternance grés marne qui représente en principe le substratum.

IV.4. Essais de laboratoire :

Les essais de laboratoire sont des essais d'identification physique et mécanique des sols pour la détermination de :

- La teneur en eau
- Le poids volumique sèche et humide
- Le degré de saturation
- L'analyse granulométrique
- Les limites d'Atterberg
- L'essai de cisaillement (Boîte de CASAGRANDE)
- L'essai Oedométrique

IV.4.1. Les propriétés physiques :

IV.1.1. La teneur en eau et le degré de saturation :

La teneur en eau est paramètre d'état qui permet d'approcher certaines caractéristiques mécaniques et d'apprécier la consistance d'un sol fin.

La teneur en eau pondérale d'un matériau (W) est le rapport de la masse de l'eau évaporée lors de l'étuvage (m_w) sur la masse des grains solides (m_d), exprimé en pourcentage (NF P-94-050).

$$W = m_w / m_d \dots\dots\dots \text{(NF P-94-050)}$$

Où :

- W : teneur en eau ;
- m_w : est la masse d'eau ;
- m_d : est la masse des grains solides ;

Le degré de saturation indique dans quelle proportion les vides sont remplis par l'eau. Il est défini comme le rapport du volume de l'eau au volume des vides. Il s'exprime en pourcentage. (J.P. Magnan ; 2001).

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \dots\dots\dots \text{(J.P. Magnan ; 2001). (Schlosser, 1997)}$$

- S_r : degré de saturation
- V_w : volume de l'eau
- V_v : volume des vides

Les mesures de la teneur en eau ont été effectuées sur les échantillons de sols et qui ont donné des valeurs faibles à moyennes de l'ordre de $W = 14$ à 27 % et un degré de saturation (S_r) fort de $S_r = 70$ à 96 %, ce qui montre que les sols testés sont partiellement saturés.

IV.4.1.2. Poids volumique sèche et humide :

- Poids volumique humide du sol (ou apparent) γ_h :

C'est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol à son volume total (J.P. Magnan ; 2001).

$$\gamma_h = \frac{W_h}{V_t} \dots\dots\dots (\text{J.P. Magnan ; 2001}).$$

W_t : poids humide total du sol
 V_t : volume total du sol

- **Poids volumique du sol sec (γ_d)**: c'est le rapport du poids du matériau sec contenu dans une certaine quantité de sol au volume de ce même sol (J.P. Magnan ; 2001).

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_s} \dots\dots\dots (\text{J.P. Magnan ; 2001}).$$

V_s : volume des grains solides
 W_s : poids des grains solide

L'ensemble des résultats est récapitulé dans le tableau IV. 06 ci-dessous :

Formations	Poids volumique Sèc (t/ m ³)	Poids volumique humide (t/m ³)
- Argile et argile sableuses	1.4 – 1.5	1.7 – 1.8
- Marne schisteuse altérée et friable	1.5 – 1.6	1.8 – 1.9
- Grés	2 – 2.1	2.4 – 2.5

Tableau. IV. 06 : Poids volumiques sèches et humides.

A partir des résultats présentés dans le tableau IV. 06, on constate que les masses volumiques des formations constituant le terrain d'étude sont moyennement denses avec des valeurs qui varie de 1,4 à 1,9 t/m³ caractérisant les argiles sableuses et les marne schisteuse altérée et friable, à très denses γ_d = 2.5 t/m³ représenté par les grés compacte.

IV.4.1.3. Analyse granulométrique :

L'étude de la répartition des grains constituant un sol donné selon leur taille, elle s'effectue à l'aide d'un tamisage. Les résultats sont représentés sous forme d'une courbe granulométrique qui contribue à l'identification du matériau et permet de déterminer sa propriété et surtout pour la classification des sols.

Les analyses granulométriques sont traduites graphiquement par les courbes granulométriques, effectuées sur des échantillons prélevés respectivement des sondages N° (S₃, S₇, S₉, S₁₀, S₁₂, S₁₄, S₁₆, S₁₉ et S₂₀).

Les résultats des essais granulométriques sont reportés dans le tableau IV. 07 ci-après :

Zone	Sondage	Argile	Limon	Sable fin	Gros Sable	Graviers
Zone A	S ₉	80 %	8 %	9 %	3 %	0 %
	S ₁₂	87 %	3 %	5 %	4 %	1 %
	S ₁₀	47 %	15 %	22 %	13 %	3 %
Zone B	S ₇	48 %	10 %	26 %	12 %	4 %
	S ₃	50 %	12 %	23 %	13 %	2 %
Zone C	S ₁₉	82 %	3 %	5 %	6 %	4 %
	S ₁₆	78 %	6 %	7 %	6 %	3 %
	S ₁₄	69 %	6 %	11 %	12 %	2 %
	S ₂₀	83 %	3 %	6 %	5 %	3 %
Moyenne		69 %	7 %	13 %	8 %	2 %

Tableau IV. 07 : Résultats de l'analyse granulométrique des terrains de fondation

L'analyse granulométrique des échantillons prélevés et analysés, a mis en évidence une fraction fine de plus de 76 % (d'éléments inférieurs à 0.08 mm), c'est-à-dire de l'argile et de limon, de 22 % de sable et à peine 2 % de graviers, caractérisant ainsi un sol fin, représenté par une argile sableuse.

IV.4.1.4. Limites d'Atterberg :

Cet essai pour but de déterminer la consistance d'un sol fin, qui varie de façon continue selon la teneur en eau lorsque celle-ci augmente, le sol passe successivement de l'état solide à l'état plastique, puis à l'état liquide (voir figure IV. 07). L'essai définit conventionnellement les limites entre ces états.

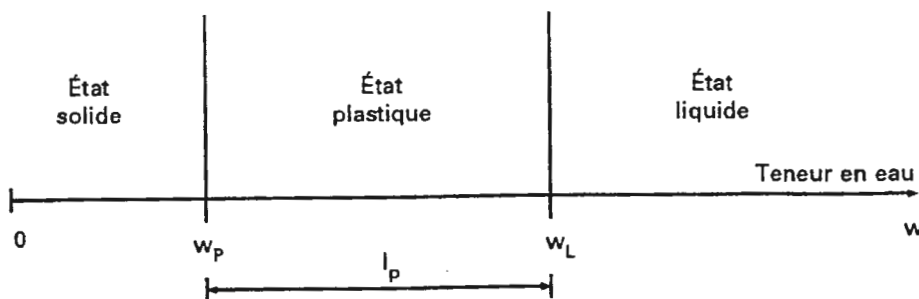


Fig. IV.07 : Représentation des limites d'Atterberg (NF P-94-051)

a. Limite de liquidité (w_L):

L'échantillon de sol est mis en place dans la coupelle et on trace un sillon avec l'outil de rainure (voir figure IV. 08). La limite de liquidité est le teneur en eau du matériau qui correspond à une fermeture conventionnelle. Elle est donnée, en fonction du nombre de coups (N) pour obtenir cette fermeture par la formule :

$$w_L = W (N/25)^{0.121}$$

W : la teneur en eau de l'échantillon au moment de la fermeture de la lèvre.

N : nombre de coups correspondant à la fermeture de la lèvre.

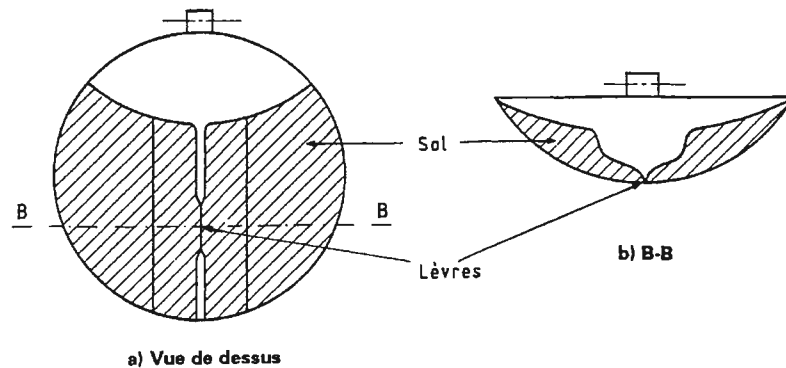


Fig. IV. 08 : fermeture de la rainure (NF P-94-051)

b. Limite de plasticité (W_p) :

A partir d'une boulette d'échantillon qu'on roule sur un marbre à la main, ou avec une plaque, on forme un rouleau aminci progressivement jusqu'à 3 mm de diamètre et sur une largeur de 10 à 15 cm (voir figure IV. 09).

La limite de plasticité est atteinte lorsque le rouleau, soulevé par le milieu se fissure en parties de 1 à 2 cm qui se brise au moment, elle est exprimée en pourcentage.

A partir des limites d'Atterberg (W_L , W_p), on définit des indices qui sont largement utilisés en pratique.

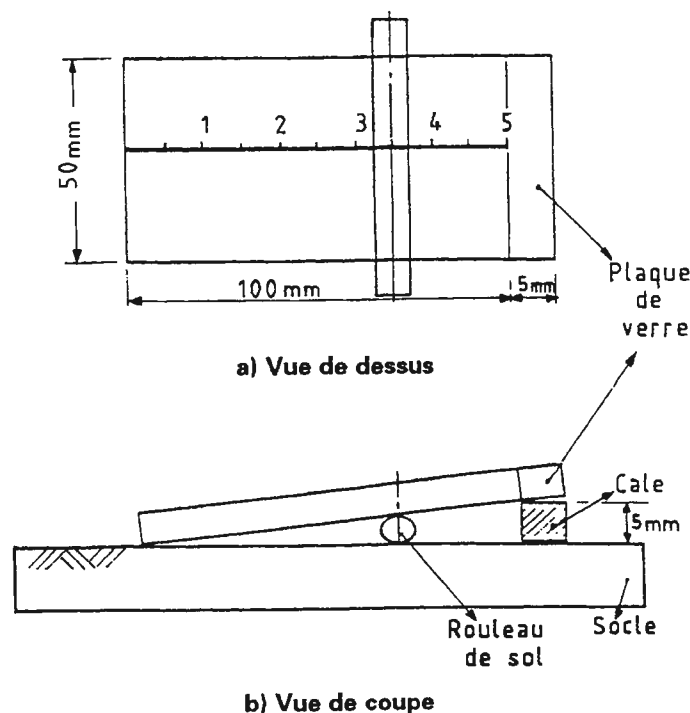


Fig. IV.09 : Système d'évaluation du diamètre Du rouleau de sol (NF P-94-051)

- **Indice de plasticité (I_P):**

$$I_P = W_L - W_P$$

Il reflète l'étendue de la zone pour laquelle le matériau est plastique.

- **Indice de consistance (I_C):**

$$I_C = (W_L - W)/I_P$$

W : la teneur en eau du sol dans son état naturel et ne comportant pas d'éléments Supérieurs à 400 μm .

L'indice de plasticité I_P et de consistance I_C permet de définir le degré de plasticité et de consistance d'un sol comme le montre le tableau IV. 08 ci-dessous :

Indice de plasticité I_P en %		Indice de consistance I_C en %	
$1 < I_P < 5$	Non plastique (sol peu sensible à l'eau)	$0 < I_C < 0.25$	Sol de très faible consistance, les constructions s'enfoncent dans le sol.
$5 < I_P < 10$	Faiblement plastique	$0.25 < I_C < 0.5$	Sol de faible consistance, le tassement est très grand.
$10 < I_P < 20$	Moyennement plastique	$0.5 < I_C < 0.75$	Sol ferme
$20 < I_P < 40$	plastique	$0.75 < I_C < 1$	Sol très ferme, le tassement est modéré.
$I_P > 40$	Très plastique	$I_C > 1$	Sol dur, le tassement est petit.

Tableau IV. 08 : Classifications des sols en fonction de I_P et I_C

L'ensemble des résultats est récapitulé dans le tableau IV. 09 ci-dessous :

Limite d'atterberg	Zone A			Zone B			Zone C		
	I_P %	W_L %	W_P %	I_P %	W_L %	W_P %	I_P %	W_L %	W_P %
	23.60	48.33	24.73	19.80	45.17	25.37	21.30	44.53	23.23
	20.24	43.57	23.33	18.78	43.81	25.03	21.69	45.92	24.23
	22.91	48.94	26.03	-	-	-	20.28	44.11	23.83

Tableau IV. 09 : Résultats des Limites d'Atterberg

D'après les résultats trouvés, on constate que l'indice de plasticité I_P varie de 18,78 à 23,60 % et un indice consistance de 0,88 à 1 %, caractérisant un sol ferme de plastique moyenne à plastique

La classification du sol faite à partir de l'abaque de *CASAGRANDE* (voir figure IV. 10) a mis en évidence un sol argileux peu plastique « A_P ».

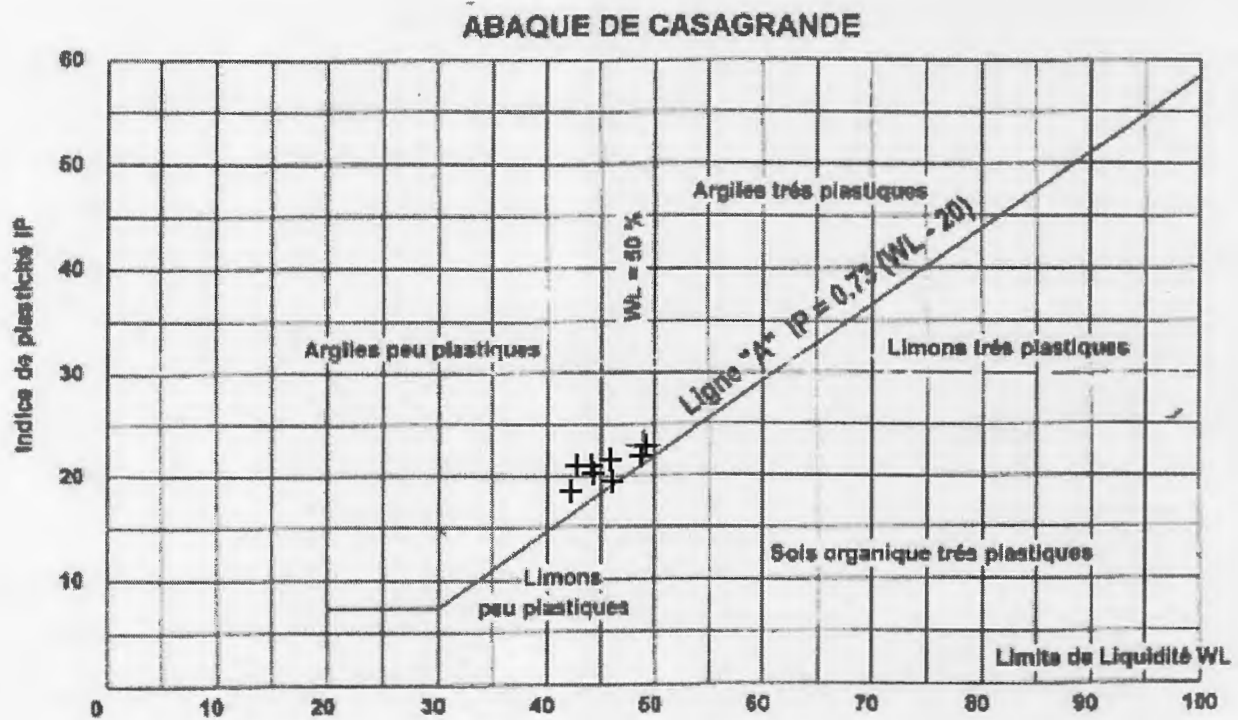


Fig. IV.10 : Diagramme de plasticité de CASAGRANDE

IV.4.2. Les propriétés mécaniques :

IV.4.2.1. Essai de cisaillement rectiligne à la boîte :

Le cisaillement est la rupture du sol provoquée par un glissement, Cet essai nous permet d'étudier la rupture du sol et de tracer la courbe intrinsèque du matériau en mesurant un minimum de deux couples (σ_1, τ_1) et (σ_2, τ_2) , la courbe ainsi obtenue est une droite, elle nous permettra de déterminer la cohésion (c) et l'angle de frottement interne (φ).

▪ Principe de l'essai :

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement constituée de deux demi-boîtes indépendantes (voir figure IV. 11). Le plan de séparation des deux demi-boîtes constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette. Il consiste à :

- appliquer sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical (N) maintenu constant pendant toute la durée de l'essai ;
- produire après consolidation de l'éprouvette sous l'effort (N) un cisaillement dans l'éprouvette selon un plan horizontal de glissement des deux demi-boîtes l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif δl à vitesse constante.
- Mesurer l'effort horizontal de cisaillement (T) correspondant ;

On porte sur un papier millimètre gradué ; en abscisses, les contraintes normales et en ordonnées, les contraintes tangentielles correspondant à la rupture. Les couples (σ, τ) déterminent une droite appelée « courbe intrinsèque ».

$$\tau = C + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

C : cohésion.

φ : Angle de frottement

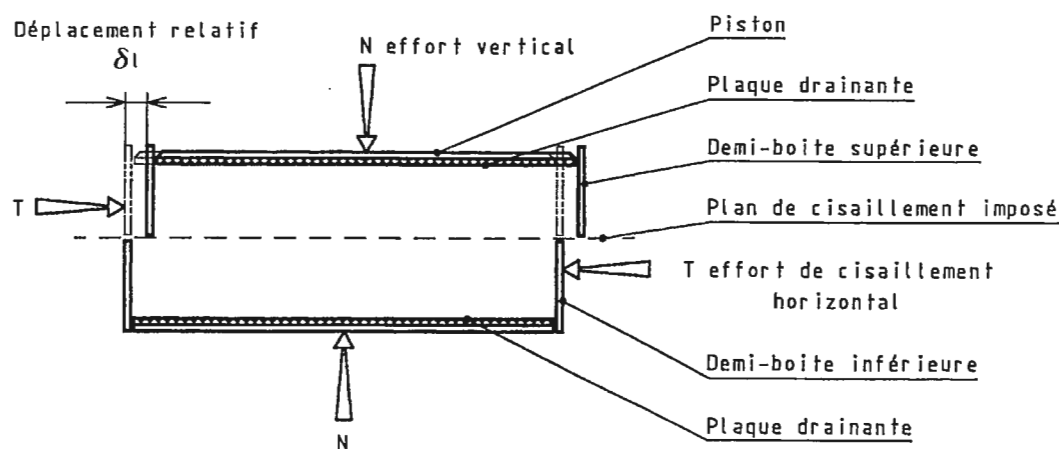


Fig. IV. 11 : Principe d'un essai de cisaillement rectiligne à la boîte (NF P94 -071-1)

Les valeurs du couple de cohésion C_u et l'angle de frottement ϕ_u obtenu à partir de l'essai de cisaillement non consolidé non drainé (UU) sont représentés dans le tableau suivant :

Sondage	Profondeur (m)	Nature lithologique	Cohésion C_u (bars)	Angle de frottement ϕ_u ($^\circ$)
S ₃	3.8 - 4.3	Argile sableuse	0.40	8
S ₅	3.5 - 4		0.33	10
S ₇	4 - 4.5		0.34	9
S ₉	4 - 4.5	Marne	0.41	9
	5.5 - 6		0.5	6
S ₁₀	3 - 3.5	Argile sableuse	0.36	10
S ₁₂	4 - 4.5	Marne friable	0.36	11
S ₁₄	4.5 - 5	Argile	0.5	8
S ₁₆	6 - 6.5		0.4	8
S ₁₉	5.5 - 6		0.5	6
S ₂₀	5 - 5.5		0.45	8

Tableau IV.10 : Résultats de l'essai de cisaillement

Les valeurs de la cohésion C_u obtenues sont moyennes, elles varient de 0,33 à 0,40 bars pour les argiles sableuses, de 0,36 à 0,50 bars pour les marnes et de 0,40 à 0,5 bars pour les argiles.

Les angles de frottements ϕ_u sont compris entre 8 et 10 $^\circ$ pour les argiles sableuses, entre 6 et 11 $^\circ$ pour les marnes par contre pour les argiles est de 6 à 8 $^\circ$.

Dans l'ensemble ces résultats caractérisent un sol moyennement frottant c'est-à-dire des caractéristiques intrinsèque assez faible.

IV.4.2.2. Essai œdométrique :

- **Domaine d'application :**

L'essai de compressibilité à l'œdomètre s'applique sur les sols fins et matériaux fins cohérents, avec chargement par paliers.

- **Principe :**

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide (œdomètre). Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai (voir figure IV.12).

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.

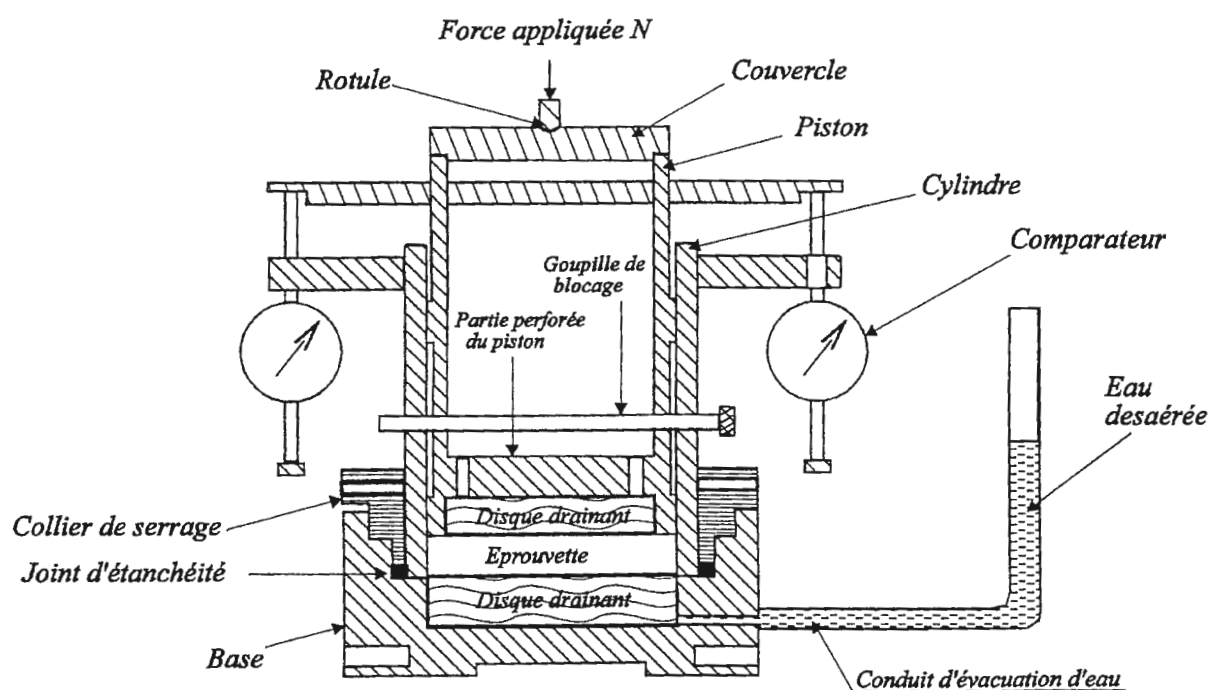


Fig. IV. 12 : Cellule œdométrique type Terzaghi
(Norme française NF P 94-090-1)

- **Expression des résultats :**

- a. **Graphiques :**

Tracer :

- la courbe œdométrique $[e, \lg \sigma_v]$ donnant les variations de l'indice des vides du sol en fonction de la contrainte effective verticale appliquée à l'éprouvette (voir en annexe).
- Eventuellement les courbes de consolidation donnant la variation de hauteur de l'éprouvette ΔH_c en fonction du temps, tracés avec des échelles adaptées à la méthode utilisée pour la détermination du coefficient C_v .

b. Indice de compression (C_c) :

C'est la pente de la tangente à la courbe vierge de chargement qui permet de préciser la sensibilité du sol au tassement le long de cette courbe.

$$C_c = \Delta e / \Delta \log \sigma$$

e : indice des vides

σ : contrainte effective verticale

Une classification des sols a été faite suivant l'indice de compressibilité C_c (G. Philipponnat, 1979) :

Indice de compressibilité	Degré de compressibilité
$C_c < 0.02$	Sol incompressible
$0.020 < C_c < 0.050$	Sol très peu compressible
$0.050 < C_c < 0.100$	Sol peu compressible
$0.100 < C_c < 0.200$	Sol moyennement compressible
$0.200 < C_c < 0.300$	Sol assez fortement compressible
$0.300 < C_c < 0.500$	Sol très compressible
$C_c > 0.500$	Sol extrêmement compressible

Tableau IV. 11 : Classification des sols en fonction du coefficient de compressibilité C_c

c. Indice de gonflement (C_g):

Il est défini par la pente de la droite de déchargement, soit :

$$C_g = - \Delta e / \Delta \log \sigma$$

La classification des sols en fonction de C_g est comme suite :

$C_g < 0.005 \Rightarrow$ sol non gonflant

$C_g > 0.005 \Rightarrow$ sol gonflant

d. Pression de Consolidation (σ'_c) :

C'est la contrainte effective maximale sous laquelle le sol s'est déjà consolidé au cours de son histoire, elle est déterminée graphiquement selon la méthode de *CASAGRANDE*.

Si la pression de consolidation σ'_c est égale à la pression effective due au poids des terres actuelles ($\sigma'_o = \sum \gamma.H$), on dit que le sol est normalement consolidé.

Si $\sigma'_c > \sigma'_o$ on dit que le sol est surconsolidé

Si $\sigma'_c < \sigma'_o$ on dit que le sol est souconsolidé

Les résultats des essais œdométriques obtenus sont récapitulés dans le tableau IV. 12 ci-dessous.

Zone	Sondage	Profondeur (m)	Nature lithologique	σ'_c (bars)	C_c (%)	C_g (%)
Zone B	S ₃	4 – 4.3	Argile sableuse	1.64	15.58	1.46
	S ₅	3.4 – 4		1.94	17.34	2.23
	S ₇	4 – 4.5		1.64	19.35	3.38
Zone A	S ₉	4 – 4.5	Marne	1.68	22.37	4.46
	S ₉	5.5 – 6		1.90	18.85	2.38
	S ₁₀	3 – 3.5	Argile sableuse	2.22	18.34	3.92
	S ₁₂	4 – 4.5	Marne	1.92	19.35	3.07
Zone C	S ₁₄	4.5 – 5	Argile	1.82	18.85	3.23
	S ₁₄	6.5 – 7		2.27	17.84	2.23
	S ₁₆	6 – 6.5		1.82	16.08	2.23
	S ₁₉	5.5 – 6		1.98	21.11	3.46
	S ₂₀	5 – 5.5		1.88	19.35	3.84

Tableau. IV. 12 : Résultats des essais œdométrique

A partir de tableau précédant on a :

- $1.6 < \sigma'_c < 2.2$ bars
- l'indice de gonflement (C_g) : $1.46 < C_g < 4.46$ %.
- L'indice de compressibilité (C_c) : $15.58 < C_c < 22.37$ %.

Ces valeurs caractérisent un sol :

- Surconsolidé où $\sigma'_c > \sigma'_o$
- Non gonflants avec un $C_g < 0.005$.
- Moyennement à assez fortement compressible avec un indice de compressibilité compris entre $0.100 < C_c < 0.300$.

IV.4.2.3. Résistance à la compression:

L'essai mécanique le plus courant est l'essai de résistance en compression uni axiale (R_c).celle-ci est mesuré sur éprouvette cylindrique, de diamètre 40 à 50 mm en général. On fait croître l'effort axial fourni par la presse, avec une vitesse correspondant à environ 0,5 Mpa/s, jusqu'à la rupture de l'éprouvette, on a :

$$R_c = \frac{F}{\pi \cdot R^2}$$

La résistance en compression simple est une propriété assez dispersée.

Au niveau du site de l'extension du stade Rouibah Hocine, en raison de l'état compacte des grés, le laboratoire n'a effectué qu'un essai de la résistance à la compression, sur des échantillons de grés ayant une forme prismatique, la marge des valeurs de la résistance à la compression R_c est varié entre 10 à 15 bars.

IV.5. Analyse chimique :

L'analyse chimique d'échantillon du sol sot récapitule dans le tableau suivant :

Sondage	Profondeur (m)	% de carbonates CaCO_3	% des insolubles	% de gypses $\text{CaCO}_3 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	Sulfates SO_4^{-2} mg/Kg
S ₃	3 – 3.5	10.2	89.8	Néants	Néants
S ₅	3 – 3.5	12.4	87.5	Néants	Néants
S ₇	1 – 1.5	8.9	91.0	Néants	Néants
S ₉	2.5– 3	14.2	85.7	Néants	Néants
S ₁₂	4 – 2.5	24.6	75.3	Néants	Néants
S ₁₄	3 – 3.5	11.5	88.4	Néants	Néants
S ₁₇	3.5 – 4	16.2	83.7	Néants	Néants
S ₂₀	3.5 – 4	17.2	82.7	Néants	Néants

Tableau IV. 13 : Résultats des analyses chimiques

L'analyse chimique effectuées sur les sols prélevés, montrent que ces derniers sont d'agressivité nulle.

Des prélèvements d'eau ont été opérés par le laboratoire *Aich Géo-Sol*, afin de réaliser une analyse chimique des sulfates SO_4^{-2} , les résultats trouvés sont récapitulés dans le tableau IV. 14 ci-après :

Echantillon	Sulfates SO_4^{-2} mg/L
Ech 1	7500
Ech 2	6200

Tableau IV. 14 : Résultats des analyses chimiques de sulfates

La classification de l'agressivité de l'eau a été faite d'après la norme NF P 18.011 du 06/92 :

$\text{SO}_4^{-2} < 200$ mg/L	agressivité nulle
$200 < \text{SO}_4^{-2} < 600$ mg/L.....	agressivité faible
$600 < \text{SO}_4^{-2} < 3000$ mg/L.....	agressivité modérée
$3000 < \text{SO}_4^{-2} < 6000$ mg/L.....	agressivité fortes
$\text{SO}_4^{-2} > 6000$ mg/L.....	agressivité très fortes

D'après la norme NF P18.011, on constate que la teneur en ions de sulfates est notable $\text{SO}_4^{-2} > 6000$ mg/L d'où l'agressivité des eaux est très fortes par conséquent, il est indispensable d'utiliser un ciment résistant type CRS (Ciment Résistant au Sulfates) dans la confection de béton de fondation.

Cette concentration élevée des ions de sulfates SO_4^{-2} est due probablement aux déchets chimiques rejetés par la Tannerie de Jijel qui surplomb le site.

IV.6. Conclusion :

La synthèse des résultats obtenue des travaux de reconnaissance à savoir les essais in situ et au laboratoire, nous a permis de conclure que :

- les sondages carottés ont permis de déceler trois zones subdivisées en fonction des sols traversés. Une zone A située au Sud-est du stade regroupant les modules G4 et Gb, une zone B située au Sud-ouest comprenant les modules Ga, G3, G2 et G1, et enfin une zone C située à la partie Nord du stade est comprend les modules G9, Gc, Gd, G10 et G11.
- le site est constitué dans l'ensemble de trois couches à savoir un remblai en surface, surmontant une couche d'argile sableuse à graveleuse d'épaisseur variable renfermant par endroit des blocs de grés (zone C), l'ensemble repose sur une couche de marne compacte (zone A) présentant un horizon altéré, et parfois une alternance de grés et de marne (zone B et C).
- les essais de pénétration dynamique ont confirmé les données géologiques, et ont révélés une hétérogénéité mécanique très prononcée :
 - des refus ont été observés à des profondeurs variables, comprise entre 1 et 9 m.
 - les valeurs de **Qd** sont plus élevées au niveau du substratum (marne schisteuse, grés), elle dépasse largement les **550 bars**, elle est moyenne dans la formation altérée (**Qd = 46 - 210 bars**) telle que les argiles sableuse et la marne schisteuse altérée à friable, et très lâche (**Qd = 15 bars**) dans les dépôts de remblai.
- les sols sont moyennement denses avec des valeurs qui varient de 1,4 à 1,9 t/m³ caractérisant les argiles sableuses et la marne schisteuse altérée et friable, à très denses $\gamma_d = 2.5 \text{ t/m}^3$ représenté par les grés compacte.
- les teneurs en eau sont faibles à moyennes de $W = 14$ à 27% et un degré de saturation fort de $S_r = 70$ à 96% , qui montre que les sols testés sont partiellement saturés.
- l'indice de plasticité **Ip** varie de 18,78 à 23,60 % et un indice consistance de 0,88 à 1 %, caractérisant un sol ferme de plastique moyenne à plastique. la classification d'après de l'abaque de **CASAGRANDE** a mis en évidence un sol argileux peu plastique « **Ap** ».
- les sols constituant le site d'étude sont surconsolidé où $\sigma'_c > \sigma'_o$, non gonflants avec un $C_g < 0.005$ et moyennement à assez fortement compressible avec un indice de compressibilité compris entre $0.100 < C_c < 0.300$.
- Les valeurs de la cohésion C_u sont moyennes de 0,33 à 0,40 bars pour les argiles sableuses, 0,36 à 0,50 bars pour les marnes et de 0,40 à 0,5 bars pour les argiles. Les angles de frottements ϕ_u sont de 8 et 10° pour les argiles sableuses, de 6 et 11° pour les marnes, par contre pour les argiles il est de 6 à 8°, caractérisant un sol moyennement frottant (caractéristiques intrinsèque assez faible).
- la résistance à la compression R_c , des échantillons de grés varie entre 10 à 15 bars.
- L'analyse chimique effectuées sur les sols prélevés, montrent que ces derniers sont d'agressivité nulle. Néanmoins, les analyses de la teneur en ions de sulfates des eaux est notable $\text{SO}_4^{-2} > 6000 \text{ mg/L}$ d'où l'agressivité des eaux est très fortes par conséquent, il est indispensable d'utiliser un ciment résistant type CRS dans la confection de béton de fondation.

Chapitre V

Etude d'interaction sol structure

V.1. Introduction :

Le mode de travail d'une fondation et son interaction avec le sol conduisent à introduire la notion de profondeur critique que l'on peut définir en première approximation comme le niveau au-dessous duquel, en sol homogène, la résistance sous la base de la fondation n'augmente plus. Les fondations superficielles ont leur base située au-dessus de cette profondeur critique : ce sont les semelles, radiers, etc. Les fondations profondes ont leur base située au-dessous de cette profondeur critique.

Les fondations superficielles travaillent essentiellement grâce à la résistance du sol sous la base. Pour les fondations profondes (pieux, puits, barrettes, etc.), il y a également lieu de considérer la résistance du sol le long du fût, c'est-à-dire le frottement latéral.

V.2. Types de fondations superficielles :

On distingue (figure V. 01) :

- les **semelles filantes**, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L/B > 10$ pour fixer les idées) ;
- les **semelles isolées**, dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B/L = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre B) ;
- les **radiers** ou **dallages**, de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

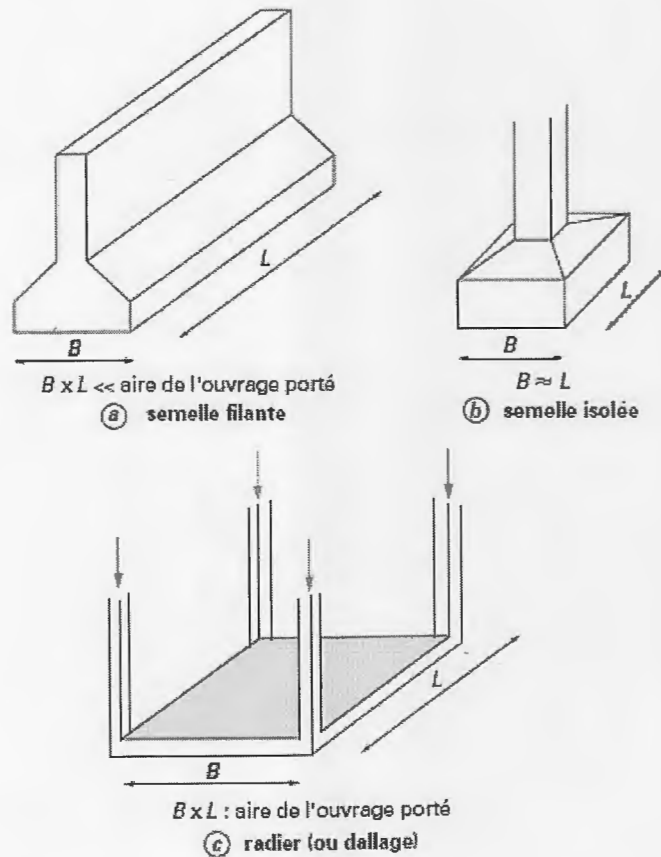


Fig.V.01 : Les différents Types de fondations superficielles

V. 3. Capacité portante et tassement :

Capacité portante et tassement sont deux éléments fondamentaux qu'il y a lieu de considérer systématiquement lors du calcul des fondations superficielles. Les notions de capacité portante et de tassement sont clairement illustrées par la figure V. 02 qui représente une courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle.

Au début du chargement, le comportement est sensiblement linéaire, c'est-à-dire que le tassement croît proportionnellement à la charge appliquée. Puis le tassement n'est plus proportionnel. À partir d'une certaine charge, il y a poinçonnement du sol ou tout du moins un tassement qui n'est plus contrôlé. Le sol n'est pas capable de supporter une charge supérieure.

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).

Le dimensionnement correct de la fondation d'un ouvrage consistera, notamment, à s'assurer que l'on reste en deçà de cette charge limite, avec une certaine marge quantifiée par un coefficient de sécurité, et que les tassements correspondants sont admissibles (point Q_d , S_d sur la figure V. 02).

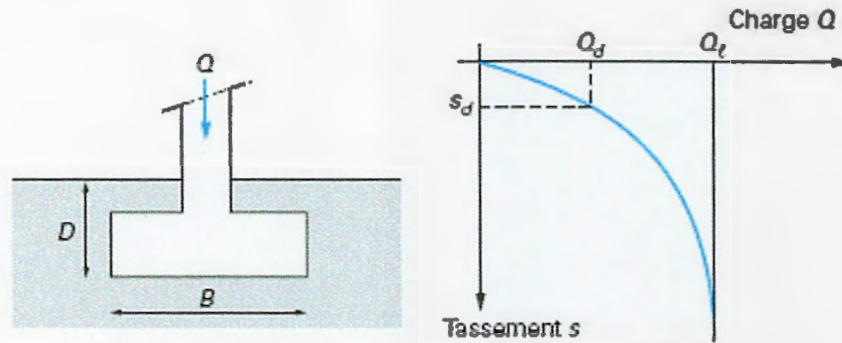


Fig.V.02 : Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle

V. 3. 1. L'état de contrainte limite dans le sol :

L'état de contrainte limite correspond à la rupture du sol, les expériences sur modèles réduits de fondations, on permis de mettre en évidence un mécanisme de rupture, schématiser à la figure V. 03.

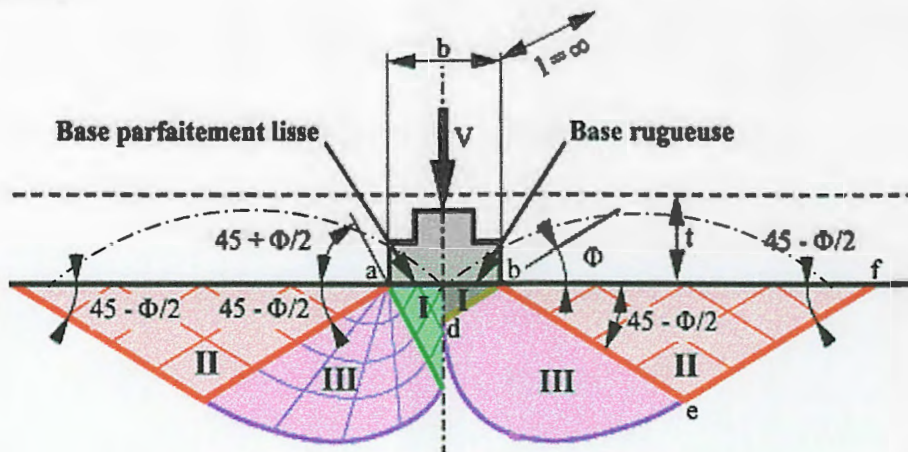


Fig.V.03 : Mécanisme typique de rupture du sol sous une semelle continue

Ce mécanisme est composé d'un coin du sol (I) en état actif et solidaire à la fondation, donc s'enfonçant avec la fondation, et deux zones latérales du sol (II et III) en état passif tendant à se déplacer vers la surface du sol.

Ce mécanisme est formé d'un réseau de facettes de rupture (lignes de glissement) et le sol en dehors est supposé en état d'équilibre surabondant, donc ne participant pas à la résistance.

La Figure.V.03 montre que la zone mobilisée par la résistance du sol dépend de la rugosité de la surface de contact de la base de la fondation avec le sol.

V.3.2. Contrainte admissible du sol de fondation :

La contrainte admissible du sol a été déterminée par deux approches :

- La première consiste en l'application de formules semi empiriques en utilisant les résultats des essais in situ.
- La deuxième d'origine théorique et la plus ancienne, considère le sol comme un matériau obéissant aux critères de rupture de Mohr-colomb.

Dans cette approche les paramètres principaux pour le calcul sont : la cohésion « C », le poids volumique « γ » et l'angle de frottement « ϕ ».

V.3.2.1. Calcul de la Contrainte admissible à partir des essais de pénétration dynamique :

Sanglerat a proposé une relation d'origine expérimentale et statistique pour l'évaluation de la contrainte admissible d'une fondation superficielle dans les sols pulvérulents ou purement cohérents à partir de la résistance à la pointe du pénétromètre dynamique d'où :

$$Q_{ad} = R_d / 20 \dots\dots\dots (R.Frank, 2003)$$

Avec :

- Q_{ad} : Contrainte admissible de la fondation superficielle (KN/m²)
- R_d : Résistance dynamique de pointe (KN/m²), calculé à partir de la formule des Hollandais.

Les valeurs de la contrainte admissible Q_{ad} , obtenus pour des niveaux d'ancrages correspondant à chaque zone et à chaque module sont reportées, pour chaque essai dans les tableaux V.1, V.2 et V.3 suivant :

	N° Module	Profondeurs d'ancrage (m) Essai N°	Contrainte admissible Q_{ad} (bars)			
			3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m
Zone A	Gb	P 19	3.3	3.9	3.6	6.6
		P 20	4.8	7.1	6.9	8.0
	G4	P 21	> 15	> 15	> 15	> 15
		P 22	> 15	> 15	> 15	> 15

Tableau V. 01 : Calcul de la contrainte admissible à partir des résultats de l'essai de pénétromètre dynamique pour la zone A (module Gb, G4)

	N° Module	Profondeurs d'ancrage (m) Essai N°	Contrainte admissible Q_{ad} (bars)			
			3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m
Zone B	G1	P 11	1.2	12	> 15	> 15
		P 12	3.0	3.3	3.6	6.6
	G2	P 13	4.6	3.9	3.3	> 15
		P 14	3.1	2.7	3.3	10.5
	G3	P 15	2.4	4.8	5.7	> 15
		P 16	4.2	3.9	3.6	4.5
	Ga	P 17	-	-	> 15	> 15
		P 18	-	-	3.2	3.3

Tableau V.02 : Calcul de la contrainte admissible à partir des résultats de l'essai de pénétromètre dynamique pour la zone B (module G1, G2, G3 et Ga)

	N° Module	Profondeurs d'ancrage (m) Essai N°	Contrainte admissible (bars)			
			3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m
Zone C	G11	P 01	3.0	3.6	3.0	3.0
		P 02	1.8	2.8	3.0	3.0
	G10	P 03	1.2	1.0	1.6	1.6
		P 04	1.0	1.4	2.1	2.7
	Gd	P 05	2.7	3.6	3.1	2.7
		P 06	2.7	3.2	3.1	3.0
	Gc	P 07	4.9	5.0	6.0	3.3
		P 08	2.7	2.5	3.1	3.0
	G9	P 09	2.4	2.8	2.8	3.0
		P 10	> 15	> 15	> 15	> 15

Tableau V. 03 : Calcul de la contrainte admissible à partir des résultats de l'essai de pénétromètre dynamique pour la zone C (module G11, G10, Gd, Gc et G9)

V.3.2.2. Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (méthode « c- ϕ »)

Le calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir de c et ϕ est probablement le problème le plus connu de la mécanique des sols contemporaine et tous les manuels du domaine y font largement référence.

Dans notre cas d'étude, on va se limiter aux calculs de la capacité portante à court terme, en utilisant les caractéristiques mécaniques non drainées non consolidées (C_U) et (ϕ_U) par l'application des formules suivantes :

V.3.2.2.1. Pour une semelle carrée :

- Charge initiale critique Pcr1 :

$$Pcr_1 = \frac{\pi(c \cdot \cot g\varphi + \gamma D)}{\cot g\varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma D$$

- Charge limite critique Pcr2 :

$$q_d = (1 - 0,2 \cdot \frac{B}{L}) \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D \cdot N_q + (1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L}) \cdot C \cdot N_c$$

- Contrainte admissible Qad :

$$q_{ad} = \gamma D + \frac{(1 - 0,2 \cdot \frac{B}{L}) \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D \cdot (N_q - 1) + (1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L}) \cdot C \cdot N_c}{F}$$

V.3.2.2.2. Pour une semelle Filante :

- Charge initiale critique Pcr1 :

$$Pcr_1 = \frac{\pi(c \cdot \cot g\varphi + \gamma D)}{\cot g\varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma D$$

- Charge limite critique Pcr2 :

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

- Contrainte admissible Qad :

$$q_{ad} = \gamma D + \frac{\gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D \cdot (N_q - 1) + C \cdot N_c}{F}$$

Avec :

φ : angle de frottement en degrés

γ : poids volumique du sol en [KN/m³]

D : profondeur d'ancrage en [m]

B : largeur de la semelle en [m]

L : longueur de la semelle en [m]

C : cohésion du sol sous la base de la fondation en [KN/m²]

N_C, N_q et N_γ : facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne φ du sol sous la base de la fondation.

Fs : coefficient de sécurité (Fs = 3).

Le tableau V.04 extrait du DTU 13.12, regroupe les valeurs des facteurs de capacité portante en fonction de l'angle de frottement (φ) :

φ°	N_γ	N_q	N_c	φ°	N_γ	N_q	N_c
0	0,00	1,00	5,14	30	21,8	18,4	30,1
5	0,00	1,56	6,47	31	25,5	20,6	32,7
10	1,00	2,49	8,45	32	29,8	23,2	35,5
11	1,20	2,71	8,80	33	34,8	26,1	38,7
12	1,43	2,97	9,29	34	40,9	29,2	42,2
13	1,69	3,26	9,80	35	48,0	33,3	46,1
14	1,99	3,59	10,4	36	56,6	37,8	50,6
15	2,33	3,94	11,0	37	67,0	42,9	55,7
16	2,72	4,33	11,6	38	79,5	48,9	61,4
17	3,14	4,77	12,3	39	94,7	56,0	67,9
18	3,69	5,25	13,1	40	113,0	64,2	75,4
19	4,29	5,80	13,9	41	133,0	73,9	83,9
20	4,97	6,40	14,8	42	164,0	85,4	93,7
21	5,76	7,07	15,8	43	199,0	99,0	105,0
22	6,68	7,83	16,9	44	244,0	115,0	118,0
23	7,73	8,66	18,1	45	297,0	135,0	135,0
24	8,97	9,60	19,3	46	366,0	159,0	152,0
25	10,4	10,7	20,7	47	455,0	187,0	174,0
26	12,0	11,80	22,2	48	570,0	223,0	199,0
27	13,9	13,2	24,0	49	718,0	265,0	230,0
28	16,1	14,7	25,8	50	914,0	319,0	267,0
29	18,8	16,4	27,9				

Tableau V.04 : Valeurs de N_c , N_q et N_γ (DTU 13.12, 1988)

Le tableau V.05 ci-dessous présente les caractéristiques géotechniques : C , φ , γ et les facteurs de portance (N_γ , N_q , N_c) correspondant à chaque module projeté pris en considération dans le calcul :

N° Zone	Module projeté	Cohésion en KN/m^2	Angle de frottement en $^\circ$	Masse volumique en KN/m^3	N_γ	N_q	N_c
Zone A	Gb	43,00	9,0	18,00	0,81	2,31	8,45
	G4	36,00	11,00	18,00	1,20	2,71	8,80
Zone B	G2	40,00	8,00	19,00	0,62	2,13	7,70
	G3	33,00	10,00	19,00	1,00	2,49	8,45
	Ga	34,00	9,00	19,00	0,81	2,31	8,07
	G1	36,00	9,00	19,00	0,81	2,31	8,07
Zone C	G11	50,00	8,00	18,00	0,62	2,13	7,70
	G10	43,00	9,00	18,00	0,81	2,31	8,07
	Gd	50,00	6,00	18,00	0,18	1,73	6,84
	Gc	45,00	8,00	18,00	1,62	2,13	7,70
	G9	47,00	8,00	18,00	0,62	2,13	7,70

Tableau V.05 : Paramètres géotechniques utilisés pour le calcul de la capacité portante (C , φ , γ , N_q , N_c , N_γ).

Les résultats de calculs obtenus pour les trois zones et pour des semelles carrées et filantes, pour tous les modules, sont reportés dans les tableaux ci-dessous :

N° de zone	Module projeté	Type de fondation	Contrainte en (KN/m ²)			Contrainte en (KN/m ²)			Contrainte en (KN/m ²)		
			3,50			4,00			4,50		
			B =1,5 m	Pcr1	Pcr2	qad	Pcr1	Pcr2	qad	Pcr1	Pcr2
Zone A	Gb	Filante	277,31	503,48	209,83	292,08	524,27	222,76	306,85	545,06	235,69
		Carrée		570,69	232,23		591,48	245,16		612,27	258,09
	G4	Filante	269,92	503,73	209,91	286,43	528,12	224,04	302,93	552,51	238,17
		Carrée		563,85	229,95		588,24	244,08		612,63	258,21

Tableau V.06 : Calcul de la charge initiale critique, charge limite critique et la contrainte admissible à partir des résultats des essais de laboratoire pour la zone A.

N° de zone	Module projeté	Type de fondation	Contrainte en (KN/m ²)			Contrainte en (KN/m ²)			Contrainte en (KN/m ²)		
			3,00			3,50			4,00		
			B =1,5 m	Pcr1	Pcr2	qad	Pcr1	Pcr2	qad	Pcr1	Pcr2
Zone B	G2	Filante	245,69	438,25	232,91	260,43	458,48	197,16	275,18	478,72	210,24
		Carrée		498,08	204,03		518,31	217,10		538,55	230,18
	G3	Filante	236,30	435,03	183,01	252,78	458,69	197,23	269,25	482,34	211,45
		Carrée		487,95	200,65		511,61	214,87		535,26	229,09
	Ga	Filante	231,06	417,59	177,20	246,65	439,54	190,85	262,24	461,48	204,49
		Carrée		470,16	194,72		492,11	208,37		514,05	222,02
	G1	Filante	239,15	433,73	182,58	254,74	455,68	196,23	270,33	477,62	209,87
		Carrée		489,53	201,18		511,47	214,82		533,42	228,47

Tableau V. 07 : Calcul de la charge initiale critique, charge limite critique et la contrainte admissible à partir des résultats des essais de laboratoire pour la zone B.

N° de zone	Module projeté	Type de fondation	Contrainte en (KN/m ²)			Contrainte en (KN/m ²)			Contrainte en (KN/m ²)		
			4,00			4,50			5,00		
		B =1,5 m	Pcr1	Pcr2	qad	Pcr1	Pcr2	qad	Pcr1	Pcr2	qad
Zone C	G11	Filante	308,27	546,73	230,24	322,24	565,90	242,63	336,21	585,07	255,02
		Carrée		622,06			255,35			641,23	
	G10	Filante	292,08	524,27	222,76	306,85	545,06	235,69	321,61	565,85	248,62
		Carrée		591,48			245,16			612,27	
	Gd	Filante	285,67	468,99	204,33	298,18	484,56	215,52	310,69	500,13	226,71
		Carrée		536,90			226,97			552,47	
	Gc	Filante	288,62	521,73	221,91	302,59	540,90	234,30	316,56	560,07	246,69
		Carrée		586,66			243,55			605,83	
	G9	Filante	296,48	537,13	227,04	310,45	556,30	239,43	324,42	575,47	251,82
		Carrée		605,14			249,71			624,31	

Tableau V.08 : Calcul de la charge initiale critique, charge limite critique et la contrainte admissible à partir des résultats des essais de laboratoire pour la zone C.

A partir des résultats trouvés, on constate que la contrainte admissible « q_{ad} » est toujours inférieure à la charge initiale critique « Pcr1 » et la charge limite critique « Pcr2 ».

$$Q_{ad} < Pcr_1 < Pcr_2$$

En vue des résultats trouvés et pour des raisons de sécurité, on recommande de fonder l'ouvrage sur des semelles superficielles de type filantes de largeur B = 1.5 m (éventuellement une combinaison de semelle filante et carrée). Le tableau ci-dessous présente les calculs finals des contraintes admissibles et des ancrages à prendre en considération pour les différents modules :

Zone	Module	G4	Gb			
A	Fondation	Filante	Filante			
	Qadm (bars)	2,09 bars	2,09 bars			
	Ancrage	3.5 m	3.5 m			
B	Module	G1	G2	G3	Ga	
	Fondation	Filante	Filante	Filante	Filante	
	Qadm (bars)	1,82 bars	1,97 bars	1,97 bars	1,90 bars	
	Ancrage	3.5 m	3.5 m	3.5 m	3.5 m	
C	Module	G11	G10	Gd	Gc	G9
	Fondation	Filante	Filante	Filante	Filante	Filante
	Qadm (bars)	2,42 bars	2,35bars	2,15 bars	2,34 bars	2,39 bars
	Ancrage	4.5 m	4.5 m	4.5 m	4,5 m	4.5 m

Tableau V. 09 : Résultats finals de calcul des contraintes admissibles, type de fondation et des ancrages à prendre en considération.

V.4. 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.

Pour le calcul des tassements du sol étudié, dans le domaine surconsolidé (si $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$) nous avons utilisé la formule suivante :

$$S_{oed} = H \cdot \frac{C_s}{1 + e_0} \lg \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_z}{\sigma'_{v0}}$$

Pour la partie $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_z < \sigma'_p$

Avec :

S_{oed} : tassement total en [cm]

H : épaisseur de la couche de sol compressible en [m],

$\Delta\sigma'_z$: accroissement de contrainte apporté par la fondation au milieu de la couche [t/m^2]

C_s : indice de gonflement en [%]

e_0 : indice des vides initial correspond à σ_{v0} .

$\Delta\sigma'_{v0}$: contrainte verticale effective initiale au milieu de la couche en [t/m^2]

L'accroissement de contrainte $\Delta\sigma'_z$ sous une semelle rectangulaire L x B est alors :

$$\Delta\sigma'_z = \frac{q.L.B}{(L+Z)(B+Z)}$$

Avec :

q : surcharge en [t/m^2]

L et B : longueur et largeur de la semelle en [m]

Z : profondeur en [m]

Les résultats de calcul des tassements pour une semelle filante (1.5 x 15) et une semelle carrée (1.5 x 1.5) sont reportés respectivement dans le tableau V. 10 et V. 11 ci-dessous:

N° de zone	Module projeté	e_0	ef	P_c en Kg/cm^2	C_s	H en cm	Z en cm	σ'_{v0} en Kg/cm^2	q en Kg/cm^2	$\Delta\sigma'_z$ en Kg/cm^2	S_{oed} en cm
Zone B	G2	0,5780	0,4318	1,64	3,99	250	350	0,570	1,97	0,485	1,69
	G3	0,5560	0,4300	1,94	1,00	250	350	0,570	1,97	0,485	0,43
	Ga	1,0850	0,9444	1,64	1,33	250	350	0,570	1,90	0,468	0,41
	G1	0,7397	0,6021	1,74	2,11	250	350	0,475	1,82	0,448	0,87
Zone A	Gb	0,8500	0,6988	1,68	3,32	250	350	0,475	2,09	0,514	1,43
	G4	0,8360	0,6992	1,92	1,33	200	350	0,475	2,09	0,514	0,46
Zone C	G11	0,7720	0,6460	2,27	2,33	400	450	0,705	2,42	0,472	1,17
	G10	0,6600	0,5452	1,82	1,00	400	450	0,705	2,35	0,459	0,52
	Gd	0,5590	0,4146	1,98	2,66	400	450	0,705	2,15	0,420	1,38
	Gc	0,5440	0,4144	1,88	2,99	400	450	0,720	2,34	0,457	1,65
	G9	0,6274	0,4989	1,95	2,00	400	450	0,720	2,39	0,466	1,06

Tableau V.10 : Résultats de calcul des tassements pour le cas d'une semelle filante (1.5 x 15) pour l'ensemble des modules

N° de zone	Module projeté	e_0	ef	P_c en Kg/cm^2	C_s	H en cm	Z en cm	σ'_{v0} en Kg/cm^2	q en Kg/cm^2	$\Delta\sigma'z$ en Kg/cm^2	S_{oed} en cm
Zone B	G2	0,5780	0,4318	1,64	3,99	250	350	0,570	2,17	0,195	0,81
	G3	0,5560	0,4300	1,94	1,00	250	350	0,570	2,14	0,193	0,20
	Ga	1,0850	0,9444	1,64	1,33	250	350	0,570	2,08	0,187	0,20
	G1	0,7397	0,6021	1,74	2,11	250	350	0,475	2,14	0,193	0,45
Zone A	Gb	0,8500	0,6988	1,68	3,32	250	350	0,475	2,32	0,209	0,71
	G4	0,8360	0,6992	1,92	1,33	200	350	0,475	2,3	0,207	0,23
Zone C	G11	0,7720	0,6460	2,27	2,33	400	450	0,705	2,67	0,167	0,49
	G10	0,6600	0,5452	1,82	1,00	400	450	0,705	2,58	0,161	0,22
	Gd	0,5590	0,4146	1,98	2,66	400	450	0,705	2,38	0,149	0,57
	Gc	0,5440	0,4144	1,88	2,99	400	450	0,720	2,55	0,159	0,67
	G9	0,6274	0,4989	1,95	2,00	400	450	0,720	2,62	0,164	0,44

Tableau V.11 : Résultats de calcul des tassements pour le cas d'une semelle carrée (1.5 x 1.5) pour l'ensemble des modules.

A partir des résultats de calculs des tassements pour les deux semelles à savoir la semelle filante et carrée, on peut conclure les tassements finals sont très admissibles avec une valeur maximale de 1.69 cm au niveau du module G2 pour une semelle filante et une valeur minimale de 0.20 cm au niveau du module Ga et G3 pour une semelle carrée.

V.5. Vérification de la stabilité du système de fondation :

Afin de pouvoir vérifier le système de fondation final adopté au niveau du projet, on a essayé de vérifier la stabilité des semelles au niveau des modules Gc et Gd en respectant les démarches suivantes :

1. calcul de la contrainte admissible au niveau de chaque semelle en fonction des caractéristiques physico-mécanique (C , ϕ et γ) du sol et des dimensions des semelles (B et L).
2. calcul des charges totales au droit de chaque semelle.
3. calcul de la contrainte transmise au sol, en fonction des charges totales appliquées "q" et de la section de la semelle.
4. comparer la charge totale "q" (superstructure + infrastructure) à la contrainte admissible du sol q_{adm} , la stabilité de la semelle est vérifiée si $q < q_{adm}$.
5. enfin estimation des tassements au droit de chaque semelle.

Avec :

- q : surcharge en $[t/m^2]$
 L et B : longueur et largeur de la semelle en [m]
 Z : profondeur en [m]

Module projeté	N° de la semelle	B	L	eo	ef	P _C en Kg/cm ²	C _S	σ'_{v0} en Kg/cm ²	q en Kg/cm ²	$\Delta\sigma'z$ en Kg/cm ²	S _{oed} en cm
Gc et Gd	SF 11	3,20	17,75	0,5440	0,4144	1,88	2,99	0,720	1,85	0,613	2,07
	SF 1	2,60	27,70	0,5440	0,4144	1,88	2,99	0,720	1,38	0,435	1,59
	SF 2	2,30	27,70	0,5440	0,4144	1,88	2,99	0,720	1,42	0,413	1,53
	SF 7	3,20	27,70	0,5440	0,4144	1,88	2,99	0,720	1,59	0,568	1,96
Moyenne											1,79

Tableau V.14 : Résultats de calcul des tassements au droit de chaque semelle pour le module Gc et Gd

Le tassement calculé au droit de chaque semelle pour les deux modules Gc et Gd est très homogène est admissible, avec un tassement moyen de 1.79 cm ce qui écarte le risque de tassement différentiel.

La vérification de la stabilité du système de fondation adopté au niveau du projet pour les modules Gc et Gd, à permet de constater que :

- La condition de stabilité des semelles vis à vis de la portance du sol est vérifiée où les charges issues de la superstructure de l'infrastructure est inférieure à la contrainte admissible du sol " $q < q_{adm}$ ".
- Les tassements totaux sont très homogène ($S_{moy} = 1.79$ cm) d'où le risque de tassement différentielle est écarté.

A partir de ces résultats on peut conclure que les dimensions des semelles filantes ainsi adoptées assurent la stabilité générale de l'ouvrage.

V.6. Essai de modélisation de la fondation par le logiciel PLAXIS :

V.6.1. Introduction :

La méthode des éléments finis peut être utilisé pour étudier les configurations géométriques des fondations. Elle est assez largement utilisée depuis la fin des années 1960, notamment lors de projets importants. Depuis, l'application de cette méthode numérique à la géotechnique est en essor constant et des efforts de recherche importants y sont consacrés.

Pour la résolution pratique des problèmes d'interaction sol-fondation-structure, et notamment le calcul des déplacements des fondations superficielles, la méthode des éléments finis présente de nombreux avantages.

Un aspect intéressant est à noter, qui rend plus aisée la mise en oeuvre de la méthode dans le cas des fondations superficielles : il s'agit des contraintes initiales régnant dans le sol ainsi que de son état intact ou remanié, une fois la fondation construite, mais avant application du chargement par la structure.

Le point le plus délicat pour l'application de la méthode à l'étude des interactions sol-structure est évidemment la définition du comportement du sol de fondation. Cette définition peut se faire soit sous la forme de caractéristiques simples (du type module d'Young et coefficient de Poisson, dans le cas où l'on choisit l'élasticité linéaire isotrope), soit sous la forme d'équations ou de modèles rhéologiques plus ou moins sophistiqués. Dans la pratique, les règles de justification des fondations conduisent à limiter les charges appliquées et l'on est souvent dans le domaine pseudo-linéaire du comportement charge-tassement, justiciable d'une modélisation du sol par un milieu continu élastique linéaire isotrope.

V.6.2. Présentation du logiciel PLAXIS :

Le logiciel PLAXIS est un programme de calcul en éléments finis spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformations et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique, le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows.

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous programmes (Input, calculations, Output et curves).

Scientifiquement parlant, le code PLAXIS est un outil d'analyses non linéaire en élasto-plasticité non standard, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même des consolidations linéaire). L'ensemble des options par défaut (conditions aux limites) rend la mise des données aisée et rapide, et enfin, les options simplifiées (initiations des contraintes, pressions interstitielles) permettant d'aller droit au but (prévoir le comportement de l'ouvrage).

V.6.3. Définition de la géométrie et de caractéristiques des matériaux :

Pour les réglages généraux, on a choisi :

- Élément à six (6) nœuds pour la fondation
- Problème de déformation plane.
- Unités : m, KN, jours

V 6.3.1. Modèle géométrique :

Le modèle utilisé est celui de la semelle filante SF 11, modélisée en une seule couche d'épaisseur quatre (04) mètres représenté par une argile.

Les valeurs des caractéristiques physico mécaniques de la couche ainsi que la valeur de l'intensité de la charge au droit de la semelle concernée sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

V.6.3.2. Caractéristiques des matériaux :

Les valeurs des caractéristiques physico-mécaniques de la couche d'argile sont indiquées dans le tableau V. 15 ci-après :

Paramètre	Symbole	Argile	Unité
Modèle du matériau	modèle	Mohr-Coulomb	-
Comportement du type de matériel	Type	Drainé	-
Poids volumique humide	γ_d	18	KN/m ³
Poids volumique saturé	γ_h	20	KN/m ³
Perméabilité dans le sens horizontal	K_x	0.001	m/jours
Perméabilité dans le sens vertical	K_y	0.001	m/jours
Module de Young	E_{ref}	10000	KN/m ²
Coefficient de poisson	ν	0.35	-
Cohésion	C	45	KN/m ²
Angle de frottement	φ	8	°

Tableau V. 15 : Paramètres physico-mécaniques de la couche d'argile

Remarque :

En tiens a signalé, qu'on a considéré que la perméabilité de la couche d'argile est la même dans les deux directions, c'est-à-dire : $K_x = K_y$

V.6.4. Chargement et conditions aux limites :

Pour les conditions aux limites, on va considérer une charge uniformément répartie égale à 185 KN/m² qui correspond à celle de la semelle SF 11 pour un module de déformation de la couche d'argile égale à 10000 KN/m², les pressions interstitielles sont supposées nulles.

Pour le cas des chargements, on définit un état de charge répartie par l'option "*Distributed loads*" dans le menu "*loads*".

V 6.5. Génération du maillage :

On règle la finesse de maillage (*global coarseness*) sur "coarse" dans le menu "*Mesh*". Le modèle de référence est celui Axisymétrie, il se fait par des éléments à 15 nœuds, le nombre des éléments est de 104 éléments et le nombre des nœuds est de 889 nœuds (voir fig.V.04).

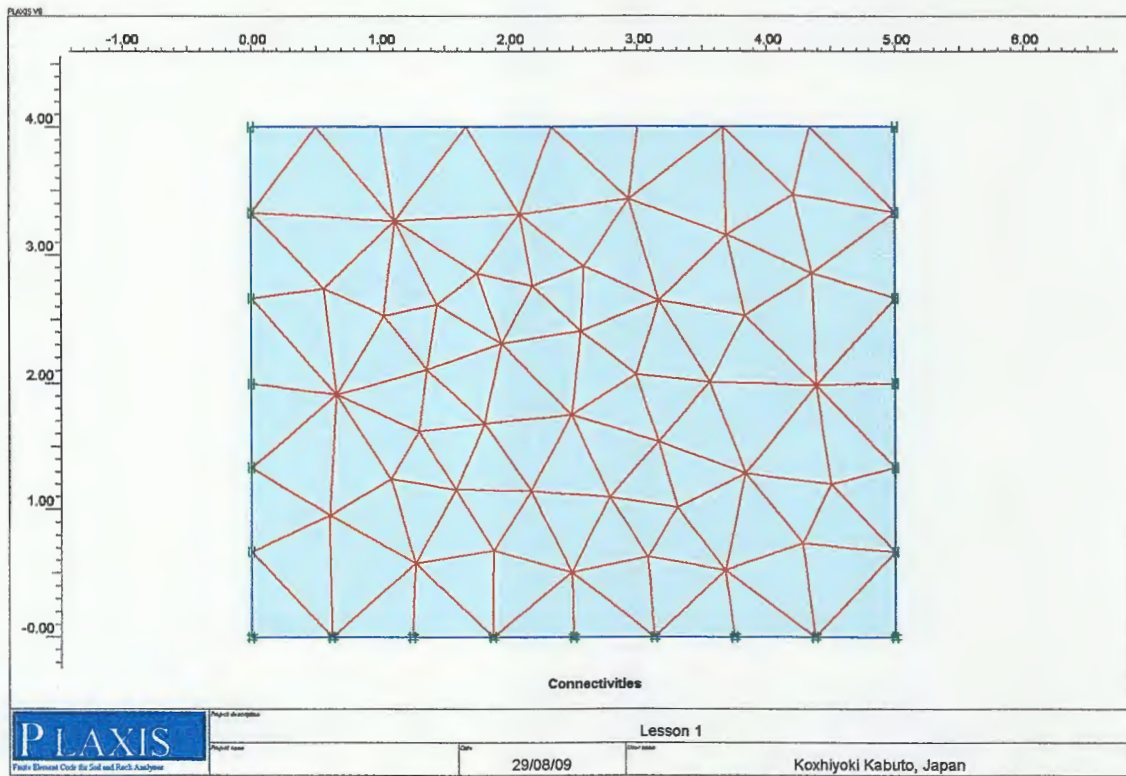


Fig.V.04 : Génération du maillage

V.6.6 Phasage de calcul :

Le calcul de modèle de référence se fait en 2 phases (une phase de calcul plus la phase0).

Phase 0 :

- Générer les pressions interstitielles (mode des conditions hydrauliques).
- Spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (procédure K_0) (mode de configuration géométrique) $\Sigma Mweight = 1$).

Phase 1 : lancer le programme calcul

- Identification et ordre des phases :

- Activer l'option calcul plastique (*plastic*), qui doit être sélectionné pour réaliser une analyse en déformations élasto-plastiques.
- Le groupe "*loading input*" permet de préciser quel type de chargement est considéré au cours d'une phase de calcul donné. On sélectionne "*Staged constuction*" en spécifiant la nouvelle configuration de chargement après avoir double-cliqué sur la charge répartie, apparaît une fenêtre dans laquelle la composante "*Y-Value*" peuvent être saisi qui est de 185 KN/m^2 .
- Après la définition des phases de calcul, et avant de lancer le calcul, il est possible de sélectionner les points pour tracer des courbes efforts déplacements et des chemins de contraintes. Le point peut être défini en sélectionnant l'option "*Select points for curves*" dans le menu "*View*". On sélectionne le point dans le coin gauche de la charge c'est-à-dire le point de coordonnées (0,4).

V.6.7. Exploitation des résultats :

Après avoir lancé les calculs, les résultats peuvent être examinés pour chacune des phases dans le programme *Output*.

La déformation de maillage est représentée dans la figure V. 05 et 06 ci-dessous, on note un déplacement total maximum de 26.72×10^{-3} m (déplacement vertical en général).

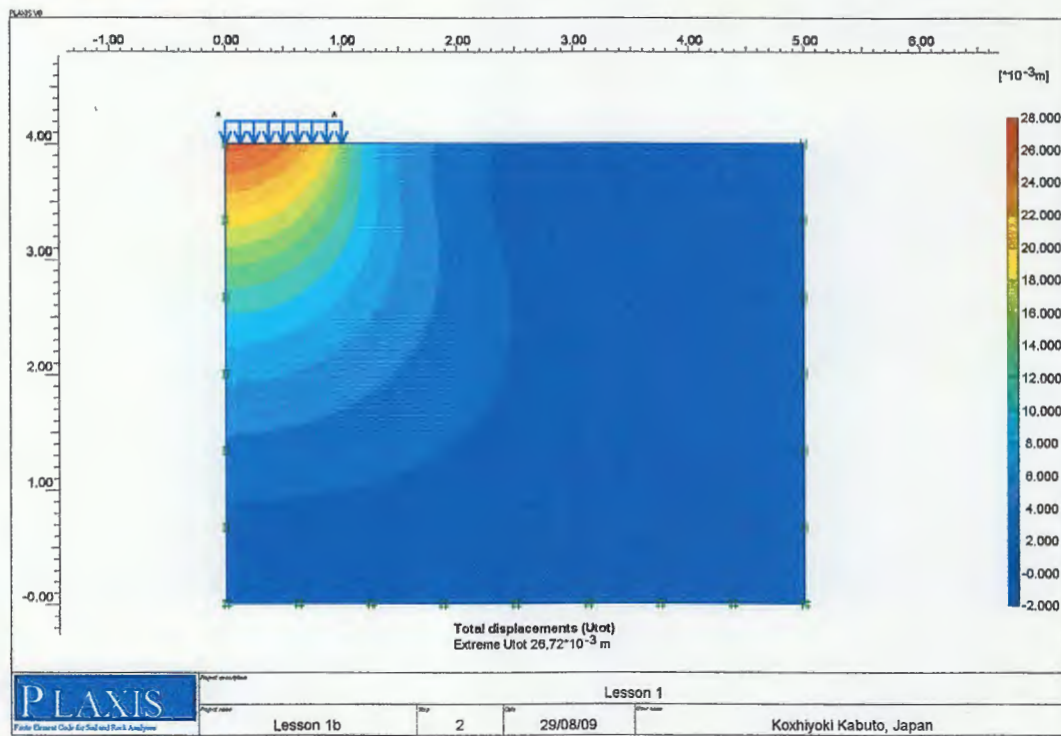
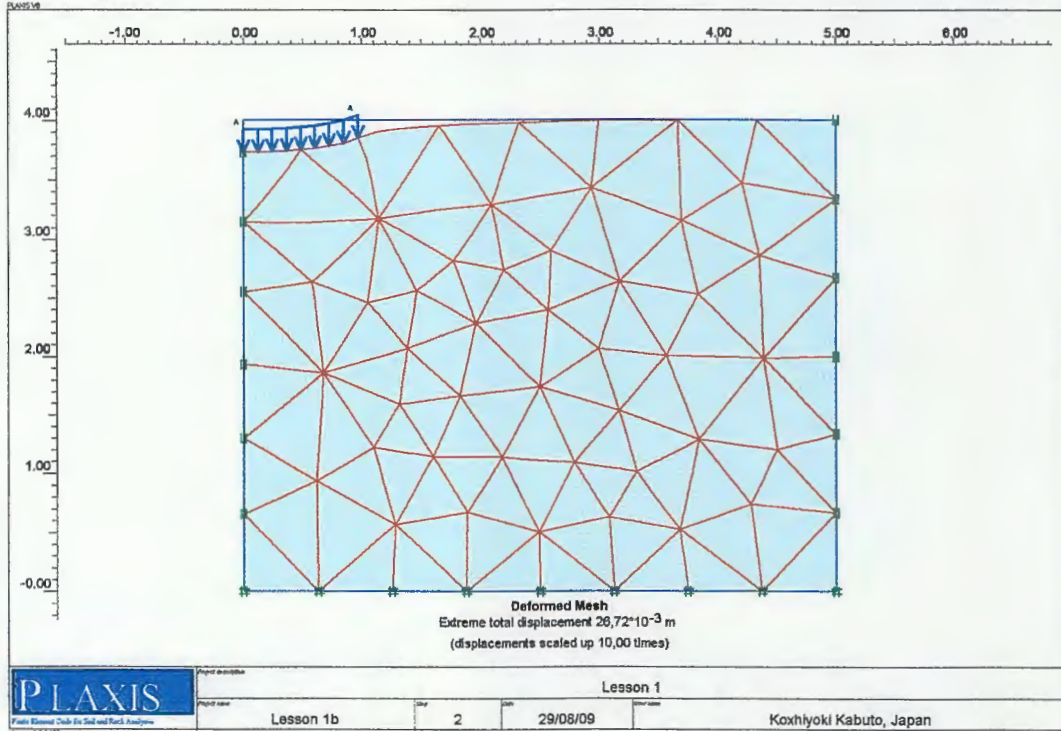


Fig. V.05 et 06 : Déformation du maillage après application de la charge

On note aussi la variation des contraintes effectives totale et moyenne selon la profondeur, qui atteint un maximum de 190.39 KN/m^2 et une moyenne de 166.42 KN/m^2 , d'après les figures V. 07 et 08 ci-dessous.

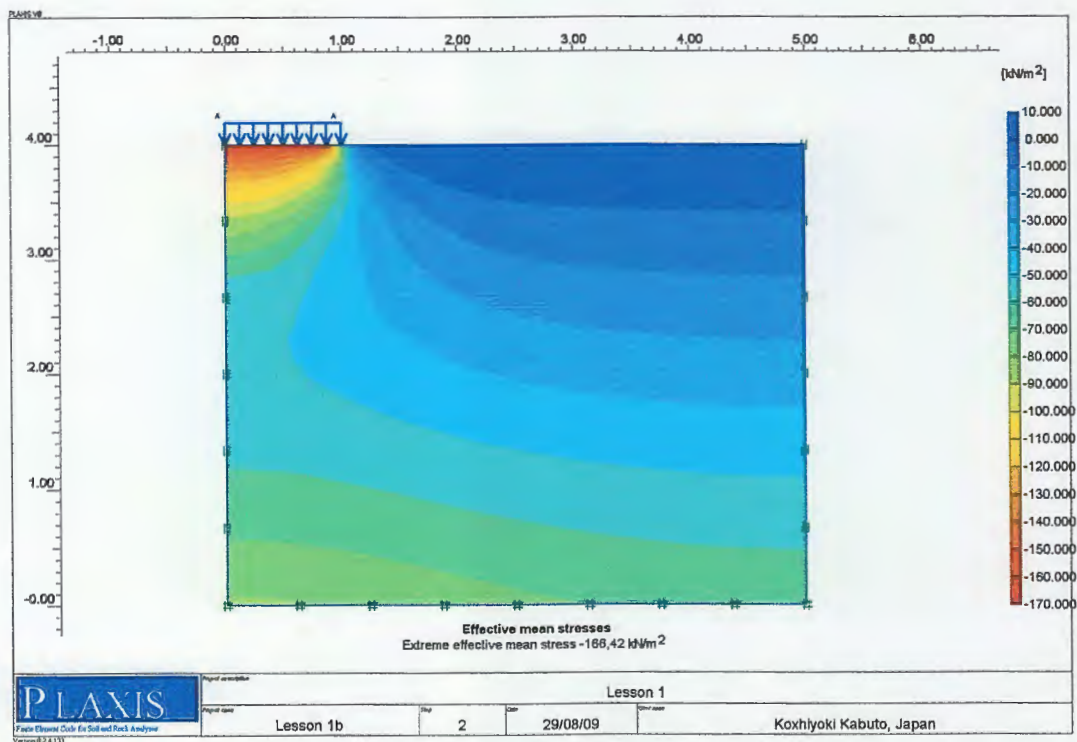
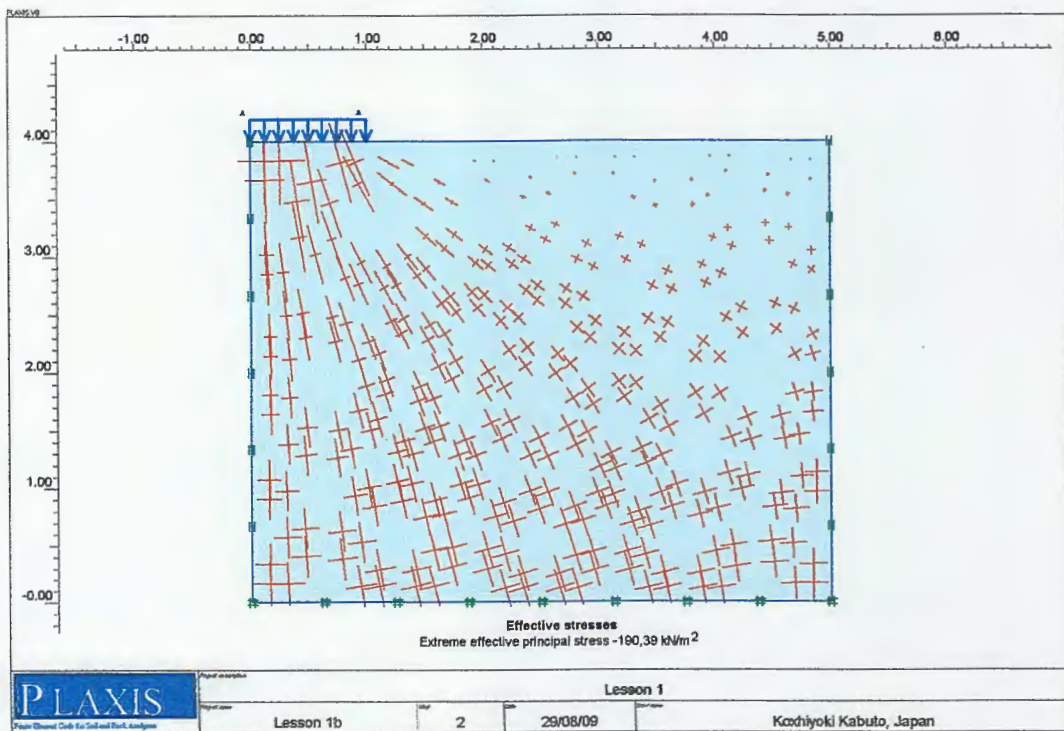


Fig. V.07 et 08 : Variation de la contrainte effectives totale et moyenne selon la profondeur

V.6.8. Conclusion :

Le tableau ci-dessous récapitule les valeurs de déformation (tassement) obtenus par le logiciel Plaxis et les formule, pour le calcul de la fondation SF 11 du module GC.

Paramètre	Valeurs obtenus par Plaxis	Valeur obtenue par formule
Tassement	$S = \Delta H = 2.672 \text{ cm}$	$S = \Delta H = 2.07 \text{ cm}$

Tableau V. 16 : Récapitulatifs des valeurs de déformation obtenus par le logiciel Plaxis et le calcul Par formule

D'après le tableau ci-dessus, on constate que les valeurs trouvées par les deux méthodes de calcul sont très proches, ce qui indique que le logiciel Plaxis est un code de calcul aux éléments finies très puissant, il tient compte du maximum de paramètres physiques et mécaniques, et des différents lois de comportement les plus adaptées aux différents type de sol. Il nous permet d'avoir le maximum d'informations sur les déplacements, les contraintes et les points plastiques en tous points du massif.

Conclusion générale

Conclusion générale :

A l'issu de cette étude et d'après la synthèse des résultats de calcul géotechnique obtenus à savoir le calcul de la contrainte admissible, calcul du tassement et le choix de type de fondation, nous pouvons conclure ce qui suit :

- les valeurs de la contrainte admissible trouvée « q_{ad} » sont toujours inférieure à la charge initiale critique « P_{cr1} » et la charge limite critique « P_{cr2} » $Q_{ad} < P_{cr1} < P_{cr2}$
- pour des raisons de sécurité, on recommande de fonder l'ouvrage sur des semelles superficielles de type filantes de largeur $B = 1.5$ m (éventuellement une combinaison de semelle filante et carrée) d'après le tableau V.09 ci-dessous :

Zone	Module	G4	Gb			
A	Fondation	Filante	Filante			
	Qadm (bars)	2,09 bars	2,09 bars			
	Ancrage	3.5 m	3.5 m			
B	Module	G1	G2	G3	Ga	
	Fondation	Filante	Filante	Filante	Filante	
	Qadm (bars)	1,82 bars	1,97 bars	1,97 bars	1,90 bars	
	Ancrage	3.5 m	3.5 m	3.5 m	3.5 m	
C	Module	G11	G10	Gd	Gc	G9
	Fondation	Filante	Filante	Filante	Filante	Filante
	Qadm (bars)	2,42 bars	2,35bars	2,15 bars	2,34 bars	2,39 bars
	Ancrage	4.5 m	4.5 m	4.5 m	4,5 m	4.5 m

- les résultats de calcul des tassements pour les deux cas de semelles, ont donnés des valeurs de tassement très admissible avec une valeur maximale de 1.69 cm au niveau du module G2 pour une semelle filante et une valeur minimale de 0.20 cm au niveau du module Ga et G3 pour une semelle carrée.
- L'essai de vérification de la stabilité du système de fondation adopté au niveau du projet pour les modules Gc et Gd, à permet de confirmer la stabilité des semelles vis à vis de la portance du sol avec " $q < q_{adm}$ ", et vis à vis les tassements qui sont très homogène ($S_{moy} = 1.79$ cm) d'où le risque de tassement différentielle est écarté. Ceci justifie le chois des dimensions des semelles ainsi adoptées.
- L'étude comparative faite pour le calcul des tassements (formules et le logiciels Plaxis), a permet de constater que les valeurs trouvées par les deux méthodes de calcul sont très proches, ce qui indique que le logiciel Plaxis est un code de calcul aux éléments finies très puissant, il tient compte du maximum de paramètres physiques et mécaniques, et des différents lois de comportement les plus adaptées aux différents type de sol. Il nous permet d'avoir le maximum d'informations sur les déplacements, les contraintes et les points plastiques en tous points du massif.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

1. (ONM), Station de l'aéroport Farhat Abbas (donnés climatologique 1999, 2008).
2. Andrieux, J. & Djellit, H. (1989): Structure de la Petite Kabylie occidentale (Algérie) flyschs ultra et flyschs externes. C. R. Acad. Sci. Paris, t.309, Se, P1191-196.
3. Bouafia.A., (2003) : Introduction au calcul des fondations, société algérienne Boudaoud: I.S.B.N : 9947- 0- 0090- 0, dépôt légal: № 2003- 1136. Ed. (O.P.U). Blida. Algérie, 120P
4. Bouafia.A., (2004) : Les essais in-situ dans les projets de fondation, société algérienne Boudaoud: I.S.B.N: 9961.0.06.0692.5, dépôt légal:585/2004. Ed. (O.P.U). Blida. Algérie, 140P.
5. Bouillin, J.P. & Raoult, J.F. (1971): Présence sur le socle Kabyle du constantinois d'un olistostrome lié au charriage des flyschs; le Numidien peut être un néo-autochtone? Comte Rendu : Somm. Soc. Géol. France, 7 :117P.
6. Bouillin, J.P. (1977): Géologie Alpine de la Petite Kabylie dans les régions de Collo et d'El-Milia (Algérie), thèse Doct. Uni. P. & M. Curie, 511P
7. Bouillin, J.P. (1979): La transversale de Collo et d'El-Milia (Petite Kabylie): une région-clef pour l'interprétation de la tectonique Alpine de la chaîne littorale d'Algérie. Thèse. Paris. Mém. Soc. Géol. France. Nouv. Série. L VII, n°135,84P.
8. Chaib, Z: Mécanique des sols.
9. Cordary.D, (1944): Mécanique des sols. Edition Lavoisier Tec et Doc.
10. Costet.J, Sanglerat.G ,(1975): cours pratiques de mécanique des sols, edition Dunon.
11. Djellit, H, (1987): Evolution Tectono-métamorphique de socle kabyle et polarité de mise en place des nappes de flysch en Petite Kabylie occidentale (Algérie). Thèse doctorat d'état, université de paris- sud, centre d'Orsay.
12. Durand Delga, M. (1955): Etude géologique de l'Ouest de la chaîne Numidique. Thèse d'Etat. Paris, Publ.serv.Carte géol. Algérie, 24,533P
13. Durand Delga, M. (1969): Mise au point sur la structure du Nord Est de la Berberie. Bull. Serv. Carte géol. Algérie, 39: P 89-131.
14. ENTPA catalogue des essais d'école nationale des travaux publics d'Alger.
15. Frank, R. (2003) : Calcul des fondations superficielles et profondes, Techniques de l'ingénieur (TI), Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, 37, 38, 39
16. Gilli, E, Mangan, C, & Mudry, J. (2004) : Hydrogéologie : Objets, méthodes, applications. Dunod, Paris24, 25P.
17. Khalfa.I & Chwial.W, (2008): Contribution a l'élaboration de la carte géotechnique de la commune de Jijel. Mém.ing.univ Jijel

18. L.C.P.C. (1982) : Reconnaissance géologique et géotechnique des tracés de routes et autoroutes. ISBN 2-7208-9820-1.Ed.L.C.P.C.Paris, 111P.
19. Magnan J.P. (2001) : Description, identification, et classification des sols. Ed. Techniques de L'ingénieur (TI). Paris, 75P.
20. Marouf, M & Chine, H (2005) : Contribution à l'étude géologique et géotechnique du POS N°2 Ouled Bounnar- Jijel
21. Philipponnat, G. & Bertrand, H. (2003): Fondations et ouvrages en terre. Ed. Eyrolles. Paris, 548P
22. Philipponnat. G, (1979): fondations et ouvrages en terre –édition Eviolles.
23. Raoult, J.F. (1974): Géologie du centre de la chaîne Numidique (Nord du Constantinois, Algérie). Mem. Soc. Geol. France, 53, 121, 163P.
24. Roger FRANK : Fondations superficielles, Technique de l'Ingénieur, traité construction.
25. Rouikha, Y. (2008): Etude géologique et géo mécanique des roches carbonates de la région de Chekfa-Chahna (wilaya de Jijel). Thèse magister, université de Jijel.
26. Samuel. A, Magnan .J.P: Aide mémoire.
27. Sanglerat, G. & Costet, J. (1981) : Cours pratique de mécanique des sols, Tome I- Plasticité et calcul des tassements. 3e Ed. Dunod, Paris, 277 P.
28. Sanglerat, G. & Costet, J. (1983): Cours pratique de mécanique des sols, Tome II- calcul des ouvrages. 3e Ed. Dunod, Paris, 447 P.
29. Sanglerat, G., Olivari, G., & Camboer, B (1983): Problèmes pratiques de mécanique des sols et de fondations. 2e Ed. Dunod, Paris, Tome II, 263 P.
30. Schollosser. F, (1983): élément de mécanique des sols, presse de l'école nationale des pentes et chaussées Paris
31. Tisot. J. P,(1983): les essais de laboratoire en MDS, Ecole nationale supérieure de géologie appliquée et de prospection minière de Nancy.
32. Vila, J. M. (1980): La chaîne Alpine d'Algérie orientale et des confins Algéro-Tunisiens. Thèse Doct. UNIV. Pierre et Marie Curie (Paris VI) ,3 vol, Paris. 663P.

Les sites web :

http://fr.wikipedia.org/wiki/Wilaya_de_Jijel
<http://www.wilayadejijel.net/>
http://fr.wikipedia.org/wiki/Limites_d%27Atterberg



Annexes

Etude : Extension Stade de Jijel

Dossier N°:

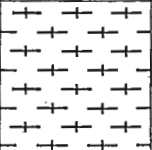


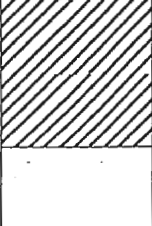





Date essai :

Niveau Nappe : m

Sondage N° : S4

Profondeur totale : 10 ML

Coordonnées : X = Y =
Z =

Prof (m)	Récupération					E.Q.D	φ Tub	φ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
	0	25	50	75	100								
1												<i>remblai</i>	
2												<i>argile sableuse</i>	
3												<i>argile sableuse</i>	
4												<i>argile sableuse</i>	
5												<i>alternance de grés et de la marne schisteuse</i>	
6												<i>alternance de grés et de la marne schisteuse</i>	
7												<i>alternance de grés et de la marne schisteuse</i>	
8												<i>alternance de grés et de la marne schisteuse</i>	
9												<i>alternance de grés et de la marne schisteuse</i>	
10												<i>alternance de grés et de la marne schisteuse</i>	
11												<i>alternance de grés et de la marne schisteuse</i>	
12												<i>alternance de grés et de la marne schisteuse</i>	
13												<i>alternance de grés et de la marne schisteuse</i>	
14												<i>alternance de grés et de la marne schisteuse</i>	
15												<i>alternance de grés et de la marne schisteuse</i>	
16												<i>alternance de grés et de la marne schisteuse</i>	
17												<i>alternance de grés et de la marne schisteuse</i>	
18												<i>alternance de grés et de la marne schisteuse</i>	
19												<i>alternance de grés et de la marne schisteuse</i>	
20												<i>alternance de grés et de la marne schisteuse</i>	

Etude : Extension Stade de Jijel

Dossier N°:

Date essai :

Niveau Nappe : m

Sondage N° : S5

Profondeur totale : 10 ML

Coordonnées : X = Y =
Z =

Prof (m)	Récupération					R.Q.D.	φ Tub	φ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
	0	25	50	75	100								
1											+	remblai	
2											+		
3											+	argile sableuse	
4											+		
5											+		
6											+		
7											+	alternance de grés et de la marne schisteuse	
8											+		
9											+		
10											+		
11											+		
12											+		
13											+		
14											+		
15											+		
16											+		
17											+		
18											+		
19											+		
20											+		

Etude : Extension Stade de Jijel

Dossier N°:

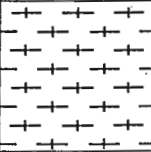


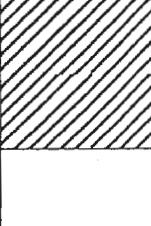





Date essai :

Niveau Nappe : m

Sondage N° : S7

Profondeur totale : 10 ML

Coordonnées : X = Y =
Z =

Prof (m)	Récupération					E.Q.D	φ Tub	φ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
	0	25	50	75	100								
1												remblai	
2												argile sableuse	
3												argile sableuse	
4												argile sableuse	
5												alternance de grés et de la marne schisteuse	
6												alternance de grés et de la marne schisteuse	
7												alternance de grés et de la marne schisteuse	
8												alternance de grés et de la marne schisteuse	
9												alternance de grés et de la marne schisteuse	
10												alternance de grés et de la marne schisteuse	
11												alternance de grés et de la marne schisteuse	
12												alternance de grés et de la marne schisteuse	
13												alternance de grés et de la marne schisteuse	
14												alternance de grés et de la marne schisteuse	
15												alternance de grés et de la marne schisteuse	
16												alternance de grés et de la marne schisteuse	
17												alternance de grés et de la marne schisteuse	
18												alternance de grés et de la marne schisteuse	
19												alternance de grés et de la marne schisteuse	
20												alternance de grés et de la marne schisteuse	

Etude : Extension Stade de Jijel

Dossier N°:

Date essai :

Niveau Nappe : m

Sondage N° : S10

Profondeur totale : 10 ML

Coordonnées : X = Y =
Z =

Prof (m)	Récupération					E.C.D	φ Tub	φ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
	0	25	50	75	100								
1											+	remblai	
2											+		
3											+	argile sableuse	
4											+		
5											+		
6											+		
7											+	marne schisteuse friable	
8											+		
9											+		
10											+		
11											+		
12											+		
13											+		
14											+		
15											+		
16											+		
17											+		
18											+		
19											+		
20											+		

Etude : Extension Stade de Jijel

Sondage N° : S11

Dossier N°:

Profondeur totale : 10 ML

Date essai :

Coordonnées : X = Y =

Niveau Nappe : m

Z =

Prof (m)	Récupération					K.Q.D	φ Tub	φ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
	0	25	50	75	100								
											+	remblai	
1											+	marne schisteuse friable	
2											+		
3											+		
4											+		
5											+		
6											+	marne schisteuse compacte	
7											+		
8											+		
9											+		
10											+		
11											+		
12											+		
13											+		
14											+		
15											+		
16											+		
17											+		
18											+		
19											+		
20											+		

Etude : Extension Stade de Jijel

Sondage N° : S12

Dossier N°:

Profondeur totale : 10 ML

Date essai :

Coordonnées : X = Y =

Niveau Nappe : m

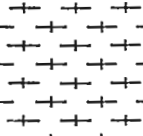
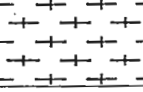
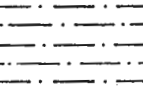

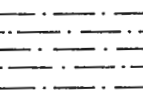
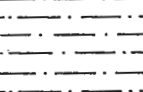



Z =

Prof (m)	Récupération					R.Q.D	φ Tub	φ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION		
	0	25	50	75	100										
1											+	+	+		
2											+	+	+		
3											+	+	+		
4											+	+	+		
5											+	+	+		
6											+	+	+		
7											+	+	+		
8											+	+	+		
9											+	+	+		
10											+	+	+		
11											+	+	+		
12											+	+	+		
13											+	+	+		
14											+	+	+		
15											+	+	+		
16											+	+	+		
17											+	+	+		
18											+	+	+		
19											+	+	+		
20											+	+	+		

Etude : Extension Stade de Jijel
 Dossier N°:
 Date essai :
 Niveau Nappe : m

Sondage N° : S14

Profondeur totale : 10 ML
 Coordonnées : X = Y =
 Z =

Prof (m)	Récupération				R.Q.D	φ Tub	φ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
	0	25	50	75								
1											remblai	
2												
3												
4												
5												
6											argile; renfermant des blocs	
7												
8												
9											alternance de grés et de la marne schisteuse	
10												
11												
12												
13												
14												
15												
16												
17												
18												
19												
20												

Etude : Extension Stade de Jijel

Dossier N°:

Date essai :

Niveau Nappe : m

Sondage N° : S15

Profondeur totale : 10 ML

Coordonnées : X = Y =
Z =

Prof (m)	Récupération					R.Q.D	φ Tub	φ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
	0	25	50	75	100								
1											+		
2											+	remblai	
3											+		
4											+		
5											+		
6											+	argile, renfermant des blocs	
7											+		
8											+		
9											+	alternance de grés et de la marne schisteuse	
10											+		
11											+		
12											+		
13											+		
14											+		
15											+		
16											+		
17											+		
18											+		
19											+		
20											+		

Étude : Extension Stade de Jijel

Dossier N°:

Date essai :

Niveau Nappe : m

Sondage N° : S17

Profondeur totale : 10 ML

Coordonnées : X = Y =
Z =

Prof (m)	Récupération					R.Q.D	φ Tub	φ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION	
	0	25	50	75	100									
1											+	remblai		
2											+			
3											+			
4											—	argile, renfermant des blocs		
5											—			
6											—			
7											—			
8											—	alternance de grés et de la marne schisteuse		
9											—			
10											—			
11											—			
12											—			
13											—			
14											—			
15											—			
16											—			
17											—			
18											—			
19											—			
20											—			

Etude : Extension Stade de Jijel

Dossier N°:

Date essai :

Niveau Nappe : m

Sondage N° : S20

Profondeur totale : 10 ML

Coordonnées : X = Y =
Z =

Prof (m)	Récupération					R.Q.D	φ Tub	φ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
	0	25	50	75	100								
1											+	+	
2											+	+	remblai
3											+	+	
4											+	+	
5											+	+	argile, renfermant des blocs
6											+	+	
7											+	+	
8											+	+	
9											+	+	alternance de grès et de la marne schisteuse
10											+	+	
11											+	+	
12											+	+	
13											+	+	
14											+	+	
15											+	+	
16											+	+	
17											+	+	
18											+	+	
19											+	+	
20											+	+	

Etude : Extension Stade de Jijel
 Dossier N°:
 Date essai :
 Niveau Nappe : m

Sondage N° : S21

Profondeur totale : 10 ML
 Coordonnées : X = Y =
 Z =

Prof (m)	Récupération					R.Q.D	φ Tub	φ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
	0	25	50	75	100								
1											+		
2											+	remblai	
3											+		
4											+		
5											+	argile, renfermant des blocs	
6											+		
7											+		
8											+		
9											+	alternance de grés et de la marn schisteuse	
10											+		
11											+		
12											+		
13											+		
14											+		
15											+		
16											+		
17											+		
18											+		
19											+		
20											+		

Etude : Extension Stade de Jijel

Sondage N° : S22

Dossier N°:

Profondeur totale : 10 ML

Date essai :

Coordonnées : X = Y =

Niveau Nappe : m

Z =

Prof (m)	Récupération					R.Q.D	φ Tub	φ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
	0	25	50	75	100								
1											+		
2											+	remblai	
3											+		
4											+		
5											+		
6											+	argile, renfermant des blocs	
7											+		
8											+		
9											+	alternance de grés et de la marne schisteuse	
10											+		
11											+		
12											+		
13											+		
14											+		
15											+		
16											+		
17											+		
18											+		
19											+		
20											+		

Etude : Extension, Stade de Jijel

Sondage N° : S23

Dossier N°:

Profondeur totale : 10 ML

Date essai :

Coordonnées : X = Y =

Niveau Nappe : m

Z =

Prof (m)	Récupération					R.Q.D	φ Tub	φ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
	0	25	50	75	100								
1											+		
2											+	remblai	
3											+		
4											+		
5											+		
6											+	argile, renfermant des blocs	
7											+		
8											+		
9											+		
10											+	alternance de grès et de la marne schisteuse	
11											+		
12											+		
13											+		
14											+		
15											+		
16											+		
17											+		
18											+		
19											+		
20											+		

INTITULE : Extension Stade de Jijel

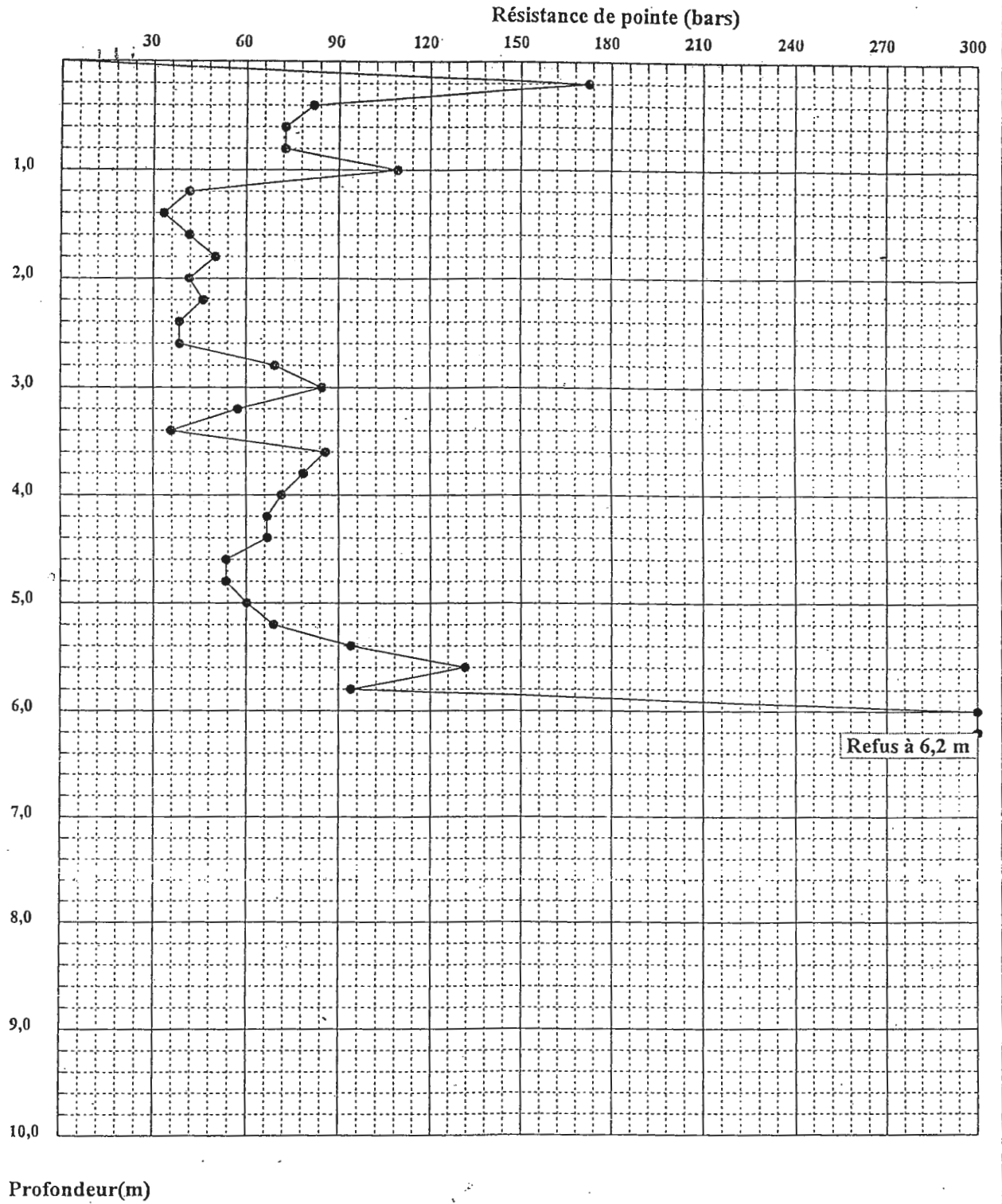
LIEU :

CLIENT : DJS de Jijel

DATE ESSAI :

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: 1



INTITULE : Extension Stade de Jijel

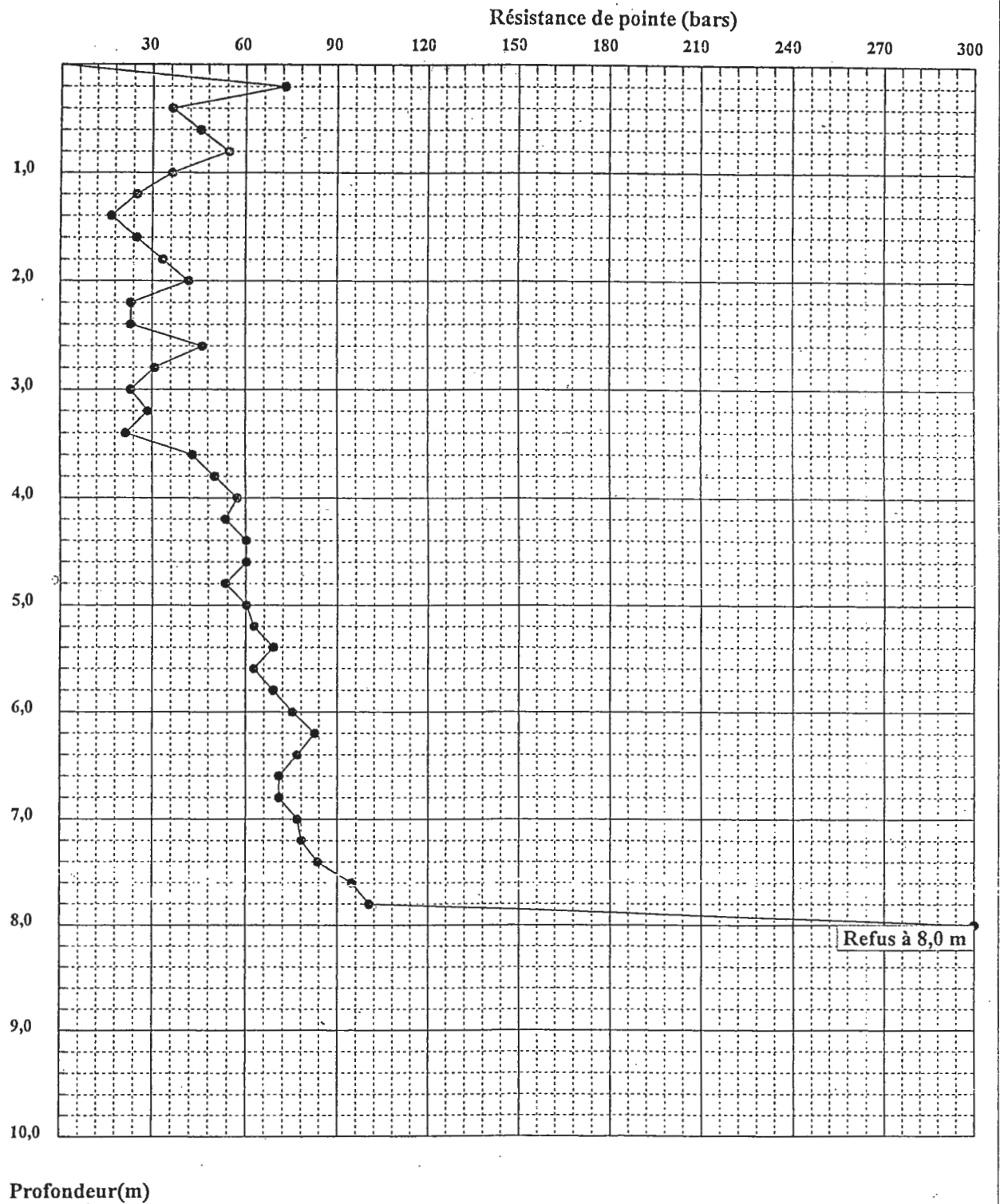
LIEU :

CLIENT : DJS de Jijel

DATE ESSAI :

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: 2



INTITULE : Extension Stade de Jijel

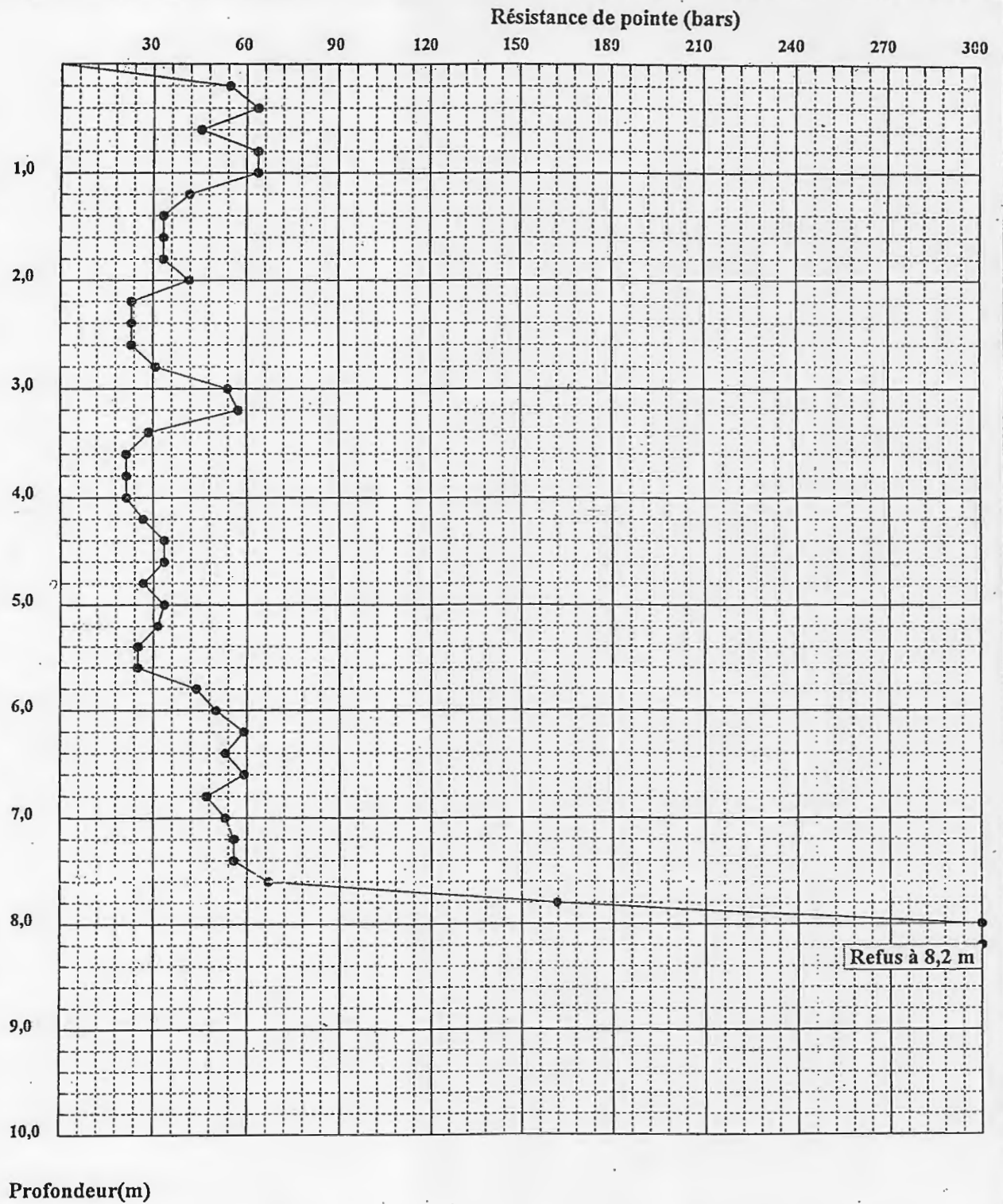
LIEU :

CLIENT : DJS de Jijel

DATE ESSAI :

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: 3



INTITULE : Extension Stade de Jijel

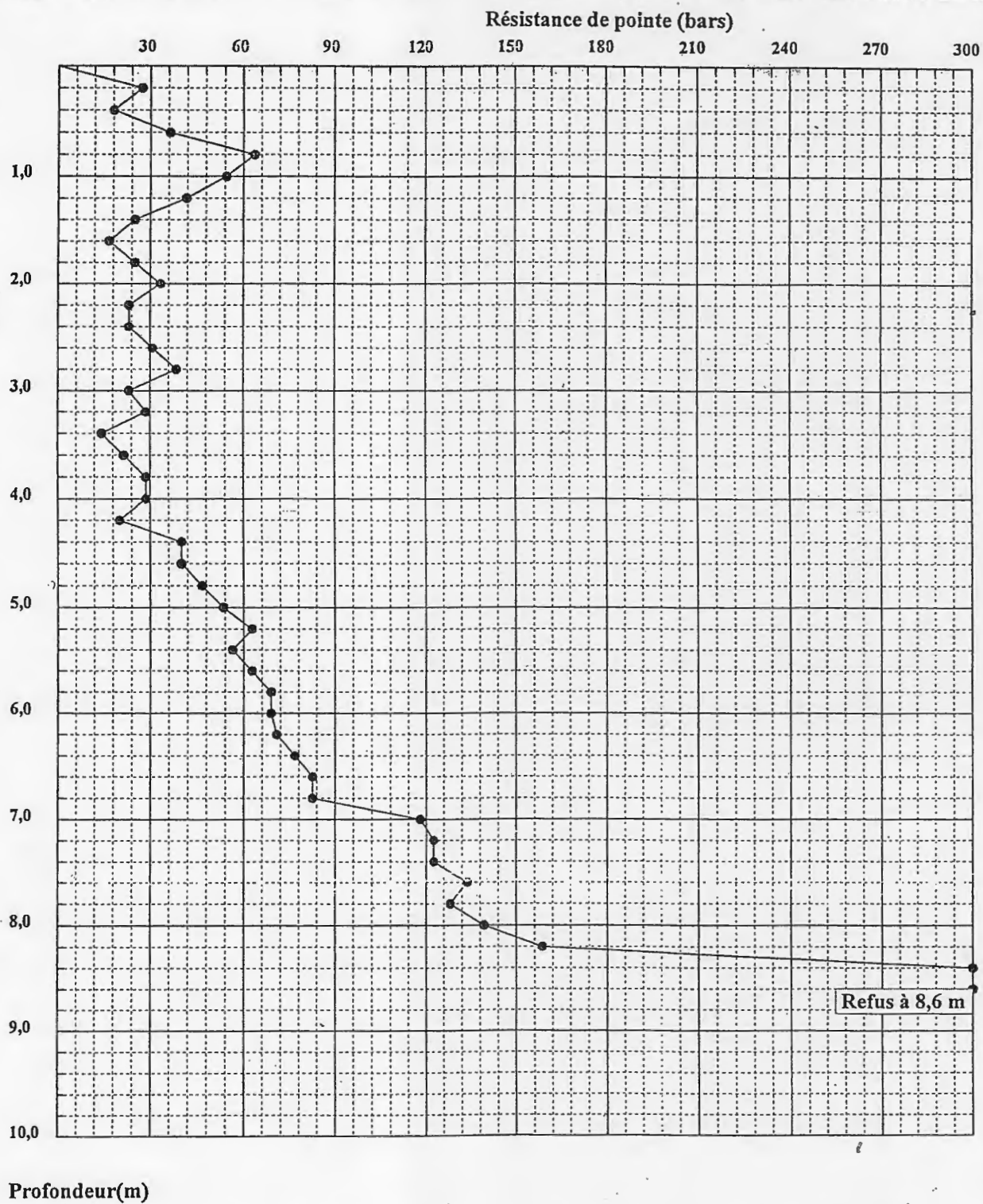
LIEU :

CLIENT : DJS de Jijel

DATE ESSAI :

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: 4



INTITULE : Extension Stade de Jijel

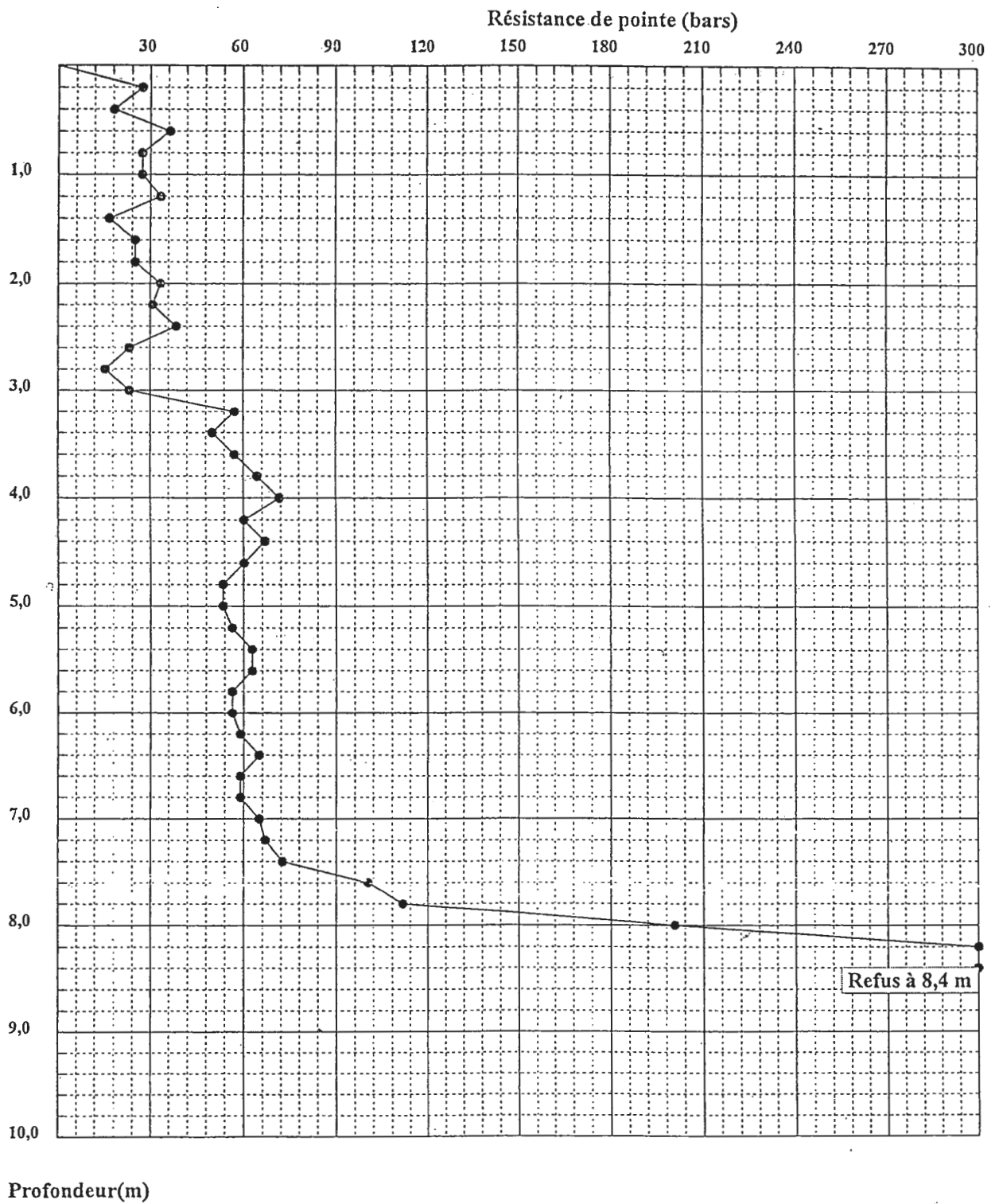
LIEU :

CLIENT : DJS de Jijel

DATE ESSAI :

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: 5



INTITULE : Extension Stade de Jijel

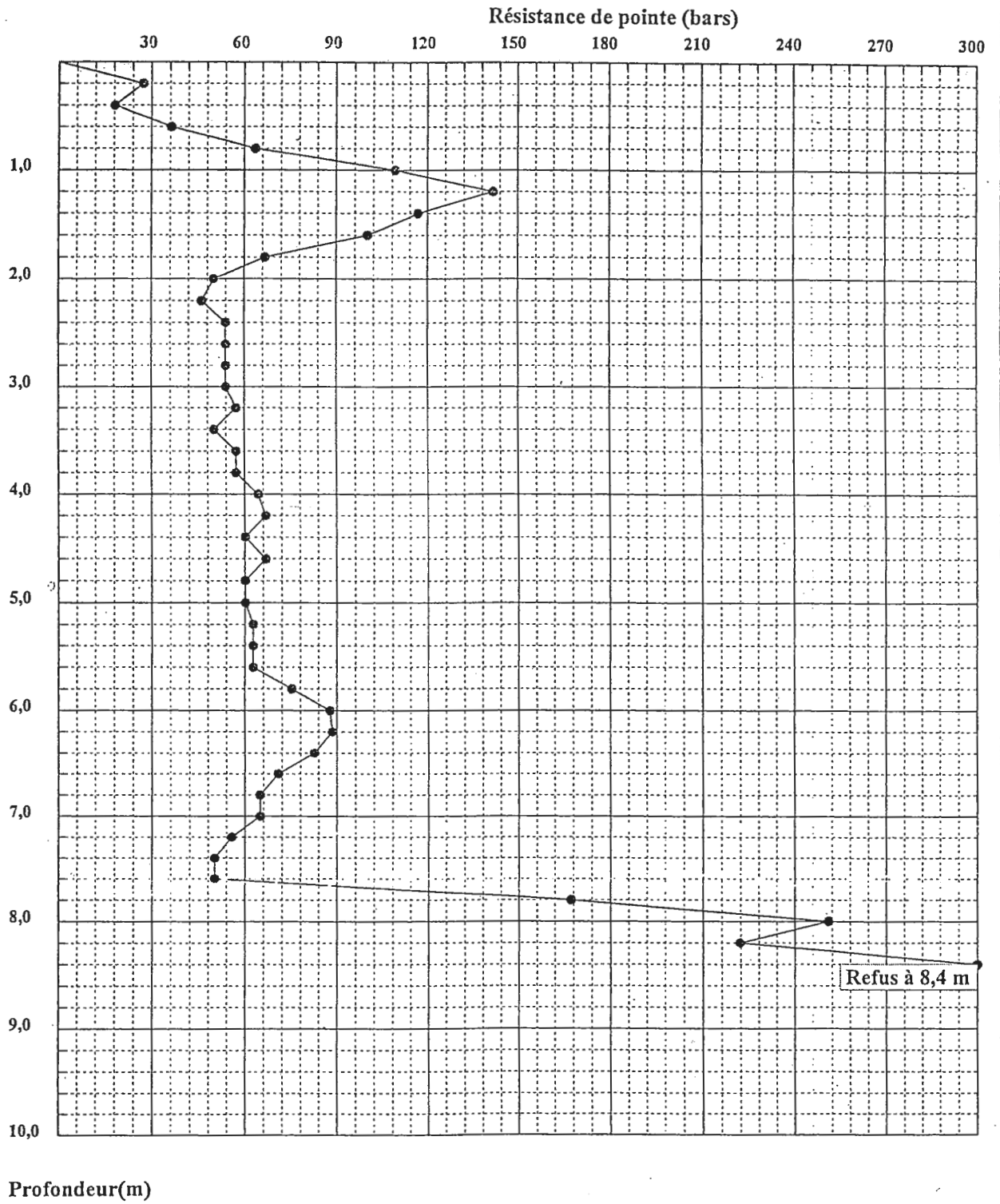
LIEU :

CLIENT : DJS de Jijel

DATE ESSAI :

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: 6



INTITULE : Extension Stade de Jijel

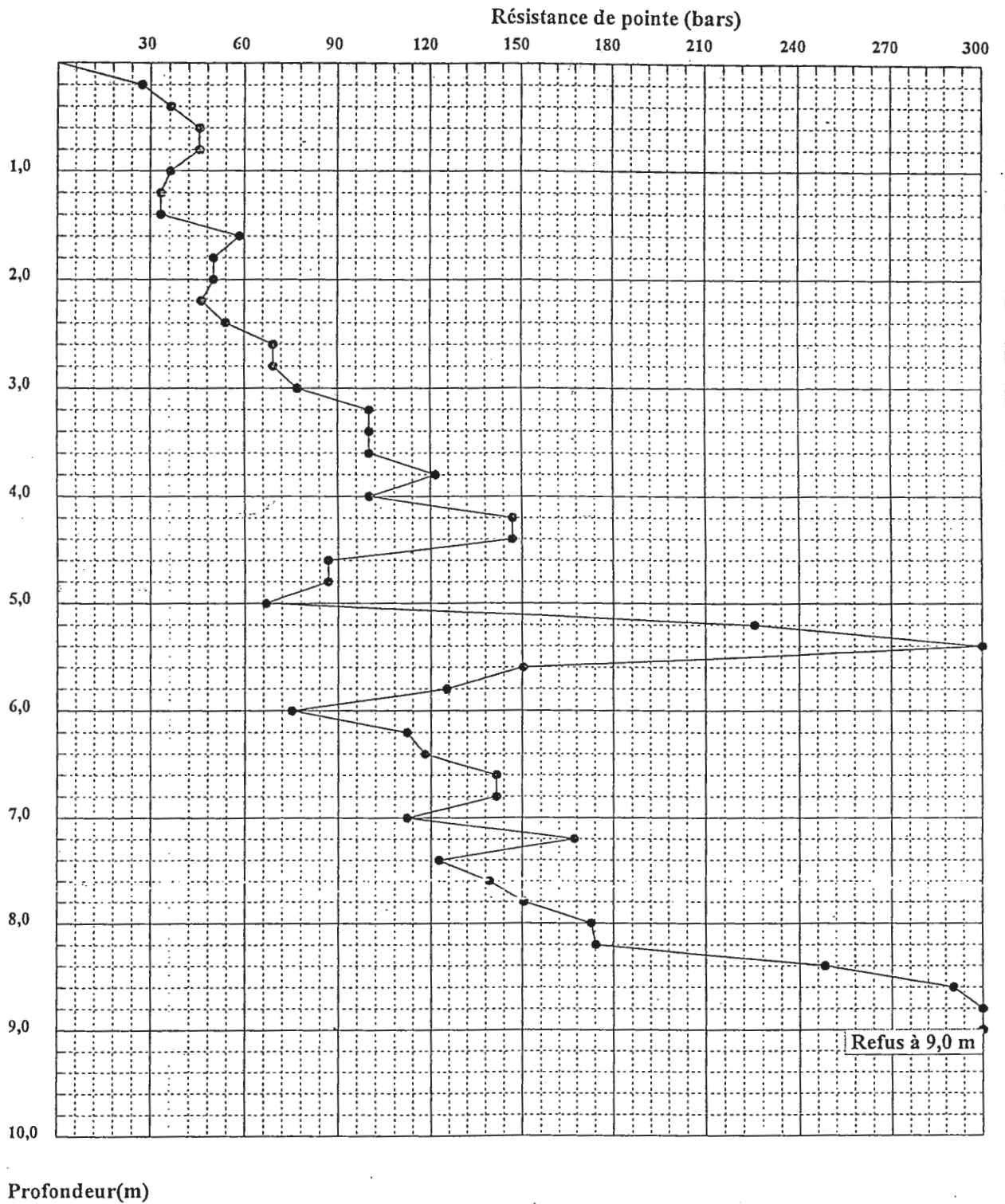
LIEU :

CLIENT : DJS de Jijel

DATE ESSAI :

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: 7



INTITULE : Extension Stade de Jijel

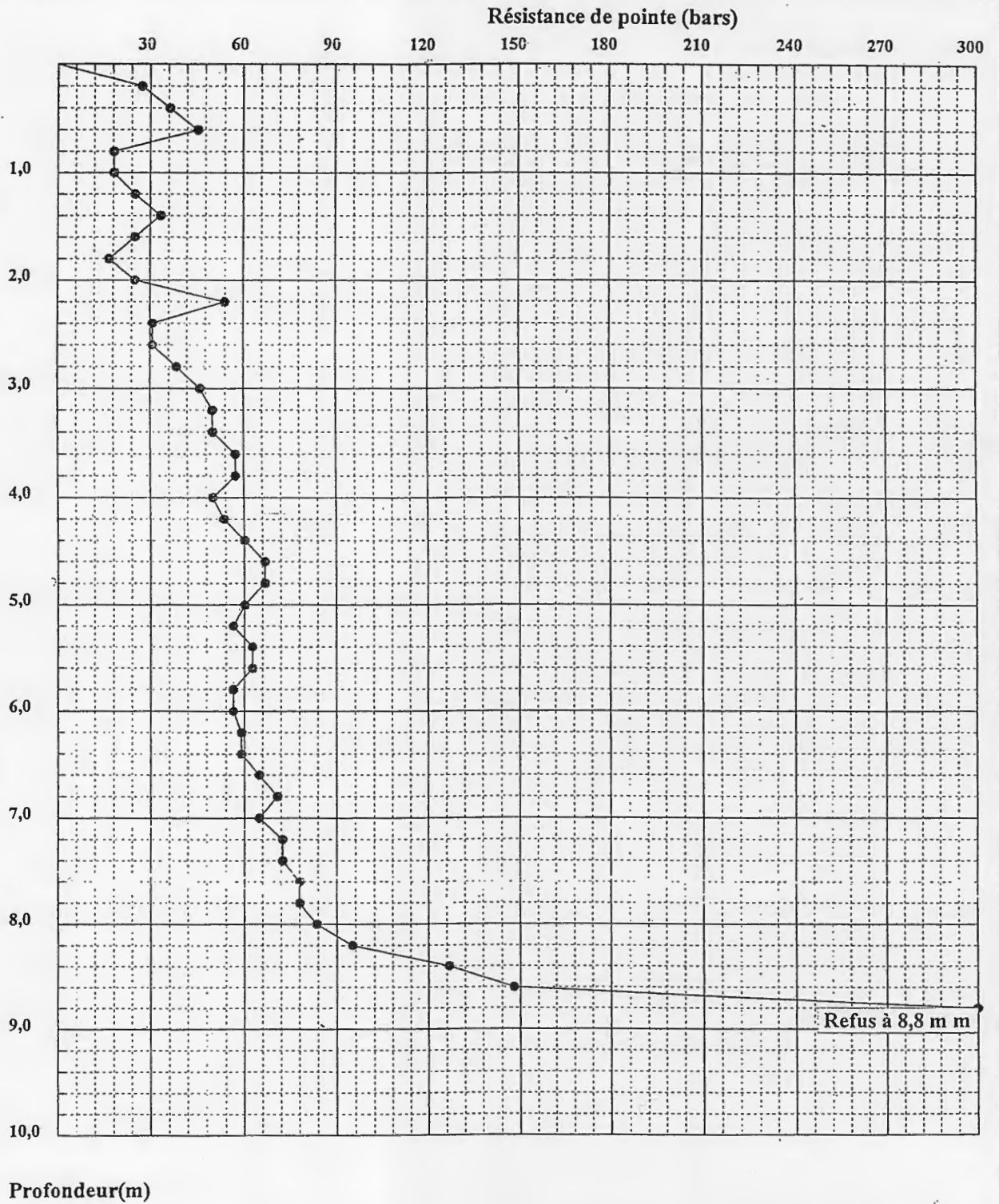
LIEU :

CLIENT : DJS de Jijel

DATE ESSAI :

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: 8



INTITULE : Extension Stade de Jijel

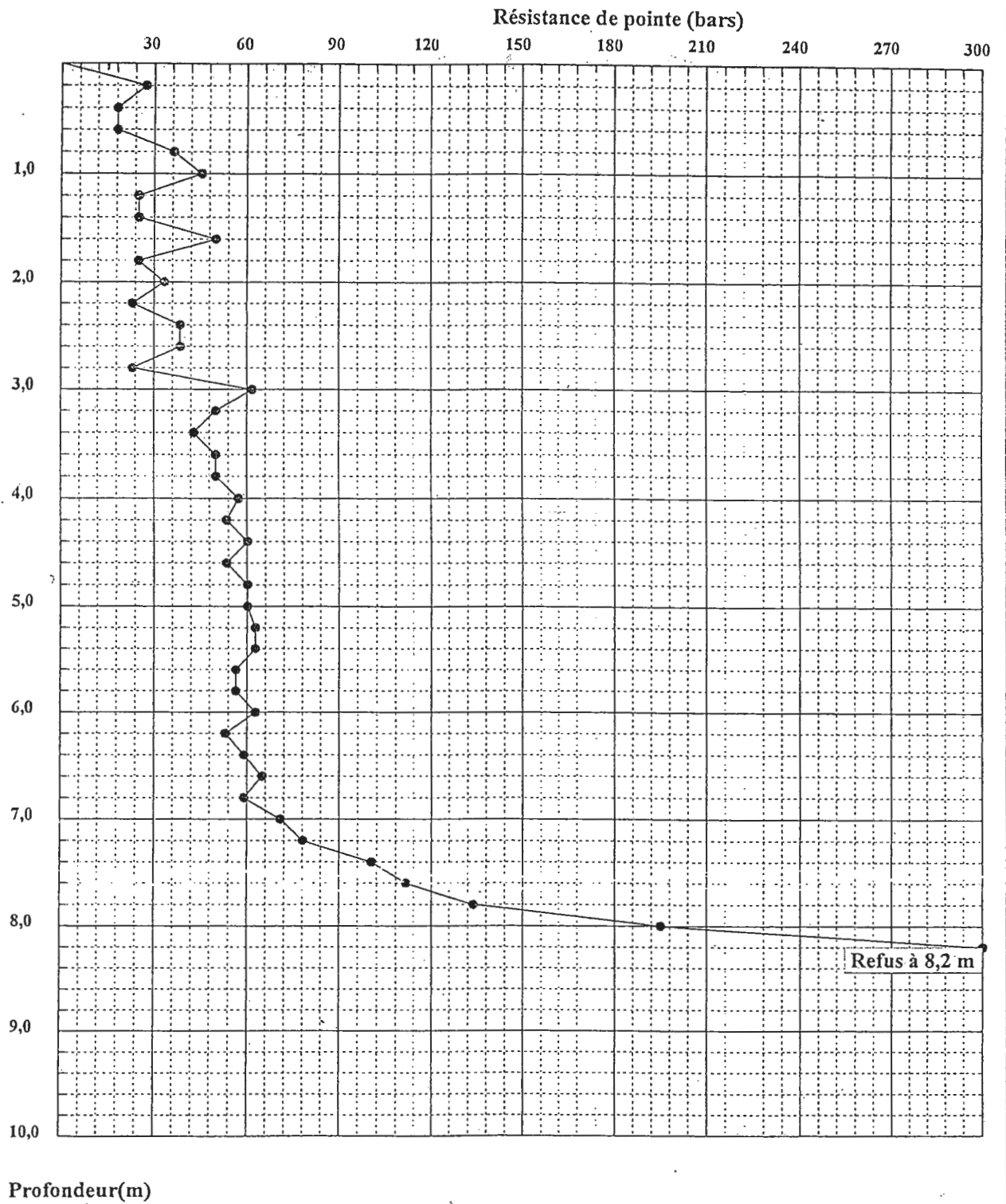
LIEU :

CLIENT : DJS de Jijel

DATE ESSAI :

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: 9



INTITULE : Extension Stade de Jijel

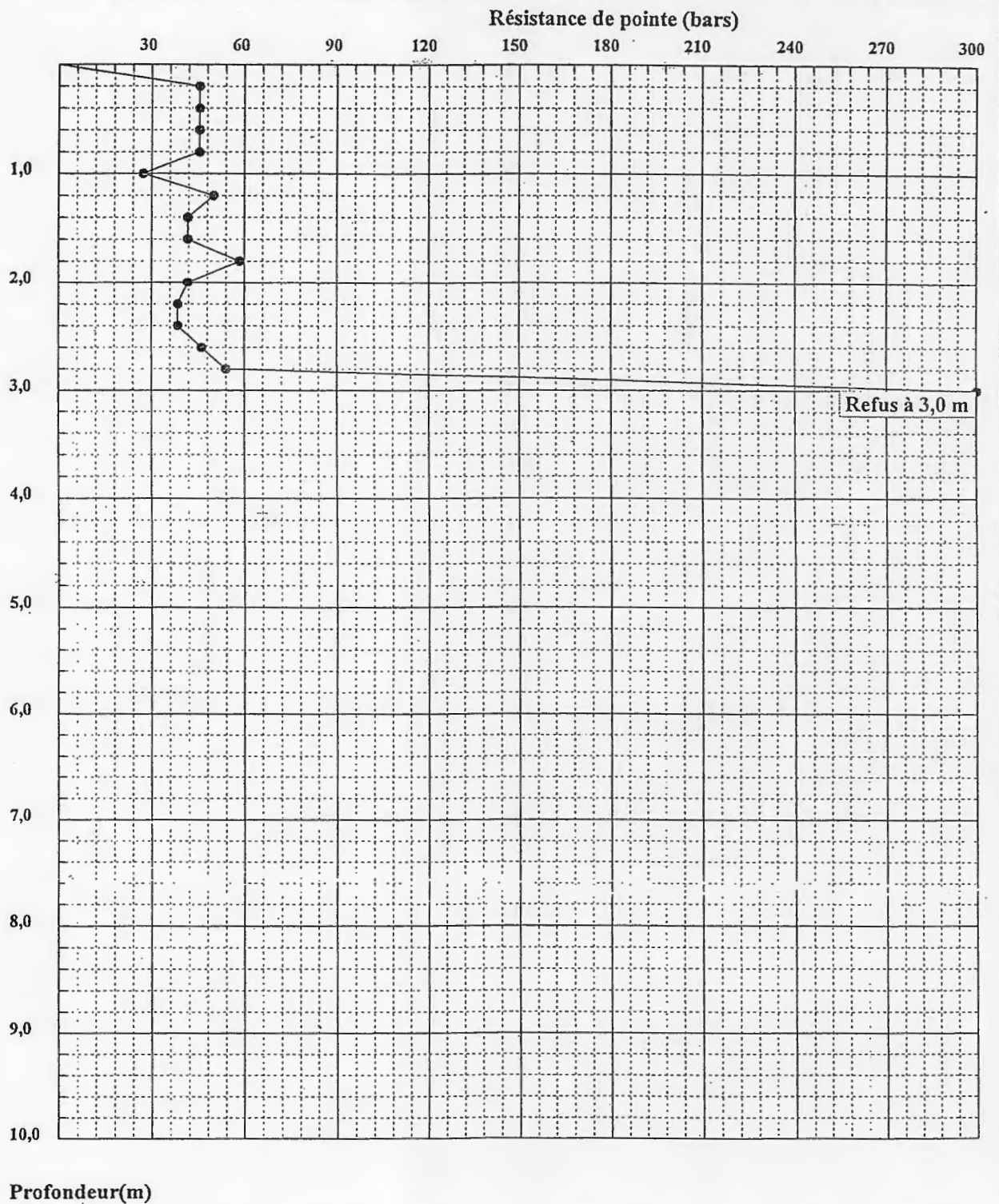
LIEU :

CLIENT : DJS de Jijel

DATE ESSAI :

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: 10



INTITULE : Extension Stade de Jijel

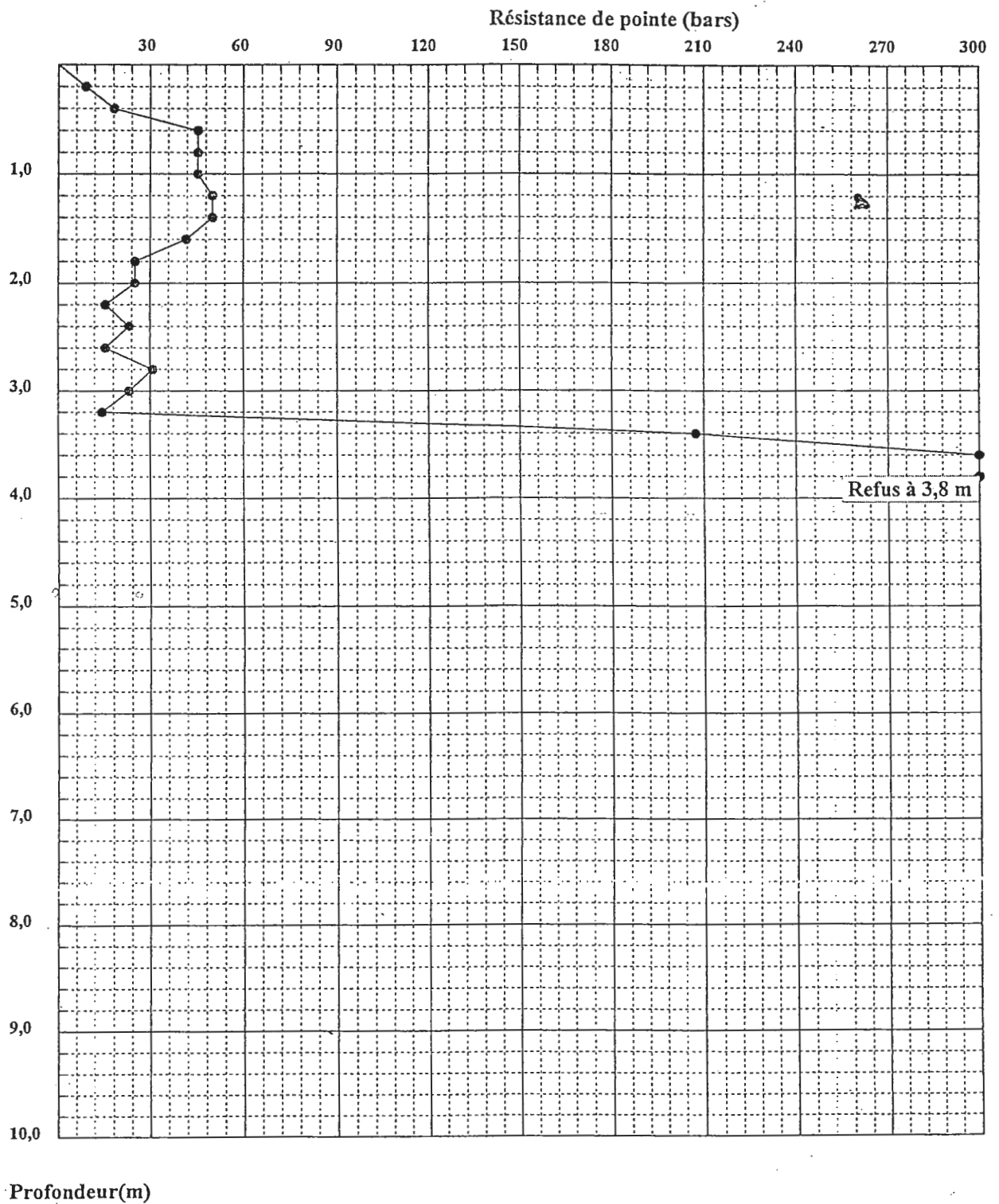
LIEU :

CLIENT : DJS de Jijel

DATE ESSAI :

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: 11



INTITULÉ : Extension Stade de Jijel

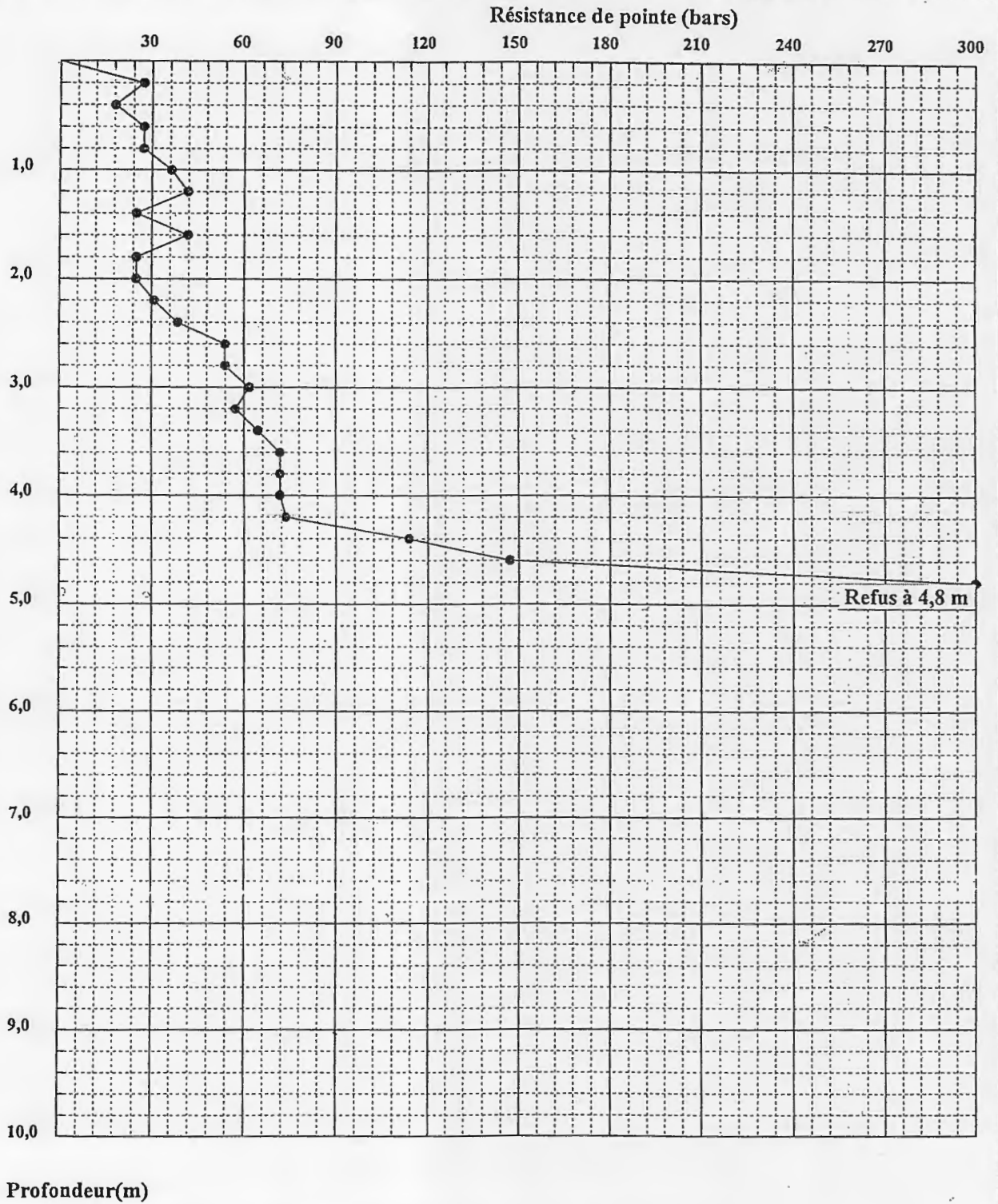
LIEU :

CLIENT : DJS de Jijel

DATE ESSAI :

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: 12



INTITULE : Extension Stade de Jijel

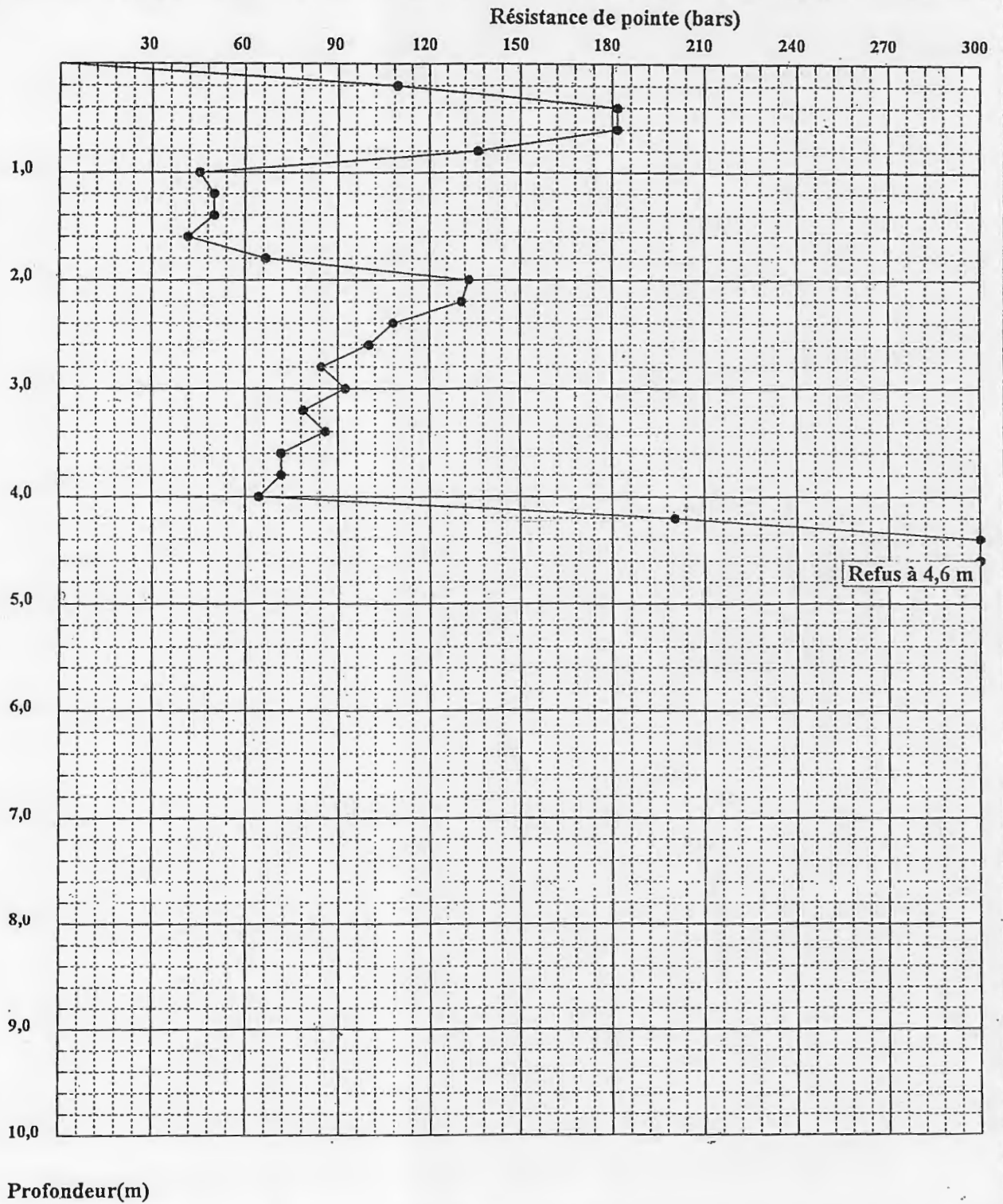
LIEU :

CLIENT : DJS de Jijel

DATE ESSAI :

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: 13



INTITULE : Extension Stade de Jijel

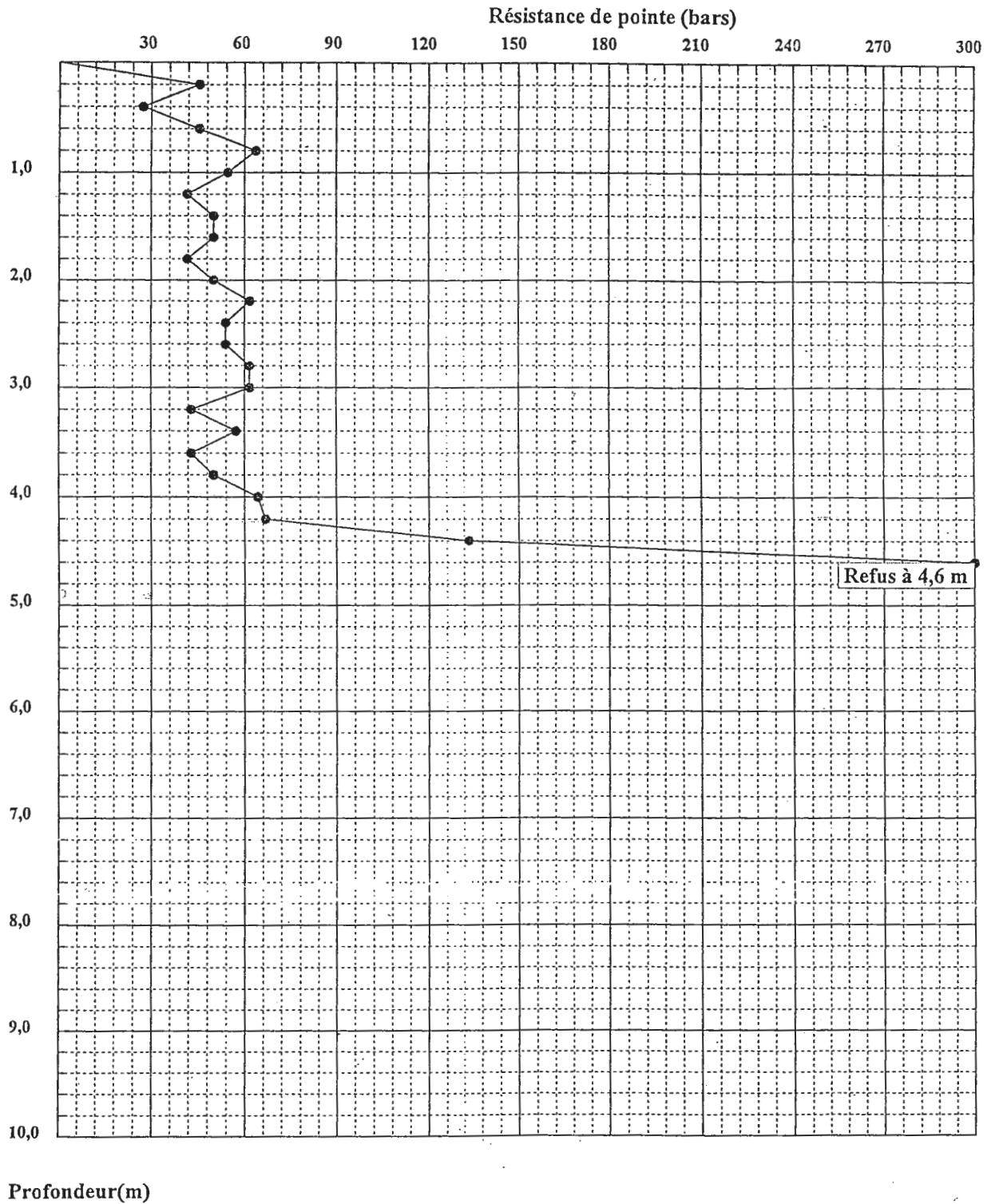
LIEU :

CLIENT : DJS de Jijel

DATE ESSAI :

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: 14



INTITULE : Extension Stade de Jijel

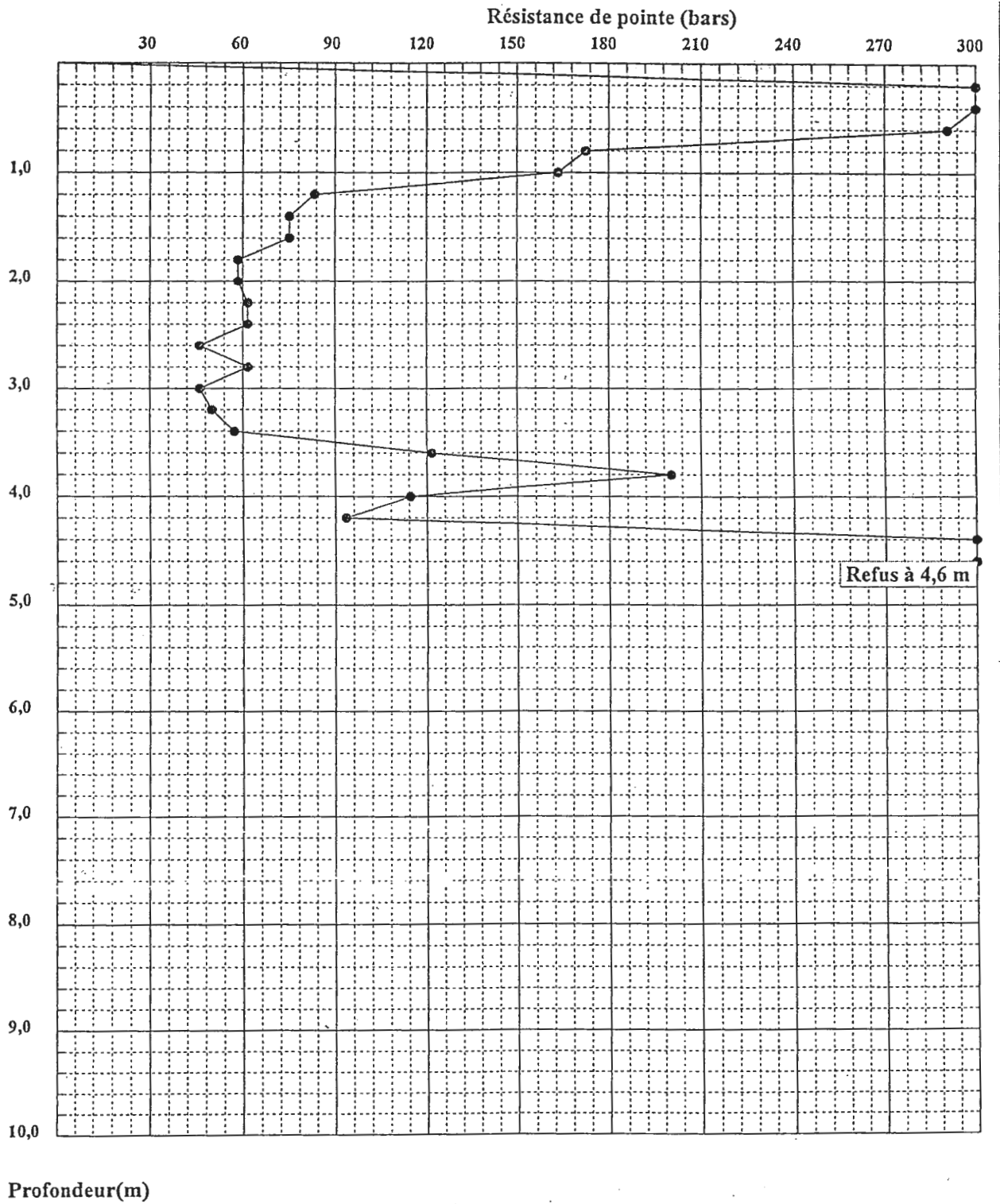
LIEU :

CLIENT : DJS de Jijel

DATE ESSAI :

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: 15



INTITULE : Extension Stade de Jijel

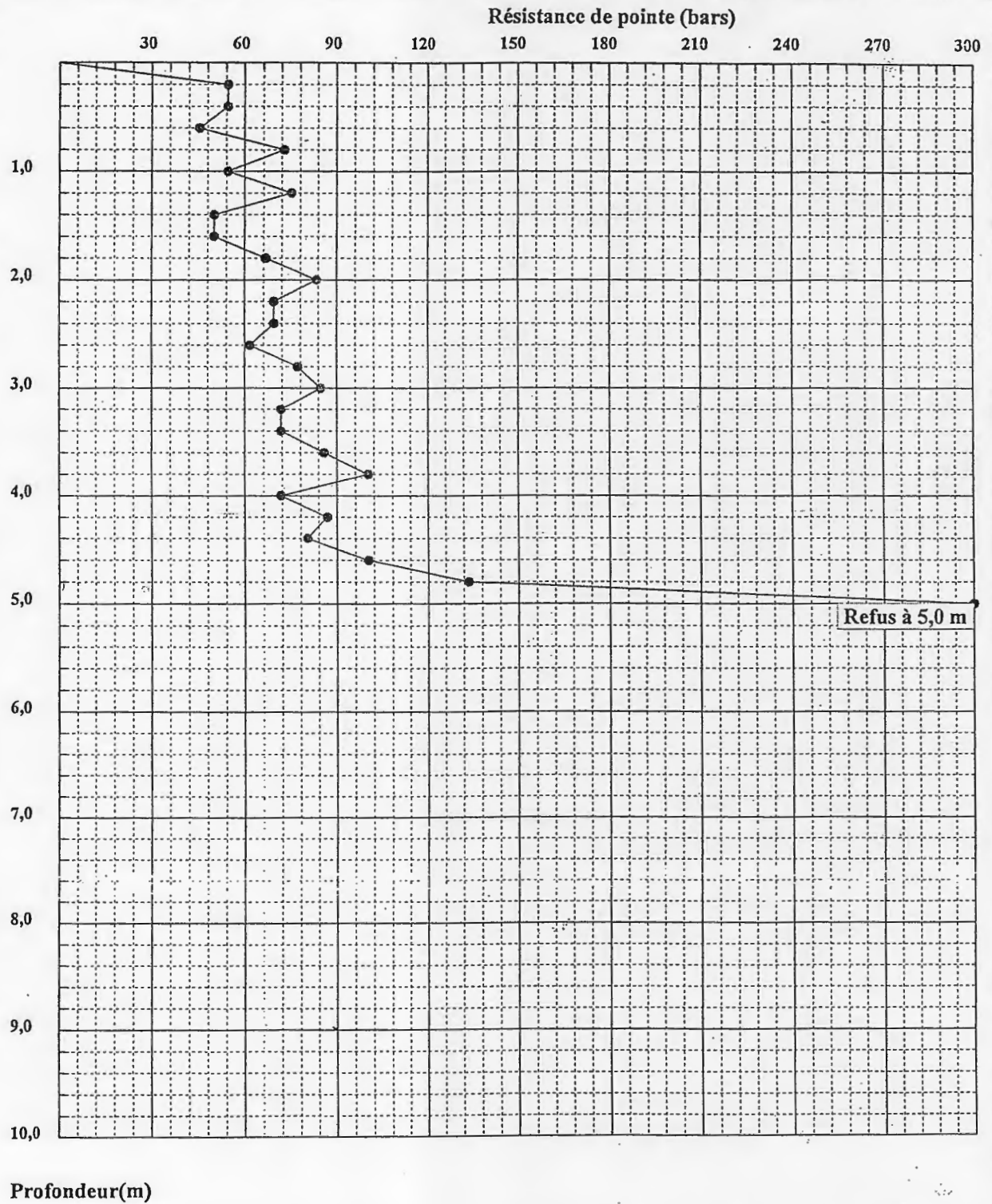
LIEU :

CLIENT : DJS de Jijel

DATE ESSAI :

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: 16



INTITULE : Extension Stade de Jijel

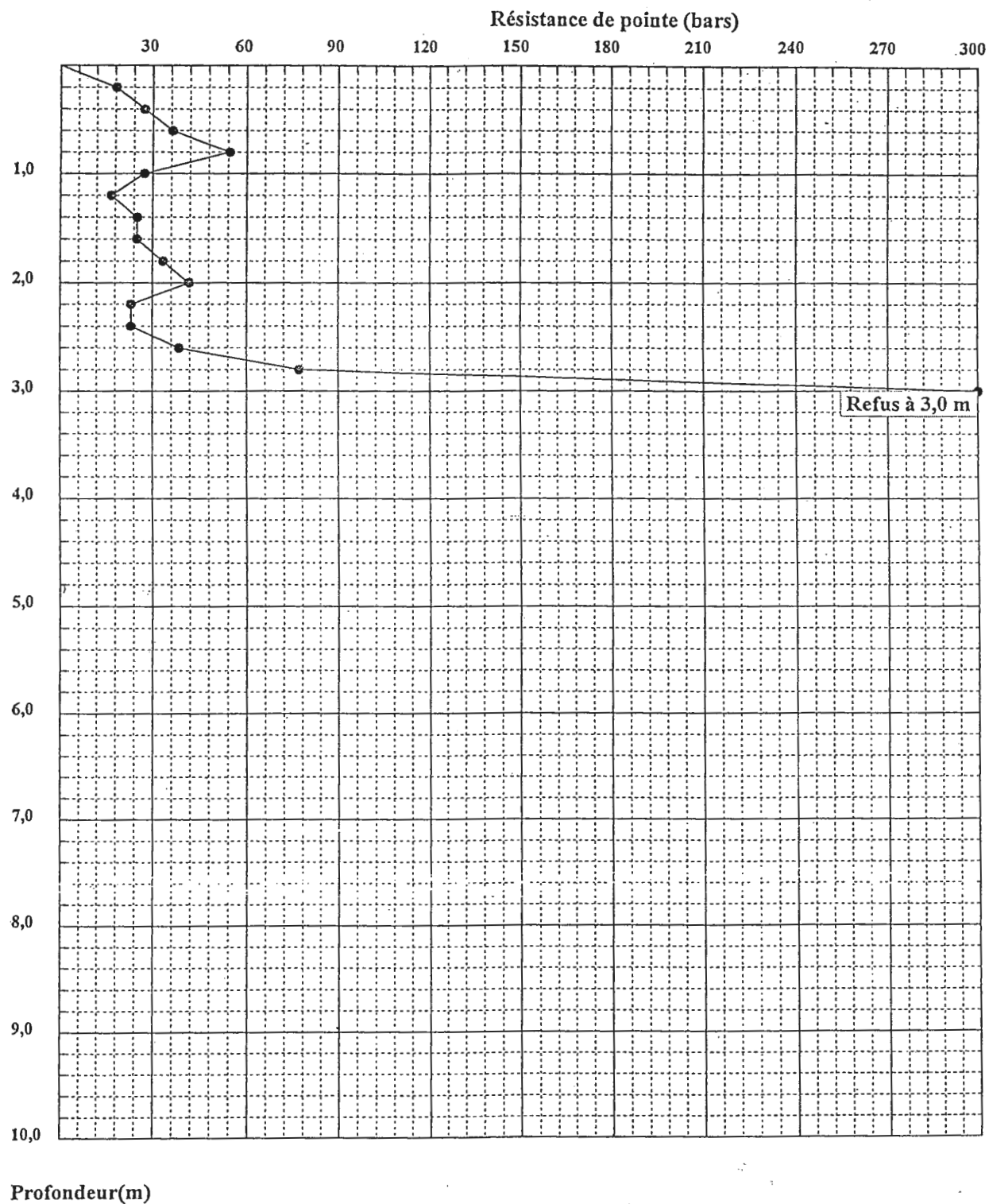
LIEU :

CLIENT : DJS de Jijel

DATE ESSAI :

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: 17



INTITULE : Extension Stade de Jijel

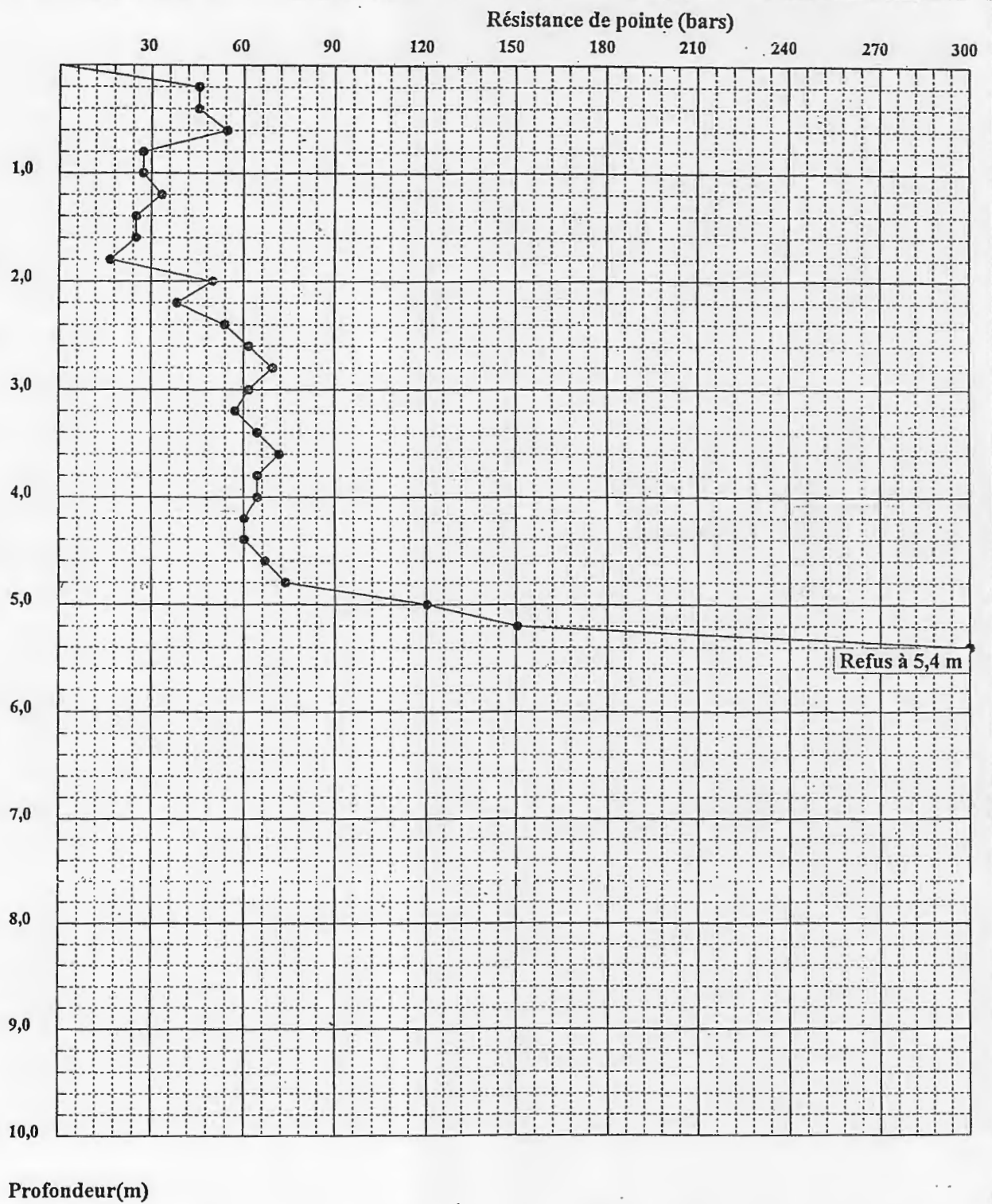
LIEU :

CLIENT : DJS de Jijel

DATE ESSAI :

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: 18



INTITULE : Extension Stade de Jijel

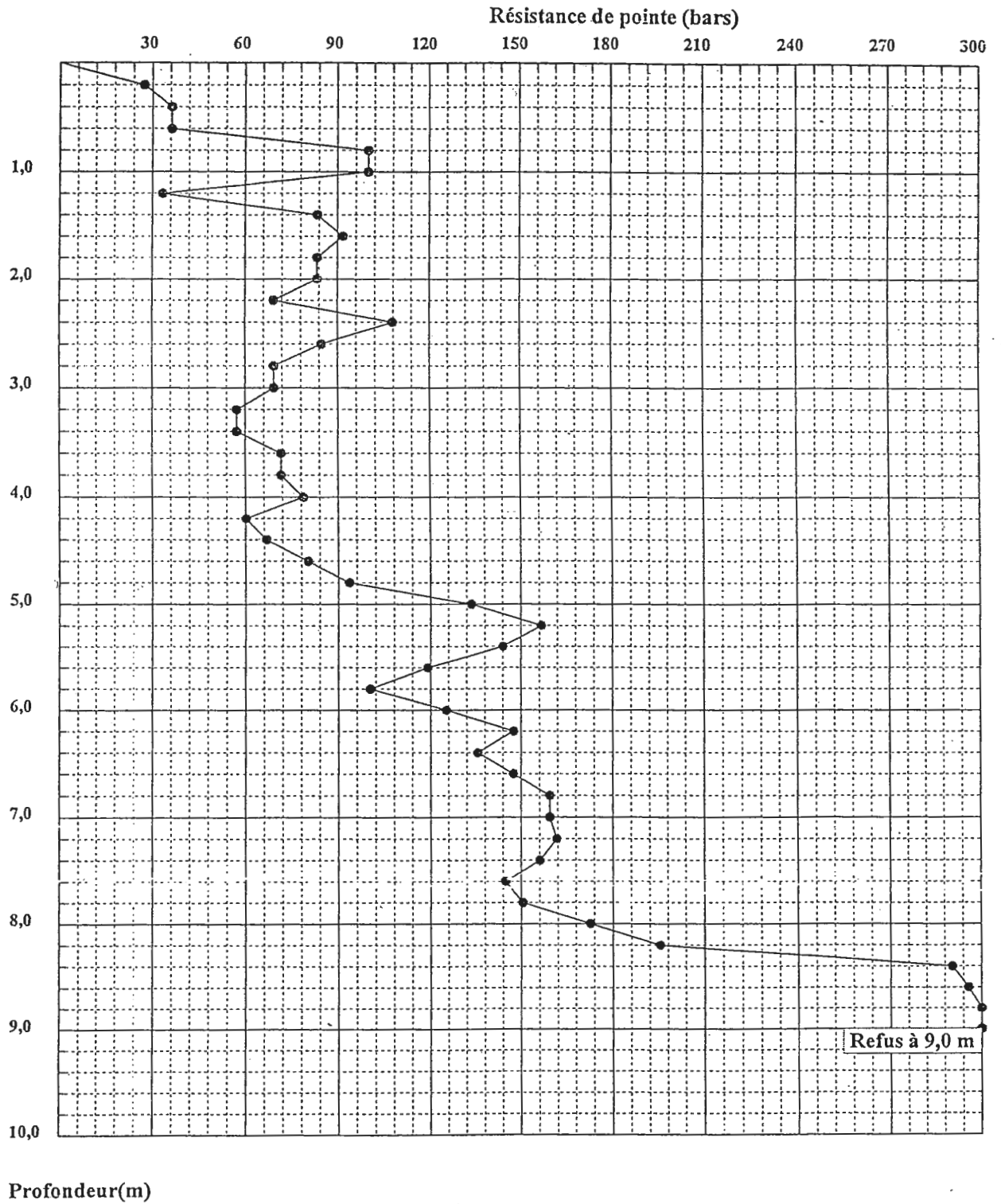
LIEU :

CLIENT : DJS de Jijel

DATE ESSAI :

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: 19



INTITULE : Extension Stade de Jijel

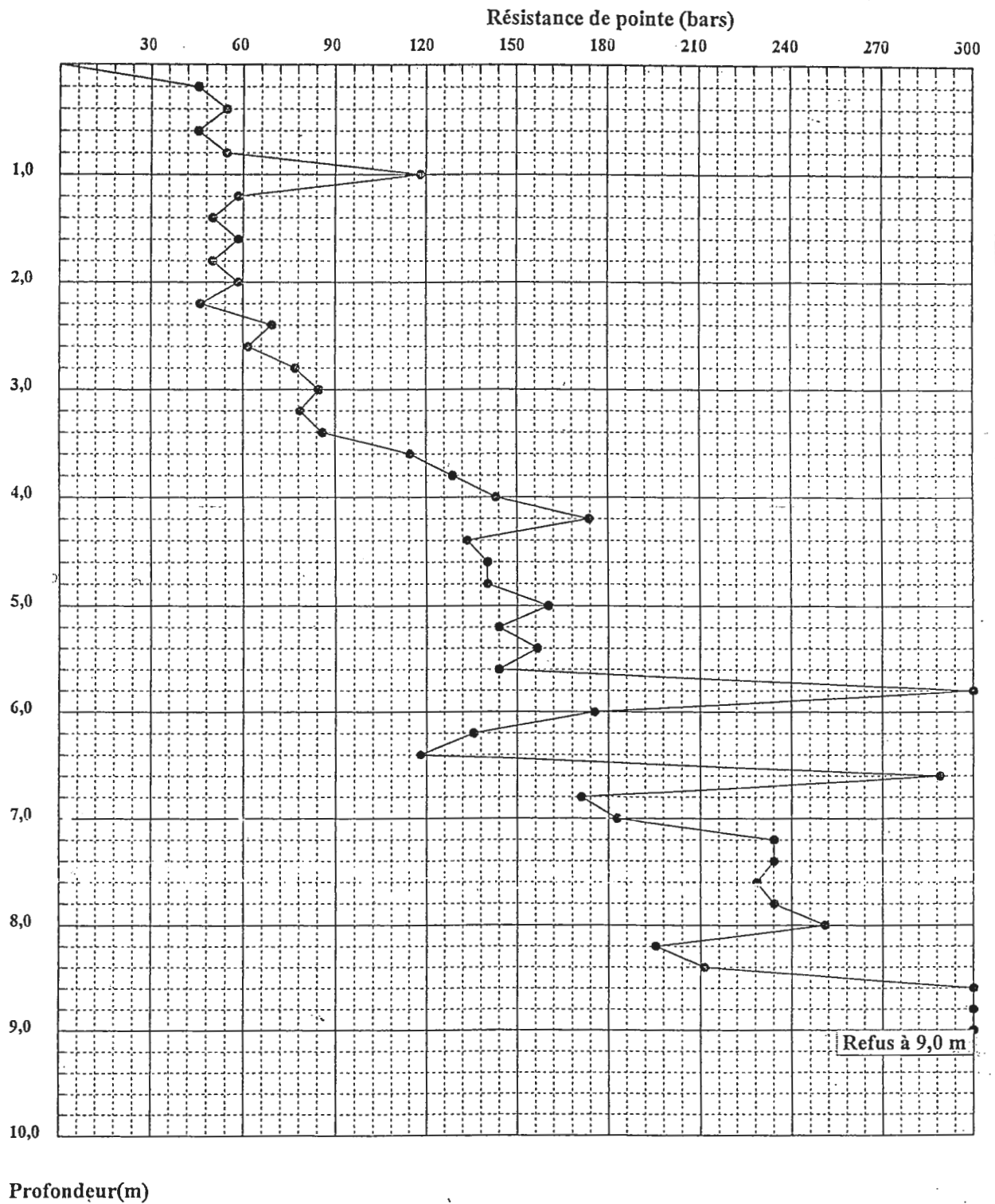
LIEU :

CLIENT : DJS de Jijel

DATE ESSAI :

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: 20



INTITULE : Extension Stade de Jijel

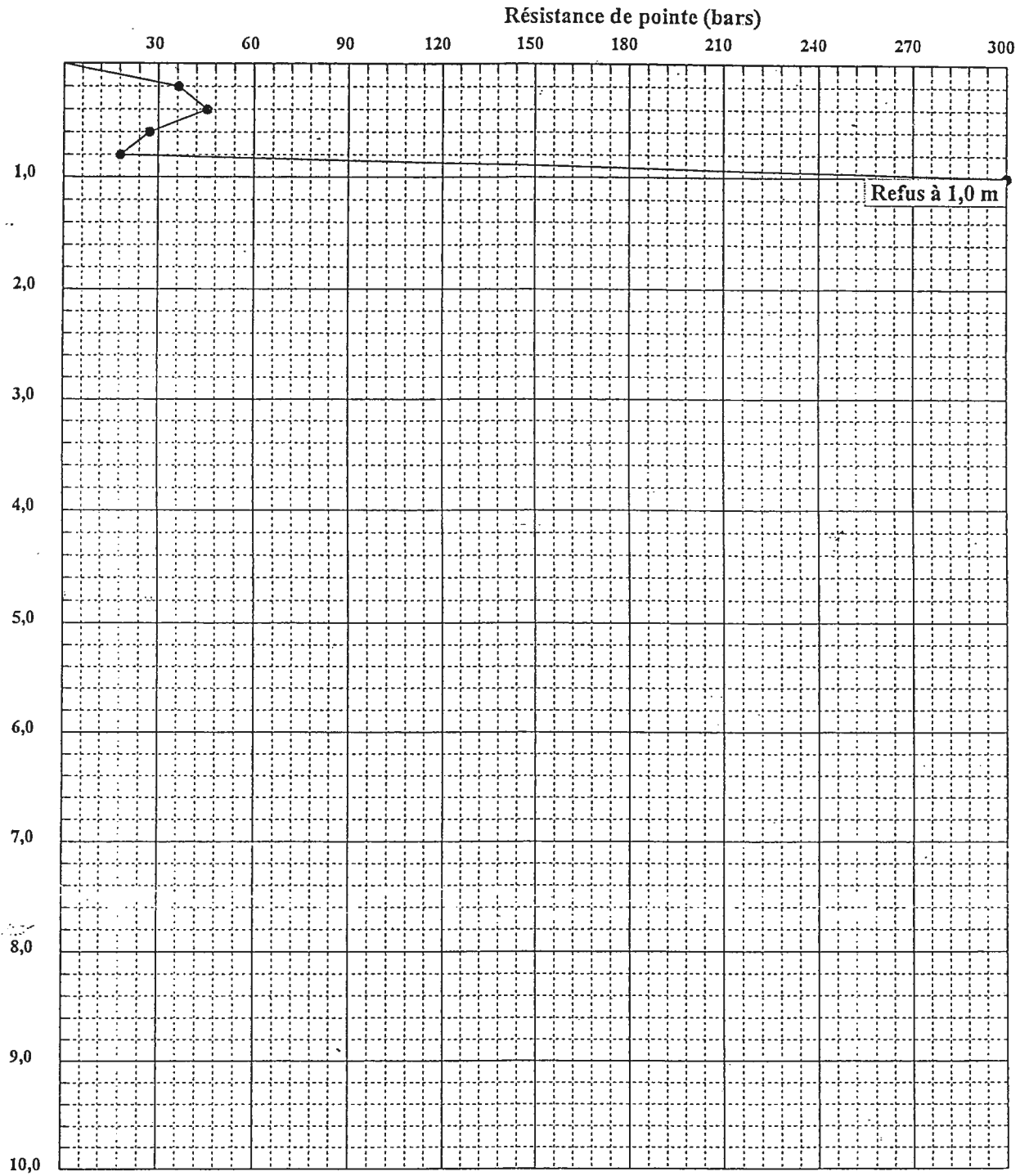
LIEU :

CLIENT : DJS de Jijel

DATE ESSAI :

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: 21



Profondeur(m)

INTITULE : Extension Stade de Jijel

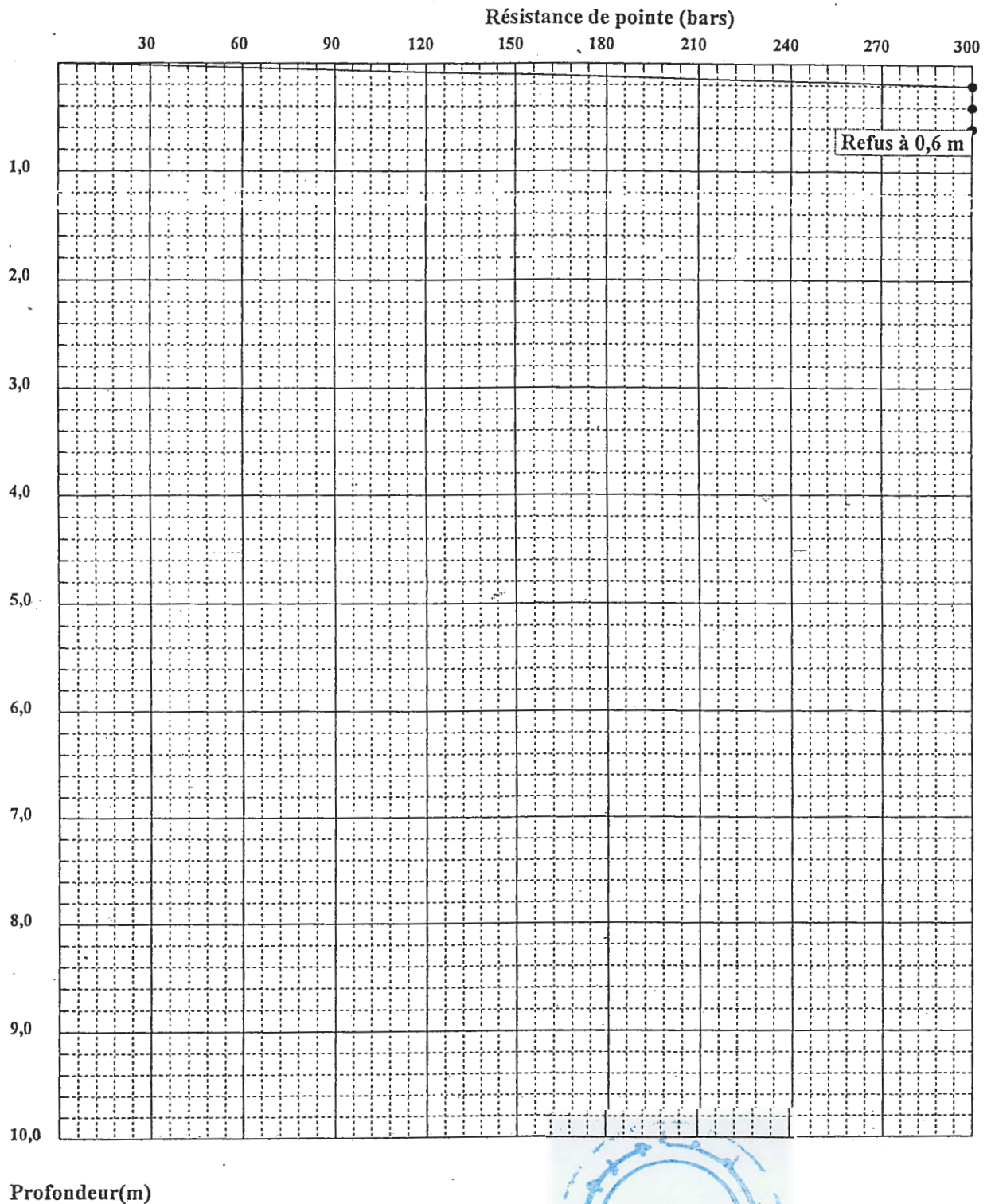
LIEU :

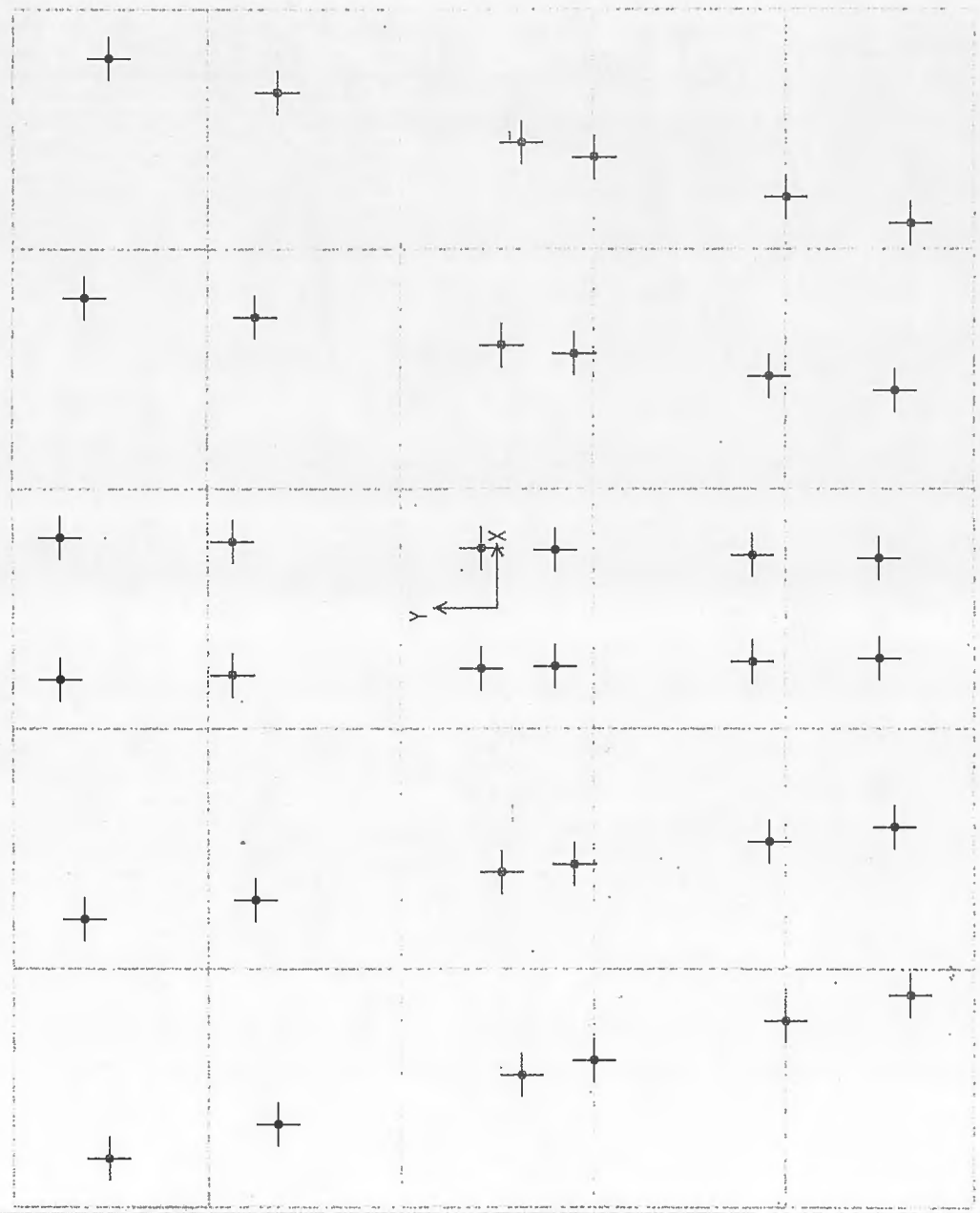
CLIENT : DJS de Jijel

DATE ESSAI :

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: 22





F1=3.39
F2=-4.66
F3=789.14
M1=8.84
M2=4.07
M3=0.00

F1=0.08
F2=-1.35
F3=836.14
M1=5.05
M2=0.10
M3=0.00

F1=-1.23
F2=-5.19
F3=836.74
M1=9.43
M2=-1.48
M3=0.00

F1=1.23
F2=-5.19
F3=836.74
M1=9.43
M2=1.48
M3=0.00

F1=-0.08
F2=-1.35
F3=836.14
M1=5.05
M2=-0.10
M3=0.00

F1=-3.39
F2=-4.66
F3=789.14
M1=8.84
M2=-4.07
M3=0.00

F1=3.68
F2=-10.48
F3=977.82
M1=15.46
M2=4.42
M3=0.00

F1=0.12
F2=-6.01
F3=1042.29
M1=10.37
M2=0.14
M3=0.00

F1=-1.11
F2=-11.93
F3=1038.87
M1=17.12
M2=-1.33
M3=0.00

F1=1.11
F2=-11.93
F3=1038.87
M1=17.12
M2=1.33
M3=0.00

F1=-0.12
F2=-6.01
F3=1042.29
M1=10.37
M2=-0.14
M3=0.00

F1=-3.68
F2=-10.48
F3=977.82
M1=15.46
M2=-4.42
M3=0.00

F1=0.19
F2=6.74
F3=565.07
M1=-6.44
M2=0.250
M3=0.98
F3=473.98
M1=2.64
M2=1.80
M3=0.00

F1=-0.27
F2=1.03
F3=603.07
M1=0.27
M2=0.0309
M3=0.050
F3=493.55
M1=2.07
M2=-0.11
M3=0.00

F1=-1.01
F2=6.44
F3=604.02
M1=-6.09
M2=-0.37
M3=0.1004
F3=484.83
M1=2.83
M2=-1.05
M3=0.00

F1=1.01
F2=6.44
F3=604.02
M1=-6.09
M2=0.37
M3=0.1004
F3=484.83
M1=2.83
M2=1.05
M3=0.00

F1=0.27
F2=1.03
F3=603.07
M1=0.27
M2=0.032
M3=0.00
F3=493.55
M1=2.07
M2=0.11
M3=0.00

F1=-0.19
F2=6.74
F3=565.07
M1=-6.44
M2=0.250
M3=0.98
F3=473.98
M1=2.64
M2=-1.80
M3=0.00

F1=1.35
F2=5.93
F3=246.12
M1=-8.50
M2=1.65
M3=-0.32

F1=-0.18
F2=4.39
F3=426.20
M1=-5.57
M2=-0.23
M3=0.04

F1=-0.91
F2=4.68
F3=352.60
M1=-6.36
M2=-1.11
M3=0.21

F1=0.91
F2=4.68
F3=352.60
M1=-6.36
M2=1.11
M3=-0.21

F1=0.18
F2=4.39
F3=426.20
M1=-5.57
M2=0.23
M3=-0.04

F1=-1.35
F2=5.93
F3=246.12
M1=-8.50
M2=-1.65
M3=0.32

F1=1.14
F2=5.15
F3=184.45
M1=-5.25
M2=0.72
M3=-0.11

F1=0.21
F2=3.80
F3=296.25
M1=-3.85
M2=0.13
M3=-0.02

F1=-0.29
F2=4.07
F3=263.47
M1=-4.17
M2=-0.19
M3=0.03

F1=0.29
F2=4.07
F3=263.47
M1=-4.17
M2=0.19
M3=-0.03

F1=-0.21
F2=3.80
F3=296.25
M1=-3.85
M2=-0.13
M3=0.02

F1=-1.14
F2=5.15
F3=184.45
M1=-5.25
M2=-0.72
M3=0.11