

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

جامعة جيجل  
Université de Jijel

Faculté des Sciences Exactes et des  
Sciences de la Nature et de la Vie  
Département des Sciences de la Terre  
et de l'Univers



كلية العلوم الدقيقة  
و علوم الطبيعة و الحياة  
قسم علوم الأرض و الكون

جامعة محمد الصادق بن يحيى  
كلية علوم الطبيعة و الحياة  
المكتبية  
رقم الجرد : 1180

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme Master 2  
Option : Génie Géologique

Thème

**Etude d'interaction sol structure  
Cas de la direction de transport de la wilaya de  
Jijel - Algérie -**

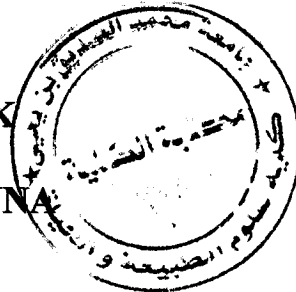
Présenté par :

- DEFFAS SAMIR  
-BOUATMANE ABDERRAOUF

Soutenu publiquement le : 29/09/2011

Devant le jury composé de :

Président : Mme. S. BELMEDREK  
Encadreur : Mr. A. BAGHDAD  
Examinatrice : Melle. A. BOUHENOUNA



\*Année Universitaire 2010/ 2011\*

A decorative border with floral motifs and leaves surrounds the text. The top and bottom corners feature large, detailed flower designs. The sides are decorated with vertical lines and smaller floral elements.

# Remerciements

*En premier lieu, nous remercions le bon dieu tout puissant de nous avoir aidé à surmonter les difficultés lors de nos études et ce ne sont pas ces quelques mots qui exprimeront nos sentiments les plus sincères.*

*Nous remercions en second lieu notre promoteur de mémoire monsieur **A.BAGHDAD** qui nous a fait l'honneur de bien vouloir guider nos pas tout au long de ce travail avec ses précieux conseils.*

*De même nous adressons nos vives gratitudee à madame **S. BELMEDREK**, de nous avoir fait l'honneur de présider ce jury.*

*Nous exprimons notre profond respect à mademoiselle **A. BOUHANOUNA**, qui a bien voulu examiner ce travail et d'être membre de ce jury.*

*Un tout particulier et sincère remerciement que nous adressons à toute la promotion Master (2011) pour l'aide et la gentillesse qu'ils nous ont fait.*

*Nous remercions également monsieur **Zine Adlane** ingénieur de contrôle technique des constructions C.T.C Est, qui nous a aidé gentiment dans nos travaux en nous autorisant l'accès aux différents documents.*

*Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département des sciences de la terre qui ont contribué à notre formation.*

*MERCI BEAUCOUP  
Samir et Raouf*



# Dédicace

*Au nom du dieu*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mes très adorables parents*

*Mon frère : Hamza*

*Mes sœurs : Doria, Radia et Soumya*

*Mes neveux : Ishaq, Ayoub, Safaa, Tahani,  
Mohamed, Ahcen, A. Wadoud et Adam.*

*Mes cousins : Salim et Choaiib.*

*Tous mes amis et surtout Ilias*

*Mes collègues du master 2 génie géologique*

*2011*

*Tous ceux que j'aime et que m'aime*

*A. Raouf*

A decorative border with floral motifs in the corners and along the top and bottom edges, and vertical lines with small floral accents on the sides.

# Dédicace

*Au nom du dieu*

*Je dédie ce modeste travail*

*A mes adorables parents*

*A ma très chère Lutha*

*A mes frères : Fayçal, Zoubir, Daoud  
et fouâd*

*A mes sœurs : Sajia, Fatima, Radia,  
Lamia et Houda*

*A tous mes amis sans exception*

*A la promotion Master II 2011*

*A tous ceux que j'aime et que m'aiment.*

*SAMIR*

**Résumé**

**Introduction générale et problématique ..... 1**

**CHAPITRE I : Généralités**

**I.1. Situation géographique ..... 2**

**I.2. Aperçu géomorphologique..... 2**

**I.3. Aperçu climatique..... 3**

**I.4. Végétation..... 3**

**I.5. Hydrographie..... 4**

**I.6. Aperçu sismique..... 4**

**CHAPITRE II : Cadre géologique régional**

**II.1. Introduction..... 6**

**II.2. Les grands ensembles géologiques du massif de la Petite Kabylie ..... 7**

**II.2.1. Le socle Kabyle..... 7**

**II.2.2. La dorsale kabyle ..... 8**

**II.2.2.1. La dorsale interne..... 8**

**II.2.2.2. La dorsale médiane ..... 8**

**II.2.2.3. La dorsale externe ..... 8**

**II.2.3. Les formations de l'Oligo-Miocène Kabyle et les Olistostromes ..... 8**

**II.2.3.1. L'Oligo-Miocène Kabyle (O.M.K ..... 8**

**II.2.3.2. Les Olistostromes ..... 9**

**II.2.4. Le Nummulitique ..... 9**

**II.2.5. Les formations de type flysch ..... 9**

**II.2.5.1. Le flysch Maurétanien ..... 9**

**II.2.5.2. Le flysch Massylien ..... 9**

**II.2.5.3. Le flysch numidien ..... 10**

**II.2.5.4. Les formations telliennes ..... 10**

**II.2.5.5. Les formations post nappes ..... 11**

**II.2.5.6. Les roches magmatiques ..... 11**

**II.2.5.7. Les formations quaternaires..... 11**

**II.2.6. Aperçus tectonique de la partie occidentale du massif de la petite Kabylie ..... 12**

**Chapitre III : Cadre géologique local**

**III.1. Introduction ..... 14**

**III.2. Principales formations géologiques du secteur étudié ..... 14**

**III.2.1. L'Oligo-Miocène-Kabyle (O.M.K..... 14**

**III.2.2. Les dépôts postes nappes ..... 16**

**III.2.3. Les formations Quaternaires..... 16**

**Chapitre IV : Analyse géotechnique des terrains de fondation**

**IV.1. Introduction ..... 19**

**IV.2. Programmes de reconnaissances géotechniques ..... 19**

**IV.2.1. Les moyens de reconnaissances in situ ..... 19**

**IV.2.1.1. Les sondages mécaniques ..... 19**

**IV.2.1.2. Essai de pénétromètre dynamique ..... 21**

**IV.2.2. Essais de laboratoire..... 23**

**IV.2.2.1. Les propriétés physiques ..... 23**

**IV.2.2.2. Les propriétés mécaniques ..... 23**

**IV.2.2.1.1. Essai de cisaillement rectiligne à la boîte..... 23**

**IV.2.2.1.2. Essai de compressibilité à l'œdomètre ..... 24**

**IV.2.2.1.3. Analyse chimique ..... 24**

**IV.3. Conclusion ..... 25**

**Chapitre V : Etude d'interaction sol structure**

**V.1. Introduction ..... 27**

**V. 2. Types de fondations superficielles ..... 27**

**V. 3. Capacité portante et tassement ..... 27**

**V.3.1. L'état de contrainte limite dans le sol ..... 28**

**V.3.2. Contrainte admissible du sol de fondation ..... 29**

**V.3.2.1. Calcul de la Contrainte admissible à partir des essais de pénétration  
dynamique ..... 29**

**V.3.2.2. Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire  
(méthode « c-  $\phi$  »)..... 29**

**V.3.2.2.1. Pour une semelle carrée.....30**

**V.3.2.2.2. Pour une semelle filante.....30**

**V.4. Calcul des tassements à partir des résultats de l'essai œdométrique.....32**

**V.5. Vérification de la stabilité du système de fondation.....34**  
**Exemple de calcul des charges Semelle S 1..... 34**

**Chapitre VI : modélisation d'interaction sol structure avec Plaxis 2D**

**VI.1. Introduction ..... 39**  
**VI.2. Présentation du logiciel PLAXIS 2D..... 39**  
**VI.3. La démarche de modélisation avec Plaxis 2D ..... 39**  
    **VI.3.1. Géométrie ..... 40**  
    **VI.3.2. Conditions aux limites..... 40**  
    **VI.3.3. Définition des paramètres des matériaux..... 40**  
    **VI.3.4. Génération du maillage..... 41**  
    **VI.3.5. Les conditions initiales ..... 41**  
    **VI.3.6. Phase de calcul ..... 42**  
    **VI.3.7. Visualisation des résultats..... 42**  
**VI.4. Conclusion ..... 45**

**Conclusion générale et recommandations..... 46**

**Références bibliographique**

**Liste des figures**

**Liste des photos**

**Liste des tableaux**

**Annexes**

**Résumé :**

Le problème d'évaluation de la capacité portante et des tassements est largement étudié en tenant compte des différents paramètres géométriques et physico-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 et tassements est très large. Ce travail vise d'une part en l'estimation numérique de la capacité portante et des tassements pour des fondations filantes et carrée sous charge verticale centrée, en utilisant d'une part les formules classiques de calcul, et d'autre part en utilisant le code Plaxis 2D afin d'estimer les déformations, et enfin la comparaison de ces résultats.

**Mots clés :** Capacité portante, tassement, Plaxis 2D, contrainte admissible, fondation.



## ملخص:

إن مشكل تقييم قدرة الاحتمال و التراص يدرس على نطاق واسع مع الأخذ بعين الاعتبار مختلف المعايير الهندسية و المادية و الميكانيكية. و تستند الحسابات على طريقة التوازن، طريقة خط الانزلاق و طريقة التحليل. و على الرغم من الاختلاف بين هذه الطرق، إلا أن نتائج الاحتمال و التراص تكون متقاربة. هذا العمل يأخذ بعين الاعتبار التقدير الكمي للاحتمال و التراص بالنسبة للأساسات الطويلة و المربعة تحت ضغط عمودي مركزي، باستعمال العلاقات الكلاسيكية للحساب من جهة، و نظام Plaxis 2D من جهة أخرى بغية تقدير التشوهات، و في الختام مقارنة النتائج.

# **INTRODUCTION GENERALE ET PROBLEMATIQUE**

## **Introduction générale et problématique**

Tous les sols se déforment sous les charges qui leur sont appliquées, avec des amplitudes qui peuvent aller de quelques millimètres à quelques mètres. La prévision de ces déplacements est demandée par des normes de calcul, pour vérifier qu'ils seront acceptables par les ouvrages à construire.

L'amplitude des déformations du sol dépend de la nature et de l'état du sol et des charges appliquées. Ces charges sont limitées par les conditions de stabilité qu'il faut respecter lors de la conception des ouvrages. En pratique, les fondations superficielles de bâtiments sont construites sur des sols relativement résistants et subissent des déformations faibles, que l'on peut habituellement estimer par un calcul classique.

La méthode des éléments finis peut être utilisée pour étudier les configurations géométriques des fondations, la résolution pratique des problèmes d'interaction sol-fondation-structure, et notamment le calcul des déplacements des fondations superficielles.

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.

C'est dans cette perspective que s'inscrit notre problématique et nos objectifs. En effet, la modélisation par éléments finie (Plaxis 2D), permettrait avec précision d'estimer les déformations (tassements) sous fondation et on définir la géométrie optimale des semelles.

*CHAPITRE I :*

# ***GENERALITES***

### I.1. Situation géographique

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

Notre site d'étude fait partie de la "ferme Chahid Adouane Ali» dans le "POS N° 01", il est situé à l'Est de la ville de Jijel sur une distance d'environ 3 km en allant vers El Milia (Fig. I.1). C'est un terrain partiellement occupé qui s'étale sur une surface d'environ 115 hectares.

Les limites du POS sont comme suit :

- au Nord la route nationale N°43 ;
- au Sud Koudiet Khrouba et Djamaa Z'Biria ;
- à l'Est Djamaa Sidi el Trach ;
- à l'Ouest El AKabi ;

Le POS N°01 rentre dans le cadre de l'extension Est de la ville de Jijel.

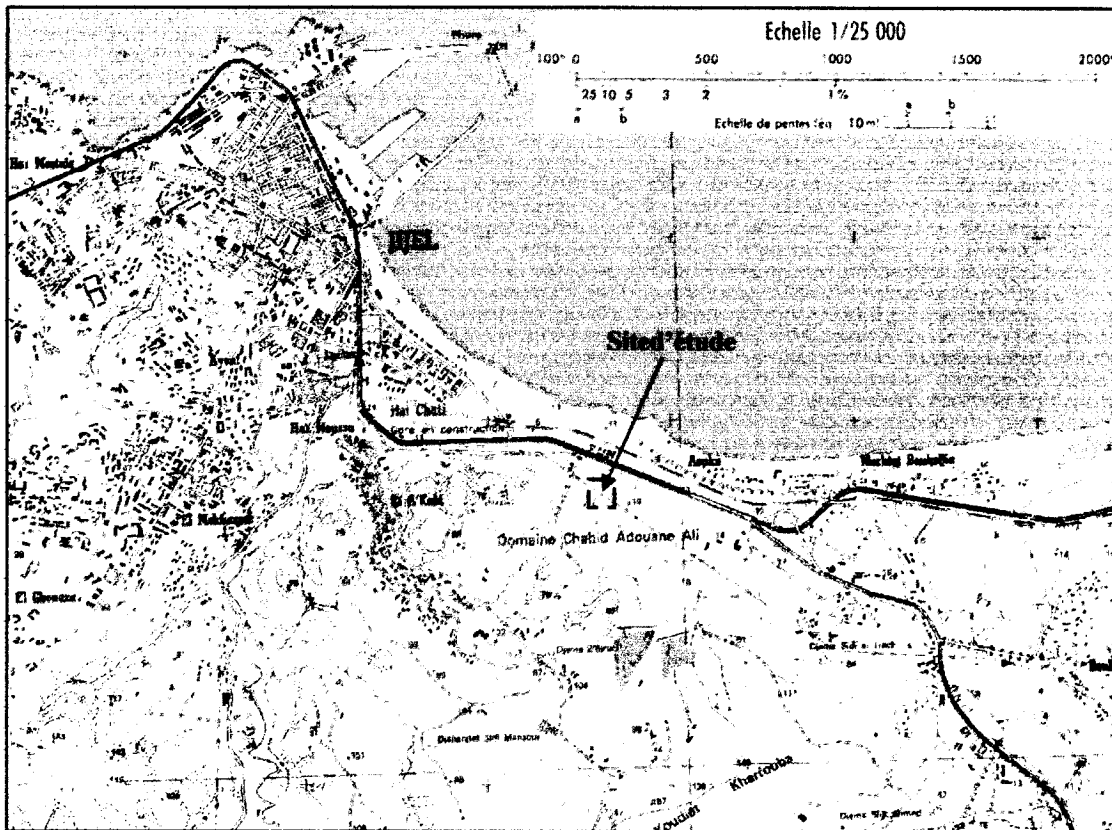


Fig. I.1. : Plan de situation géographique du site étudié (entrée Est de la ville de Jijel)  
(Extrait de la carte Djidjelli N° 7).

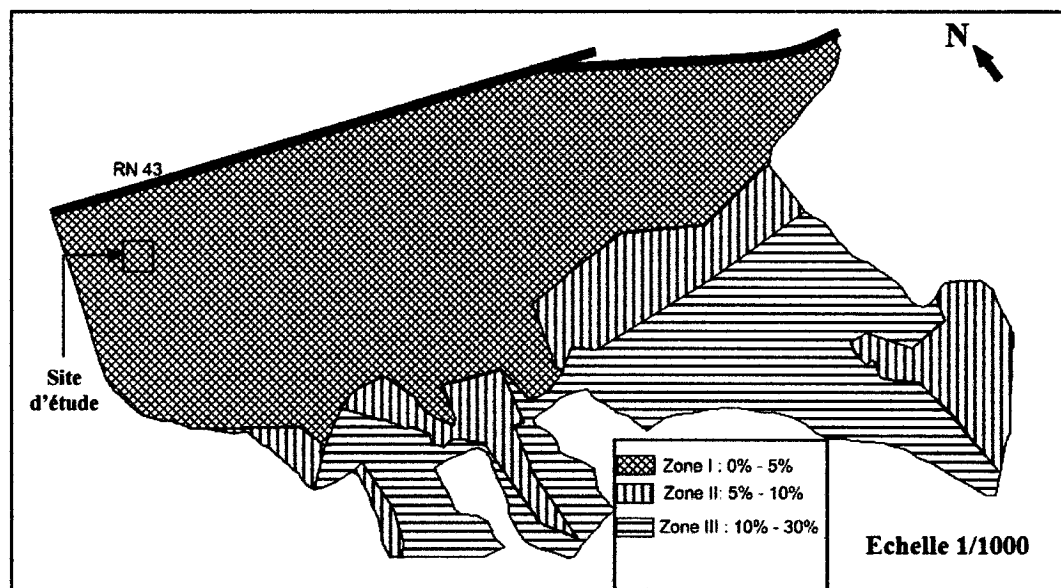
### I.2. Aperçu géomorphologique

Le site étudié (extension Est de la ville de Jijel) fait partie des plaines côtières de la région de Jijel. La topographie est sub-plane au niveau de la plaine de la "ferme Adouane Ali" et

augmente progressivement vers le sud. La plaine est située au nord de la ville de Jijel, le long de la bande littorale

Sur un fond topographique de 1/1000, le laboratoire L.N.H.Ca établi une carte des pentes (Fig. I.2), trois grandes zones ont été définies (Les valeurs des pentes exprimées en pourcent):

- Zone I: de 0.00% à 5 %
- Zone II: de 05.00% à 10 %
- Zone III: de 10.00% à 30 %



**Fig. I.2. :** Carte des pentes du POS N°01, entrée est de la ville de Jijel  
(Laboratoire L.N.H.C, Modifié)

On remarque qu'il y a une brusque variation de la valeur de la pente entre la partie Sud et la partie Nord du site d'étude.

### I.3. Aperçu climatique

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 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

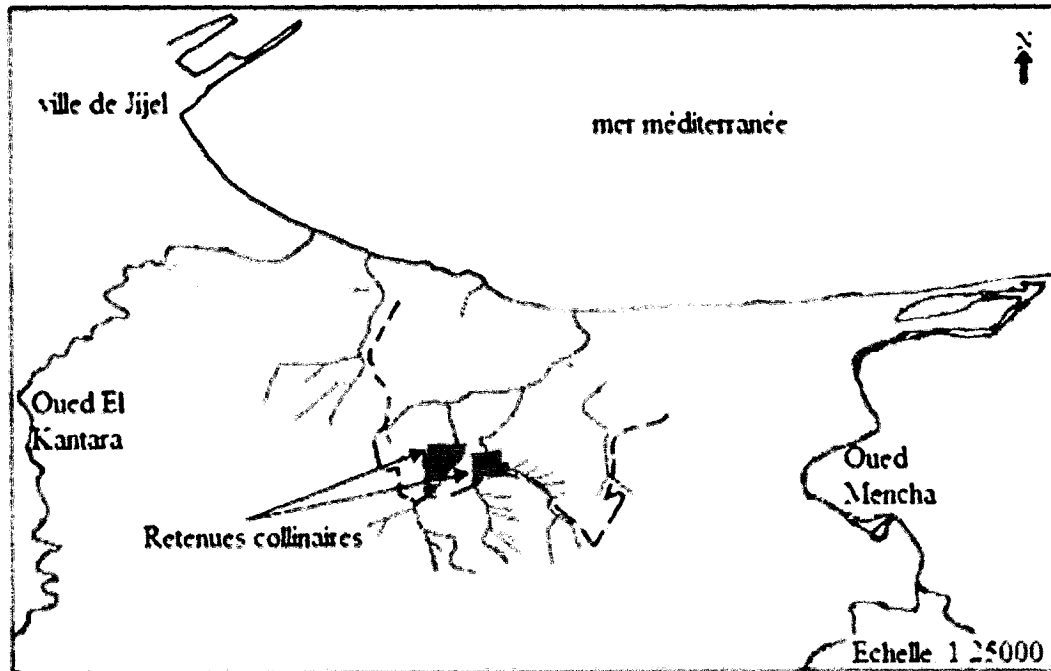
Le site étudié est presque nu, la couverture végétale est presque inexistante. La plaine est utilisée pour les agricultures.

### I.5. Hydrographie

À partir de la carte hydrographique, on remarque que la région de Jijel est parcourue par une multitude d'Oueds (réseau très dense).

Notre site d'étude est traversé du Sud au Nord par de nombreux talwegs ou Chaâbat, ces derniers sont par fois très profonds.

Deux retenues collinaires situées au Sud de notre site d'étude, ont été installées aux chemins des talwegs et piègent les eaux qui ruissellent (**Fig. I.3**).



**Fig. I.3:**Réseau hydrographique du site d'étude  
(N. Ammari, et I. Fenghour, 2009 (modifiée))

### I.6. Aperçu sismique

D'après le RPA 99, le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante:

- Zone 0: zone de sismicité négligeable.
- Zone I: zone de sismicité faible.
- Zone II a et II b : zone de sismicité moyenne.
- Zone III: zone de sismicité élevée.

D'après la carte de zoning sismique du territoire national la région de Jijel est classée dans la zone II a dite de sismicité moyenne (**Figure I.4**).

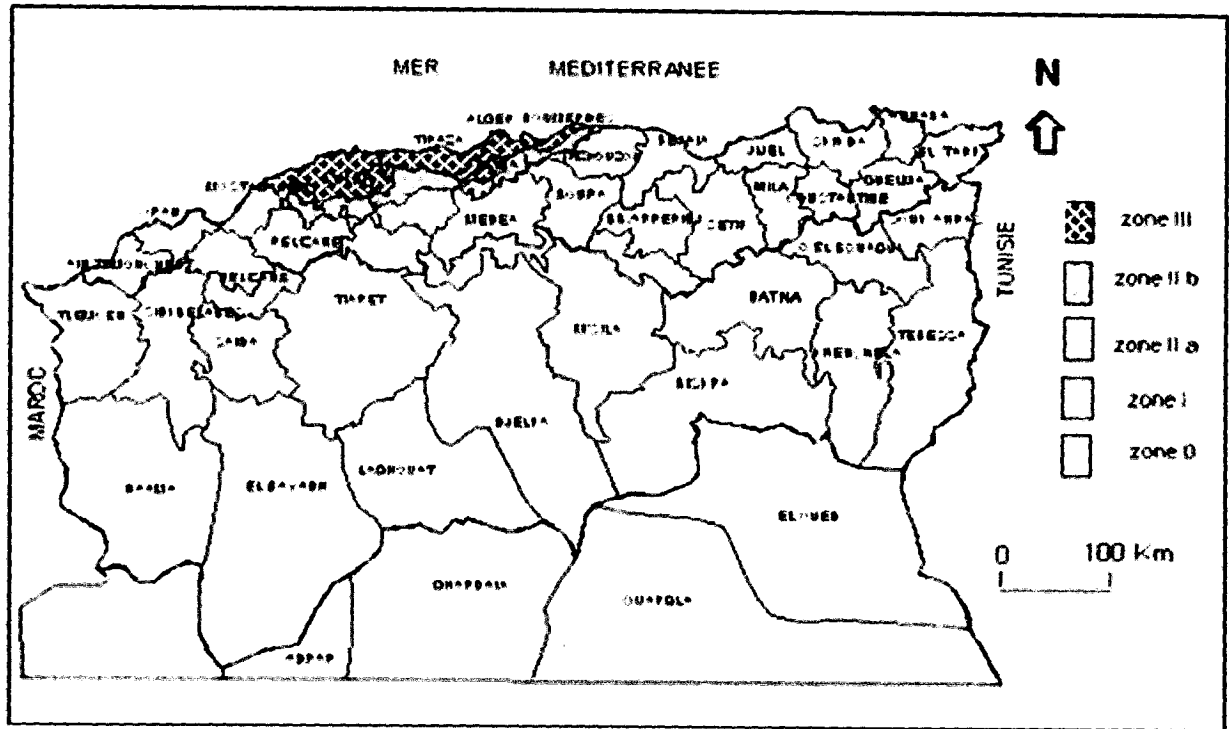


Figure I.4 : Carte sismique de l'Algérie selon les R.P.A version 2003 (C.G.S)



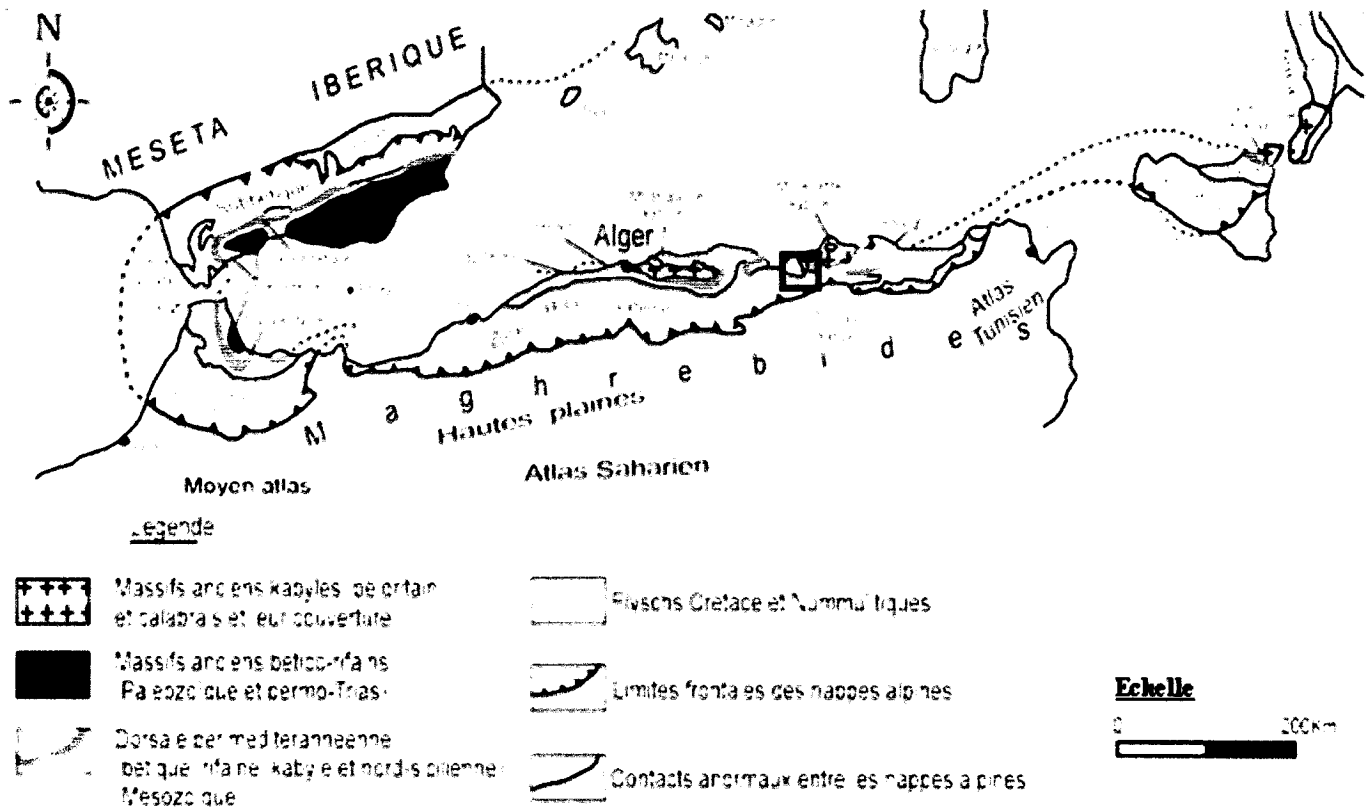
**CHAPITRE II :**

**CADRE GEOLOGIQUE  
REGIONAL**

**II.1. Introduction**

La région de Jijel appartient au massif de la Petite Kabylie occidentale.

En Algérie, le massif de la Petite Kabylie dont fait partie la région étudiée occupe une position septentrionale dans le domaine interne de la chaîne Alpine (*W. Wildi, 1983*). Il s'étend sur plus de 150 Km, le long du littoral Algérien (figure II.1.). Il est limité à l'Ouest par la chaîne des Babors, et l'Est par le massif de l'Edough, avec une extension Nord-Sud sur plus de 50 Km.



**Fig.II.1 :** Configuration des grands domaines de l’orogène alpin en méditerranée occidentale, modifié par *H.Djellit, 1987* d’après [*D. Delga, 1969*]

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 repose en discordance la nappe numidienne, et les formations post-nappes.

## II.2. Les grands ensembles géologiques du massif de la Petite Kabylie

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

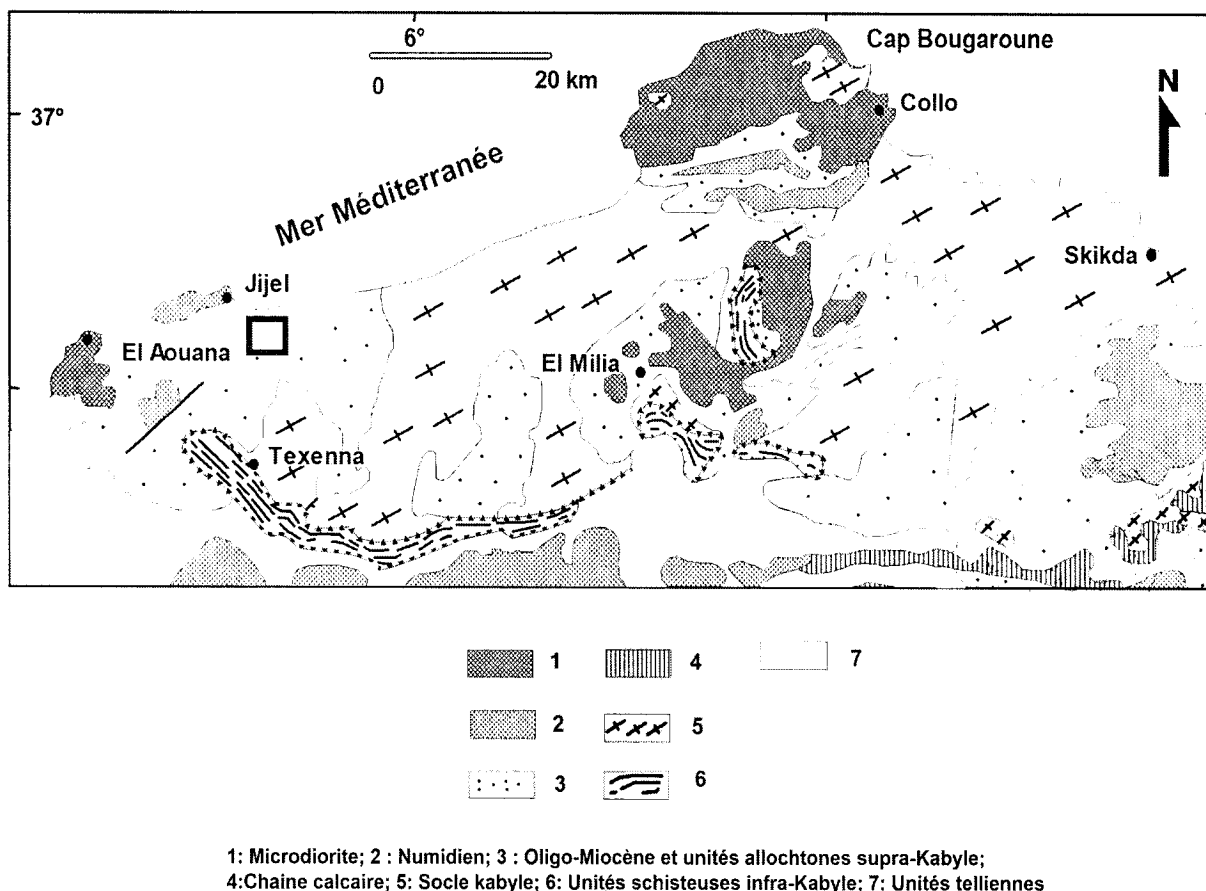


Fig. II.2 : Esquisse géologique de la Petite Kabylie (Andrieux et Djellit, 1989).

### II.2.1. Le socle Kabyle

Constitué par des formations cristallophylliennes Anté-triasiques charriées vers le sud sur les terrains Mésozoïques et Paléogènes (D. Delga, 1955; J.P. Bouillin, 1977; J.P. 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 (D. Delga, 1955).
- Un ensemble inférieur constitué de gneiss à intercalation de marbres et d'amphibolites (J.P. Bouillin, 1977).

En Petite Kabylie les formations cristallophylliennes du socle Kabyle sont largement charriées vers le Sud sur les formations de type flyschs et les formations telliennes (D. Delga, 1955; J.P. Bouillin, 1977).

### II.2.2. La dorsale kabyle (chaîne calcaire) :

La dorsale Kabyle marque la limite entre le socle Kabyle au Nord et les zones telliennes plus externes au Sud. Elle occupe les extrémités méridionales du socle Kabyle, et montre des termes allant du Permo-Trias à l'Eocène. Les séries qu'elle présente permettent de la subdiviser en trois sous unités (*D. Delga, 1969, J.F. Raoult, 1974, J.M. Villa, 1980 et Lahondère, 1987*), qui sont du Nord au Sud :

### II.2.2.1. La dorsale interne

Elle comporte des séries allant du Permo-Trias au Néocomien. Ces séries sont représentées par des calcaires néritiques massifs riches en microfaune benthiques (Algues et Foraminifères) qui atteignent le sommet du lutétien (*J.F. Raoult 1969,1974*).

### II.2.2.2. La dorsale médiane

Elle est caractérisée surtout par la constance des dépôts marneux à microfaunes pélagiques du Turonien au Lutétien inférieur, et par une lacune des termes du Crétacé moyen.

### II.2.2.3. La dorsale externe

Elle est caractérisée par des séries détritiques peu épaisses et lacuneuses. Elle comporte des calcaires silicifiés, surmontés par des conglomérats du Campanien qui les recouvrent en discordance.

Ces derniers soulignent une intense érosion Sénonienne. Les dépôts de la dorsale externe s'étalent jusqu'au Lutétien. La dorsale externe repose en contact anormal sur les flyschs (*J.P. Bouillin 1970*).

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 dépends des calcschistes et calcaires micritiques.

## II.2.3. Les formations de l'Oligo-Miocène Kabyle et les Olistostromes

### II.2.3.1. 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 silexites à radiolaires et diatomées. (*D. Delga, 1955*) d'âge Oligocène supérieur à Aquitanien.

### II.2.3.2. Les Olistostromes

Ce sont des formations tectono-sédimentaires synchro nappes de blocs et klippes de flysch dans des passées de grés-micacées. L'âge de ces formations est supposé Aquitanien à Burdigalien inférieur probable (*J.P. Bouillin et J.F Raoult, 1971 ; J.P. Bouillin et Al, 1973 et J.P Bouillin, 1977*).

#### II.2.4. Le Nummulitique

Formations grés-micacées d'âge Priabonien (Eocène supérieur) à Oligocène supérieur, qui constitue la couverture de la chaîne calcaire (dorsale Kabyle) et du flysch maurétanien. (*J.P. Bouillin, 1977 ; J.F. Raoult 1979*).

#### II.2.5. Les formations de type 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 (*J.P. Bouillin et Al, 1969*).

En Algérie, ces formations occupent une position allochtone, d'âge Crétacé à Eocène. Elles sont classiquement subdivisées en :

##### II.2.5.1. Le flysch Maurétanien

Comporte des terrains allant du Néocomien au Lutétien ; il comporte de bas en haut (*J.F. 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 (*J.P. 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.2.5.2. Le flysch Massylien

Le terme de flysch Massylien a été proposé par *J.P. Raoult (1969)*, pour caractériser les formations détritiques schisto-quartzitiques. Ce flysch comporte une série allant du Néocomien au Lutétien terminal et regroupe trois ensembles qui sont du bas en haut :

- Des argiles et grés quartzitiques, des grés légèrement calcaireux et localement des niveaux conglomératiques de l'Albo-Aptien.
- Des marnes et calcaires fins du Vraconien, des microbrèches et des conglomérats du Sénonien inférieur et moyen auxquels sont associées des phtanites noires.
- Des bancs calcaires à microfaunes pélagiques du Turonien-Cénomaniens. Il est caractérisé par des schistes, des grés quartzitiques surmontée par des microbrèches à éléments calcaires et à ciment pélélique et des marnes, allant du Néocomien à l'Albien supérieur (*J.P. Raoult, 1969*).

##### II.2.5.3. Le flysch numidien

Dans l'édifice structural de la Petite Kabylie, le flysch numidien occupe la position la plus haute de l'édifice Alpin. Il est composé de trois termes qui sont en continuité stratigraphique (fig.II.3) :

- Un terme de base comportant des argiles sous numidiennes.
- Un terme médian formé de grès numidien a grains hétérométriques.
- Un terme supérieur comportant des argiles supra numidiennes de couleurs verdâtre à rouge sombre.

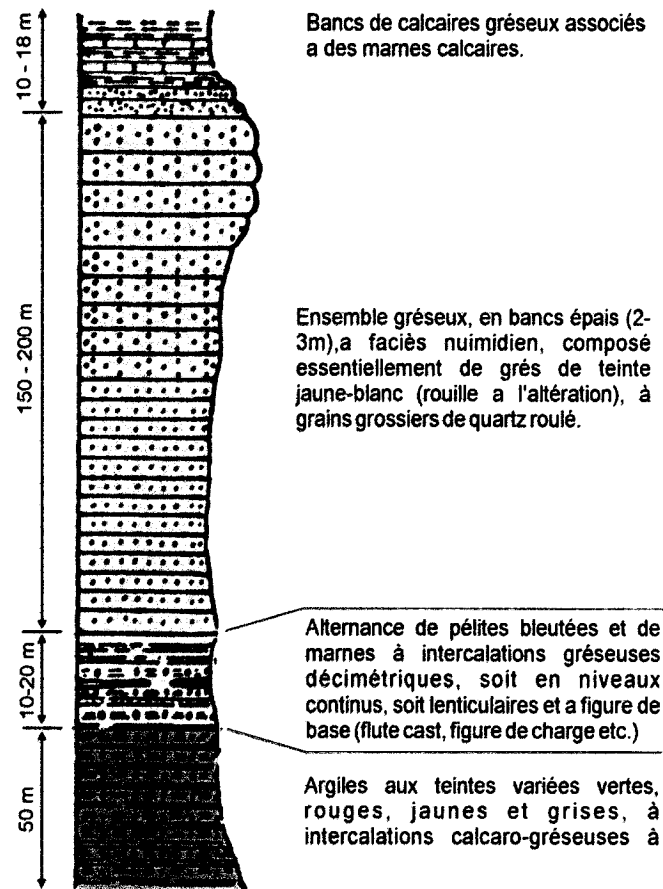


Fig.II.3 : Colonne lithologique du flysch Numidien (d'après *H. Djellit, 1987*)

#### II.2.5.4. Les formations telliennes

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

Les séries telliennes sont constituées par un empilement de trois grandes séries qui sont d'après *J.M. Villa, 1980* du Nord au sud :

- **Une série Ultra-tellienne** : Cette série comporte les formations marneuses et marno-calcaires d'âge Crétacé à Eocène (*J.M. Villa, 1980*).

- **Une série Méso-tellienne :** Cette série correspond aux formations carbonatées du Jurassique, elle est considérée comme la couverture de la plate forme constantinoise (*J.M. Vila, 1980*).
- **Une série Péni-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.2.5.5. Les formations post nappes

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

##### ➤ 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.

##### ➤ 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.2.5.6. Les roches magmatiques

Les roches magmatiques de la Petite Kabylie sont principalement représentées par :

- des roches basiques et ultrabasiques (péridotites, gabbros, diorites, microdiorites et dolorites) de Texenna et du Cap Bougaroun.
- des roches volcaniques (rhyolites, trachytes, andésites, dacites, rhyodacites, pyroclastites) dans la région de Cavallo, Cap de fer, et Collo.
- des roches granitiques (granites, microgranites, et grano-diorites) dans la région d'El-Milia, et Collo. Ces roches granitiques résultant d'un épisode magmatique miocène sont une particularité de la partie orientale de la Petite Kabylie (*M. Roubaut, 1934 ; C. Robin, 1970 ; B. Semroud, 1971 ; J. Fougnot, 1990 ; A. Ouabadi, 1994*).

#### II.2.5.7. Les formations quaternaires

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

##### ➤ 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.

### ➤ 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 Kabylie :

La structure de la petite kabylie 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 *J. 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 symmétamorphique 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 suture 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 symmétamorphique dans ces deux flysch empêche de les enraciner dans la suture sud-Kabyle. Leur patrie 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 partie au cours du Tortonien.

Les grandes familles de failles affectant la petite Kabylie occidentale d'après le *CRAAG, 1971*, sont :

##### 1) Failles Nord Est - Sud Ouest :

La région de Jijel, au Nord comme au Sud présente cet alignement de failles :

- L'alignement Nord, part de Jijel, traverse Kherrata et va jusqu'à l'Ouest de Bougâa (Bibans). On peut compter 8 foyers de séismes.
- L'alignement Sud quant à lui part du Sud de Jijel pour disparaître à l'Est de Bougâa, ce dernier comptabilise 03 foyers.

##### 2) Failles Nord Ouest- Sud Est :

Le Nord - Ouest de la carte de la figure II.6 est par excellence, la région où l'on remarque un réseau très développé de failles. Cette direction privilégiée réapparaît du côté Sud-Ouest aux environs de Bougâa et Ain Roua. Ailleurs, dans la carte, cette même famille de failles existe, elle est moins dense et présente des failles de moindre importance que celles des environs de Jijel et de Bougâa.



### 3) Failles Est- Ouest :

Un axe passant par le Nord de Ziamma Mansouriah (mer) et s'étalant jusqu'au Sud de Jijel semble s'aligner sur l'axe très net Est - Ouest qui passe par Kherrata et où les foyers longent le tracé des fronts de charriages de la région.

Au Sud de Kherrata, l'axe Bougâa/Ain Roua présente ce même alignement (Est- Ouest) ; la carte ne mentionne aucun foyer.

### 4) Failles Nord -Sud :

La zone des Bibans (Ain Roua et Amoucha) est la seule à présenter discrètement cet alignement. Kherrata et Ziamma Mansouriah situées au Nord sont dans le prolongement immédiat de ce réseau de failles.

La structure d'ensemble au niveau de la petite Kabylie occidentale et l'ensemble des unités qui les composent (Fig II.4) peuvent être schématisées par une coupe Nord Sud (bassin Néogène de Jijel au Nord jusqu'à Djebel Tamesguida au Sud).

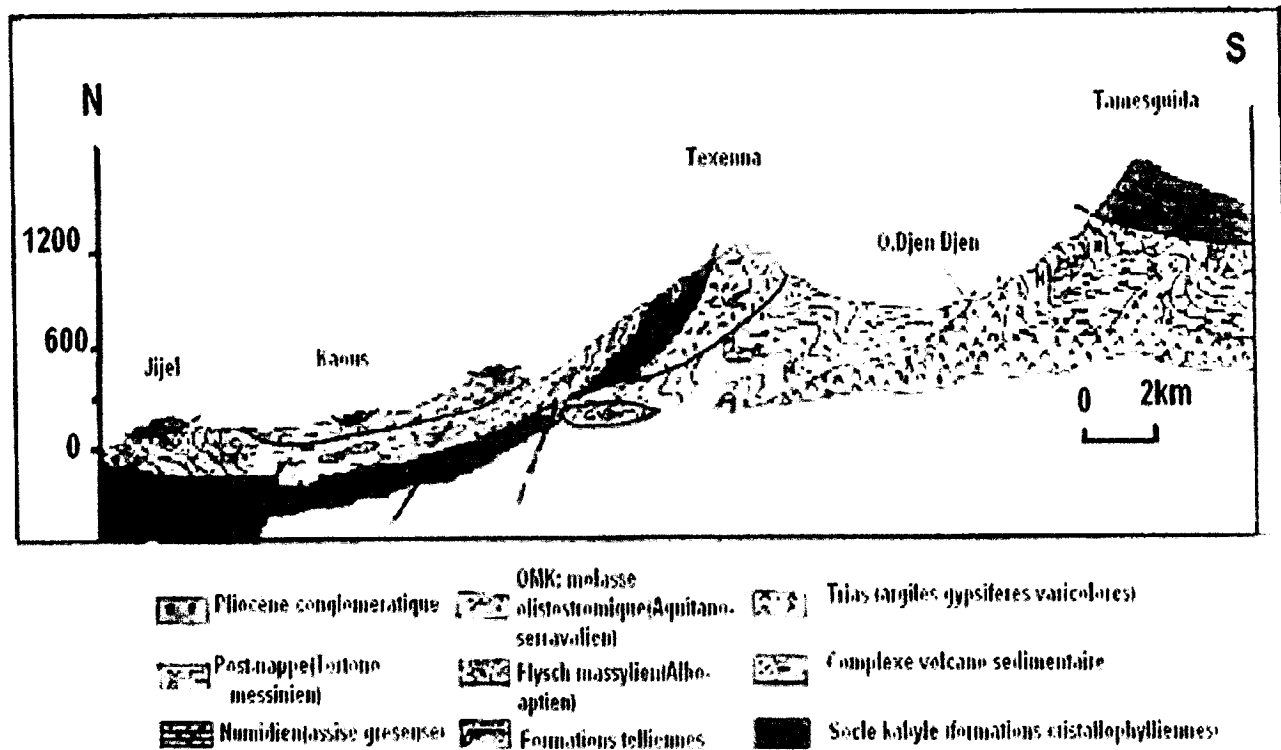


Fig. II.4 : Coupe géologique N-S de la région de Jijel allant du bassin néogène de Jijel jusqu'au Djebel Tamesguida (Y. Rouikha 2008)

**Chapitre III :**

# **Cadre géologique local**

### **III.1. Introduction**

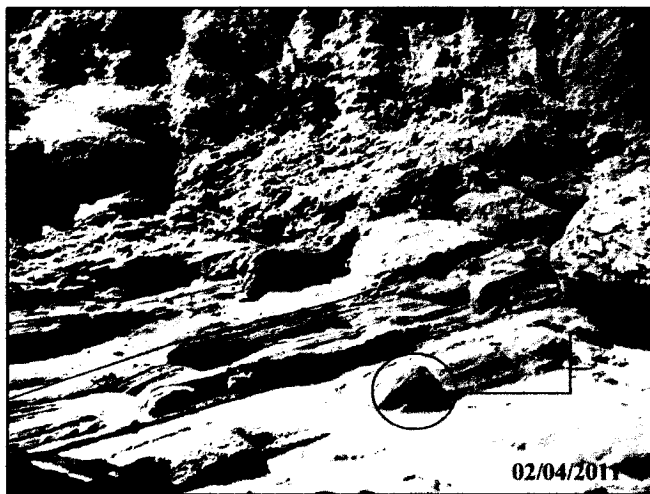
L'entrée Est de la ville de Jijel où se situe le POS N°1 "ferme Adouane Ali "; dont le nouveau siège de la direction de transport de la wilaya de Jijel fait partie, est une partie du bassin Néogène de Jijel. Ce bassin formant une vaste dépression comblée par des dépôts Mio-Plio-Quaternaire est bordé au Nord par la mer méditerranée, au Sud par les massifs montagneux des Beni-Khettab-TeXenna, à l'Est par l'arête montagneux de Béni-Afeur-Sedat et à l'Ouest par les massifs montagneux de Bouhanch-El-Aouana.

### **III.2. Principales formations géologiques du secteur étudié**

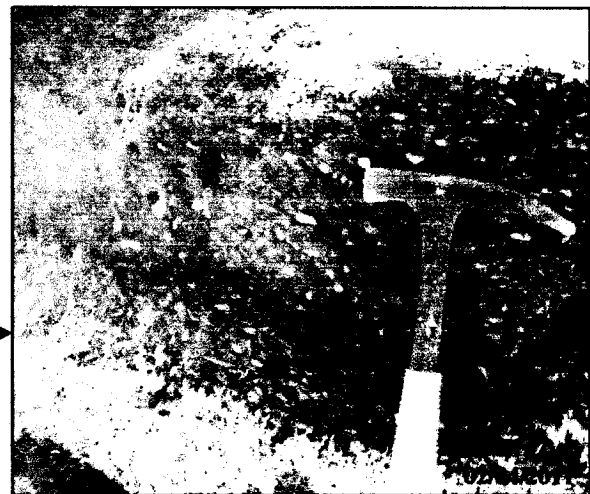
Les principales formations rencontrées dans le site peuvent être résumées comme suit :

#### **III.2.1. L'Oligo-Miocène-Kabyle (O.M.K)**

L'Oligo-Miocène-Kabyle est essentiellement constitué par une série molassique composée de corps olistostromiques de nature et de taille variée. On rencontre ces formations directement vers le Nord-Ouest du site étudié au niveau de la plage (3<sup>ème</sup> KM), formant le littoral rocheux. Elles sont représentées par une alternance de grés et de marnes, avec une orientation variable N70° à N80°E et un pendage compris entre 50° à 60° SSE (photo III.1). Les bancs de grés sont épais et réguliers (décimétrique à métrique), ce sont des grés quartzeux à granulométrie hétérométrique, présentant parfois des passés conglomératiques polygéniques remaniant divers débris (photo III.2).



**Photo III.1 :** Alternance de grés avec les niveaux marneux (OMK).



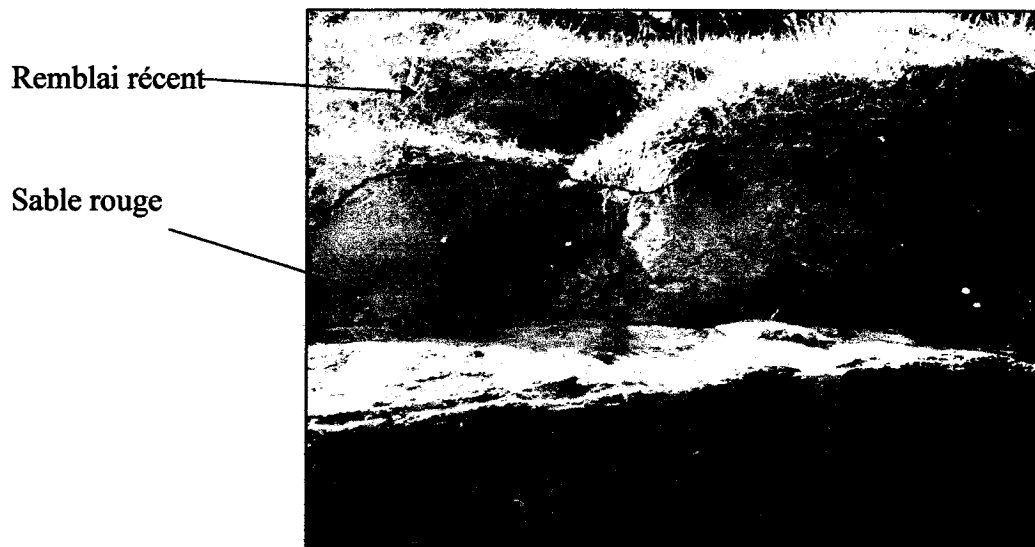
**Photo III.2:** Grés quartzeux à passés conglomératiques.

Cette formation présente par endroit une altération en boule qui laisse apparaitre un débit en boules essentiellement dû aux eaux marines (photo III.3). Les niveaux marneux sont de couleur grise bleutée, centimétrique à décimétrique indurée, très vulnérable à l'érosion.



**Photo III.3** : Débit en boules des grès dus à l'altération.

Cette alternance garde la même orientation, et se prolonge dans la mer. Elle est surmontée du côté continental par des argiles et des sables limoneux rougeâtres (sable dunaire) de recouvrement ainsi que des remblais récents d'âge Quaternaire (photo III.4).



**Photo III.4** : Sables limoneux rougeâtres (sable dunaire) de recouvrement.

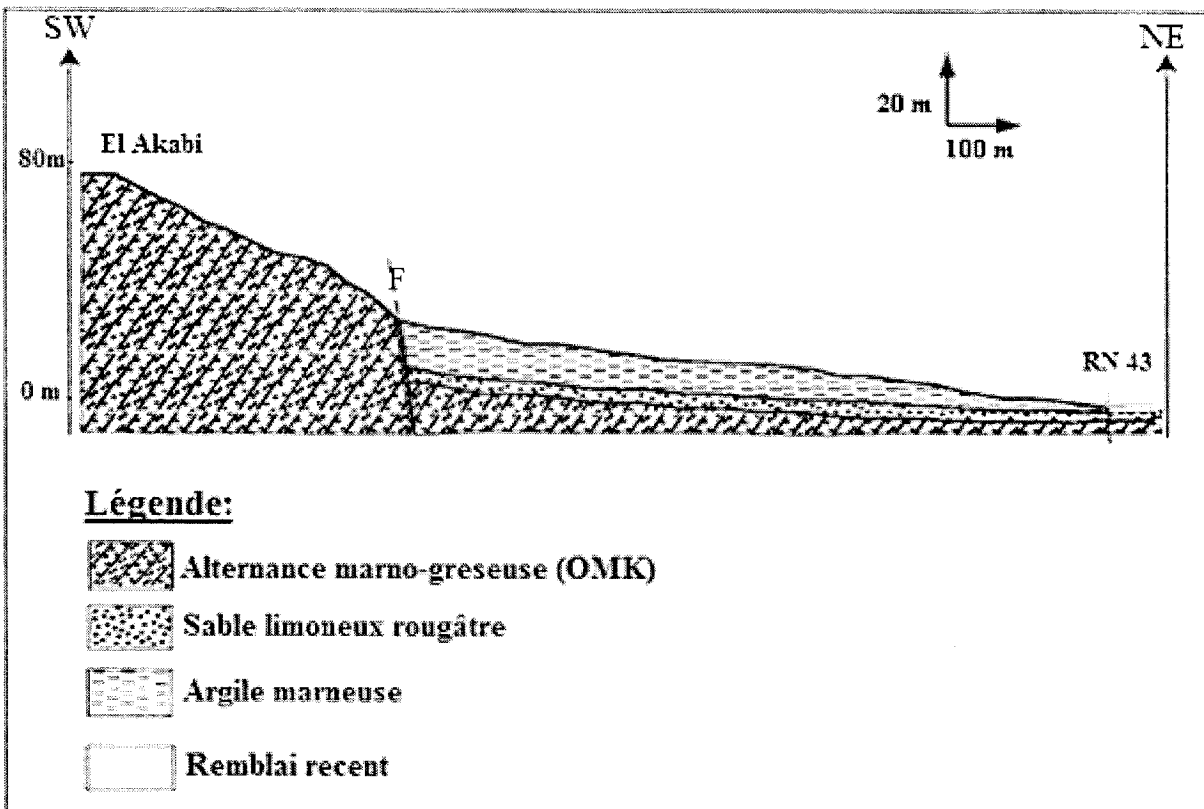
Vers le sud de cet affleurement, les formations de l'OMK apparaissent de nouveau au niveau du projet 140 logements de l'agence foncière d'El Aouana et au-dessous de la maison de culture où on rencontre une alternance marno-gréseuse.

Les bancs de grès qui forment l'alternance se caractérisent par une épaisseur variée centimétrique à décimétrique présentant une granulométrie fine, de couleur jaunâtre et rougeâtre rouille à l'altération et à cassure jaunâtre. Les niveaux marneux sont de couleur grisâtre à bleuâtre, d'où on constate la prédominance des niveaux gréseux (photo III.5).

Les observations de terrain nous ont permis de tracer deux coupes géologiques synthétiques (Fig. III.1, III.2), mettant en évidence un réseau de faille d'orientation NS et EW affectant le secteur d'étude.

Une grande faille de direction NS forme la limite Ouest du POS N°1, celle-ci est matérialisée par un talweg qui empreinte son tracé.

Une autre faille de direction EW, sensiblement parallèle à la RN 43 forme la limite Nord du secteur d'étude.



**Fig. III. 1 :** Coupe géologique (NE-SW) au niveau du site étudié

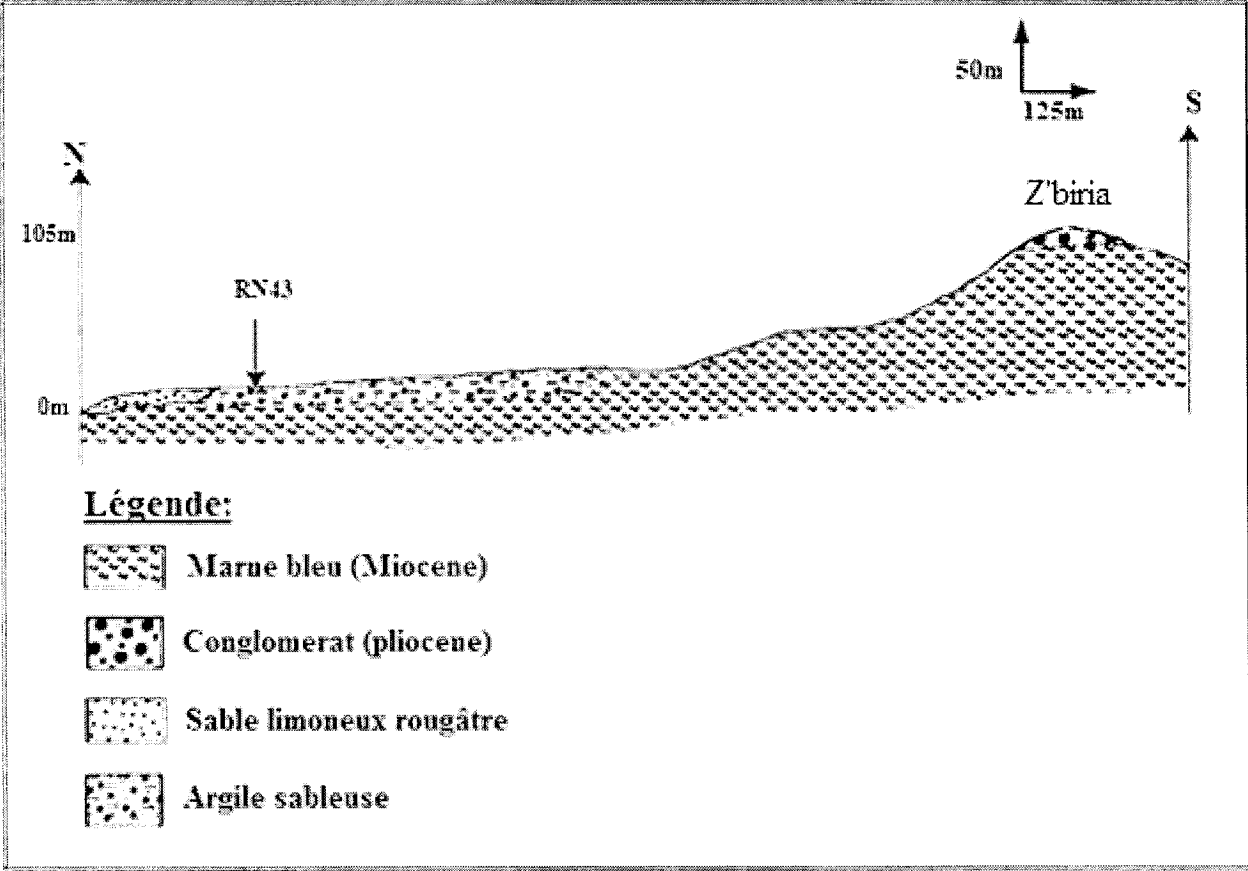


Fig. III. 2 : Coupe géologique (N-S) au niveau du site étudié

## 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 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

L'objet de l'étude de sol est précisément de fournir aux constructeurs, les caractéristiques des sols dans l'emprise du projet afin de permettre le calcul des éléments de l'ouvrage par application des lois de la mécanique des sols.

## IV.2. Programmes de reconnaissances 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.2.1. Les moyens de reconnaissances in situ

Une campagne de reconnaissance par essais in situ a été menée dans le site devant recevoir la future direction de transport de la wilaya de Jijel par le laboratoire Aiche Géo-Sol, de telle 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 in situ effectués sur le site.

**Tableau IV.1 : Les essais in situ**

Type d'essai	Nombre d'essai
Sondage carotté	03
Essai de pénétration dynamique	04

#### IV.2.1.1. Les sondages mécaniques

L'investigation par sondages mécaniques constitue une étape très importante dans n'importe quelle étude géotechnique, ils sont également destinés à :

- Etablir une coupe lithologique de prospection constituée de terrains traversés, donc donner une bonne identification des sols en profondeur.

- Prélever des échantillons de sol intacts ou remaniés destinés aux essais de laboratoire.
- Réaliser des essais in situ (préssiométrique, inclinométriques, piézométriques...etc.) ou de diagraphies.
- Repérer les zones de faiblesse ainsi que les traces de cisaillement dans les matériaux cohérents.

Dans le cas de notre site la profondeur d'investigation par sondage a été poussée jusqu'à 08 m de profondeur (fonction de la construction à projeter R+3). La lithologie des terrains traversés est représentée au niveau des tableaux ci-dessous.

**Tableau IV.2 : Sondage carotté n° 01**

Profondeur (en m)	Nature de sol
0.0 – 0.6	Limon
0.6 – 4.5	Argile sableuse
4.5 – 6.5	Sable argileux
6.5 – 8.0	Sable

**Tableau IV.3: Sondage carotté n° 02**

Profondeur (en m)	Nature de sol
0.0 – 0.5	Limon argileux
0.5 – 4.0	Argile sableuse
4.0 – 5.8	Sable argileux
5.8 – 8.0	Sable

**Tableau IV.4 : Sondage carotté n° 03**

Profondeur (en m)	Nature de sol
0.0 – 0.7	Limon argileux
0.7 – 4.5	Argile sableuse
4.5 – 5.5	Sable argileux
5.5 – 8.0	Sable

L'interprétation des profils géologiques (voir annexe) montre que la lithologie du terrain est pratiquement homogène sur l'ensemble de l'assiette d'implantation. La formation de base est représentée par une succession de couche à savoir :

- Une argile sableuse d'épaisseur allant jusqu'à 04 m
- Un sable argileux avec une épaisseur maximale de 02 m
- Et enfin du sable franc jaunâtre à rougeâtre

Cette formation est recouverte par une mince couche de limon, sur une épaisseur qui ne dépasse pas le seuil de 01 m.

Les coupes géologiques 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.1**). 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.



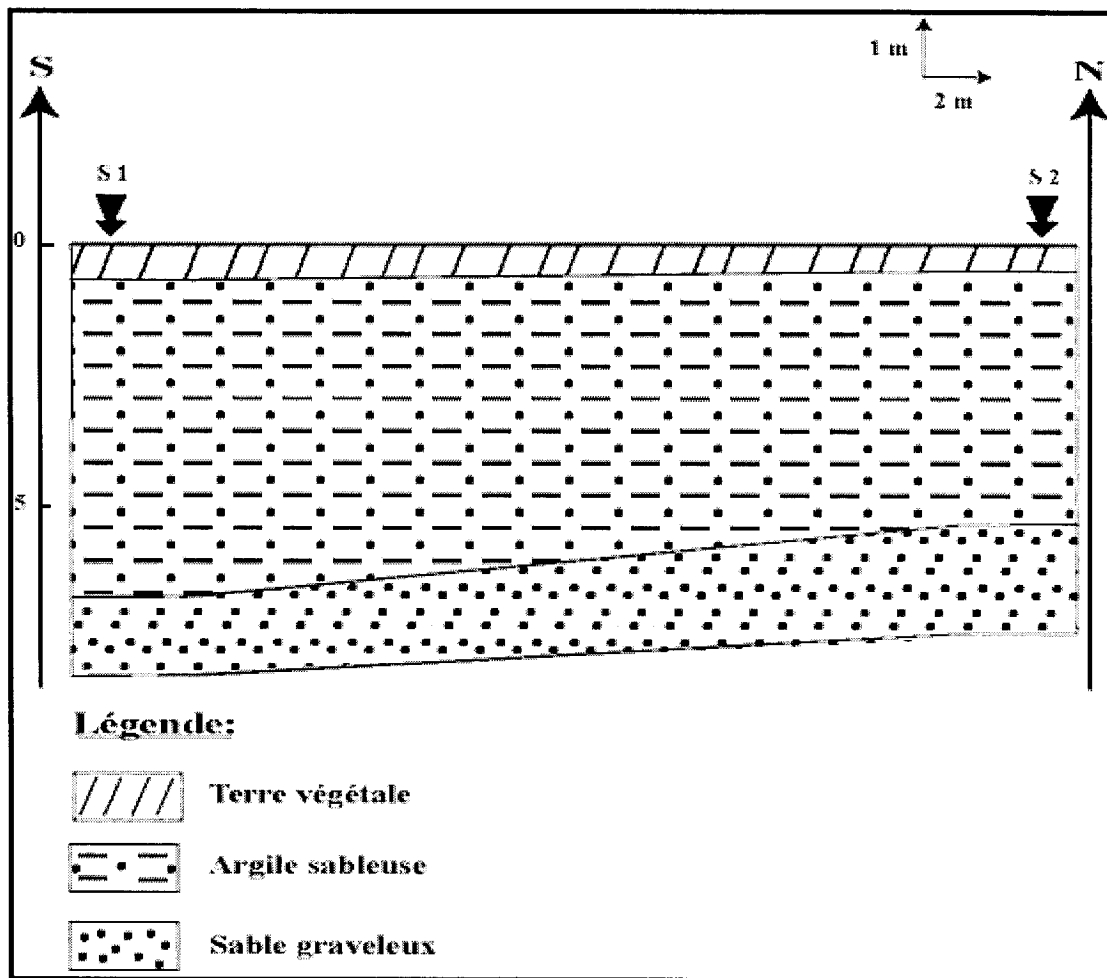


Fig. IV.1 : Coupe géotechnique N-S réalisée au niveau du site

#### IV.2.1.2. Essai de pénétromètre dynamique

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 :

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

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.

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  $[N/m^2, \text{Pascals}]$   
 $m$  est la masse du mouton en  $[Kg]$   
 $g$  est l'accélération de la pesanteur en  $[m/s^2]$   
 $H$  est la hauteur de chute libre en  $[m]$   
 $A$  est l'air de la section droite de la pointe en  $[m^2]$   
 $e$  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).

La reconnaissance dans le cas de la direction de transport est réalisée par quatre (04) essais pénétrométriques, ils ont été poussés jusqu'à 10m de profondeur à défaut de refus (voir diagrammes pénétrométriques Annexes ).Le tableau ci-dessous présente la cote de refus et les valeurs de variation de  $R_d$  en fonction de la profondeur pour chaque essai :

**Tableau IV.5 : Résultats des essais de pénétration dynamique**

N° d'essai	Profondeur en m	$R_d$ en bars	Côte de refus en m	Formation	Appréciation
1	0.0 – 0.6	10	9.0	Limon	Lâche
	0.6 – 4.5	30 – 120		Argile sableuse	Moyenne
	4.5 – 6.5	150 – 220		Sable argileux	Forte
	6.5 - 8.0	> 400		Sable	Très forte
2	0.0 – 0.7	18	10	Limon	Lâche
	0.7 – 4.5	30 – 150		Argile sableuse	Moyenne
	4.5 – 5.5	150 – 186		Sable argileux	Forte
	5.5 - 8.0	> 400		Sable	Très forte
3	0.0 – 0.7	30	9.4	Limon	Lâche
	0.7 – 4.5	60 – 120		Argile sableuse	Moyenne
	4.5 – 5.5	120 – 180		Sable argileux	Forte
	5.5 - 8.0	> 400		Sable	Très forte
4	0.0 – 0.7	25	9.2	Limon	Lâche
	0.7 – 4.5	30 – 108		Argile sableuse	Moyenne
	4.5 – 5.5	120 – 210		Sable argileux	Forte
	5.5 - 8.0	> 400		Sable	Très forte

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 comprises entre 9 et 10 m, ceci est du à la forte compacité des formations sableuses révélées dans les sondages.
- L'allure des diagrammes (voir annexe) qui apparaît à peu près identique, présente une forme vallonnée 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 10 bars dans la formation de surface qui est les dépôts limoneux, puis elle augmente en atteignant des grandeurs qui varie entre 46 et 120 bars, ces valeurs qui sont qualifiées comme moyenne sont révélée dans la formation en place qui est l'argile sableuse, puis elles atteignent des seuils très élevées qui se terminent par des refus dépassant largement les 400 bars, ces valeurs correspondent à la formation sableuse.

#### IV.2.2. 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
- L'essai de cisaillement (Boite de CASAGRANDE)
- L'essai Œdométrique
- Analyse chimique

##### IV.2.2.1. Les propriétés physiques

Les essais de laboratoires réalisés sur les échantillons prélevés ont permis de déterminer les caractéristiques physiques suivantes :

- Sur les échantillons testés, la teneur en eau se tient dans une fourchette entre 16% et 22% (sol légèrement humide) et un degré de saturation qui varie de 80 à 90%, ce qui dénote que le sol se trouve dans un état hydrique naturel humide, mais loin de la saturation totale. *Philipponnat, G. & Bertrand, H. (2003)*
- Les valeurs des densités sèches sont globalement proches, et varient entre 1.5 et 1.6 t/m<sup>3</sup>. Les densités humides sont respectivement de l'ordre de 1.9 à 2 t/m<sup>3</sup>, caractérisant un sol moyennement dense.
- L'analyse granulométrique effectuée sur les argiles sableuses a montré une fraction de fines (éléments < à 0.08mm) supérieur à 70% (voir courbes en annexe). Une telle proportion indique qu'on est en présence d'un sol fin.

##### IV.2.2.1. Les propriétés mécaniques

###### IV.2.2.1.1. Essai de cisaillement rectiligne à la boite

Dans notre cas d'étude, les essais réalisés sont de nature UU (non drainé non consolidé), ils sont réalisés sur l'argile sableuse à une profondeur comprise entre 3.0 et 4.0 m (voir sondages

en annexe). Les valeurs du couple de cohésion  $C_{uu}$  et de l'angle de frottement  $\varphi_{uu}$  obtenu sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.6** : Résultats des essais de cisaillement rectiligne à la boîte.

N° Sondage	$\varphi$ (°)	C (bars)
01	11.03	0.33
02	8.11	0.42
03	10.18	0.36

Les valeurs de la cohésion  $C_{uu}$  obtenues sont moyennes, elles varient de 0,33 à 0,42 bars, et l'angle de frottements  $\varphi_{uu}$  sont compris entre 8 et 11° caractérisant les argiles sableuses.

Dans l'ensemble ces résultats caractérisent un sol moyennement frottant.

#### IV.2.2.1.2. Essai de compressibilité à l'œdomètre

Les résultats des essais œdométriques obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous : **Tableau IV.7**: Résultats des essais œdométriques.

N° Sondage	Pc (bars)	Cc (%)	Cg (%)	Cs (%)
<b>01</b>	1.67	9.05	2.38	1.00
<b>02</b>	1.70	17.34	2.69	0.33
<b>03</b>	2.44	12.82	3.00	1.00

A partir de tableau précédant on a :

- Pression de consolidation (Pc) :  $1.67 < P_c < 2.44$  bars
- Le coefficient de gonflement (Cg) :  $2.38 < C_g < 3.00\%$
- L'indice de compressibilité (Cc) :  $9.05 < C_c < 17.34 \%$
- Indice de gonflement (Cs) :  $0.33 < C_s < 1.0 \%$

Ces valeurs caractérisent un sol (argile sableuse):

- Surconsolidé où  $P'_c > \sigma'_o$
- Non gonflants avec un  $C_g < 0.05$ . (*J.P. Magnan ; 2001*).
- Moyennement compressible.

#### IV.2.2.1.3. Analyse chimique

Les résultats des analyses chimiques, effectuées sur des échantillons prélevés, sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 : Résultats d'analyses chimiques

Résultats exprimés en pourcentage (%) de poids					
Sondage N°	Profondeur (m)	Sulfates $So_4^-$	Carbonates $CaCo_3$	Chlorures $Cl^-$ Solubles dans l'eau	Gypses $CaSo_4.2H_2O$
S1	1.00-1.5	néants	16.7	83.2	néants
S2	1.0-1.5	néants	15.4	84.5	néants
S3	2.0-2.5	néants	19.8	80.1	néants

Les analyses chimiques ont décelés une présence de carbonates comprises entre 15 et 19 %, de plus ont dénote aucune présence de sulfates. Cependant le sol ne présente aucune agressivité, d'où l'utilisation d'un ciment normal (CPJ 42.5) peut convenir pour la confection de béton de fondation.

### IV.3. 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 permet de déceler trois couches à savoir une couche d'argile sableuse d'épaisseur allant jusqu'à 04 m, un sable argileux avec une épaisseur maximale de 02 m et enfin du sable franc jaunâtre à rougeâtre. L'ensemble est recouvert par une mince couche de limon, sur une épaisseur qui ne dépasse pas le seuil de 01 m
- 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 comprises entre 9 et 10 m.
  - les valeurs de  $Rd$  sont plus élevées au niveau de la formation sableuse, elle dépasse largement les 400 bars, elle est moyenne dans la formation d'argiles sableuse ( $Rd = 46 - 120 bars$ ), et très lâche ( $Rd = 15 bars$ ) dans les dépôts limoneux.
- la teneur en eau se tient dans une fourchette entre 16% et 22% (sol légèrement humide) et un degré de saturation qui varie de 80 à 90%, ce qui dénote que le sol se trouve dans un état hydrique naturel humide, mais loin de la saturation totale (saturation partielle).
- Les valeurs des densités sèches sont globalement proches, et varient entre 1.5 et 1.6  $t/m^3$ . Les densités humides sont respectivement de l'ordre de 1.9 à 2  $t/m^3$ , caractérisant un sol moyennement dense.
- L'analyse granulométrique effectuée sur les argiles sableuses a montré une fraction de fines (éléments < à 0.08mm) supérieur à 70% (voir courbes en annexe). Une telle proportion indique qu'on est en présence d'un sol fin.

- les sols constituant le site d'étude (argile sableuse) sont surconsolidés où  $\sigma'_c > \sigma'_o$ , non gonflants avec un  $C_g < 0.05$  et moyennement compressibles avec un indice de compressibilité compris entre  $0.05 < C_c < 17.34$  %.
- Les valeurs de la cohésion  $C_u$  sont moyennes de 0,33 à 0,42 bars pour les argiles sableuses. Les angles de frottements  $\phi_u$  varient de 8 et 11° caractérisant un sol moyennement frottant (caractéristiques intrinsèques assez faibles).
- Les analyses chimiques ont détecté une présence de carbonates comprises entre 15 et 19 %, de plus on ne détecte aucune présence de sulfates. Cependant le sol ne présente aucune agressivité, d'où l'utilisation d'un ciment normal (CPJ 42.5) peut convenir pour 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.1) :

- 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.

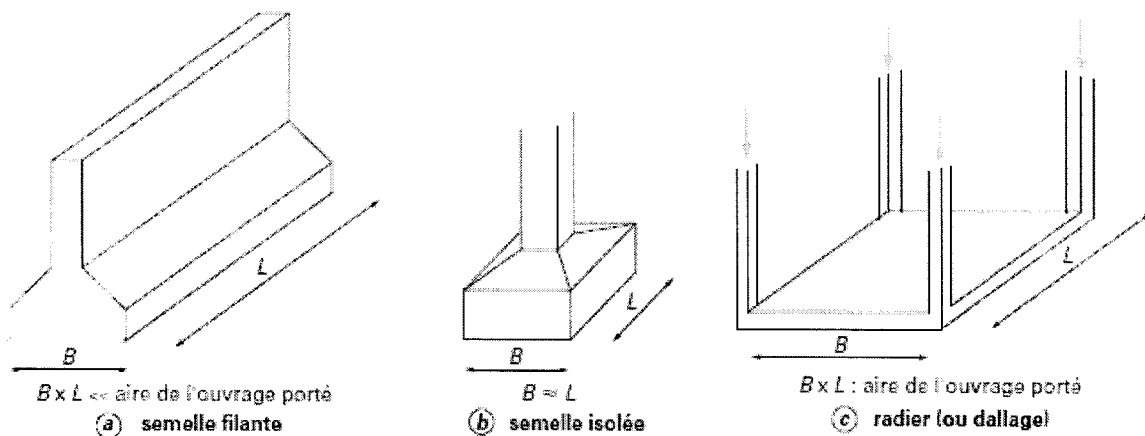


Fig. V. 1 : Les différents types de fondations superficielles (R. FRANK, 2003)

## 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 delà 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.2).

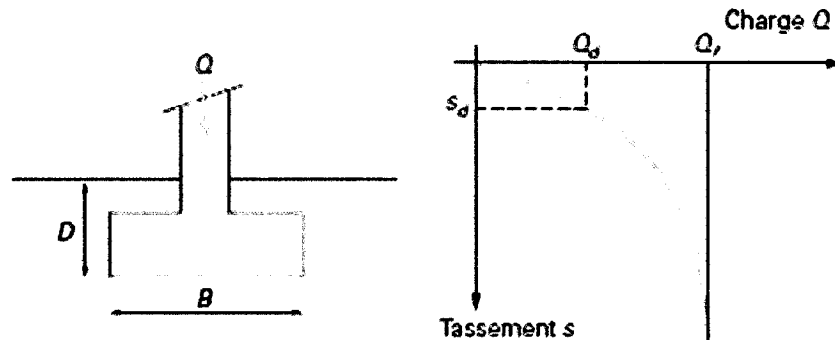


Fig. V. 2 : Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle

### 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, ont permis de mettre en évidence un mécanisme de rupture, schématiser à la figure V.3.

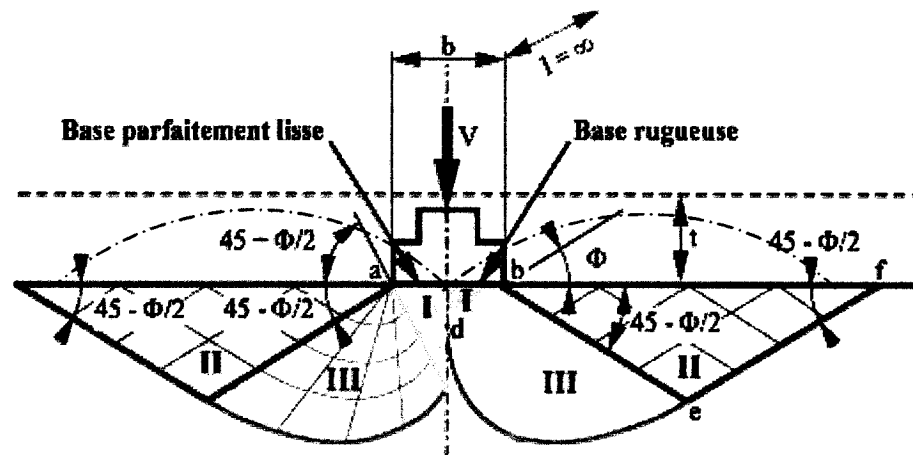


Fig. V. 3 : Mécanisme typique de rupture du sol sous une semelle continue

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-coulomb.

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

#### 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/m<sup>2</sup>)  
 $R_d$  : Résistance dynamique de pointe (KN/m<sup>2</sup>), 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 suivant :

**Tableau V. 1** : Calcul de la contrainte admissible à partir des résultats de l'essai du pénétromètre dynamique

Ancre	Qad (Bars)			
	1.50 m	2.00 m	2.50 m	3.00 m
Essai N°				
P 01	1.7	4.6	6.0	5.4
P02	1.2	4.2	7.2	6.9
P 03	1.5	5.9	6.7	5.4
P 04	1.8	5.4	5.8	5.0

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

Le calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir de c et  $\phi$  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 ( $\phi_u$ ) par l'application des formules suivantes (C.Venkatramaiah, 2006) :

## V.3.2.2.1. Pour une semelle carrée

- Charge initiale critique Pcr1

$$P_{cr1} = \frac{\pi(c \cdot \cot g\varphi + \gamma D)}{\cot g\varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma D$$

- 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

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

## V.3.2.2.2. Pour une semelle Filante

- Charge initiale critique Pcr1

$$P_{cr1} = \frac{\pi(c \cdot \cot g\varphi + \gamma D)}{\cot g\varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma D$$

- 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

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

Avec :

$\varphi$  : angle de frottement en degrés

$\gamma$  : poids volumique du sol en [KN/m<sup>3</sup>]

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/m<sup>2</sup>]

$N_c$ ,  $N_q$  et  $N_\gamma$  : facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne  $\varphi$  du sol sous la base de la fondation.

$F_s$  : coefficient de sécurité ( $F_s = 3$ ).

**Tableau V.2:** extrait du *D.T.U* 13.12 regroupe les valeurs des facteurs de portances en fonction de ( $\phi$ ).

$\phi^\circ$	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$	$\phi^\circ$	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$
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				

Le tableau V. 03 ci-dessous présente les caractéristiques géotechniques :  $C$ ,  $\phi$ ,  $\gamma$  et les facteurs de portance ( $N_\gamma$ ,  $N_q$ ,  $N_c$ ) correspondant à chaque sondage pris en considération dans le calcul :

**Tableau V. 3 :** Paramètres géotechniques utilisés pour le calcul de la capacité portante ( $C$ ,  $\phi$ ,  $\gamma$ ,  $N_q$ ,  $N_c$ ,  $N_\gamma$ ).

Sondage N°	Cohésion en $\text{KN/m}^2$	Angle de frottement en $^\circ$	Masse volumique en $\text{KN/m}^3$	Facteurs de portance		
				$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$
SC1	0,33	11,03	19,00	1,20	2,71	8,80
SC2	0,42	08,11	19,00	0,63	2,141	7,71
SC3	0,36	10,18	19,00	1,03	2,52	8,49

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

**Tableau V. 4 :** Calcul de la charge initiale critique, charge limite critique et la contrainte admissible à partir des résultats des essais de laboratoire.

N° Sondage	Type de fondation	Contrainte (KN/m <sup>2</sup> )			Contrainte (KN/m <sup>2</sup> )			Contrainte (KN/m <sup>2</sup> )		
		2,00			2,50			3,00		
		Pcr1	Pcr2	Qad	Pcr1	Pcr2	Qad	Pcr1	Pcr2	Qad
SC1	Filante	211,46	404,78	<b>211,18</b>	228,90	430,53	<b>175,18</b>	246,35	456,27	<b>190,09</b>
	Carrée		460,58	<b>178,86</b>		486,33	<b>193,78</b>		512,07	<b>208,69</b>
SC2	Filante	224,94	414,16	<b>163,39</b>	239,77	434,50	<b>176,50</b>	254,61	454,83	<b>189,61</b>
	Carrée		474,73	<b>183,58</b>		495,07	<b>196,69</b>		515,41	<b>209,80</b>
SC3	Filante	217,30	416,08	<b>164,03</b>	233,94	440,02	<b>178,34</b>	250,58	463,96	<b>192,65</b>
	Carrée		470,36	<b>182,12</b>		494,30	<b>196,43</b>		518,24	<b>210,75</b>

A partir des résultats trouvés, on constate que la contrainte admissible « q<sub>ad</sub> » est toujours inférieure à la charge initiale critique « Pcr1 » et la charge limite critique « Pcr2 ».

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

Le tableau ci-dessous présente les calculs finaux des contraintes admissibles et des ancrages pour l'ensemble du site.

**Tableau V. 5 :** Résultats finals de calcul des contraintes admissibles, type de fondation et des ancrages à prendre en considération

Type de fondation	Contrainte admissible en (bars)		
B =1,0 m	Ancrage en m		
	2,00	2,50	3,00
Filante	1,80	1,77	1,91
Carrée	1,82	1,96	2,10

En vue des résultats trouvés et pour des raisons technico-économique, on recommande de fonder l'ouvrage sur des semelles superficielles de type carrée de largeur B = 1,0 m, un encastrement de 2.0 m et une contrainte admissible de 1,82 bars.

**V.4. Calcul des tassements à partir des 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 :

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

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 [ $t/m^2$ ]
- $C_c$  : indice de compression en [%]
- $e_0$  : indice des vides initial correspond à  $\sigma_{v0}$ .
- $\Delta\sigma'_{v0}$  : 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 (1.0 x 10) et une semelle carrée (1.5 x 1.5) sont reportés respectivement dans le tableau V. 10 et V. 11 ci-dessous:

**Tableau V. 6 :** Résultats de calcul des tassements pour le cas d'une semelle filante de dimension ( 1.0 x 10)

N° Sondage	$e_0$	$C_c$	H en cm	Z en cm	q ou $\Delta\sigma'$ en $Kg/cm^2$	$\sigma'_{v0}$ en $Kg/cm^2$	$\Delta\sigma'_z$ en $Kg/cm^2$	$H.Cc/(1+e_0)$	$\frac{(\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_z)/\sigma'_{v0}}$	$\frac{Lg(\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_z)/\sigma'_{v0}}$	Soed en cm
01	0,5130	9,05	600	650	1,82	0,805	0,147	35,89	1,18	0,07	2,62
02	0,5710	17,34	500	550	1,82	0,895	0,181	55,19	1,20	0,08	4,41
03	0,5190	12,82	500	550	1,82	0,895	0,181	42,20	1,20	0,08	3,37
<b>Tassement Moy =</b>											<b>3,46</b>

**Tableau V. 7 :** Résultats de calcul des tassements pour le cas d'une semelle carrée de dimension (1.5 x 1.5).

N° Sondage	$e_0$	$C_c$	H en cm	Z en cm	q ou $\Delta\sigma'$ en $Kg/cm^2$	$\sigma'_{v0}$ en $Kg/cm^2$	$\Delta\sigma'_z$ en $Kg/cm^2$	$H.Cc/(1+e_0)$	$\frac{(\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_z)/\sigma'_{v0}}$	$\frac{Lg(\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_z)/\sigma'_{v0}}$	Soed en cm
01	0,5130	9,05	600	650	1,82	0,805	0,064	35,89	1,08	0,03	1,19
02	0,5710	17,34	500	550	1,82	0,895	0,084	55,19	1,09	0,04	2,14
03	0,5190	12,82	500	550	1,82	0,895	0,084	42,20	1,09	0,04	1,64
<b>Tassement Moy =</b>											<b>1,66</b>

A partir des résultats de calculs des tassements pour les deux semelles proposées, à savoir la semelle filante et carrée, on peut conclure que les tassements finals sont très admissibles avec une valeur moyenne de 1.66 cm pour la semelle carrée, et une valeur moyenne de 3.46 cm pour la semelle filante.

Néanmoins, et en vue des résultats de tassements trouvés, on recommande de fonder l'ouvrage sur des semelles superficielles de type carrée de largeur  $B = 1,5$  m, un encastrement de 2.0 m et une contrainte admissible de 1,82 bars.

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

Afin de pouvoir vérifier le système de fondation final adopté au niveau du projet de construction de la nouvelle direction des transports de la wilaya de Jijel, on a essayé de vérifier la stabilité des semelles pour deux profils (Profil AA et BB) en respectant les démarches suivantes :

1. calcul des charges totales au droit de chaque semelle.
2. calcul de la contrainte transmise au sol, en fonction des charges totales appliquées "q" et de la section de la semelle.
3. comparer la charge totale "q" (superstructure + infrastructure) à la contrainte admissible du sol  $q_{ad}$ , la stabilité de la semelle est vérifiée si  $q < q_{ad}$ .
4. enfin estimation des tassements au droit de chaque semelle.

⚡ Le calcul des charges totales au droit de chaque semelle est faite en prenant en considération une masse volumique  $\bar{\alpha}_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$  et  $\bar{\alpha}_{\text{sol}} = 18 \text{ KN/m}^3$ , un exemple de calcul des différentes charges est illustré ci-dessous pour la semelle S 1.

#### Exemple de calcul des charges

##### Semelle S 1

Surface de la semelle	= $2.00 \times 2.00 = 4.00 \text{ m}^2$
Superstructure	= 549,36 KN (voir décente de charge annexe d'après CTC-Est)
Poids propre de la semelle	= $25 \times 4.00 \times 0.5 = 50.00 \text{ KN}$
Poids des avants poteaux	= $25 \times 0.4 \times 0.4 \times 1.50 = 6.00 \text{ KN}$
Poids des terres sur débord extérieur	= $(4.00) - (0.4 \times 0.4) \times 1.5 \times 18 = 103.68 \text{ KN}$
Totales des charges	= $549.36 + 50.00 + 6.00 + 103.68 = 709.04 \text{ KN}$
Contrainte au sol "q"	= $709.04 / 4.00 = 177.26 \text{ KN/m}^2 = 1.77 \text{ bars}$
Contrainte admissible du sol "q <sub>ad</sub> "	= 1.82 bars

Le résultat de calcul pour l'ensemble des semelles pour le profil AA est récapitulé dans le tableau V. 13 ci-dessous :

**Tableau V. 8 :** Résultats de calcul des charges totales au niveau de chaque semelle et détermination de la contrainte au sol pour le profil AA.

	Système de fondation adopté																	
	S 2		S 1'		S 1'		S 1		S 1		S 3'		S 1'		S 1		S 3	
	B	L	B	L	B	L	B	L	B	L	B	L	B	L	B	L	B	L
	1,80	1,80	2,20	2,20	2,20	2,20	2,00	2,00	2,00	2,00	1,80	3,00	2,20	2,20	2,00	2,00	1,80	3,00
Surface de la semelle en m <sup>2</sup>	3,24		4,84		4,84		4,00		4,00		5,40		4,84		4,00		5,40	
Superstructure en KN	470,88		588,60		608,22		549,36		549,36		833,85		608,22		559,17		735,75	
Poids propre de la semelle en KN	40,50		60,50		60,50		50,00		50,00		81,00		60,50		50,00		81,00	
Poids des poteaux en KN	6,00		6,00		6,00		6,00		6,00		11,20		6,00		6,00		11,20	
Poids des terres sur débord extérieur en KN	83,16		126,36		126,36		103,68		103,68		128,02		126,36		103,68		128,02	
Totales des charges en KN	600,54		781,46		801,08		709,04		709,04		1054,07		801,08		718,85		955,97	
Contrainte au sol en bars	1,85		1,61		1,66		1,77		1,77		1,95		1,66		1,80		1,77	
Contrainte admissible en bars	1,82		1,82		1,82		1,82		1,82		1,82		1,82		1,82		1,82	

D'après les résultats de calcul, on constate que la condition de stabilité est vérifiée pour l'ensemble des semelles ( $q < q_{ad}$ ), par contre pour les deux semelles (S 2 et S3') elle n'est pas vérifiée ( $q > q_{ad}$ ).

Donc pour assurer la stabilité de l'ensemble de la structure, on recommande d'augmenter la surface des semelles (S 2 et S3'). Alors pour S 2 (1.80 : 1.80), elle devient (1.80 : 2.00) et pour la semelle S 3' (1.80 : 3.00) elle devient (2.00 : 3.00). Les résultats de vérification des charges au niveau des nouvelles semelles (S 2 et S3'), sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :



**Tableau V. 9 :** Résultats de vérification de calcul des charges totales au niveau de la semelle S 2 et S 3' (après modification) et détermination de la contrainte au sol pour le profil AA.

	Système de fondation adopté			
	S 2		S 3'	
	B	L	B	L
	1,80	2,00	2,00	3,00
Surface de la semelle en m <sup>2</sup>	3,60		6,00	
Superstructure en KN	470,88		833,85	
Poids propre de la semelle en KN	45,00		90,00	
Poids des poteaux en KN	6,00		11,20	
Poids des terres sur débord extérieur en KN	92,88		143,14	
Totales des charges en KN	614,76		1078,19	
Contrainte au sol en bars	1,71		1,80	
Contrainte admissible en bars	1,82		1,82	

Après modification des sections des deux semelles, on constate que la stabilité des deux semelles est assurée avec ( $q < q_{adm}$ ).

**Tableau V. 10 :** Résultats de calcul des charges totales au niveau de chaque semelle et détermination de la contrainte au sol avant et après pour le profil BB.

	Système de fondation adopté								Système de fondation corrigé							
	S 2		S 1		S 1		S 2		S 2		S 1		S 1		S 2	
	B	L	B	L	B	L	B	L	B	L	B	L	B	L	B	L
	1,80	1,80	2,20	2,20	2,20	2,20	1,80	1,80	2,00	2,00	2,10	2,10	2,10	2,10	2,00	2,00
Surface de la semelle en m <sup>2</sup>	3,24		4,00		4,00		3,24		4,00		4,41		4,41		4,00	
Superstructure en KN	540,00		608,00		608,00		540,00		540,00		608,00		608,00		540,00	
Poids propre de la semelle en KN	40,50		50,00		50,00		40,50		50,00		55,13		55,13		50,00	
Poids des poteaux en KN	6,00		6,00		6,00		6,00		6,00		6,00		6,00		6,00	
Poids des terres sur débord extérieur en KN	83,16		103,68		103,68		83,16		103,68		114,75		114,75		103,68	
Totales des charges en KN	669,66		767,68		767,68		669,66		699,68		783,88		783,88		699,68	
Contrainte au sol en bars	2,07		1,92		1,92		2,07		1,75		1,78		1,78		1,75	
Contrainte admissible en bars	1,82		1,82		1,82		1,82		1,82		1,82		1,82		1,82	

D'après les résultats de calcul, on constate que la condition de stabilité des semelles pour le profil BB n'est pas assurée avec ( $q > q_{adm}$ ), d'où on recommande d'augmenter la surface des semelles d'après le tableau ci-dessus. Les résultats de vérification des charges au niveau des nouvelles semelles (S 1 et S 2), sont concluants et vérifient la stabilité des semelles.

‡ Le calcul des tassements sous chaque semelle a été estimé à partir de l'essai œdométrique, par la formule suivante :

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

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  $\sigma_{v0}$ .
- $\Delta\sigma'_{v0}$  : 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 :

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

Avec :

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

**Tableau V. 11** : Résultats de calcul des tassements au droit de chaque semelle pour le profil AA.

N° Semelle	B en cm	L en cm	q ou $\sigma'_0$ en $Kg/cm^2$	$\sigma'_{v0}$ en $Kg/cm^2$	$\Delta\sigma'_z$ en $Kg/cm^2$	$H \cdot C_c / (1 + e_0)$	$(\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_z) / \sigma'_{v0}$	$Lg(\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_z) / \sigma'_{v0}$	$\Delta H$ en cm
S 2	180,00	200,00	1,71	0,895	0,099	46,85	1,11	0,05	2,13
S 1'	220,00	220,00	1,61	0,895	0,116	46,85	1,13	0,05	2,48
S 1'	220,00	220,00	1,66	0,895	0,119	46,85	1,13	0,05	2,55
S 1	200,00	200,00	1,77	0,895	0,111	46,85	1,12	0,05	2,37
S 1	200,00	200,00	1,77	0,895	0,111	46,85	1,12	0,05	2,37
S 3'	200,00	300,00	1,80	0,895	0,150	46,85	1,17	0,07	3,15
S 1'	220,00	220,00	1,66	0,895	0,119	46,85	1,13	0,05	2,55
S 1	200,00	200,00	1,80	0,895	0,113	46,85	1,13	0,05	2,41
S 3	180,00	300,00	1,77	0,895	0,136	46,85	1,15	0,06	2,88
Tassement Moy =									<b>2,54</b>

**Tableau V. 12 : Résultats de calcul des tassements au droit de chaque semelle pour le profil BB.**

N° Semelle	B en cm	L en cm	q ou $\ddot{A}\acute{o}$ en $\text{Kg/cm}^2$	$\acute{o}'_{v0}$ en $\text{Kg/cm}^2$	$\Delta\acute{o}'z$ en $\text{Kg/cm}^2$	H.Cc/(1+e <sub>0</sub> )	$\frac{(\acute{o}'_{v0} + \Delta\acute{o}'z)}{\acute{o}'_{v0}}$	$\frac{\text{Lg}(\acute{o}'_{v0} + \Delta\acute{o}'z)}{\acute{o}'_{v0}}$	$\ddot{A}H$ en cm
S 2	200,00	200,00	1,75	0,895	0,109	46,85	1,12	0,05	2,35
S 1	210,00	210,00	1,78	0,895	0,120	46,85	1,13	0,05	2,55
S 1	210,00	210,00	1,78	0,895	0,120	46,85	1,13	0,05	2,55
S 2	200,00	200,00	1,75	0,895	0,109	46,85	1,12	0,05	2,35
Tassement Moy =									<b>2,45</b>

Le tassement calculé au droit de chaque semelle pour le profil AA et profil BB est très homogène, avec un tassement moyen de 2.54 cm et 2.45 cm qui est très admissible, ce qui écarte le risque de tassement différentiel.

La vérification de la stabilité du système de fondation adopté au niveau du projet (profil AA et profil BB), à permet de constater que :

- La condition de stabilité des semelles vis à vis de la portance du sol est vérifier où les charges issus de la superstructure et de l'infrastructure est inférieure à la contrainte admissible du sol " $q < q_{ad}$ ".
- Les tassements totaux sont très homogène ( $S_{moy} = 2.54$  cm et 2.45 cm) d'où le risque de tassement différentielle est écarté.

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

**Chapitre VI :**

**MODELISATION  
D'INTERACTION SOL  
STRUCTURE AVEC PLAXIS 2D**

### VI.1. Introduction

La méthode des éléments finis peut être utilisée pour étudier les configurations géométriques des fondations, la résolution pratique des problèmes d'interaction sol-fondation-structure, et notamment le calcul des déplacements des fondations superficielles.

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.

### VI.2. Présentation du logiciel PLAXIS 2D

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).

Les points forts de Plaxis

- La convivialité de l'interface pour la saisie des données et pour l'interprétation des résultats ;
- Générateur automatique de maillage ;
- Jeu complet de lois de comportement de sol et la possibilité de définir ses propres lois de comportement ;
- Couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation ;
- Prise en compte des éléments de structure et de l'interaction sol-structure ;
- Calculs de coefficient de sécurité ;

#### 2.1.3. La démarche de modélisation avec Plaxis 2D

Nous présenterons ici les principaux axes et cheminements d'un calcul avec Plaxis. Pour les réglages généraux, on a choisi :

- Élément à six (15) nœuds pour la fondation
- Problème de déformation plane.
- Unités : m, KN, jours.

Le cheminement et principales étapes d'un calcul sous Plaxis :

### 2.1.3.1. Géométrie

La première étape sous Plaxis est la définition de la géométrie. Le modèle utilisé est celui du profil AA et profil BB, modélisée en deux couches, une première couche d'épaisseur cinq mètres et demi (5.50 m) représenté par une argile sableuse et une deuxième couche d'épaisseur quatre mètres et demi (4.50 m) représentée par du sable.

Les valeurs des caractéristiques physico mécaniques de la couche ainsi que la valeur de l'intensité de la charge au droit de chaque semelle sont indiquées dans le tableau VI.1 et annexes :

### 2.1.3.2. Conditions aux limites

Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions limites, c'est-à-dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieurs de la géométrie.

Les conditions limites pouvant être imposées sont celles qui imposent un déplacement dans une direction donnée ou celle qui impose une force dans une direction donnée.

Pour les conditions aux limites, on va considérer des charges uniformément répartie égale à la descente de charge correspondant à chaque semelle d'après les coupe AA et BB (voir annexes), 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*".

### 2.1.3.3. Définition des paramètres des matériaux

Ensuite, il convient de définir les différentes propriétés des différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, géogridde, etc.....), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d'éléments, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainer, non-drainer ou non-poreux). Une fois les propriétés des différents matériaux définies on peut générer le maillage.

Les valeurs des caractéristiques physico-mécaniques des deux couches sont présentées dans le tableau V. 15 ci-après :

**Tableau VI.1 :** Paramètres physico-mécaniques des deux couches (Argile sableuse et sable).

Paramètre	Symbole	Argile sableuse	Sable	Unité
Modèle du matériau	modèle	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	-
Comportement du type de matériel	Type	Drainé	Drainé	-
Poids volumique humide	$\tilde{\alpha}_d$	20	21	KN/m <sup>3</sup>
Poids volumique saturé	$\tilde{\alpha}_{sat}$	21	22	KN/m <sup>3</sup>
Perméabilité dans le sens horizontal	$K_x$	0.001	0.01	m/jours
Perméabilité dans le sens vertical	$K_y$	0.001	0.01	m/jours
Module de Young	$E_{ref}$	20000	50000	KN/m <sup>2</sup>
Coefficient de poisson	$\nu$	0.30	0.3	-
Cohésion	C	37	5	KN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement	$\phi$	10	25	°

### Remarque

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

### V 6.5. Génération du maillage

Le maillage est génère automatiquement, ce qui est un point fort de Plaxis. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différents options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou/et le voisinage d'un élément grâce aux options refine dans le mesh menu.

Une fois le maillage effectuée, il convient de paramétrer les conditions initiales du sol, cette procédures passe généralement par la définition d'un coefficient de terres au repos. Le modèle de référence est celui « plan », il se fait par des éléments à 15 nœuds. (Fig. V. 04).

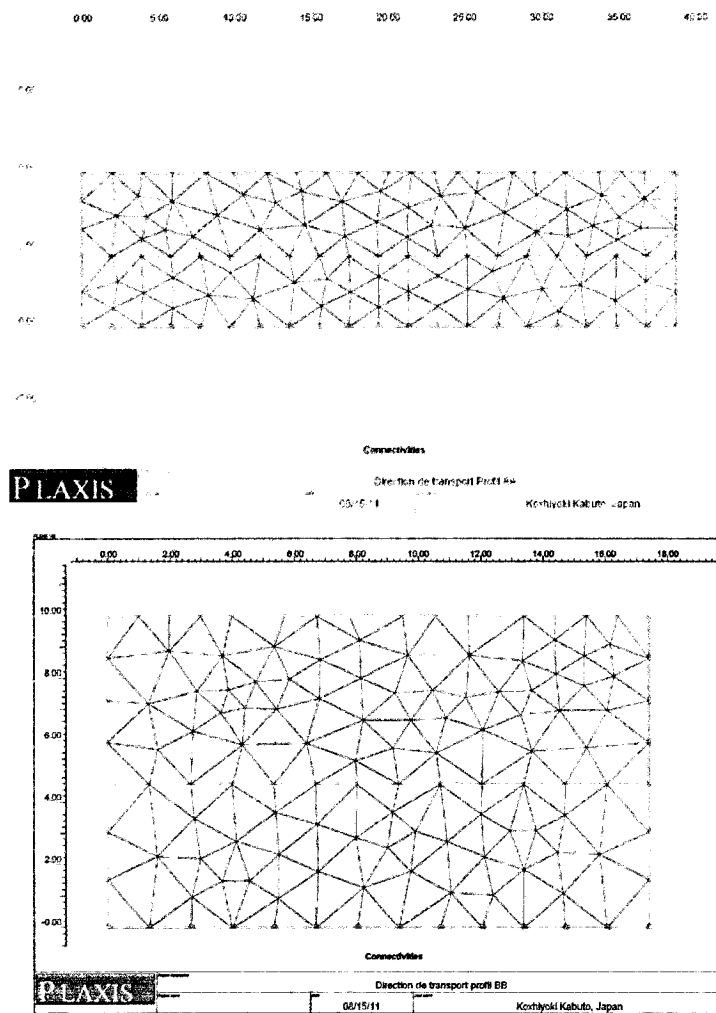


Fig. VI.1: Génération du maillage pour le profil AA et BB

#### 2.1.3.5. Les conditions initiales

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes:

Tout d'abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé. L'opérateur active les éléments constructifs (déplacements et/ou contraintes impose(e)s, ancrage, plaque) qui correspondent à l'instant initial. Il désactive les éléments de sol qui ne correspondent pas à cet instant initial.

Un « switch bouton » permet d'accéder à deux fenêtres différentes chacune représentant la géométrie de la modélisation:

- La première qui s'appelle "initiale pore pressure" permet de définir un niveau de nappe phréatique initial (si besoin), et de générer les pressions interstitielles correspondantes (pour notre cas absence de nappe).
- La deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l'intérieur du massif (poids propre et sous pression).

#### 2.1.3.6. Phase de calcul

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages on peut accéder aux calculs par le bouton "calculation". L'interface "input" de « Plaxis » se ferme et laisse la place à une nouvelle interface: "calculation". Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction.

De nouvelles phases de calcul peuvent être créées basées sur une phase existante. Pour chaque phase on peut modifier la géométrie par l'intermédiaire de la même interface qui a servi à définir les conditions initiales. On peut donc effectuer des changements uniquement en activant ou désactivant des éléments. Le niveau de la nappe phréatique peut être modifié, ainsi que certaines propriétés des matériaux, des éléments autres que le sol (modification des paramètres entrés en input, imperméabilité et/ou la non-consolidation de certaines parois). Le niveau d'intensité et la position des conditions limites des chargements en déplacement et en contrainte peuvent également être modifiés.

Une fois le phasage de l'étude déterminée, des points caractéristiques peuvent être placés. Les courbes de résultats de Plaxis seront calculées en ces points. Après avoir appuyé sur « calculate » les calculs se lancent. Une fois terminée, les résultats sont visionnables grâce à la touche « output ».

#### 2.1.3.7. Visualisation des résultats

Plaxis permet la sortie des résultats suivants:

- la déformation du maillage
- les déplacements (verticaux, horizontaux, totaux)
- les déformations
- les contraintes totales
- les contraintes effectives
- le coefficient de sur-consolidation
- les points de déformation plastique
- le degré de saturation
- le champ d'écoulement
- le niveau de l'eau
- l'incrément des déformations et des contraintes dues aux différentes phases par rapport à la situation d'origine

Ces résultats sont visibles sous trois formes :

- de vecteurs
- d'iso-valeur par zone (« Shading »)
- courbe contour des différentes zones

Les résultats de modélisation des deux profils AA et BB sont représentés au niveau des figures 5, 6, 7 et 8, d'où la déformation de maillage est représentée dans la figure V. 05 et 06



ci-dessous, on note un déplacement verticale maximum de  $37.56 \times 10^{-3}$  m pour le profil AA et  $32.22 \times 10^{-3}$  m pour le profil BB.

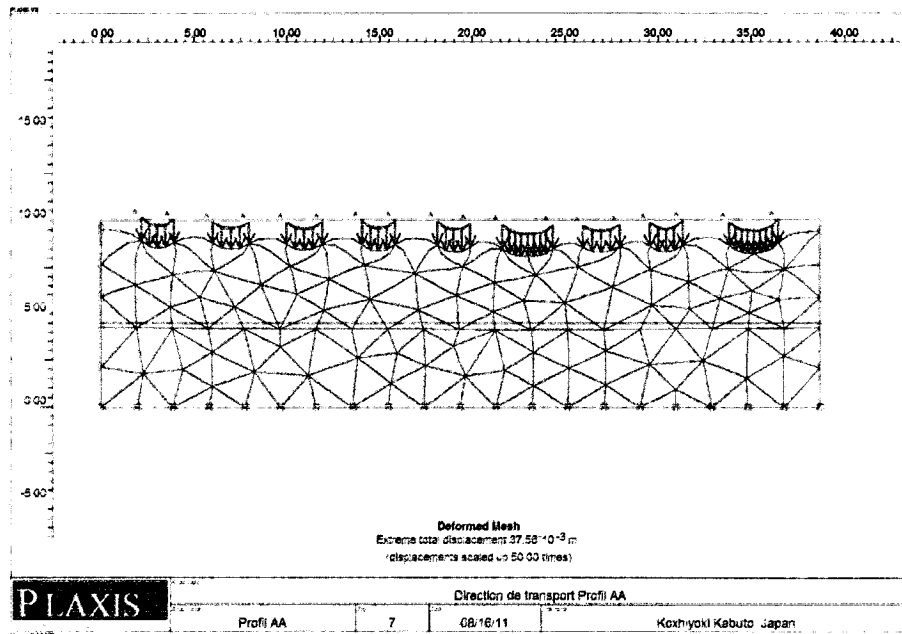


Fig. VI.2: Déformation du maillage après application des charges profil AA

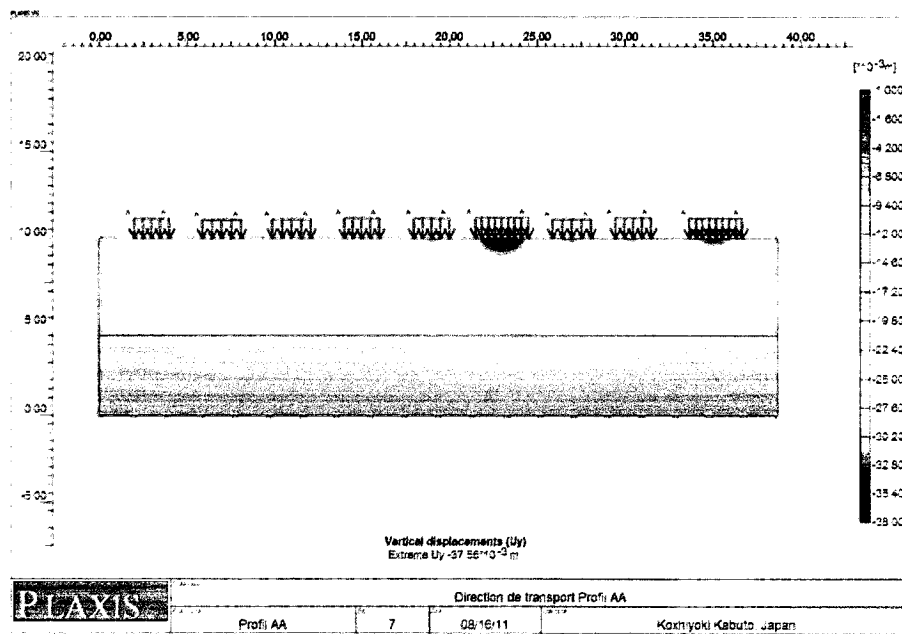


Fig. VI.3: Courbe iso-valeurs de tassements verticales pour le profil AA

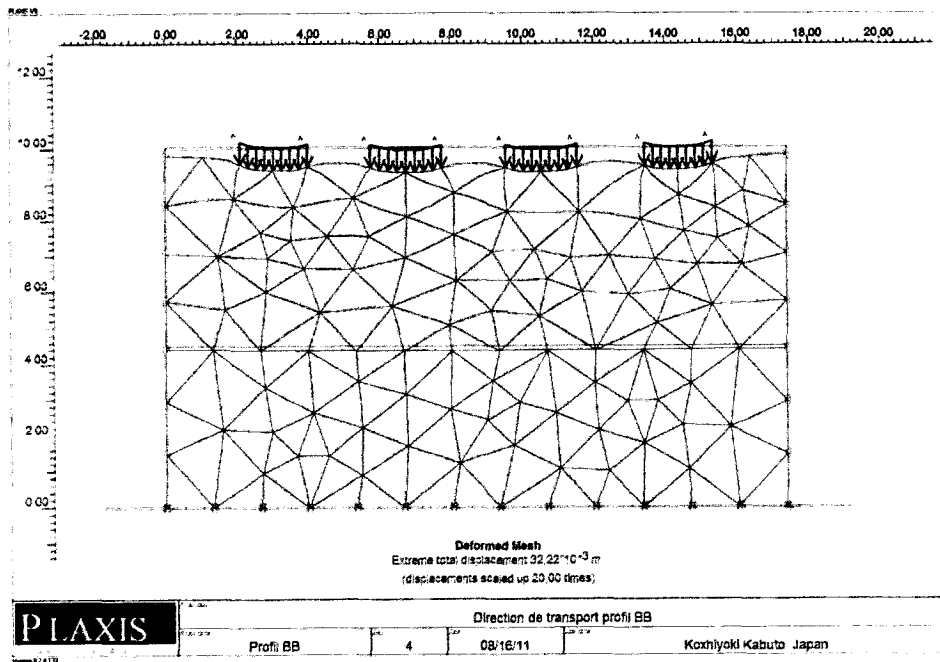


Fig. VI.4: Déformation du maillage après application des charges profil BB

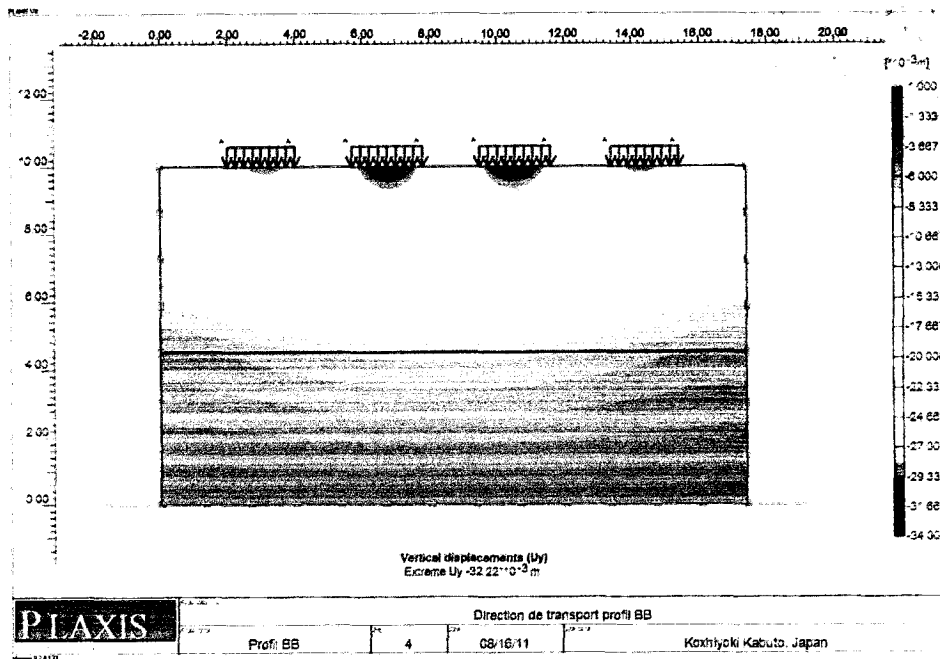


Fig. VI.5 : Courbe iso-valeurs de tassements verticales pour le profil BB

Le tableau ci-dessous récapitule les valeurs de déformation (tassement verticale maximum) obtenus par le logiciel Plaxis 2D et par calcul classique, pour les profils AA et BB.

**Tableau VI.2 :** Récapitulatifs des valeurs de déformation (tassement verticale) obtenus par le logiciel Plaxis 2D et le calcul classique.

<b>Paramètre</b>	<b>Valeurs obtenus par Plaxis 2D</b>	<b>Valeur obtenue par calcul classique</b>
<b>Profil AA</b>	$S = \Delta H_{\max} = 3.756 \text{ cm}$	$S = \Delta H_{\max} = 3.15 \text{ cm}$
<b>Profil BB</b>	$S = \Delta H_{\max} = 3.222 \text{ cm}$	$S = \Delta H_{\max} = 2.55 \text{ cm}$

D'après les résultats trouvés, on constate que les valeurs de tassements 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 différentes 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 GENERALE ET RECOMMANDATIONS**

## Conclusion générale et recommandations :

D'après les résultats des travaux réalisés, essais in-situ et essais de laboratoire ainsi que les calculs des fondations, nous permet de conclure les résultats ci-dessous :

Le site d'étude est caractérisé par une topographie plus ou moins plane offrant à l'ouvrage une stabilité parfaite.

La reconnaissance in-situ présente un terrain homogène à l'ensemble de la plaine. Il est constitué d'une succession de couches représentées comme suit :

- Une couche supérieure représentée par des limons argileux de recouvrement.
- Une couche intermédiaire représentée par des argiles sableuses et des sables argileux.
- Une couche inférieure de sables rouges compactes.

Les résultats des essais de pénétration dynamique ont mis en évidence des formations de compacité moyenne avec des refus inférieur à 10 m.

Pour des raisons technico-économique, on recommande de fonder l'ouvrage sur des semelles superficielles de type carrée de largeur  $B=1.5\text{m}$ , un encastrement  $D=2\text{m}$  et une contrainte admissible de 1.82 bars.

Les tassements des terrains sous les fondations, obtenus à partir des calculs par les formules classiques et le logiciel **Plaxis 2D**, sont très admissibles ( $S_{\text{moy}} = 2.54 \text{ cm}$  et  $2.45 \text{ cm}$ ), d'où le risque de tassement différentielle est écarté. Donc on peut conclure que les dimensions des semelles ainsi adoptées assurent la stabilité générale de l'ouvrage.

Références bibliographiques

- **Ammari, N. & Fenghour, I. (2009)** : Etude Géologique et Géotechnique du POS n° 01 de la ferme Adouane Ali (Extension Est de la ville de Jijel) Wilaya de Jijel
- **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, P1191-1196.
- **Bouillin, J.P. ; Durand Delga, M.; Gélard, J.P. ; Leikine, M.; Raoult, J.F.; Raymond, D. ; Téfiani, M. & Vila, J.M. (1970)**: Définition d'un flysch massylien et d'un flyschmaurétanien au sein de flyschs allochtones de l'Algérie. C.R. Acad. Sci. Paris (D). T270, série D. P 2249-2252.
- **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.
- **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.
- **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.
- **Degoutte, G. (1997)** : Petits barrages, recommandation pour la conception, la réalisation et le suivi. Ed. Camagref, 175P.
- **Djellit, H. (1987)**: Evolution tectono-métamorphique du socle Kabyle et polarité de mise en place des nappes de flyschs en Petite Kabylie occidentale (Algérie). Thèse Doct. Univ d'Orsay Paris, 206P.
- **Durand Delga, (1955)**: Etude géologique de l'Ouest de la chaîne Numidique. Thèse d'Etat. Paris, Publ.serv. Carte géol. Algérie, 24,533P.
- **Durand Delga, (1969)**: Mise au point sur la structure du Nord Est de la Berberie. Bull. Serv. Carte géol. Algérie, 39: P 89-131.
- **Fougnot, J. (1990)** : Le magmatisme Miocène du littoral Nord constantinois. Thèse. Doct. INPL. Nancy. Paris.
- **Lahondère, J.C. (1979)** : Datation des grés numédiens d'Algérie orientale, conséquences structurales C.R.A cad.Sc.Paris, T289, (série D), n°4, P383-386.
- **Ouabadi, A. (1994)** : Pétrologie, Géochimie et origine des granitoïdes peralumineux à cordiérite (Cap-Bougaroun, Beni-Toufout et Filfila) Algérie Nord orientale. Thèse Doct. Univ Rennes I, France.
- **Philipponnat, G. & Bertrand, H. (2003)** : Fondations et ouvrages en terre. Ed. Eyrolles. Paris, 548P.

## *Références bibliographiques*

- 
- **Raoult, J.F. (1969 c):** Relation entre la dorsale Kabyle et les flyschs sur la transversale de Dj. Rhédir, phase tangentielle Eocène, paléogéographie (Nord Constantinois, Algérie). Bull. Soc. Geol. France (7), XI, Paris. P523-543.
  
  - **Raoult, J.F. (1974):** Géologie du centre de la chaîne Numidique (Nord du Constantinois, Algérie). Mem. Soc. Géol. France, 53, 121, 163P.
  
  - **Robin, C. (1970) :**Etude géodynamique du massif volcanique du Cap Cavallo, El -Aouana, Algérie, 2<sup>e</sup> série N°10. Thèse 3<sup>ème</sup> cycle, Paris., 130P.
  
  - **Roger, F. (2003) :**Calcul des fondations superficielles et profondes. Ed. Techniques de L'ingénieur (TI). Paris, 141P.
  
  - **Roubaut, M. (1934 b) :** La Kabylie de Collo, Etude géologique. Bull. Serv. Carte Géol. Algérie, Alger, 2<sup>e</sup> série, N°10.
  
  - **Rouikha, Y. (2008) :** Etude géologique et géomécanique des roches carbonatées de la région Chekfa-Chahna (wilaya de Jijel), mémoire de magistère, université de Jijel.
  
  - **Sanglerat, G., Olivari, G., & Camboer, B (1983) :** Problèmes pratiques de mécanique des sols et de fondations. 2<sup>e</sup> Ed. Dunod, Paris, Tome II, 263 P.
  
  - **Semroud, B. (1971) :**Etude pétrographique du granite du Filfila (Skikda). Thèse. doct. 3ème cycle, Univ, Alger. Algérie.
  
  - **Venkatramaiah, C. (2006) :** Geotechnical Engineering. Ed. New age international(P) limited, publishers. India, 514 p.
  
  - **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.
  
  - **Wildi, W. (1983) :**la chaîne Tello-rifaine (Algérie, Maroc, Tunisie) : structure, stratigraphie, et évolution du Trias au Miocène REV. Géol. Dyn. Geographys ; 24.P201-297.

*Liste des figures*

<b>Fig.I.1.</b> : Plan de situation géographique du site étudié (entrée Est de la ville de Jijel) (Extrait de la carte Djidjelli N° 7).....	2
<b>Figure. I.2.</b> : Carte des pentes du POS N°01, entrée est de la ville de Jijel (Laboratoire L.N.H.C, Modifié).....	3
<b>Figure I.3</b> : Réseau hydrographique du site d'étude (N. Amari, I et Fenghour, 2009).....	4
<b>Figure I.4</b> : Carte sismique de l'Algérie selon les R.P.A version 2003 (C.G.S).....	5
<b>Fig.II.1</b> : Configuration des grands domaines de l'orogène alpin en méditerranée occidentale, modifié par Djellit .H 1987 d'après [Durand Delga, 1969].....	6
<b>Fig. II.2</b> : Esquisse géologique de la Petite Kabylie ( <i>Andrieux et Djellit,1989</i> )... ..	7
<b>Fig.II.3</b> : Colonne lithologique du flysch Numidien (H. Djellit, 1987).....	10
<b>Figure II.4</b> : Schéma structural de la Kabylie occidentale (Y. Rouikha, 2008).....	13
<b>Fig. III. 1</b> : Coupe géologique (N-S) au niveau du site étudié.....	17
<b>Fig. III. 2</b> : Coupe géologique (NE-SW) au niveau du site étudié.....	18
<b>Figure IV.1</b> : Coupe géotechnique E-W réalisée au niveau du site.....	21
<b>Fig. V.1</b> : Les différents Types de fondations superficielles ( <i>R. FRANK, 2003</i> ).....	27
<b>Fig. V. 2</b> : Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle( <i>R.FRANK, 2003</i> ).....	28
<b>Fig. V. 3</b> : Mécanisme typique de rupture du sol sous une semelle continue( <i>R. FRANK, 2003</i> ).....	28
<b>Fig. VI.1:</b> Génération du maillage pour le profil AA et BB.....	40
<b>Fig. VI.2</b> : Déformation du maillage après application des charges profil AA.....	42
<b>Fig. VI.3</b> : Courbe iso-valeurs de tassements verticales pour le profil AA.....	42
<b>Fig. VI.4</b> : Déformation du maillage après application des charges profil <b>BB</b> .....	43
<b>Fig. VI.5</b> : Courbe iso-valeurs de tassements verticales pour le profil BB.....	43



*Liste des photos*

**Photo III.1** : Alternance de grés avec les niveaux marneux (OMK).....14

**Photo III.2** : Grés quartzeux à passés conglomératiques.....14

**Photo III.3** : Débit en boules des grés dus à l'altération.....15

**Photo III.4** : Sables limoneux rougeâtres (sable dunaire) de recouvrement.....15

Liste des tableaux

<b>Tableau IV.1</b> : Les essais in situ.....	19
<b>Tableau IV.2</b> : Sondage carotté n° 01.....	20
<b>Tableau IV.3</b> : Sondage carotté n° 02.....	20
<b>Tableau IV.4</b> : Sondage carotté n° 03.....	20
<b>Tableau IV.5</b> : Résultats des essais de pénétration dynamique.....	22
<b>Tableau IV.6</b> : Résultats des essais de cisaillement rectiligne à la boîte.....	24
<b>Tableau IV.7</b> : Résultats des essais œdométrique.....	24
<b>Tableau IV.8</b> : Résultats d'analyses chimiques.....	25
<b>Tableau V. 1</b> : Calcul de la contrainte admissible à partir des résultats de l'essai du pénétromètre dynamique.....	29
<b>Tableau V.2</b> : extrait du <i>D.T.U</i> 13.12 regroupe les valeurs des facteurs de portances en fonction de ( $\varphi$ ).....	31
<b>Tableau V. 3</b> : Paramètres géotechniques utilisés pour le calcul de la capacité portante ( $C$ , $\varphi$ , $\gamma$ , $N_q$ , $N_c$ , $N_\gamma$ ).....	31
<b>Tableau V. 4</b> : Calcul de la charge initiale critique, charge limite critique et la contrainte admissible à partir des résultats des essais de laboratoire.....	32
<b>Tableau V. 5</b> : Résultats finals de calcul des contraintes admissibles, type de fondation et des ancrages à prendre en considération.....	32
<b>Tableau V. 6</b> : Résultats de calcul des tassements pour le cas d'une semelle filante de dimension (1.0 x 10).....	33
<b>Tableau V. 7</b> : Résultats de calcul des tassements pour le cas d'une semelle carrée de dimension (1.5 x 1.5).....	33
<b>Tableau V. 8</b> : Résultats de calcul des charges totales au niveau de chaque semelle et détermination de la contrainte au sol pour le profil AA.....	35

**Tableau V. 9** : Résultats de vérification de calcul des charges totales au niveau de la semelle S 2 et S 3' (après modification) et détermination de la contrainte au sol pour le profil AA...**35**

**Tableau V. 10** : Résultats de calcul des charges totales au niveau de chaque semelle et détermination de la contrainte au sol avant et après pour le profil BB.....**36**

**Tableau V. 11** : Résultats de calcul des tassements au droit de chaque semelle pour le profil AA.....**37**

**Tableau V. 12** : Résultats de calcul des tassements au droit de chaque semelle pour le profil BB.....**38**

**Tableau VI.1** : Paramètres physico-mécaniques des deux couches (Argile sableuse et sable).....**40**

**Tableau VI.2** : Récapitulatifs des valeurs de déformation (tassement verticale) obtenus par le logiciel Plaxis 2D et le calcul classique.....**45**

# **Annexes**







# ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon NF P94-071-1

Etude : Siege de la Direction de Transport à Jijel

Dossier N° :

N° Sond : S1

Prof : 3.0/3.5

Nature sol : argile sableuse

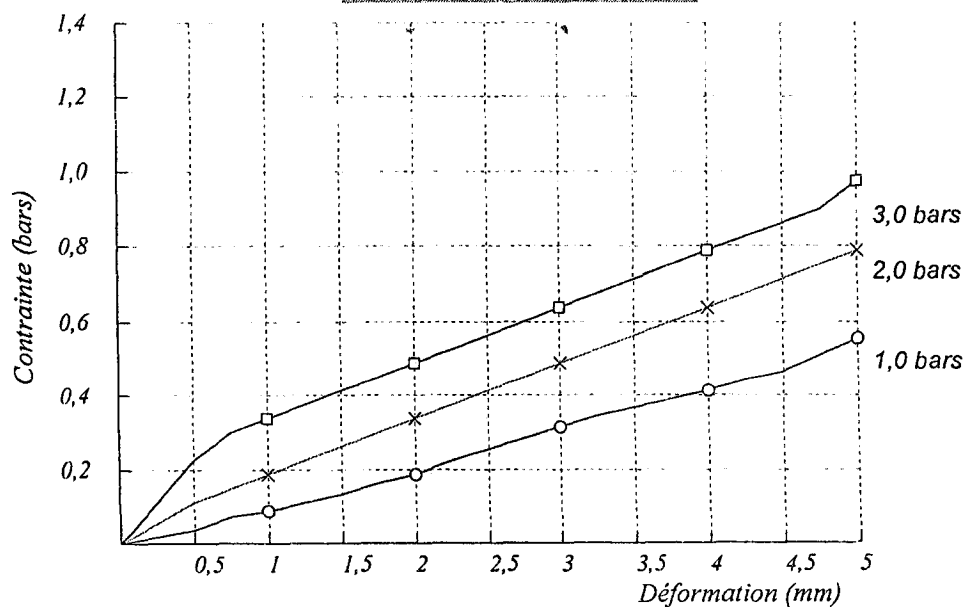
Date essai :

Type d'essai : UU

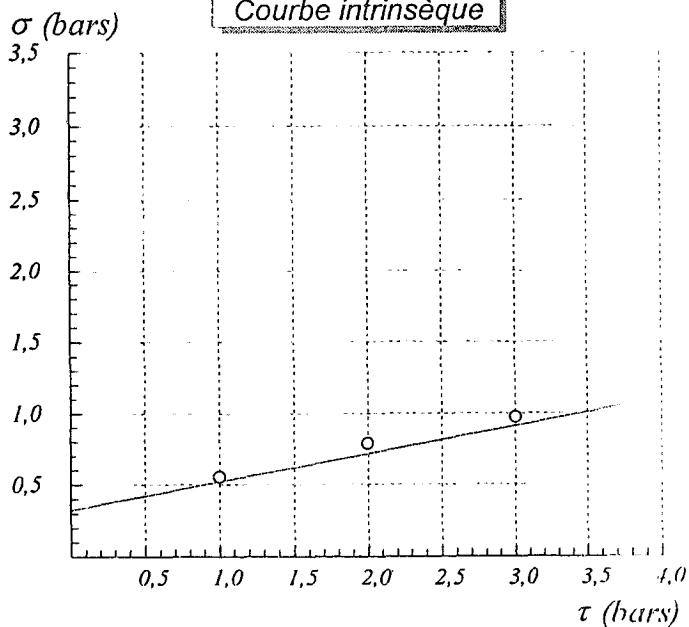
Vitesse de cisaillement : 1,2 mm/mn

Opérateur :

### Contrainte / Déformation



### Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,33 bars

Frottement = 11,03 degrés

$\sigma_1 = 1,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_1 = 0,56$

$\sigma_2 = 2,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_2 = 0,79$

$\sigma_3 = 3,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_3 = 0,98$



# ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon NF P94-071-1

Etude : Siege de la Direction de Transport à Jijel

Dossier N° :

N° Sond : S2

Prof : 3.5/4.m

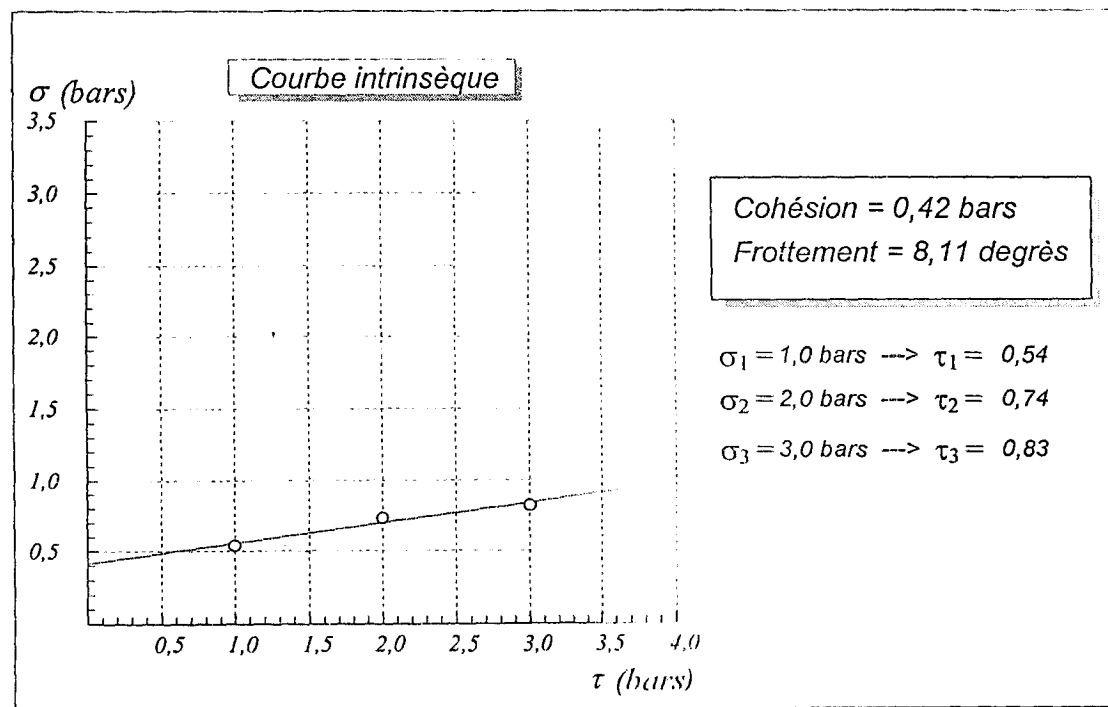
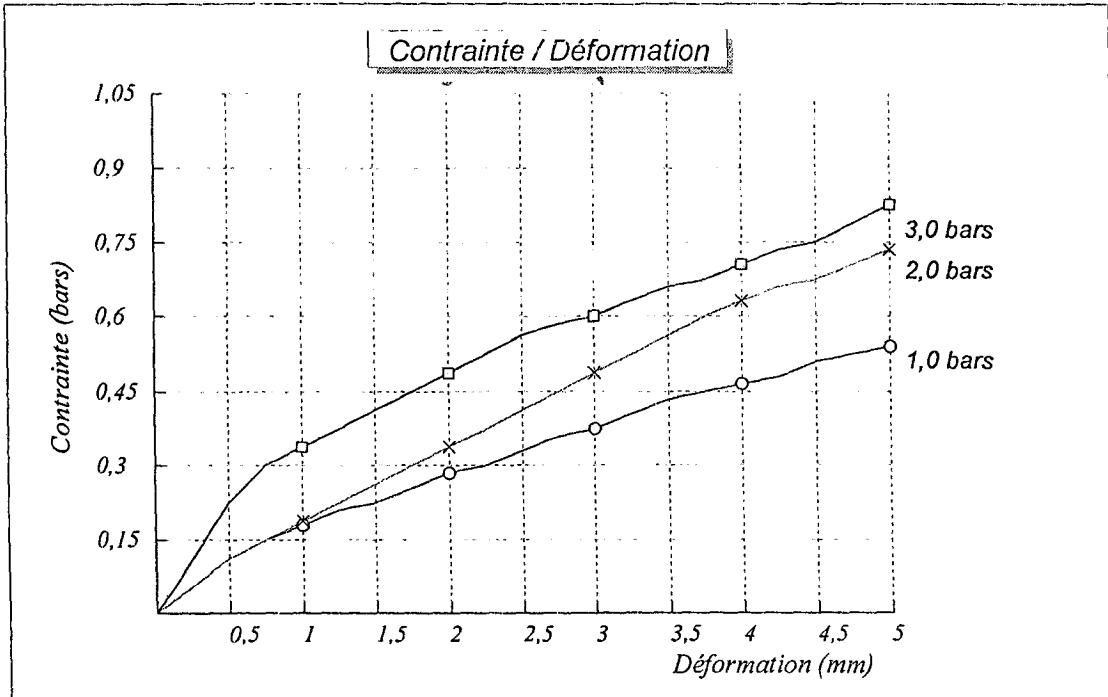
Nature sol : argile sableuse

Date essai :

Type d'essai : UU

Vitesse de cisaillement : 1,2 mm/mn

Opérateur :



# ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon NF P94-071-1

Etude : Siege de la Direction de Transport à Jijel

Dossier N° :

N° Sond : S3

Prof : 30/3.5.m

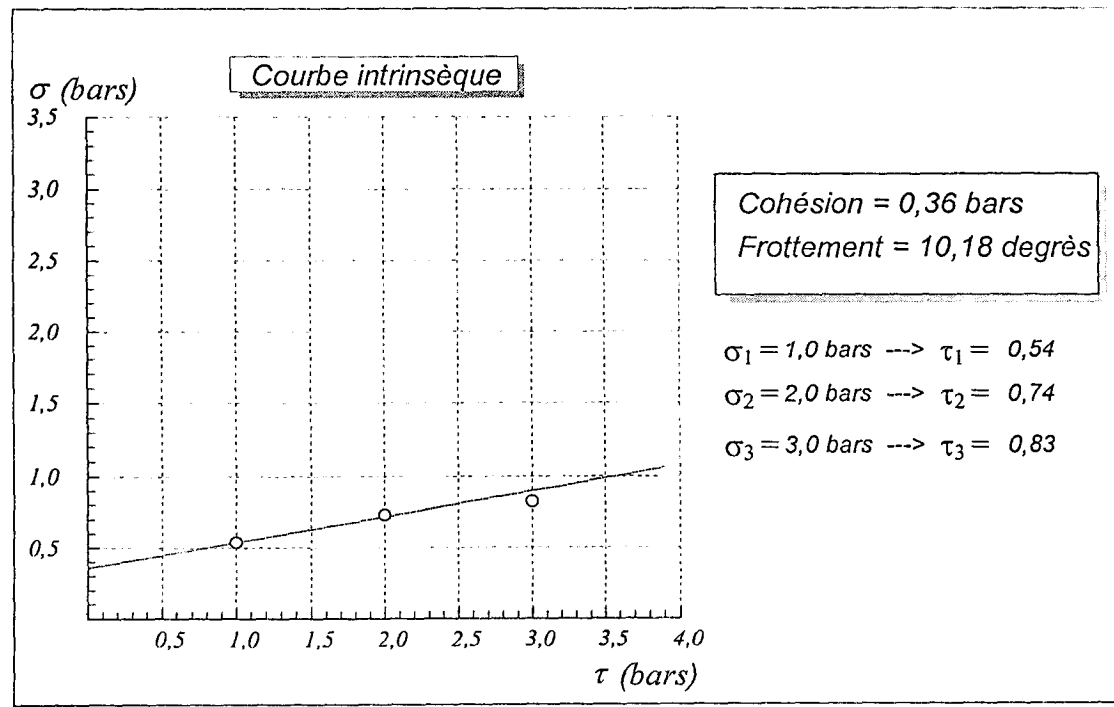
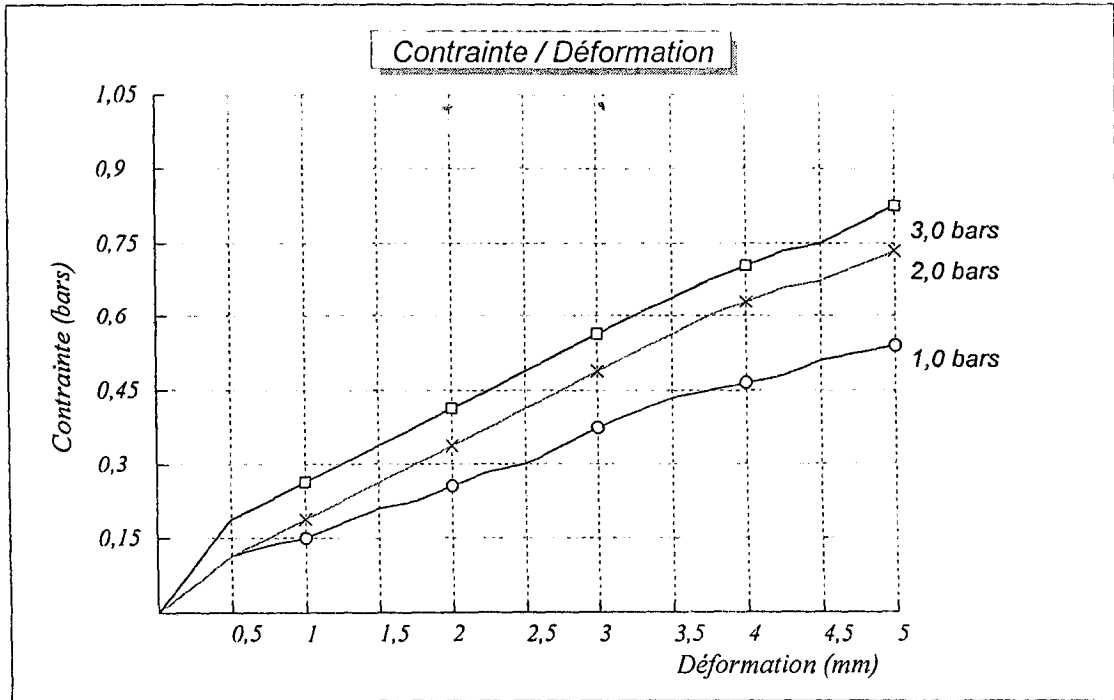
Nature sol : argile sableuse

Date essai

Type d'essai UU

Vitesse de cisaillement 1,2 mm/mn

Opérateur :



ETUDE : Siege de la Direction de Transport à Jijel

CLIENT : Direction de Transport de Jijel

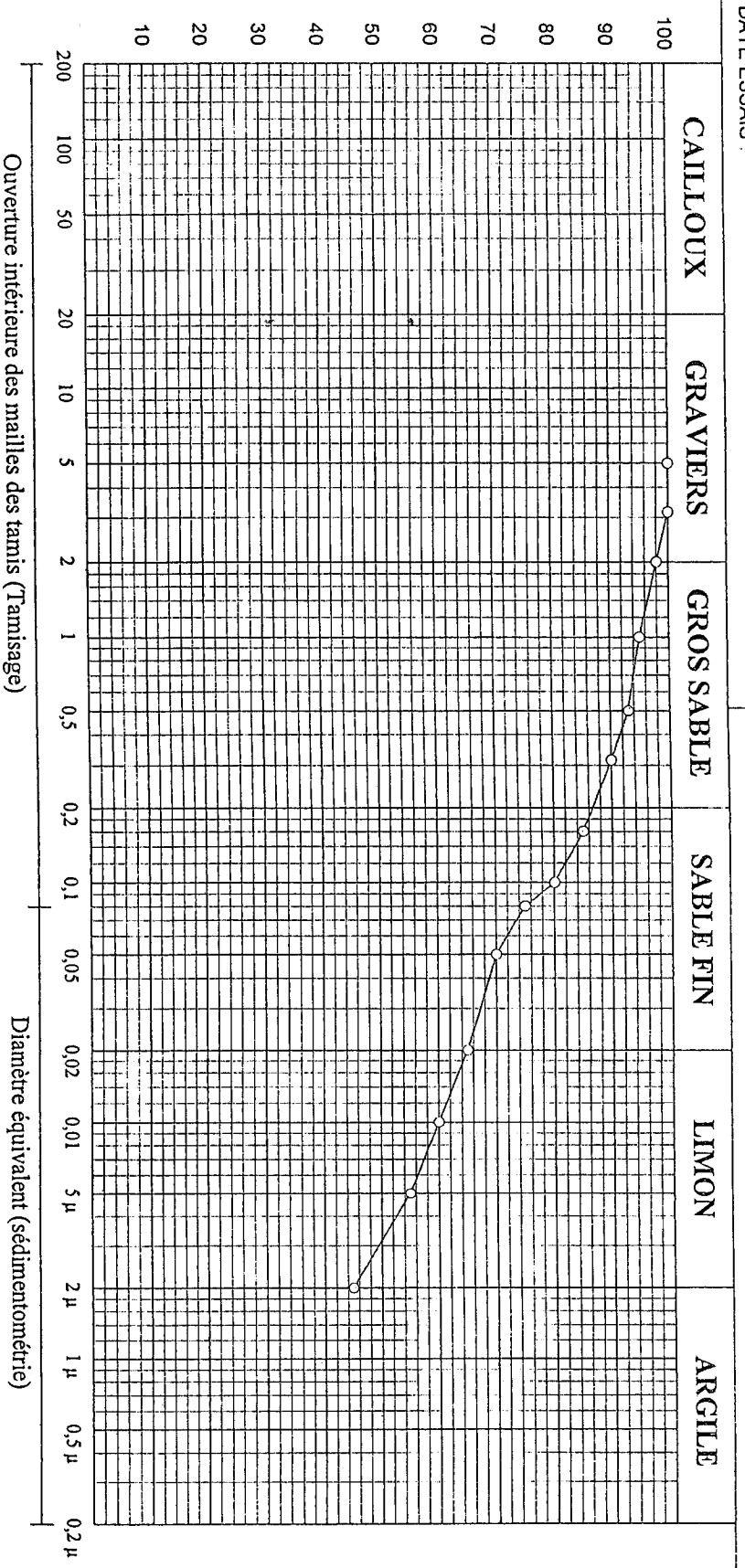
LIEU :

DATE ESSAIS :

**ANALYSE GRANULOMETRIQUE**

Selon NFP 94-056 & NFP 94-057

—○— S1: 3.0/3.5 m



Echantillon	< 80 µ (%)	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	L.P (%)	
Ech 1	75,00 %	%	%	0 %	

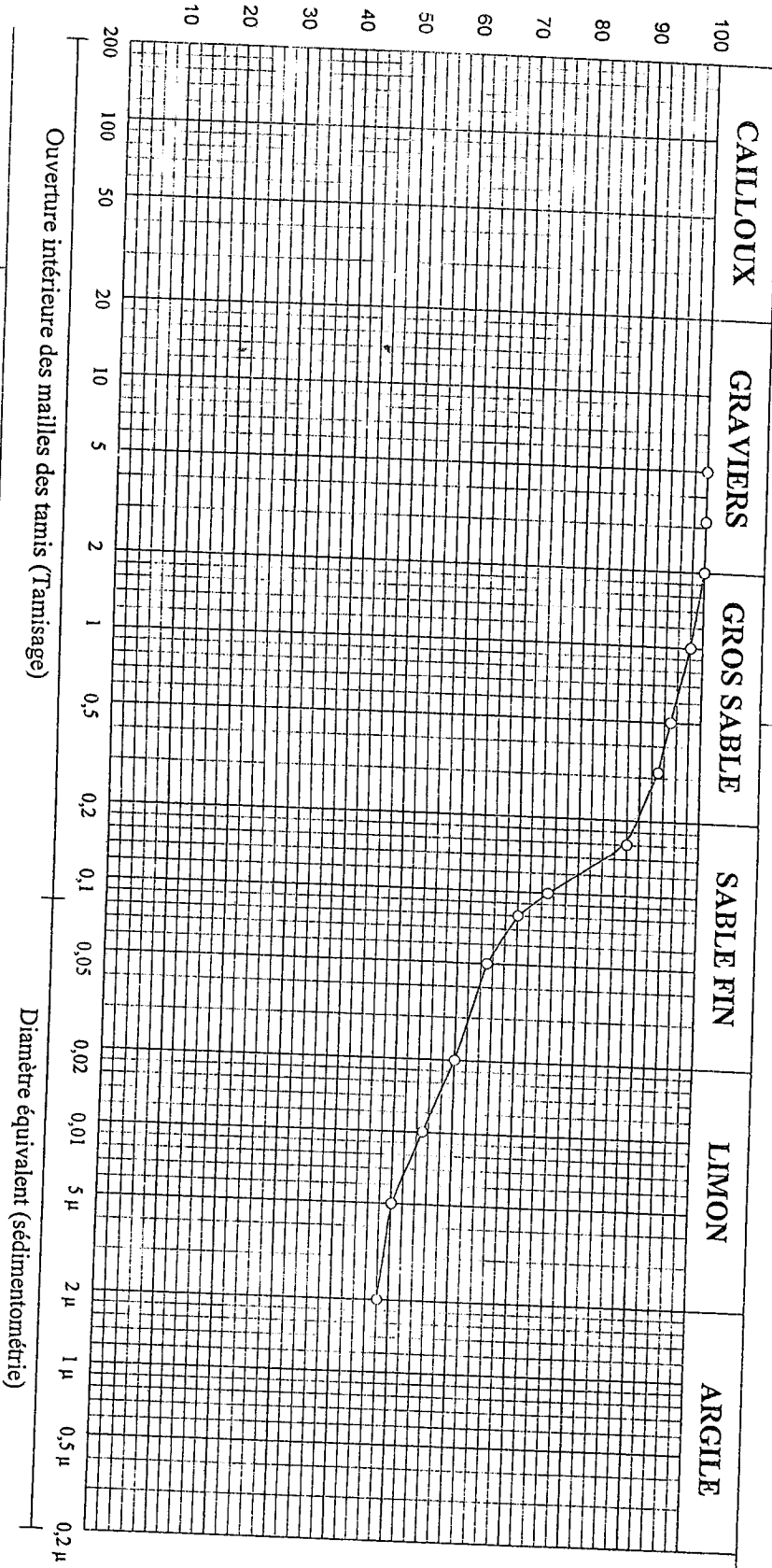
Ouverture intérieure des mailles des tamis (Tamisage)

Diamètre équivalent (sédimentométrie)

ETUDE : Siege de la Direction de Transport à Jijel  
 CLIENT : Direction de Transport de Jijel  
 LIEU :  
 DATE ESSAIS :

ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056 & NFP 94-057

—○— S2: 3.0/3.5 m



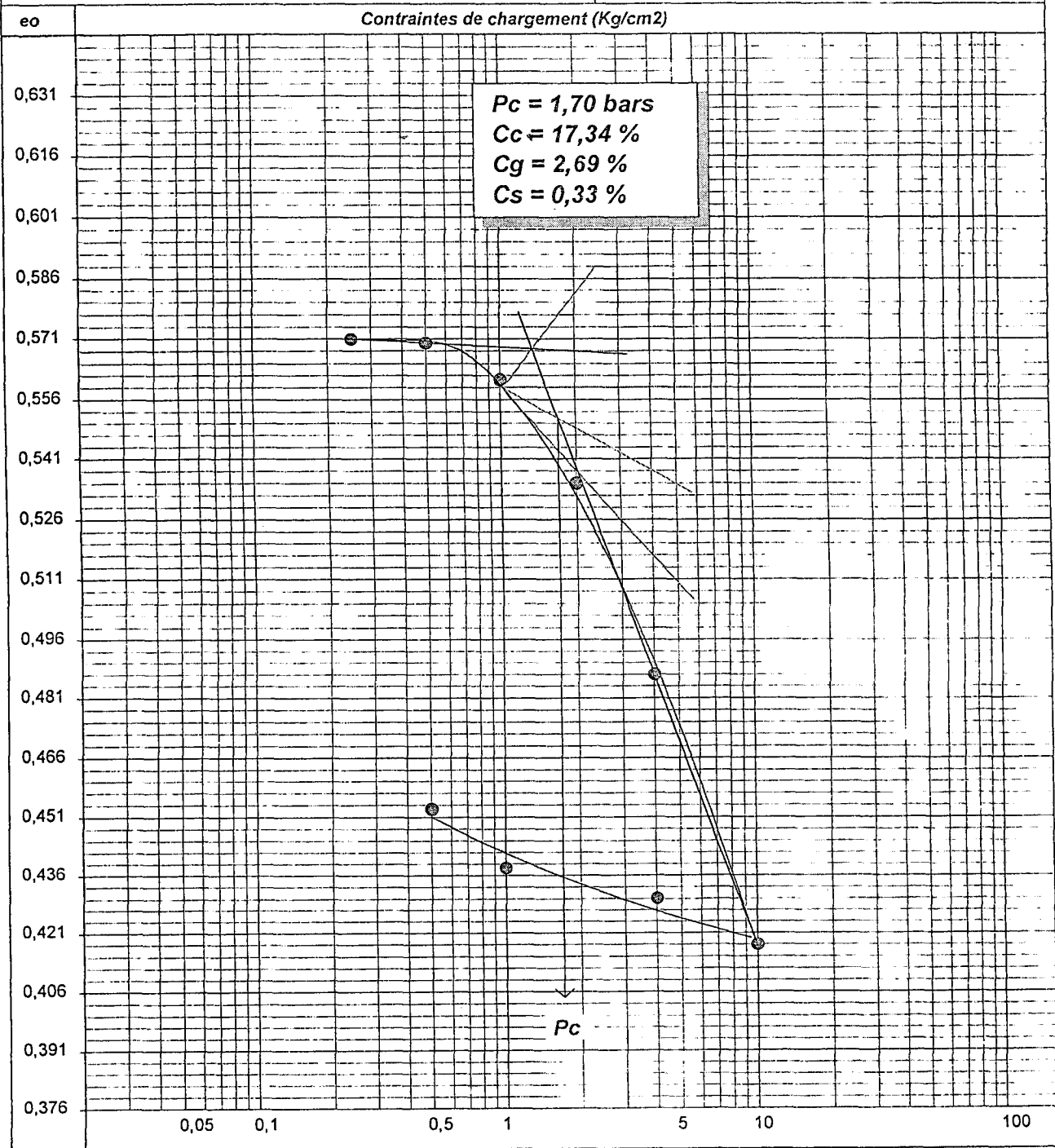
Echantillon	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
	W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
Ech 1	70,00 %	%	0 %	

# ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

Etude : Siege de direction de transport  
 Lieu :  
 Client : Direction de Transport Jijel  
 Nature : argile sableuse

Réf Sondage : S 2  
 Profondeur : 3,0/3,5 m  
 Date essai :  
 Opérateur :

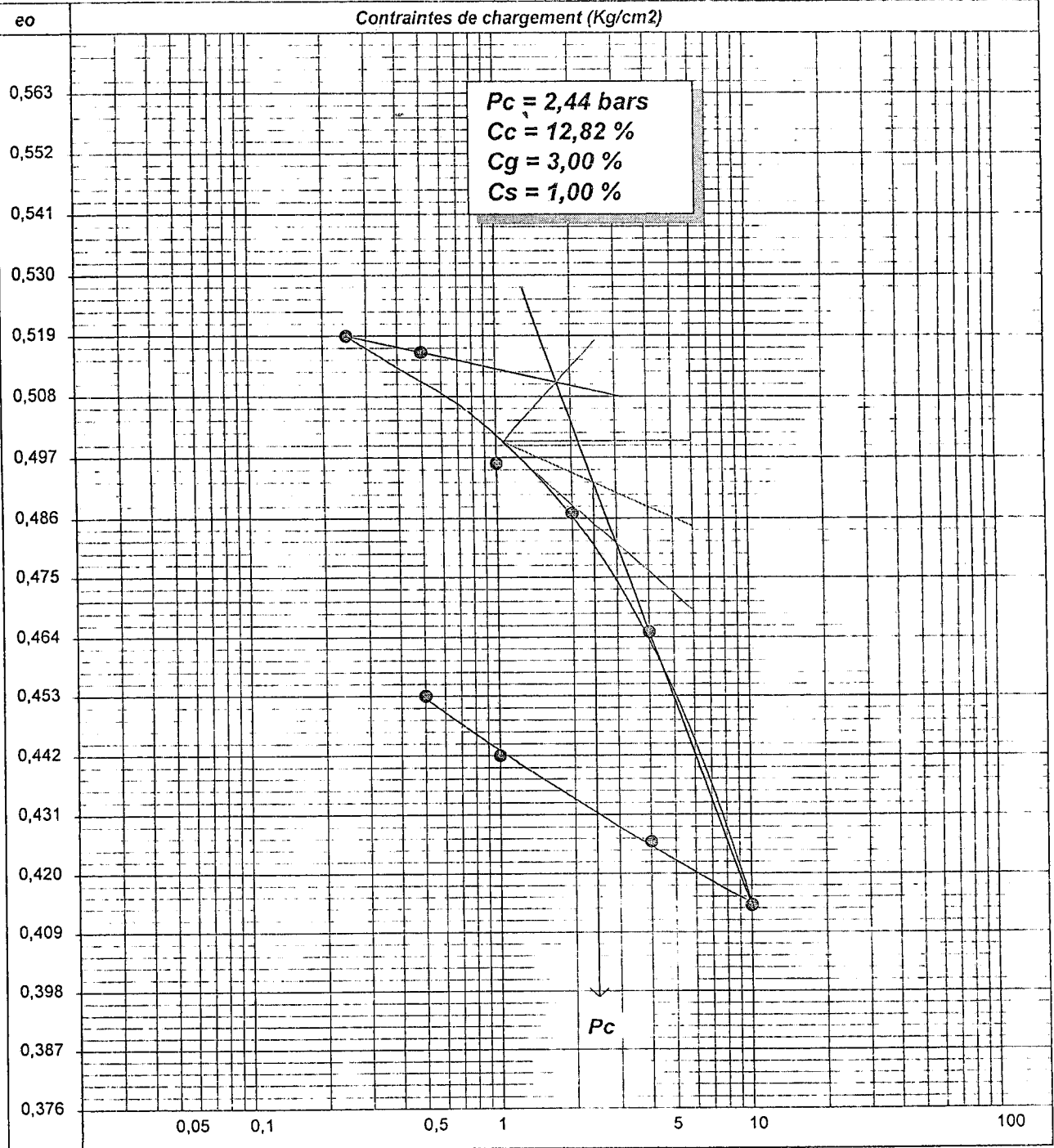


# ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

Etude : Siege de direction de transport  
 Lieu :  
 Client : Direction de Transport Jijel  
 Nature : argile sableuse

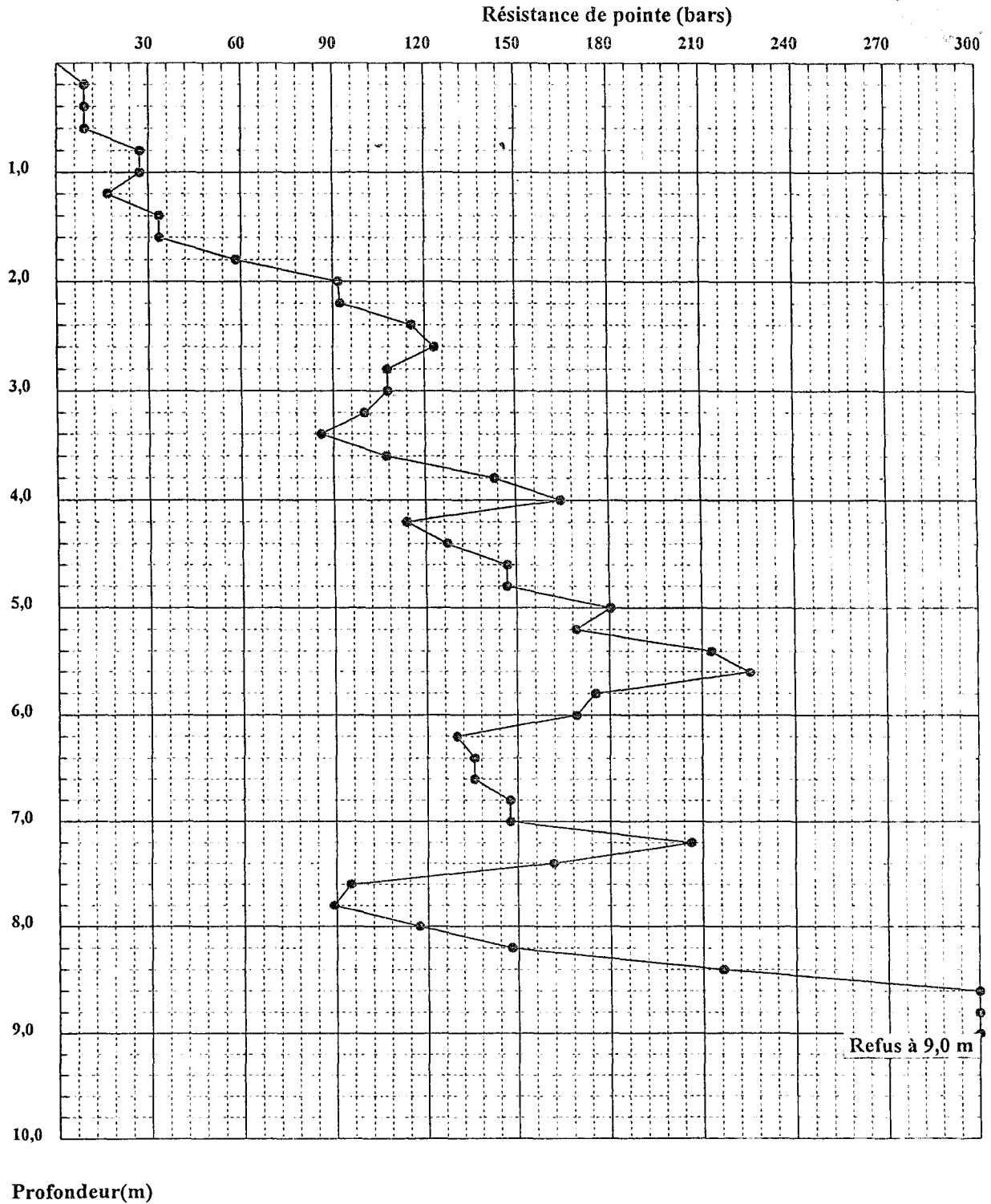
Réf Sondage : S 3  
 Profondeur : 3,5/4,0 m  
 Date essai :  
 Opérateur :



INTITULE : Siege Direction de Transport ( Site 2)  
LIEU :  
CLIENT : Direction de transport de la Wilaya de JIJEL  
DATE ESSAI :

# PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: 1



INTITULE : Siege Direction de Transport ( Site 2)

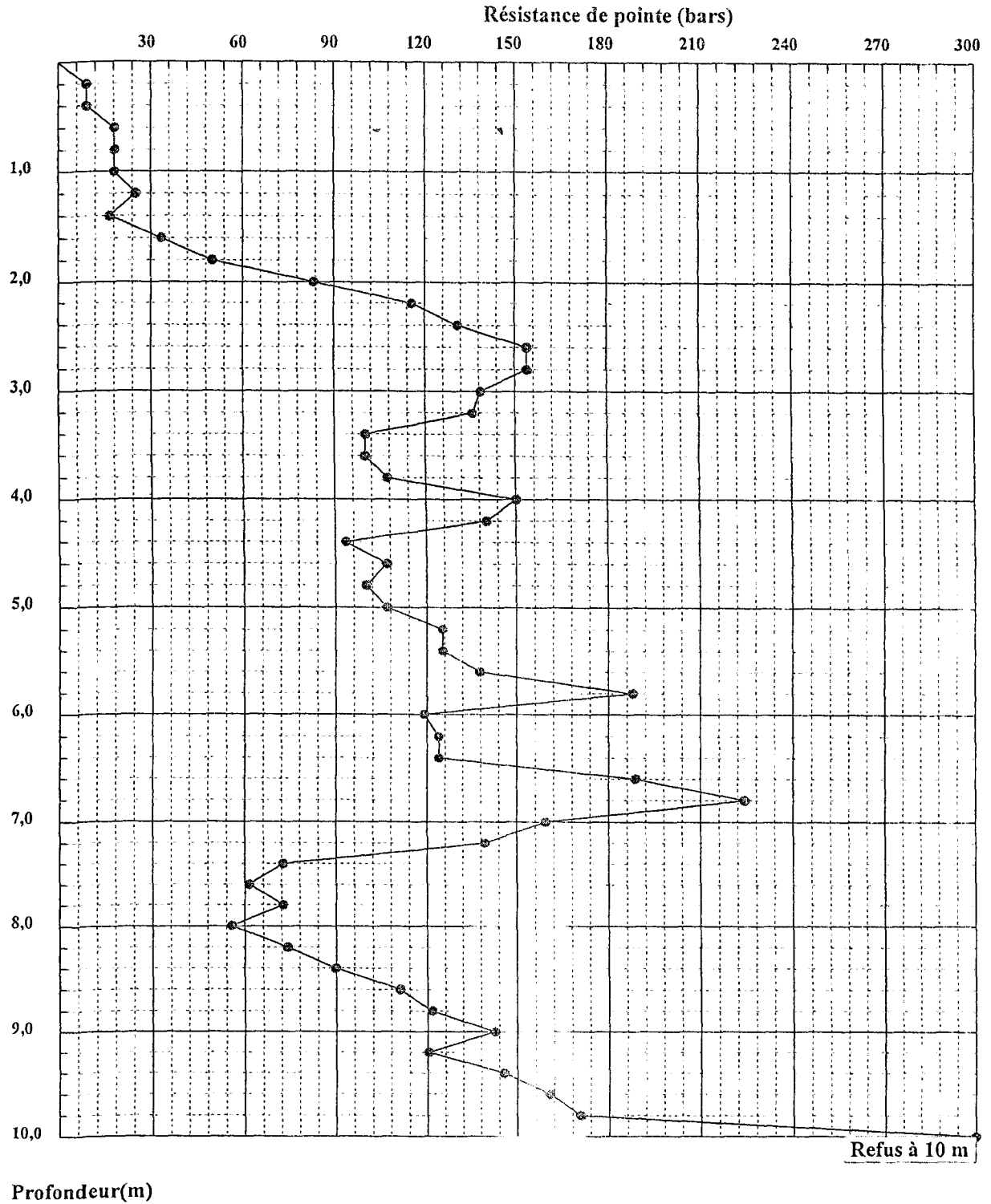
LIEU :

CLIENT : Direction de transport de la Wilaya de JIJEL

DATE ESSAI :

# PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: 2





INTITULE : Siege Direction de Transport ( Site 2)

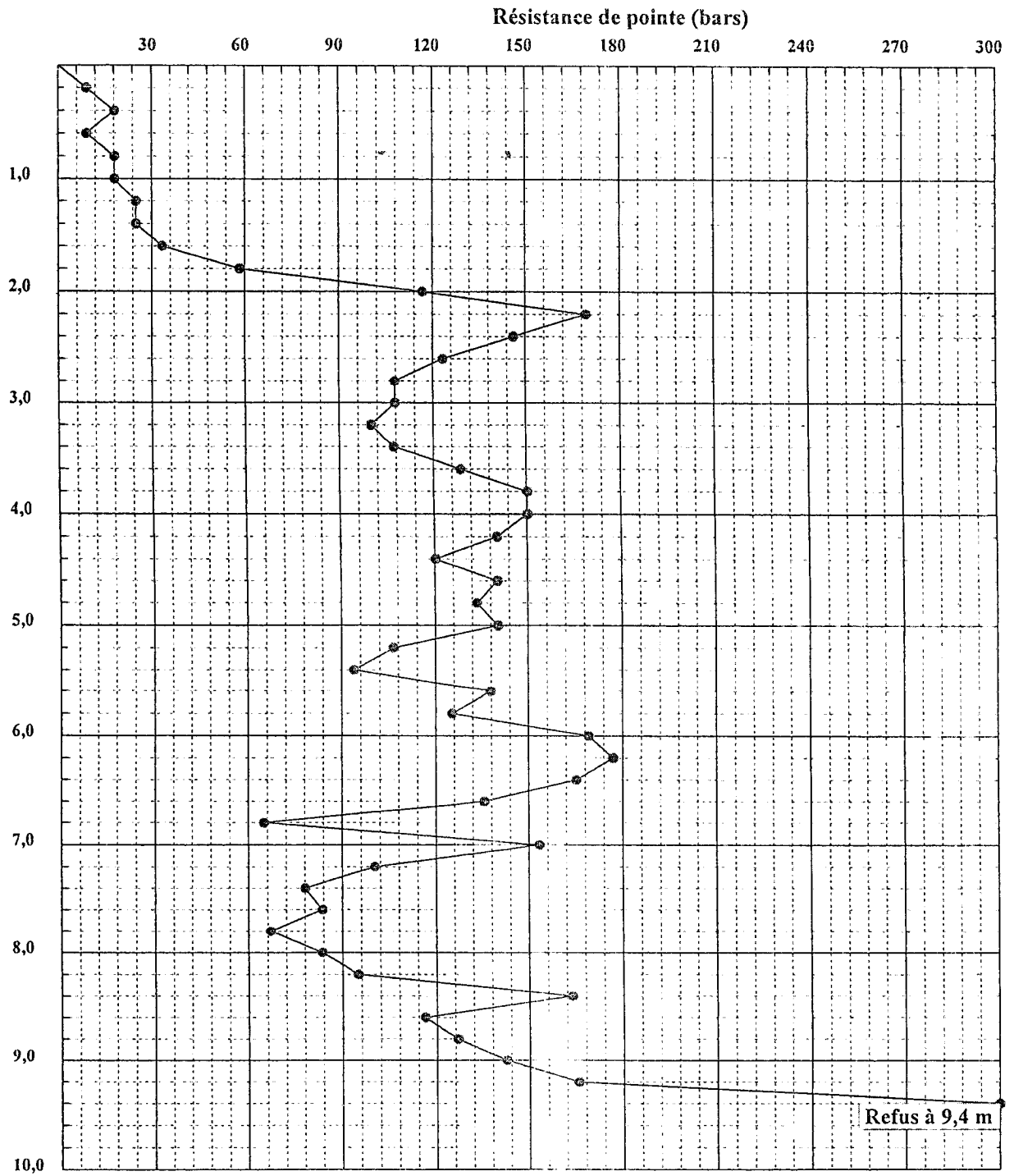
LIEU :

CLIENT : Direction de transport de la Wilaya de JIJEL

DATE ESSAI :

# PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: 3



Refus à 9,4 m

INTITULE : Siege Direction de Transport ( Site 2)

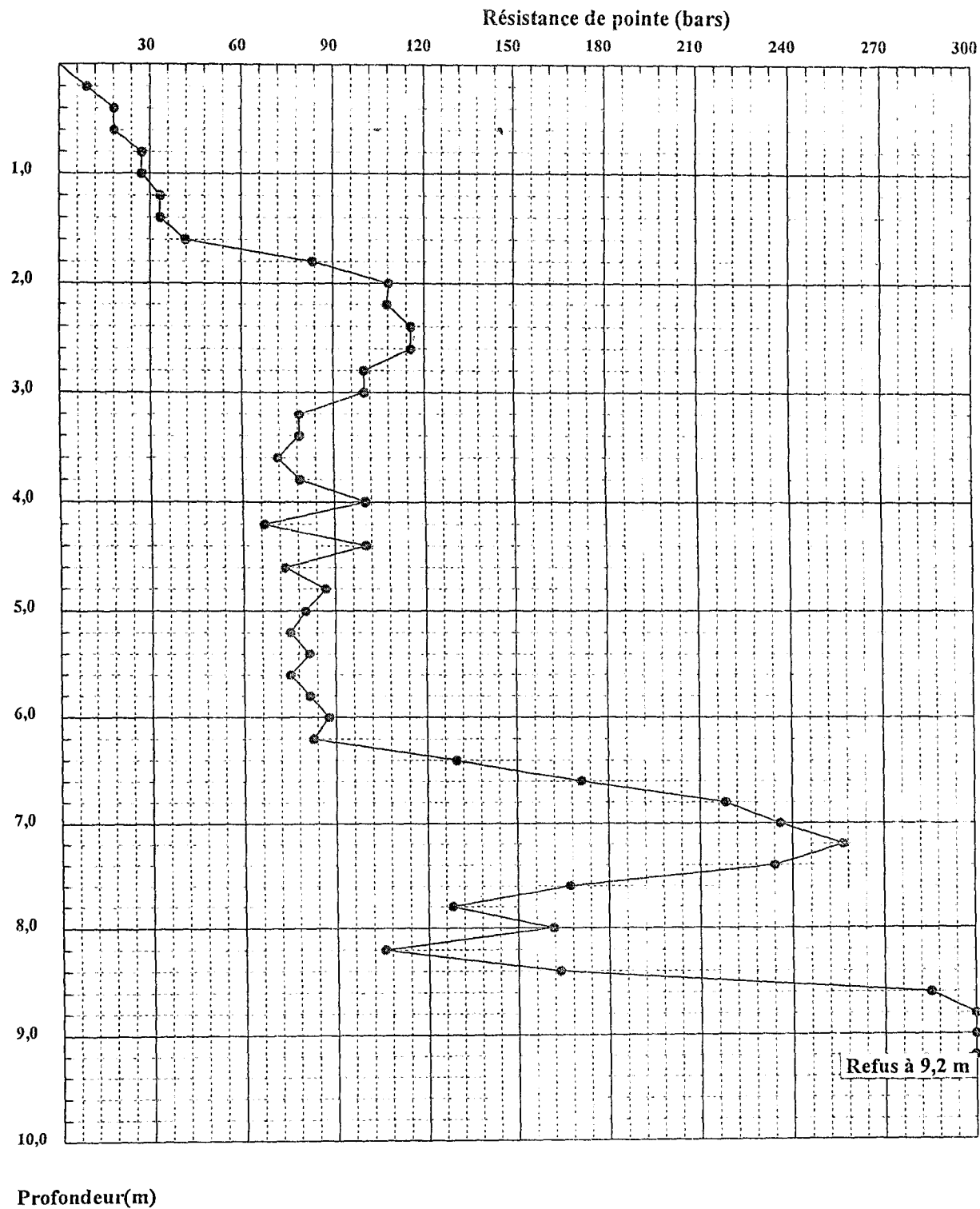
LIEU :

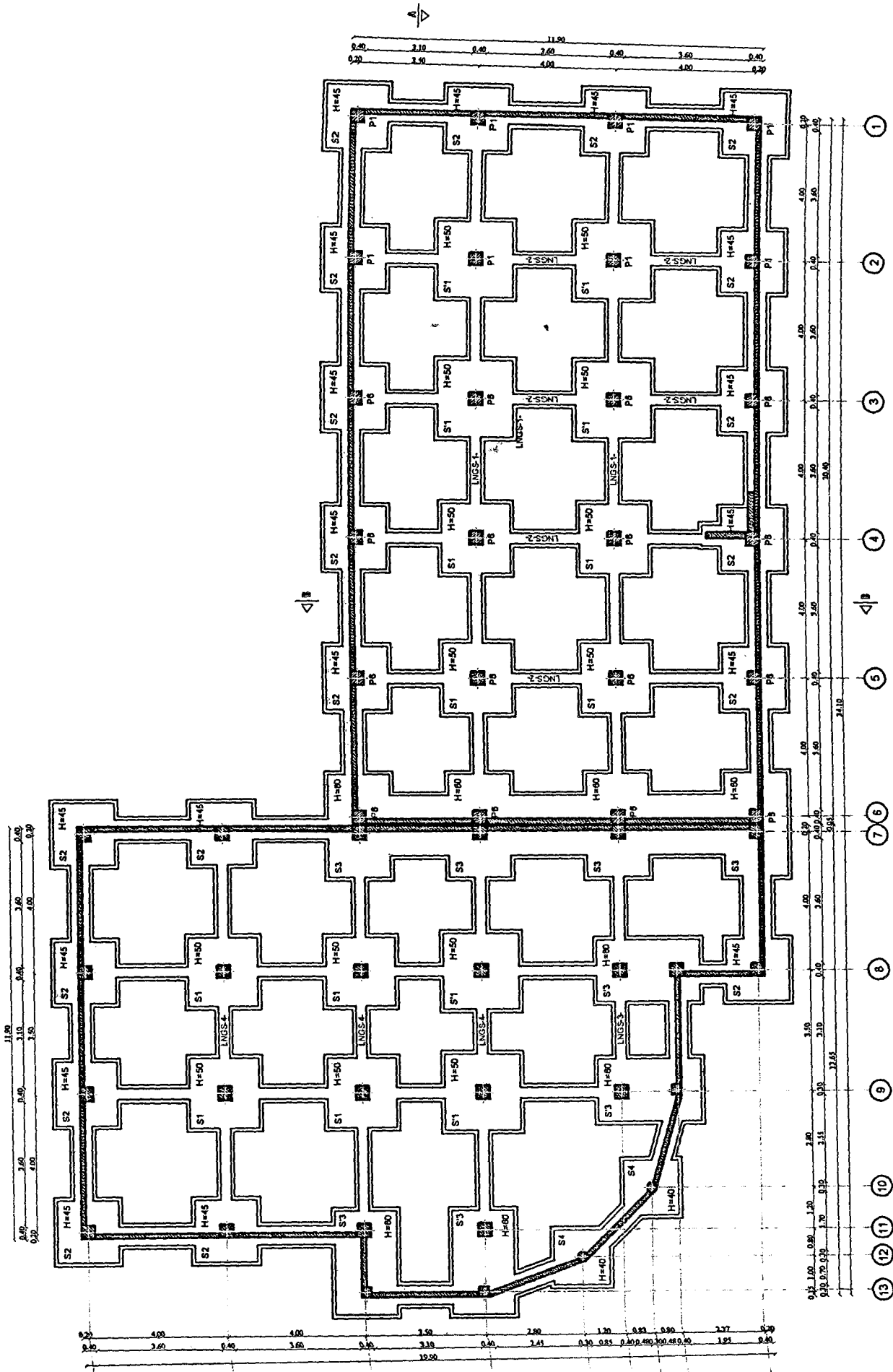
CLIENT : Direction de transport de la Wilaya de JIJEL

DATE ESSAI :

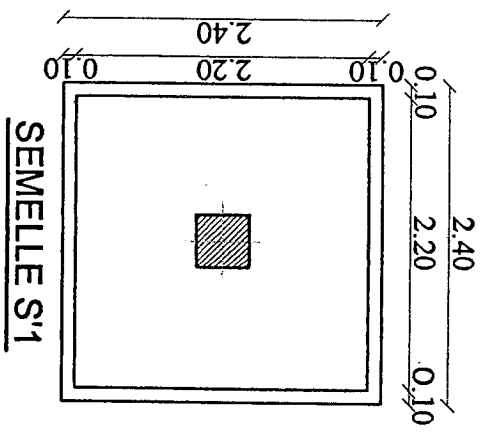
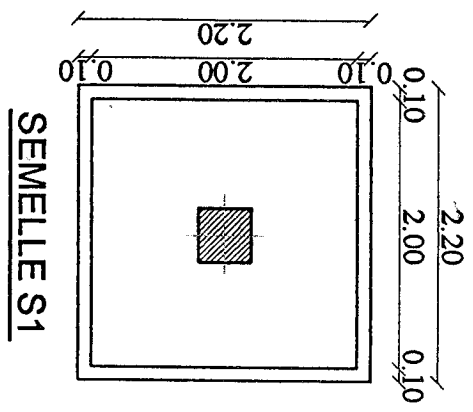
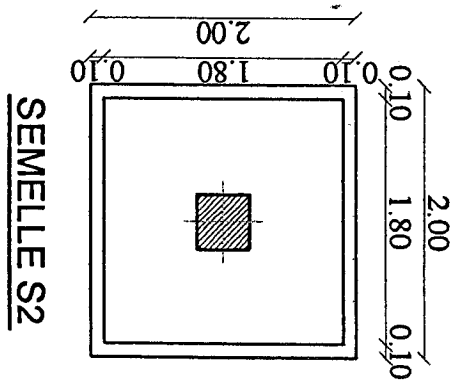
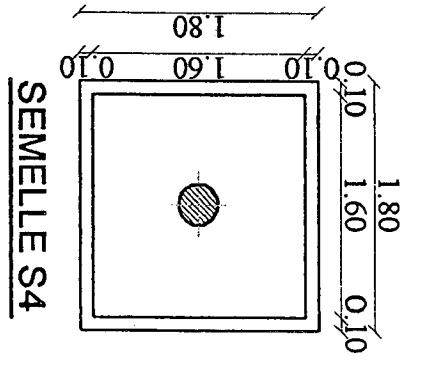
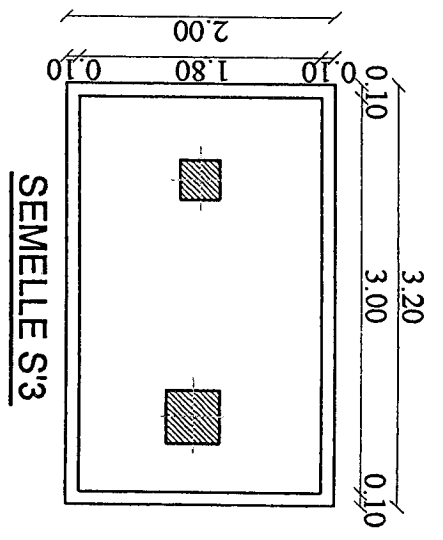
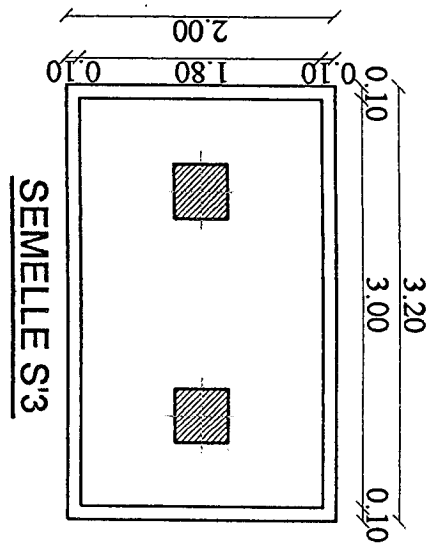
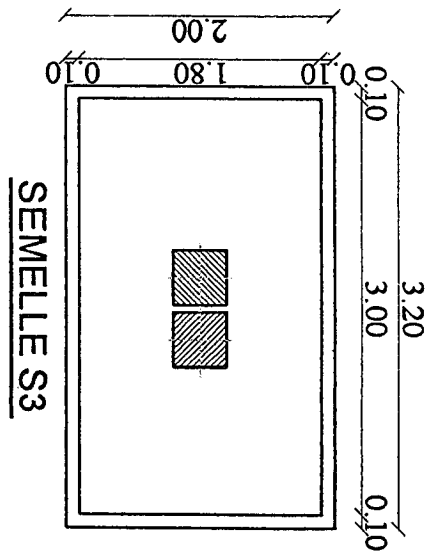
# PENETROMETRE DYNAMIQUE

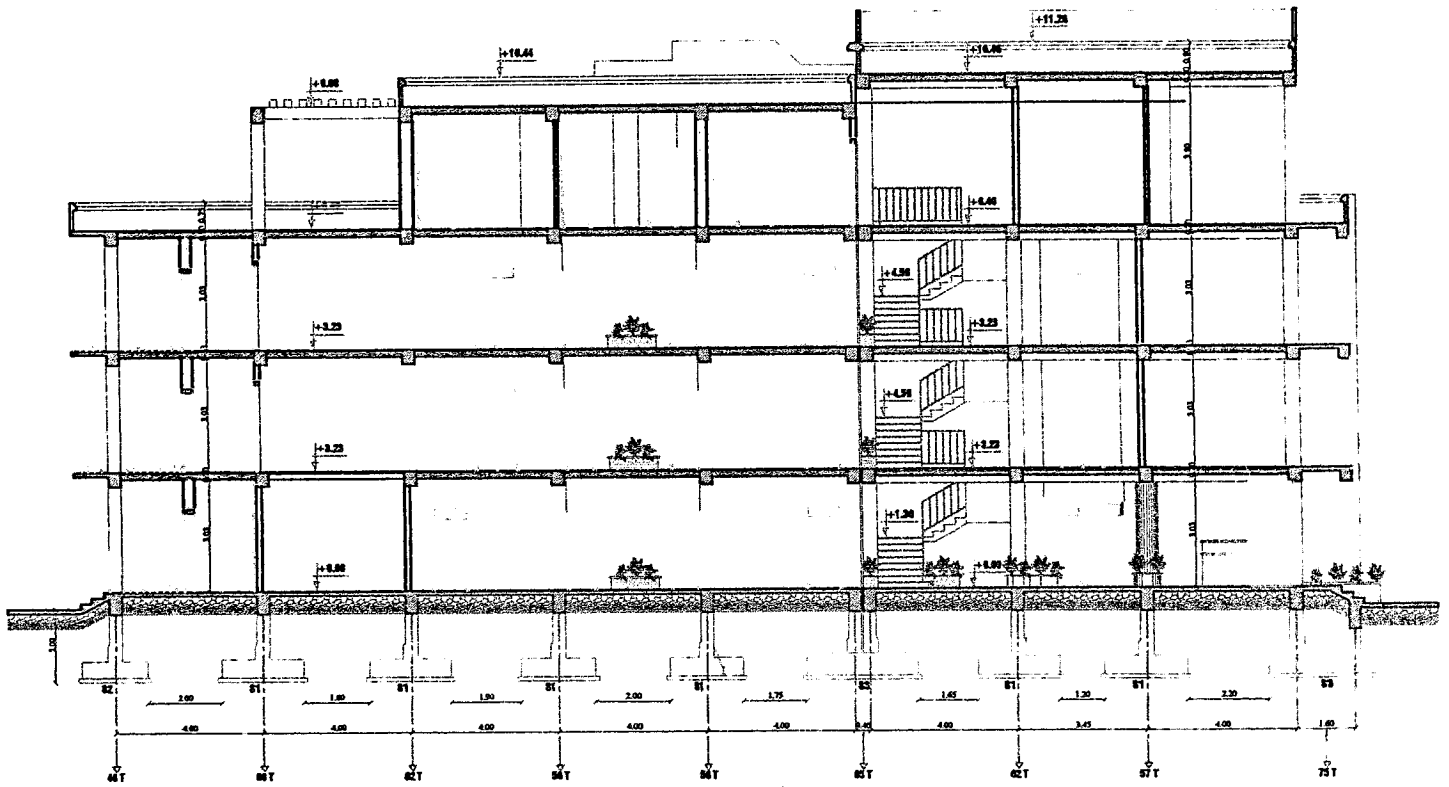
Essai N°: 4



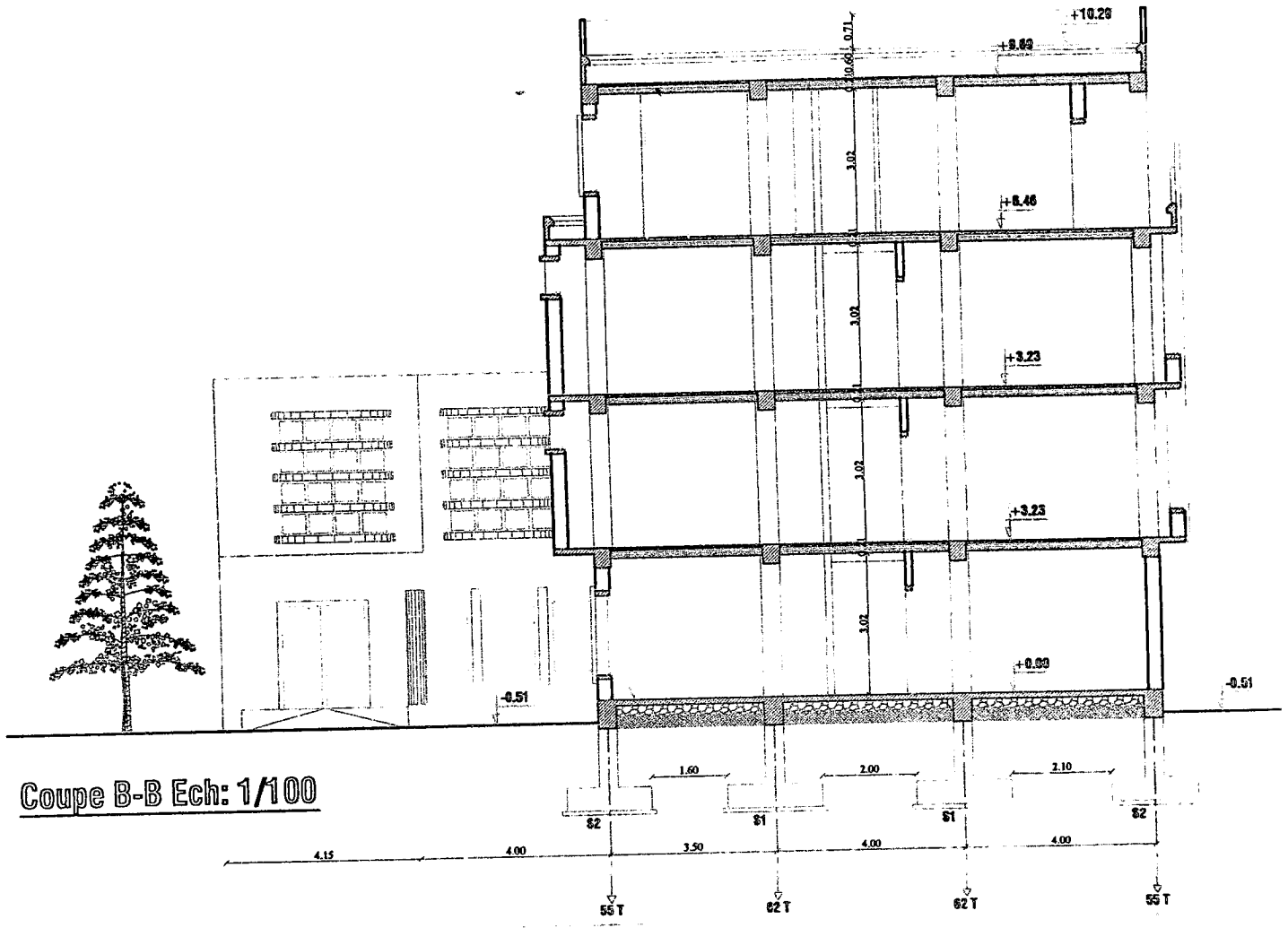


**Coilage des Fondations**





**Coupe A-A**



Coupe B-B Ech: 1/100

