

Université de Jijel



Faculté des Sciences

Geo.03/09

Département des sciences de la terre

Mémoire

جامعة سطيف
كلية العلوم
المستوى
1510

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



Option : Géologie de l'Ingénieur

Thème

Etude géologique et
géotechnique du POS N°1
d'Oudjana - Wilaya de Jijel

Membres de jury :

- ✓ Président : Mr M. TEKKOUK
- ✓ Examinatrice : Mme F. ZEROUAL
- ✓ Encadreurs : Mr Y. ROUIKHA

Mr A. ZENNIR

Réalisé par :

- ✓ BENLABED Nesma
- ✓ TABCHOUCHE Saida



Promotion : 2009

Sommaire

Chapitre 1 : Généralités

1.1. Situation géographique du POS N°1 étudié.....	1
1.2. Hydrologie du secteur d'étude.	1
1.3. Le climat.	2
1.4. Le relief.	2
1.5. Végétation.	2
1.6. Sismicité de la région.	2

Chapitre 2 : Géologie régionale

2.1. Introduction.	4
2.2. Les formations du domaine interne.....	4
2.2.1. Le socle kabyle.	4
a. Ensemble inférieur.	4
b. Ensemble supérieur 5	5
2.2.2. La couverture sédimentaire du socle kabyle.....	5
2.2.2.1. La dorsale kabyle.	5
a. Dorsale interne.	5
b. Dorsale médiane.....	5
c. Dorsale externe.....	5
2.2.2.2. L'Oligo-miocène kabyle et les olistostromes.....	6
a. L'OMK.....	6
b. Les olistostromes.	6
2.3. Le domaine de flysch.	6
2.3.1. Le flysch maurétanien.	6
2.3.2. Le flysch massylien.	6
2.4. Le domaine externe.	7
2.4.1. La nappe épi-tellienne.	7
2.4.2. La nappe méso-tellienne.....	7
2.4.3. La nappe infra-tellienne.....	7
2.5. Les formations de post-nappe.	7
2.6. Le flysch numidien.....	8
2.7. Tectonique et déformation.	9
2.7.1. La déformation cassante.	9
2.7.2. La déformation ductile.....	9

Chapitre3 : Etude hydrologique et hydrogéologique

3.1. Introduction.....	11
3.2. Hydrologie.....	11
3.3. Hydroclimatologie.....	12
3.3.1. Le climat.....	12
3.3.2. Analyse des paramètres climatiques.....	12
3.3.2.1. Les précipitations.....	12
a. Précipitations moyennes annuelles.....	12
b. Pluviométrie moyenne annuelle.....	13
3.3.2.2. La température.....	13
3.3.2.3. La relation précipitation- température.....	14
3.3.2.4. Autres paramètres.....	15
a. Le vent.....	15
b. L'humidité relative.....	15
c. L'évaporation.....	16
3.3.3. Le bilan hydraulique.....	17
3.3.3.1. Calcul de l'évapotranspiration potentielle(ETP).....	17
3.3.3.2. Calcul de l'évapotranspiration réelle(ETR).....	18
a. L'interprétation du bilan hydraulique selon thornthwaite.....	19
b. Exploitation du bilan hydraulique.....	19
b.1. Calcul de ruissellement(R).....	19
b .2. Calcul de l'infiltration(I).....	19
3.4. Hydrogéologie.....	20

Chapitre4 : Etude géologique et géotechnique du site

4.1. Introduction.....	21
4.2. Etude géologique.....	21
4.2.1. Présentation de la lithostratigraphie.....	21
4.2.1.1. Les dépôts quaternaires.....	21
4.2.1.2. Les dépôts dits post- nappes.....	21
4.2.1.3. Les dépôts dd l'Ôligo- miocène kabyle(OMK).....	22
•Description des faciès de l'OMK.....	22
a. Conglomérats de base.....	22
b. La molasse de l'OMK.....	22
4.2.2. Aspect structural de la région.....	24

4.3. Etude géotechnique.....	25
4.3.1. Introduction.....	25
4.3.2. Les moyens de reconnaissance géotechniques des sols.....	25
4.3.2.1. Les reconnaissances géologiques.....	25
4.3.2.2. Les reconnaissances géotechniques.....	25
a. Les essais in situ.....	25
a. 1. Le pénétromètre dynamique.....	25
a.2. Les sondages.....	27
➤ Les sondages carottés.....	27
➤ Les sondages destructifs.....	27
a.3. Le préssiomètre.....	27
b. Les essais de laboratoire.....	29
b. 1. Les essais physiques.....	29
➤ La teneur en eau naturelle.....	29
➤ Le degré de saturation.....	29
➤ Le poids volumique.....	29
➤ Les limites d'Atterberg.....	30
b.2. Les essais mécaniques.....	31
➤ Essai de cisaillement rectiligne.....	31
➤ Essai de compressibilité à l'oedomètre.....	32
4.3.3. Compagne de reconnaissance géotechnique.....	34
4.3.3.1. Les essais in situ.....	34
a. Essai de pénétromètre dynamique.....	34
b. Les sondages carottés.....	35
c. Essai préssiométrique.....	38
4.3.3.2. Les essais de laboratoire.....	38
a. Les essais physiques.....	38
a. 1. Les essais d'identification.....	38
a. 2. Les limites d'Atterberg.....	39
b. Les essais mécaniques.....	39
b. 1. L'essai de cisaillement.....	39
b. 2. L'essai de compressibilité : essai oedométrique.....	40
c. Les analyses chimiques.....	41
4.3.4. Calcul des fondations superficielles.....	41

4.3.4.1. Introduction.....	41
4.3.4.2. Les fondations superficielles.....	42
4.3.4.3. Capacité portante des fondations superficielles.....	42
a. Mécanisme de rupture du sol sous une fondation superficielle.....	42
4.3.4.4. Contrainte admissible du sol de fondation.....	43
a. Capacité portante à partir des essais de pénétration dynamique.....	44
b. Capacité portante à partir des essais préssiométriques.....	46
c. Capacité portante à partir des essais laboratoire.....	47
4.3.5. Calcul des tassements.....	50
4.3.5.1. Distribution de la contrainte verticale avec la profondeur.....	50
4.3.5.2. Calcul des tassements à partir des essais préssiométriques.....	53
4.3.5.3. Calcul des tassements à partir des essais oedométriques.....	56
4.3.6. Etude de stabilité de terrain.....	57
1. Méthode des tranches de fellenus ou méthode suédoise.....	60
2. Méthode automatique.....	66
2.1. Vérification du secteur vis-à-vis des glissements.....	66
2.2. Exemple de calcul par le logiciel de géoslope des coefficients de sécurité F_s	66

Chapitres : Conclusion et recommandations

I. Conclusion.....	68
1. La lithologie.....	68
2. Les propriétés géotechniques.....	68
3. Agressivité.....	68
4. Portance.....	68
5. Tassement.....	68
6. Stabilité.....	69
II. Recommandations.....	69
1. Carte de zoning proposée pour le POSN°1 d'Oudjana.....	69
2. Mesure de sécurité contre l'instabilité.....	69
a. Drainage.....	69
b. Gabionnage.....	69
c. Soutènement.....	70

Annexes.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1 : Les coordonnées de station météorologiques d'Achouat.....	12
Tableau 3.2 : Précipitations moyennes mensuelles et saisonnières (série récente : 1999-2008)	12
Tableau 3.3 : Températures moyennes mensuelles et saisonnières (série récente : 1999-2008)	13
Tableau 3.4 : Moyennes mensuelles de l'humidité relative.....	15
Tableau 3.5 : Valeurs moyennes mensuelles d'évaporation.....	16
Tableau 3.6 : Résultats de calcul de l'évapotranspiration potentielle (ETP) et l'évapotranspiration réelle (ETR) selon Thornthwaite	18
Tableau 4.1 : Classification des sols suivant l'indice de plasticité.....	31
Tableau 4.2 : Classification d'un sol en fonction de C_c	33
Tableau 4.3 : Classification d'un sol en fonction de $C_c / (1 + e_0)$	33
Tableau 4.4 : Valeurs des principaux paramètres physiques des sols.....	38
Tableau 4.5 : Valeurs des limites d'Atterberg	39
Tableau 4.6 : Valeurs des caractéristiques intrinsèques (C) et (φ).....	40
Tableau 4.7 : Valeurs des pressions de consolidation (P_c) , coefficients de compressibilité (C_c) et de gonflement(C_g)	40
Tableau 4.8 : Les résultats des analyses chimiques	41
Tableau 4.9 : Calcul de la contrainte admissible du sol de fondation à partir des résultats de l'essai de pénétration dynamique	45
Tableau 4.10 : Présentation des valeurs de PL moyen.....	46
Tableau 4.11 : La capacité portante à partir des essais préssiométriques.....	47
Tableau 4.12 : Extrait du DTU13.12 regroupe les valeurs des facteurs de portances en Fonction de (φ)	48
Tableau 4.13 : Calcul des contraintes admissibles du sol de fondation à partir des résultats des essais de laboratoire.....	50
Tableau 4.14 : Présentation des valeurs d'Ep/PL	53
Tableau 4.15 : Valeurs des coefficients (α), (Selon Ménard) pour les argiles.....	54
Tableau 4.16 : Valeurs des coefficients (α)	54
Tableau 4.17 : Résultats de calcul des tassements à partir de l'essai préssiométrique.....	55
Tableau 4.18 : Résultats de calcul des tassements à partir de l'essai oedométrique	57
Tableau 4.19 : Calcul de coefficient de sécurité pour le cercle de talus.....	61
Tableau 4.20 : Calcul de coefficient de sécurité pour le cercle de pied de talus	61
Tableau 4.21 : Calcul de coefficient de sécurité pour le cercle profond.....	62
Tableau 4.22 Tableau des caractéristiques mécaniques des terrains	66

LISTE DES FIGURES

Figure1.1 : Carte de situation géographique de site étudié	1
Figure1.2 : Carte sismique de l'Algérie selon le RPA version 2003	3
Figure2.1 : Colonne lithologique synthétique du flysch numidien (H, Djellit, 1987)	8
Figure2.2 : Schéma structural de la Kabylie occidentale (Y, Rouikha, 2008).....	10
Figure3.1 : Schéma orographique du Nord- Constantinois (D, Delga, 1955).....	11
Figure3.2 : Précipitations moyennes mensuelles et saisonnières (série récente : 1999-2008)	13
Figure3.3 : Température moyennes mensuelles et saisonnières (série récente : 1999-2008)	14
Figure3.4 : Diagramme ombrothermique.....	15
Figure3.5 : Moyennes mensuelles de l'humidité relative	16
Figure3.6 : Moyennes mensuelles d'évaporation.....	16
Figure3.7 : Graphique du bilan hydrologique par la méthode de Thornthwaite	19
Figure4.1 : Colonne lithostratigraphique type de la région d'Oudjana (Daïra Taher).....	23
Figure4.2 : Coupe N-S de la région d'Oudjana (Daïra Taher).....	24
Figure4.3 : Schéma d'un pénétromètre.	26
Figure4.4 : Schéma d'un préssiomètre.	28
Figure4.5 : Classification des sols fins par le diagramme de Casagrande.	31
Figure4.6 : Coupe géotechnique NE-SW de la région d'Oudjana (Daïra Taher).	36
Figure4.7 : Coupe géotechnique NNE- SSW de la région d'Oudjan (Daïra Taher).....	37
Figure4.8 : Semelle isolée.	42
Figure4.9 : Mécanisme typique de rupture du sol sous une semelle continue.....	43
Figure4.10 : Courbes d'égales contraintes verticales $\Delta\sigma_z$ sous une fondation, dans un Massif homogène, isotrope, semi infini.	51
Figure4.11 : Accroissement de la contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ sous l'axe d'une fondation Circulaire uniformément chargée (par la contrainte q).....	52
Figure4.12 : Accroissement de la contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ sous le coin d'une fondation Rectangulaire uniformément chargée (par la contrainte q).....	52
Figure4.13 : Méthode approchée pour le calcul de la répartition des contraintes dans un Massif.....	52
Figure4.14 : Ouverture excessive des joints de dilatation au niveau de la cité des 24 Logements.....	58
Figure4.15 : Affaissement du dallage auteur de l'immeuble.	58
Figure4.16 : Pincement du fossé bétonné suite à l'avancée du talus.	59

Figure4.17 : Déstabilisation au sein du gabionnage suit au glissement profond.	59
Figure4.18 : Schéma illustrant le découpage en tranches d'un talus.	60
Figure4.19 : Cercle de talus.	63
Figure4.20 : Cercle de pied de talus.....	64
Figure4.21 : Cercle profond.	65
Figure4.22 : Profil géotechnique A.....	66
Figure4.23 : Profil géotechnique B.	67

Résumé

Le mémoire de fin d'étude que nous présentons et qui concerne le POS N°1 d'Oudjana (Daïra de Taher) traite de plusieurs domaines consacré à la nature géologique d'abord des terrains et leur comportement vis-à-vis des différentes essais géotechniques.

Dans un premier chapitre, nous avons proposés une présentation géographique du secteur étudié mettant en relief les aléas topographiques et climatiques.

Le second chapitre a été consacré à la géologie régionale dans le but de placer notre zone d'étude dans son contexte géologique global et afin de faire prévaloir au préalable liés à la lithologie et la tectonique zonale.

Dans le 3^{ème} chapitre, on a traité les questions relatives à l'hydrogéologie de la région le mettant l'accent sur les différentes données climatiques et le bilan hydrologique de la région de Jijel.

Dans notre mémoire le volet géotechnique englobe deux parties bien distinctes :

- Une première partie consacrée à la géologie de site laquelle ont été décrites toutes les lithologies et faciès affleurant dans le POS d'Oudjana.
- Une seconde partie dans ce même chapitre traite dans le détail le domaine géotechnique lie aux méthodes et moyens y afférents. Se basant sur les résultats des sondages effectués sur le site étudié. Notre travail se termine par les calculs des fondations, des tassements et des profondeurs d'ancrage qui sont les données de base pour le zoning géotechnique lequel a été effectué pour deux ancrages différents.

En fin de chapitre nous avons présentés la traitement d'un cas de glissement de la zone à étudié et ce par les deux méthodes conventionnellement admises.

En gise de conclusion nous avons jugé opportun d'émettre quelques recommandations et perspectives concernant la poursuite de l'urbanisation de la région d'Oudjana.

Introduction générale

Les principales contraintes auxquelles sont confrontés les spécialistes de l'aménagement des territoires en vue de l'urbanisation contrôlée résident non pas dans le choix des sites mais plutôt dans les contraintes multiples que peut leur réserver la nature.

Ainsi l'aménagement de tout territoire nécessite la connaissance et la prise en considération des contraintes liées à la topographie du site considéré, à la géologie détaillée notamment la nature lithologique des terrains affleurent sur le site, leur structure, leur comportement géotechnique.

Le traitement de ces différentes équations et les données géotechniques permet l'élaboration de la carte de zoning géotechnique sur lesquelles sera spécifiée la compétence puis la vocation ou l'affectation d'un site géologique donné.

Chapitre 1



Généralités

1.1. Situation géographique du P.O.S.1, étudié :

Le P.O.S.1. Oudjana à pour site le terrain du chef lieu commune, à l'intérieur du quel se localise le siège de l'A.P.C. Il s'étend du sud de ce dernier jusqu'à la colline 303 vers le nord sur une longueur d'environ 1.5 km. Le P.O.S.1 occupe une superficie de 66.44 hectares.

Sur le plan géologique, la région d'Oudjana fait partie du bassin néogène de Jijel.

Il est limité au Sud par une retenue collinaire, au Nord par mechta Zaouïa et Ain Akerrouchène, à l'Ouest et à l'Est par des zones de ravinements

Les coordonnées géographiques du site sont comme suit (figure 1.1):

- Longitude : 785°.4 E et 786°.44E
- Latitude : 384°N et 385°.62N
- Altitude : 230m – 303 m.



Figure 1.1 : Carte de situation géographique de site étudié.

1.2. Hydrologie du secteur d'étude :

La forte pluviométrie de la région, l'imperméabilité des sols et sous-sols ont des conséquences néfastes sur le comportement superficiel des terrains.

En effet, ceci est traduit par la densification du réseau hydrologique, la mise en place de nombreux talwegs responsables d'une érosion ravinante intense.

A la suite des précipitations importantes, les eaux de ruissellement circulent par gravité selon la pente topographique, tout en stagnant sur les zones de faible pente pour s'infiltrer lentement dans les fissures de retrait qui se forment pendant les périodes sèches.

Ces réserves d'eaux sont exploitées sous forme de puits traditionnels, cas du puit recensé au voisinage du site dans la partie Est, profond de 13 m, et dont niveau d'eau est aux environ de 6 m de profondeur (information de propriétaire).

1.3. Le climat :

La région étudiée est caractérisée par un climat méditerranéen sub-humide. Les fortes précipitations de la saison humide (décembre - février) donne une pluviométrie moyenne d'environ 903 mm pour l'année 2006.

En saison sèche la valeur minimale des précipitations est de l'ordre de 3 mm (Juillet Septembre).

La valeur de la température moyenne annuelle enregistrée oscille autour de 18°.7

1.4. Le relief :

Le site présente un relief à topographique variable parfois très raviné (talwegs), avec trois (03) classes de pentes différentes (carte des pentes, LNHC, 2008):

- Classe (I) : 0-10 % (partie Est)
- Classe (II) : 10-20 % (classe dominante) sur les versants
- Classe (III) : > 20 % en bordure des ravins et talus.

1.5. Végétation :

La région d'étude est caractérisée par une couverture végétale dense, favorisée par l'importance des précipitations. Les conditions climatiques et la nature des terrains de la région ont permis le développement de forêts très dense.

1.6. Sismicité de la région :

Selon la carte sismique du Nord algérien, établie en 1971 par le service sismologie d'Alger sous la direction de J. Rousse, la région d'Oudjana, se situé dans une zone d'intensité qualifiée de forte sismicité, selon l'échelle macro-sismique international (E.M.I).

En se basent sur le canevas des règle parasismiques algériennes RPA (version 2003) le territoire Algérien est divisé en quatre zone de sismicité décroissante de 0 à III :

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible
- Zone II : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité forte.

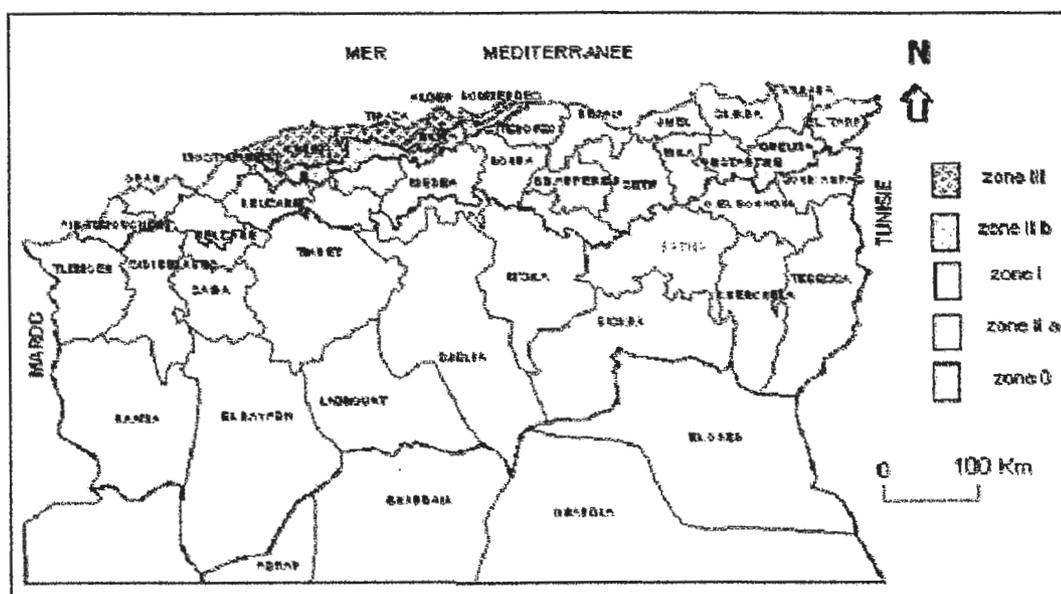


Figure1.2 : Carte sismique de l'Algérie selon le RPA version 2003.

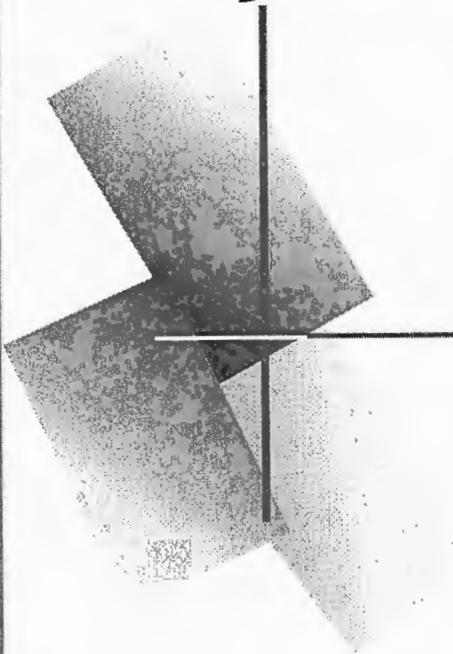
La région d'Oudjana est classé dans la zone de moyenne sismicité (zone II).



-  LIMITE DE POS
-  LIMITE DE CLASSE DES PENTES
-  CLASSE I (0-10%)
-  CLASSE II (10-20%)
-  CLASSE III (>20%)

CARTE DES PENTES DU POS N°1 D'OUDJANA (LNHC, 2008).

Chapitre 2



Géologie
régionale

2.1. Introduction :

La wilaya de Jijel se trouve dans la zone dite des massifs métamorphiques kabyles faisant des zones montagneuses plissées du littoral méditerranéen. Elle appartient au domaine de la petite Kabylie.

La petite Kabylie se limite au Nord par la mer méditerranée à l'Est par la Soummam ; la grande faille qui sépare la petite Kabylie de la grande Kabylie ; à l'Est elle se limite par la dépression de la plaine de Annaba, tout à fait au Sud, on a une rupture imprécise et se situé entre la ligne de partage des eaux, le bassin de Hoddna et les oueds du Nord drainés par la méditerrané.

Le massif de la petite Kabylie appartient de la chaîne des maghrébides qui sont subdivisées paléogéographiquement en trois domaines principaux qui du Nord au Sud :

1. Domaine interne.
2. Domaine de flysch.
3. Domaine externe.

2.2. Les formations du domaine interne :

Il comprend le socle kabyle (socle ancien), et sa couverture sédimentaire calcareuse représenté par la dorsale kabyle d'âge Mésozoïque.

2.2.1. Le socle kabyle :

Il apparait en Algérie du Nord, sous forme de trois pointement amygdalaires, ces pointements sont représentés par le massif de chenoua à l'Ouest d'Alger, le massif de grand kabyle au centre et le massif de petite Kabylie à l'Est. Selon (M. D.Durand ,1955), (J.B. Boullin ,1977).

Le socle kabyle comprend deux grands ensembles métamorphiques :

a. Ensemble inférieur :

Constitue par :

Des gneiss fins ou ocellés, intercalés par des marbres et des amphibolites de quartzites, certains de ces gneiss sont métamorphisés en granites cadomien (Lahondere, 1987).

b. Ensemble supérieur :

Cet ensemble est constitué par des phyllades à intercalations locales des grès et des porphyroïdes ocellés, avec une zone inférieure à biotite, et une zone supérieure à chlorite, des schistes et des micaschistes (J.C.Lahendère, 1987).

Cet ensemble est surmonté en discordance par des formations siluriennes (M.D. Delga, 1955), comprenant de bas en haut :

- Des schistes noirs.
- Des psammites rouges et vertes à graptolites.
- Des grès calcaires à tentacules.
- Des calcaires à orthocères (H ,Djellit, 1987).

Les formations du socle kabyle sont par endroit charriées sur les terrains mésozoïques et cénozoïques (M.D. Delga, 1955, J.F Raoult, 1974, et J.P. Bouillin, 1977).

2.2.2. La couverture sédimentaire du socle kabyle :**2.2.2.1. La dorsale kabyle :**

Cette chaîne calcaire montre des termes allant du Permo-Trias à l'Oligocène, elle présente la limite entre le socle kabyle et les formations telliennes au Sud, et discordante sur le socle.

Trois domaines paléogéographiques peuvent être distingués (J.F. Raoult, 1979), ils sont du Nord au Sud :

a. Dorsale interne :

Elle montre une série complète, allant du Permo-Trias au Néocomien, cette série est surmontée en discordance par des calcaires biogène à caractères littoraux de l'Eocène inférieur à moyen.

b. Dorsale médiane :

Elle forme des dépôts marno-calcaires à micro-faune pélagique datée du Turonien à lutétien inférieur, les marno-calcaires peuvent être intercalés par des calcaires à nummulites peu épais (05m).

c. Dorsale externe :

Elle comporte des formations détritiques lacuneuses du Crétacé supérieur et de l'Eocène inférieur (J.C Lahondère, 1987).

Les calcaires silicifères et des conglomérats disposés en discordance. La dorsale externe repose en contact anormal sur les flyschs.

2.2.2.2. L'Oligomiocène kabyle (OMK) et les olistostromes :

a. L'OMK :

Les formations de l'Oligomiocène kabyle sont transgressives et discordantes sur le socle kabyle. L'OMK est constitué par des grès micacés à débris du socle à la base, l'Oligocène basal présente des silixites au sommet (J.C Raoult, 1974-1975, J.P ,Bouillin, 1977).

b. Les olistostromes :

Ce sont des formations tectono-sédimentaires ayant glissés dans le bassin molassique, elles comprennent des débris de flysch. La datation donne un âge d'Aquitainien à Burdigalien probable (J.C Lahondère, 1987).

2.3. Le domaine de flysch :

Ces formations de type allochtone restent mal connues jusqu'en 1955, où des séries allant du Néocomien à l'Eocène ont été identifiées. Les flyschs en Algérie sont classiquement subdivisés en deux types principaux (J.P ,Bouillin et all, 1969) qui sont :

2.3.1. Le flysch Maurétanien :

Cette appellation a été proposée pour la première fois par Gelard (1969). Le flysch Mauritanien présente des séries assez variées allant du Néocomien au Lutétien, il comporte de bas en haut :

- Un terme Albo-Aptien représenté par des grès homométriques d'épaisseur moyenne (300m) (type de Guerrouche).
- Un terme Cénomaniens supérieur local formé de phtanites rouges ou blanches.
- Des grès micacés surmontant les conglomérats d'âge Eocène à Oligocène, ils forment le sommet de cette série.

2.3.2. Le flysch massylien :

Le terme massylien a été proposé par Raoult en 1969, sur une série localisée au Nord du Kef Sidi Driss. Ce flysch est de même âge que le flysch Mauritanien, il regroupe trois ensembles (J.F Raoult, 1974, J.C Lahondère, 1987).

- Un flysch Albo-Aptien formé d'argiles et des grès du Crétacé inférieur.
- Un ensemble constitué par des marnes et des calcaires fins du Vraconien, des microbrèches et des conglomérats du Cénomaniens inférieur, des calcaires fins et des phanites noires du Sénonien supérieur.
- Le sommet montre une alternance des argiles rouges et des microbrèches du Crétacé supérieur (J.F Raoult, 1974).

2.4. Le domaine externe :

Il est représenté par les formations des nappes telliennes. Les formations du domaine tellien se trouvent à l'avant des régions internes, elles sont subdivisées en trois grands ensembles qui sont de haut en bas :

2.4.1. La nappe épi-tellienne :

Elle est constituée de terrains marneux allant de l'Albien au Lutétien supérieur.

2.4.2. La nappe méso-tellienne :

Elle comporte un dispositif de cinq écailles, formés de sédiments, allant de Sénonien à l'Eocène.

2.4.3. La nappe infra-tellienne :

Elle forme l'unité la plus basse structurellement, elle est caractérisée par une structure chaotique comportant le Trias gypsifère, le Jurassique, le Crétacé et le Nummulitique.

2.5. Les formations de post-nappe :

Elles présentent deux types de formations caractéristiques :

- Les dépôts marins constitués des marnes grises à miches calcaires du Tortono-Messinien, affleurant au Nord de la petite Kabylie.
- Les dépôts continentaux du Mio-Pliocène dans le bassin constantinois et qui représente deux cycles sédimentaires (J.P, Bouillin, 1977) :
 - ✓ Un premier cycle : constitué de dépôt marneux à couleur grise ou bleu, transgressives et discordants sur le numidien, les flyschs et les olistostromes.
 - ✓ Un deuxième cycle : est formé par des grès durs qui résultent de la destruction du flysch numidien, qui se trouve dans le bassin Miocène de la petite Kabylie

de Jijel (Sahel), El-Milia et de Collo (H, Djellit, 1987) et des grès grossiers reposant sur un conglomérat hétérogène formant les terrasses anciennes et d'âge probable Pliocène.

2.6. Le flysch numidien :

Le flysch numidien occupe la position la plus haute dans l'édifice structural de la région. Il est constitué de quatre termes lithologiques comprenant de bas en haut :

- I- 50m d'argile aux teintes variantes : vertes, rouges, jaunes et grises, à intercalations calcaro-gréseuses à Gloconies (a).
- II- 10 à 20 m d'une alternance des pèllites bleutées et des marnes à intercalations gréseuses décimétriques, soit en niveaux continus (a), soit lenticulaires (b) et à figures de bases (les flûtes castes, figure de charge...).
- III- un ensemble (150 à 160m) gréseux en bancs épais (2 à 3m), à faciès numidien composés essentiellement de teintes jaunes blancs (rouille d'altération), à grains grossiers de quartz roulés.
- IV- 10 à 15m de bancs de calcaires gréseux associés à des marnes calcaires terminant cette succession.

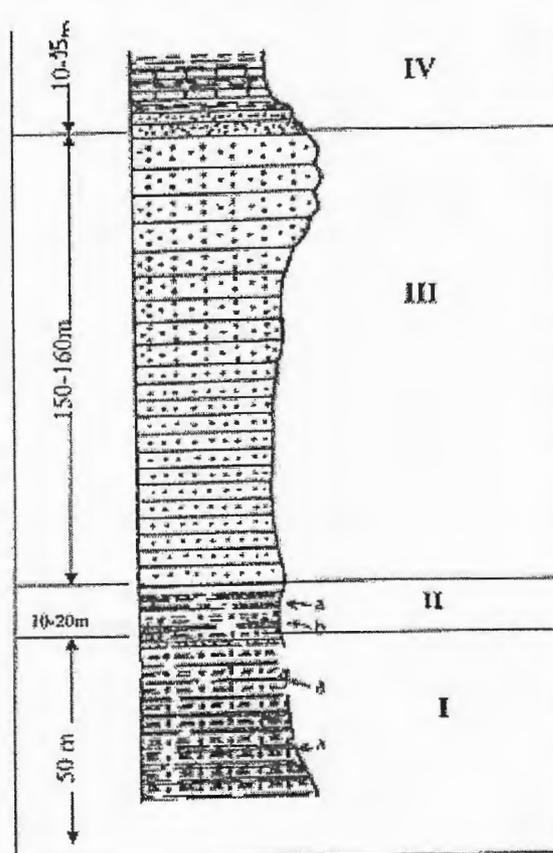


Figure 2.1 : Colonne lithologique synthétique du flysch numidien (H, Djellit, 1987)

2.7. Tectonique et déformation :

2.7.1. La déformation cassante :

La déformation cassante se manifeste essentiellement par des failles normales décrochantes formant généralement deux réseaux de fractures suborthogonaux dont l'un à une orientation approximative N10 à N20.

Les réseaux subméridiens N10 est responsable du compartimentage N-S du socle métamorphise. Par contre le réseau N110 est responsable de l'effondrement de certaines zones formant des châteaux d'Est en Ouest.

Le réseau hydrographique suit les zones d'effondrement issues de ces fractures profondes qui ont certainement joué durant l'orogène alpin (D. Delga, 1971).

En effet le bassin des flyschs est orienté E-O qui est largement chevauché par le socle kabyle selon un contact frontalier majeur serait le témoin d'une dynamique récente des ces anciennes cicatrices.

2.7.2. La déformation ductile :

Elle se représente par deux réseaux des plis :

- Un premier réseau de pli d'axe N110 à N150.
- Un deuxième réseau de pli d'axe N110 à N340.

Ces déformations ductiles se sont traduites dans le compartiment structural inférieur par des structures métamorphiques telles :

- Le développement de plan de schistosité à caractère régional.
- Le développement d'une schistosité de flux.
- Le développement de microplis au sein de certains bancs.

Les différentes unités de ce compartiment structural sont séparées par des contacts tectoniques anormaux généralement inclinés (30° à 50°) NE puis tardivement redressés (H. Djellit, 1987).

Le compartiment structural supérieur et quant à lui opposé au premier par la nature des contacts qui séparent ces différentes unités qui sont plats. De même ces unités sont caractérisées par des glissements gravitaires superficiels.

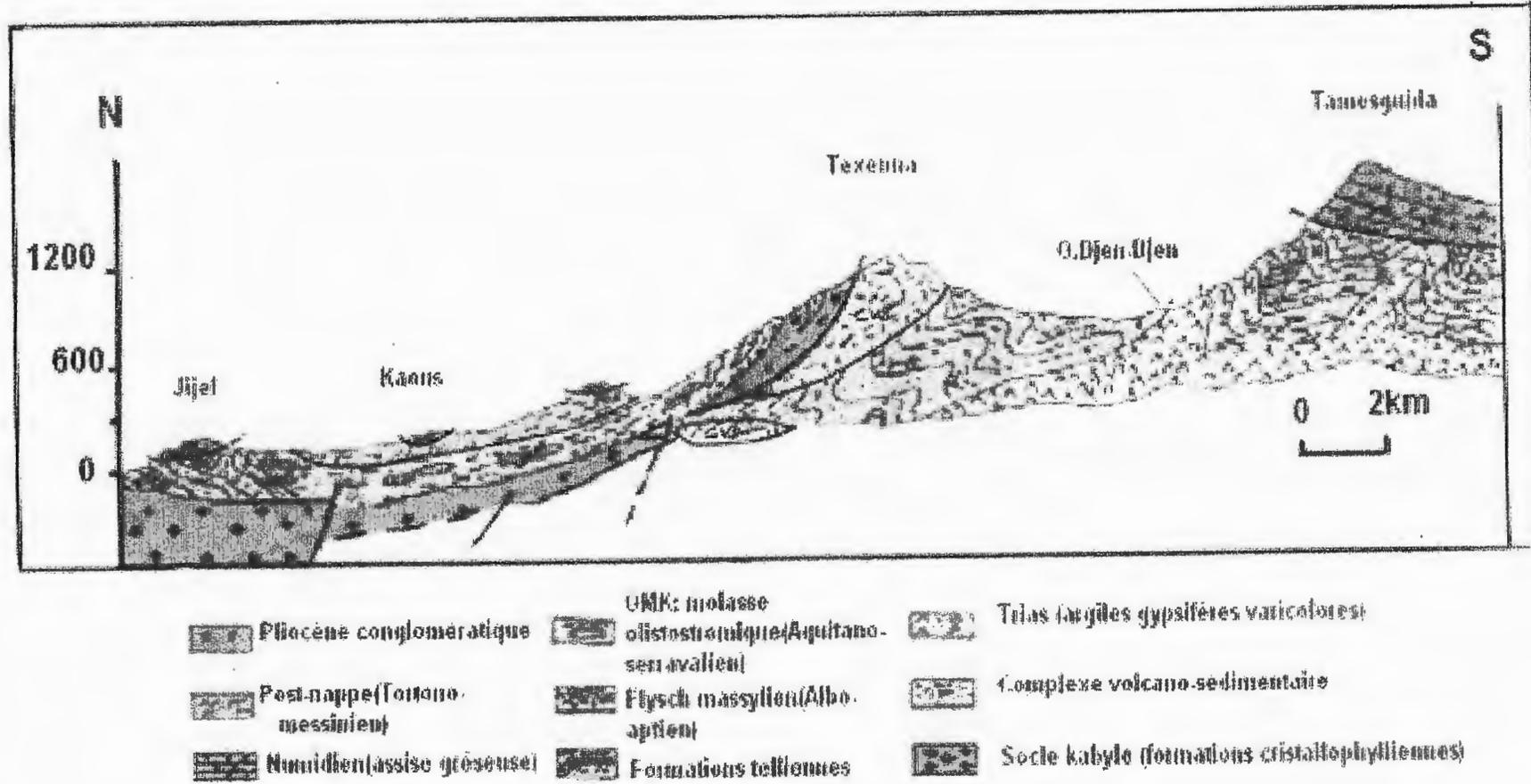
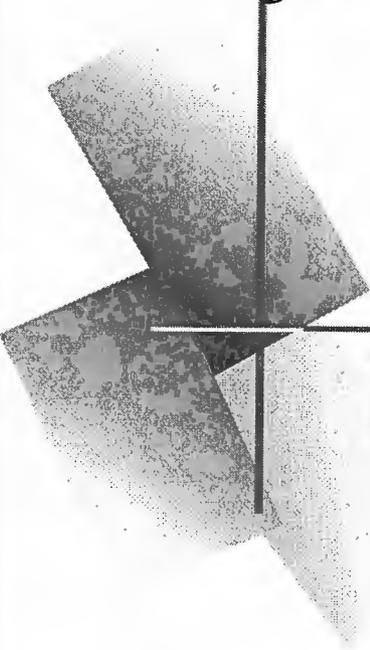


Figure2.2 : Schéma structural de la kabyle occidentale (Y. Rouikha, 2008).

Chapitre 3



*Etude
hydrologique et
hydrogéologique*

3.1. Introduction :

Située en zone à dominance montagneuse, la wilaya de Jijel qui s'étend sur 239663km² et dont 80% de cette aire se trouvent entre 500 et 1500m d'altitude.

Malgré les fortes précipitations enregistrées sur le territoire de la wilaya en moyenne (1200 mm/an), celles-ci présentent des fluctuations saisonnières très importantes. Cette dispersion des précipitations exige la mise en place d'infrastructures hydrauliques permettant de gérer les potentialités dans de meilleures conditions.

Les eaux d'infiltration captées par les nappes aquifères représentent elles aussi un autre potentiel de ressources en eau non négligeable sur toutes les berges (plaines alluviales) des grands cours d'eaux.

3.2. Hydrologie :

La région de Jijel présente un compartimentage morpho structural orienté EW et NS.

Les écoulements des eaux de surface empreintes alors ces directions guidés par la topographie de la région. La plupart des écoulements se rassemblent en amont dans les grands bassins versants tels : oued Nil, DjenDjen, Mencha, Kissir.

L'impact de ces écoulements sur la surface du sol est tributaire des affleurements géologiques qui sont plutôt argilo-marneux dans les zones basses de la région .

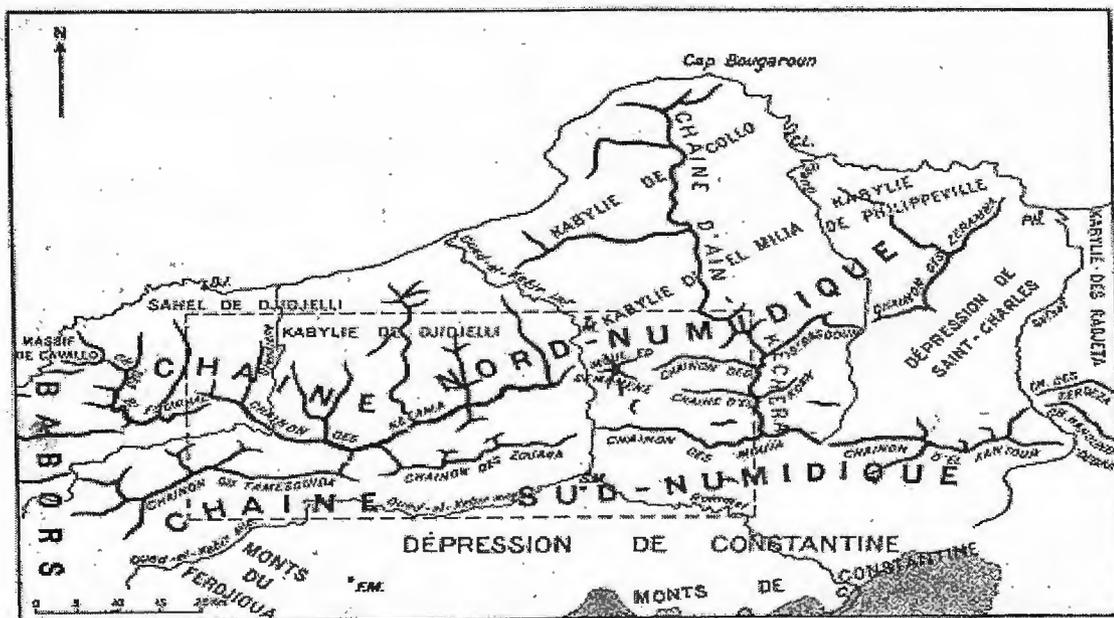


Figure (3.1) : Schéma orographique du Nord – Constantinois.

En gris ; les hautes plaines.

3.3. Hydroclimatologie :

3.3.1. Le climat :

La région de Jijel est caractérisée par un climat de type méditerranéen, avec un hiver doux pluvieux, et un été chaud et sec.

En plus Jijel est l'une des régions qui enregistrent les plus fortes précipitations en Algérie, dont la moyenne annuelle est estimée à 1200 mm/an.

3.3.2. Analyse des paramètres climatiques :

Données relevées par la station pluviométriques d'Achouat :

Tableau (3.1) : les coordonnées de station météorologique d'Achouat

Station	Altitude(m)	Longitude	Latitude
Achouat	8	553E	3648N

3.3.2.1. Les précipitations :

a) Précipitations moyennes mensuelles et saisonnières :

L'étude des précipitations moyennes mensuelles et saisonnières a été effectuée à partir des données des périodes récentes qui s'étend de 1999 à 2008.

Tableau (3.2) : Précipitations moyennes mensuelles et saisonnières

(Série récente : 1999-2008).

Station	Précipitations (mm)												Total (mm)
	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aôu	
Achouat	60.44	56.16	160.02	200.55	154.85	99.5	81.78	63.82	51.55	11.57	3.21	16.06	959.51
	276.62			454.9			197.15			30.84			
	Automne			Hiver			printemps			été			
	28.82%			47.40%			20.54%			3.21%			

Le tableau(3.2) montre que l'hiver s'avère la saison la plus humide avec une valeur de 47.40%de précipitations saisonnières .Par contre l'été représente la saison sèche avec une valeur de 3.21%.

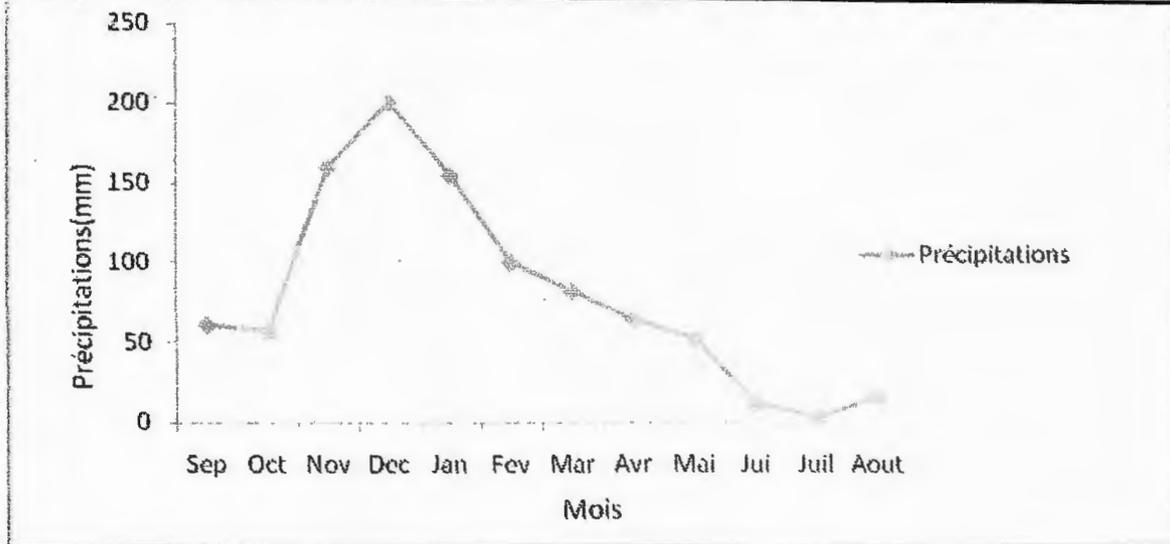


Figure (3.2) : Précipitations moyennes mensuelles et saisonnières (Série récente : 1999-2008).

b) Pluviométrie moyenne annuelle :

Se basant sur les données émanant des services hydrauliques de la wilaya de Jijel, on a fait ressortir quatre zones pluviométriques :

1. **Zone A** :> 2000mm/an sur les sommets élevés de la wilaya.
2. **Zone B** : 1200 à 1500mm/an sur les versants Nord.
3. **3-Zone C** : 1000 à 1200mm/an sur les plaines côtières orientales.
4. **4-Zone D** : 500 à 1000mm/an sur les plaines côtières occidentales.

3.3.2.2. La température :

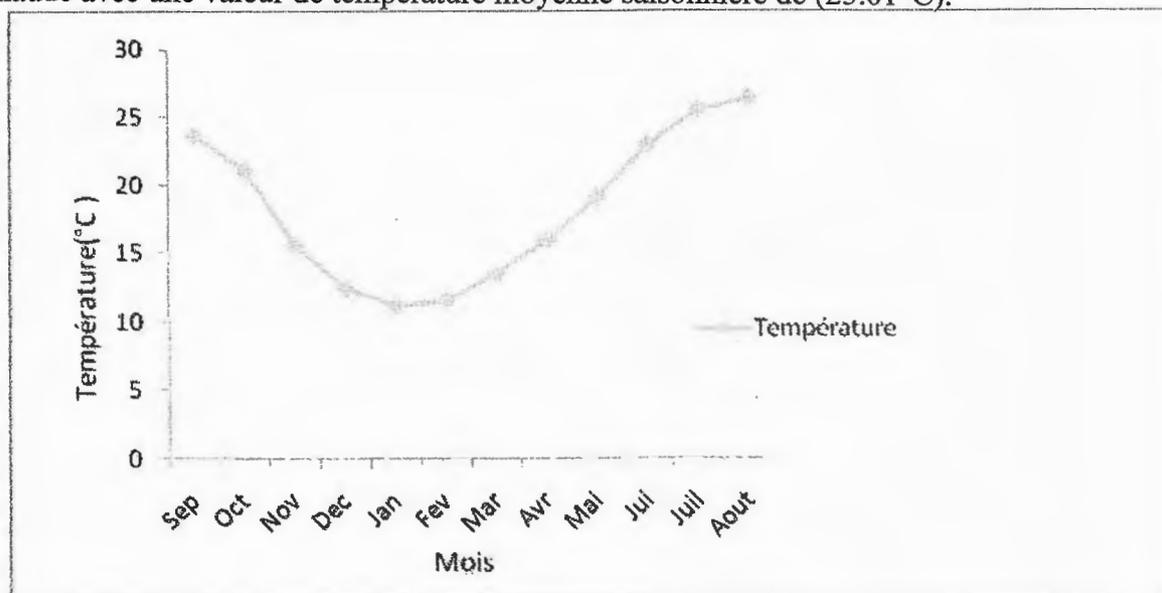
La température est un facteur ayant une grande influence sur l'évapotranspiration et de ce fait elle joue un rôle important dans le comportement des sols vis-à-vis des eaux météoriques.

Le tableau ci-dessous donne la répartition mensuelle de la température pour la période récente (1999-2008).

Tableau (3.3) : Températures moyennes mensuelles et saisonnières (Période récente : 1999-2008).

Station	Température (°C)												Total
	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	
Achnouat	23.7	21.1	15.55	12.46	11.2	11.6	13.5	15.96	19.14	23	25.62	26.42	18.29
	20.11			11.75			16.2			25.01			
	Automne			Hiver			Printemps			été			

Le tableau (3.3) indique que la saison la plus froide est l'hiver avec une valeur de température moyenne saisonnière de (11.75°C) et par contre l'été représente la saison la plus chaude avec une valeur de température moyenne saisonnière de (25.01°C).



**Figure (3.3) : Températures moyennes mensuelles et saisonnières
(Période récente : 1999-2008).**

3.3.2.3. La relation précipitation-température

•Diagramme ombrothermique :

Le diagramme ombrothermique permet de déterminer les mois les plus secs correspondants selon la définition de Gaussen et Bagouler au mois où les précipitations moyennes sont inférieures ou égales au double de la température moyenne. Il résulte de la combinaison des deux paramètres climatiques principaux. Cette relation permet d'établir un graphe ombrothermique sur lequel les températures sont portées à l'échelle double des précipitations.

Lorsque la courbe des précipitations passe au-dessus de celle des températures, la période correspondante est excédentaire. Par contre, si la courbe des températures passe au-dessus de celle des précipitations, la période correspondante sera déficitaire.

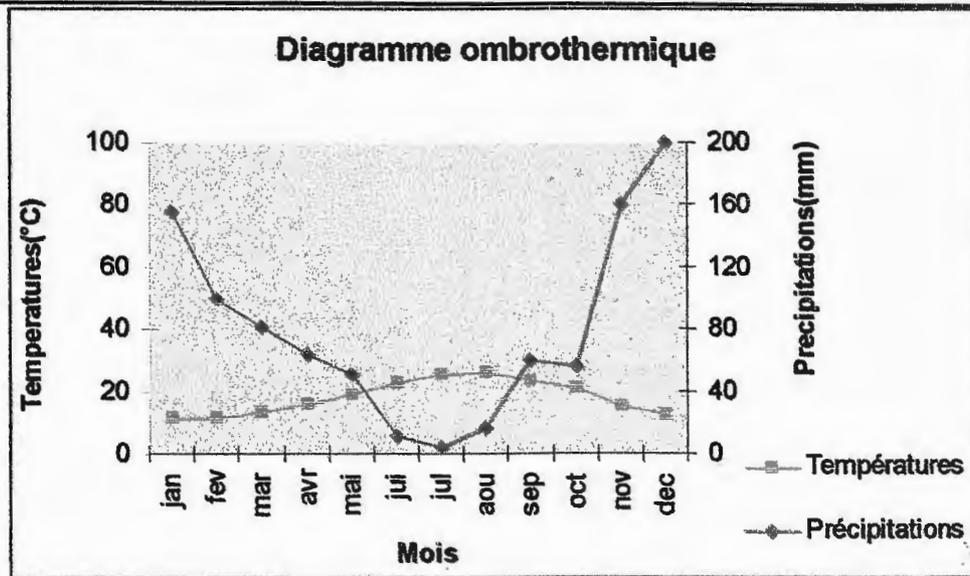


Figure (3.4) : Diagramme ombrothermique
(Période récente : 1999-2008).

3.3.2.4. Autres paramètres :

a) Le vent :

Le vent est un autre agent climatique, influant directement sur le climat de la région de Jijel et souffle selon la direction NNW-SSE.

b) L'humidité relative :

Le tableau ci-dessous montre la répartition mensuelle de l'humidité relative de la période récente (1999-2008) :

Tableau (3.4) : moyennes mensuelles de l'humidité relative.

mois	sep	Oct	nov	dec	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout	moyenne
Humidité %	75	73.6	74.1	77.3	78.4	77.1	75.9	75.7	77.3	73.3	71.3	70.5	74.95

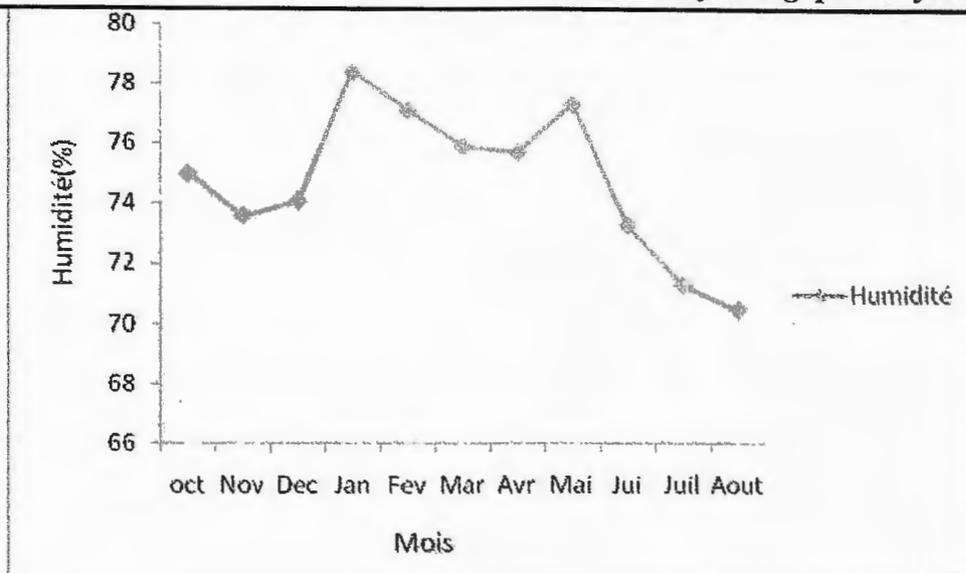


Figure (3.5) : moyennes mensuelles de l'humidité relative.

c) L'évaporation :

Le tableau suivant résume les valeurs moyennes mensuelles d'évaporation de la station d'Achouat.

Tableau (3.5) : Valeurs moyennes mensuelles d'évaporation.

Mois	Se	Oc	No	De	Ja	Fe	Ma	Av	Mai	Ju	Jui	Ao	Moyenne
E (mm)	78	69.3	51.8	44.3	45	55	45	55.3	53.3	59	82.8	88.6	60.61

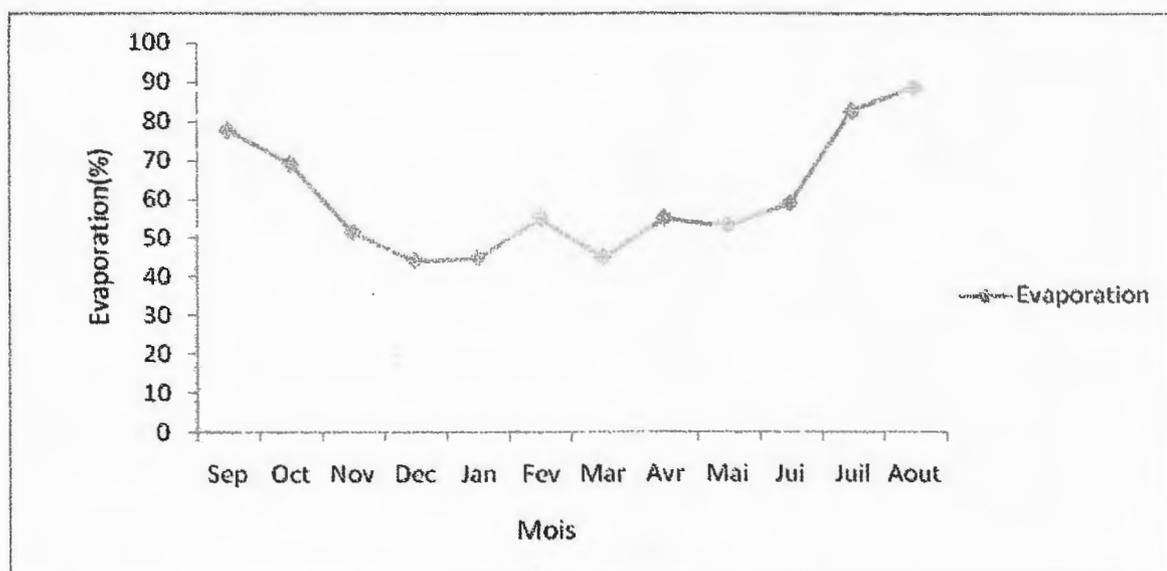


Figure (3.6) : moyennes mensuelles d'évaporation.

3.3.3. Le bilan hydrologique :

En considérant les différentes parties du cycle de l'eau, l'évapotranspiration est le point le plus délicat à évaluer. Contrairement aux pluies ou aux écoulements qui peuvent faire l'objet d'une approche quantitative satisfaisante, bien que peu précise, il est actuellement très difficile de mesurer directement le flux de vapeur d'eau dans l'atmosphère. (E, Gilli, C, Mangan, et J, Mudry, 2004).

Diverses formules permettent d'évaluer l'évapotranspiration. Il convient de différencier l'évapotranspiration potentielle (ETP), qui est la quantité d'eau théoriquement évaporable par une surface d'eau libre, et l'évapotranspiration réelle (ETR), qui est la quantité d'eau réellement évaporée et qui dépend des conditions naturelles (végétation, nature du sol...) et de la quantité d'eau disponible dans le sol aussi appelée réserve utile (RU). Cette quantité d'eau est comprise entre 0 (zéro) (réserve superficielle vide : l'étiage) et une valeur maximale appelée réserve en eau facilement utilisable (RFU ou Ru_{max}). (E, Gilli, C, Mangan, et J, Mudry, 2004).

Le volume de cette réserve est évidemment lié à la porosité et à l'épaisseur du sol. Il correspond à une lame d'eau de quelques dizaines de mm sur les roches compactes dépourvues de sol, jusqu'à 400mm dans des sols profonds. (E, Gilli, C, Mangan, et J, Mudry, 2004).

Si $(P_j + RU_{j-1}) \geq ETP_j$, alors $ETR_j = ETP_j$.

Si $(P_j + RU_{j-1}) < ETP_j$, alors $ETR_j < ETP_j$.

3.3.3.1. Calcul de l'évapotranspiration potentielle (ETP) :

L'ETP peut être évaluée à l'aide de nombreuses formules (Thornthwaite, Turc, Primault, Penman, FAO-Penman-Monteith...). La formule la plus simple est la formule de Thornthwaite (1954) : (E, Gilli, C, Mangan, et J, Mudry, 2004).

$$ETP_C = 16(10.T/l)^a . K \dots \dots \dots [1].$$

Avec :

- ETP : évapotranspiration potentielle mensuelle (mm).
- l : indice thermique annuel = \sum i des 12 mois précédents,

$$\text{Avec l'indice mensuel } i = [T/5]^{1.514}.$$

- T : température moyenne mensuelle (C°).
- a : (coefficient fonction de l) = $0.016 l + 0.5$.
- K : facteur fonction de la latitude et de la saison, donné par des tables.

Cette formule est bien adaptée aux climats à précipitations régulières (océaniques, équatoriales), mais ne convient pas aux climats à saison sèche marquée. (E, Gilli, C, Mangan, et J, Mudry, 2004).

3.3.3.2. Calcul de l'évapotranspiration réelle (ETR) :

En plus de l'ETP, c'est souvent l'ETR qu'il importe de connaître pour mener à bien des études hydrologiques; ceci nécessite la disponibilité quasi permanente en eau dans le sol .On admet en général que cette disponibilité dépend du taux de précipitations. Lorsque celui-ci est inférieur à la demande climatique, le déficit en eau doit être fourni par le sol en complément pour les besoins de la végétation (soit la portion de réserve hydrique mobilisable, RU).

(C, Cosande, et, M, Robinson, 2000).

- Si les précipitations du mois (P) sont supérieures à l'évapotranspiration potentielle corrigée : **ETR= ETP.**

- Si les précipitations du mois (P) sont inférieures à l'évapotranspiration potentielle corrigée : **ETR=∑P_i+RFU.**

La différence entre ETP et ETR constitue le déficit hydrique, soit la quantité d'eau qu'il faudrait fournir à la plante pour son évapotranspiration maximale. (C, Cosande, et, M, Robinson, 2000).

Les valeurs d'ETP_C et ETR sont représentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau (3.6) : Résultats de calcul de l'évapotranspiration potentielle et l'évapotranspiration réelle selon Thornwaite.

Mois Paramètres	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Tot
P (mm)	60.44	56.16	160.02	200.55	154.85	99.5	81.78	63.82	51.55	11.57	3.21	16.06	959.51
T(C°)	23.7	21.1	15.55	12.46	11.2	11.6	13.5	15.96	19.44	23	25.62	26.42	18.29
I	10.54	8.84	5.57	3.98	3.39	3.57	4.49	5.79	7.63	10.07	11.86	12.43	88.16
K	1.03	0.97	0.86	0.84	0.87	0.85	1.03	1.1	1.21	1.22	1.24	1.16	-
ETP (mm)	104.74	84.00	47.03	30.87	25.21	26.95	35.95	49.41	69.79	98.94	121.45	128.75	823.09
ETP _C (mm)	107.88	81.48	40.44	25.93	21.93	22.90	37.02	54.35	84.44	120.70	150.6	149.35	897.02
P-ETP _C (mm)	47.44	25.32	119.58	174.62	132.92	76.6	44.76	9.47	32.89	109.13	147.39	133.29	-
RFU (mm)	-	-	100	100	100	100	100	100	67.11	-	-	-	-
DA	47.44	25.32	-	-	-	-	-	-	-	42.02	147.39	133.29	395.46
EX	-	-	19.58	174.62	132.92	76.6	44.76	9.47	-	-	-	-	457.95
ETR (mm)	60.44	56.16	40.44	25.93	21.93	22.90	37.02	54.35	84.44	78.68	3.21	16.06	501.56

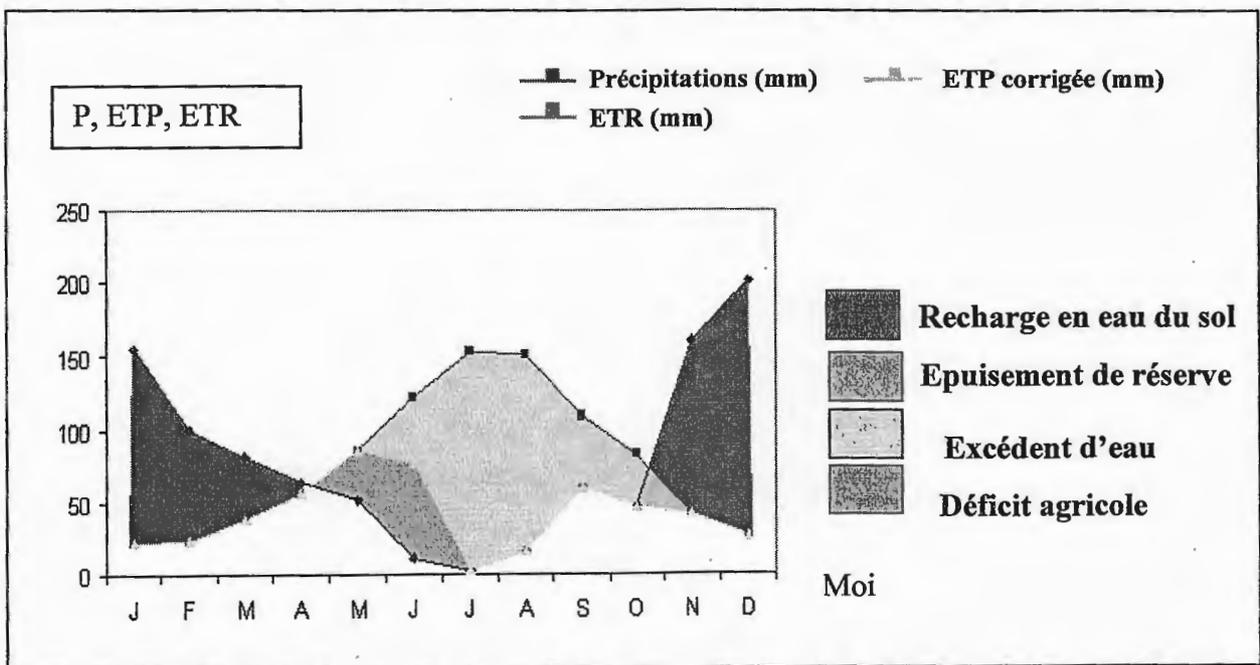


Fig. (3.7) : Bilan hydrologique par la méthode de Thornthwaite de la période (1999-2008) ; [Station Achouat].

a) Interprétation du bilan hydrologique selon Thornthwaite :

Le tableau (3.6) et la figure (3.7) permettent de faire les observations suivantes :

- Le maximum des précipitations est enregistré au mois de décembre la ou l'ETP corrigée atteint son maximum.
- ETP corrigée atteint son maximum en mois de Juillet, là ou les précipitations atteignent leur minimum.
- Le déficit agricole s'étend sur la période sèche de l'année.
- Les écoulements deviennent importants à partir de mois d'octobre.

b) Exploitation du bilan hydrologique :

Le bilan hydrologique est utilisé pour le calcul des ruissellements et des infiltrations.

b.1.Calcul du ruissellement(R) :

- Selon thornthwaite :

$$R = \frac{P^3}{3(ETP)^2} \dots\dots\dots [2]$$

- P=959.51mm
- ETP= 897.02mm
- R=365.95mm

b.2.Calcul de l'infiltration (I) :

P=ETR+R+I+Wa..... [3].

(Wa négligeable).

I= 92mm.

I=9.2% des précipitations.

3.4. Hydrogéologie :

Le volet hydrogéologique de la région d'Oudjana souffre d'un manque flagrant de données concernant l'hydrogéologie.

En effet le manque de forages de puits dans la région a fortement réduit le taux de reconnaissance des niveaux piézométriques dans la région.

En plus de cette contrainte défailante la lithologie argilo-marneuse favorise considérablement plutôt le ruissellement des eaux pluviales.

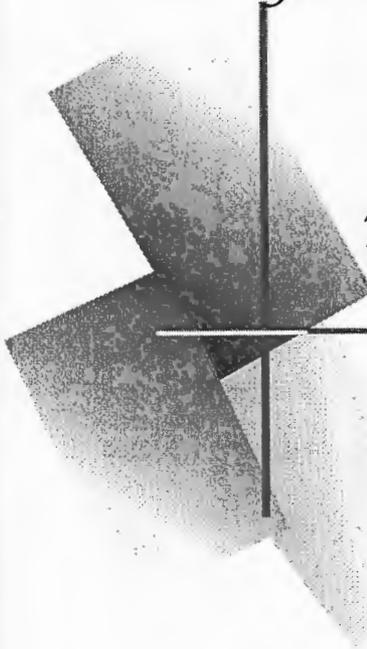
L'infiltration est alors réduite à sa simple expression.

Les quelques puits de particuliers profondes d'une dizaine de mètres ne donnent aucune indication quant à la présence d'une quelconque nappe phréatique. Ceci laisse penser que les phénomènes de glissements enregistrés et recensés sur le territoire d'Oudjana sont les résultats de la superposition de plusieurs indicateurs naturels liés à la topographie et à la lithologie.

L'imprégnation superficielle des terrains et les infiltrations par le biais des fissures et lignes de faiblesse (failles) fragilisent la stabilité déjà compromise des sols, et se traduit par des mouvements de terrains sous forme de glissement, arrachement, par endroit.

Les terrains poreux de la région sont représentés par les conglomérats de base situés à des profondeurs dépassant les 200m sous la molasse ce qui complique davantage toute approche hydrogéologique.

Chapitre 4



*Etude géologique
et géotechnique*

4.1. Introduction :

La représentation cartographique des contraintes de l'aménagement et de l'urbanisme est élaborée en vue de fournir les éléments de choix pour une meilleure prévision et orientation de l'urbanisme dans les années à venir aussi bien dans les territoires en développement (révision des choix) que dans les zones en cours d'extension.

Les différentes contraintes sont liées au relief (cartes des pentes) à la nature lithologique des terrains (cartes géologiques), à l'évolution des versants engendrant des glissements de terrain potentiels et au drainage superficiel (cartes des écoulements superficiels).

A partir de ces données, on sera capable de déterminer ou de définir des coefficients d'aménagement et d'élaborer une cartographie spécifique d'aptitude ou de vocation des terrains à différents types d'équipement (type d'habitat, industrie, agricole,...).

4.2. Etude géologique :

4.2.1. Présentation de la lithostratigraphie :

La couverture sédimentaire de la région d'Oudjana est constituée de plusieurs unités lithostratigraphiques dont les principales sont de haut en bas :

- Les dépôts récents du quaternaire et les recouvrements divers.
- Les dépôts dits post- nappes du Mio-pliocène.
- Les formations de l'Oligo- miocène kabyle(OMK).

4.2.1.1. Les dépôts quaternaires :

Ils sont représentés généralement par des dépôts argilo-limoneux de couleur rouge ocre recouvrent la partie Nord du territoire de la commune. Leur épaisseur ne dépassant guère quelques mètres ($\approx 4m$).

Les piémonts au Sud sont plutôt jalonnés par les éboulis de pentes et colluvions divers.

Certaines zones sont recouvertes par une mince pellicule de terre végétale, et argiles de recouvrement.

4.2.1.2. Les dépôts dits post- nappes :

Les dépôts marneux du Miocène supérieur sont absents sur notre zone d'étude notamment dans la partie Sud du secteur d'Oudjana.

Par contre les conglomérats grossiers et polygéniques à matrice argilo-sableuse datés du Pliocène forment les monticules de Beni-Siar et affluent légèrement à D'mina au Nord d'Oudjana.

4.2.1.3. Les dépôts de l'Oligo-miocène kabyle (OMK) :

En général, dans la région de petite Kabylie occidentale on admet que les premiers sédiments transgressifs et discordants sur le socle kabyle d'âge paléozoïque sont les conglomérats grossiers datés de l'Oligocène basal (H, Djellit, 1987), auxquels se superposent des dépôts molassiques comportant des unités tectono-sédimentaires dits **olistostromes** datés de l'Oligocène supérieur jusqu'au Miocène inférieur et moyen (J F, Raoult, 1974, et Bouillin, 1979), (H, Djellit thèse, 1987).

Dans notre zone d'étude et dans la commune d'Oudjana en général deux faciès couvrent la totalité du territoire

• Description des faciès de l'OMK :

a) Les conglomérats de base :

C'est la seule région où affleure ce terme basal daté de l'Oligocène basal.

Ces dépôts largement détritiques sont constitués par des galets de socle métamorphique remaniés de taille parfois pluricentimétriques, polygénique à dominance de galets de schiste, phyllades quartz et parfois gneissique.

Ces galets sont liés par une matrice silico-argileuse, parfois légèrement carbonatée d'aspect grisâtre en général.

Ces dépôts forment le substratum du bassin néogène de Jijel.

b) La molasse de l'OMK :

Cette molasse affleure sur l'ensemble de la région.

Elle est représentée par une matrice marneuse à passées gréseuses (H, Djellit, 1987), micacées, et englobant des unités olistostromiques de nature et de taille variées.

Elle est datée de l'Aquitano-serravallien par le même auteur.

✓ La matrice marneuse :

Constituée de marnes grises en général dans le secteur Est du POS1 légèrement indurées avec des passées fines d'argiles jaunâtre parfois blanchâtres à varicolores et de minces passées de grès fins micacées d'aspect brun tabac.

✓ Les olistostromes :

Dans la région d'Oudjana, la diversité des faciès à l'affleurement rend la tâche difficile quant à la délimitation cartographique de différentes unités sédimentaires noyées dans la molasse.

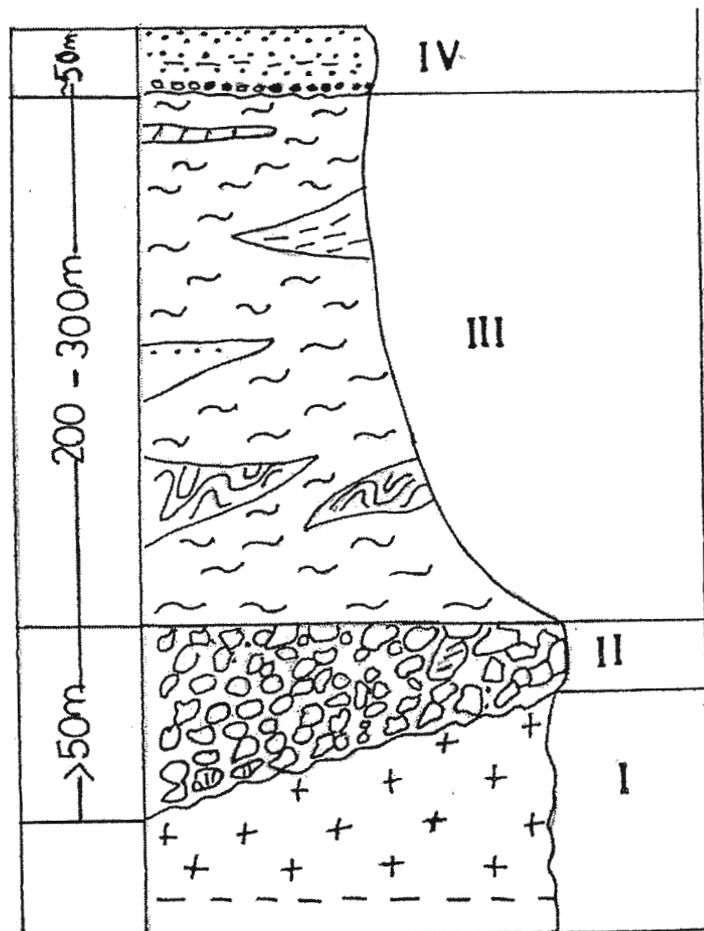
Dans notre secteur d'étude, limité au POS1 de la commune d'Oudjana, on a pu remarquer que l'ensemble de ces olistolites présentent un faciès à caractères flysch massylien.

En effet, on trouve dans la partie méridionale du POS des affleurements de phanites noirs et des argiles schistosités à tendance sombres froissées et plissées.

Plus au Sud, prédominent des blocs de quartzites olivâtres dures de tailles pluri-métriques et dont l'épaisseur des bancs ne dépassant guère le mètre.

D'autres faciès olistostromiques viennent enrichir cette diversité notamment des argiles rouges violacées à fines passées gréseuses, parfois calcareuses. Ainsi que des passages à caractères flyshoïdes micacées jaunâtre à brun tabac.

N.B : La superficie totale du POSI se trouve sur les affleurements molassiques sus-indiqués.



I. Socle Kabyle

II. Conglomérats de base polygéniques – Oligocène inférieur

III. Molasse olistostromique à dominance flysch massylien Aquitano - Serravallien

IV. Plio – Quaternaire sable-conglomérat et argile rouge

Figure 4.1 : Colonne lithostratigraphique type de la région d'Oudjana (Daïra de Taher)

4.2.2. Aspect structural de la région :

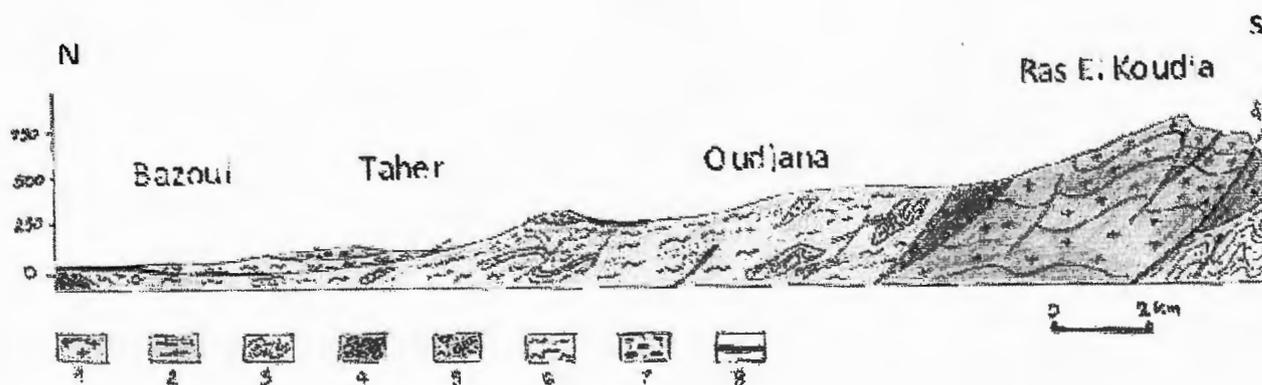
Sur le plan structural, la région d'Oudjana bute contre le socle kabyle qui constitue la limite méridionale du bassin néogène de Jijel en général.

Les bancs épais des conglomérats transgressifs sur le socle sont effect redressés à plus de 70° par rapport à l'horizontale. Ceci témoigne déjà que la région a subi une importante de formation tectonique post oligocène.

L'ampleur des événements tectoniques subis par la région a contribué au compartimentage du socle kabyle selon deux directions privilégiées N10° à N20° d'une part et une direction N110° d'autre part.

Ces fractures profondes du socle ont rejoué durant le néogène et ont participé à la configuration actuelle du bassin sédimentaire.

Les dépôts du bassin constituent les nappes supra kabyles situées au Nord du socle, par opposition aux nappes infra kabyles situées plus au Sud.



Légende :

- | | |
|--|--------------------------------------|
| 1. Socle kabyle | 6. Marnes Tortono-Messinienne |
| 2. Complexe volcano-sédimentaire | 7. Dépôts Pliocènes-conglomératiques |
| 3. Flysch massylien | 8. Dépôts Quaternaires |
| 4. Conglomérat de base Oligocène inférieur | φ Contact frontalier majeur |
| 5. Molasse Aquitanno - Serravallienne | |

Figure 4.2 : Coupe N-S de la région d'Oudjana (Daïra de Taher)

4.3. Etude géotechnique

4.3.1. Introduction

La reconnaissance des sols permet de cerner les problèmes qui peuvent se poser lors de l'étude d'un projet de construction ou lors de l'expertise de sinistres. La reconnaissance des propriétés d'un terrain constitue le lien entre la cause d'un sinistre et les remèdes que l'on se propose de mettre en place (G. Sanglerat, J. Costet ; 1983).

4.3.2. Les moyens de reconnaissance géotechniques des sols:

4.3.2.1. Les reconnaissances géologiques :

Le programme de la reconnaissance géologique se fait comme suit :

- L' inventaire des données existantes : caractérisées par l'utilisation de cartes géologiques documentations inédites.
- L'observation sur terrain (levé géologique de la surface) : pour identifier la lithologie, la discontinuité du terrain, et les accidents de surface. On recherche des endroits qui permettent à donner une coupe dans la zone considérée ou les formations sont bien représentées.
- L'ingénieur géologue cherche les meilleures conditions de reconnaissance.

4.3.2.2. Les reconnaissances géotechniques :

Dans le but de déterminer les caractéristiques géotechniques des sols constituant le terrain, et l'estimation de leurs valeurs qui seront utilisés dans les calculs.

Il existe généralement deux types de reconnaissances géotechniques

- Les essais in situ.
- Les essais de laboratoire.

a) Les essais in- situ :

a.1. Le pénétromètre dynamique :

❖ Principe :

Le principe de l'essai à enfoncer dans le terrain un train de tiges muni à son extrémité d'une pointe et ce à l'aide d'un mouton tombant d'une hauteur fixe « H » et de mesurer le nombre de coups « N » nécessaire à un enfoncement $e=20$ cm.

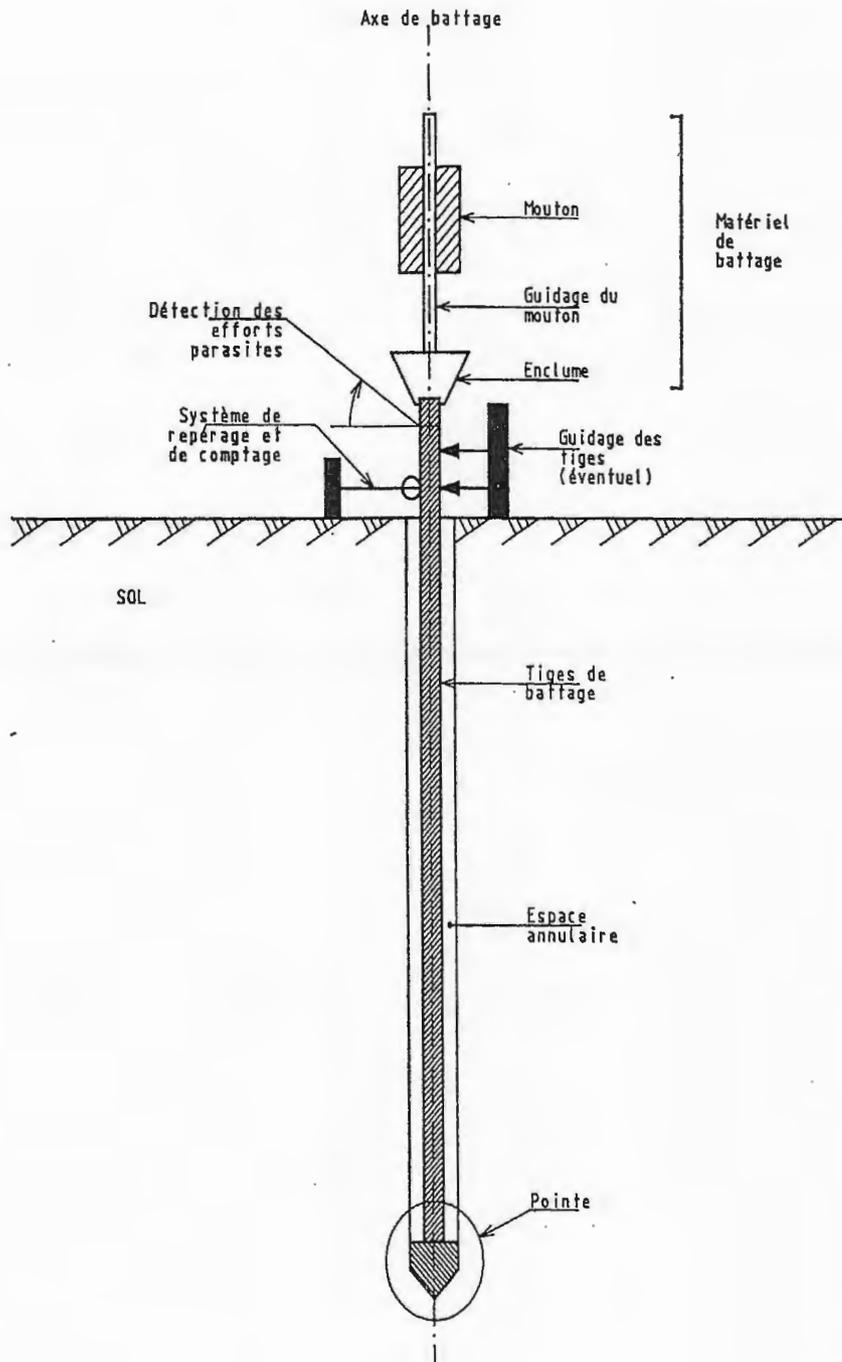


Figure (4.3) : Schéma d'un pénétromètre.

Ce dernier sera introduit dans la formule de battage dite « des Hollandais » pour avoir la résistance dynamique (R_d) du sol en fonction de la profondeur :

$$R_d = \frac{M \cdot H}{A} \cdot \frac{1}{M + P_z} \cdot \frac{1}{e} \dots \dots \dots [1].$$

R_d = résistance dynamique de pointe en (daN/cm²).

M = poids du mouton en (daN).

H=hauteur de chute du mouton en (cm).

Pz=poids des tiges en (daN) à la profondeur (z).

A=section de la pointe en (cm²)

e= refus (enfoncement par coup en cm), exemple : e= enfoncement de 20 cm.

a.2. Les sondages :

❖ Les sondages carottés :

Le carottier est tube mince sans fond. Sa partie supérieure comporte une tige creuse dans laquelle coulisse un piston actionné soit par percussion soit par pression, c'est le mouvement du piston qui permet l'enfoncement du carottier dans le sol où il découpe un cylindre de terrain constituant la carotte. [H, Chine, 2005]

Les sondages carottés nous donnent des renseignements précis sur la nature du terrain, et nous permettent d'effectuer des prélèvements d'échantillons dans de bonnes conditions, cependant ils deviennent très coûteux quand la profondeur dépasse 7 à 8 m.

Les sondages carottés représentent toujours une part importante du coût d'une campagne de reconnaissance. [H, Chine, 2005]

❖ Les sondages destructifs :

Ce type de sondage permet la réalisation rapide de trous dans le sol. Ces sondages sont utilisés pour la réalisation d'essais préssiométriques et la reconnaissance sommaire des sols à partir cutings (échantillons remaniés) ainsi que des mesures piézométriques. [R, Laebeni, 2005]

a.3. Essais pressiométriques :

L'essai pressiométrique consiste à réaliser l'expansion horizontale d'une sonde cylindrique dans un forage à une profondeur donnée, sous des contraintes radiales jusqu'à la rupture du sol. Il permet d'obtenir une relation entre les contraintes appliquées et les déplacements horizontaux du forage, ce qui présente un grand avantage par rapport à d'autres essais in-situ, du fait qu'il permet l'analyse du comportement du sol aussi bien en petits déplacements qu'à la rupture. [A, Bouafia, 2004]

❖ Principe :

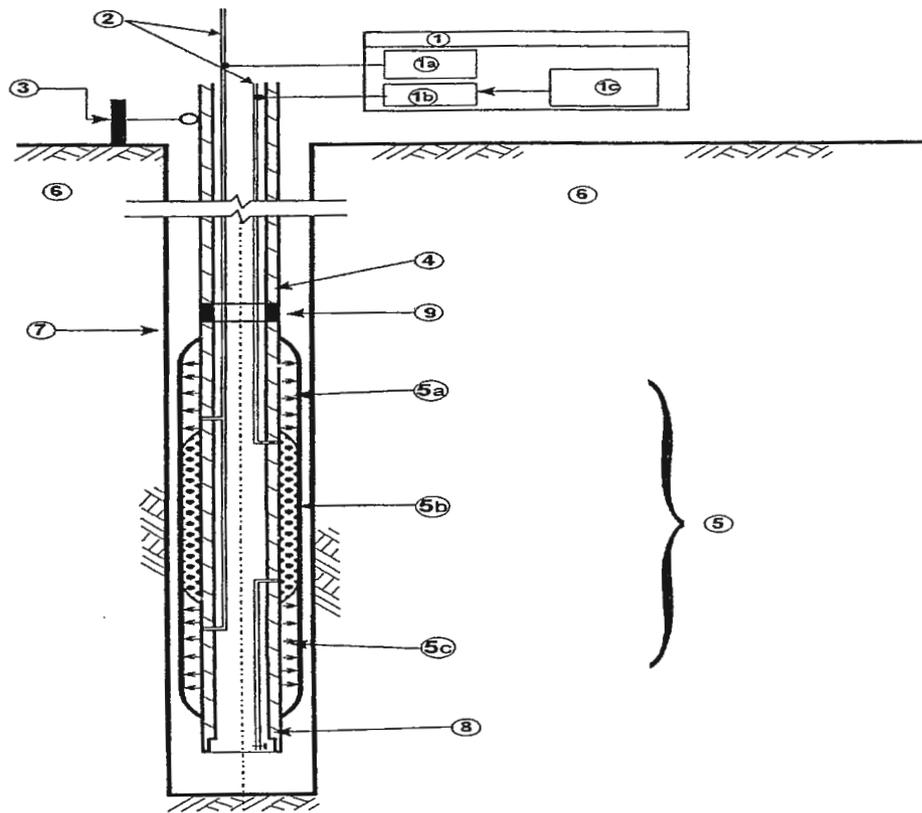
L'essai préssiométrique consiste à charger latéralement le terrain grâce à une sonde de mesure cylindrique tri-cellulaire descendue dans le trou préalablement foré.

Cette sonde est dilatable radialement par application d'une pression interne croissante.

Les déformations correspondantes sont déterminées par mesure de la variation de la cellule centrale. (Norme NFP 94- 110 du 07/91).

Les caractéristiques mécaniques principales déduites de ces essais sont :

Le module de déformation "E" et la pression limite "Pl" correspondant par définition à la rupture du terrain. (Norme NFP 94- 110 du 07/91).



Légende :

- 1 Contrôleur pression volume CPV
- 1a Saisie, Stockage impression des données
- 1b Conditionneur indicateur
- 1c Système de mise en pression et d'injection
- 2 Tubes pour injection
- 3 Système de repérage de la profondeur
- 4 Tige de manoeuvre
- 5 Sonde pressiométrique
- 5a Cellule de garde supérieure
- 5b Cellule centrale de mesure
- 5c Cellule de garde inférieure
- 6 Terrain
- 7 Forage pressiométrique
- 8 Âme métallique creuse
- 9 Raccord sonde — Tige de manoeuv

Figure (4.4) : Schéma d'un pressiomètre.

b) Les essais de laboratoire :

b.1. Les essais physiques :

Des essais physiques ont été effectués sur les échantillons prélevés en vue d'une identification des matériaux constituant le sol et par conséquent une prédiction de leur comportement sous sollicitations. (**Rapport d'étude d'urbanisation POS1 oudjana, 2008, LNHC**).

❖ La teneur en eau naturelle (ω) :

La teneur en eau est le paramètre le plus important dont la variation modifie toutes les propriétés du sol.

La teneur en eau naturelle (ω) est le rapport de l'eau contenue dans le sol par rapport au poids sec du sol exprimée en pourcentage(%).

La teneur en eau est donc définie par la relation suivante :

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_t - W_s}{W_s} \dots\dots\dots [2], (\text{L.C.P.C ; 1982}).$$

- W_w : Poids de l'eau.
- W_s : Poids de sol sec.

La connaissance de la teneur en eau avec d'autres caractéristiques, permet d'apprécier l'état dans lequel se trouve ce sol et ainsi avoir une idée des travaux à entreprendre par la suite (drainage par exemple). [**J. P. Magnan, 2001**]

❖ Le degré de saturation (S_r) :

Il indique dans quel pourcentage les vides sont remplis par l'eau, il est défini comme le rapport entre le volume de l'eau et le volume des vides

$$S_r = \frac{V_w}{V_s} \dots\dots\dots [3], (\text{J.P. Magnan ; 2001}).$$

- S_r : Degré de saturation.
- V_w : Volume de l'eau.

❖ Poids volumique :

✓ Poids volumique du sol humide (ou apparent) (γ_h) : C'est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol à son volume. (**J.P. Magnan ; 2001**).

$$\gamma_h = \frac{W_t}{V_t} \dots\dots\dots [4], (\text{J.P. Magnan ; 2001}).$$

- W_t : Le poids total du sol.
- V_t : Le volume du sol.

✓ Poids volumiques du sol sec (γ_d) : C'est le rapport du poids du matériau sec contenu dans une quantité de sol au volume de même sol. (**J.P. Magnan ; 2001**).

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_s} \dots \dots \dots [5], (\text{J.P. Magnan ; 2001}).$$

- V_s : volume des grains solides.
- W_s : Poids des grains solides.

❖ Les limites d'Atterberg :

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance. Par définition, les limites d'Atterberg (limites de liquidité et de plasticité) sont les teneurs en eau pondérales correspondantes à des états particuliers d'un sol. Elles visent à déterminer le domaine hydrique dans lequel un sol argileux a un comportement plastique (**J.P. Magnan ; 2001**).

- ✓ **Limite de liquidité W_L** : teneur en eau d'un sol remanié qui sépare l'état plastique de l'état liquide. Elle est déterminée à l'aide de l'appareil de Casagrande.
- ✓ **Limite de plasticité W_P** : teneur en eau d'un sol remanié qui sépare l'état solide avec retrait de l'état plastique. La limite de plasticité et la teneur en eau au-dessous de laquelle il n'est plus possible de confectionner avec le sol des rouleaux de 3mm de diamètre sans qu'ils se rompent.
- ✓ **Limite de retrait W_s** : elle situe entre un état solide sans retrait et un état solide avec retrait. C'est la teneur en eau juste suffisante pour remplir les vides du sol au moment où il atteint par séchage son volume minimal.

W : teneur en eau naturelle du sol,

- ✓ **L'indice de consistance I_c** : quotient de la différence entre la limite de liquidité et la teneur en eau naturelle par l'indice de plasticité.

$$I_c = \frac{W_L - W}{I_p} \dots \dots \dots [6], (\text{J.P. Magnan ; 2001}).$$

$0,25 < I_c < 0,5$: sol de faible consistance, les tassements sont très grands.

$0,5 < I_c < 0,75$: sol ferme.

$0,75 < I_c < 1,00$: sol très ferme, le tassement est modéré.

$I_c > 1$: sol dur, le tassement est petit (**J.P. Magnan ; 2001**).

- ✓ **L'indice de plasticité I_p** : c'est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité, (**L.C.P.C ; 1982**).

$$I_p = W_L - W_P \dots \dots \dots [7], (\text{L.C.P.C ; 1982}).$$

L'indice de plasticité permet de définir le degré de plasticité d'un sol comme le montre le tableau suivant :

Tableau (4.1) : Classification des sols suivant l'indice de plasticité. (J.P. Magnan; 2001).

Indice de plasticité	Degré de plasticité
0-5	Non plastique
5-15	Peu plastique
15-40	Plastique
> 40	Très plastique

En utilisant les résultats des limites d'Atterberg, le sol peut être classé par le biais de diagramme de plasticité (*Fig4.5*).

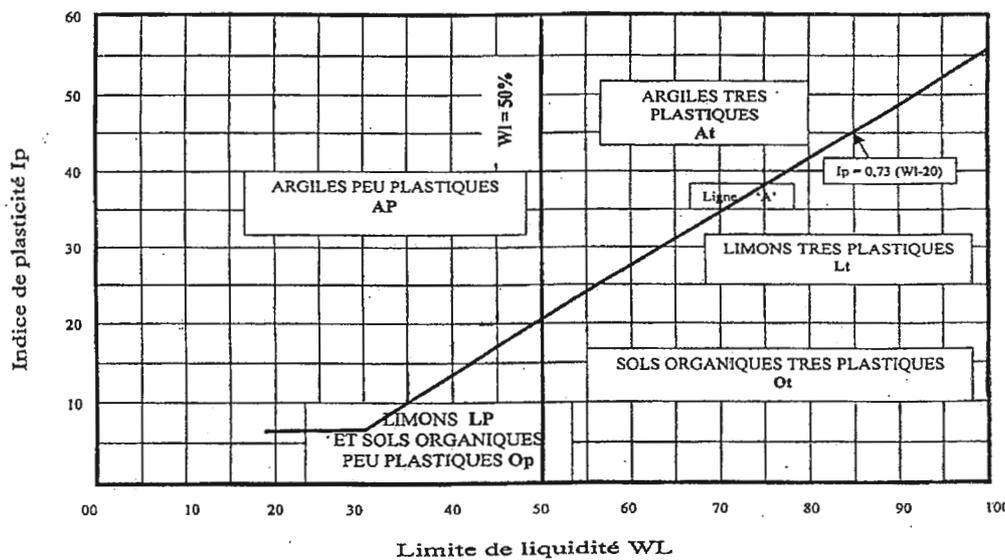


Fig4.5 : Classification des sols fins par le diagramme de Casagrande (G. Philipponnat; et H. Bertrand ; 2003).

La mesure de la densité de la suspension à des intervalles de temps variables permet de calculer la proportion de grains de chaque diamètre.

b.2. Les essais mécaniques :

Les paramètres de comportement mécanique ont été mesurés à partir de deux d'essais :

❖ Essai de cisaillement rectiligne :

La rupture dans les sols se produit par glissement ou par déformation plastique d'une zone, dans les deux cas cette rupture se manifeste par un dépassement des contraintes tangentielles admissibles c'est ce que l'on appelle généralement cisaillement. Les appareils de laboratoire sont essentiellement représentés par deux appareils :

- L'appareil à compression triaxial.
- L'appareil à cisaillement rectiligne ou boîte de Casagrande qui est d'une utilisation plus facile que le triaxial.

✓ Description de l'essai à la boîte de Casagrande :

Elle est constituée de deux demi-coquilles sur lesquelles on exerce perpendiculairement au plan de jonction des deux demi-coquilles une pression. L'échantillon, comprimé subit une compaction, c'est à dire qu'il perd une certaine proportion d'eau. L'une des deux coquilles étant fixe, on exerce alors une pression latérale, tendant à faire glisser l'autre parallèlement à leur séparation. En augmentant progressivement cette contrainte, on constate que la résistance de l'échantillon croît, passe par un maximum, puis décroît jusqu'au moment où se produit la rupture. L'usage de cet essai est notamment approprié pour l'étude des **glissements de terrain**

✓ Principales caractéristiques mécaniques d'un sol cohérent :**• L'essai UU (non consolidé, non drainé) :**

Les deux phases de l'essai sont réalisées à drainage fermé correspondant au comportement à court terme des sols. La résistance ainsi déterminée est la résistance au cisaillement non drainé du sol, notée C_u (ϕ_u).

• L'essai CU (consolidé non drainé) :

La première phase est faite à drainage ouvert, cependant la phase de pression interstitielle, cet essai permet de déterminer les caractéristiques effectives C' et ϕ' si on a mesuré la pression interstitielle.

• L'essai CD (consolidé, drainé) :

Les deux phases sont réalisées à drainage ouvert et permettent de déterminer les caractéristiques effectives du sol (C' , ϕ') correspondant à un comportement à long terme (*G. Philipponnat; et H. Bertrand ; 2003*).

❖ Essai de compressibilité à l'oedomètre :

Cet essai est une application directe de la théorie de la consolidation, il permet d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que évolution dans le temps.

✓ Description de l'appareil :

L'oedomètre comprend les éléments suivants :

→ Une cellule contenant l'échantillon.

Les organes essentiels de la cellule sont :

- Un cylindre en métal contenant l'échantillon.
- Deux pierres poreuses assurant le drainage.
- Un piston coulissant dans le cylindre et venant charge l'échantillon.

- Des comparateurs pour la mesure de la déformation.
- Une réserve d'eau en contact avec les pierres poreuses.

→ Un bâti de chargement : qui permet d'appliquer sur le piston des charges verticales [G, Philipponat, 1979].

✓ **Caractéristiques de compressibilité :**

L'allure des courbes de compressibilité donne des indications précieuses sur le remaniement éventuel de l'éprouvette d'essai, l'histoire du sol et son comportement sous charge. Plusieurs caractéristiques du sol sont définies à partir de ces courbes tels que : la contrainte effective de pré consolidation, l'indice de compression, l'indice de gonflement, les modules oedométriques sécants. (J.P. Magnan ; 2001)

✓ **Indice de compression C_c :**

L'indice de compression qui par définition est la pente (au signe près) de la tangente à la courbe vierge, permet de préciser la sensibilité du sol au tassement le long de cette courbe.

On peut classer la compressibilité d'un sol, en fonction de C_c , comme suit :

Tableau (4.2) : Classification d'un sol en fonction de C_c :

C_c	Type de sol
$C_c < 0.02$	Sol incompressible
$0.02 < C_c < 0.05$	Sol très peu compressible
$0.05 < C_c < 0.100$	Sol peu compressible
$0.100 < C_c < 0.200$	Sol moyennement compressible
$0.200 < C_c < 0.300$	Sol assez fortement compressible
$0.300 < C_c < 0.500$	Sol très compressible
$C_c > 0.500$	Sol extrêmement compressible

Ou en fonction de $C_c/(1+e_0)$:

Tableau (4.3) : Classification d'un sol en fonction $C_c/(1+e_0)$:

$C_c/(1+e_0)$	Type de sol
$C_c/(1+e_0) < 0.015$	Sol incompressible
$0.015 < C_c/(1+e_0) < 0.05$	Sol peu compressible
$0.05 < C_c/(1+e_0) < 0.20$	Sol moyennement compressible
$C_c/(1+e_0) > 0.20$	Sol très compressible

✓ **Indice de gonflement Cs :**

Cet indice traduit la déformabilité d'un échantillon non gonflant en deçà de la contrainte de consolidation au quelle il a été soumis. (G, Philipponnat et .H, Bertrand ; 2003)

✓ **Coefficient de gonflement Cg :**

C'est la pente de la courbe de déchargement (à ne pas confondre ce coefficient avec l'indice de gonflement (Cs). [G , Philipponnat, et H , Bertand, 2003]

On peut également classer le sol vis-à-vis le gonflement en fonction de (Cg) comme suit :

- $C_g < 0.005$: sol non gonflant.
- $C_g > 0.005$: sol pouvant gonfler. (J.P. Magnan ; 2001).

4.3.3. Campagne de reconnaissance géotechnique :

La campagne de reconnaissances géotechnique du site étudié à porté sur la réalisation de :

- Quatre vingt six(86) essais de pénétration dynamique.
- Vingt quatre(24) sondages dont quinze(15) carottés et neuf(09) destructifs
- Neuf (09) essais pressiométriques.

Ces sondages ont été répartis de manière à couvrir toute la superficie du site. Ainsi que des essais de laboratoire.

4.3.3.1. Les essais in-situ :

a) Essai de pénétration dynamique :

Quatre vingt six(86) essai au pénétromètre dynamique lourd type « BORROB2 » ont été réalisés sur le site.

•Données géotechniques issues des essais de pénétration dynamique :

Les résultats des essais sont représentés sous forme de courbes indiquant la résistance de pointe (R_p) en fonction de la profondeur.

L'analyse de pénétrogrammes obtenus montre que :

- Au droit des essais $P_8, P_{13}, P_{18}, P_{19}, P_{25}, P_{32}, P_{38}, P_{40}, P_{45}, P_{48}, P_{51}, P_{56}, P_{62}, P_{65}, P_{66}, P_{67}, P_{74},$ et P_{81} ; le sol accuse une résistance assez faible sur les premiers mètres et dont les valeurs sont de l'ordre de 8 bars à 12 bars en moyenne. Au- delà, la résistance du sol évolue progressivement et atteint des valeurs comprise entre 160 bars et 230 bars en moyenne à 10 m de profondeur.
- Les autres essais ont enregistré une résistance moyenne à assez bonne à partir de 2 m de profondeur avec des valeurs moyennes de 50 bars à 100 bars.

Parmi les essais réalisés, 30 essais ont enregistré des refus entre 6 m et 8 m de profondeur en moyenne.

b) Les sondages carottés :

Quinze(15) sondages réalisés à une profondeur de 4m à 15m dont le but est allé au-delà des zones d'influencé des contraintes des sols.

Les coupes établies après l'examen visuel des échantillons récupérés à différentes profondeurs montrent que le terrain est constitué, en surface par une couche de terre végétale, leur d'épaisseur variante entre 1 et 2m, puis un substratum marneux surmonté parfois par des argiles.

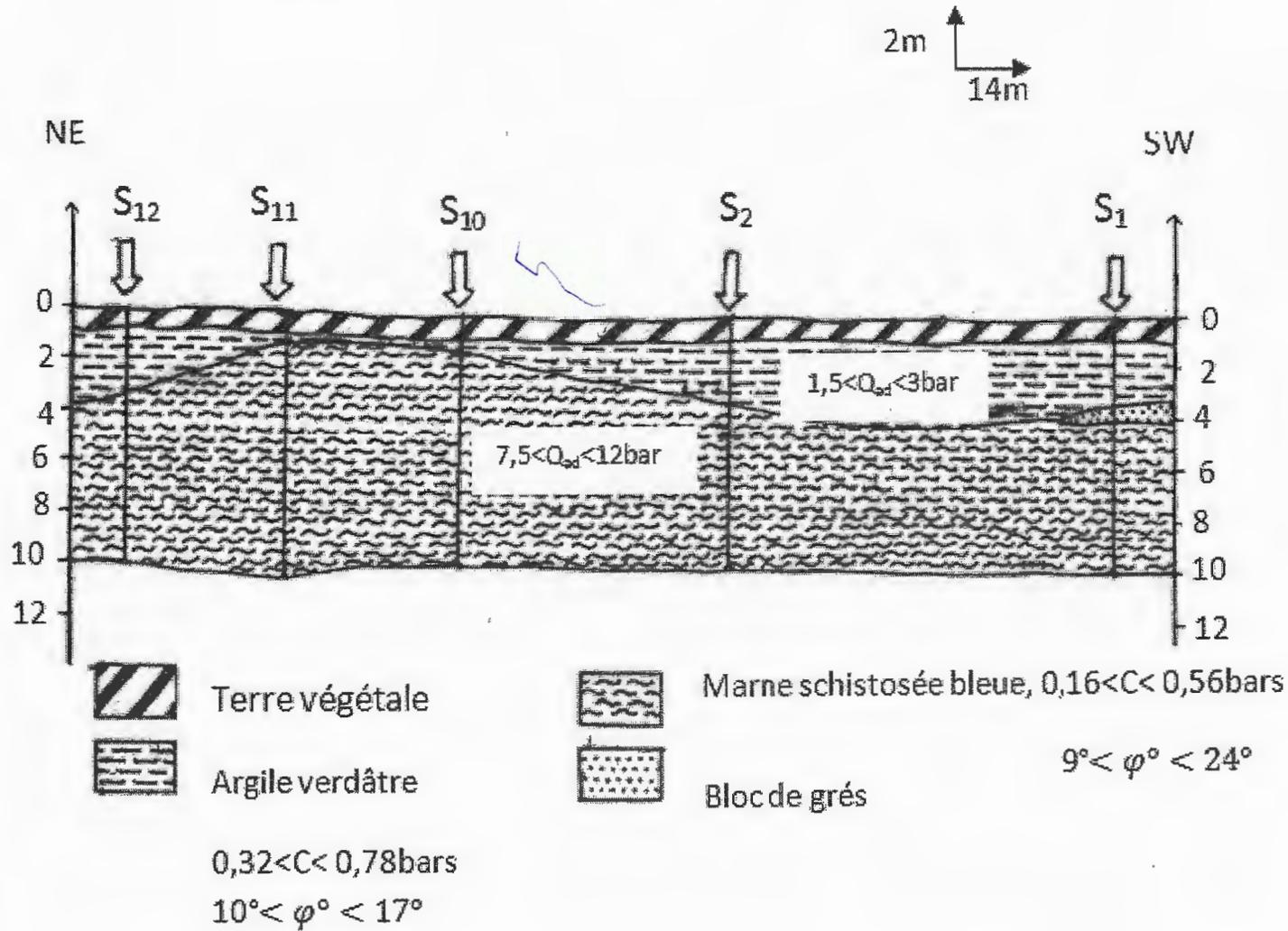


Figure 4.6 : Coupe géotechnique : NE- SW synthétique de La région d'Oudjana (Daïra de Taher)

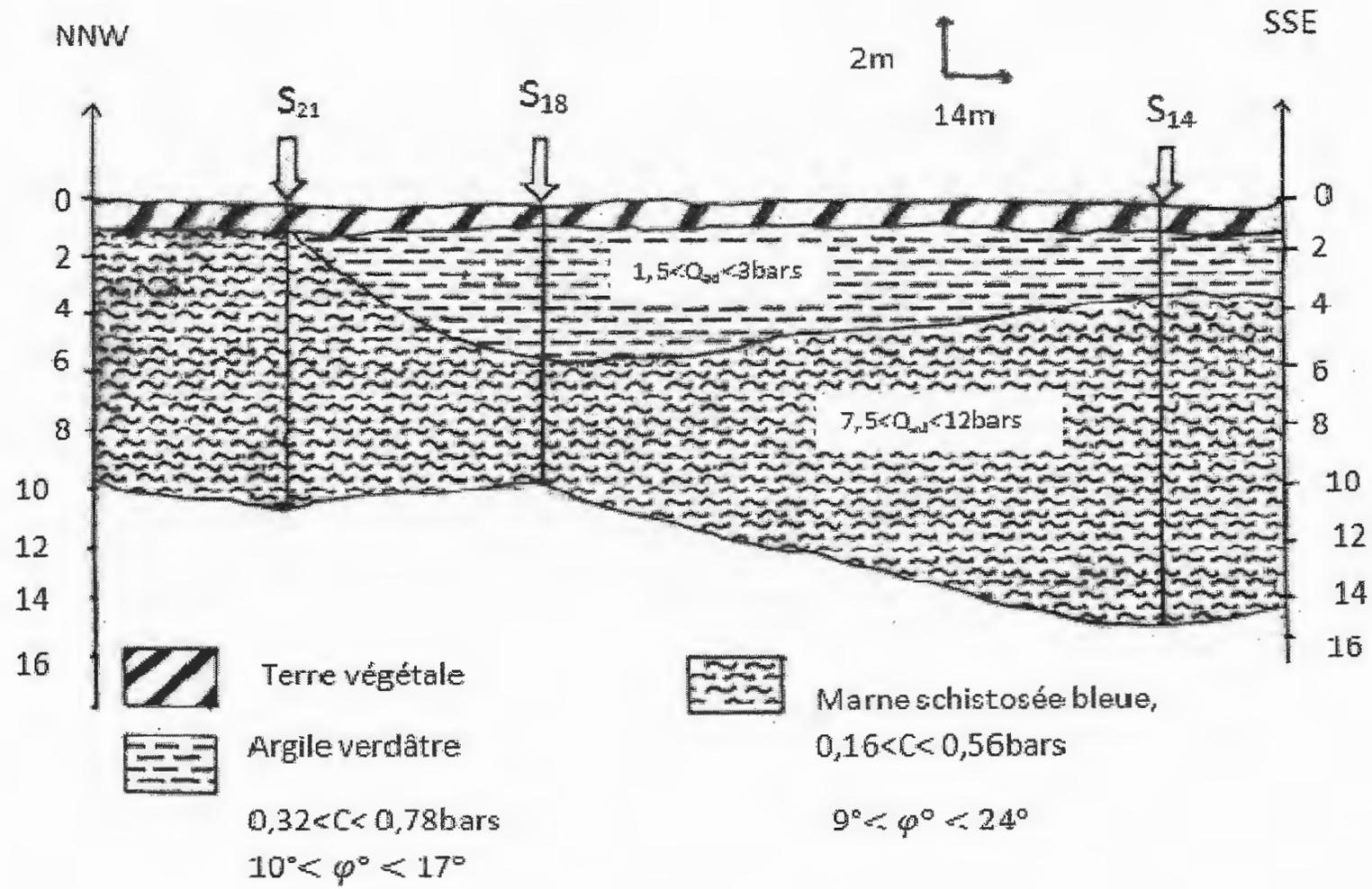


Figure 4.7 : Coupe géotechnique : NNW- SSE synthétique de La région d'Oudjana (Daïra de Taher)

c) Essais préssiométriques :

Dans les sondages destructifs : S₃, S₄, S₁₁, S₁₃, S₂₁, S₂₂, S₂₃, et S₂₅, il a été effectué des essais préssiométriques tous les mètres et ce pour suivre avec précision les variations de la résistance du terrain en fonction de la profondeur.

•Données géotechniques issues des essais préssiométriques :

La lecture des valeurs obtenues montre que le sol accuse des caractéristiques assez faibles sur les 6 premiers mètres au droit des sondages S₄, S₁₃, S₂₂ et S₂₃. Sur cet horizon, les valeurs de PI sont de 2.5 bars à 4 bars et témoignent d'un état altéré du sol en surface.

Au –delà, les caractéristiques s'améliorent et l'on enregistre des pressions limites de l'ordre de 10 bars à 16 bars en moyenne. Quand aux valeurs du module E, elles atteignent 100 bars à 280 bars.

4.3.3.2 Les essais de laboratoire :

Les caractéristiques d'identifications physiques et de comportement mécanique, des couches constituant le terrain ont été mesurées sur des échantillons intacts prélevés à différentes profondeurs dans les sondages réalisés.

a) Les essais physiques :

Sur les échantillons prélevés, ont été effectués des essais physiques qui ont consisté en :

a.1. Les essais d'identifications :

Le tableau ci-après présente les résultats d'identifications.

Tableau (4.4) : Valeurs des principaux paramètres physiques des sols (LNHC , 2008).

Sondage	7			10		14		15		18	
	1.5 à 2	2.4 à 2.8	3.3 à 3.65	2.2 à 2.5	5.6 à 6	4 à 4.2	6.3 à 6.7	2.1 à 2.3	5.4 à 5.9	2.3 à 2.8	4.1 à 4.6
Densité sèche $\gamma_d(t/m^3)$	1.6	1.63	1.95	1.7	1.61	1.73	1.71	1.62	1.71	1.66	1.86
Densité humide $\gamma_h(t/m^3)$	1.99	2.01	2.22	2.05	2.0	2.05	2.07	1.99	2.08	2.04	2.17
Teneur en eau W (%)	24.3	22.8	14.2	20.9	24.9	19.1	20.7	23.3	21.3	23.2	16.7
Degré de saturation Sr(%)	95	94	99	96	99	92	96	94	99	100	99
Nature du sol	Argile verdâtre	Marne schistosee	Marne schistosee	Marne schistosee		Marne grise		Argile verdâtre	Marne schistosee		Argile Jaunâtre

Ces résultats, nous permet de conclure que :

- Le sol a une densité moyenne à élevée.
- Les valeurs obtenues pour la teneur en eau naturelle montrent que le sol est moyennement humide ($14.2\% \leq W\% \leq 24.3\%$).
- Le degré de saturation de sol est compris entre 92% - 100%, ce qui indique que les matériaux sont fortement saturés en eau

a.2. Les limites d'Atterberg :

Ces limites sont mesurées au laboratoire sur la fraction de sol qui passe au tamis de 400 μ m, qui sont intéressés pour la mesure de :

- La limite de liquidité (WL) %.
- La limite de plasticité (WP) %.
- L'indice de plasticité (IP) %.

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau (4.5) : valeurs des limites d'Atterberg (LNHC, 2008).

Sondage	7		10		15	18
Profondeur(m)	1.5à 2	3.3à 3.65	2.2à 2.5	5.6à 6	2.1à 2.3	2.3à 2.8
WP %	30	24	32	27	33	31
WL %	62	42	67	57	68	67
IP %	32	18	35	30	35	36
Nature du sol	Argile verdâtre	Marne schistosée	Marne schistosée		Argile verdâtre	Argile Jaunâtre

Au vu de valeurs obtenues à partir de l'essai de plasticité et d'après le diagramme de Casagrande, le sol appartient à la catégorie des argiles peu plastiques (Ap) à très plastiques (At).

b) Les essais mécaniques :

b.1. L'essai de cisaillement :

Pour la détermination des valeurs des caractéristiques mécaniques, ont été réalisés des essais de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande de type « CU » (consolidé non drainé). La contrainte de cisaillement est définie par la relation suivante dite de Coulomb :

$$\tau = C + \text{tg } \varphi$$

Avec :

(φ)° : Angle de frottement interne.

(C) bars : Valeur de cohésion.

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau (4.6) : Valeur des caractéristiques intrinsèques(C) et (φ) (LNHC, 2008).

Sondage	7		15		18
Profondeur(m)	1.5 à 2	2.4 à 2.8	2.1 à 2.3	5.4 à 5.9	2.3 à 2.8
(φ)°	17.35	9.37	17.82	10.29	16.65
(C) bars	0.47	0.56	0.51	0.32	0.78
Nature du sol	Argile verdâtre	Marne schistosée	Argile verdâtre	Marne schistosée	Argile Jaunâtre

D'après les résultats de l'essai de cisaillement réalisé on a :

- $0.32 < C < 0.78$: sol cohérent.
- $9 < \varphi < 18$: sol moyennement résistant au cisaillement.

b.2. L'essai de compressibilité : essai oedométrique :

L'essai de compressibilité à l'oedomètre, ou l'essai fondamental est une application directe de la théorie de la consolidation. Il permet d'évaluer l'amplitude des tassements ainsi que leur évolution. Les résultats obtenus sont exprimés dans le tableau ci-après :

Tableau (4.7) : Valeurs des pressions de consolidation(P_c) et coefficients de Compressibilité(C_c) et de gonflement(C_g) (LNHC, 2008).

Sondage	7			10		14		15	18	
Profondeur(m)	1.5 à 2	2.4 à 2.8	3.3 à 3.65	2.2 à 2.5	5.6 à 6	4 à 4.2	6.3 à 6.7	5.4 à 5.9	2.3 à 2.5	4.1 à 4.6
P_c (bars)	1.85	1.6	1.58	1.95	1.91	1.64	1.63	1.36	2.01	1.2
C_c (%)	18.32	16.65	14.66	17.32	15.66	16.32	15.66	9.66	17.99	6.99
C_g (%)	10.87	11.58	4.48	4.32	4.97	4.86	5.63	3.00	5.63	2.51

Avec :

- P_c (bars) : Pression de compressibilité.
- C_c (%) : Coefficient de compressibilité.
- C_g (%) : Coefficient de gonflement.

A partir de tableau (4.7) on a :

- $1.36 \leq P_c \leq 2.01$: Sol sur consolidé.
- $0.1632 \leq C_c \leq 0.1832$: Sol moyennement compressible.
- $0.043 \leq C_g \leq 0.108$: Sol pouvant gonfler.

❖ Calculs de compressibilité :

Elle se calcule à partir des valeurs de C_c et e_0 :

✓ Sondage N° (07) ; Profondeur 1.5m à 2.00m :

$$\frac{Cc}{1+e_0} = \frac{0.1732}{1+0.813} = 0.10.$$

✓ Sondage N° (10) ; profondeur 2.20m à 2.50m :

$$\frac{Cc}{1+e_0} = \frac{0.1732}{1+0.798} = 0.09.$$

✓ Sondage N°(14) ; profondeur 4.00m à 4.20mm :

$$\frac{Cc}{1+e_0} = \frac{0.1632}{1+0.702} = 0.09.$$

✓ Sondage N° (15) ; profondeur 5.40 m à 5.90m :

$$\frac{Cc}{1+e_0} = \frac{0.0966}{1+0.473} = 0.065.$$

✓ Sondage N° (18) ; profondeur 2.30m à 2.50

$$\frac{Cc}{1+e_0} = \frac{0.1732}{1+0.813} = 0.10$$

$$= \frac{0.1799}{1+0.779} = 0.01.$$

Donc : $0.05 < \frac{Cc}{1+e_0} < 0.2$. Ce résultat indique que le sol est **moyennement compressible**.

[G, Philliponat, 1979].

c) Les analyses chimiques :

Un certain nombre d'échantillons de sol a été soumis à des analyses chimiques afin de déterminer le potentiel d'ions agressifs présents dans le terrain.

Le tableau ci-dessous montre les résultats obtenus :

Tableau (4.8) : Les résultats des analyses chimiques (LNHC, 2008).

Sondage N°	Profondeur (m)	Sulfates SO ₄ ²⁻	Carbonates CaCO ₃	Chlorures Cl ⁻	Matière organique
01	2.4 à 2.8	0.44	2.3	0.11	1.38
02	2.2 à 2.5	0.14	19.02	0.04	1.03
03	4.0 à 4.2	Traces	4.59	0.11	0.28
04	2.1 à 2.3	0.14	8.53	0.09	1.31
10	4.1 à 4.4	0.16	1.31	0.11	0.48

Selon la norme NFP 11 -018 du 06/22, les résultats révèlent une **agressivité faible à nulle** vis-à-vis du béton.

4.3.4. Calcul des fondations superficielles :

4.3.4.1. Introduction :

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges de cet ouvrage vers le sol. Le type de fondation sera établi suivant la capacité portante du sol.

Les fondations peuvent être de deux types. On distingue d'une part les fondations superficielles caractérisées par un rapport de la profondeur d'assise à la largeur de la fondation assez faible, typiquement à 3 ; d'autre part les fondations profondes pour lesquelles ce rapport est généralement supérieur à 6. Entre ces deux catégories se trouvent les fondations semi profondes.

La différence entre ces deux types des fondations réside dans le fondationnement mécanique et le mode de rupture qui sont différents d'un type de fondation à l'autre.

4.3.4.2. Les fondations superficielles :

Appelées aussi fondations directes, elles transmettent les efforts directement sur les couches proches de la surface.

Une étude de fondation doit nécessairement commencer par une solution superficielle qui semble être plus économique. Lorsque les terrains superficiels sont de très mauvaise qualité (remblai, vase, tourbe, limon argileux,...) ou de résistance insuffisante pour la garantir la stabilité de l'ouvrage, on cherchera en profondeur une possibilité de résistance nécessaire.

On considère une fondation comme superficielle quand la profondeur « D » du niveau de la fondation par rapport au niveau de terrain naturel après terrassement est inférieure à 5 fois la largeur « B » du massif de fondation. (Figure 4.8).

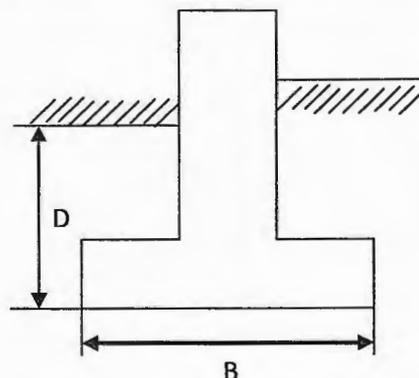


Figure (4.8) : Semelle isolée .



4.3.4.3. Capacité portante des fondations superficielles :

a) Mécanisme de rupture du sol sous une fondation superficielle :

La capacité portante d'une fondation superficielle est un problème traditionnel de la mécanique des sols qui a suscité d'importants travaux de recherche. Il existe une diversité dans les méthodes de calcul, ces méthodes sont basées soit sur les essais de laboratoire soit sur les essais in situ. Dont les plus courantes sont :

Les expériences sur modèles réduits de fondations, on permis de mettre en évidence un mécanisme de rupture, schématisé à la **figure(4.9)**.

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.

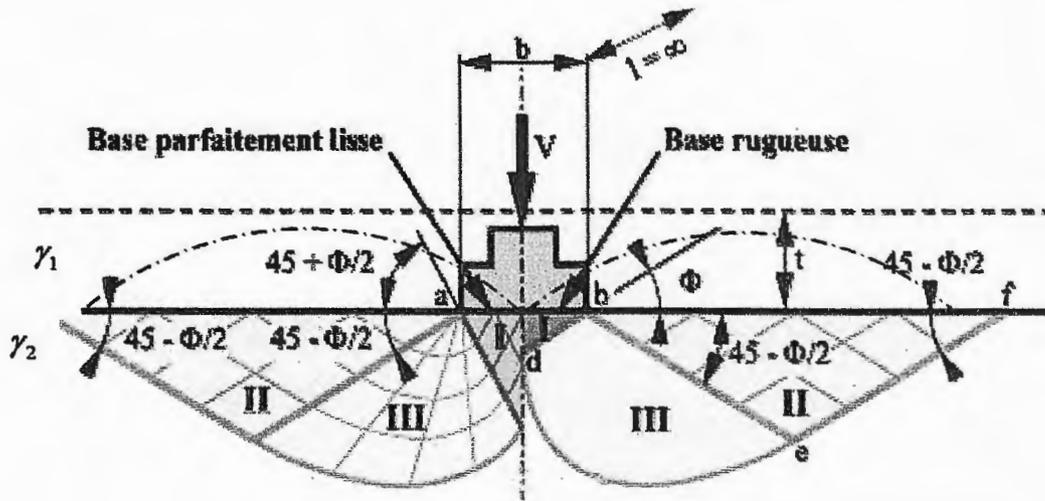


Figure (4.9): Mécanisme typique de rupture du sol sous une semelle continue (R. Frank ; 2003).

Ce mécanisme est formé d'un réseau de facettes de rupture (lignes de glissement) alors que le sol en dehors est supposé en état d'équilibre surabondant, donc ne participant pas à la résistance. La figure 4.9 montre que la zone mobilisée par la résistance du sol dépend de la rugosité la surface de contact de la base de la fondation avec le sol.

Par capacité portante on entend la pression verticale " q_l " au delà de laquelle la rupture se manifeste dans le sol sous la fondation.

En pratique, l'incertitude sur le problème de la capacité portante du sol fait intervenir le coefficient de sécurité (F) pris généralement entre 2 et 3, ce qui présente une contrainte admissible $Q_{ad} = q_l / F$. (G.Sanglerat, G. Olivari, B.Camboer ; 1983).

4.3.4.4. Contrainte admissible du sol de fondation :

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

❖ Méthode empirique :

La contrainte consiste en l'application des formules semi empiriques en utilisant les résultats des essais in situ.

❖ Méthode théorique :

La deuxième, d'origine théorique et la plus ancienne, considère le sol comme un matériau obéissant aux critères de ruptures de Mohr-Coulomb. Dans cette approche les paramètres principaux pour le calcul sont : C , φ , et γ .

a) Capacité portante à partir des essais de pénétration dynamique :

La contrainte admissible d'une fondation superficielle est égale au vingtième de la valeur de la résistance dynamique en pointe minimale déduite de la formule de battage des Hollandais exprimée :

$$Q_{ad} = \frac{R_d \text{ min}}{20} \dots\dots\dots [8], (R.Frank; 2003).$$

Avec :

Q_{ad} : Contrainte admissible de la fondation superficielle.

$R_d \text{ min}$: Résistance dynamique minimale de pointe sur une profondeur de (3B) sous la fondation.

Les valeurs de la contrainte admissible obtenues pour des niveaux d'ancrage de la fondation, pris entre 1,5m et 2.5m de profondeur sont reportées pour chaque essai dans le Tableau ci après

Tableau (4.9) : Calcul de la contrainte admissible du sol de fondation à partir des résultats de l'essai de pénétration dynamique.

Essai N°	Qad (bars)		
	1.5(m)	2(m)	2.5(m)
01	3.75	5.00	2.50
03	2.20	2.70	2.50
04	3.40	3.40	5.00
05	2.50	7.70	6.90
06	3.25	4.00	2.80
07	7.50	2.50	3.20
08	0.75	1.50	7.00
09	1.00	1.70	2.35
10	1.65	2.00	2.30
11	1.90	1.00	2.50
13	0.65	2.50	1.20
14	R	R	R
15	R	R	R
16	1.00	2.00	3.10
17	1.40	2.35	3.40
18	1.65	1.00	1.00
19	1.90	1.00	1.25
20	2.35	4.00	2.90
21	1.50	2.65	3.00
22	1.60	1.60	2.16
23	1.90	2.40	2.45
24	1.5	0.60	1.20
25	1.00	1.60	1.00
26	2.20	2.00	1.35
27	1.85	3.15	3.65
28	3.40	5.60	5.25
30	1.00	1.35	0.65
31	1.00	1.70	2.35
32	0.50	0.65	1.00
33	1.40	1.65	1.40
34	0.65	2.65	3.00
35	1.70	7.00	2.50
36	2.70	3.40	3.50
37	2.00	1.70	1.50
38	0.35	0.85	0.50
39	2.00	5.00	4.50
40	0.40	0.65	10
41	0.50	1.60	5.00
42	1.25	3.00	4.50

Essai N°	Qad (bars)		
	1.5(m)	2(m)	2.5(m)
43	1.20	2.00	2.50
44	1.00	0.70	7.55
45	0.50	0.65	0.65
46	0.75	1.40	1.10
47	1.70	1.00	0.85
48	0.60	0.60	0.90
49	1.50	0.65	1.35
51	0.65	0.65	0.35
52	1.15	1.60	2.40
53	1.50	1.60	1.80
54	2.15	2.65	3.45
55	1.50	2.35	2.70
56	0.50	1.00	0.90
57	0.85	2.00	2.90
59	0.50	1.00	1.00
60	1.25	1.65	2.30
61	1.00	1.35	2.50
62	0.35	0.35	0.35
64	15.00	4.00	3.00
65	0.60	0.35	1.50
66	0.80	0.35	2.50
67	0.60	0.60	0.35
69	1.95	2.00	1.85
70	2.00	3.00	2.65
71	3.00	4.00	3.20
72	0.35	1.00	5.00
73	4.25	4.65	3.50
74	0.40	0.40	0.65
75	3.20	2.60	7.00
76	2.00	2.35	2.10
77	3.50	4.70	2.50
78	1.60	2.00	2.50
80	1.50	5.00	4.00
81	0.65	1.00	1.20
83	2.15	2.70	1.85
84	1.40	2.20	2.00
85	0.70	0.70	1.15
86	2.00	1.70	2.05

•R : Refus

b) Capacité portante à partir des résultats des essais préssiométriques :

La capacité portante des fondations superficielles selon Ménard :

$$Q_d = Q_0 + \frac{K}{3}(P_L - P_0) \dots\dots\dots [9], (G. Sanglerat, J. Costet ; 1983).$$

Avec :

P_L : La pression limite moyenne sur une profondeur de (3B) sous la fondation (tableau 4.10).

$$Q_0 = \sigma_{v0} = \gamma_h, \text{ avec : } \gamma = \gamma h = 19 \text{KN/m}^3.$$

$$H = D = 1.5m.$$

$$P_0 = K_0 \sigma_{v0}, \text{ avec } K_0 = 0,70 \text{ dans le cas des argiles (selon Terzaghi).}$$

K : Coefficient de proportionnalité dépend du type de fondation et de la profondeur d'encastrement

D : Dans notre cas d'étude on a :

- Semelle carrée : $K=1,73$.
- Semelle filante : $K=1,2$ ($L=30m$).

Tableau (4.10) : Présentation des valeurs de PL moyen.

Essai N°	Sp3	Sp4	Sp11	Sp13	Sp21	Sp22	Sp23	Sp25
PL moyen (bars)	1.85	3.34	1.24	2.32	4.32	2.90	2.22	2.11

➤ **Exemple de calcul (Sondage N°04) :**

•Semelle carrée :

$$Q_0 = \sigma_{v0} = \gamma_h$$

$$Q_0 = 0.19 \text{bars.}$$

$$P_0 = K_0 \sigma_{v0}$$

$$P_0 = 0,7 \cdot 0,19$$

$$P_0 = 0.133$$

$$P_L = 3.34 \text{ bars.}$$

$$Q_d = 0,19 + \frac{1,73}{3}(3,34 - 0,133)$$

$$Q_d = 2,01 \text{bars}$$

•Semelle filante:

$$Q_0 = \sigma_{v0} = \gamma_h$$

$$Q_0 = 0.19 \text{bars.}$$

$$P_0 = K_0 \sigma_{v0}$$

$$P_0 = 0,7 \cdot 0,19$$

$$P_0 = 0,133$$

$$P_L = 3,34 \text{ bars.}$$

$$Q_d = 0,19 + \frac{1,2}{3} (3,34 - 0,133)$$

$$Q_d = 1,47 \text{ bars}$$

Les valeurs de la capacité portante obtenues sont représentées pour chaque essai préssiométrique dans le tableau

Tableau (4.11) : La capacité portante à partir des essais préssiométriques.

Essai № Qad(bars)	Sp3	Sp4	Sp11	Sp13	Sp21	Sp22	Sp23	Sp25
Semelle carrée	1.17	2.01	0.82	3,89	0.57	1.76	1.38	1.31
Semelle filante	0.87	1.47	0.63	2,81	1.86	1.30	1.02	0.98

c) Capacité portante à partir des résultats des essais de laboratoire :

Le calcul par la méthode classique (basé sur les résultats des essais de laboratoire) considère une fondation à base horizontale, encadrée dans un sol homogène et supportant une charge verticale, centrée.

La formule générale utilisée pour le calcul de la contrainte admissible « Q_{ad} », est la suivante :

- Pour une semelle isolée ($L/B \leq 5$) :

$$Q_{ad} = \gamma_1 \cdot D + \frac{\rho \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma + \gamma_1 \cdot D \cdot (N_q - 1) + 1,3 \cdot C \cdot N_c}{F_s} \dots\dots\dots [10].$$

- Pour une semelle continue :

$$Q_{ad} = \frac{\rho \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma + \gamma_1 (N_q - 1) D + C \cdot N_c}{F} + \gamma_1 \cdot D \dots\dots\dots [11].$$

Avec :

γ_1 : Poids volumique apparent du sol au-dessus de la fondation (T /m³).

γ_2 : Poids volumique apparent du sol au-dessous de la fondation (T/m³).

D : Ancrage de la fondation (m).

$$\rho = \text{rayon moyen} = \frac{\text{surface semelle}}{\text{périmètre semelle}}$$

$$\rho = \frac{0,5 B}{\left(1 + \frac{B}{L}\right)}$$

B, L : Dimensions de la fondation, largeur et longueur (m).

c : Cohésion du sol (T/m^2).

N_γ, N_q, N_c : Coefficients dépendants de l'angle de frottement interne du sol « φ » avec :

N_γ : Facteur de portance dû aux poids des terres.

N_q : Facteur de portance dû à la surcharge.

N_c : Facteur de portance dû à la cohésion.

F_s : Coefficient de sécurité pris égal à 3.

Le tableau (4.12) : Extrait du DTU 13.12 regroupe les valeurs des facteurs de portances en fonction de (φ) :

φ°	N_γ	N_q	N_c
0	0,00	1,0	5,14
5	0,00	1,56	6,47
10	1,00	2,49	8,45
11	1,20	2,71	8,80
12	1,43	2,97	9,29
13	1,69	3,26	9,80
14	1,99	3,59	10,4
15	2,33	3,94	11,0
16	2,72	4,33	11,6
17	3,14	4,77	12,3
18	3,69	5,25	13,1
19	4,29	5,80	13,9
20	4,97	6,40	14,8
21	5,76	7,07	15,8
22	6,68	7,83	16,9
23	7,73	8,66	18,1
24	8,97	9,60	19,3
25	10,4	10,7	20,7
26	12,0	11,8	22,2
27	13,9	13,2	24,0
28	16,1	14,7	25,8
29	18,8	16,4	27,9

φ°	N_γ	N_q	N_c
30	21,8	18,4	30,1
31	25,5	20,6	32,7
32	29,8	23,2	35,5
33	34,8	26,1	38,7
34	40,9	29,4	42,2
35	48,0	33,3	46,1
36	56,6	37,8	50,6
37	67,0	42,9	55,7
38	79,5	48,9	61,4
39	94,7	56,0	67,9
40	113,0	64,2	75,4
41	133,0	73,9	83,9
42	164,0	85,4	93,7
43	199,0	99,0	105,0
44	244,0	115,0	118,0
45	297,0	135,0	135,0
46	366,0	159,0	152,0
47	455,0	187,0	174,0
48	570,0	223,0	199,0
49	718,0	265,0	230,0
50	914,0	319,0	267,0

➤ Exemple de calcul (sondage N° 07) :

a) Semelle carrée :

$$\text{Si : } B = L = 1,5\text{m, } D = 1,5\text{m, } F_s = 3$$

$$\rho = \frac{0,5B}{1 + B/L}, \quad \rho = \frac{0,5 \times 1,5}{1 + 1} = 0,375$$

$$\gamma_1 = \gamma_h = 1,99\text{T/m}^2$$

$$\gamma_2 = \gamma_{sat} = 2,01\text{T/m}^2$$

$$C = 4,7\text{T/m}^2$$

$$\varphi = 17^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_\gamma = 3,14 \\ N_q = 4,77 \\ N_c = 12,3 \end{cases}$$

$$Q_{ad} = \frac{\rho \cdot \gamma_2 N_\gamma + \gamma_1 (N_q - 1) D + 1,3 C \cdot N_c}{F} + \gamma_1 \cdot D$$

$$Q_{ad} = \frac{1,99 \times 1,5 + [0,375 \times 2,01 \times 3,14] + [1,99 \times 1,5 \times (4,77 - 1)] + [4,7 \times 1,3 \times 12,3]}{3}$$

$$Q_{ad} = 30,07\text{T/m}^2 = 3,07\text{bars.}$$

$Q_{ad} = 3,07 \text{ bars}$

b) Semelle continue :

$$Q_{ad} = \frac{\rho \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma + \gamma_1 (N_q - 1) D + C \cdot N_c}{F} + \gamma_1 \cdot D$$

$$\text{Si : } B = 1,5\text{m, } D = 1,5\text{m, } F_s = 3$$

Pour une semelle filante on a : $\frac{L}{B} > 5$, on pose $\frac{L}{B} = 10 \Rightarrow L = 15\text{m}$

$$\rho = \frac{0,5B}{1 + B/L}, \quad \rho = \frac{0,5 \times 1,5}{1 + 1,5/15} = 0,68$$

$$Q_{ad} = \frac{1,99 \times 1,5 + [0,68 \times 2,01 \times 3,14] + [1,99 \times 1,5 \times (4,77 - 1)] + [4,7 \times 12,3]}{3}$$

$$Q_{ad} = 27,7\text{T/m}^2 = 2,77\text{bars.}$$

$Q_{ad} = 2,77 \text{ bars}$

Les résultats obtenus pour des semelles carrées et filantes, ancrées à 1.5et 3m de profondeur pour tous les sondages, sont reportés sur le tableau 5.13:

Tableau (4.13) : Calcul des contraintes admissibles du sol de fondation à partir des résultats des essais de laboratoire.

Sondage	Type de la semelle (B=1.5m)	Q _{ad} (bars)	
		D=1.5m	D=3m
S7	Semelle carrée	3.06	3.17
	Semelle filante	2.7	3.44
S15	Semelle carrée	3.5	4.18
	Semelle filante	2.09	3.62
S18	Semelle carrée	4.6	5.28
	Semelle filante	3.7	4.43

Selon les résultats obtenus des travaux et essais in-situ, nous proposons comme solution d'assise des fondations superficielles type **semelles isolées** de largeur minimale **1,50m**.

4.3.5. Calcul des tassements :

Avant l'exécution de travaux projetés, les terrains sont généralement en état d'équilibre. Sous l'action des charges appliquées, dues à la construction des ouvrages, se développent dans le sol des contraintes qui engendrent des déformations.

Dans la pratique, les charges appliquées sont généralement verticales et la face du sol à peu près horizontale. Les déformations prépondérantes sont verticales et appelées « Tassements ». Le tassement absolu du sol correspond à la déformation verticale représentée par une variation du volume vers le bas, causée par la surcharge appliquée par l'ouvrage

4.3.5.1. Distribution de la contrainte verticale avec la profondeur :

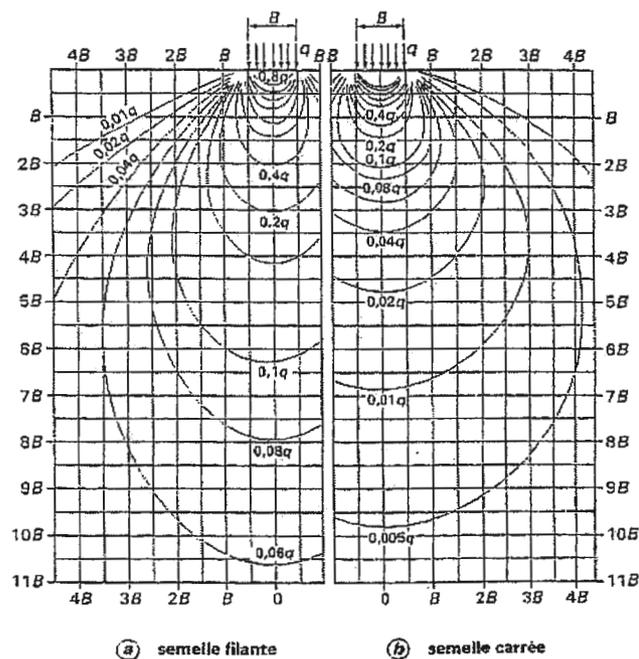
Lorsque l'on applique une charge à la surface d'un sol, celle-ci entraîne des contraintes dans les couches de terrains sous-jacents jusqu'à une certaine profondeur. Il est donc indispensable de connaître la distribution, avec la profondeur, de l'accroissement des contraintes

verticales ($\Delta\sigma_z$) par rapport à l'état de contrainte initial régnant dans le sol, apporté par une contrainte (Q) appliquée en surface.

Toutes les solutions couramment utilisées ont été obtenues par intégration de la solution classique de Boussinesq. Parmi les solutions les plus utilisées pour les fondations superficielles on a:

- Contrainte sous une fondation filante ou carrée uniformément chargée, (Fig4.10).
- Contrainte sous l'axe d'une fondation circulaire uniformément chargée, (Fig4.11).
- Contrainte sous le coin d'une fondation rectangulaire uniformément chargée, (Fig4.12).

On peut trouver la contrainte verticale sous n'importe quel point de la fondation en superposant toutes les solutions (quatre au maximum) pour lesquelles ce point joue le rôle de point de coin (R. Frank ; 2003).



Fig(4.10): Courbes d'égales contraintes verticales $\Delta\sigma_z$ sous une fondation, dans un massif homogène, isotrope, semi infini (R. Frank ; 2003).

Les contraintes sont données en fonction de la pression q appliquée à la surface. Les distances à l'axe et les profondeurs sont données en fonction de la largeur B de la fondation.

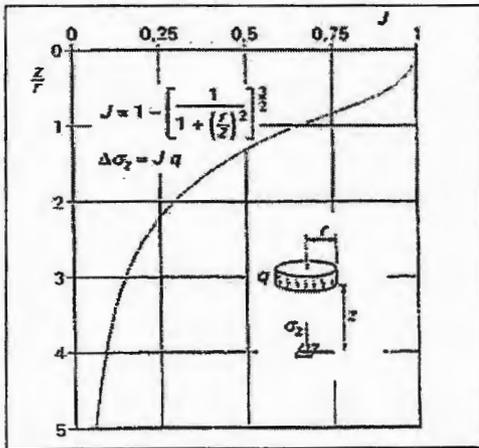


Fig (4.11): Accroissement de la contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ sous l'axe d'une fondation circulaire uniformément chargée (par la contrainte q).

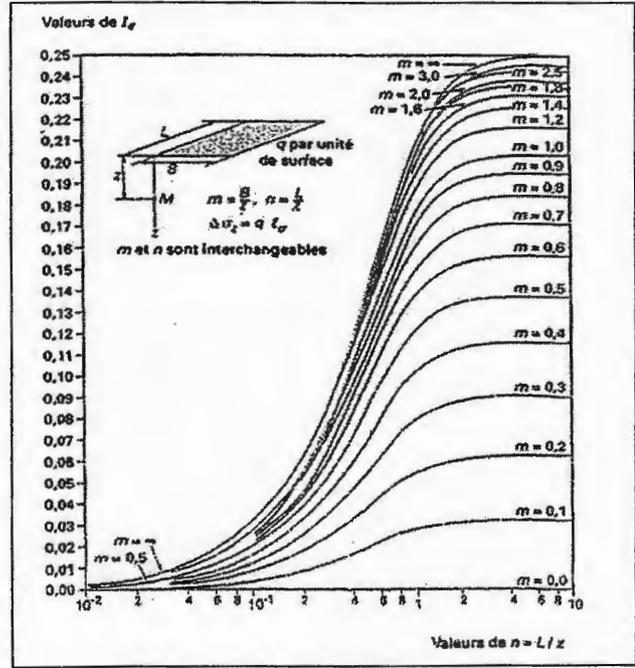
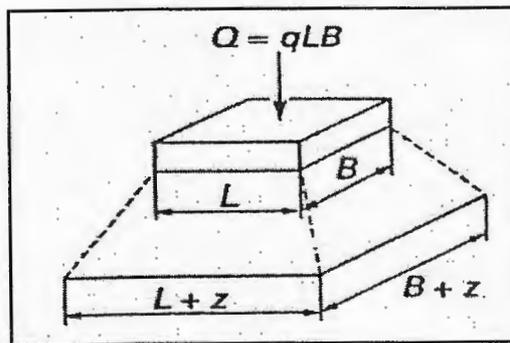


Fig. (4.12) : Accroissement de la contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ sous le coin d'une fondation rectangulaire uniformément chargée (par la contrainte q).

Dans certains cas, il peut être suffisant de se servir d'une méthode approchée consistant à supposer une diffusion de la contrainte (q) à 1 pour 2 avec la profondeur. A la profondeur Z (Fig.4.13), l'accroissement de la contrainte verticale ($\Delta\sigma_z$) sous une semelle rectangulaire LxB est alors de :

$$\Delta\sigma_z = \frac{q \cdot L \cdot B}{(L + Z) \times (B + Z)} \dots\dots [12] \text{ (R.Frank, 2003).}$$



Fig(4.13): Méthode approchée pour le calcul de la répartition des contraintes dans un massif (R. Frank ; 2003).

Remarque :

Plusieurs auteurs confirment qu'à partir d'une profondeur égale à trois fois la largeur de la semelle superficielle, l'influence de la contrainte verticale transmise au sol peut être négligeable.

4.3.5.2. Calcul des tassements à partir des essais préssiométriques :

Selon Ménard :

$$W = \frac{1}{3} \cdot \frac{1+\nu}{E_B} \cdot P \cdot R_0 \cdot \left(\lambda_d \cdot \frac{R}{R_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha}{4.5 \cdot E_A} \cdot P \cdot \lambda_s \cdot R \dots \dots \dots [13].$$

Avec :

W: est le tassement de la semelle rigide, généralement après stabilisation définitive, (Tassement au bout de 10 ans pour les argiles).

ν : Le coefficient de Poisson, toujours pris ici égal à 0,33.

P : la pression moyenne appliquée par la semelle rigide sur le sol.

R₀: une dimension de référence utilisable avec les sondes préssiométriques courantes (R₀=30cm).

R: la demi-largeur de la semelle rectangulaire ou le rayon d'une semelle circulaire.

α : coefficient rhéologique de structure du sol, variable selon la nature du matériau et le rapport

E_p / P_L Obtenue avec le pressiomètre.

λ_d et λ_s : coefficients de forme de la semelle.

$E_A = E_B = E_p$: Module préssiométrique dans le cas des terrains homogènes.

E_A et E_B : Modules préssiométriques dans le cas d'un terrain stratifié, dans notre calcul on considère E_p moyen sur une profondeur de (3B) sous la fondation.

Tableau (4.14): Présentation des valeurs d'Ep/PL

Essai N°	Sp3	Sp4	Sp11	Sp13	Sp21	Sp22	Sp23	Sp25
Ep (bars)	15.75	55.56	10.46	19.67	31.73	38.47	64.58	24.35
PL (bars)	1.85	3.34	1.24	2.32	4.32	2.90	2.22	2.11
Ep/PL	8.53	16.63	8.43	8.47	7.34	13.27	29.1	11.52

Tableau (4.15): Valeurs du coefficient (α), (selon Ménard) pour les argiles

Type de matériaux	Argiles	
	Ep /PL	A
Sur-consolidé, ou serré	>16	1
Normalement consolidé, ou normalement serré	9-16	2/3
Sous consolidé, Altéré et remanié, ou lâche	7-9	1/2

Les valeurs de α utilisées pour les calculs sont représentées dans le tableau 4.16

Tableau (4.16) : Valeurs du coefficient α .

Essai №	Ep/PL	α	Nature des argiles
Sp3	7-9	1/2	Argile sous-consolidé
Sp4	>16	1	Argile sur-consolidé
Sp11	7-9	1/2	Argile sous-consolidée
Sp13	7-9	1/2	Argile sous-consolidé
Sp21	7-9	1/2	Argile sous-consolidé
Sp22	9-16	2/3	Argile normalement consolidée
Sp23	>16	1	Argile sur-consolidé
Sp25	9-16	2/3	Argile normalement consolidé

Exemple de calcul : Sondage n°3

➤ Pour une semelle carrée

$$W = \frac{1}{3} \cdot \frac{1+\nu}{E_B} \cdot P \cdot R_0 \cdot \left(\lambda_d \cdot \frac{R}{R_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha}{4.5 \cdot E_A} \cdot P \cdot \lambda_s$$

Avec

$$\nu = 0,33$$

$$E_B = E_A = 15,75 \text{ bars.}$$

$$P = 1,85 \text{ bars}$$

$$R_0 = 0,3$$

$$R = 0,75$$

$$\lambda_d = 1,1$$

$$\lambda_s = 1,12$$

$$\alpha = 0,5$$

$$W = \frac{1}{3} \cdot \frac{1+0,33}{15,75} \cdot 1,85 \cdot 0,3 \cdot \left\{ 1,1 \cdot \frac{0,75}{0,3} \right\}^{0,5} + \frac{0,5}{4,5 \cdot 15,75} \cdot 1,85 \cdot 1,12 \cdot 0,75$$

$$W = 3,4 \text{ cm}$$

➤ Pour une semelle filante

$$\lambda_d = 1.5$$

$$\lambda_s = 2.56$$

$$W = \frac{1}{3} \cdot \frac{1+0.33}{15.75} \cdot 1.85 \cdot 0.3 \cdot \left\{ 1.5 \cdot \frac{0.75}{0.3} \right\}^{0.5} + \frac{0.5}{4.5 \cdot 15.75} \cdot 1.85 \cdot 2.56 \cdot 0.75$$

$$W = 5.4 \text{ cm}$$

**Tableau (4.17) : Résultats de calcul des tassements
à partir de l'essai préssiométrique**

Essai N°	Type de la semelle	Tassement W (cm)
Sp3	Carrée	3.4
	Filante	5.4
Sp4	Carrée	2.6
	Filante	5.5
Sp11	Carrée	3.4
	Filante	5.6
Sp13	Carrée	3.1
	Filante	5.6
Sp21	Carrée	3.8
	Filante	6.4
Sp22	Carrée	2.3
	Filante	5.3
Sp23	Carrée	1.7
	Filante	3.2
Sp25	Carrée	3.0
	Filante	2.2

Selon ces résultats, on peut dire que les tassements déterminés sont largement dispersés selon le type de la semelle (carrée ou filante).

4.3.5.3. Calcul des tassements à partir des essais oedométriques :

Nous avons utilisé la formule suivante :

$$\Delta H = H \cdot \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

Avec :

ΔH : tassement total.

H : hauteur de la couche concernée par le tassement.

Δe : variation de l'indice des vides.

e_0 : indice des vides initial.

e_f : indice des vides final.

$$\Delta e = e_0 - e_f$$

σ_{v_0} : Contrainte verticale initiale à la profondeur (Z) corresponde au tassement moyen

$$\sigma_{v_0} = \sum \gamma_i \cdot h_i$$

$\Delta \sigma_z$: accroissement de la contrainte verticale à la même profondeur (Z) : $\Delta \sigma_z = \frac{q \cdot L \cdot B}{(L + Z)(B + Z)}$

✓ Exemple de calcul (sondage N°18) :

$$\Delta H = H \cdot \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad \text{Avec :}$$

$$B = 1,5\text{m}$$

$$H = 2B = 3\text{m}$$

$$D = 1,5\text{m}$$

$$Z = \frac{2B}{2} = 1,5\text{m}$$

$$q = q_{ad} = 46\text{T} / \text{m}^2$$

$$\Delta \sigma_z = \frac{qLB}{(Z + B)(L + Z)}$$

$$\Delta \sigma_z = \frac{46 \times 1,5 \times 1,5}{(1,5 + 1,5)(1,5 + 1,5)}$$

$$\Delta \sigma_z = 11,5\text{T} / \text{m}^2$$

$$\Delta \sigma_z + \sigma_{v_0} = 11,5 + 2,985 = 14,48\text{T} / \text{m}^2$$

$$\Delta \sigma_z + \sigma_{v_0} = 1,448\text{kg} / \text{cm}^2$$

$$\text{- De la courbe oedométrique : } \left. \begin{array}{l} e_0 \longrightarrow 0,779 \\ e_f \longrightarrow 0,771 \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta e = 0,008 \quad (\text{Annex})$$

$$\Delta H = \frac{0,008}{1,779} \times 3 \text{ m} = 0,013 \text{ m} = 1,3 \text{ cm}$$

Les résultats obtenus sont représentés pour chaque essai oedométrique dans le tableau ci-après :

Tableau (4.18) : Résultats de calcul des tassements à partir de l'essai oedométrique

<i>N° d'essai</i>	e_0	e_f	Δe	ΔH (cm)
07	0.813	0.803	0.01	1.6
10	0.798	0.794	0.004	0.6
14	0.702	0.692	0.01	1.7
15	0.473	0.471	0.002	0.4
18	0.779	0.771	0.008	1.3

4.3.6. Etude de stabilité de terrain :

Les phénomènes de glissements enregistrés et recensés sur le territoire d'Oudjana sont les résultats de la superposition de plusieurs indicateurs naturels liés à la topographie et à la lithologie. L'imprégnation superficielle des terrains et les infiltrations par le biais des fissures et lignes de faiblesse (failles) fragilisent la stabilité déjà compromise des sols, et se traduit par des mouvements de terrains.

Donc un glissement de terrain a rarement une cause unique. C'est le plus souvent sous l'action combinée de plusieurs facteurs négatifs que celui-ci se déclenche. Parmi les causes envisageables du glissement de terrain dans le site faisant l'objet de notre étude ; on peut distinguer :

- La nature et la structure des terrains représentent des données de base imposées par la géologie du site. Les terrains vulnérables aux glissements sont des terrains à granulométrie fine comme les argiles, ou des terrains à structure feuilletée comme les schistes.

Les sondages réalisés sur le site d'Oudjana montrent des formations essentiellement argileuses reposant sur un substratum marneux. Donc ce terrain est très favorable aux glissements.

- La morphologie du site, le terrain présente un relief accidenté, caractérisé par une pente de 20% ce qui favorise un déplacement de terrain par gravité.

- La pente topographique, le glissement de terrain se produit lorsque l'angle de frottement interne des argiles ϕ est inférieur à θ l'angle d'inclinaison de talus.

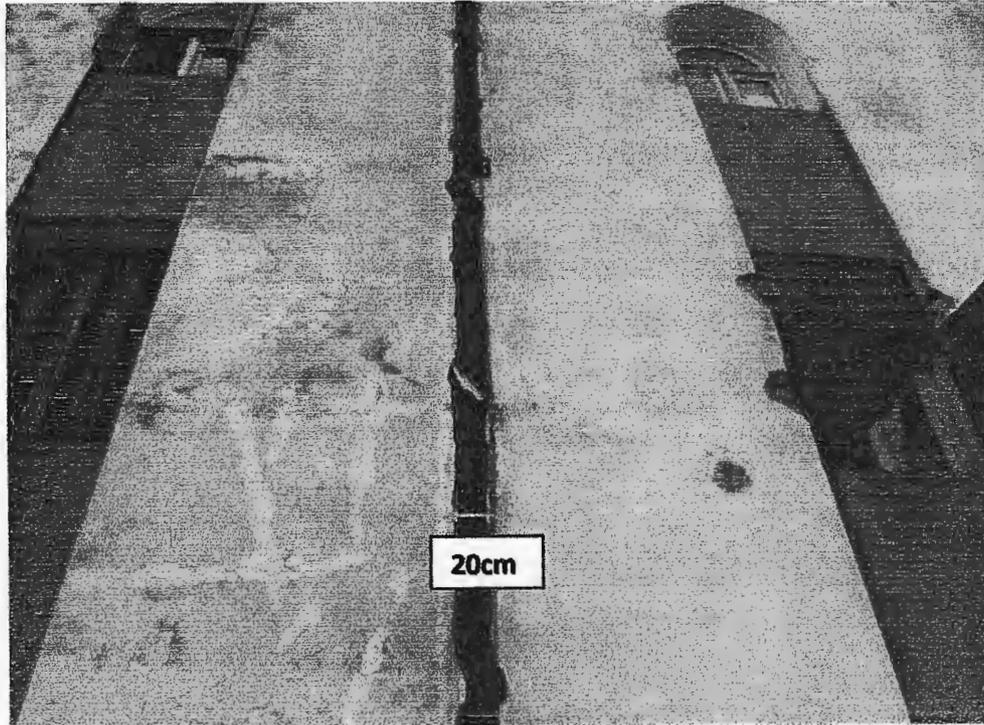


Planche 4.14 : Ouverture excessive des joints de dilatation au niveau de la cité des 24 logements (Photo prise le 08-06-2009).



Planche 4.15 : Affaissement du dallage au tour de l'immeuble (Photo prise le 08-06-2009).



Planche 4.16 : Pincement du fossé bétonné suite à l'avancée du talus (Arrachement superficiel). (Photo prise le 08-06-2009)



Planche 4.17 : Déstabilisation au sein du gabionnage suite au glissement profond. (Photo prise le 08-06-2009).

❖ **Calcul de stabilité**

Pour les calculs de stabilité on utilise deux méthodes ; un méthode manuel des tranches de Fellenius et un méthode automatique.

1) Méthode des tranches de Fellenius ou méthode Suédoise :

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Fellenius suppose que le volume de glissement délimité par la surface de glissement et la topographie du talus est subdivisé en (n) tranches. Chaque tranche est considérée comme un solide indéformable, en équilibre sur la ligne de glissement. Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sols de caractéristiques différentes : C_i , φ_i , γ_i . La stabilité est étudiée en considérant le problème plan, c'est-à-dire en analysant l'équilibre d'une masse de sol *d'épaisseur unité* dans le sens perpendiculaire à la **Figure4.18**.

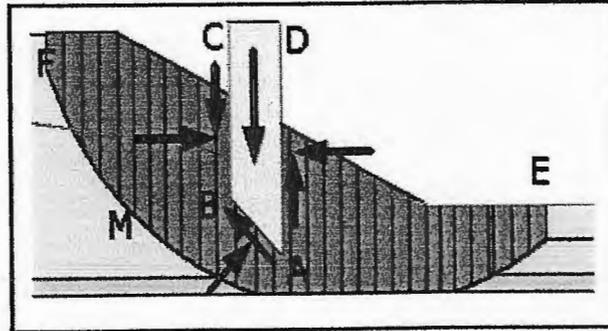


Figure4.18: Schéma illustrant le découpage en tranches d'un talus (G. Philipponnat; et H. Bertrand ; 2003), modifiée.

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode consiste à découper le volume de sol concerné (compris dans l'arc EMF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux. Etudions l'équilibre de l'une de ces tranches (**Fig4.18**), par exemple la tranche "ABCD".

Dans notre cas où il y a l'absence de la nappe :

$$F_s = \frac{\sum_1^n \left(C_i \cdot \frac{b}{\cos \alpha} + W \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \varphi_i \right)}{\sum_1^n W \cdot \sin \alpha_i} \dots\dots\dots [13], (G. Philipponnat; et H. Bertrand ; 2003).$$

➤ Calcul manuel :

Dans notre calcul manuel de glissement, on utilise la méthode des tranches de **Fellenius** et on prend :

$$\gamma_{\text{sat argile}} = \gamma_{\text{sat marne}} = 20,5 \text{ KN/m}^3.$$

$$\text{Pente} = 20^\circ$$

$$C = 0,32 \text{ bars}$$

$$\varphi^\circ = 10^\circ$$

Nous calculons le facteur de sécurité F_s . Les résultats de calcul sont présentés dans les tableaux ci-après:

1^{ère} cercle : Le cercle de talus :

Les coordonnées du centre de cercle « O₁ » :

$$X=20\text{m.}$$

$$Y=80\text{m.}$$

$$R1=12,20\text{m.}$$

$$b = 10\text{m.}$$

Tableau (4.19) : Calcul de coefficient de sécurité pour le cercle de talus.

N° de Tranche	W(KN) $\gamma_{\text{sat}}=20,5\text{KN/m}^3$	α	$\sin \alpha$	W.sin α	$\cos \alpha$	W.cos α	b/cos α
01	123	-15°	-0,258	-31,73	0,965	118,69	10,36
02	328	-5°	-0,087	-28,53	0,996	326,68	10,04
03	451	5°	0,087	39,23	0,966	449,19	10,04
04	533	14,5°	0,250	133,25	0,968	515,94	10,33
05	533	24°	0,406	216,39	0,913	486,62	10,95
06	430,5	33°	0,544	234,19	0,838	360,75	11,93
07	184,5	48°	0,743	137,08	0,669	123,43	14,94
Σ				699,88		2381,3	78,59
Résultats							
		Fs	0,93		Talus	instable	

2^{ème} cercle : Le cercle de pied de talus :

Les coordonnées du centre de cercle « O₂ » :

$$X=26,20\text{m.}$$

$$Y=222\text{m.}$$

$$R2=26,2\text{m.}$$

$$b = 10\text{m.}$$

Tableau (4.20) : Calcul de coefficient de sécurité pour le cercle de pied de talus.

N° de Tranche	W(KN) $\gamma_{\text{sat}}=20,5\text{KN/m}^3$	α	$\sin \alpha$	W.sin α	$\cos \alpha$	W.cos α	b/cos α
01	61,5	36°	0,587	36,1	0,809	49,75	12,36
02	205	30°	0,5	102,5	0,866	177,53	11,54
03	287	25°	0,422	121,11	0,906	260,02	11,03
04	328	20°	0,342	112,17	0,939	307,99	10,64
05	328	14°	0,241	79,04	0,970	318,16	10,30
06	266,5	10°	0,173	46,10	0,984	262,23	10,16
07	164	6°	0,104	17,05	0,994	163,01	10,06
08	61,5	1°	0,017	1,04	1	61,5	10
Σ				515,11		1600,19	86,09
Résultats							
		Fs	1,06		Talus	douteux	

3^{ème} cercle : Le cercle profond :

Les coordonnées du centre de cercle « O₃ » :

X=26,20m.

Y=222m.

R2=26,2m.

b =10m.

Tableau (4.21) : Calcul de coefficient de sécurité pour le cercle profond.

N° de Tranche	W(KN) $\gamma_{sat}=20,5\text{KN/m}^3$	α	$\sin \alpha$	W sin α	$\cos \alpha$	W.cos α	b/cos α
01	369	66°	0,913	336,89	0,406	149,81	24,63
02	984	55°	0,819	805,89	0,573	563,83	17,45
03	1373,5	45,5°	0,713	979,30	0,70	961,45	14,28
04	1599	38°	0,615	983,38	0,788	1260,01	12,69
05	1742,5	31°	0,515	897,38	0,857	1493,32	11,66
06	1824,5	25°	0,422	769,93	0,906	1652,99	11,03
07	1845	19°	0,325	599,62	0,945	1743,52	10,58
08	1845	13°	0,224	413,28	0,974	1797,03	10,26
09	1804	07°	0,121	218,28	0,992	1789,56	10,08
10	1701,9	1,5°	0,026	44,24	1	1701,9	10
11	1558	-4°	-0,06	-93,48	0,997	1553,32	10,03
12	1353	-9,5°	-0,165	-223,24	0,986	1334,05	10,14
13	1127,5	-15,5°	-0,267	-301,04	0,963	1085,78	10,38
14	881,5	-21°	-0,358	-315,57	0,933	822,43	10,71
15	533	-28°	-0,469	-249,97	0,882	470,10	11,33
16	369	-34°	-0,559	-206,27	0,829	304,90	12,06
Σ				4826,9		18685	197,31
Résultats							
		Fs	0,78		Talus	instable	

❖ **Commentaire :**

Selon le résultat obtenu; il y'a possibilité de glissement circulaire profond qui emporterait les deux couches supérieurs (argiles, marnes).

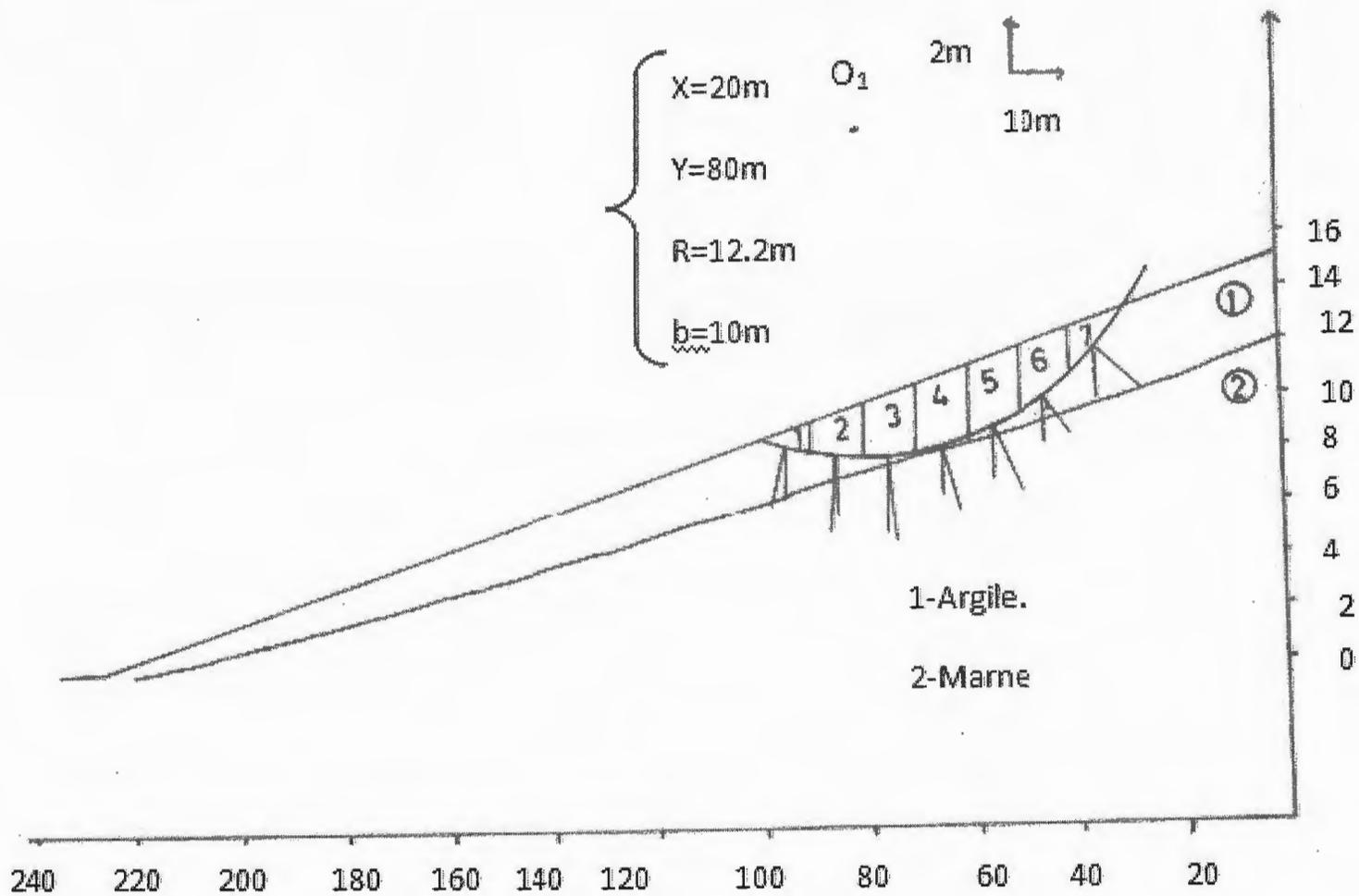


Figure 4.19 : Cercle de talus

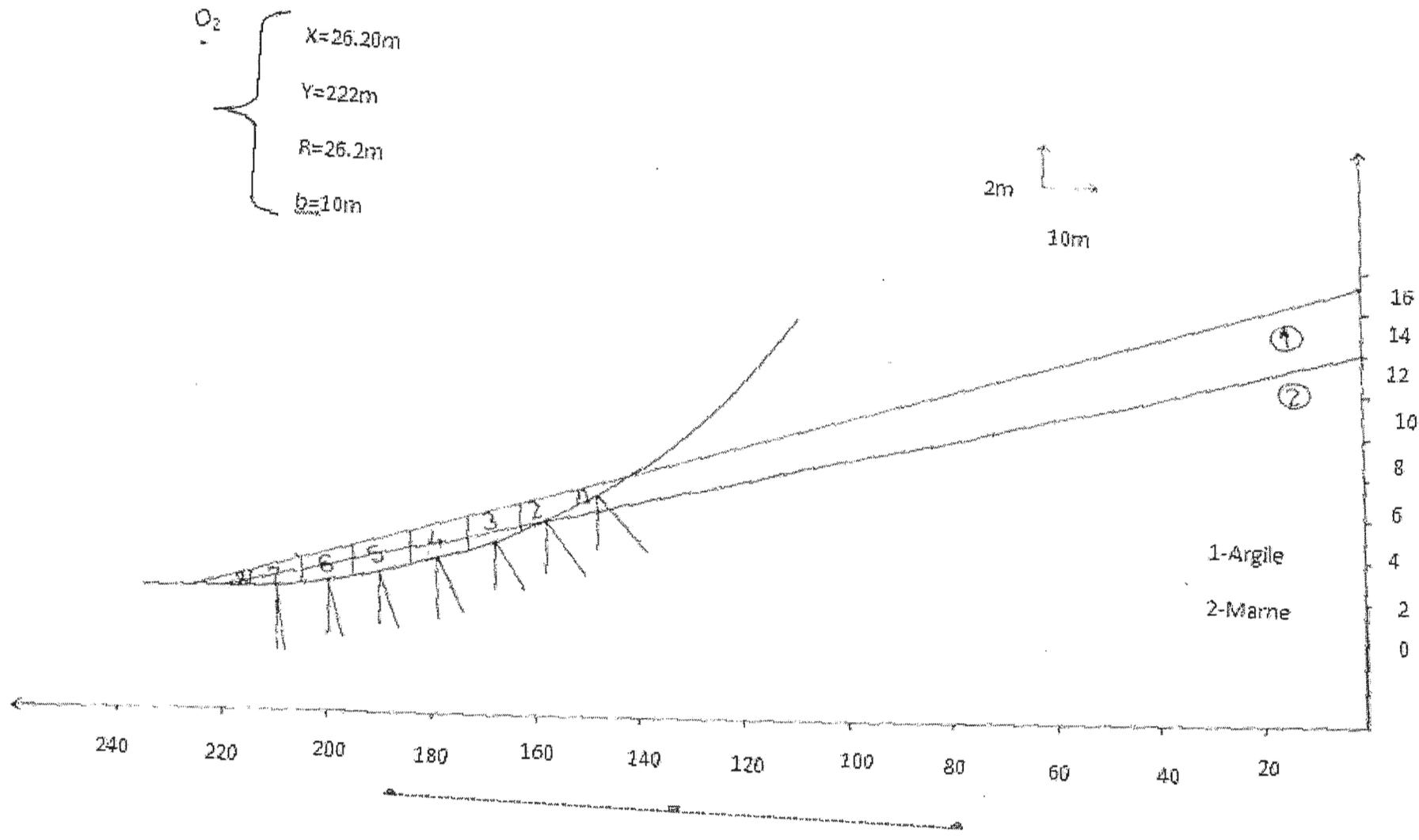


Figure 4.20 : Cercle de pied de talus .

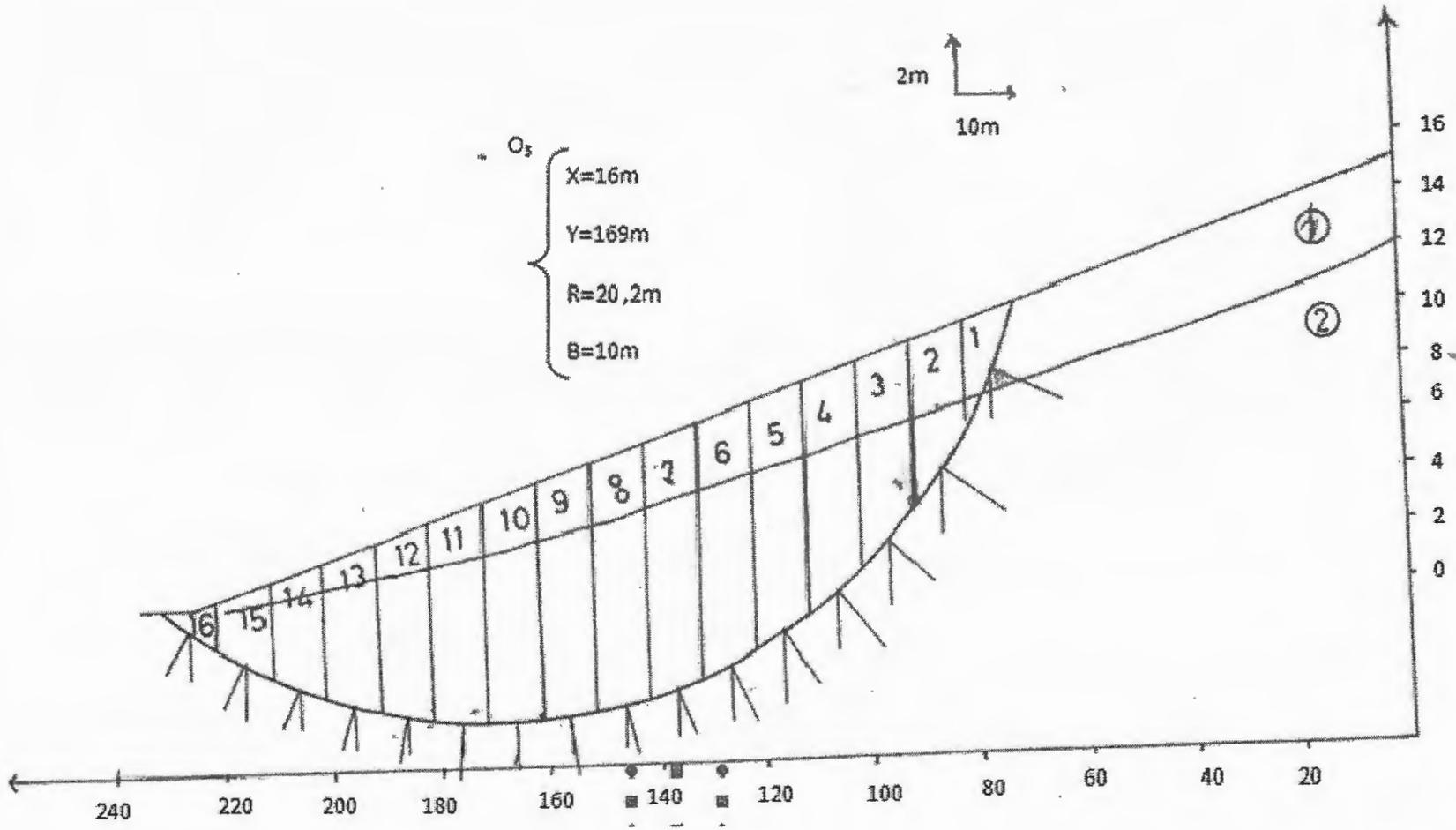


Figure4.21 : cercle profond.

2) Méthode automatique :

Pour la méthode automatique, on utilise le logiciel de **Geoslope** qui est un logiciel destiné à la vérification de stabilité des pentes, pour obtenir des informations utilisables, le principe est de faire un **input** (insérer de données) pour avoir un **output** (avoir des résultats) .

2.1.vérification du secteur vis-à-vis des glissements :

Les valeurs prises en compte des caractéristiques des terrains correspondent à ceux-ci sous les mauvaises conditions hydrauliques.

Avec des approches on a posé le tableau ci-après qui présente les caractéristiques mécaniques des terrains :

Tableau 4.22 Tableau des caractéristiques mécaniques des terrains.

	Terrain 1	Terrain 2
γ_{sat}	20.5 KN /m ³	20.5 KN/ m ³
φ	10°	9°
C	3.2kpa	1.6kpa

2.2 .Exemple de calcul par le logiciel de Geoslope des coefficients de sécurité Fs :

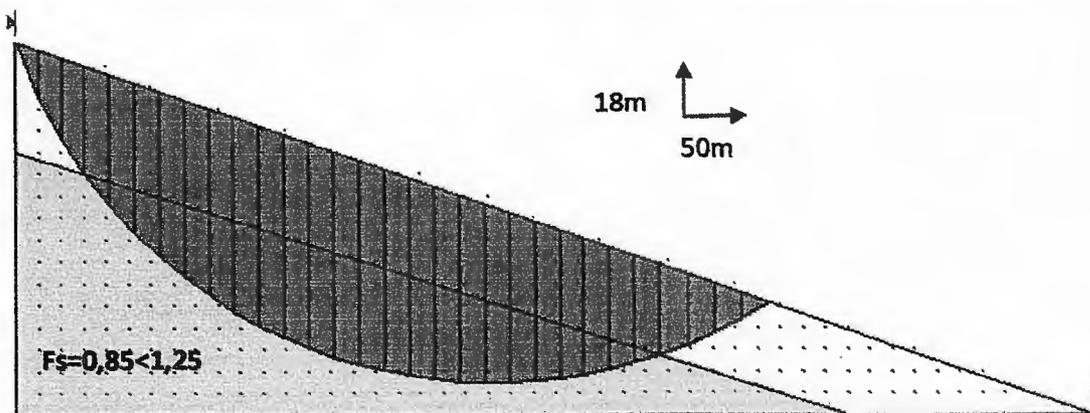


Figure 4.22 : Profil géotechnique A.

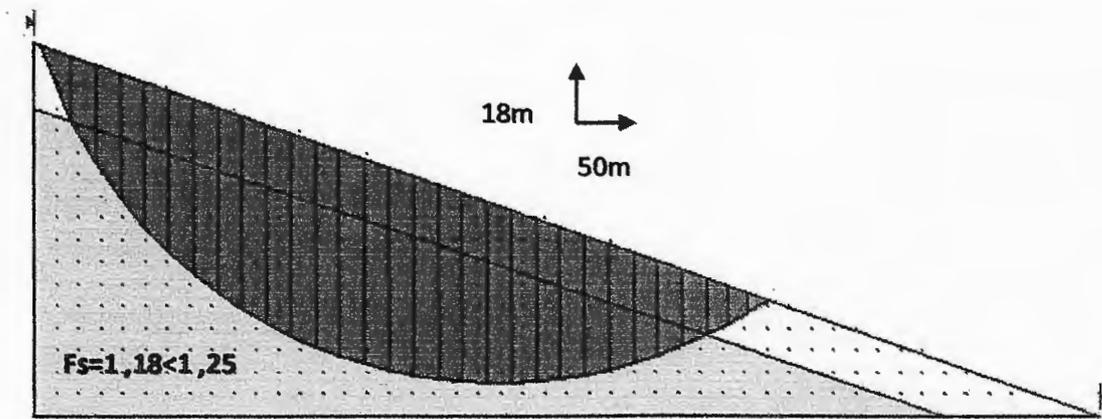


Figure4.23 : Profil géotechnique B.

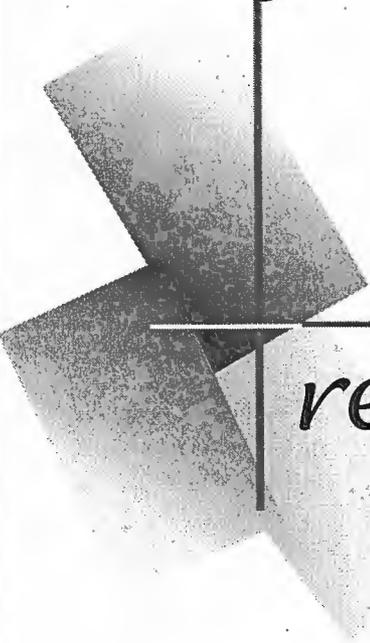
❖ **Commentaire :**

A partir des résultats obtenus par le logiciel, le talus pouvant glisser selon un cercle profond.

Conclusion :

A partir de ces deux méthodes de calcul, on s'aperçoit donc que les résultats sont concordants et confirment le risque de glissement profond.

Chapitre 5



*Conclusion et
recommandations*

I. Conclusion

Les résultats obtenus à partir des reconnaissances géologiques et géotechniques effectuées montrent que le terrain présente les caractéristiques suivantes :

1. La lithologie :

L'interprétation des coupes lithologiques montre que le terrain est constitué de deux horizons lithologiques distinctes représentés comme suit :

- Un horizon supérieur essentiellement pelitique représenté par des argiles verdâtres.
- Un horizon inférieur représenté par des marnes schistosés bleues.
- L'ensemble des terrains est recouvert soit par une terre végétale, soit par des remblais.

2. Les propriétés géotechniques :

Les essais géotechniques révèlent que nous sommes en présence de matériaux ayant les propriétés suivantes :

- Une densité moyenne à élevée.
- Moyennement humide.
- Peu plastique à très plastique à pouvoir de gonflement modéré.
- D'après les essais pénétrométriques, la résistance dynamique est moyenne à assez bonne en général à partir de deux(2) mètre de profondeur.
- D'après les résultats pressiométriques, les sols sont sur-consolidés.
- Moyennement compressible.

3. Agressivité :

Selon la norme NFP 11-018 du 06/22, les résultats présentent une agressivité faible à nulle vis-à-vis du béton.

4. Portance :

Le calcul de la contrainte admissible du sol q_{ad} effectué à partir des essais in situ et ceux de laboratoire révèlent en général un sol de bonne résistance à partir de 1,5m de profondeur par rapport au terrain naturel.

5. Tassement :

Les tassements obtenus à partir des essais de laboratoire demeurent admissibles dans la limite fixée à la contrainte admissible et ce pour les fondations en semelle isolées et filantes.

6. Stabilité :

Les coefficients de sécurité vis-à-vis de la stabilité varient entre 0,78 à 1,06 (pour le calcul manuel). Ces résultats traduisent en effet l'état d'instabilité du talus avec des indices d'un glissement profond selon le cercle considéré correspondant à $F_s=0,78$, et selon les résultats de calcul automatique le coefficient de sécurité varié entre 0,85 et 1,18.

II. Recommandations :

1. Carte de zoning proposée pour le POSN°1d'Oudjana :

La synthèse générale des différents paramètres du terrain (lithologie, morphologie, caractéristiques géotechniques), nous a permis d'établir deux cartes de zoning selon deux ancres différentes (1,5-2m) et (2-3m). Il a été défini cinq (5) zones différentes :

- ❖ **Zone I** : Partie très défavorable à la construction, travaillant à un taux admissible estimé à 0 à 0,5 bars.
- ❖ **Zone II** : Partie défavorable à la construction, travaillant à un taux admissible estimé à 0,5 - 1 bars.
- ❖ **Zone III** : Partie moyennement favorable à la construction, travaillant à un taux admissible estimé à 1 - 1,5 bars.
- ❖ **Zone IV** : Partie favorable à la construction, travaillant à un taux admissible estimé à 1,5 - 2 bars.
- ❖ **Zone V** : Partie très favorable à la construction, travaillant à un taux admissible supérieur à 2 bars.

2. Mesure de sécurité contre l'instabilité :

a) Drainage :

Prévoir un système de drainage :

- ✓ **Superficiel** : A l'aide de tranchées et fossé bétonné on arrive à mieux canaliser les eaux de ruissellement et éviter au maximum l'érosion par ravinement de notre secteur.
- ✓ **Profond** : Dans les zones d'instabilité accrue, on préconise le traitement par drainage profond (minimum 1m sous le niveau des fondations).
- ✓ Prévoir un système d'assainissement très efficace (sans fuites).

b) Gabionnage :

Le gabion de figure, on peut prévoir la mise en place d'un gabionnage dans les zones fragiles, instables afin d'éviter les glissements superficiels.

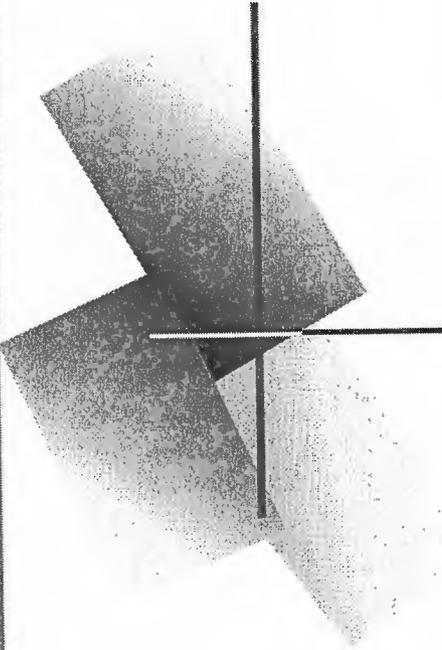
c) Soutènement :

Dans certaines zones, instables des murs de soutènement doivent être dimensionné selon les caractéristiques mécaniques des matériaux en place, et un ancrage situé sous la surface du glissement muni de tous le système de drainage.

Références bibliographiques

- APC(1999) : Dossier d'aménagement du POSI Oudjana- phase édition
- **Bouafia, A. (2003)** : Introduction au calcul des fondations, société algérienne Boudaoud: I.S.B.N : 9947- 0- 0090- 0, dépôt légal: № 2003- 1136. Ed. (O.P.U). Blida. Algérie, 120P
- **Bouafia, A. (2004)** : Les essais in-situ dans les projets de fondation, société algérienne Boudaoud: I.S.B.N: 9961.0.06.0692.5, dépôt légal:585/2004. Ed. (O.P.U). Blida. Algérie ,140P.
- **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
- Cosandey, C, & Robinson, M(2000)**: Hydrologie continentale. Armand Colin / HER, Paris106, 107P.
- **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, M. (1955)**: Etude géologique de l'Ouest de la chaîne Numidique. Thèse d'Etat. Paris, Publ.serv.Carte géol. Algérie, 24,533P.
- Frank, R. (2003)** : Calcul des fondations superficielles et profondes, Techniques de l'ingénieur(TI), Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, 37, 38, 39P
- Gilli, E, Mangan, C, & Mudry, J. (2004)** : Hydrogéologie : Objets, méthodes, applications. Dunod, Paris24, 25P.
- Labeni, R(2005)** : Synthèse géologique et géotechnique de la partie Est de la ville de Jijel, 31P.
- **Lahonder, 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
- **Lahonder, J.C. (1987)**: Les series ultra-telliennes de l'Algérie nord oriental et les formations environnantes dans leur cadre structural. Thèse de doctorat, université de Montpellier. France,135,136P.
- **L.C.P.C. (1982)** : Reconnaissance géologique et géotechnique des tracées de routes et autoroutes. ISBN 2-7208-9820-1.Ed.L.C.P.C.Paris, 111P. .
- LNHC, unité de Rouïba(2008)** : Rapport d'étude d'urbanisation POSN°1d'Oudjana.
- **Marouf, M & Chine, H(2005)** : Contribution à l'étude géologique et géotechnique du POS N°2 Ouled Bounnar- Jijel

- **Magnan J.P. (2001) :** *Description, identification, et classification des sols. Ed. Techniques de L'ingénieur (TI). Paris, 75P.*
- **Philipponnat, G. & Bertrand, H. (2003):** *Fondations et ouvrages en terre. Ed. Eyrolles. Paris, 548P.*
- **Raoult, J.F. (1974):** *Géologie du centre de la chaîne Numidique (Nord du Constantinois, Algérie). Mem. Soc. Geol. France, 53, 121, 163P.*
- **Raoult, J.F. (1975):** *Evaluation paléogéographique et structurale de la chaîne Alpine entre le golf de Skikda et Constantine (Algérie orientale).Bull.Soc.Géol.France (7), XVIIIn°03, Paris, 394-409P.*
- Rouikha, Y. (2008):** *Etude géologique et géomécanique des roches carbonates de la region de Chekfa-Chahna (wilaya de Jijel). Mémoire de magister, université de Jijel.*
- **Sanglerat, G. & Costet, J. (1981) :** *Cours pratique de mécanique des sols, Tome I- Plasticité et calcul des tassements. 3^e Ed. Dunod, Paris, 277 P.*
- **Sanglerat, G. & Costet, J. (1983):** *Cours pratique de mécanique des sols, Tome II- calcul des ouvrages. 3^e Ed. Dunod, Paris, 447 P.*
- **Sanglerat, G., Olivari, G., & Camboer, B (1983):** *Problèmes pratiques de mécanique des sols et de fondations. 2^e Ed. Dunod, Paris, Tome II, 263 P.*
- Service de développement hydraulique et du génie rural- Bureau de la ressource en eau(1990) :** *Ressources en eau dans les zones montagneuses de la wilaya de Jijel- Possibilités de réalisation de forages*



Annexes



Société de Gestion des Participations Études et Engineering « GENEST »
Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction
E.P.E/S.P.A au capital de 150.000.000 DA

UNITÉ de Rouiba

15, Rue colonel Amirouche Rouiba Tél 02185 67 83/91 Fax 021 85 67 89

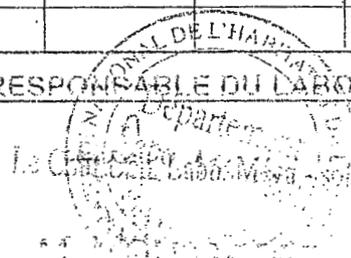
Structure Laboratoire

Le 19/08/2008

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS D'ESSAIS

Intitulé du projet		POS OUDJANA JIJEL					
Bordage / Puits		S 07	S 07	S 07		S 10	S 10
Profondeur (m)		1.50/2.00	2.40/2.80	3.30/3.65		2.20/2.50	5.60/6.00
Densité sèche	γ_d (t/m ³)	1.60	1.63	1.95		1.70	1.61
Teneur en eau pondérale	W (%)	24.3	22.8	14.2		20.9	24.9
Degré de saturation	Sr (%)	95	94	99		96	99
Densité humide	γ_h (t/m ³)	1.99	2.01	2.22		2.05	2.00
Granulométrie	5 mm	100		100		100	100
	2 mm	100		100		100	100
	0.08 mm	90		52		85	71
Sédimentométrie	20 μ m	77		44		74	63
	2 μ m	27		8		25	19
Limites d'Atterberg	W _L (%)	62		42		67	57
	I _p	32		18		35	30
	LR (%)						
Indice de consistance	IC	1.18		1.54		1.32	1.07
Équivalent de sable	E.S						
Poids spécifique	γ_s (t/m ³)						
Résultats oedométriques	Pc (Bar)	1.85	1.60	1.58		1.95	1.91
	Ct	0.183	0.166	0.147		0.173	0.157
	Cg	0.109	0.116	0.045		0.043	0.049
Perméabilité	K (cm/s)						
Courbe de consolidation	E						
	C _v (cm ² /s)						
Gonflement Libre	GL (Bar)						
Références Proctor	$\gamma_{d\max}$ (t/m ³)						
	W _{OPT} (%)						
Indice C.B.R à 95 % de l'OPM	I _{CBR} (%)						
Résistance à la compression	R.C.S (Bar)						
Cisaillement rectiligne ou Triaxial	Type d'essai	Cis CU	Cis CU				
	C (bar)	0.47	0.56				
	ϕ (°)	17	9				

LE RESPONSABLE DU LABORATOIRE





Société de Gestion des Participations Études et Engineering « GENEST »
Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction
E.P.E/S.P.A au capital de 150.000.000 DA

UNITÉ de Rouiba

15, Rue colonel Amirouche Rouiba Tél 02185 67 83/91 Fax 021 85 67 89

Structure Laboratoire

Le 19/08/2008

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS D'ESSAIS

Intitulé du projet		POS OUDJANA JIJEL					
Sondage / Puits		S 14	S 14	S 15	S 15	S 18	S 18
Profondeur (m)		4.00/4.20	6.30/6.70	2.10/2.30	5.40/5.90	2.30/2.80	4.10/4.60
Densité sèche	γ_d (t/m ³)	1.73	1.71	1.62	1.71	1.66	1.86
Teneur en eau pondérale	W (%)	19.1	20.7	23.3	21.3	23.2	16.7
Degré de saturation	Sr (%)	92	96	94	99	100	99
Densité humide	γ_h (t/m ³)	2.05	2.07	1.99	2.08	2.04	2.17
Granulométrie	5 mm			100		100	
	2 mm			100		100	
	0.08 mm			93		97	
Sédimentométrie	20 μ m			82		82	
	2 μ m			34		35	
Limites d'Atterberg	W _L (%)			68		67	
	I _p			35		36	
	LR (%)						
Indice de consistance	IC			1.28		1.22	
Équivalent de sable	E.S						
Poids spécifique	γ_s (t/m ³)						
Résultats oedométriques	Pc (Bar)	1.64	1.63		1.36	2.01	1.20
	Ct	0.163	0.157		0.097	0.179	0.069
	Cg	0.049	0.056		0.030	0.056	0.025
Perméabilité	K (cm/s)						
Courbe de consolidation	E						
	C _v (cm ² /s)						
Gonflement Libre	GL (Bar)						
Références Proctor	$\gamma_{d\max}$ (t/m ³)						
	W _{OPT} (%)						
Indice C.B.R à 95 % de l'OPM	I _{CBR} (%)						
Résistance à la compression	R.C.S (Bar)						
Cisaillement rectiligne ou Triaxial	Type d'essai			Cis CU	Cis CU	Cis CU	
	C (bar)			0.51	0.32	0.78	
	ϕ (°)			18	10	17	

LE RESPONSABLE DU LABORATOIRE

Le Chef du Laboratoire
 Rouiba



Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction
LNHC de Rouiba : 15, rue colonel Amirouche , Rouiba

SONDAGE N°: S1

ETUDE : POS N° 1 ACL
 LIEU : OUDJANA - JIJEL
 CLIENT : DUC - Jijel

DATE DEBUT :
 DATE FIN :
 NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 10 ML
 COORDONNEES : X = Y =
 Z =

BOUE DE FORAGE :
 TYPE FORAGE :
 TYPE DE MACHINE :

Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu Bar	φ _u (°)	W _n %	γ _d T/m ³	I _p %	Class. LPC	Type Essai
	0	25	50	75														
1.0										[Diagonal hatching]	Terre végétale							
2.0										[Horizontal dashes]	Argiles graveleuses jaunâtre							
3.0										[Cross-hatching]	Blocs de grès							
4.0										[Horizontal dashes]								
5.0										[Horizontal dashes]								
6.0										[Horizontal dashes]								
7.0										[Horizontal dashes]	Marne altérée caillouteuses bleu noirâtre							
8.0										[Horizontal dashes]								
9.0										[Horizontal dashes]								
10.0										[Horizontal dashes]								
11.0																		
12.0																		
13.0																		
14.0																		
15.0																		
16.0																		
17.0																		
18.0																		
19.0																		
20.0																		



Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction
LNHC de Rouiba : 15, rue colonel Amirouche, Rouiba

SONDAGE N°: S7

ETUDE : POS N° 1 ACL
 LIEU : OUDJANA - JIJEL
 CLIENT : DUC - Jijel

DATE DEBUT :
 DATE FIN :
 NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 10 ML
 COORDONNEES : X = Y =
 Z =

BOUE DE FORAGE :
 TYPE FORAGE :
 TYPE DE MACHINE :

Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu Bar	Φu (°)	Wn %	γd T/m³	Ip %	Class. LPC	Type Essai
	0	25	50	75														
1.0											Terre végétale							
2.0									1.50 2.00 2.40 2.80 3.30 3.65		Argile verdâtre							
10.0											Marne schistosée leuâtre avec passage d'une couche d'argile rougeâtre entre 5.5 et 6.5 m							
20.0																		



SONDAGE N°: S12

ETUDE : POS N° 1 ACL
 LIEU : OUDJANA - JIJEL
 CLIENT : DUC - Jijel

DATE DEBUT :
 DATE FIN :
 NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 10 ML
 COORDONNEES : X = Y =
 Z =

BOUE DE FORAGE :
 TYPE FORAGE :
 TYPE DE MACHINE :

Prof (m)	Récupération					S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu Bar	φ _u (°)	W _n %	γ _d T/m ³	I _p %	Class. LPC	Type Essai
	0	25	50	75	100														
1.0												Terre végétale							
2.0												Argiles marneuses verdâtre							
3.0												Marne à aspect schistosée bleuâtre							
4.0																			
5.0																			
6.0																			
7.0																			
8.0																			
9.0																			
10.0																			
11.0																			
12.0																			
13.0																			
14.0																			
15.0																			
16.0																			
17.0																			
18.0																			
19.0																			
20.0																			



Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction
 LNHC de Rouiba : 15, rue colonel Amirouche , Rouiba

SONDAGE N°: S14

ETUDE : POS N° 1 ACL
 LIEU : OUDJANA - JIJEL
 CLIENT : DUC - Jijel

DATE DEBUT :
 DATE FIN :
 NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 15 ML
 COORDONNEES : X = Y =
 Z =

BOUE DE FORAGE :
 TYPE FORAGE :
 TYPE DE MACHINE :

Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant	Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu Bar	φ _u (°)	W _n %	γ _d T/m ³	I _p %	Class. LPC	Type Essai	
	0	25	50	75																100
0.0												terre végétale								
1.0																				
2.0												Argiles jaunâtre								
3.0																				
4.0										4.00 4.20										
5.0																				
6.0																				
7.0										6.30 6.70										
8.0																				
9.0												Marne schistosée bleuâtre								
10.0																				
11.0																				
12.0																				
13.0																				
14.0																				
15.0																				
16.0																				
17.0																				
18.0																				
19.0																				
20.0																				



Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction
LNHC de Rouiba : 15, rue colonel Amirouche , Rouiba

SONDAGE N°: S15

ETUDE : POS N° 1 ACL
 LIEU : OUDJANA - JIJEL
 CLIENT : DUC - Jijel

DATE DEBUT :
 DATE FIN :
 NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 10 ML
 COORDONNEES : X = Y =
 Z =

BOUE DE FORAGE :
 TYPE FORAGE :
 TYPE DE MACHINE :

Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant	Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu Bar	φ _u (°)	W _n %	γ _d T/m ³	I _p %	Class. LPC	Type Essai
	0	25	50	75															
0.0												Terre végétale							
1.0																			
2.0										2.10 2.30		Argiles graveleuses verdâtre							
3.0																			
4.0																			
5.0																			
6.0										5.40 5.90		Marne schistosée bleuâtre							
7.0																			
8.0																			
9.0																			
10.0																			
11.0																			
12.0																			
13.0																			
14.0																			
15.0																			
16.0																			
17.0																			
18.0																			
19.0																			
20.0																			



SONDAGE N°: S17

ETUDE : POS N° 1 ACL
 LIEU : OUDJANA - JIJEL
 CLIENT : DUC - Jijel

DATE DEBUT :
 DATE FIN :
 NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 9 ML
 COORDONNEES : X = Y =
 Z =

BOUE DE FORAGE :
 TYPE FORAGE :
 TYPE DE MACHINE :

Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu Bar	φ _u (°)	W _n %	γ _d T/m ³	I _p %	Class. LPC	Type Essai	
	0	25	50	75															100
1.0											0.80								
2.0																			
3.0																			
4.0									3.60 3.80		3.60								
5.0																			
6.0																			
7.0																			
8.0																			
9.0									8.70 9.00		9.00								
10.0																			
11.0																			
12.0																			
13.0																			
14.0																			
15.0																			
16.0																			
17.0																			
18.0																			
19.0																			
20.0																			



SONDAGE N°: S18

ETUDE : POS N° 1 ACL
 LIEU : OUDJANA - JIJEL
 CLIENT : DUC - Jijel

DATE DEBUT :
 DATE FIN :
 NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 10 ML
 COORDONNEES : X = Y =
 Z =

BOUE DE FORAGE :
 TYPE FORAGE :
 TYPE DE MACHINE :

Prof (m)	Récupération					S.P.T	E.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu Bar	φ _u (°)	w _n %	γ _d T/m ³	I _p %	Class. IPC	Type Essai	
	0	25	50	75	100															
0.0												Terre végétale								
1.0																				
2.0																				
3.0										2.30										
4.0										2.80										
5.0																				
6.0										4.10										
7.0										4.60										
8.0																				
9.0																				
10.0																				
11.0																				
12.0																				
13.0																				
14.0																				
15.0																				
16.0																				
17.0																				
18.0																				
19.0																				
20.0																				

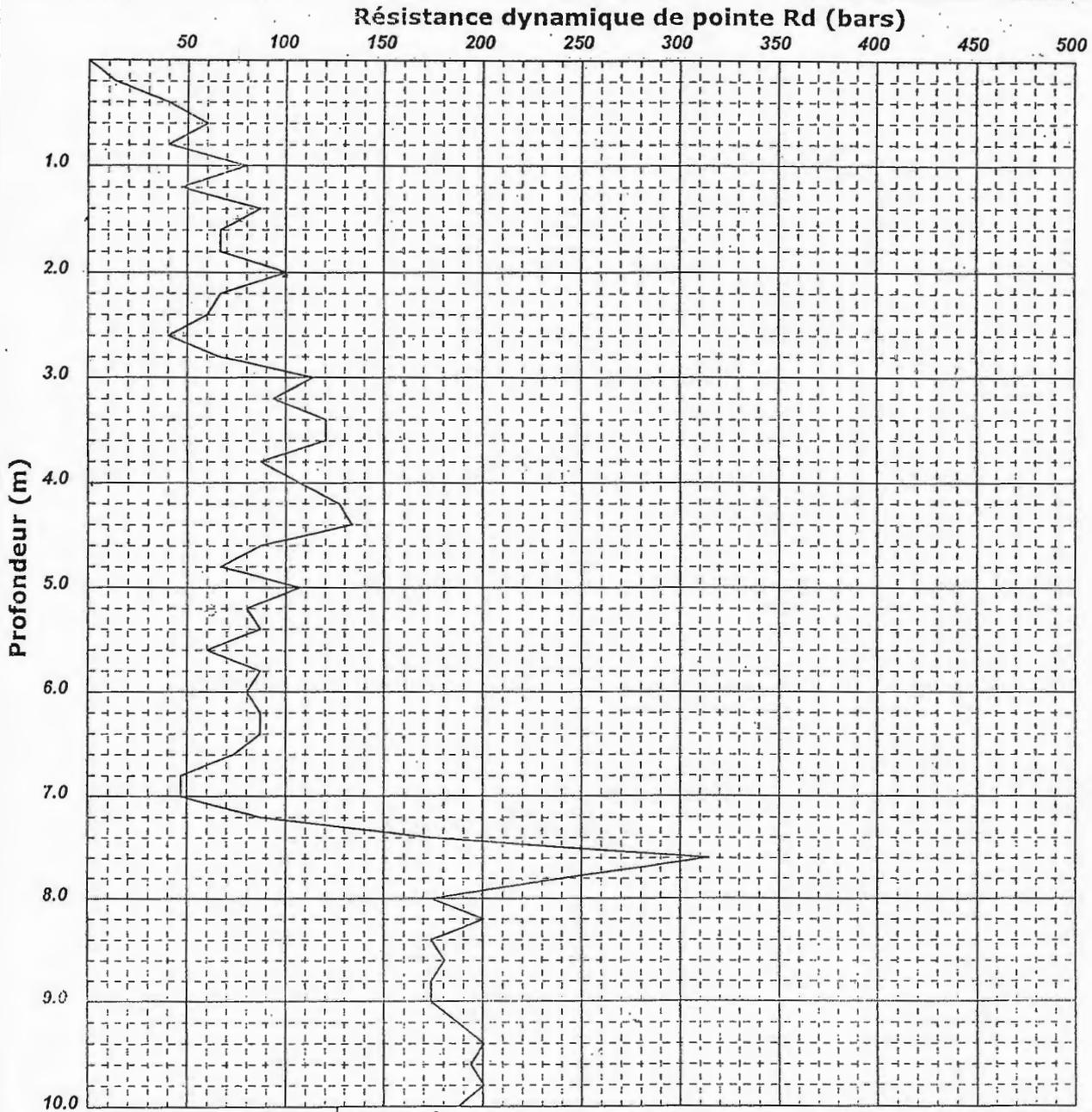


INTITULE : POS N° 01 ACL OUDJANA (66,44 Ha)
 N°DOSSIER : 132/2007
 LIEU : OUDJANA
 CLIENT : D.U.C JIJEL
 DATE ESSAIS : 26/01/2008 au

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Norme :

Essai N°: PD 1



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
 Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
 Hauteur de chute (H) : 50 cm
 Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
 Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
 Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$



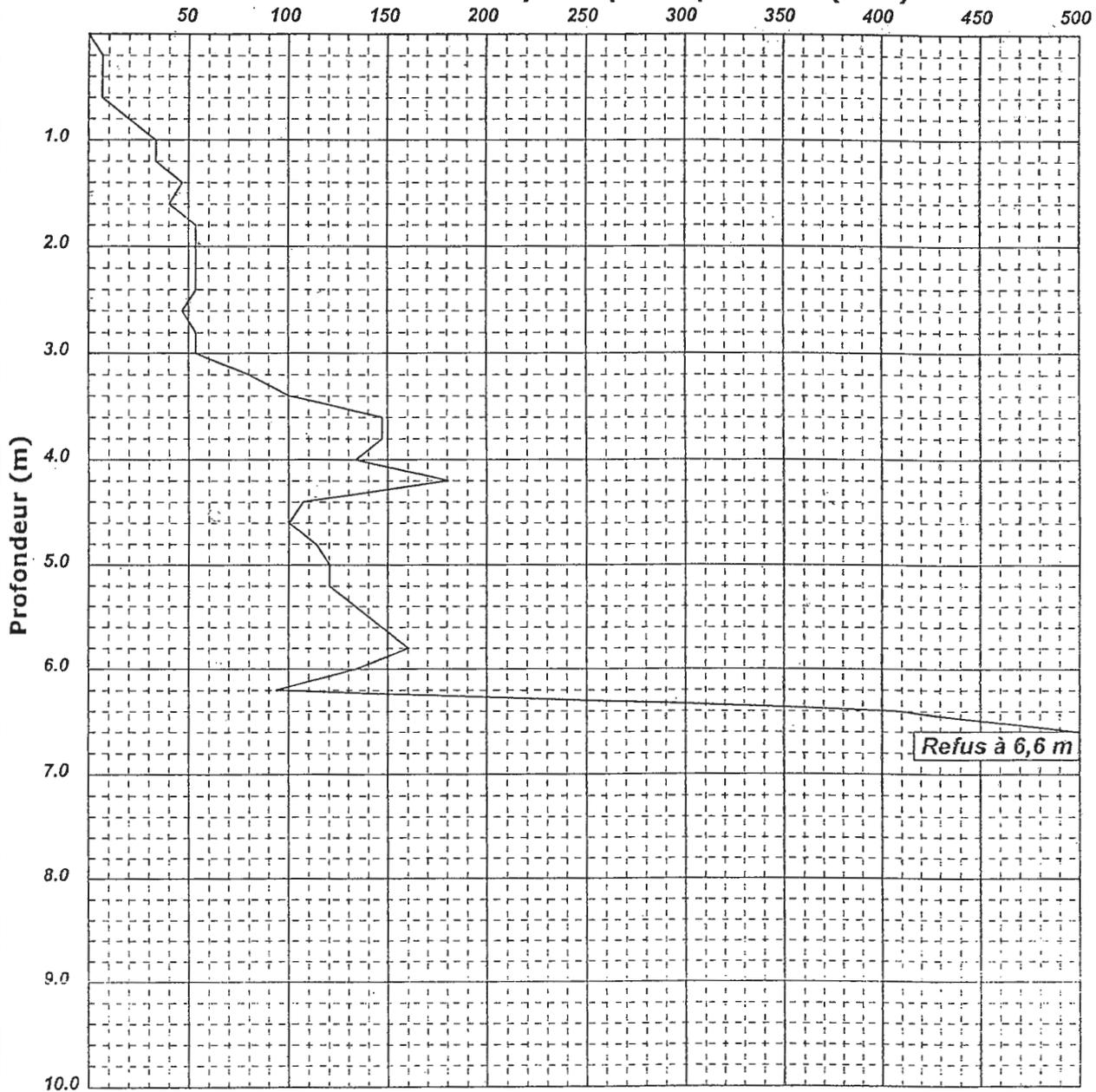
INTITULE : POS N ° 01 ACL OUDJANA (66,44 Ha)
N°DOSSIER : 132/2007
LIEU : OUDJANA
CLIENT : D.U.C JIJEL
DATE ESSAIS : 26/01/2008 au

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Norme :

Essai N°: PD 3

Résistance dynamique de pointe Rd (bars)



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg

Masse du Mouton (m) : 63,5 kg

Hauteur de chute (H) : 50 cm

Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m

Masse d'une tige (m') : 6,28 kg

Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$



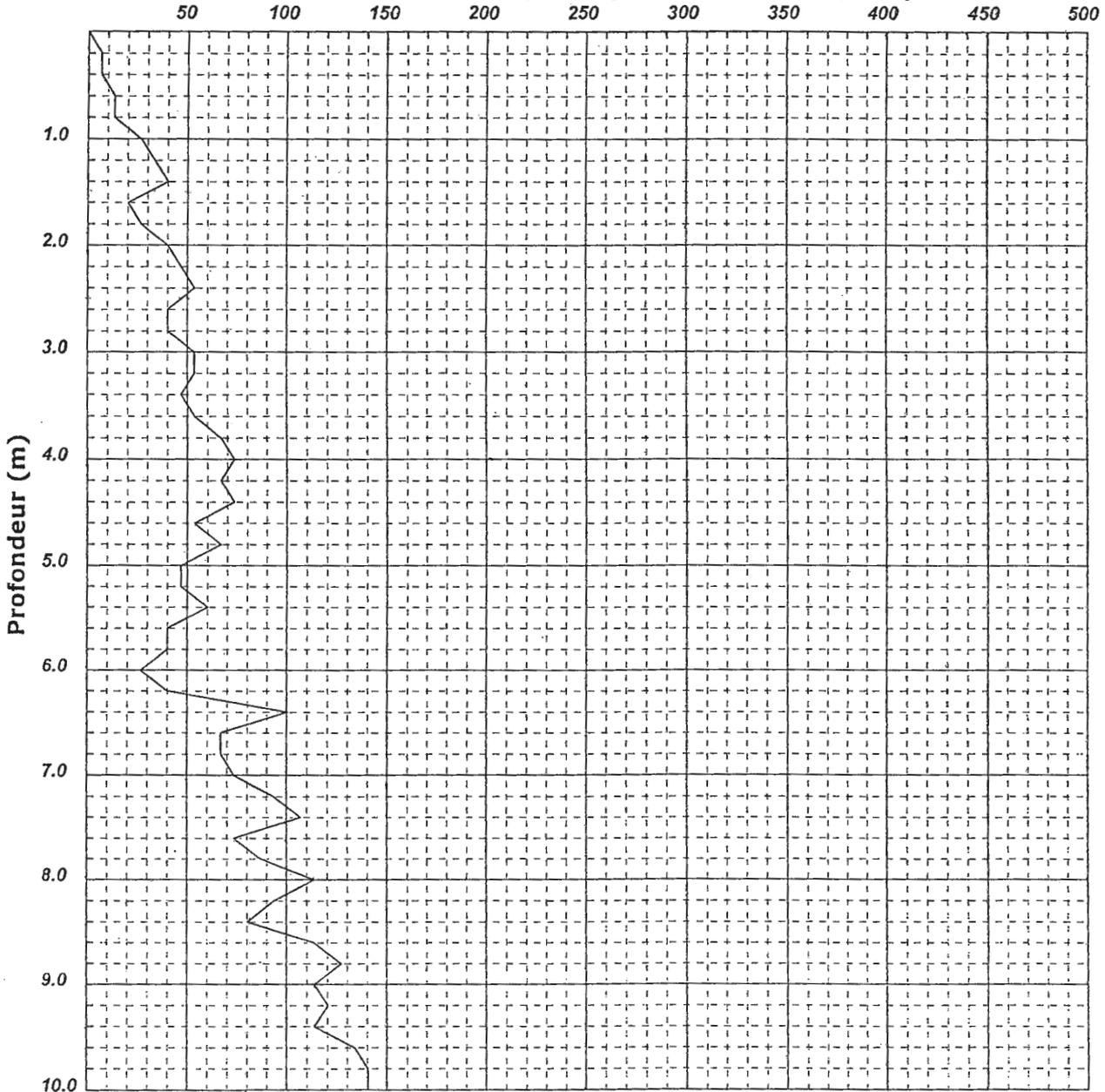
INTITULE : POS N° 01 ACL OUDJANA (66,44 Ha)
 N° DOSSIER : 132/2007
 LIEU : OUDJANA
 CLIENT : D.U.C JIJEL
 DATE ESSAIS : 26/01/2008 au

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Norme :

Essai N°: PD 10

Résistance dynamique de pointe Rd (bars)



sans refus

Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
 Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
 Hauteur de chute (H) : 50 cm
 Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
 Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
 Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R.d = \frac{m \times H}{A \times e \times (m + \sum m_i)}$$



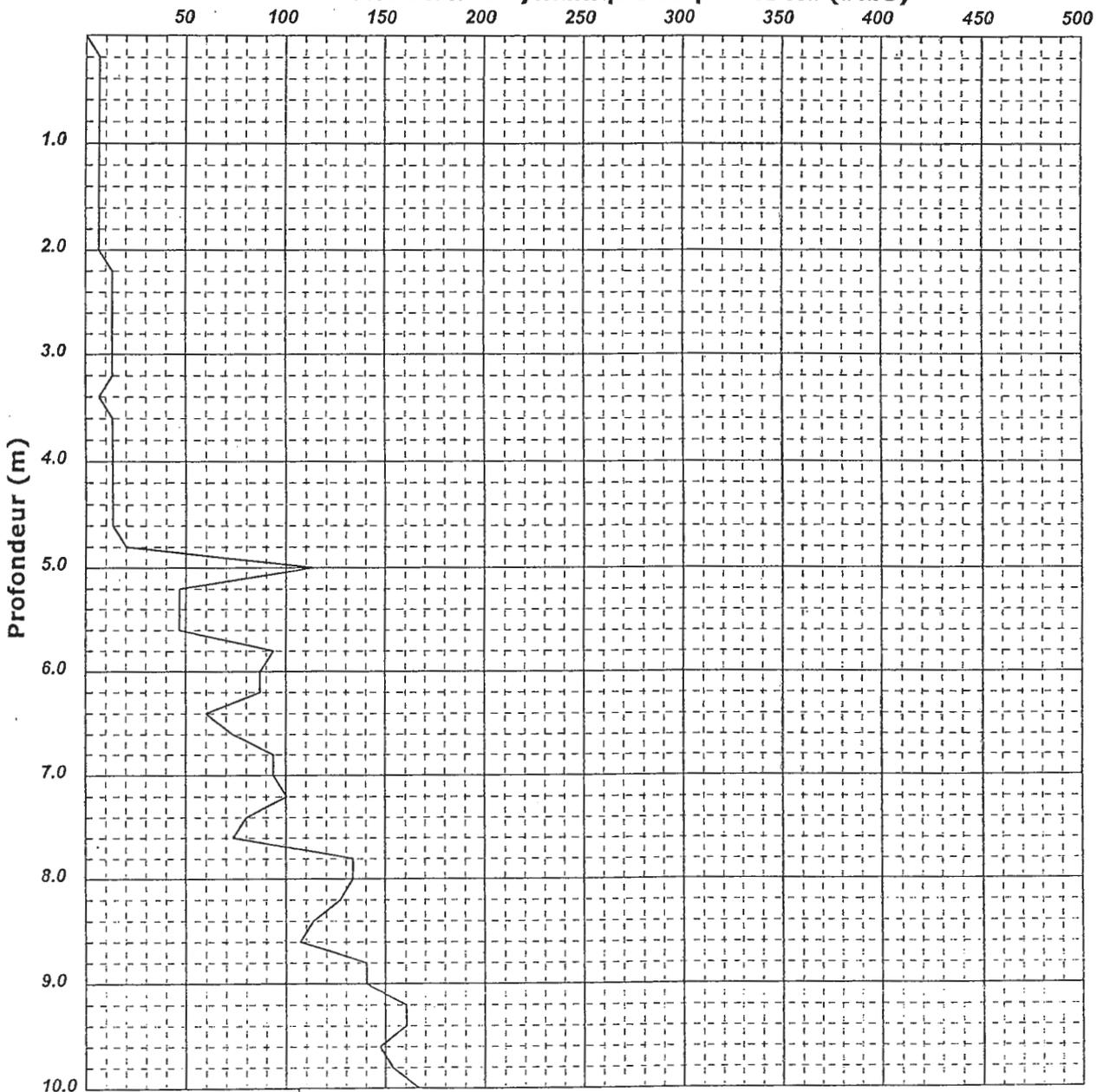
INTITULE : POS N° 01 ACL OUDJANA (66,44 Ha)
N° DOSSIER : 132/2007
LIEU : OUDJANA
CLIENT : D.U.C JIJEL
DATE ESSAIS : 26/01/2008 au

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Norme :

Essai N°: PD 74

Résistance dynamique de pointe Rd (bars)



sans refus
Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$



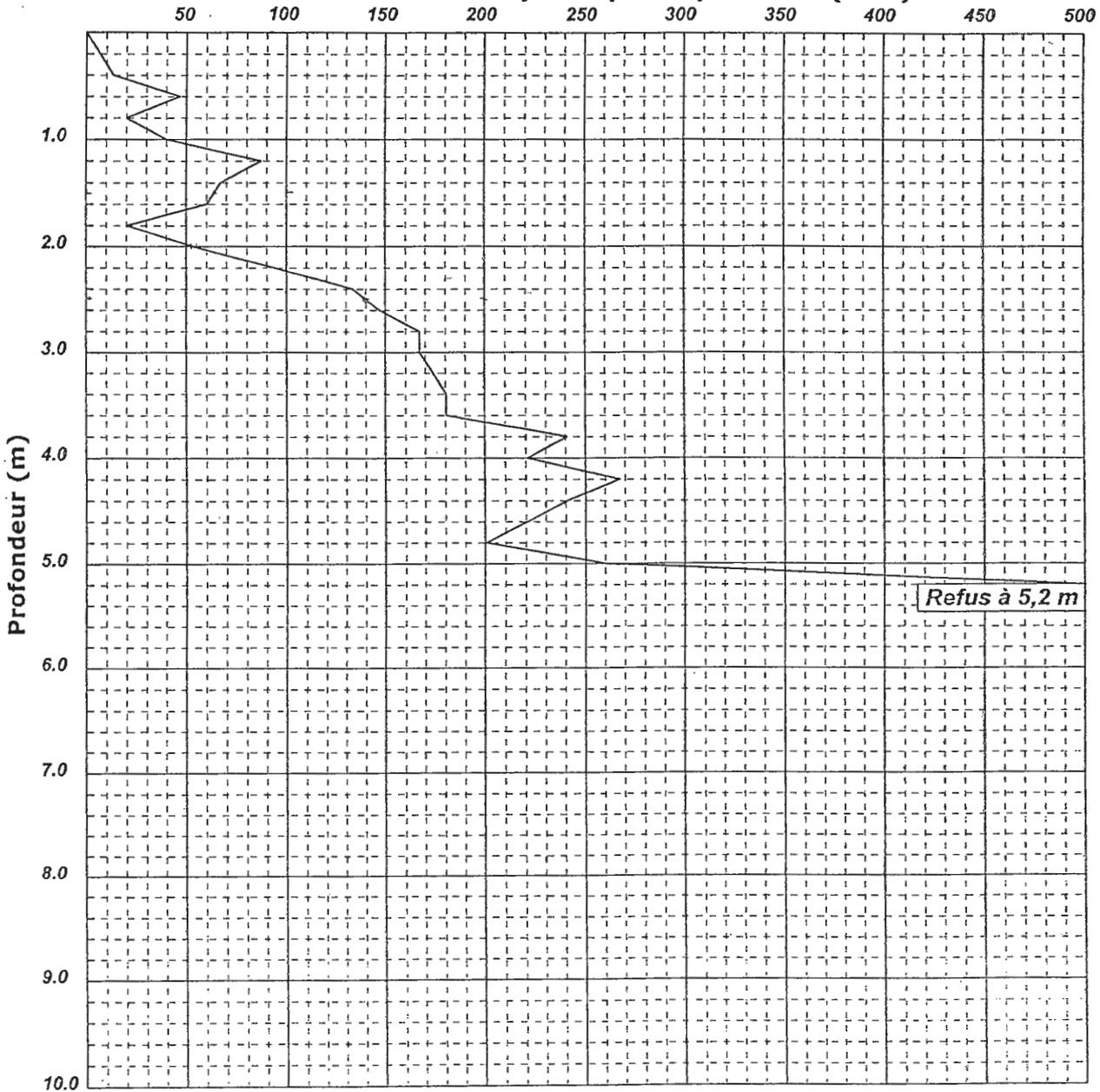
INTITULE : POS N° 01 ACL OUDJANA (66,44 Ha)
N° DOSSIER : 132/2007
LIEU : OUDJANA
CLIENT : D.U.C JIJEL
DATE ESSAIS : 26/01/2008 au

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Norme :

Essai N°: PD 75

Résistance dynamique de pointe Rd (bars)



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$P.d = \frac{m \times H}{A \times e \times \left(\sum m' \right)}$$



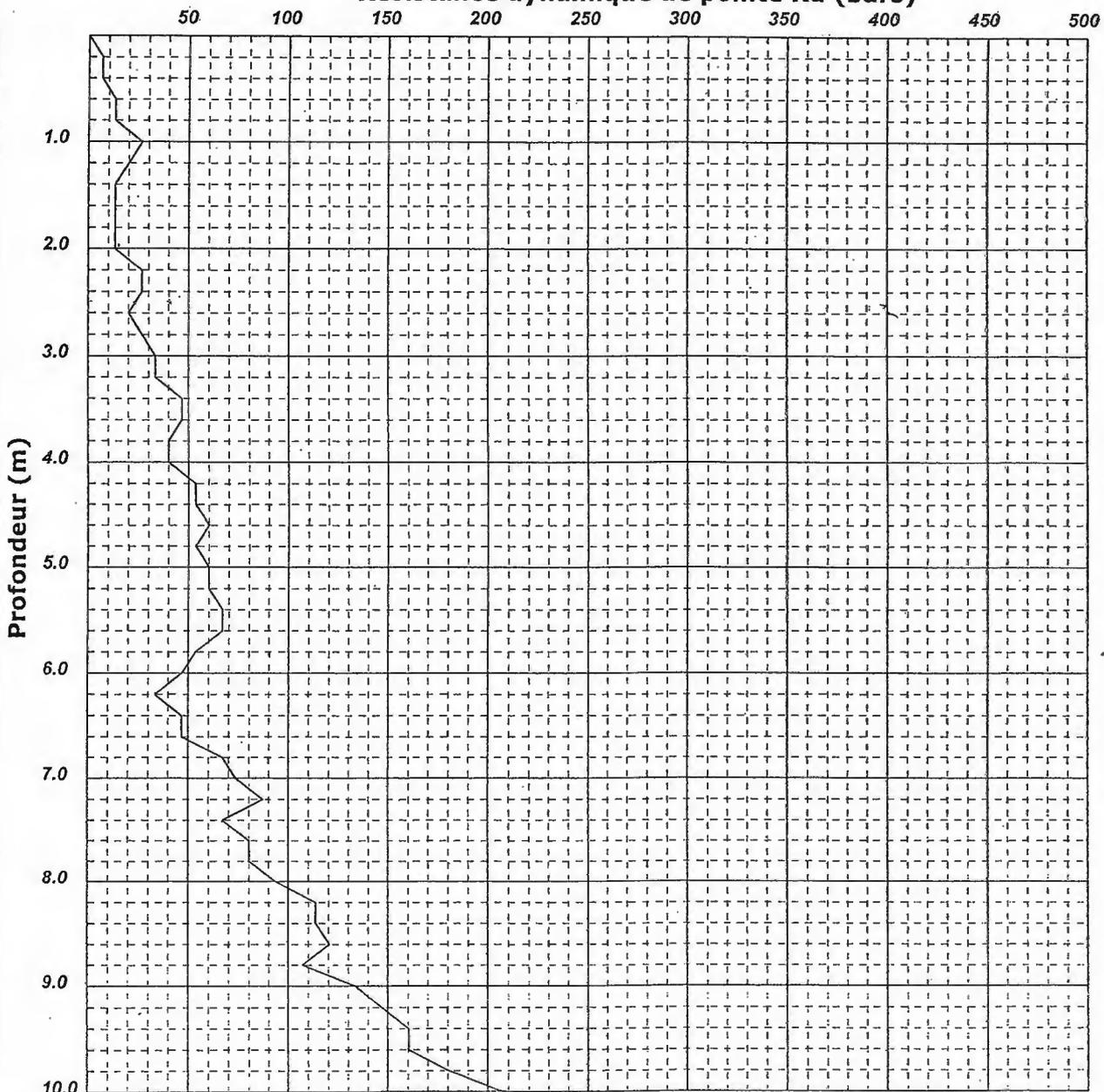
INTITULE : POS N° 01 ACL OUDJANA (66,44 Ha)
 N°DOSSIER : 132/2007
 LIEU : OUDJANA
 CLIENT : D.U.C JIJEL
 DATE ESSAIS : 26/01/2008 au

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Norme :

Essai N°: PD 85

Résistance dynamique de pointe Rd (bars)



sans refus

Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
 Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
 Hauteur de chute (H) : 50 cm
 Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
 Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
 Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m \cdot H}{e} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{1}{m_i}$$



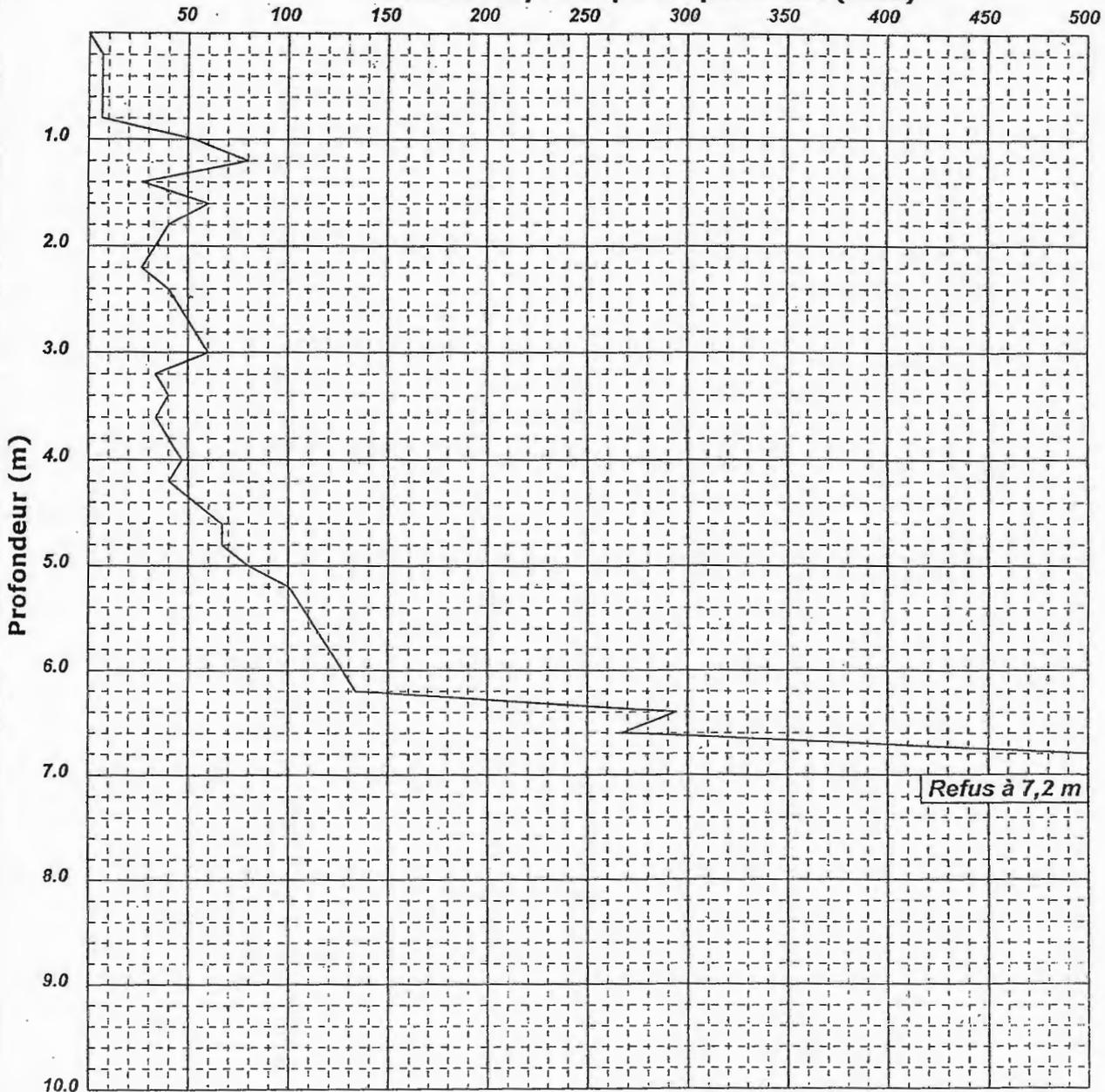
INTITULE : POS. N° 01 ACL OUDJANA (66,44 Ha)
N°DOSSIER : 132/2007
LIEU : OUDJANA
CLIENT : D.U.C JIJEL
DATE ESSAIS : 26/01/2008 au

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Norme :

Essai N°: PD 86

Résistance dynamique de pointe Rd (bars)



Refus à 7,2 m

Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m \times H}{A \times e \times (m + \sum m_i)}$$



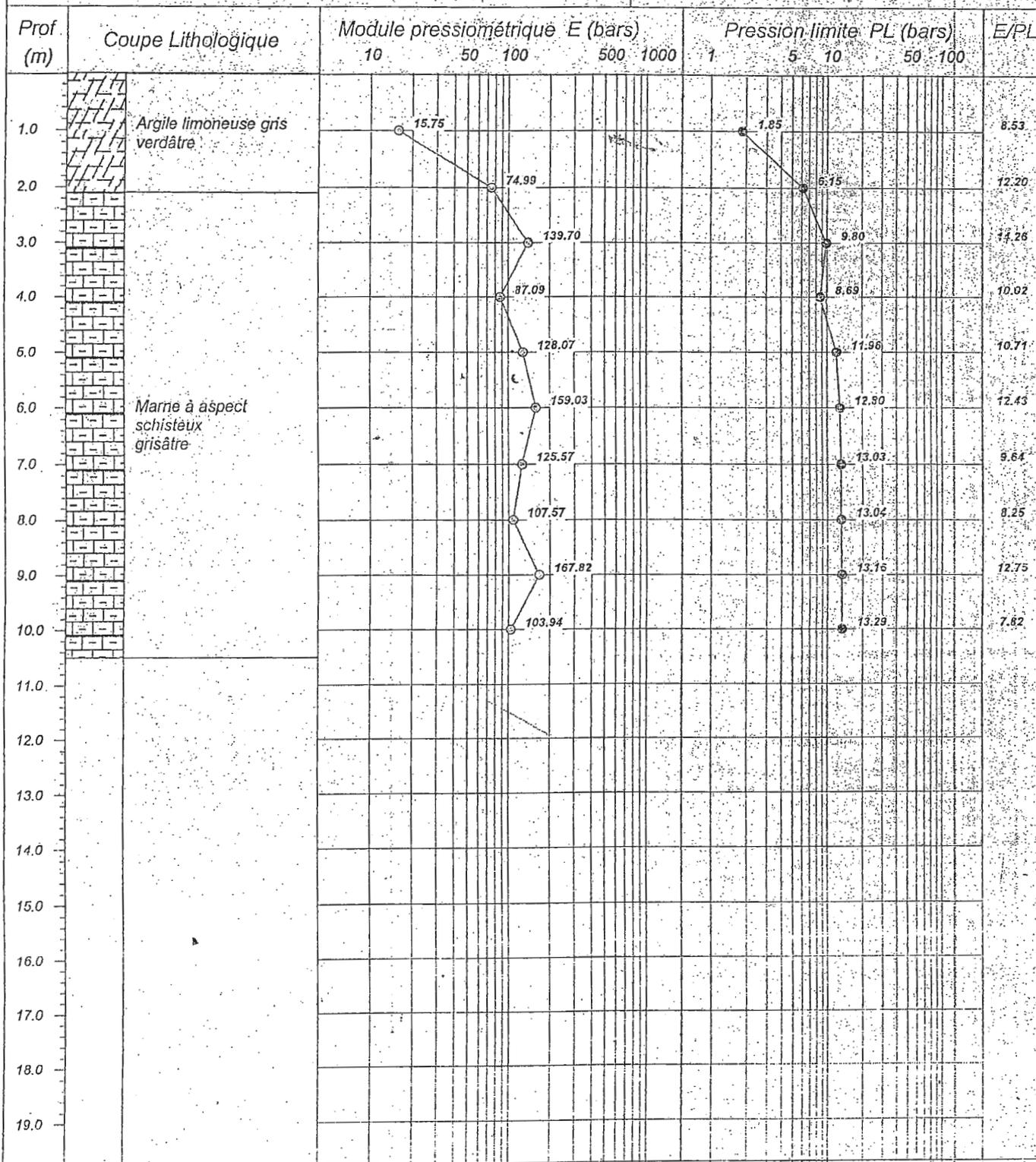
SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

Projet : POS n° 1 ACL
 N° Dossier : 132-2007
 Lieu : Oudjana - Jijel -
 Client : DUC - JIJEL -
 Sondage N° : SC 133

Type d'appareil :

Date essai :
 Volume de la sonde $\langle V_0 \rangle$ (cm³) : 535
 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 0.8
 Profondeur nappe / TN. (m) :





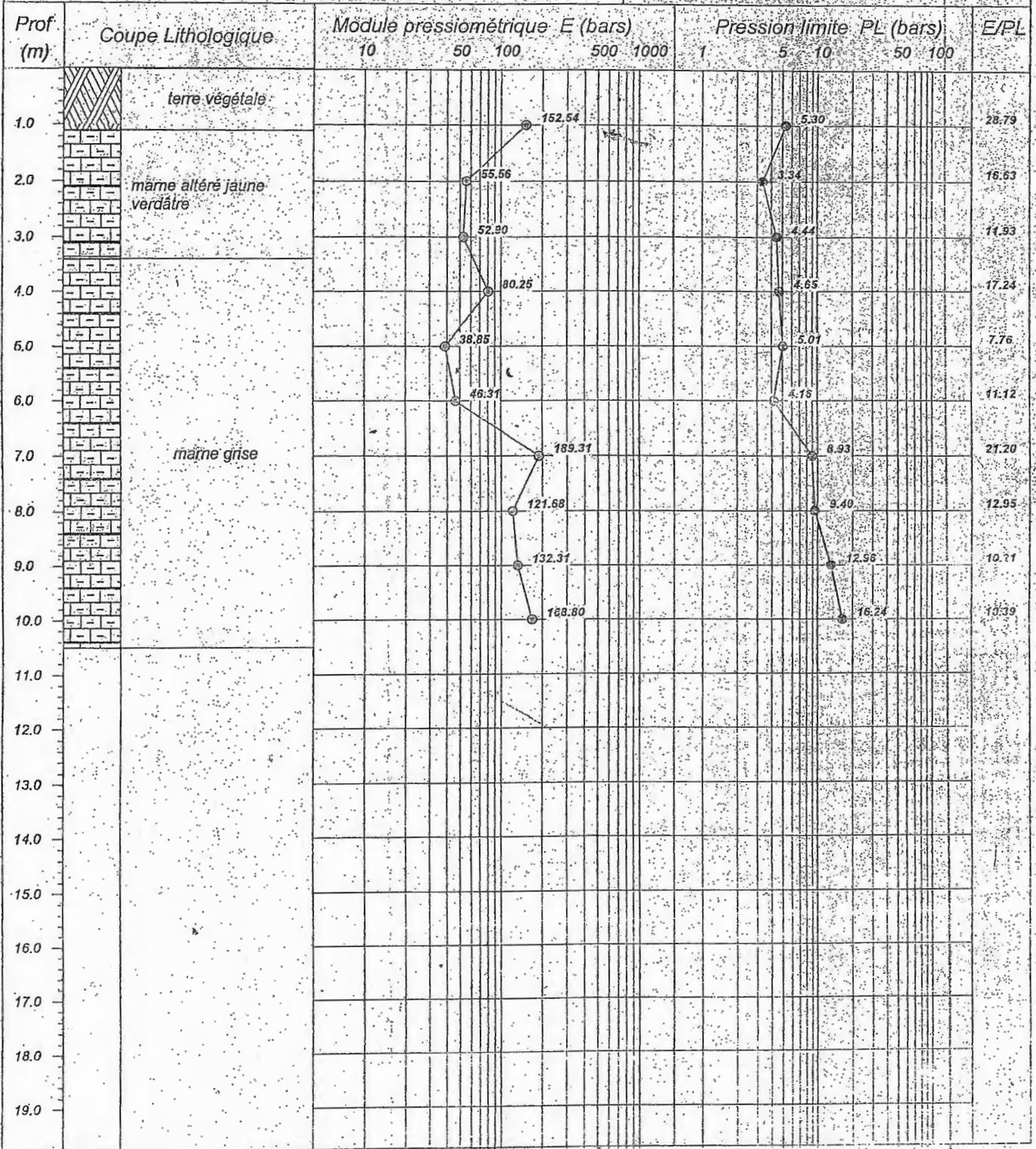
SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

Projet : POS N° 01 ACL
 N° Dossier : 132 - 2007
 Lieu : Oudjana - Jijel
 Client : D.U.C Jijel
 Sondage N° : S134

Date essai :
 Volume de la sonde V_0 (cm³) : 535
 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 0.8
 Profondeur nappe / TN (m) :

Type d'appareil :





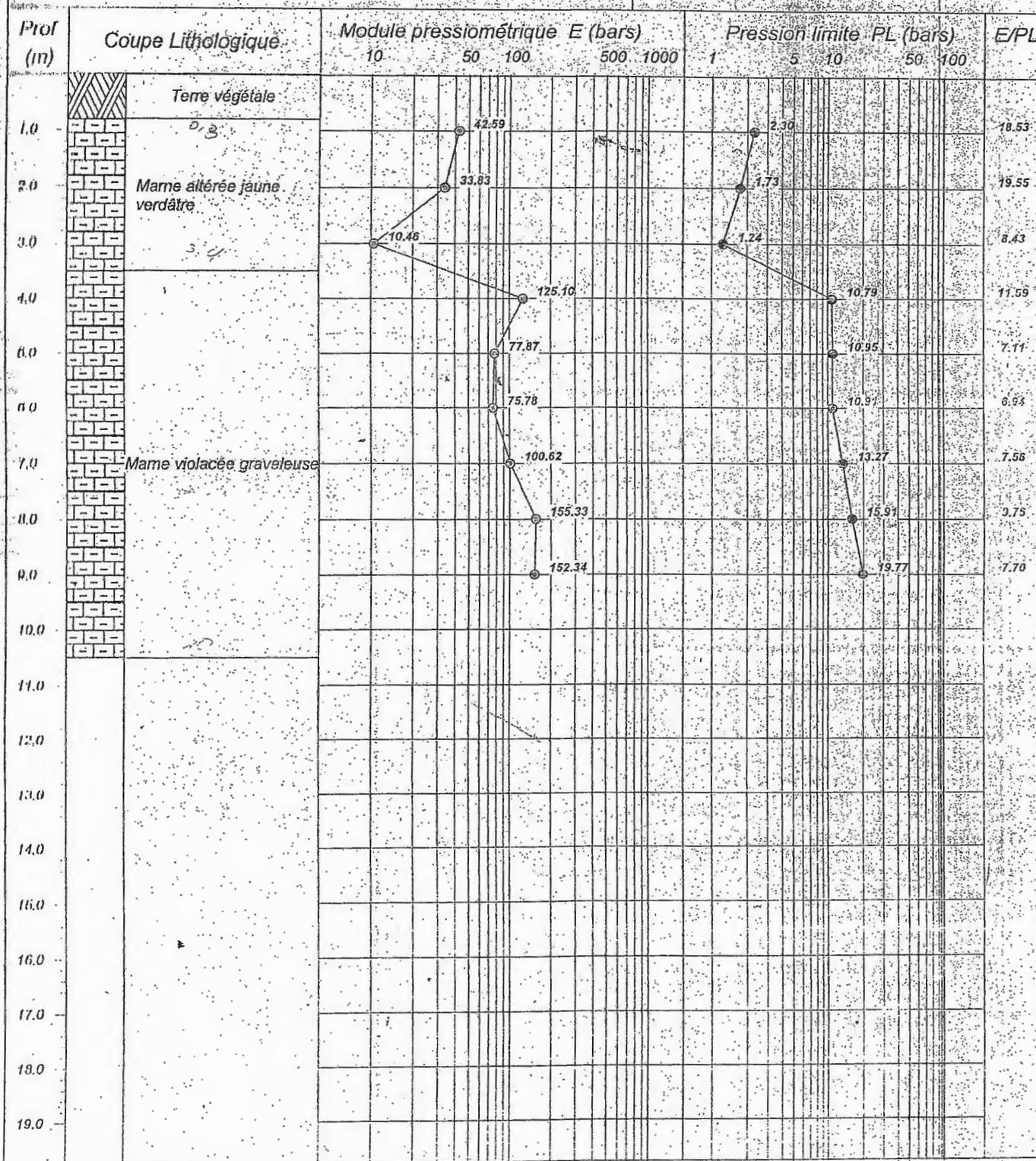
SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

Projet : POS n° 1 ACL
 N° Dossier : 132-2007
 Lieu : Oudjona - Jijel
 Client : DUC JIJEL
 Sondage N° : Sc : 11

Date essai :
 Volume de la sonde V_0 (cm³) : 535
 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 0.8
 Profondeur nappe / TN (m) :

Type d'appareil :





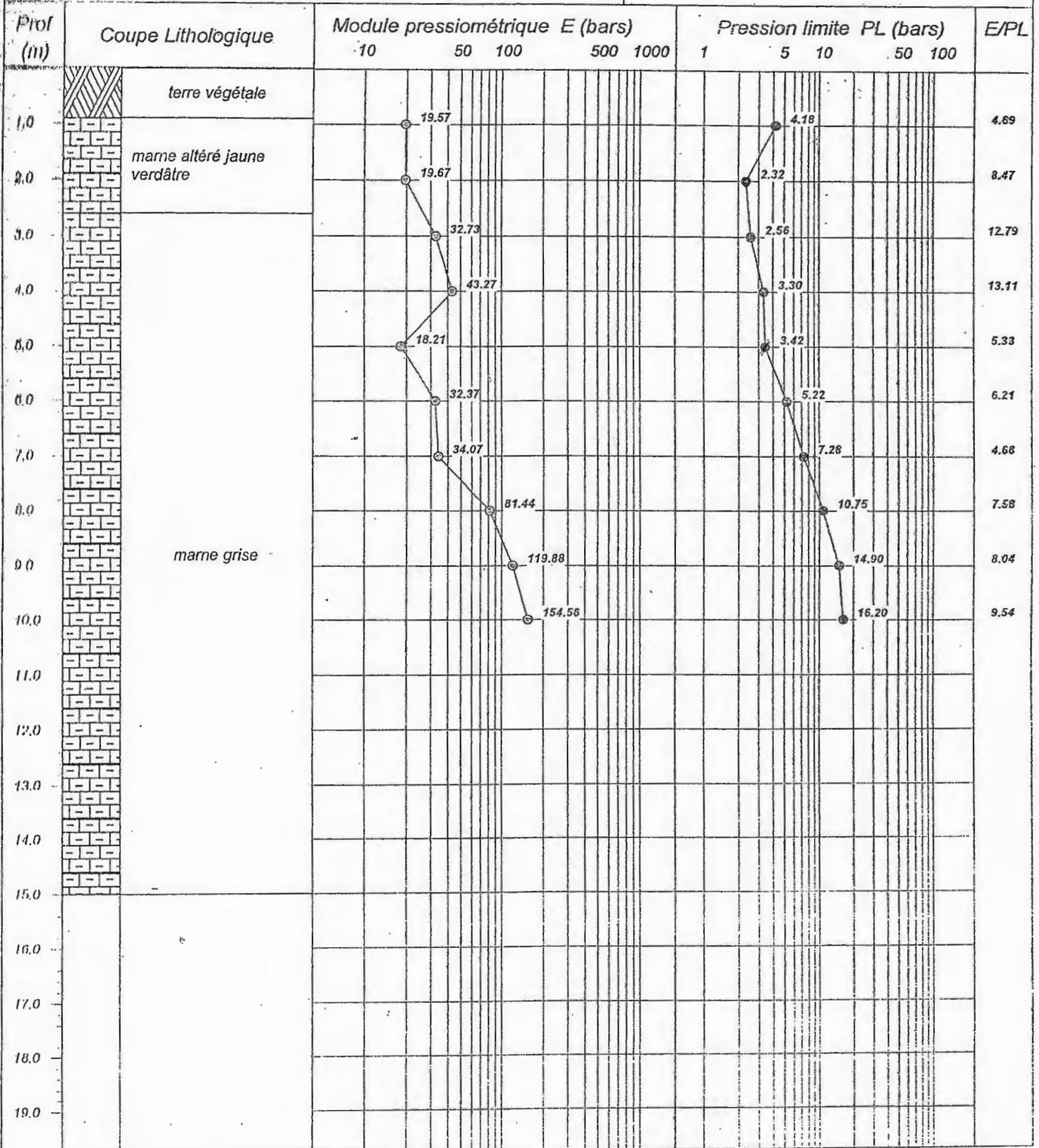
SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

Projet : POS n° 1 ACL
 N° Dossier : 132-2 007
 Lieu : Oudjana - Jijel -
 Client : DUC - JIJEL
 Sondage N° : Sc : 13

Type d'appareil:

Date essai :
 Volume de la sonde <Vo> (cm³) : 535
 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 0.8
 Profondeur nappe / TN (m) :





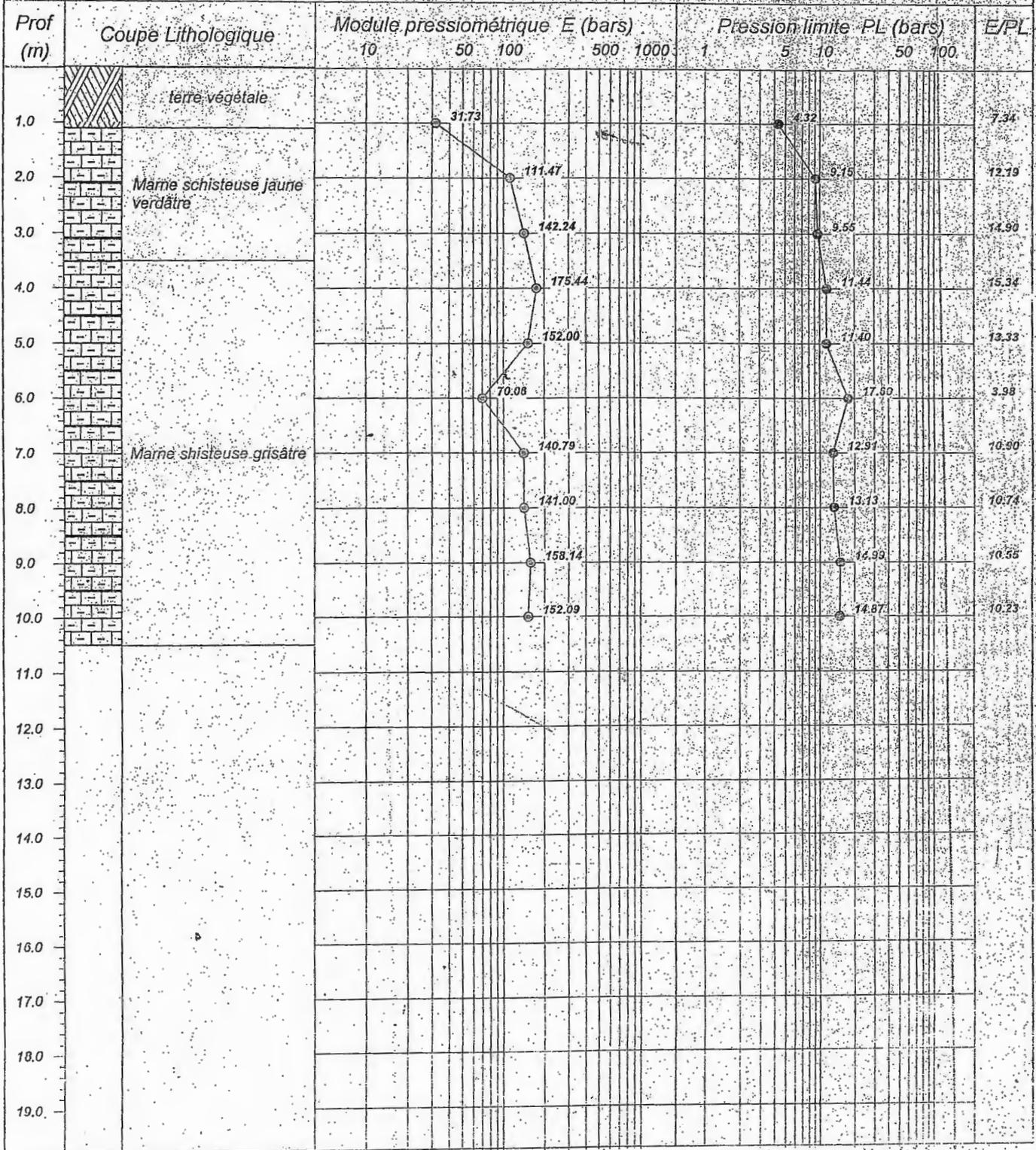
SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme NF P 94-110

Projet : POS N° 1 ACL
 N° Dossier : 132-2007
 Lieu : Oudjana - Jijel
 Client : DUC JIJEL
 Sondage N° : Sc 23 11

Type d'appareil:

Date essai :
 Volume de la sonde V_0 (cm³) : 535
 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 0.8
 Profondeur nappe / TN (m) :





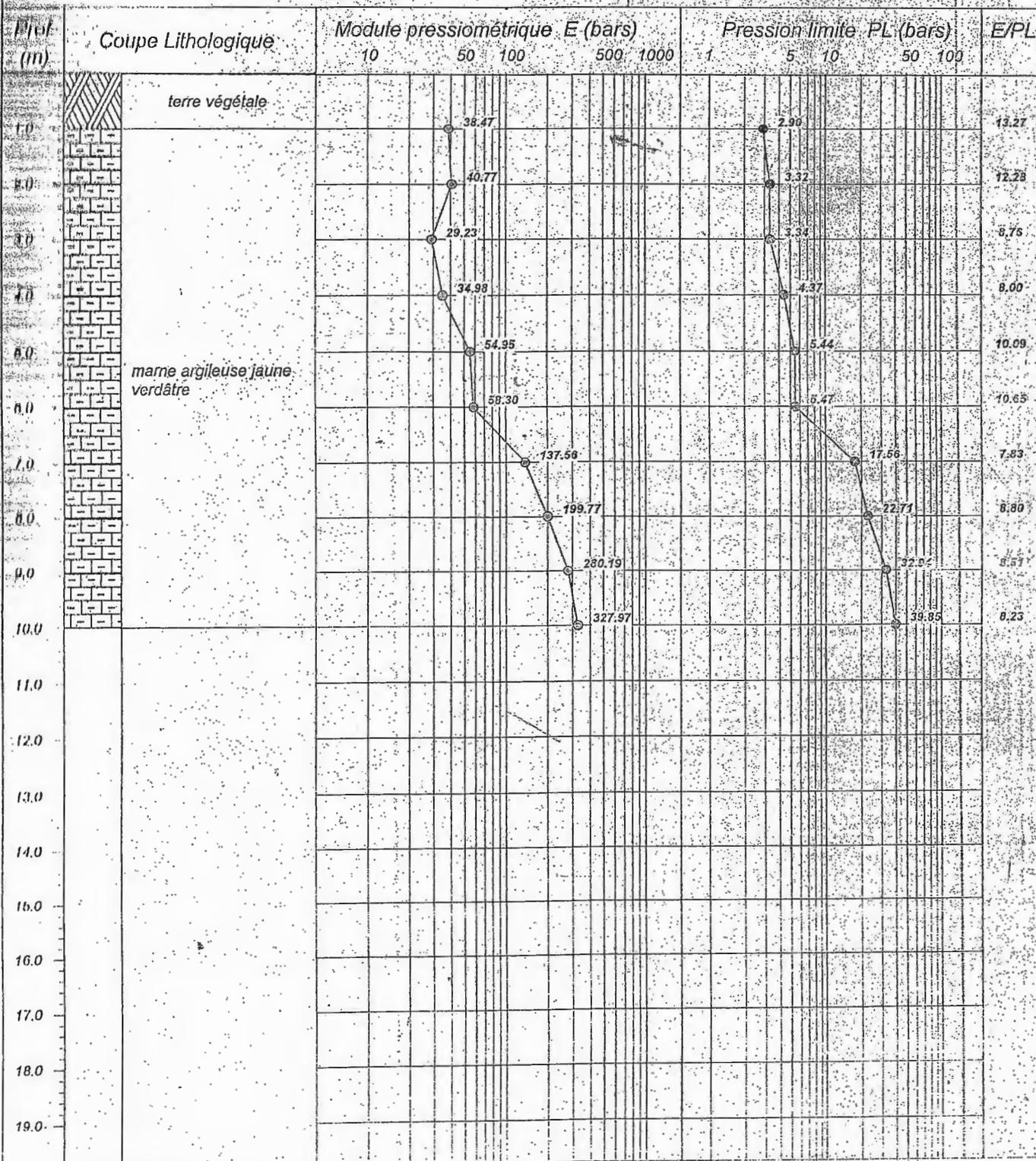
SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

Projet : POS n° 1 ACL
N° Dossier : 132-2007
Lieu : Oudjuna - Jijel
Client : DJC - JIJEL
Bordage N° : Sc28

Type d'appareil:

Date essai :
Volume de la sonde <Vo> (cm³) : 535
Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 0.8
Profondeur nappe / TN (m) :





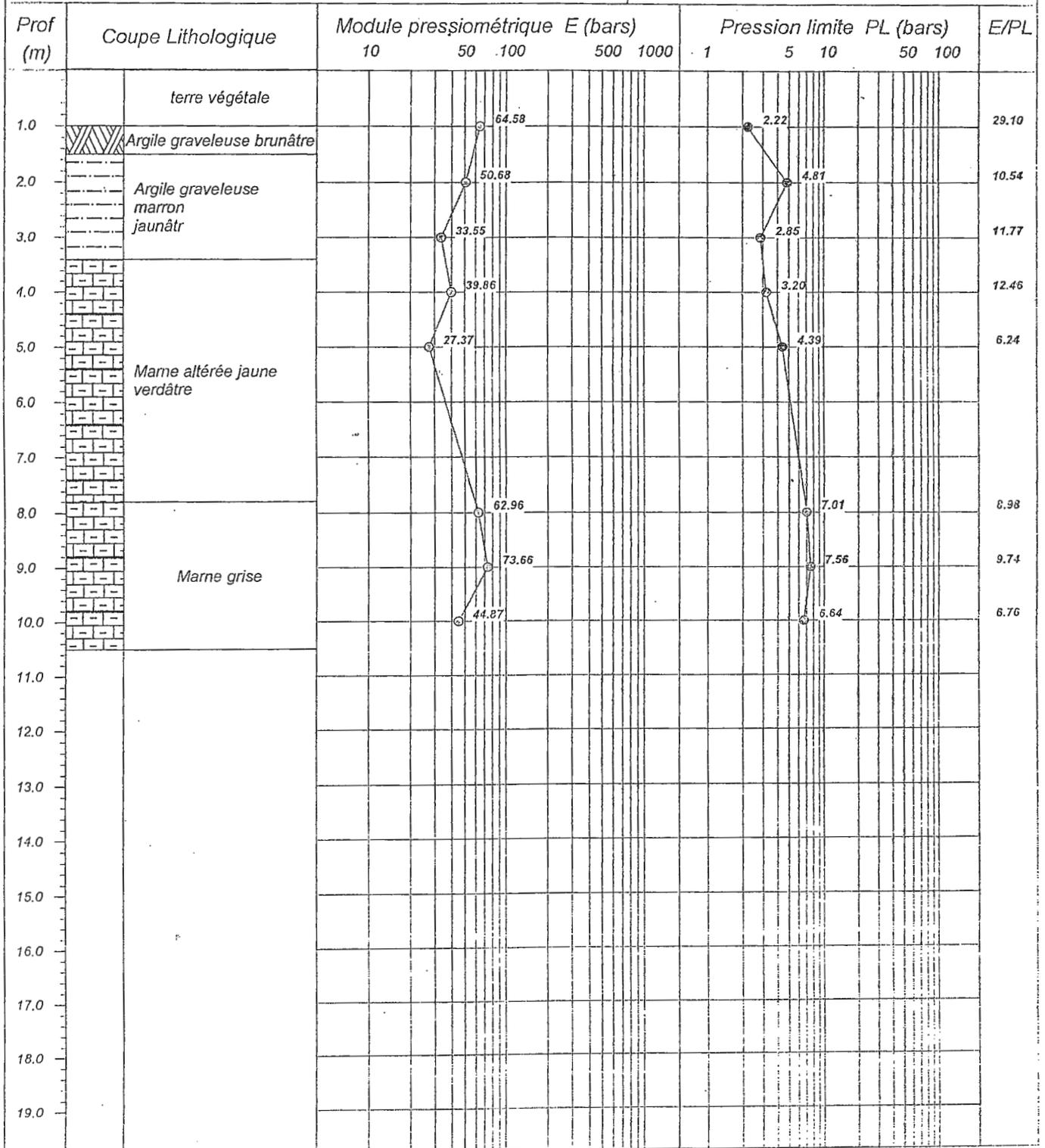
SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

Projet : POS N° 1 ACL
 N° Dossier : 132 - 2007
 Lieu : Oudjana - Jijel
 Client : DUC - Jijel
 Sondage N° : Sc 23

Type d'appareil:

Date essai :
 Volume de la sonde $\langle V_0 \rangle$ (cm³) : 535
 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 0.8
 Profondeur nappe / TN (m) :





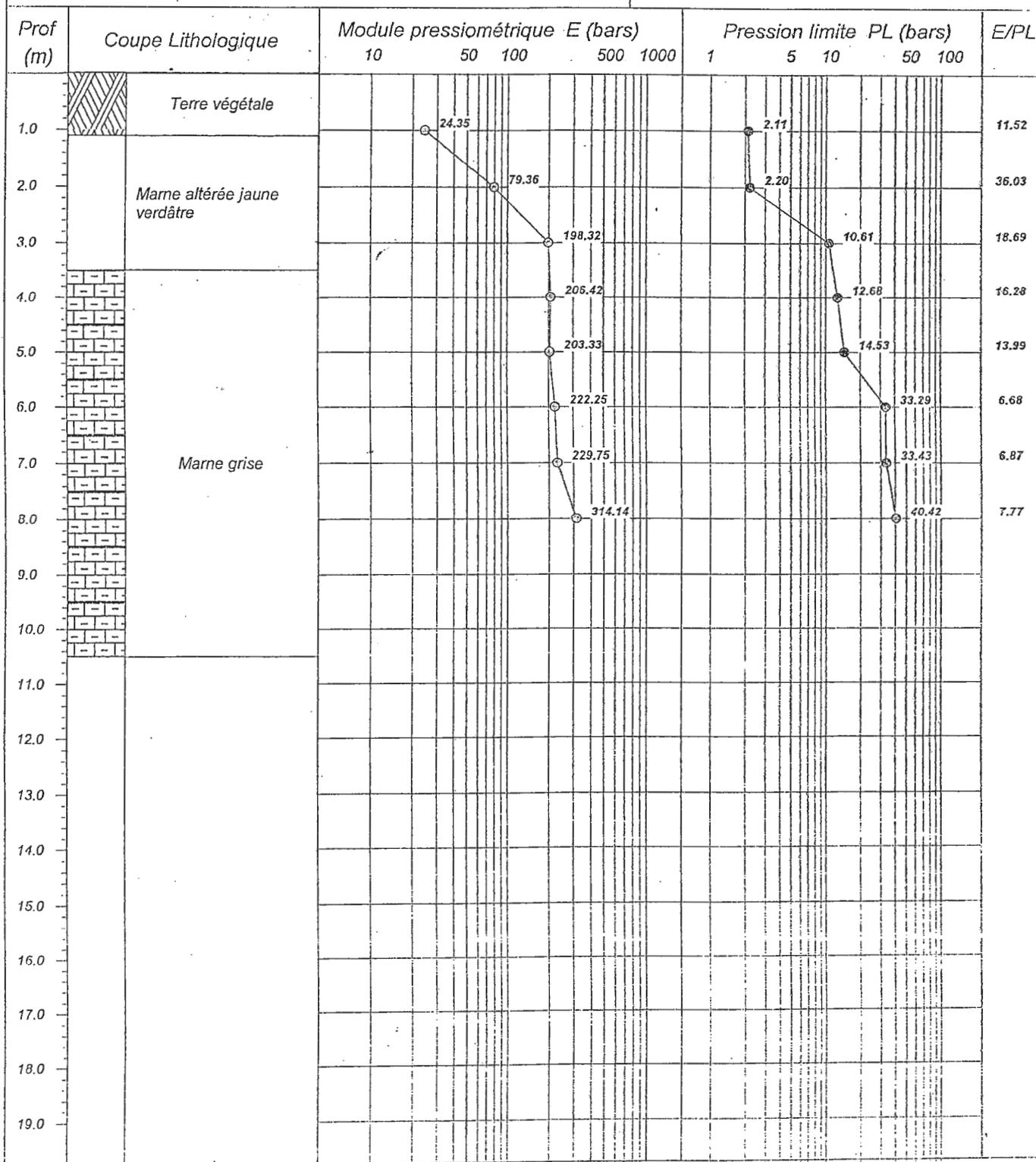
SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

Projet : POS N° 1 ACL
 N°Dossier : 132-2007
 Lieu : Oudjana - Jijel
 Client : DUC - JIJEL
 Sondage N°: Sc. 25

Type d'appareil:

Date essai :
 Volume de la sonde $\langle V_0 \rangle$ (cm³) : 535
 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 0.8
 Profondeur nappe / TN (m) :



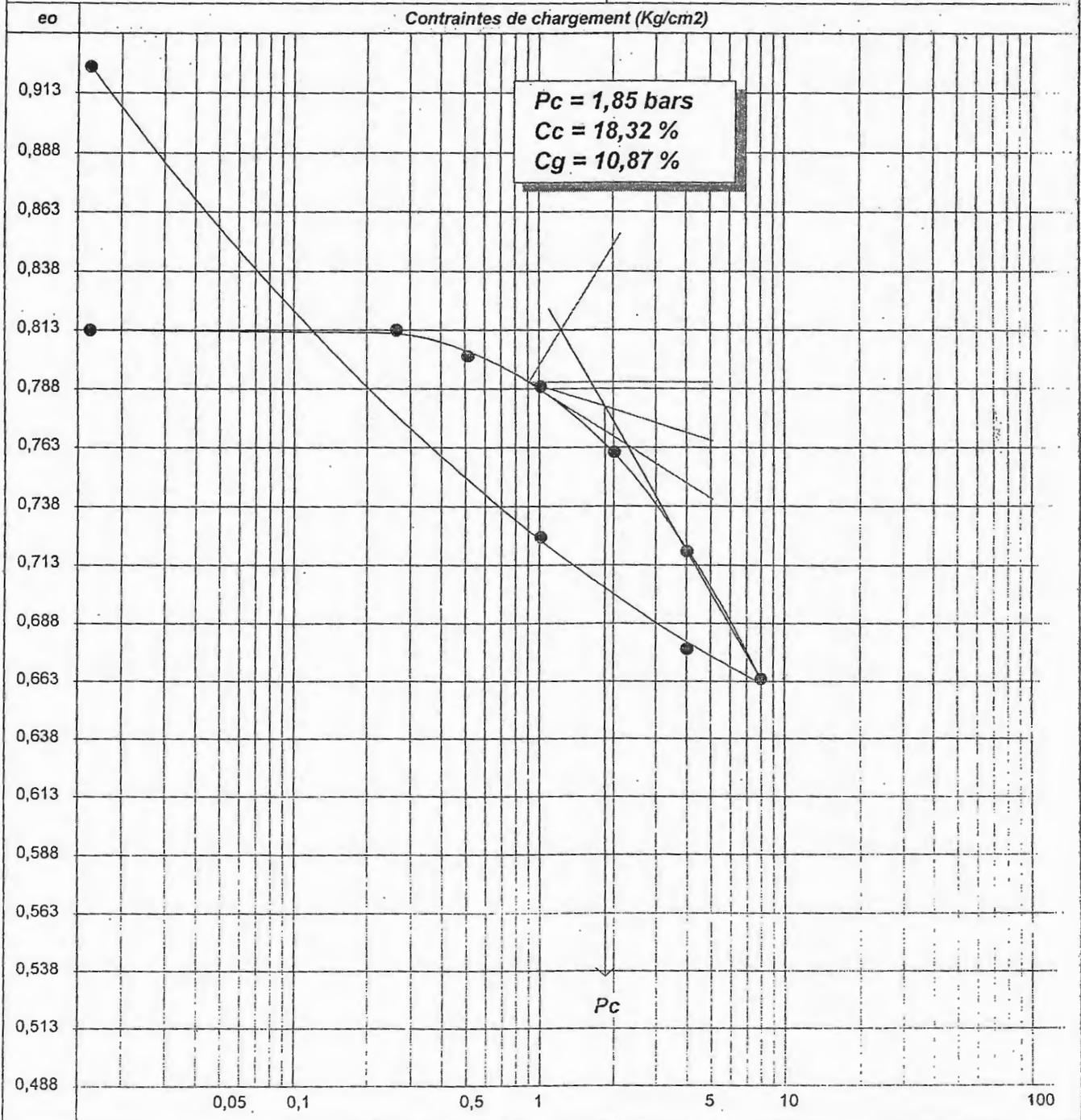


ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

Etude : POS OUDJANA JIJEL
N° Dossier :
Lieu :
Client : DUC JIJEL

Réf. Sondage : S 07
Profondeur : 1,50 à 2,00 m
Date essais : 19/07/2008 au 30/07/2008
Nature :





ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

Etude : POS OUDJANA JIJEL

N° Dossier :

Lieu :

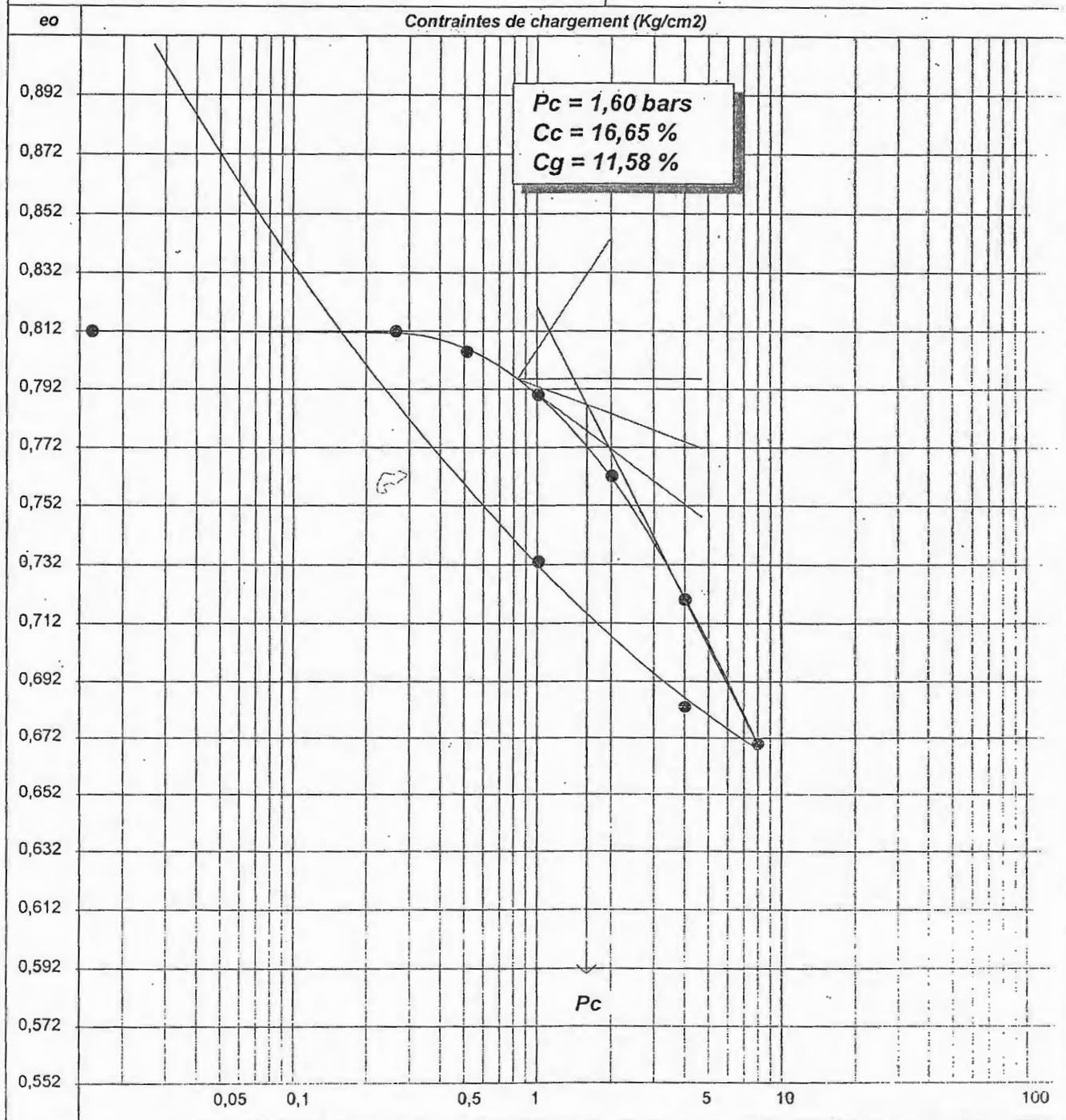
Client : DUC JIJEL

Réf. Sondage : S 07

Profondeur : 2,40 à 2,80 m

Date essais : 19/07/2008 au 30/07/2008

Nature :

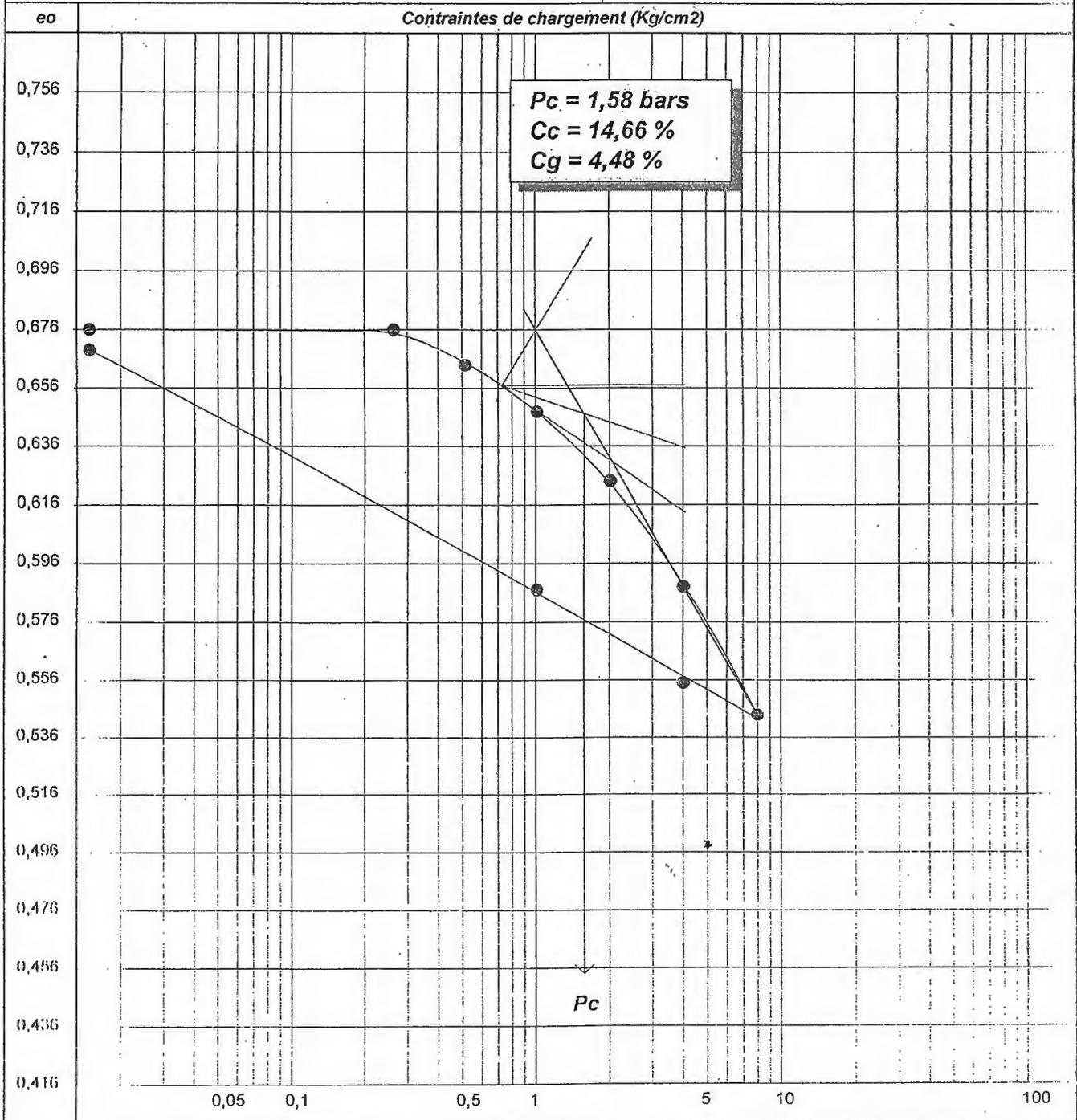




ESSAI OEDOMETRIQUE (Selon XP P 94-090-1)

Etude : POS OUDJANA JIJEL
N° Dossier :
Lieu :
Client : DUC JIJEL

Réf. Sondage : S 07
Profondeur : 3,30 à 3,65 m
Date essais : 19/07/2008 au 30/07/2008
Nature :



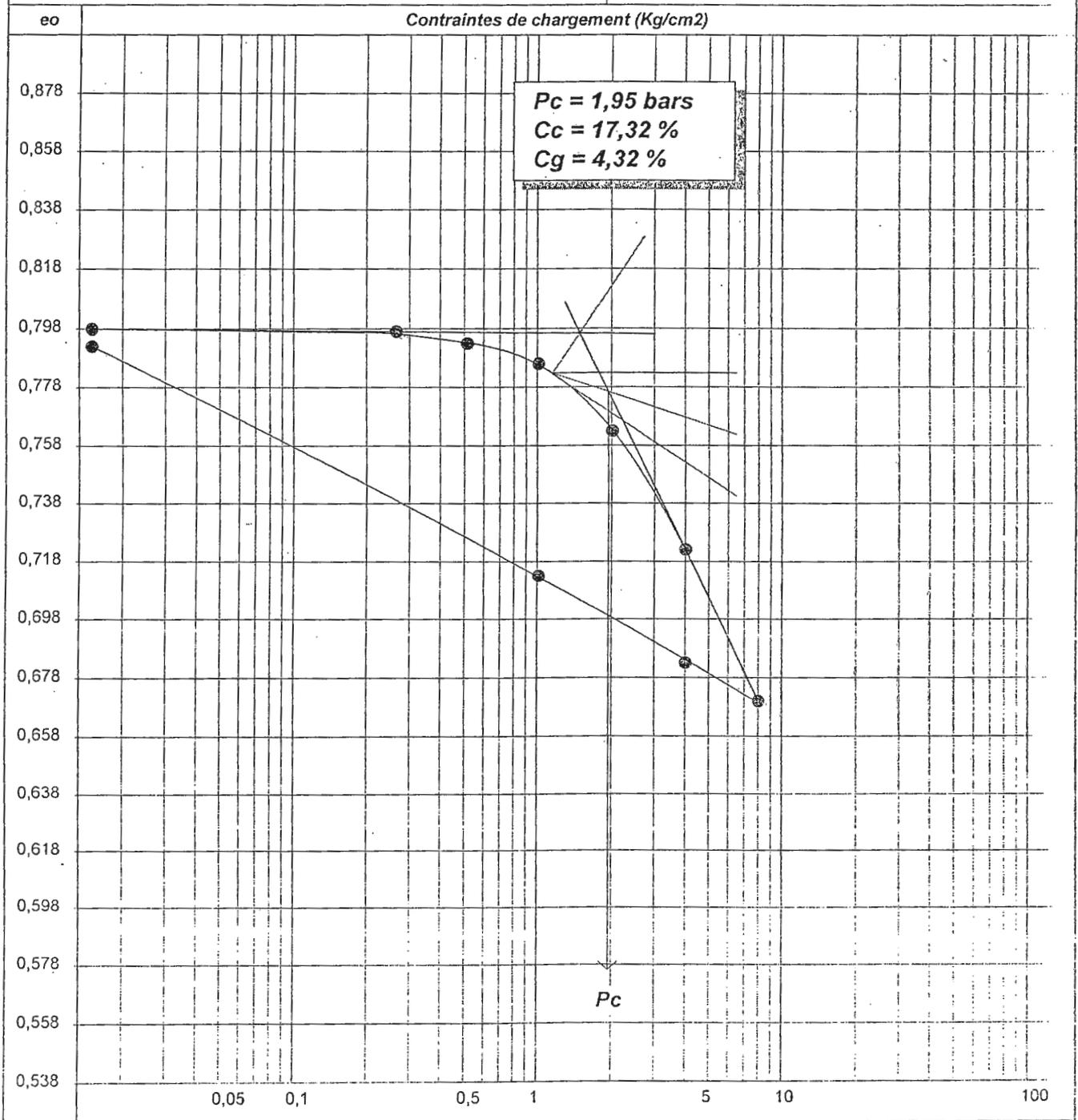


ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

Etude : POS OUDJANA JIJEL
N° Dossier :
Lieu :
Client : DUC JIJEL

Réf. Sondage : S 10
Profondeur : 2,20 à 2,50 m
Date essais : 19/07/2008 au 30/07/2008
Nature :

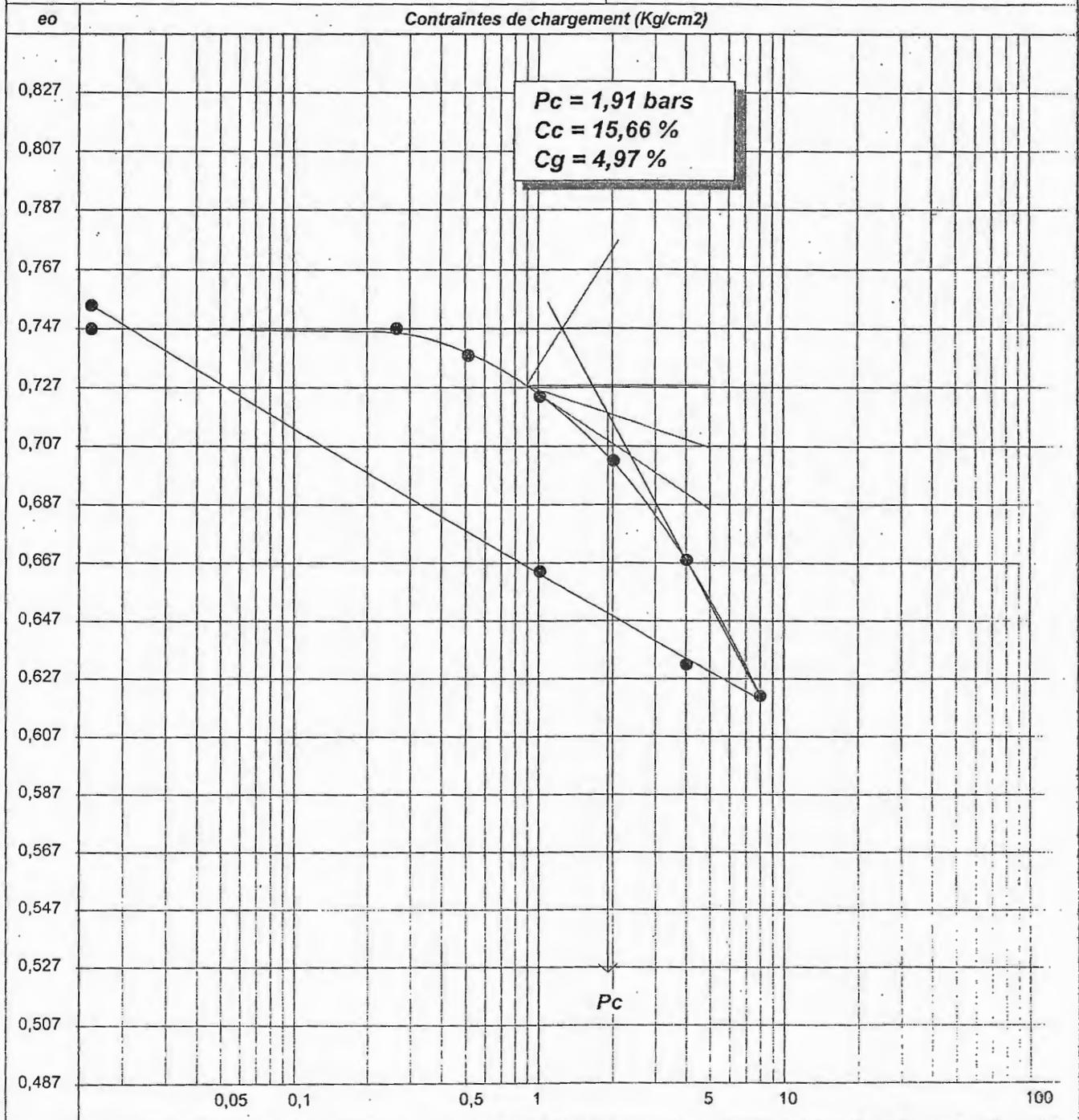




ESSAI OEDOMETRIQUE (Selon XP P 94-090-1)

Etude : POS OUDJANA JIJEL
N° Dossier :
Lieu :
Client : DUC JIJEL

Réf. Sondage : S 10
Profondeur : 5,60 à 6,00 m
Date essais : 19/07/2008 au 30/07/2008
Nature :

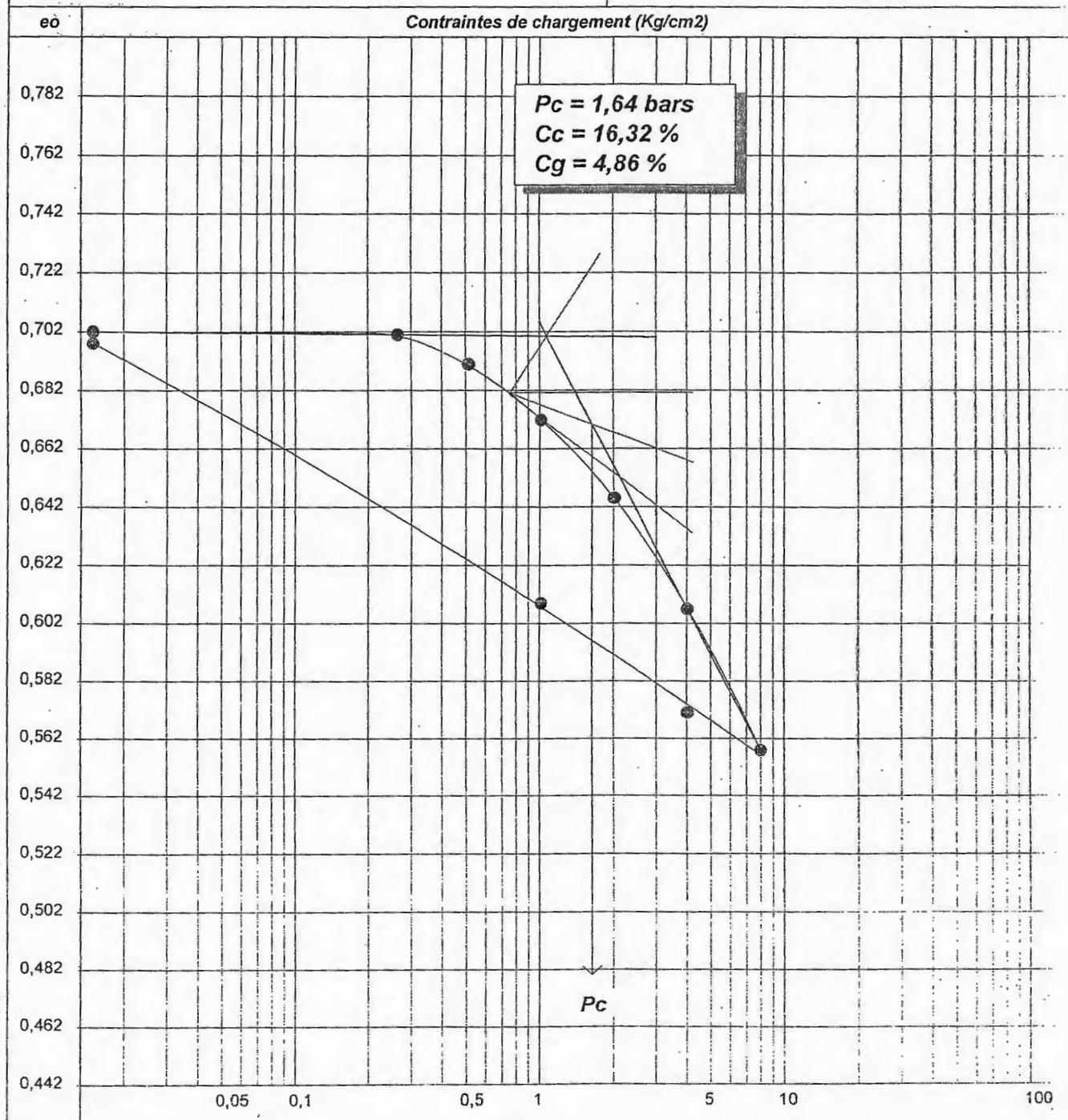




ESSAI OEDOMETRIQUE (Selon XP P 94-090-1)

Etude : POS OUDJANA JIJEL
N° Dossier :
Lieu :
Client : DUC JIJEL

Réf. Sondage : S 14
Profondeur : 4,00 à 4,20 m
Date essais : 19/07/2008 au 30/07/2008
Nature :

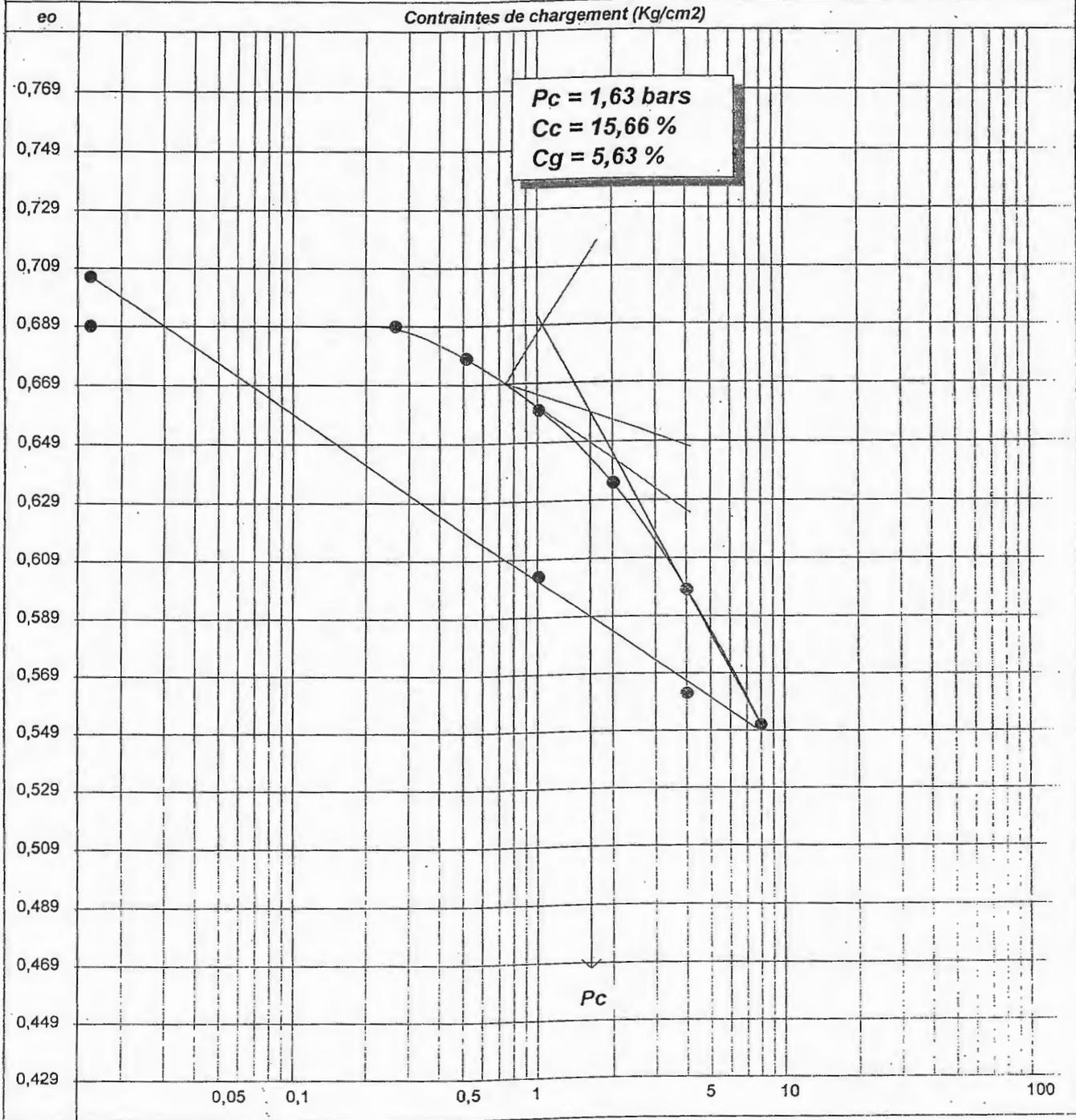




ESSAI OEDOMETRIQUE (Selon XP P 94-090-1)

Etude : POS OUDJANA JIJEL
N° Dossier :
Lieu :
Client : DUC JIJEL

Réf. Sondage : S 14
Profondeur : 6,30 à 6,70 m
Date essais : 19/07/2008 au 30/07/2008
Nature :

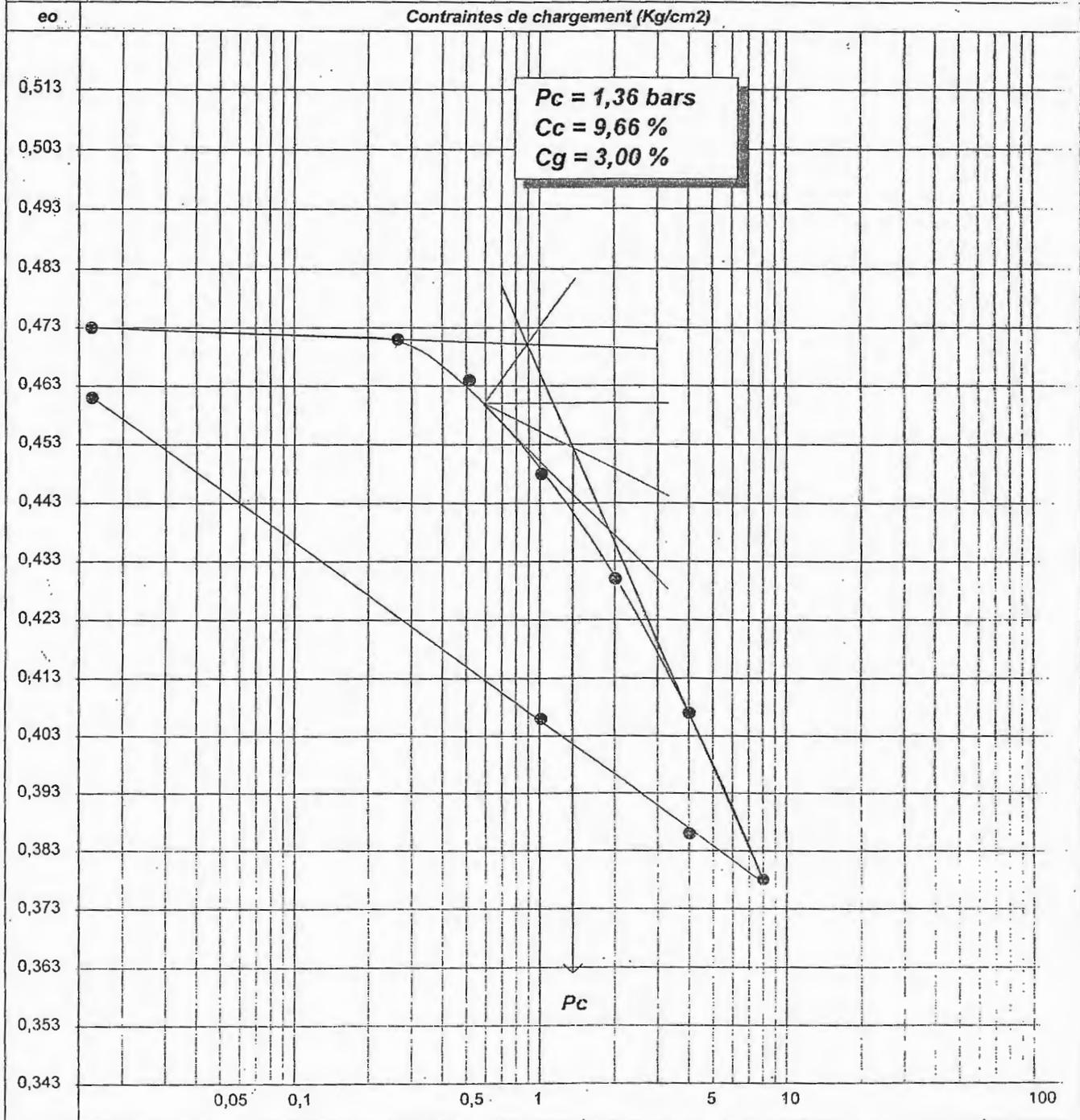




ESSAI OEDOMETRIQUE (Selon XP P 94-090-1)

Étude : POS OUDJANA JIJEL
N° Dossier :
Lieu :
Client : DUC JIJEL

Réf. Sondage : S 15
Profondeur : 5,40 à 5,90 m
Date essais : 19/07/2008 au 30/07/2008
Nature :



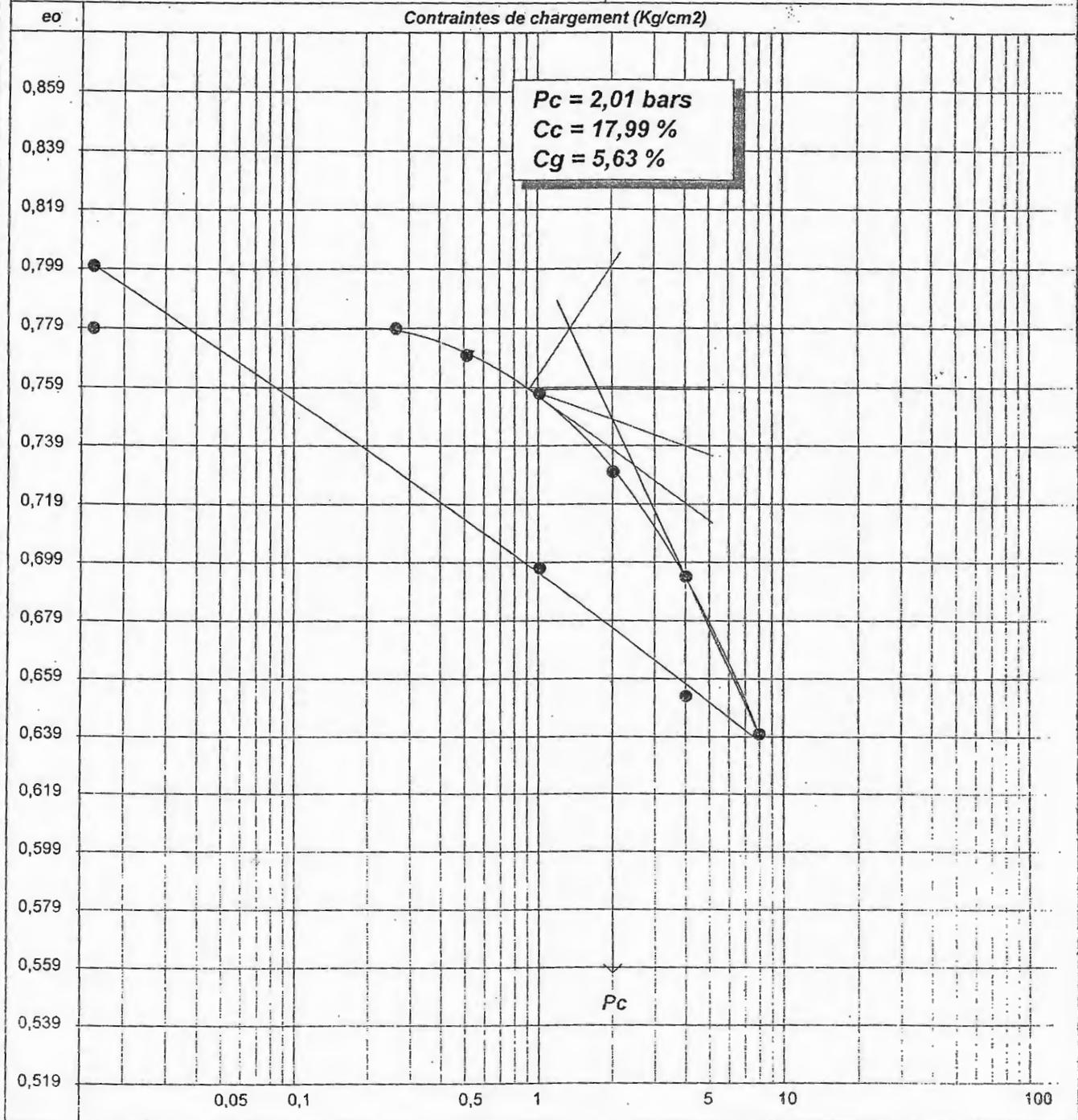


ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

Etude : POS OUDJANA JIJEL
N° Dossier :
Lieu :
Client : DUC JIJEL

Réf. Sondage : S 18
Profondeur : 2,30 à 2,50 m
Date essais : 19/07/2008 au 30/07/2008
Nature :

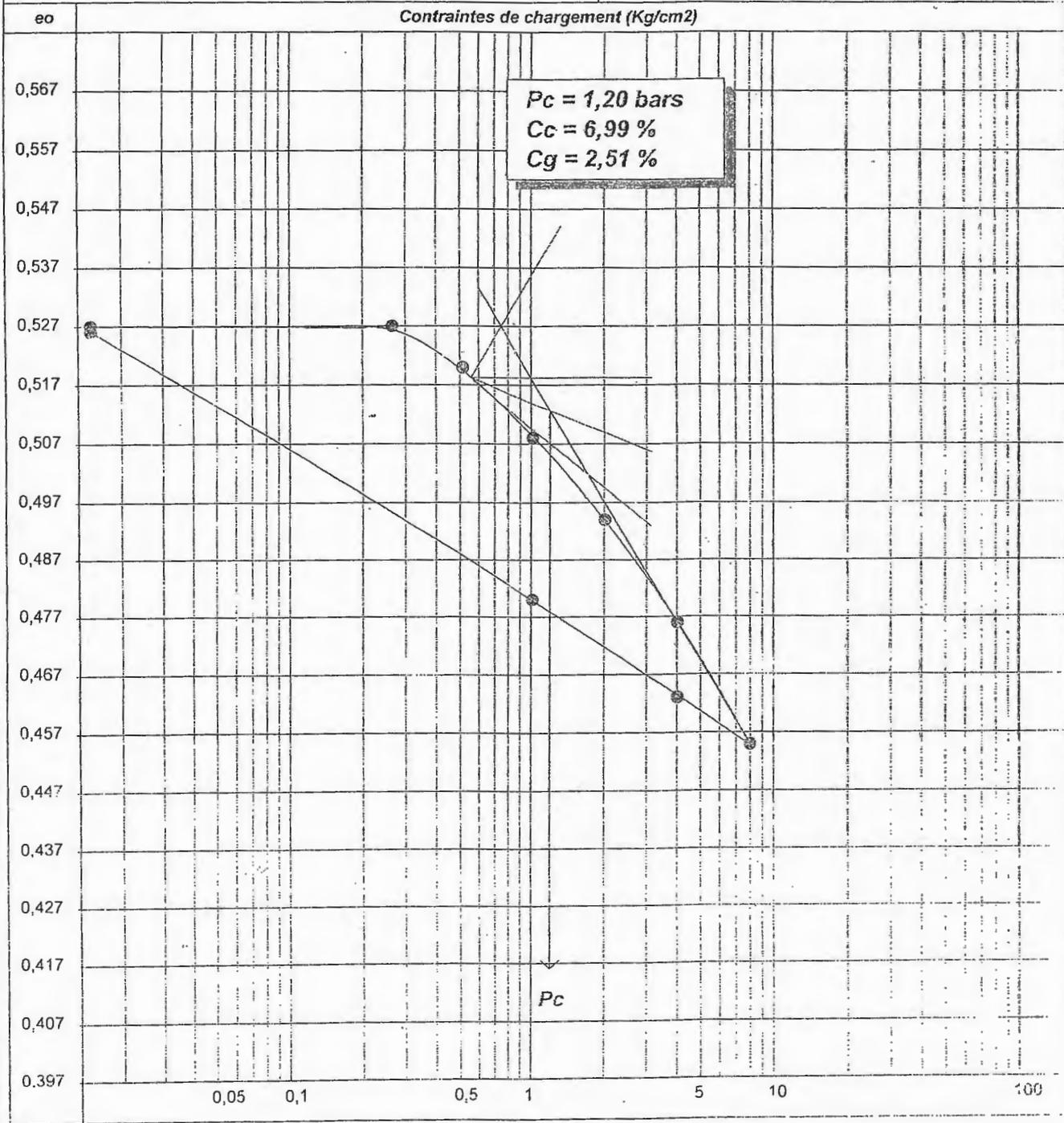




ESSAI OEDOMETRIQUE (Selon XP P 94-090-1)

Etude : POS OUDJANA JIJEL
N° Dossier :
Lieu :
Client : DUC JIJEL

Réf. Sondage : S 18
Profondeur : 4,10 à 4,60 m
Date essais : 19/07/2008 au 30/07/2008
Nature :





ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon Mode opératoire MS.L3 - LCPC

Etude : POS OUDJANA JIJEL

Dossier N° :

N° Sond : S 07

Prof : 1.50 à 2.00 m

Nature sol :

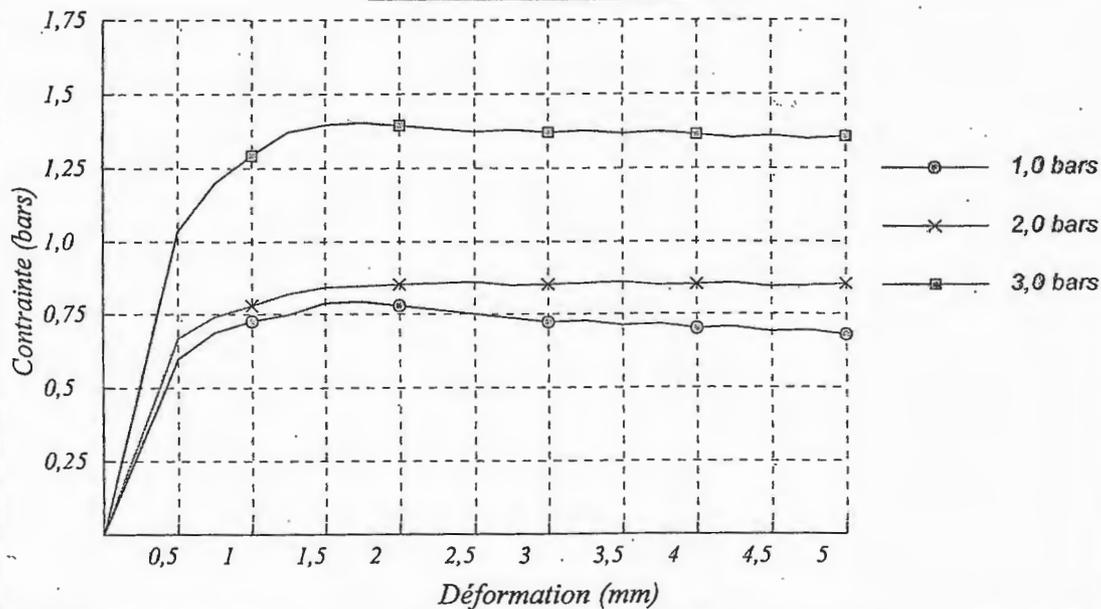
Type d'essai : CU

Vitesse de cisaillement : 0,5 mm/mn

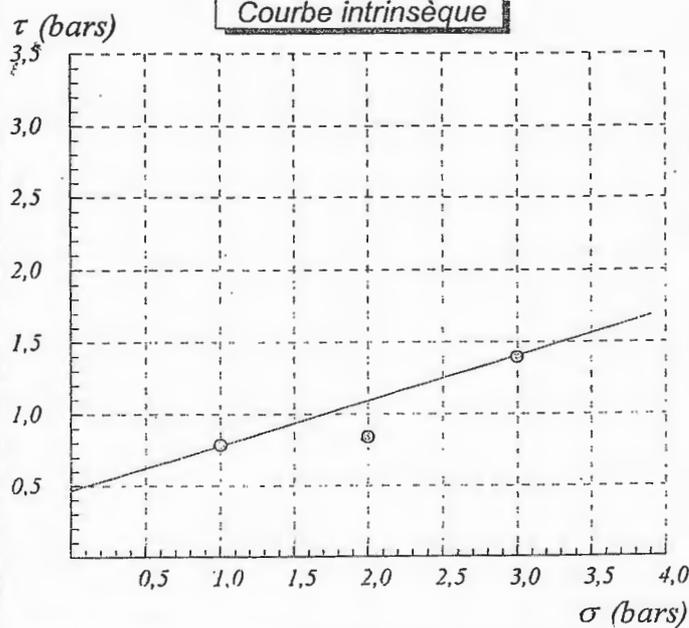
Date début essais : 03/08/2008

Date fin essais : 13/08/2008

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,47 bars
Frottement = 17,35 degrés

$\sigma_1 = 1,0$ bars $\rightarrow \tau_1 = 0,79$

$\sigma_2 = 2,0$ bars $\rightarrow \tau_2 = 0,84$

$\sigma_3 = 3,0$ bars $\rightarrow \tau_3 = 1,40$



ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon Mode opératoire MS.L3 - LCPC

Étude : POS OUDJANA JIJEL

Dossier N° :

N° Sond : S 07

Prof : 2.40 à 2.80 m

Nature sol :

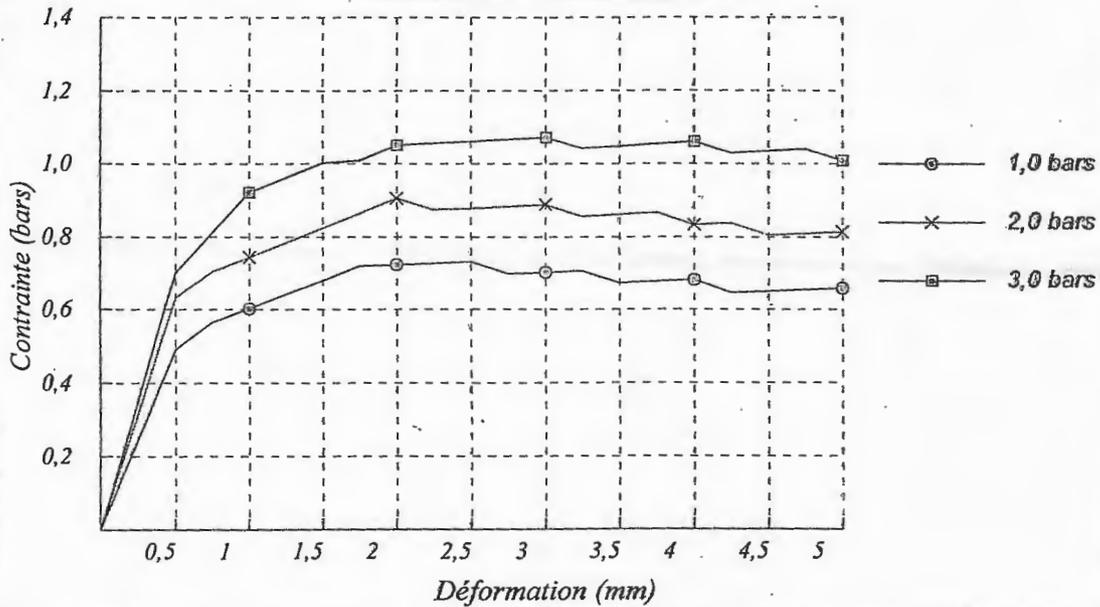
Type d'essai : CU *consolidé visuellement*

Vitesse de cisaillement : 0,5 mm/mn

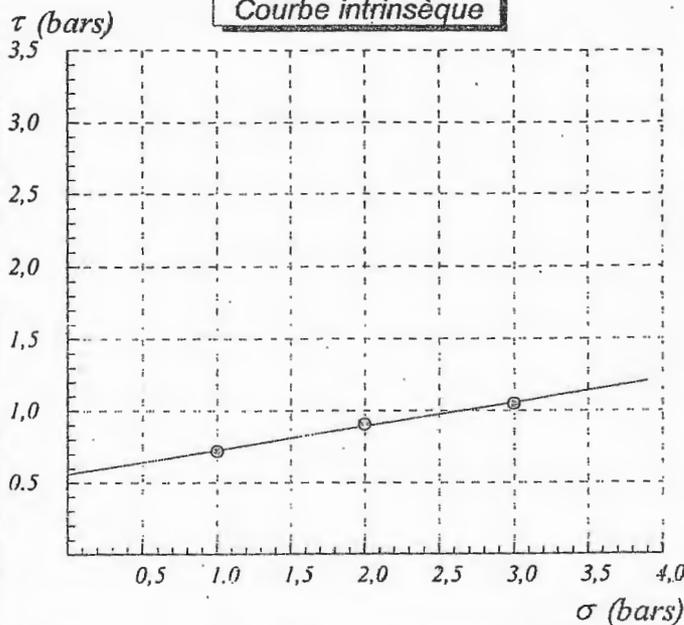
Date début essais : 03/08/2008

Date fin essais : 13/08/2008

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,56 bars
Frottement = 9,37 degrés

$\sigma_1 = 1,0$ bars $\rightarrow \tau_1 = 0,72$

$\sigma_2 = 2,0$ bars $\rightarrow \tau_2 = 0,91$

$\sigma_3 = 3,0$ bars $\rightarrow \tau_3 = 1,05$



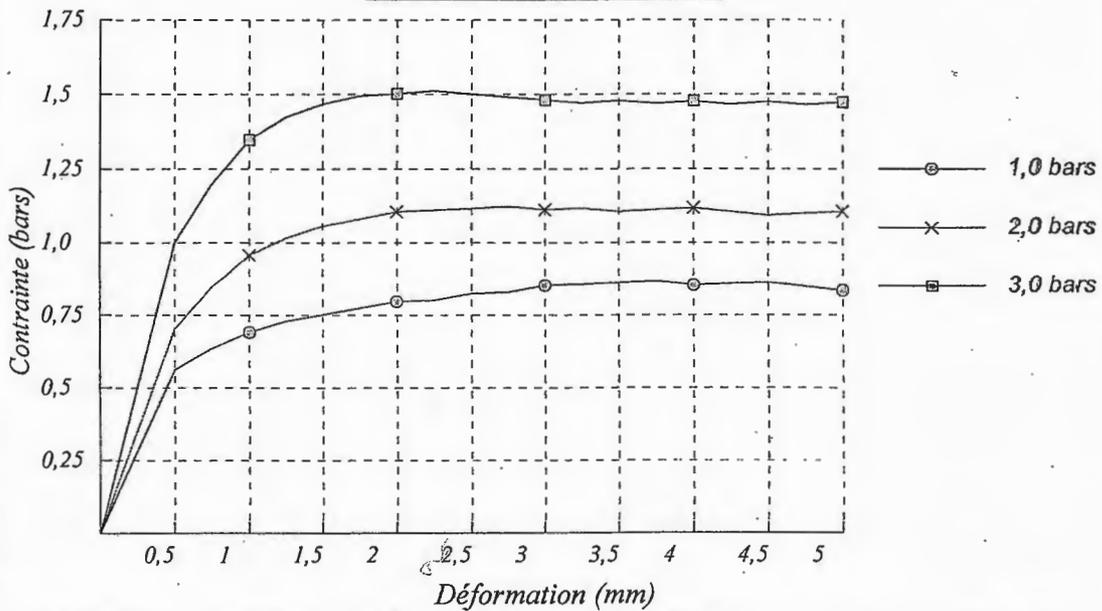
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon Mode opératoire MS.L3 - LCPC

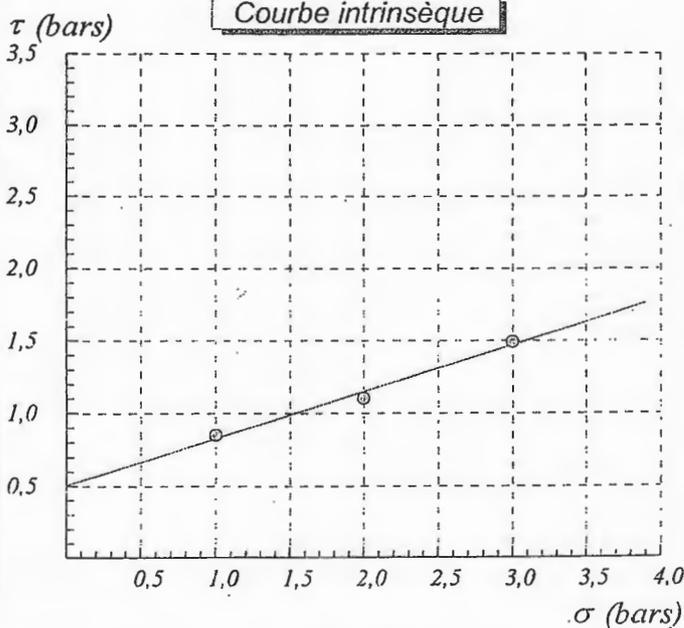
Etude : POS OUDJANA JIJEL
Dossier N° :
N° Sond : S 15
Prof : 2.10 à 2.30 m
Nature sol :

Type d'essai : CU
Vitesse de cisaillement : 0,5 mm/mn
Date début essais : 03/08/2008
Date fin essais : 13/08/2008

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,51 bars
Frottement = 17,82 degrés

$\sigma_1 = 1,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_1 = 0,85$
 $\sigma_2 = 2,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_2 = 1,10$
 $\sigma_3 = 3,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_3 = 1,49$



ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon Mode opératoire MS.L3 - LCPC

Etude : POS OUDJANA JIJEL

Dossier N° :

N° Sond : S 15

Prof : 5.40 à 5.90 m

Nature sol :

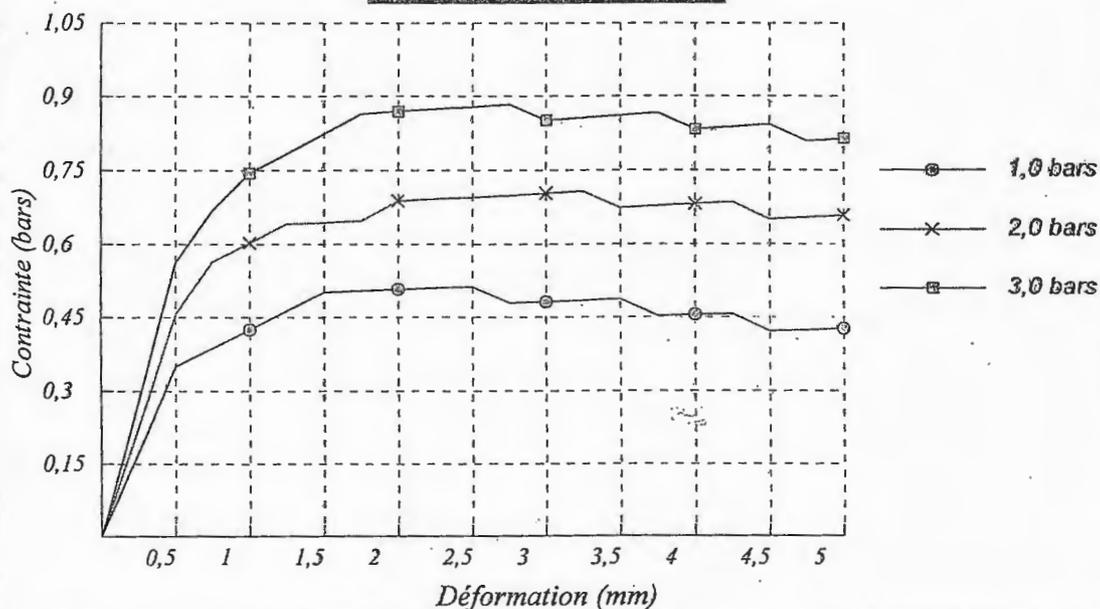
Type d'essai : CU

Vitesse de cisaillement : 0,5 mm/mn

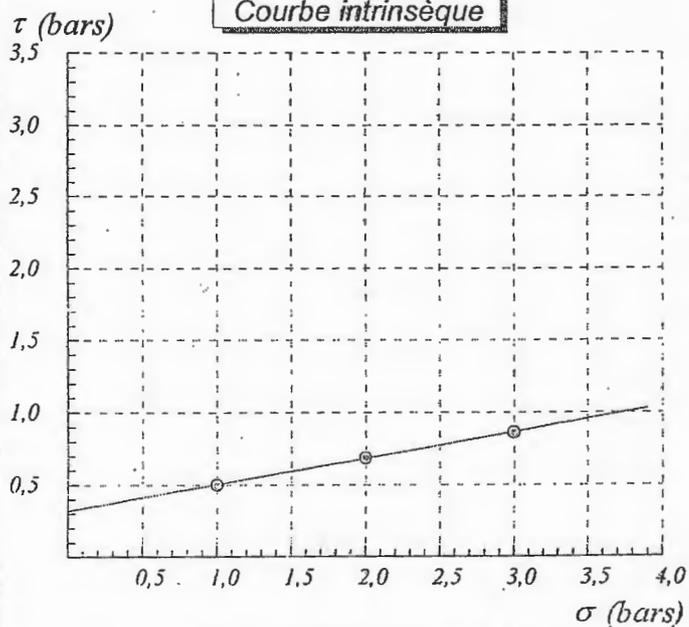
Date début essais : 03/08/2008

Date fin essais : 13/08/2008

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,32 bars
Frottement = 10,29 degrés

$\sigma_1 = 1,0$ bars $\rightarrow \tau_1 = 0,50$

$\sigma_2 = 2,0$ bars $\rightarrow \tau_2 = 0,69$

$\sigma_3 = 3,0$ bars $\rightarrow \tau_3 = 0,86$



ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon Mode opératoire MS.L3 - LCPC

Etude : POS OUDJANA JIJEL

Dossier N° :

N° Sond : S 18

Prof : 2.30 à 2.80 m

Nature sol :

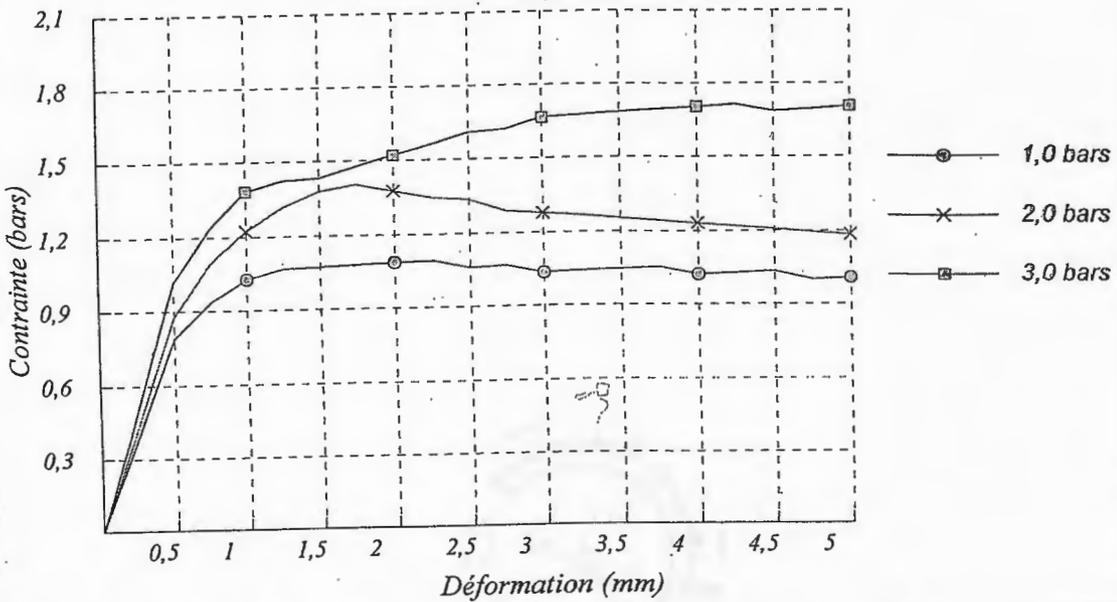
Type d'essai : CU

Vitesse de cisaillement : 0,5 mm/mn

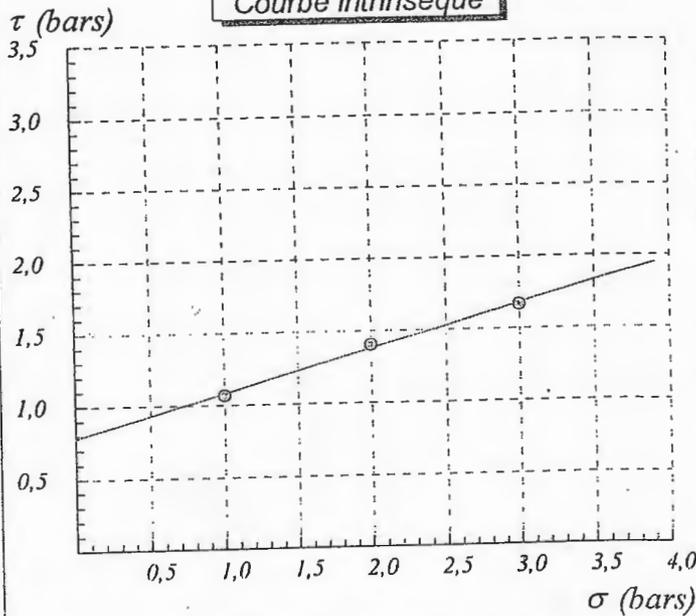
Date début essais : 03/08/2008

Date fin essais : 13/08/2008

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,78 bars
Frottement = 16,65 degrés

$\sigma_1 = 1,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_1 = 1,07$
 $\sigma_2 = 2,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_2 = 1,40$
 $\sigma_3 = 3,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_3 = 1,67$