

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique

Université de Jijel

Faculté des Sciences
Département des Sciences
De la Terre

Geo 06/07



Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme
D'ingénieur d'état en géologie

Option : Géologie de l'ingénieur

Thème



Membres de jury:

Président: Mr. F. Mebrouk
Examinatrice: M^{me}. M. Ben cheikh
Encadreurs: Mr. R. Benzaid
Mr. Y. Boufetouha

Réalisé par :

Sahraoui Nadjet
Zighem Hayet

Promotion 2006-2007

Remerciements

Nous remercions tout d'abord Dieu qui nous a donné le courage et la santé pour terminer ce modeste travail.

Nous remercions nos encadreurs Mr Benzaid Riad et Boufatouha. Et pour leurs aides et leurs conseils tout au long de ce travail.

Nous tenons à remercier également les membres du jury qui ont bien voulu accepter d'examiner ce mémoire.

Nous ne terminons pas sans avoir exprimé nos vifs remerciements à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions Les personnels du bureau d'étude (DLEP et BEM) de Mila.

En fin nous remercions toutes les personnes qui on aidé de loiz ou de près même par le simple mot d'encouragement surtout nos collègues de la promotion (2006-2007).

Hayet et Nadjet



SOMMAIRE

Résumé	
--------------	--

CHAPITRE I : RECONNAISSANCES GEOLOGIQUES

I-Présentation de la région	
I-1 Situation géographique.....	01
I-2 Morphologie du site.....	01
I-3 Climat.....	01
I-4 Végétation.....	01
I-5 Réseau hydrographique.....	02
II- Géologique régionale.....	03
II- 1- Domaine interne.....	03
II-1-1 Le socle kabyle.....	03
II-1-2 La dorsale kabyle.....	04
II-1-3 Les formations du l'oligo-miocène kabyle et les olistostromes	04
II-2- Le domaine externe	05
II-2-1- Les séries de type flysch	05
♦ Le flysch mauritanien	05
♦ Le flysch massylien.....	05
♦ Le flysch numidien.....	06
II- 3- Les séries telliennes et l'avant pays	06
II-4- Les formations post-nappes.....	06
II-5- Aspect tectonique de la partie nord orientale de l'Algérie.....	08
II-5-1- Les phases tectoniques mésozoïques.....	08
II-5-2- Les phases tectoniques tertiaires.....	08
III- Cadre géologique locale.....	11
III-1- Synthèse des formations lithostratigraphiques du bassin de Mila	11
III-1-1- Les formations triasiques.....	11
III-1-2- Les formations jurassiques.....	11
Le lias.....	11
Le dogger	11
Le malm.....	12
III-1-3- Les formations du crétacé.....	12
Le crétacé inférieur.....	12
Le crétacé supérieur.....	12
III-1-4- Les formations du paléogène.....	12
Paléogène.....	12
Eocène.....	13
III-1-5- Les formations du néogène.....	13
Le cycle Langhien -Serravalien inférieur	13
Le cycle Mellalien supérieur.....	13
Le cycle Turolien inférieur	13
III-1-6- Les dépôts quaternaires.....	14
II-2-Géologie du secteur étudié.....	14

**CHAPITRE II : HYDROCLIMATOLOGIE
ET HYDROGEOLOGIQUE**

I- Hydroclimathologie	22
I-1- Climat de la région	22
I-2- Analyses des paramètres climatiques	22
I-2-1- Variations des précipitations moyennes annuelles et mensuelles.....	22
I-2-2- Température.....	24
II- Hydrogéologie du site	25

CHAPITRE IV : RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUE

I- Bibliographie sur les moyens de reconnaissances utilisés dans le site étudié.....	26
I-1- Les reconnaissances géologiques.....	26
I-2- Les reconnaissances géotechniques.....	26
I-2-1- Les essais in situ.....	26
I-2-1-1- Le pénétromètre dynamique.....	26
a- Buté d'essai.....	26
b- Principe de D.P.T.....	27
c- Domaine d'utilisation de l'essai D.P.T.....	27
d- Sols intéressés par l'essai D.P.T	27
e- Présentation des résultats d'essai.....	28
f- Catégorie des pénétromètres dynamiques	28
g- L'essai D.P.T.....	29
h- Capacité portante des fondations superficielles à partir des résultats d'essai.....	30
I-2-1-2- Sondage carottés.....	31
I-2-2- Les essais de laboratoire.....	31
I-2-2-1- Essais d'identification.....	31
I-2-2-2- Essais mécaniques.....	33
a- Essai de cisaillement rectiligne.....	33
- Buté et définition.....	33
- Description de l'essai.....	33
b- Essai de compressibilité à l'oedomètre.....	35
- Description de l'appareillage.....	35
- Procédures d'essai.....	36
- Caractéristique de compressibilité.....	38
II- Travaux de reconnaissances géotechniques et présentation des résultats.....	41
II-1- Les essais in situ.....	41
II-1-1- Essais de pénétromètre dynamiques	41
II-1-2- Sondages carottés.....	41
II-2- Essais de laboratoire.....	42
II-2-1- Essais physiques.....	42
II-2-2- Essais mécaniques.....	43
a- Essais de cisaillement rectiligne	43
b- Essais de compressibilité à l'oedomètre.....	43
II-2-3- Analyses chimiques du sol.....	44
III- Calculs des fondations.....	45
III-1- Caractéristiques d'un bon projet.....	46
III-2- Calcul de capacité portante des fondations superficielles.....	46

III-2-1- Contrainte admissible du sol.....	47
III-2-1-1- Capacité portante des essais dynamiques	47
III-2-1-2- Capacité portante des essais de laboratoire.....	48
III- 2-2- Vérifications des contraintes dans le sol	51
III-2-3- Calcul des tassements à partir des résultats des essais oedométriques	52
III-2-3-1- Distribution de la contrainte verticale avec la profondeur	53
III-2-3-2- Tassement admissibles des fondations	55
III-2-3-3-Tassement absolu du sol étudié.....	55
III-4-Etablissement du profil géotechnique.....	59

CHAPITRE IV : CONCLUSIONS ET RECOMENDATIONS

I- Zoning en site étudié.....	63
II- Le phénomène de gonflement dans le site étudié.....	66
II-2- Mesures de sécurité générales contre le gonflement	66
II-3- Règles pratiques de construction sur sol gonflant.....	67
III- Conclusion générale	70
Références bibliographiques	
Annexes	

SYMBOLES ET UNITES DES PARAMETRES UTILISES :

1. Paramètres d'identification

	Paramètre	Symbole	Unité
Masses et poids volumiques	Poids volumique	γ	T/m^3
	Poids volumique des particules solides	γ_s	T/m^3
	Poids volumique du sol sec	γ_d	T/m^3
	Poids volumique du sol saturé	γ_{sat}	T/m^3
	Poids volumique de l'eau	γ_w	T/m^3
Etat et consistance	Indice des vides	e	Nombre décimal
	Degré de saturation	S_r	(%)
	Teneur en eau	W	(%)
	Limite de liquidité	W_L	(%)
	Limite de plasticité	W_P	(%)
	Limite de retrait	W_S	(%)
	Indice de plasticité	I_P	(%)
	Indice de consistance	I_c	Nombre décimal
Granulométrie	Diamètre des grains	D	mm
	Diamètre à n pour cent	D_n	mm
	Coefficient d'uniformité	C_u	Nombre décimal
	Coefficient de courbure	C_v	Nombre décimal

2. Compressibilité et consolidation

Paramètre	Symbole	Unité
Indice de gonflement	C_g	Nombre décimal
Indice de compressibilité	C_c	Nombre décimal
Pression de consolidation	σ_p	Bars ou T/m^3
Coefficient de consolidation	C_v	m^2/s
Contrainte effective verticale initiale	σ_{v0}	bars ou T/m^3
Augmentation de la contrainte avec la profondeur	$\Delta\sigma_z$	bars ou T/m^3
Tassement admissible	ΔH	cm

3. Résistance au cisaillement

Paramètre	Symbole	Unité
Contrainte normale appliquée à l'échantillon	σ	bar ou T/m ³
Contrainte de cisaillement maximale mesuré à la rupture	τ	bar ou T/m ³
Angle de frottement interne	φ	(°)
Cohésion	C	bar ou T/m ³
<i>Condition non consolidée non drainée</i>	φ_{uu} et C_{uu}	
<i>condition consolidée non drainée</i>	φ_{cu} et C_{cu}	
<i>consolidés drainés</i>	φ_{cd} et C_{cd} ou (C', φ)	

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II-01 :	Les précipitations moyennes annuelles en mm/ an : -station du Barrage de Beni Haroun- [2003-2006].....	22
Tableau II-02 :	Les précipitations moyennes annuelles en mm/ an : -station de Oued Endja- [1996 -2006].....	23
Tableau II-03 :	Les précipitations moyennes mensuelles et saisonnières (station de Oued Endja- Station de Beni Haroun).....	23
Tableau II-04 :	Températures moyennes mensuelles et saisonnières -station de barrage de Beni Haroun-	24
Tableau III-01 :	Classification des sols suivant l'indice de plasticité.....	33
Tableau III-02 :	Valeurs minimales et maximales des principaux paramètres physiques..	43
Tableau III-03 :	Résultats de l'essai de compressibilité à l'oedomètre et calcul de la compressibilité	44
Tableau III-04 :	Résultats des analyses chimiques faites sur sols.....	44
Tableau III-05 :	Calcul de la contrainte admissible à partir des résultats de l'essai de pénétration dynamique.....	48
Tableau III-06 :	Termes de portances pour fondations superficielles en fonction de l'angle de frottement (DTU 13-1).....	49
Tableau III-07 :	Calcul des contraintes admissibles à partir des essais de laboratoire.....	50
Tableau III-08 :	La comparaison entre Q_{ad} calculée et la contrainte développée par la structure au niveau du sol.....	52
Tableau III-09 :	Tassement admissible.....	55
Tableau III-10 :	Les résultats des calculs des tassements.....	57
Tableau III-11:	Tassement et contrainte admissible pour les blocs projetés (tableau récapitulatif).....	58

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : RECONNAISSANCES GEOLOGIQUES

Figure I-01 : Plan de situation du site du centre universitaire de Mila ou se trouve la limite entre la commune de Mila et de Zeghaia	2
Figure I-02 : Schéma structural de la méditerranée occidentale [Duran Delga, 1969].....	3
Figure I-03 : Esquisse structurale du nord- Est Algérien D'après W. Wildi, 1983.....	7
Figure I-04 : Carte géologique synthétique du bassin constantinois -D'après Vila. J, 1980-	10
Figure I-05 : Log lithologique synthétique des formations du secteur étudié.....	15
Figure I-06 : Photos illustrant les différentes formations lithologiques du site.....	16
Figure I- 07 : Plan d'implantation des sondages comportant les traits des coupes.....	17
Figure I-08 : Corrélation entre les sondages du site étudié (S ₃ , S ₈ , S ₄)	18
Figure I-09 : coupe géologique NW-SE du site étudié à partir des sondages carottés.....	19
Figure I-10 : Corrélation entre les sondages du site étudié (S ₁ , S ₅ , S ₆ , S ₇ , S ₈).....	20
Figure I-11 : coupe géologique NW-SE du site étudié à partir des sondages carottés.....	21

CHAPITRE II : ETUDE HYDROCLIMATIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE

Figure II-01 : La température moyenne mensuelle du station de Beni Haroun.....	24
Figure II-02 : diagramme ombrothermique (Barrage Beni Haroun).....	25

CHAPITRE III : RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES

Figure III-01 : Schéma d'un pénétromètre dynamique du type SERME.....	29
Figure III-02 : Classification des sols suivant l'indice de plasticité.....	33
Figure III-03 : Cisaillement rectiligne à la boîte – appareil de Casa grand.....	34
Figure III-04 : Essai sous $\sigma_i = cte$ Courbe τ/δ_i et δ_h/δ_i (Résultat d'un seul essai de cisaillement).....	35
Figure III-05 : Détermination des caractéristiques de plasticité (φ) et (C) (Courbe intrinsèque du sol).....	35
Figure III-06 : Schéma d'un appareil Oedométrique.....	36
Figure III-07 : Essai de compressibilité.....	37
Figure III-08 : Détermination graphique de la pression de consolidation (sondage N°01).....	39
Figure III-09 : plan d'implantation des travaux in situ.....	42
Figure III-10 : Semelle isolée continue.....	45

Figure III-11 : Semelle isolée d'un bloc projeté (Anphie 1).....	45
Figure III-12 : Mécanisme typique de rupture du sol sous une semelle continue.....	47
Figure III-13 : Accroissement de contrainte verticale $\Delta\sigma'$ sous l'axe d'une fondation circulaire uniformément chargée (par la contrainte q).....	53
Figure III-14 : courbes d'égales contraintes verticales $\Delta\sigma_z$ sous une fondation, dans un massif homogène, isotrope, semi infini.....	53
Figure III-15 : Accroissement de contrainte verticale $\Delta\sigma'$ sous le coin d'une, fondation rectangulaire uniformément chargée (par la contrainte q).....	54
Figure III-16 : Méthode approchée pour le calcul de la répartition des contraintes dans un Massif.....	53
Figure III-17 : Plan d'implantation des sondages comportant les traits des coupes.....	60
Figure III-18 : coupe géotechnique NW-SE du site étudié à partir des sondages carottés.....	61
Figure III-19 : coupe géotechnique NW-SE du site étudié à partir des sondages carottés.....	62
 CHPITRE IV : CONCLUSION ET RECOMMANDATION	
Figure IV-01 : Carte de zoning pour un ancrage $D = 1,5 \div 2$ Site du centre universitaire – Mila-	64
Figure IV-02 : Carte de zoning pour un ancrage $D = 2,5 \div 3$ m. Site du centre universitaire – Mila-	65
Figure IV-03 : Mesures préconisées pour maintenir l'équilibre d'humidité.....	69
Figure IV-06 : Schéma d'une tranchée drainante.....	70

RESUME

A l'amont de tous projet d'aménagement ou de construction, l'étude géologique et géotechnique de l'assiette est d'une importance capitale car c'est de ces paramètres que l'ouvrage tire sa pérennité ; à travers la caractérisation géologique on détermine la nature, la géométrie et l'extension des différentes unités lithologiques ainsi que leur relations mutuelles.

Quant à l'étude géotechnique, elle permet de connaître les paramètres physico-chimiques du sol étudié, sa capacité portante, le tassement qui en résulte, ainsi que d'autre paramètres indispensables pour déterminer les conditions de la stabilité des ouvrages.

Le but de notre étude consiste à faire un zoning du site pour limiter les zones d'égale contrainte admissible. Cette dernière permet de déterminer la capacité portante de chaque zone et de déterminer le système de fondation préconisé pour chaque zone ainsi qu'un calcul détaillé des tassements.

La présente étude s'articule autour de 3 grandes parties :

Une premier partie à été réservée à l'étude géologique où nous avons traité les caractéristiques lithologiques et structurale des différentes unités rencontrées à l'échelle régionale et locale, cette partie été complétée par une analyse hydroclimatique et hydrogéologique.

La deuxième partie : comporte l'études géotechniques pour faire un calcul de fondation, de contrainte admissible du sol, et de tassement due à la charge du superstructure.

Et enfin une troisième partie : qui consiste à un zoning géotechnique du site, des recommandations et une conclusion.

Chapitre I :

Reconnaisances

géologiques

I-PRESENTATION DE LA REGION :**I-1- SITUATION GEOGRAPHIQUE :**

Le site du Centre Universitaire de Mila, d'une superficie de 34,6 ha est rattaché administrativement à la commune de Mila. Il est situé à 3Km à l'Ouest du centre ville de Mila.

Les coordonnées géographiques du site sont comme suit : (figure I- 01)

(A) : 30° 27' 50" N et 6° 13' 12" E.

(B) : 36° 27' 50" N et 6° 12' 35" E.

(C): 36° 27' 38" N et 6° 12' 51" E.

Le site est limité Au Nord par la RN° 79, au Sud par des terrains vagues, à l'Est par la ville de Mila, à l'Ouest par la commune de Zeghaia.

I-2- MORPHOLOGIE DU SITE ETUDIE :

Le site réservé à l'implantation du centre universitaire de Mila présente des pentes, variant d'une zone à l'autre. La moyenne des pentes est de l'ordre de 7%. La partie centrale du site possède une altitude variant entre 562m et 568m, tandis que la limite Nord le long de la route Mila-Zeghaia, l'altitude varie de 528m et 551m (figure I-01).

I-3- CLIMAT :

Sur le plan climatique, la région de Mila est caractérisée par un climat semi aride, marqué par un écart de température assez important. Les températures en Eté sont très élevées et peuvent atteindre de 40°C. Et en Hiver, elles peuvent atteindre des valeurs inférieures à 0°C.

Les précipitations sont en moyenne de 460° mm /an. Ces caractéristiques climatiques influent sur le régime des cours d'eaux et le réseau hydrologique, ainsi que sur les caractéristiques physico- chimiques des sols.

I-4- VEGETATION :

Le couvert végétal de la région de Mila est très peu développé. Il se résume à des lambeaux de forêt et de végétation herbasse.

I-5- LE RESEAU HYDROGRAPHIQUE :

La région de Mila est caractérisée par un réseau hydrographique assez important, représenté par : Oued Endja à l'Ouest, Oued Mila et Oued Rummel au Nord. Les oueds drainent, l'essentiel des ruissellements de surface des versant, souvent canalisés par des chaabat et des rigoles

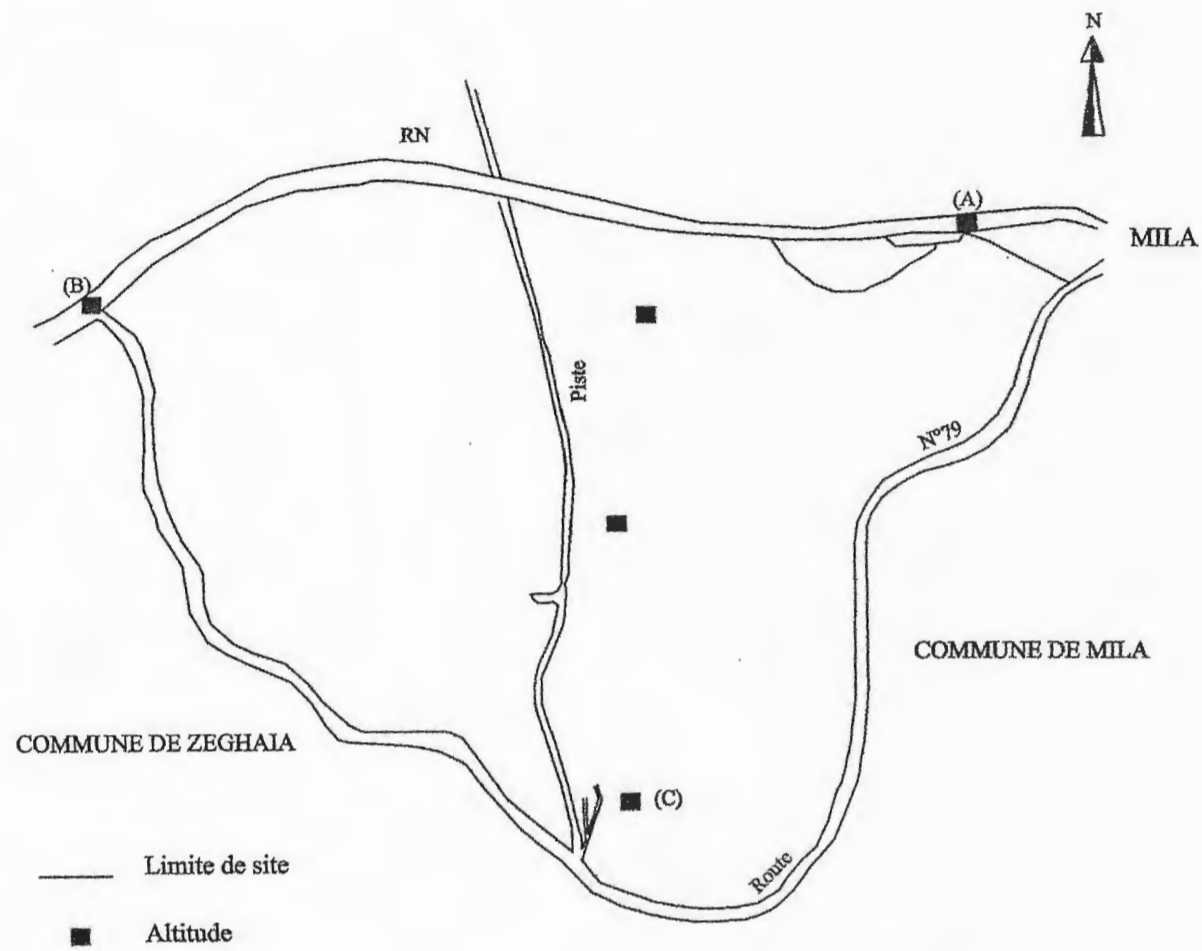


Figure I-01: plan de situation du site de centre universitaire de MILA ou se trouve la limite entre la commune de MILA et de ZEGHAIA

II- GEOLOGIE REGIONALE

Le site étudié fait partie du bassin néogène de Mila, ce dernier forme la partie occidentale du grand bassin néogène constantinois.

Le segment de la chaîne alpine dans la partie Nord orientale de l'Algérie est généralement subdivisé en trois domaines paléogéographiques.

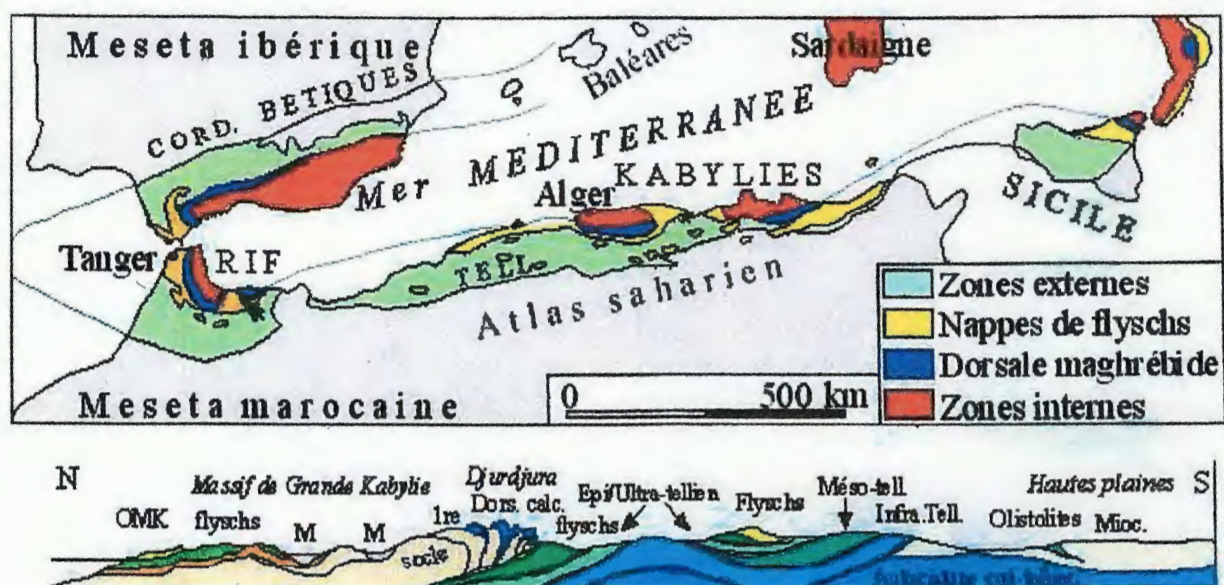


Figure I-02 : Schéma structural de la méditerranée occidentale. [Durand Delga, 1969]

II-1- LE DOMAINE INTERNE :

Il comporte le socle kabyle et sa couverture sédimentaire.

II-1-1- Le socle kabyle :

Il apparaît, en Algérie du Nord, sous forme de trois pointements amygdalaires alignés sensiblement Est - Ouest. Ce sont les massifs du Chinoua à l'Ouest, de Grande Kabylie au centre et de Petite Kabylie à l'Est. Le Socle de ces massifs est largement chevauchant vers le Sud.

Dans la partie occidentale du massif de Petite Kabylie, le socle kabyle comporte un ensemble supérieur formé d'après Durand Delga (1955) de bas en haut :

- De schistes noirâtres, débutant localement par un conglomérat dissocié, remaniant les phyllades sous-jacents.
- Des psammites rouges et vertes à graptolites.
- Des grés calcaires à tentaculites.

- Des calcaires à orthocérés.

Un ensemble inférieur représenté par des gneiss ocellés ou des gneiss fins à l'intercalation des marbres et d'amphibolites.

II-1-2- La Dorsale Kabyle :

Elle est respectivement nommée « chaîne liasique » Ficheur (1909), « chaîne calcaire » Glaugeaud (1932) et enfin « dorsale kabyle » Durand Delga (1969).

La Dorsale Kabyle formant la couverture méridionale du Socle Kabyle et marque la limite entre ce dernier au Nord et les zones telliennes plus externes au Sud.

Elle montre des termes allant du Permo-Trias, discordants sur le Socle à l'Oligocène.

Les séries qu'elle présente permettent de la subdiviser du Nord au Sud en trois sous unités. (Raoult J.F, 1974)

a- La Dorsale interne : Elle montre une série complète du Permo-Trias au Néocomien. Le Néocomien est directement surmonté par des calcaires biogènes à caractères littoraux de l'Eocène inférieur à moyen. (Raoult J.F, 1974)

b- La Dorsale médiane: Elle est caractérisée par des dépôts marneux à micro-faunes pélagiques du Turonien au Lutétien inférieur. La dorsale médiane montre un arrêt de sédimentation au Barrémien et par une lacune des termes du Crétacé moyen.

c- La Dorsale externe : Présente un Crétacé supérieur et un Eocène inférieur détritiques et lagunaires.

II-1-3- Les formations de l'Oligo- Miocène Kabyle et les Olistostromes :

♦ Formation de l'Oligo-miocène Kabyle (OMK):

L'Oligo-Miocène Kabyle constitue la couverture sédimentaire transgressive et discordante sur le Socle Kabyle. Les formations de cet ensemble sont datées du début de l'Oligocène supérieur (Raoult J.F, 1974 ; Bouillin, 1979) et sont constituées de trois termes lithologiques de bas en haut:

- Des conglomérats reposant en discordance sur le Socle Kabyle.
- Des grés micacés à débris provenant du Socle Kabyle, associés à des pélites micacées.
- Pélitique et siliceux à radiolarites et diatomées.

◆ Les Olistostromes:

Les Olistostromes sont des formations tectono-sédimentaires à débris de flyschs Maurétanien et Massylien reposant sur les formations de l'Oligo-Miocène Kabyle.

Ces formations, on été décrites pour la première fois en Algérie par Durand Delga (1955) au sud du massif du chenoua (région d'Alger), puis par Raoult et Bouillin (1971) en Petite Kabylie.

L'âge de ces formations selon ces derniers auteurs, est supposé Aquitanien à Burdigalien inférieur probable (Bouillin; Raoult, 1971 ; Bouillin et al ,1973 ; et Bouillin, 1977).

II-2- LE DOMAINE EXTERNE :

Il correspondent au séries type Flyschs et aux séries type Telliennes

II-2-1-Les séries de type Flyschs :

En Algérie, les Flyschs occupant une position allochtone sont classiquement subdivisés en deux types principaux, montrant des termes allant du Crétacé au Paléogène. Ce sont les Flyschs : Maurétanien et Massylien. (Raoult J.F, 1974)

◆ Le Flysch Maurétanien :

Il comporte de bas en haut :

- un pré flysch calcaire du Tithonique-Néocomien.
- Un ensemble à grès homométrique à cassure verte d'une épaisseur de 300m (flysch de GUEROUCH) attribué à l'Albo-Aptien.
- Localement, des phtanites rouges et blancs du Cénomaniens supérieur.
- Un Sénonien microbrèche.
- Au sommet, les conglomérats puis grès micacés Tertiaires (Eocène à Oligocène). (Bouillin, 1977).

◆ Le Flysch Massylien :

Le Flysch Massylien comporte également des séries allant du Néocomien (?) au Lutétien terminal. Ce Flysch regroupe trois ensembles (Raoult, 1974) qui sont de bas en haut :

- Le flysch Albo-Aptien composé d'argiles et de grès quartzitiques, vert olivâtres, en barres minces (10-30 cm d'épaisseur), des grès légèrement calcaires, rosés et violacés, et localement des niveaux conglomératiques à Orbitolines.
- Un ensemble comprenant des marnes et calcaires fins jaunâtres du Vraconien, des microbrèches et conglomérats du sénonien inférieur et moyen auxquels sont associées des phtanites noirs.
- Les bancs calcaires à microfaune pélagique du turonien- cénomanien.

♦ Le Flysch Numidien :

Le Flysch Numidien occupe la position la plus haute dans l'édifice Alpin, forme une entité géologique à part. Il comporte de bas en haut (Raoult, 1974) :

- Des argiles numidiennes aux teintes variées à intercalations calcaro-gréseuses à Glauconies.
- Des grès numidiennes en bancs à dragées de quartz datées d'Aquitaniens à Burdigaliens inférieurs. (Lahander J. C, 1979)
- Formation supra numidiennes (argiles, marnes à intercalation de silexite...) datées du Burdigalien.

II-3- LES SERIES TELLIEN ET L'AVANT PAYS :

Il correspond à des formations, en séries épaisses, allant du Néocomien au Lutétien (Bouillin J. F, 1977).

L'une des caractéristiques de ces formations telliennes est leur faciès marno-calcaire. Ces séries sont représentées par des dolomies et calcaires à silex au Lias, des calcaires et radiolarites du Malm, des marno-calcaires à ammonites pyriteuses du Néocomien-Barrémien, des marnes à niveaux conglomératiques du Sénonien.

Selon VILA (1980), il peut être subdivisé en trois grandes nappes. Ce sont du Nord au Sud :

- Nappes épitelliennes.
- Nappes mésotelliennes.
- Nappes infratelliennes.

II-4- LES FORMATIONS POST -NAPPES :

Les formations post nappes sont constituées de dépôts marins d'âge Burdigalien dans le Nord et des dépôts continentaux d'âge Miocène à Pliocène dans le bassin de Constantine (Bouillin J. F, 1977). Les formations post nappes miocènes comportent deux cycles sédimentaires (Bouillin J. F, 1977) :

- Un premier cycle, constitué de marnes grises ou bleues transgressives sur les terrains précédents.
- Un deuxième cycle, d'épaisseur réduite ne dépassant guère les 50 mètres, formé essentiellement de grès provenant de la destruction du flysch Numidien.

Dans la partie Sud du massif de la petite Kabylie et particulièrement dans le bassin constantinois, ces formations sont dominées par des dépôts continentaux comportant de conglomérats, sables, graviers, argiles et roches évaporitiques (Coiffait P. E, 1992) .

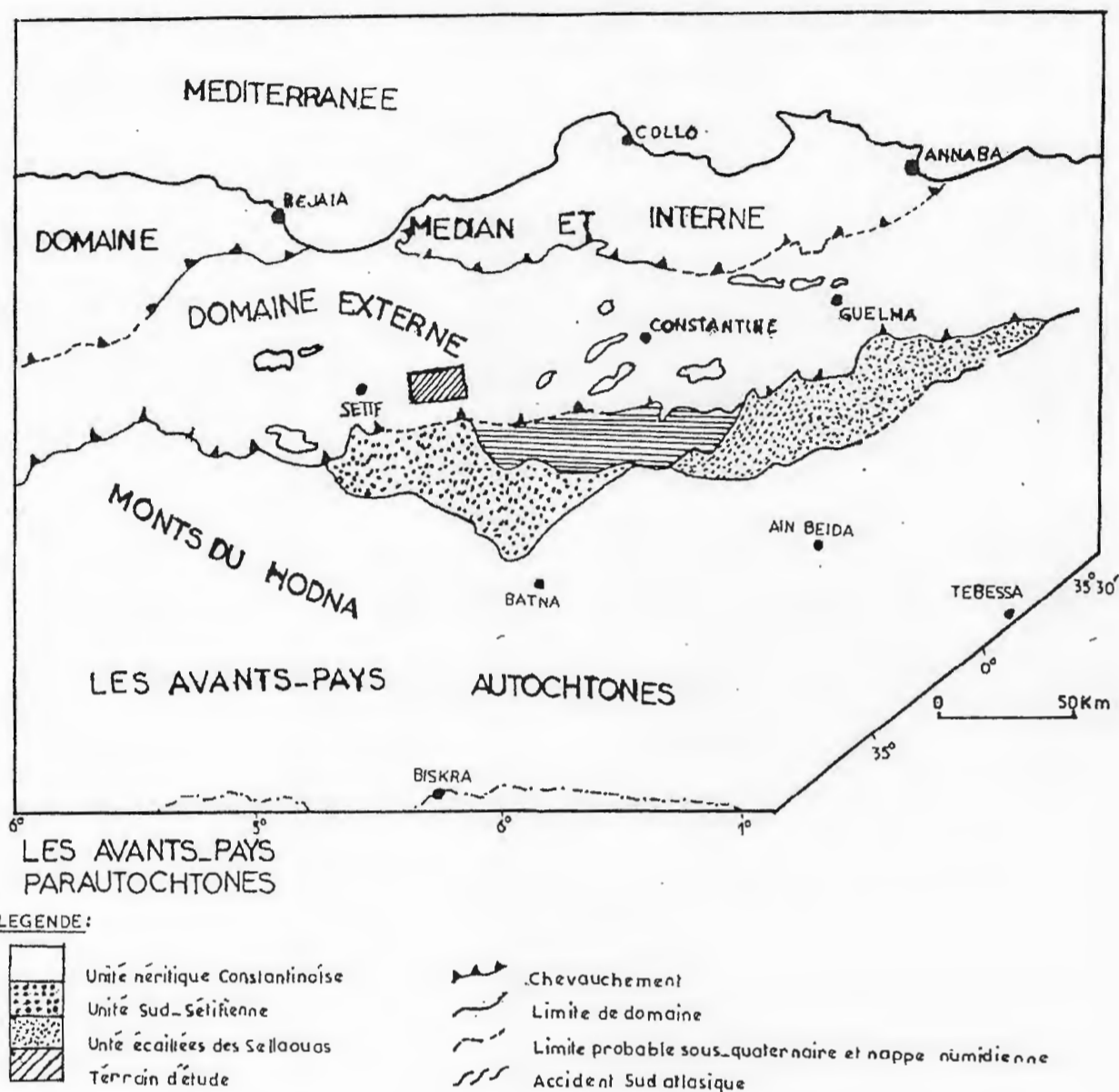


Figure I-03 : Esquisse structurale du nord- Est Algérien d'après W. Wildi, 1983.

II-5-ASPECT TECTONIQUE DE LA PARTIE NORD ORIENTALE DE L'ALGERIE :

La chaîne Alpine d'Algérie s'est surtout structurée au cours des phases tectoniques Tertiaires. Cette structuration est rattachée à la fermeture du sillon des flyschs dont le contenu a été expulsé et largement charrié au dessus des formations du domaine externe. (Kazi tani. N, 1986)

II-5-1- LES PHASES TECTONIQUES MESOZOIQUES :

Au Jurassique inférieur, la distension se poursuit et provoque une subsidence différentielle qui persiste jusqu'à la fin du Crétacé inférieur, avec une structuration générale E-W, caractéristique des bassins maghrébins (Durozoy. G, 1960 ; Voute. C, 1967 ; Kazi tani. N, 1986)

La tectonique Mésozoïque est mise en évidence par des variations de faciès, des lacunes de dépôts et des discordances angulaires.

Deux phases tectoniques localisées au passage Jurassique- Crétacé et au Crétacé supérieur :

♦ La phase du Jurassique supérieur :

Cette phase souligne la fin d'une période distensive et subsidente qui caractérisait le Jurassique inférieur et moyen (Proust. J et al, 1977).

♦ La phase Anté- Sénonienne :

Cette phase correspond à une phase de compression associée à des plis E-W (Durand Delga, 1955 ; Deleau. P, 1939). Les structures sont souvent déversées vers le Sud et sont liées à des discordances (Rammache. I, 2006) *à l'ouest*

I-5-2- LES PHASES TECTONIQUES TERTIAIRES :

Au niveau de la plate forme constantinoise, la période tectonique a été marquée par deux phases importantes :

♦ La phase Fini Lutétienne :

Cette phase caractérise par deux grandes directions d'accidents. L'une NS et l'autre NW-SE et des plissements de direction NE- SW (Vila. J. M, 1980).

Cette phase aurait structuré la dorsale kabyle, les flyschs et les séries telliennes en grandes lames ou en plis couchés à vergence Sud, avec les unités les plus internes en position plus haute.

◆ La phase Miocène :

Cette phase est aussi une phase de compression qui correspond à l'ouverture de la mer Méditerranée. Elle est caractérisée dans toute l'Algérie Nord orientale par un raccourcissement de direction N-S, elle aurait débuté plutôt au Burdigalien moyen dans les zones septentrionales (Bouillin. J. P, 1977)

Le résultat de cette tectonique a donné lieu à un dispositif structural assez complexe, caractérisé par la superposition du Socle Kabyle sur la couverture sédimentaire, formé par les nappes de flyschs charriés sur les formations telliennes.

Cette phase de compression a été suivie par une phase de relaxation avec formation de bassins discordants où se met en place une sédimentation Burdigalienne

Dans le Constantinois les formations liées à la tectonique récente sont représentées par des failles normales, de directions variables, en bordures des massifs calcaires Jurassico- Crétacé (Vila. J. M, 1980 ; Coiffait. P. E, 1992).

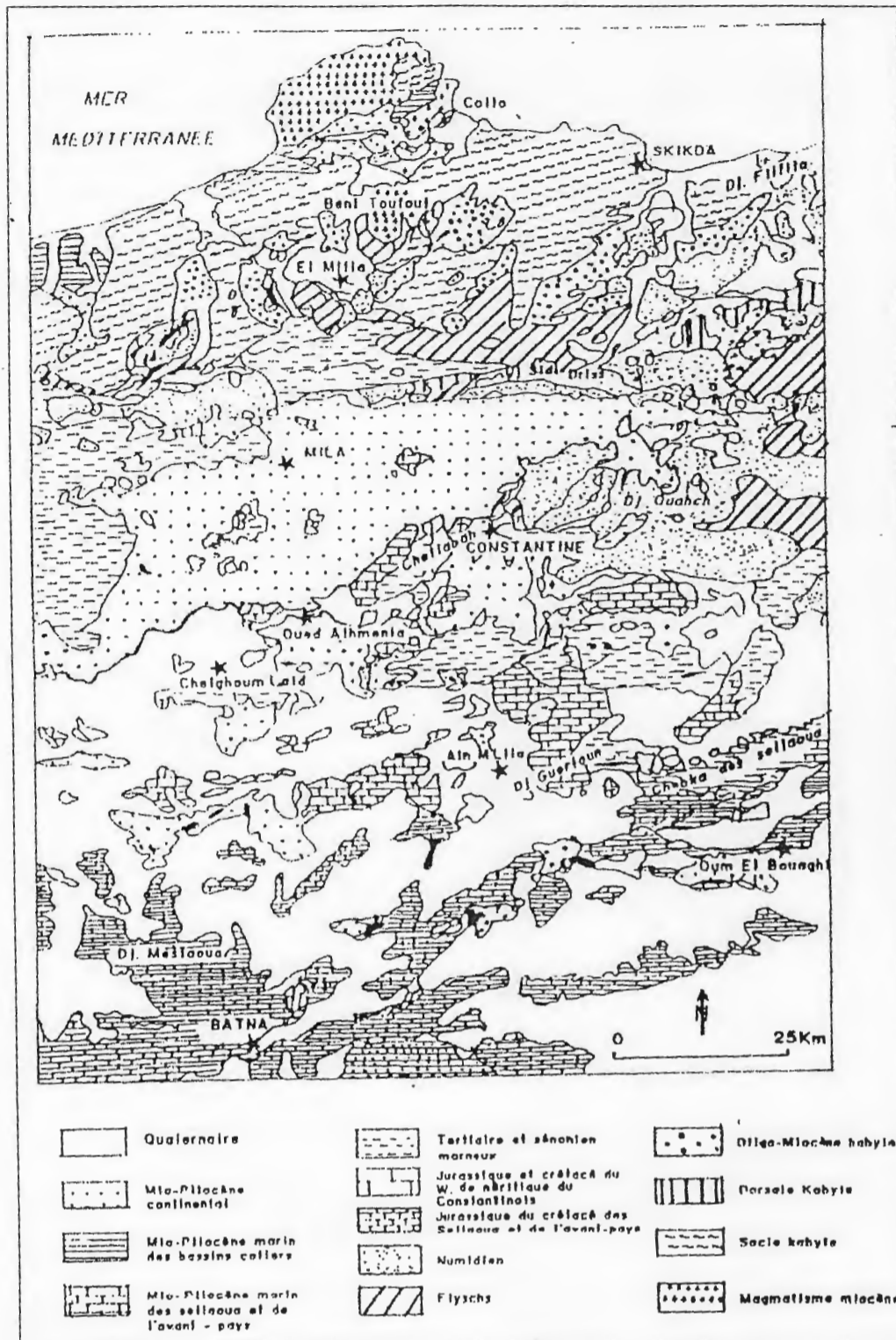


Figure I-04: Carte géologique synthétique du bassin constantinois -D'après Vila. J, 1980-

III- CADRE GEOLOGIQUE LOCAL :

Le bassin de Mila, connu souvent sous le nom de bassin de Mila- Constantine, est une vaste dépression d'une quarantaine de Km de largeur et 120km de longueur. Cette dépression a été comblée par des dépôts Néogènes.

Ces dépôts Néogène forment la couverture d'un substratum formé par un empilement de nappes de Flysch et de séries Telliennes. Le substratum de ce bassin peut parfois affleurer à la faveur de l'érosion.

III-1- SYNTHESE DES FORMATIONS LITHOSTRATIGRAPHIQUES DU BASSIN DE MILA :

Les différents ensembles lithostratigraphiques représentés dans le bassin de Mila peuvent être résumer comme suit :

III-1-1- Les formations Triasiques :

Les formations de Trias sont représentées essentiellement par des dépôts évaporitiques et argileux. Elles comportent des argiles bigarrées, des gypses et des dolomies.

Ces formations affleurant au pied de Djebel Chattaba, au Sud de Djebel Akhal et à l'Ouest de Sidi Marouane. Ces formations affleurant généralement à la faveur de grands accidents tectoniques régionaux , notamment visibles le long de la transversale Nord- Sud El Milia- Beni Harroun ou les affleurements Triasiques se localisent principalement au niveau des nœuds des grands failles affectant les formations telliennes (Durand Dulga,1955 ; Boufatouha. Y, 1989).

III-1-2- Les formations du Jurassique :

Les formations du Jurassiques affleurent au Djebel Chattaba, Djebel Akhel et M'cid Aicha. Elles forment une épaisse série de calcaires massifs comportant des horizons très fossilifères.

Le Lias :

Il est représenté par des calcaires compacts et des dolomies massives du Lias inférieur et moyen surmontés par calcaires à silex.

Le dogger :

Le Dogger est également carbonaté, il est caractérisé par des calcaires oolitiques, des marno calcaire et des dolomies (Coiffait. P. E, 1992).

Le Malm :

Il est représenté par des calcaires fins, parfois siliceux ou biodétritiques .Ces calcaires sont affecté par un phénomène de dolomitisation très important, notamment au Djebel Kheneg (Coiffait. P. E, 1992).

III-1-3-Les formations du Crétacé :**Le Crétacé inférieur :**

Les dépôts du Crétacé inférieur épais en moyenne de millier de mètres , constituent des séries essentiellement calcaro- dolomitique, n'admettant que des rares et minces intercalations marneuses et des calcaires néritiques (Durozoy. G ,1960).

Elles affleurent au Djebel Oukissane sous forme d'un faciès marneux au Nord Ouest et calcaires néritiques au Sud Est. Elles affleurent également au Djebel Akhal et dans la région de Sidi Marouane (Durand Dulga ,1955).

Le Crétacé supérieur :**• Le Cénomaniens :**

Les formations du Cénomaniens sont représentées par des horizons marno- calcaires de couleur grise et marnes gris bleutées, parfois gypsifères et des barres de calcaires massifs. Le Cénomaniens est marqué dans sa partie inférieure par une surface durcie (Rammache. I, 2006).

Ces formations sont connues dans les massifs du Djebel Kheneg, Djebel Grouz, Djebel Zouaoui et Djebel Chattaba.

•Le Turonien :

Les formations du Turonien comportent essentiellement des marnes et des calcaires à silex, avec des calcaires micritiques en petits bancs, surmontés de marnes grises et de niveaux conglomératiques.

Ces formations affleurent au Djebel Akhal, Djebel Kheneg, Djebel Zouaoui et dans le pourtour du massif du Chattaba.

•Le Sénonien :

Seules les formations du Sénonien inférieur sont représentées dans le Djebel Kheneg et Djebel Grouz. Elles sont essentiellement formées d'alternances de marnes et de calcaires (Vila. J. M, 1980).

III-1-4- Les formations du Paléogène :**Paléocène :**

Il est représenté par des marnes noires, affleurant sur les deux rives d'Oued El Kebir et sur le versant Nord Ouest d'Oued Endja.

Eocène :

A l'éocène inférieur, les formations sont toujours des calcaires marneux à silex et des marnes schisteuses. (Durozoy. G, 1969)

A l'éocène moyen et supérieur, les marnes noires à boules jaunes carbonatées au Nord de Radjas El Frrada.

Le Lutétien inférieur, constitue la partie supérieure des marno- calcaires à Globigérine. (Durand Delga. M, 1955).

Dans les gorges de Oued Endja le sommet de ces calcaires est daté de l'Ypresien (Durozoy. G, 1960). Ces formations affleurent aussi à l'Ouest de Sidi Marouane et dans les gorges de l'Oued Kebir et en aval de Oued Dib.

III-1-5- Les formations du Néogène :

Les formations du Mio- Pliocène recouvrent la majeure partie du bassin de Mila. Elles sont représentées essentiellement par des dépôts détritiques (conglomérats, graviers, sables, argiles) et des dépôts évaporitiques (gypses, anhydrites et sel gemme) et des calcaires lacustres.

Selon Coiffait (1992), la sédimentation au cours du Mio- Pliocène est marqué par des périodes de dépôts et des périodes de non dépôts. D'après cet auteur, trois cycles peuvent être distingués :

Le cycle Langhien- serravalien inférieur :

Il s'agit de marnes sableuses à intercalations de quelques bancs de grés argileux. Ce sont les argiles de Mila, utilisés généralement en industrie céramique. La base de ce cycle est marine.

Des passés évaporitiques sont connus dans l'Ouest du bassin (région de l'Ouled Kebab à l'Ouest de Mila). (Coiffait. P. E, 1992)

Le cycle Mellalien supérieur (serravalien supérieur) :

Il débute par des assises conglomératiques, surmontées par des argiles sableuses rougeâtres, puis dans le Nord du bassin, viennent des calcaires lacustres et le sommet se termine par des argiles noires. (Coiffait. P. E, 1992)

Le cycle Turolien inférieur (Tortonien inférieur) :

Ce cycle débute par une assise conglomératique suivi par une formation argilo- marneuse. La partie Sud du bassin est constituée au sommet par des calcaires à évaporites d'age Pliocène inférieur.

Quant à la partie septentrionale du bassin, ce sont surtout des marnes à lignites d'age Pliocène supérieur.

III-1-6- Les dépôts Quaternaires :

Les formations précédentes du bassin de Mila sont recouvertes par les dépôts Quaternaires, qu'il s'agit d'une accumulation des blocs et des galets de taille variable proviennent des calcaires lacustres, noyés dans une masse argileuse qui forme la matrice des blocs.

Ce type de formation présente une disposition parfaitement chaotique, sous forme des coulées boueuses sur laquelle, la ville de Mila est construite, ces coulées sont mises en place dans l'intervalle Tensiftien- Soltanien. (Coiffait. P. E, 1992)

Dans cette région les glissements de terrains et les phénomènes de fluage, le long des pentes sont particulièrement nombreux. (Coiffait. P. E, 1992).

III-2- GEOLOGIE DU SECTEUR ETUDIE :

Le site réservé à l'implantation du centre universitaire de Mila, est caractérisé par les formations suivantes :

- des marnes grises à brunes, parfois noire. Ces marnes forment le substratum affleurent largement autour de la ville de Mila. La partie sommitale de ces marnes est à tendance nettement marine comme en témoignent, les marnes argileux à Ostreocrassissima. (Coiffait. P.E, 1992).
- Des niveaux gréseux brune à jaunâtre à ciment carbonaté avec quelques passées centimétriques des galets alternant avec des assises argilo- sableuse. L'épaisseur de ces niveaux gréseux est très variable, décimétrique à centimétrique.
- Des argiles brunes à brunes jaunâtres sont essentiellement argileuses, mais comportent également des siltes et des sables (argile sableuse). D'épaisseur de 3 à 10 m.
- Les dépôts quaternaires sont largement représentés dans le secteur étudié. Il s sont représentés par des galets noyés dans une masse argileux, parfaitement chaotique.

Les galets proviennent de la désagrégation des calcaires lacustres. Ces dépôts sont partiellement recouverts par la terre végétale, dont l'épaisseur varié entre 0,3 à 1 m.

Les données des sondages de formation du secteur étudié sensiblement perturbées par des accidents tectoniques.

Les coupes de prospection, réalisées à partir des données de sondage, mettent en évidence des perturbations dans la répartition spatiale des différentes formations lithologiques du secteur étudié. Les perturbations sont vraisemblablement liées à l'activité de la tectonique récente.

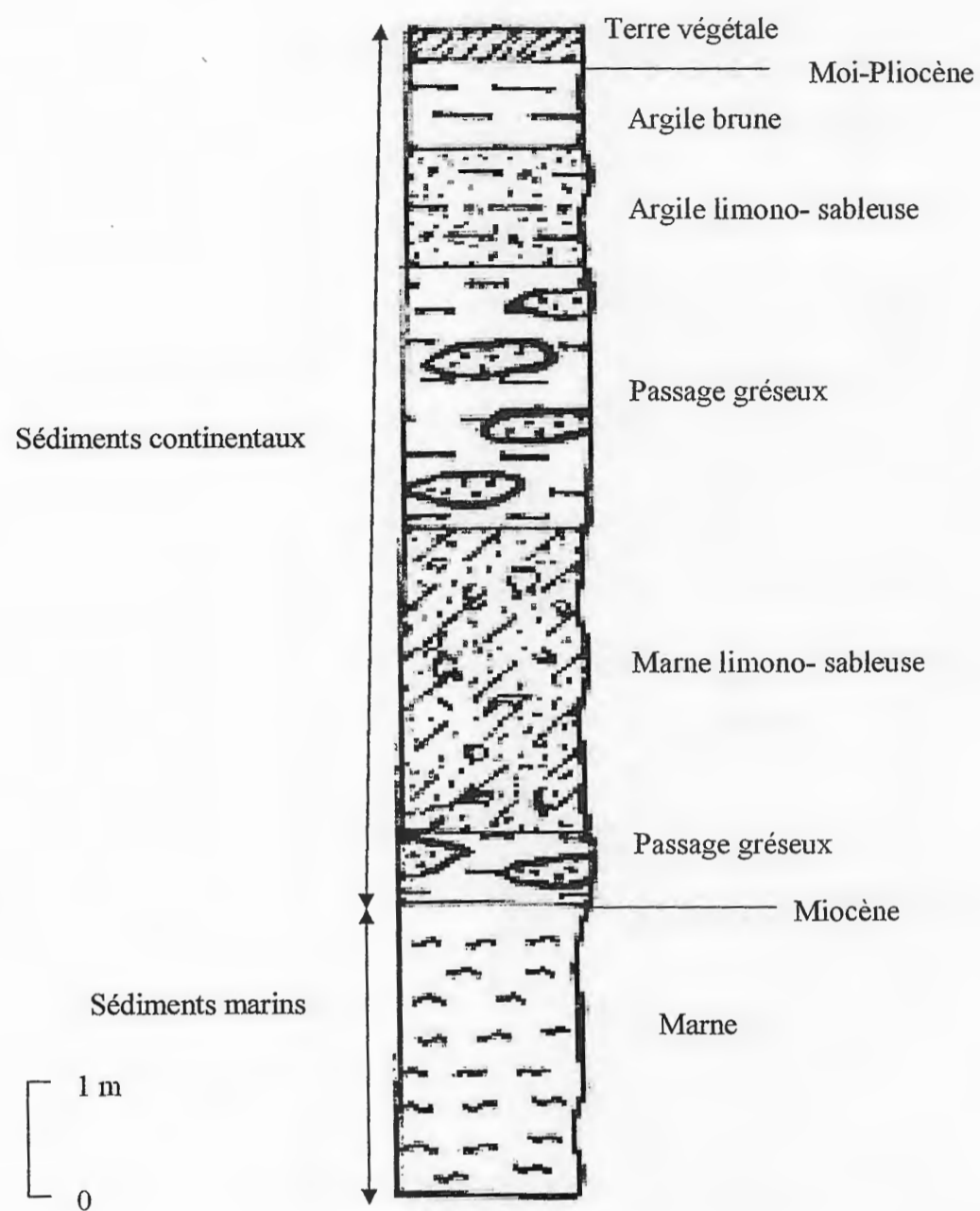


Figure I-05 : Log litho stratigraphique synthétique des formations du secteur étudié.

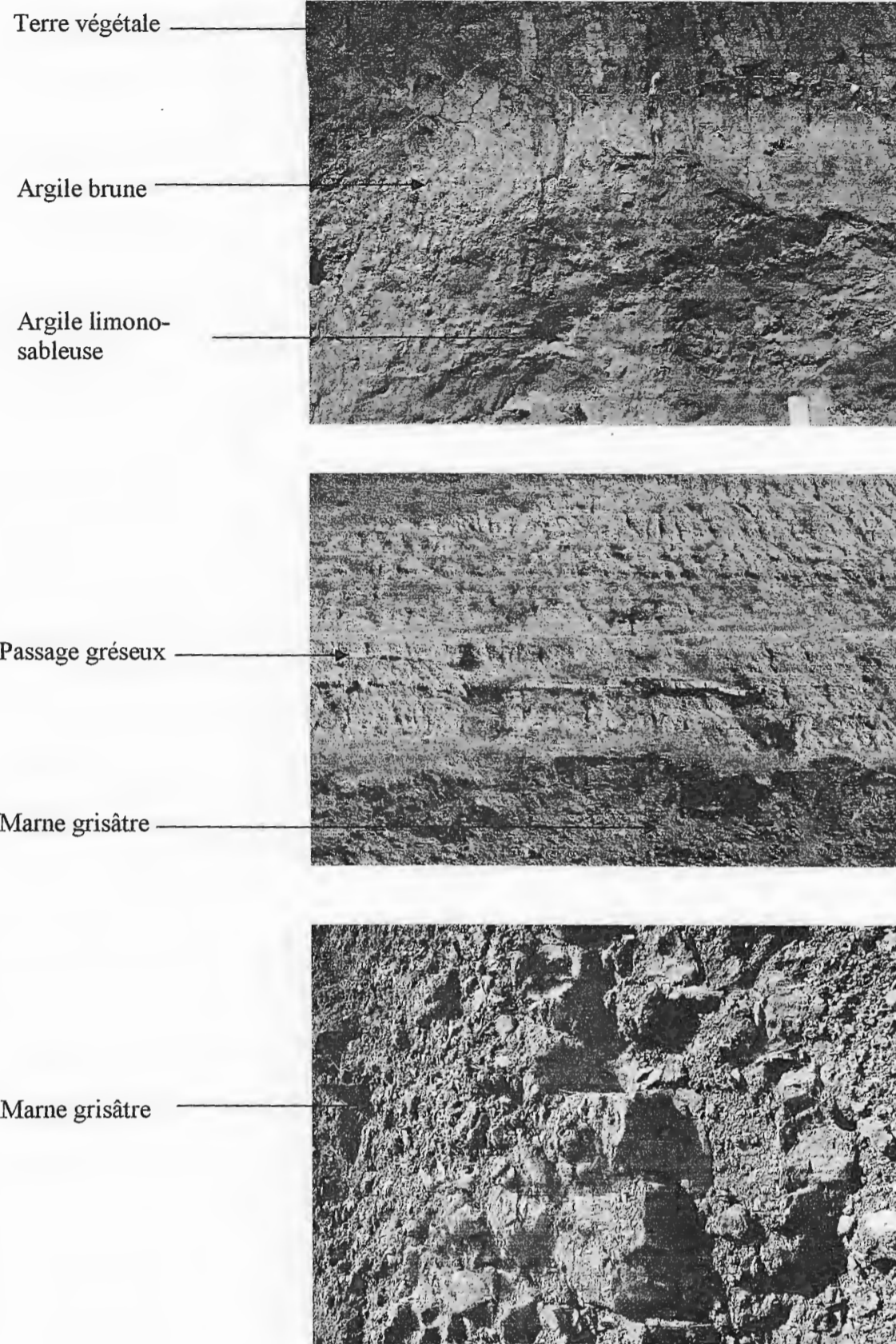


Figure I-06 : Photos illustrant les différentes formations lithologiques du site.

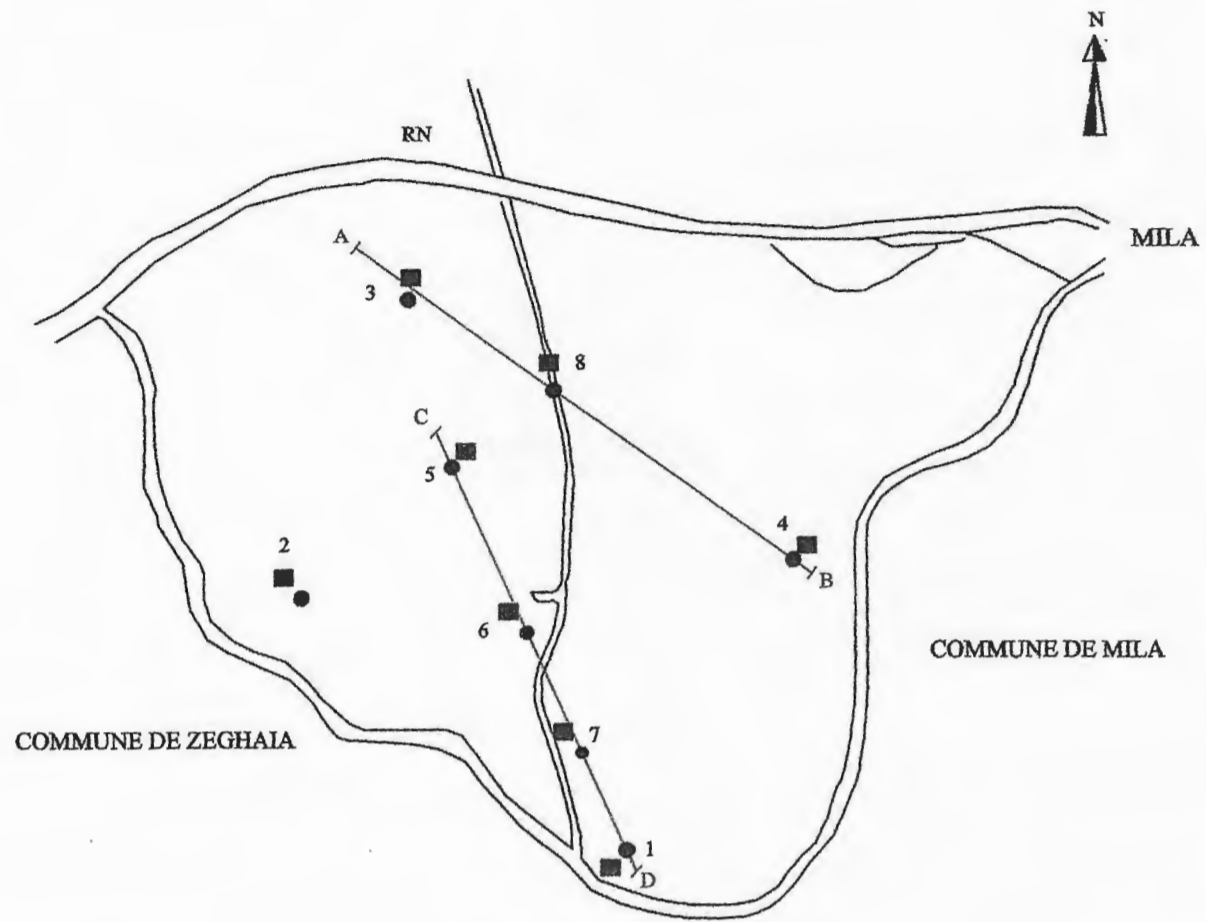


Figure I-07: plan d'implantation des sondages comportant les traits des coupes

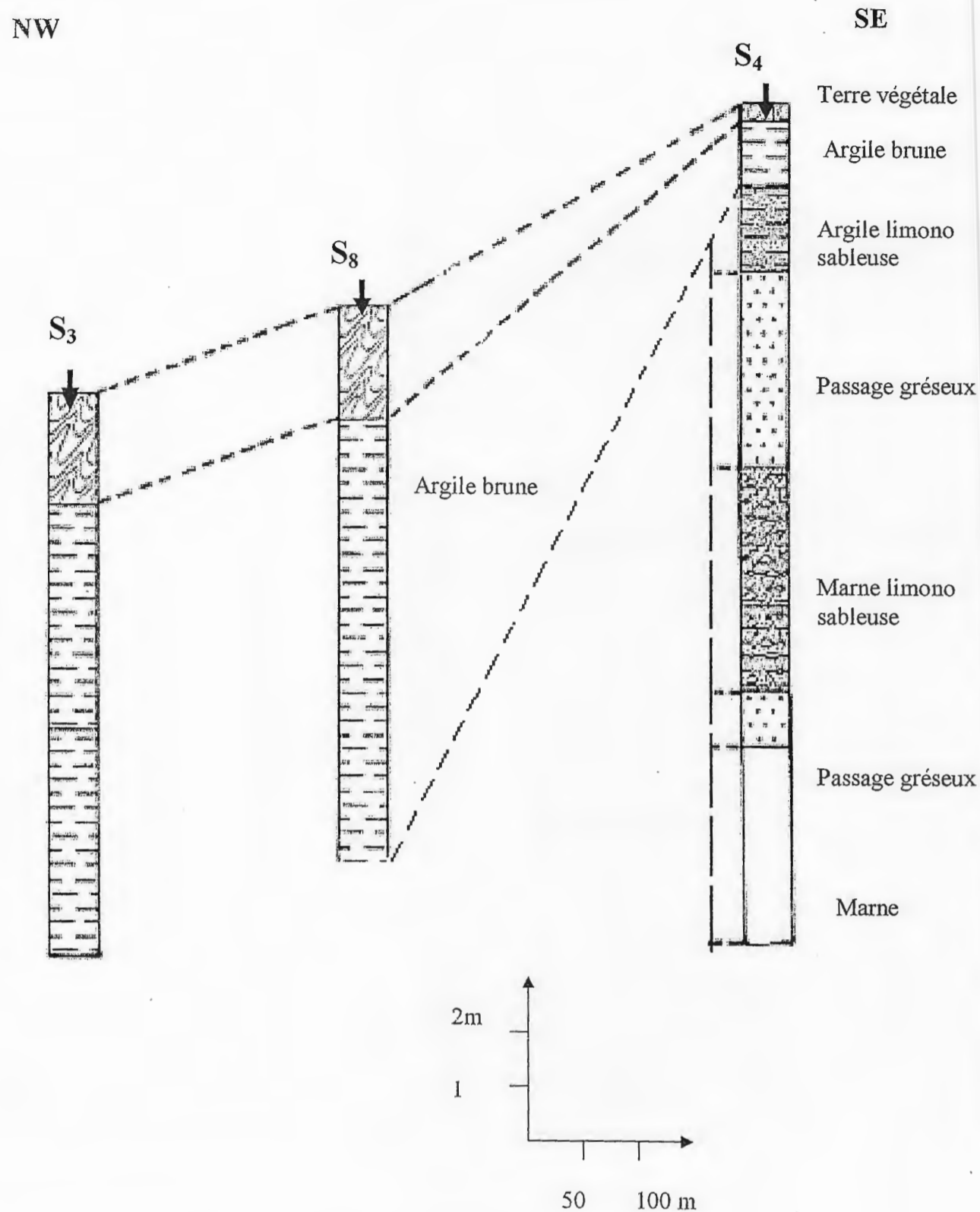
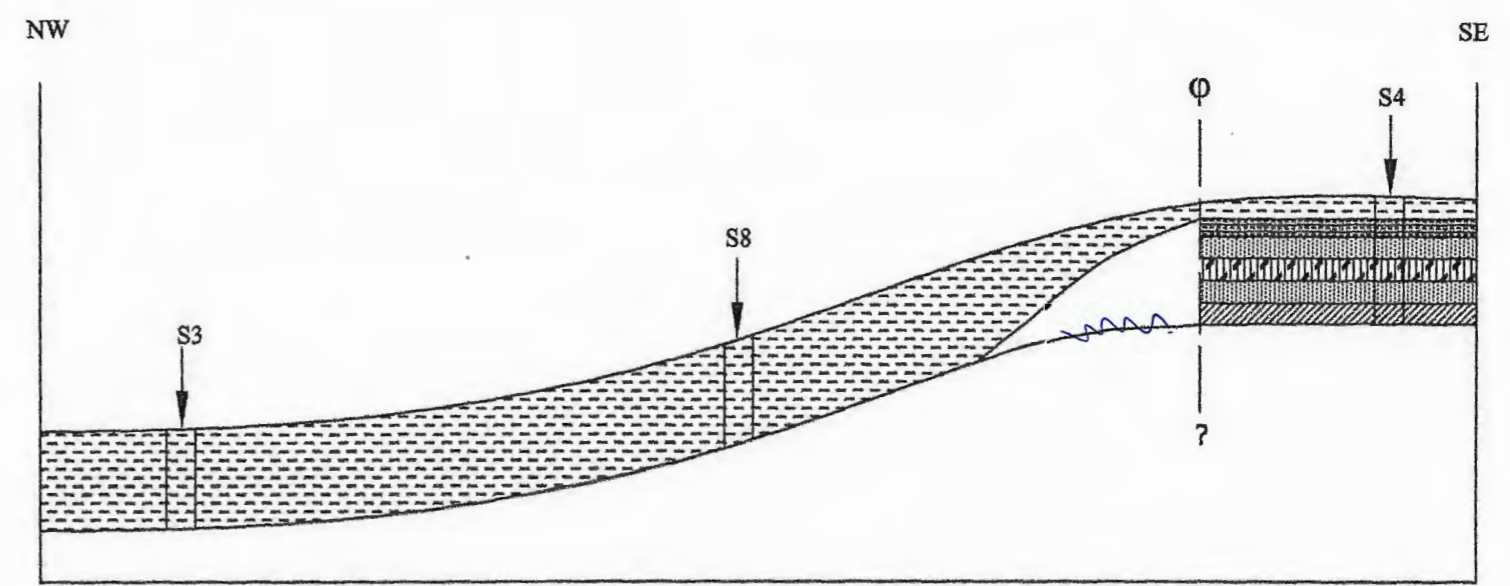


Figure I-08 : Corrélation entre les sondages du site étudié (S₃, S₈, S₄)



- 19 -

- Légende:**
-  Argile brune
 -  Argile limoneuse sableuse
 -  Argile gravilleuse
 -  Passage gréseux
 -  Marne argilleuse grisatre
 -  Faille probable.

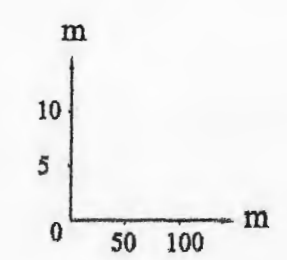


Figure I- 09: Profil géologique NW-SE du site étudié à partir des sondages carottés

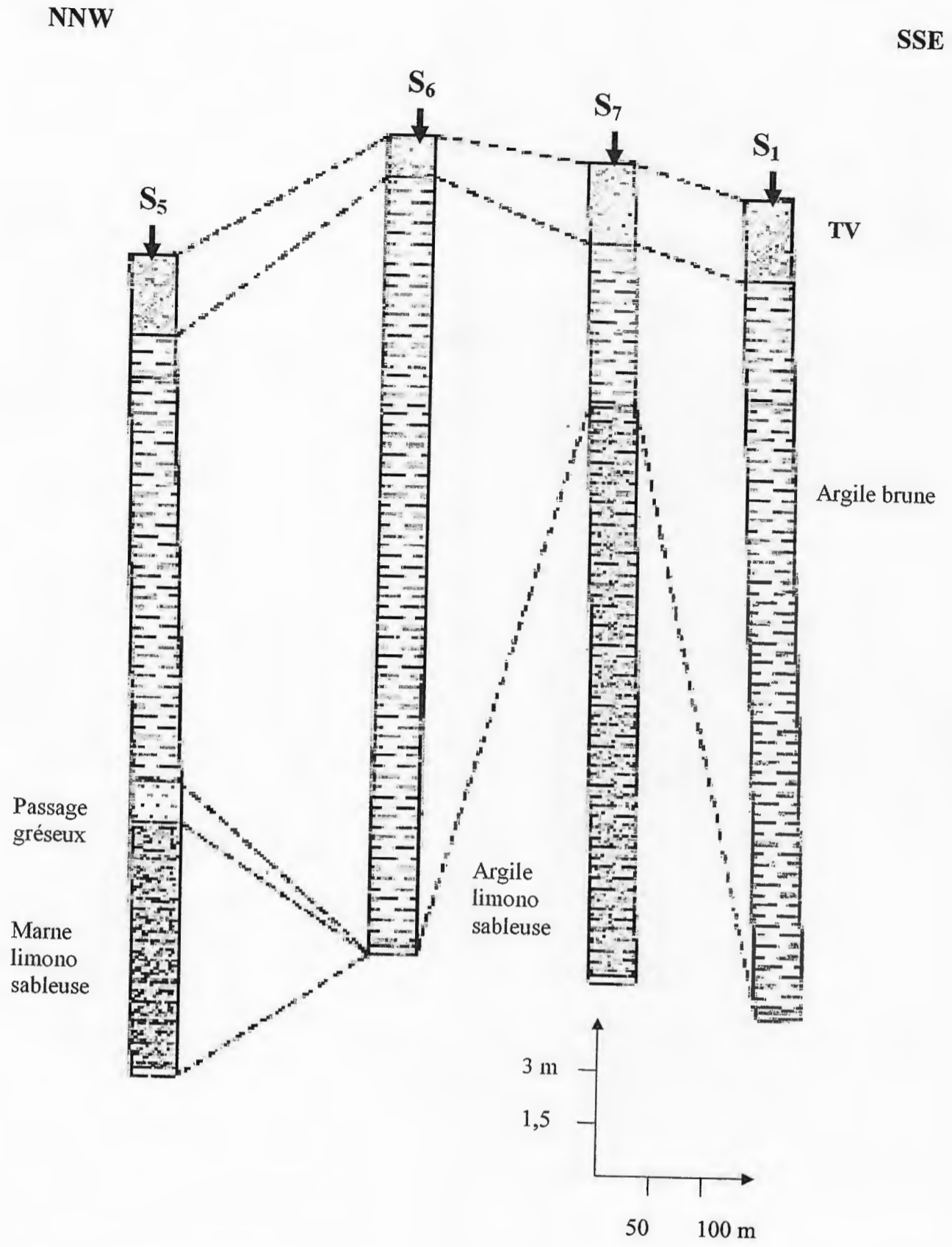
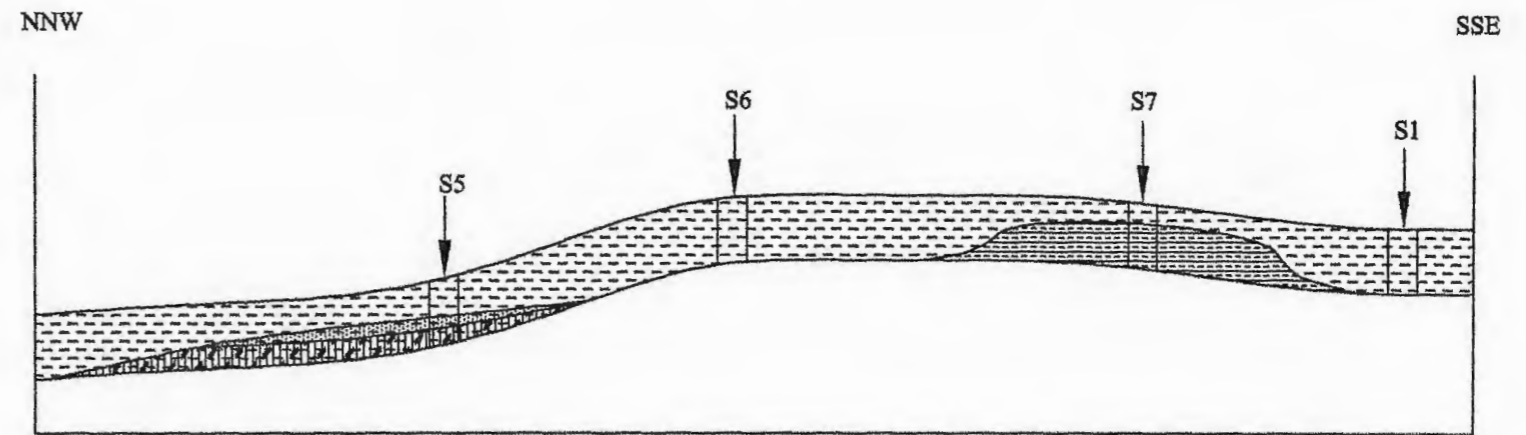






Figure I-10 : Corrélation entre les sondages du site étudié (S₁, S₅, S₆, S₇, S₈)



Légende:

-  Argile brune
-  Argile limoneuse sableuse.
-  Passage gréseux
-  Argile gravilleuse.

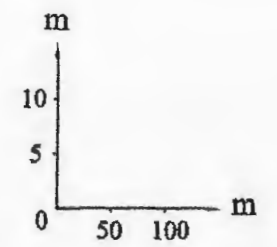


Figure I-11: Profil géologique NNW-SSE du site étudié à partir des sondages carottés

Chapitre II :

Hydroclimatologie

et hydrogéologie

I- HYDROCLIMATOLOGIE :

Les conditions climatiques de la région étudiée jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eaux, ainsi que sur les caractéristiques physico-mécaniques du sol.

1-1 – CLIMAT DE LA REGION :

La région de Mila se trouve dans le domaine climatique Sub- humide, il est caractérisé par une période hivernale frais à précipitation assez importantes, et une période chaude à température élever.

1-2- ANALYSE DES PARAMETRES CLIMATIQUES:**I-2-1-VARIATION DES PRECIPITATIONS MOYENNES ANNUELLES ET MENSUELLES:**

La région étudiée est équipé de deux stations pluviométriques (**station de Oued Endja et station du barrage de Beni Haroun**). Les données former par ces deux stations montrent une pluviométrie moyenne- annuelle de l'ordre de 446,24 mm /an (station de Oued Endja) et cela durant la période allant de 1997 -2006 et de 701,8 mm /an (station de Beni Haroun) pendant la période allant de 2004 -2006, les donnes de ces deux stations sont résumées sur les tableaux III-01et tableau III-02.

Tableau II-01 : Les précipitations moyennes annuelles en mm /an -station de Beni Haroun-

Mois Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
2004- 2005	35	32,1	145 ,6	228,3	167,6	154,3	50	103	6 ,2	0,0	0,5	1,7	924,6
2005- 2006	12,2	19,2	86,9	84,2	94,8	85,3	37,3	10,6	45,9	0,4	0,0	2,8	479,6
Moyenne annuelle	701,8 Mm /An												

Tableau II-02 : Les précipitations moyennes annuelles en mm –station de Oued Endja-

Années Mois	1997- 1998	1998- 1999	1999- 2000	2000- 2001	2001- 2002	2002- 2003	2003- 2004	2004- 2005	2005- 2006	Moyenne Annuelle
	S	112,7	49	14,05	14,5	48,7	12,8	9,5	25	
O	58,2	29,6	25,7	23,40	20	8,5	53,3	33,9	7,30	
N	92,5	143,4	39,4	16,10	14,8	112,39	22,2	100,2	33,40	
D	101,2	34,3	102,1	61,55	14	123,95	102,2	108,3	37,30	
J	21,4	61,6	21,2	79	19,4	205,6	39,9	61	95,6	
F	57,8	43,6	16,05	54,50	37,20	43,6	27,3	98,8	39,5	
M	23,4	39,2	30,85	6,20	12,10	27,5	48,1	40,1	27,8	
A	73,7	14,7	11,35	30,50	21,1	65,2	64,2	77,7	26,10	
M	91	8,00	78,60	27,20	2,5	22,7	55,7	4	34,10	
J	1,6	8,00	40,80	-	-	16,6	67,7	2,1	-	
J	00	00	00	-	20	1,5	-	2,6	-	
A	26,5	00	00	1,8	9,6	00	14,6	0,9	12,5	
Totale Annuelle	660,7	431,4	380,1	314,30	201,4	645,34	503,7	554,6	324,7	446,25

Tableau II- 03 : Les Précipitations moyennes mensuelles et saisonniers :

Station du Barrage de Beni Haroun – station de Oued Endja.

Mois Station		S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Oued Endja	Moyenne Mensuelle	32	30	53	80	64	54	52	47	33	23	9	9
	Saison	115			198			132			41		
		Automne			Hiver			Printemps			Eté		
		23,66 %			40,74 %			27,16 %			8,43 %		
Barrage Beni Haroun	Moyenne Mensuelle	24	26	116	156	131	120	44	57	26	0,2	0,25	2
	Saison	166			407			127			2		
		Automne			Hiver			Printemps			Eté		
		23,64 %			57,97 %			18,09 %			0,28 %		

Le tableau II-03 montre les variations de précipitation mensuelle et saisonnière au niveau de la station de Oued Endja et la station de Beni Haroun.

On remarque que ; la saison la plus pluvieuse est l'hiver avec une moyenne saisonnière de 40,74% (station de Oued Endja) et 57,97% (station de Beni Haroun), et la saison la plus sèche est

l'été avec une moyenne saisonnière de 8,43% (station de Oued Endja) et 0, 28% (station de Beni Haroun).

I-3-2- TEMPERATURE :

L'examen du tableau II-04 montre bien que le maximum des températures moyennes mensuelles est de l'ordre de 28°C au mois d'Août, et le minimum est de 9°C au mois de Janvier.

Tableau II- 04 : Températures moyennes mensuelles et saisonnières de la station du Barrage de Beni Haroun.

		Températures en (°c)											
Mois	Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
2003-2004	/		21,35	15,9	9,92	9,95	12	14,3	14	18,9	22,86	27,65	30,7
2004 -2005	24	21	12,57	10,47	6,98	6,42	10,74	13,46	19,83	24,6	28,85	25,95	
2005-2006	24,11	19,4	11,97	9,58	8,52	9,5	14,19	23,11	22,6	/	/	/	
Moyenne Mensuelle		24	20	13	10	8	9	13	17	20	24	28	28
Moyenne Saisonnière		19			9			17			27		

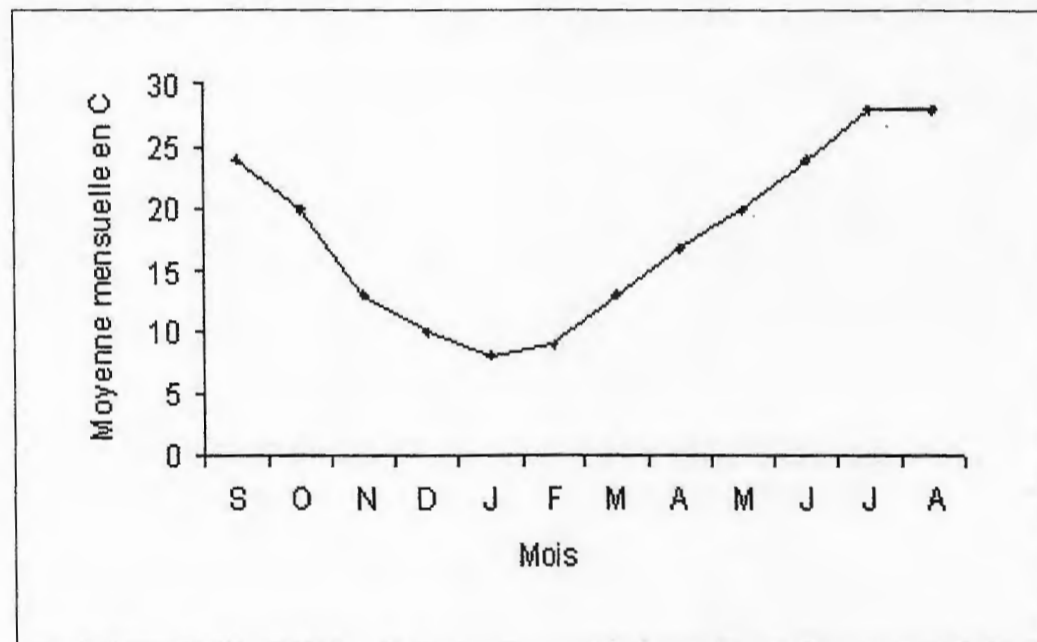


Figure II-01: La température moyenne mensuelle du station de Beni Haroun.

- Régime thermique :

En absence d'une station professionnelle au niveau de la zone d'étude, les données relatives aux stations : Oued Endja et Barrage Beni Haroun ont été prises en considération. Ces stations

correspondent approximativement aux mêmes conditions et aux mêmes régimes climatiques que le secteur étudié.

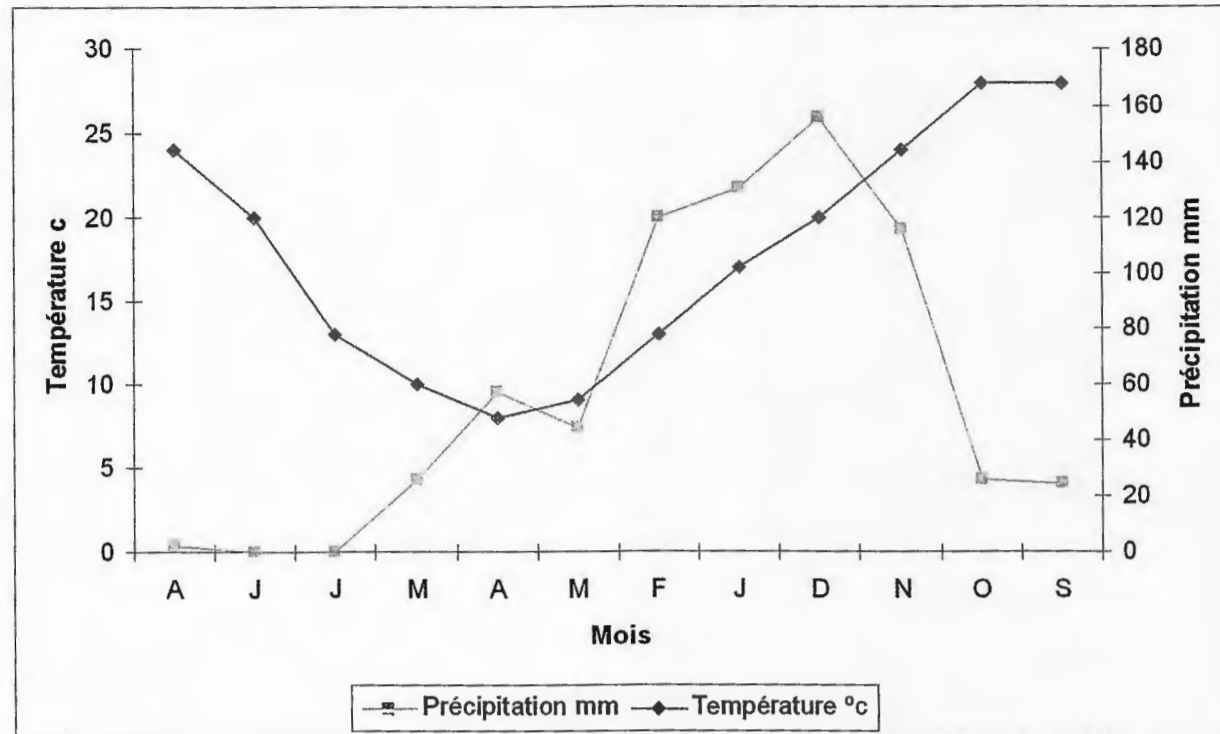


Figure II-02 : diagramme ombrothermique (Barrage Beni Haroun).

A partir du diagramme ombrothermique (température et précipitation) la période sèche commence aux mois de juin et se termine aux mois d'août, et le reste des mois de l'année c'est la période humide.

II- HYDROGEOLOGIE DU SITE :

Le site étudié manque des données hydrogéologiques (absence de puit, et des données piézométriques au niveau des sondages réalisés).

On se basant sur les données lithologiques des formations formant le secteur étudié, on peut donner des indications sur les niveaux pouvant formé des aquifères.

En effet, les passées et les niveaux sableux et graveleux associés aux argiles surmontant les marnes sont assez favorable à l'emmagasinement des eaux.

La faible profondeur de ces niveaux aquifères permet de parler de nappe superficielle.

Chapitre III :

Reconnaitances

géotechniques

I- BIBLIOGRAPHIE SUR LES MOYENS DE RECONNAISSANCES UTILISEES DANS LE SITE ETUDIE :

L'étude de n'importe quel thème doit être accompagné d'un programme détaillé des travaux exécuter.

En se basant sur les reconnaissances géologique et géotechnique du site en question .Elle doivent permettre de préciser l'état de contrainte in situ et de prévoir leur comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de l'ouvrage concerné, enfin, de définir les méthodes d'exécution et le dimensionnement de l'ouvrage.

I-1- LES RECONNAISSANCES GEOLOGIQUES :

Le programme de la reconnaissance géologique se fait comme suit :

-L'inventaire des données existantes : caractérisées par l'utilisation de

- ♦ Carte géologique.
- ♦ Documentation inédite.

-L'observation sur terrain (levé géologique de surface) : pour identifier la lithologie, la discontinuité du terrain et les accidents de surface, on recherche des endroit qui permet à donner une coupe dans la zone considérée où les formations sont bien représentées (puit, carrière, tranchées...).

I-2- LES RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES :

Les reconnaissances géotechniques sont nécessaire pour une description correcte des propriétés essentielles du terrain et l'estimation de leur valeurs caractéristiques qui seront utilisés dans les calculs. Il existe, généralement, deux types de reconnaissance géotechnique :

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

I-2-1- LES ESSAIS IN SITU :

Lors de la phase de reconnaissance géotechnique plusieurs types d'essais in situ peuvent être réaliser, dans cet aperçus théorique on va cité les essais in situe réalises dans notre projet.

I-2-1-1- Le pénétromètre dynamique :

a. Bute d'essai:

Il permet la détermination de la résistance mécanique d'un sol. Ce type d'essai, consiste à

faire pénétrer dans le sol par battage des tiges métalliques à l'aide d'un mouton tombant en chute libre (Sanglerat. G ; Olivari. G ; Comboer. B, 1983) On mesure ensuite à intervalles d'enfoncement régulier, l'énergie nécessaire correspondante.

b. Principe de l'essai D.P.T :

L'essai consiste à battre un train de tiges finissant par une pointe conique dans le sol, à l'aide d'un mouton de masse M tombant d'une hauteur fixe H et de mesurer le nombre de coups N_d nécessaire pour faire pénétrer la pointe sur une hauteur h .

L'essai est en général rapide, le comportement du sol est donc non drainé notamment dans le cas des sols fins saturés. (Philipponat. G et Bertrand. H, 2003)

c. Domaine d'utilisation de l'essai D.P.T :

L'essai peut se faire pour le balayage du terrain en phase de reconnaissance préliminaire, pour un chantier important, par un nombre représentatif des sondages **D.P.T**. Une telle opération préliminaire permet par la suite d'orienter la reconnaissance géotechnique détaillée (nombre et position des sondages...). Cet essai est aussi utilisé pour l'analyse qualitative d'un terrain (localisation d'un substratum, mise en évidence des cavités...), comme il est utilisé pour l'étude d'un modeste projet de fondations où l'investigation géotechnique est, pour des raisons économiques, limitée.

Le champ d'application de cet essai s'est élargi et il est actuellement courant de réaliser des campagnes d'essai de pénétration dynamique **D.P.T** pour :

- Zoner un site en phase de reconnaissance et définir ainsi son aptitude à recevoir une construction donnée,
- Définir le toit d'un substratum rocheux,
- Étudier l'homogénéité spatiale du terrain par recoupement des différents sondages pénétrométriques,
- Étudier les sites où il est impossible de réaliser des massifs de réaction (site aquatique, sol tourbeux, terrain encombré...), ce qui présente un avantage important par rapport à d'autres essais in situ.
- Étudier la pénétrabilité des pieux et des rideaux de palplanches,
- Caractériser la résistance des sols raides et compacts (refus de pénétration statique),
- Étudier les dépôts alluvionnaires ou graveleux où l'éboulement ou la présence des gros cailloux rendent délicats les autres essais in situ. (Bouafia 2006 a, 2006 b)

d. Sols intéressés par l'essai D.P.T :

Le caractère simple de l'essai laisse à penser qu'il peut être réalisé dans n'importe quel terrain. Il faut noter que le battage d'une pointe dans un sol fin saturé se traduit par une forte

4) Les pénétromètres super lourds (D.P.S.H).

Cette distinction est en rapport, quelquefois, avec le diamètre des tiges utilisées, mais surtout avec le poids du mouton et sa hauteur de chute ; autrement dit, les adjectifs lourd et légers correspondent à des énergies de battage importantes ou faibles.

L'expérience montre que les pénétromètres dynamiques légers sont rapidement bloqués dans les milieux graveleux ou sableux serrés. En conséquence, il est toujours préférable de recourir aux pénétromètres dynamiques lourds dont l'énergie de battage (poids du mouton multiplié par la hauteur de chute), ne doit pas descendre en dessous de 1200 j. (Bouafia 2006 a), (Figure III- 01).

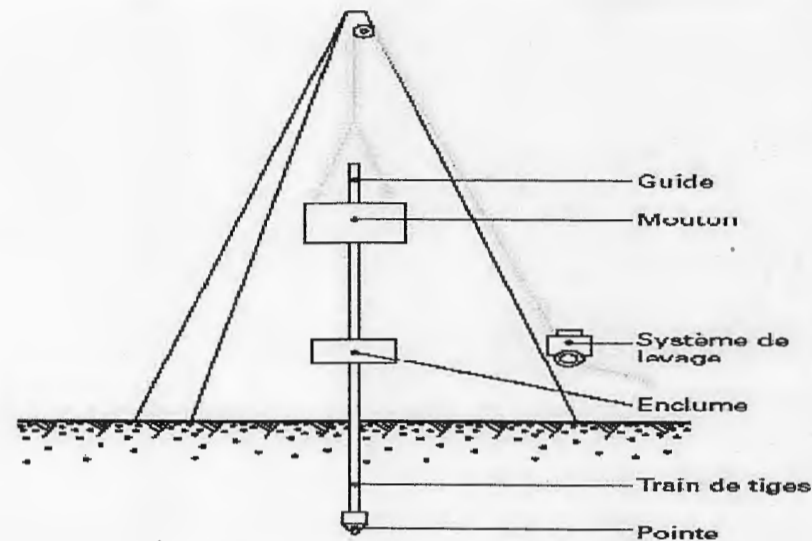


Figure III-01: Schéma d'un pénétromètre dynamique du type SERME.

g. L'essai D.P.T en Algérie :

En Algérie, l'essai D.P.T est largement utilisé relativement aux autres essais in situ à cause de sa facilité de réalisation, de sa simplicité mais aussi de sa capacité de couvrir une large gamme de sols étudiés. Les appareils les plus utilisés par les laboratoires géotechniques sont le BORRO-B2 et le SERMES.

Le pénétromètre utilisé dans la campagne de reconnaissance du présent projet est du type BORRO B2 dont les caractéristiques sont les suivantes : (Bouafia 2006 a, 2006 b)

- Masse du mouton. $M = 63,5\text{kg}$.
- Hauteur de chute. $H = 50\text{cm}$.
- Enfoncement de référence. $L = 20\text{cm}$.
- Diamètre des tiges. $D = 45/32\text{mm}$

- Masse de tige. $M=1150g$.
- Diamètre du cône $.D = 45mm$.
- Masse de cône. $M=634g$.
- Masse de goujon. $M=153g$.
- Masse de la tête de frappe. $M=938g$.
- Angle de sommet du cône. $X=90^\circ$.

h. Capacité portante des fondations superficielles à partir des résultats d'essai D.P.T :

En pratique, les méthodes de dimensionnement à partir de l'essai **D.P.T** sont purement empiriques, la littérature de mécanique des sols présente l'essai comme étant un outil de reconnaissance qualitative du terrain et il est recommandé lors du dimensionnement par le biais de cet essai de garder la plus grande prudence envers les résultats de calcul. (Bouafia 2006 a, 2006 b).

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

$$q_{ad} = R_d / 20$$

q_{adm} : Contrainte admissible de la fondation superficielle, [kN]

R_d : Résistance dynamique de pointe, [kN / m²]

La résistance dynamique étant déduite de la formule de battage des Hollandais.

Le coefficient de sécurité correspondant est de l'ordre de (4). (Bouafia 2006 a, 2006 b).

- Selon Amar et Jézéquel (1994) :

La contrainte admissible sous une fondation est égale à : $R_d / (15 \text{ à } 20)$

- Selon Nuyens (1973) : Si la distance de la base de fondation au niveau de la nappe d'eau est au moins égale à une largeur B , il est recommandé d'estimer la contrainte admissible à : $R_d / 20$. (Bouafia 2006 a, 2006 b).

- Filliat et Dubus (1981) : Ont recommandé d'utiliser la relation précédente, dans laquelle R_d est calculée à partir de la formule des Hollandais. D'après ces auteurs, il paraît que cette relation est confirmée par la pratique, mais elle doit être utilisée en parallèle avec d'autres outils de calcul de la capacité portante (Bouafia 2006 a, 2006 b).

- Sur le plan réglementaire, le document DTU 13.12 relatif aux règles pour le calcul des fondations superficielles, stipule que pour une semelle soumise à une charge verticale centrée de largeur B , de longueur L et d'encastrement D , la valeur ultime q_L peut être estimée à :

$$R_d / (5 \text{ à } 7). \text{ (Bouafia 2006 a, 2006 b).}$$

Toutefois l'interprétation des résultats obtenus avec cet appareil doit être faite avec une grande prudence, Notamment dans les sols argileux. Ainsi, en adoptant un coefficient de sécurité de (3), la contrainte admissible se situe entre : $R_d / 15$ et $R_d / 20$. (Bouafia 2006 a, 2006 b).

- En outre, on constate que dans les méthodes exposée ci-dessus, aucune définition n'a été proposée à la Résistance pénétrométrique dynamique R_d équivalente intervenant dans les formules.

- En conclusion, dans notre étude et pour être dans le côté de sécurité, on a adopté pour $q_{ad} = R_{d_{min}} / 20$

I-2-1-2-Sondage carottés :

Les sondages carottés : se fait normalement à l'eau ou à la boue, plusieurs types de carottiers sont utilisés suivant la qualité du prélèvement que l'on désire et également suivant le terrain traversé, la méthode la plus intéressante est celle du carottage continu, qui donne des prélèvements d'échantillon intacte pour étude de mécanique des sols.

Pour que l'échantillon soit représentatif, il faut prendre toutes les précautions à l'extraction, et aussi pendant le transport de l'échantillon (utilisation de paraffine).

I-2-2-LES ESSAIS DE LABORATOIRE:

I-2-2-1-Essais d'identification :

❖ *teneur en eau naturelle W :*

C'est le rapport exprimé en pourcentage, du poids d'eau que le sol contient au poids de ses éléments secs, après dessiccation à l'étuve à 105°C (60°C dans le cas des sols contenant des éléments organiques).

$$W = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_t - W_s}{W_s}$$

w_w : le poids de l'eau.

La connaissance de la teneur en eau d'un sol est très importante car elle permet avec d'autres caractéristiques d'apprécier l'état dans lequel se trouve ce sol.

❖ *Le degré de saturation S_r :*

C'est le rapport du volume de l'eau au volume des vides d'un sol.

S_r peut être exprimé en % ou en nombre décimal.

$$S_r = \frac{V_w}{V_v}$$

S_r : degré de saturation.

V_w : volume de l'eau.

V_v : volume de vides.

❖ **Poids volumiques :**

-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.

$$\gamma_h = \frac{W}{V}$$

W : le poids total du sol.

V : le volume du sol.

-Poids volumique du sol sec γ_d : c'est le rapport du poids du matériau sec contenu dans une certaine quantité de sol au volume de ce même sol.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_t}$$

V_t : le volume du sol.

Le poids volumique sec définit l'état dans lequel se trouve le matériau : suivant la valeur de γ_d , un matériau sera très dense, dense ; lâche ou très lâche.

❖ **Les limites d'Atterberg :**

Les limites d'Atterberg sont des teneurs en eau. En réalité, le sol passe graduellement d'un état à l'autre (état liquide, plastique, solide) et les frontières respectives ne sont définies que conventionnellement par les limite d'Atterberg.

- Limite de liquidité WL : qui est le passage de l'état liquide à l'état plastique.
- Limite de plasticité WP : qui sépare l'état solide avec retrait de l'état plastique.
- Limite de retrait Ws : entre un état solide sans retrait et un état solide avec retrait.
- L'indice de plasticité IP :

$$IP = WL - WP$$

L'indice de plasticité permet de définir le degré de plasticité d'un sol.

Tableau III-01 : Classification des sols suivant l'indice de plasticité.

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 (figure III-02).

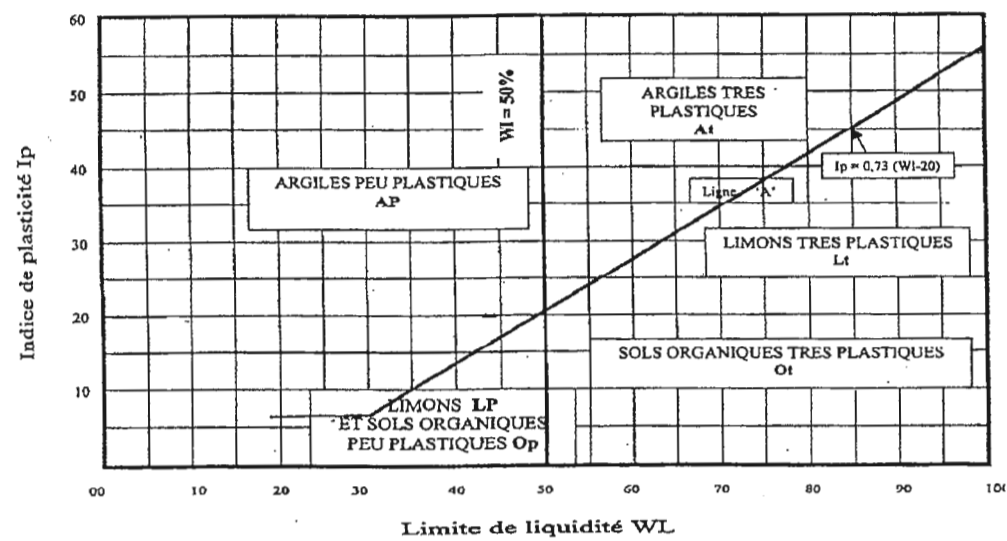


Figure III-02 : Classification de laboratoire des sols fin - Diagramme de plasticité-

I-2-2-2-Essais mécaniques :

a- Essai de cisaillement rectiligne :

▪ But et définition :

L'essai de cisaillement permet d'obtenir les caractéristiques du sol à la rupture, pour les mesurer on applique une contrainte verticale sur l'échantillon et l'on cisaille horizontalement.

L'essai de cisaillement nous renseigne aussi sur les caractéristiques intrinsèques du sol, c'est-à-dire sur la valeur de l'angle de frottement interne et la cohésion apparente.

▪ Description de l'essai :

Dans cette essais, l'échantillon est placé dans un cylindre constitué de deux demi boîtes (C₁) et (C₂) qui peuvent coulisser horizontalement l'une sur l'autre (figure.III- 03).

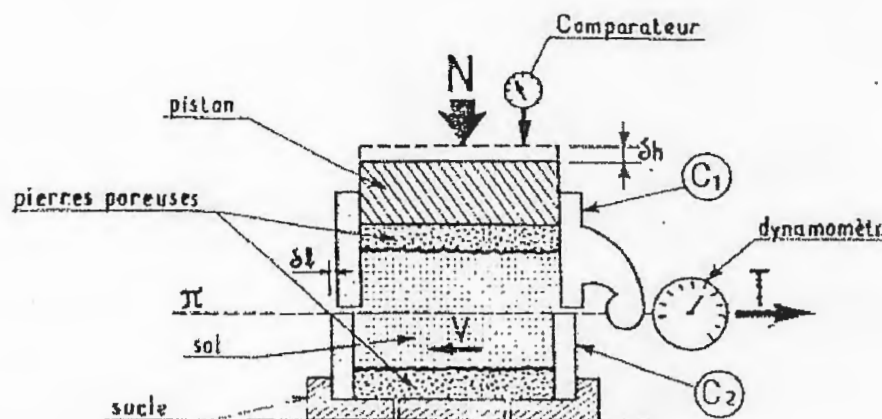


Figure.III- 03: Cisaillement Rectiligne à la boîte - Appareil de Casa grande -

Deux pierres poreuses permettent le chaînage du sol. L'appareil comporte un dispositif permettant d'appliquer sur l'échantillon une charge verticale (N) par l'intermédiaire d'un piston. (Philipponat. G et Bertrand. H, 2003)

L'essai consiste à trier horizontalement sur la demi boîte inférieure de façon à cisailier le sol selon le plan (π). Il se fait à vitesse constante (V). L'effort horizontal (T) est mesuré sur la demi boîte supérieur ainsi que les déplacements horizontaux relatifs (δl) correspondants. La variation d'épaisseur (δh) de l'échantillon est également mesurée.

Cette variation peut correspondre à un tassement (le sol est dit contractant) ou à un gonflement (le sol est alors de type dilatant).

Soit : (s) la section de l'échantillon selon le plan (π),

$\sigma = N/S$, la contrainte normale appliquée à l'échantillon ;

$\tau = T/S$, la contrainte de cisaillement maximale mesuré à la rupture.(Philipponat.

G et Bertrand. H, 2003)

Remarque 1 :

- (σ) reste constante au cours de l'essai, et (τ) varie au cours de l'essai de $0 \rightarrow \tau_{max}$.

(Figure III-04).

- En répétant plusieurs fois l'essai avec des valeurs différentes de la contrainte normale (Généralement trois ou quatre), on peut définir la cohésion C et l'angle de frottement ϕ du sol.

(Figure III-05).

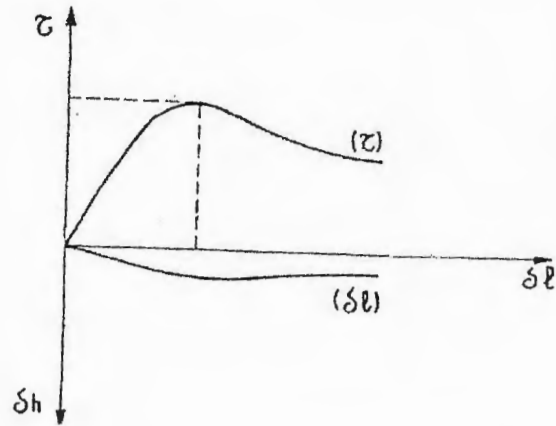


Figure III-04 : Essai sous $\sigma_1 = cte$
 Courbe τ/δ_s et δ_h/δ_s
 (Résultat d'un seul essai de cisaillement)

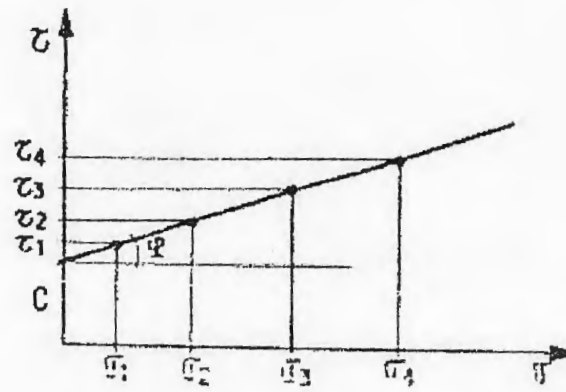


Figure III-05 : Détermination des caractéristiques de plasticité (ϕ) et (C)
 (Courbe intrinsèque du sol)

-Un essai de cisaillement rectiligne est dit "rapide" s'il est réalisé avec une vitesse de déformation suffisamment rapide pour que l'eau ait pas le temps de se dissiper de l'échantillon sous l'effort des pressions interstitielles induites par le cisaillement.

- Un essai de cisaillement rectiligne est dit "lent" si la vitesse de cisaillement est suffisamment lente pour que la consolidation se fasse totalement en cours de l'essai, c'est-à-dire qu'à chaque instant la pression interstitielle induite par l'essai reste pratiquement nulle. (Philipponat. G et Bertrand. H, 2003).

b -Essai de compressibilité à l'oedomètre :

▪ Description de l'appareillage :

L'oedomètre est actuellement -appareil- type de l'étude de la compressibilité des sols en laboratoire (figure IV-06). L'échantillon cylindrique, de 2 Cm de haut en général serti dans une bague circulaire indéformable de 6 Cm de diamètre environ (Caquot. A, 1966). L'échantillon est placé entre deux pierres poreuses assurant son drainage. Un piston permet d'appliquer sur l'échantillon une contrainte verticale uniforme constante pendant un temps déterminé. (Philipponat. G et Bertrand. H, 2003)

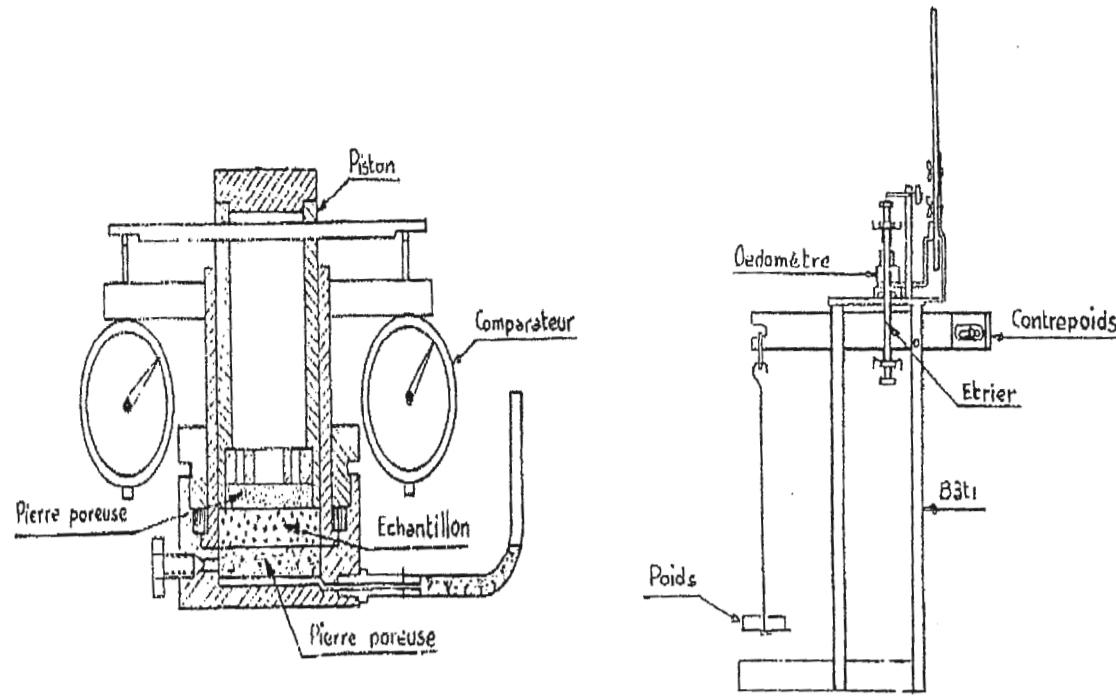


Figure III-06 : Schéma d'un appareil Oedométrique.

▪ **Procédures d'essai :** (Philipponat. G et Bertrand. H, 2003)

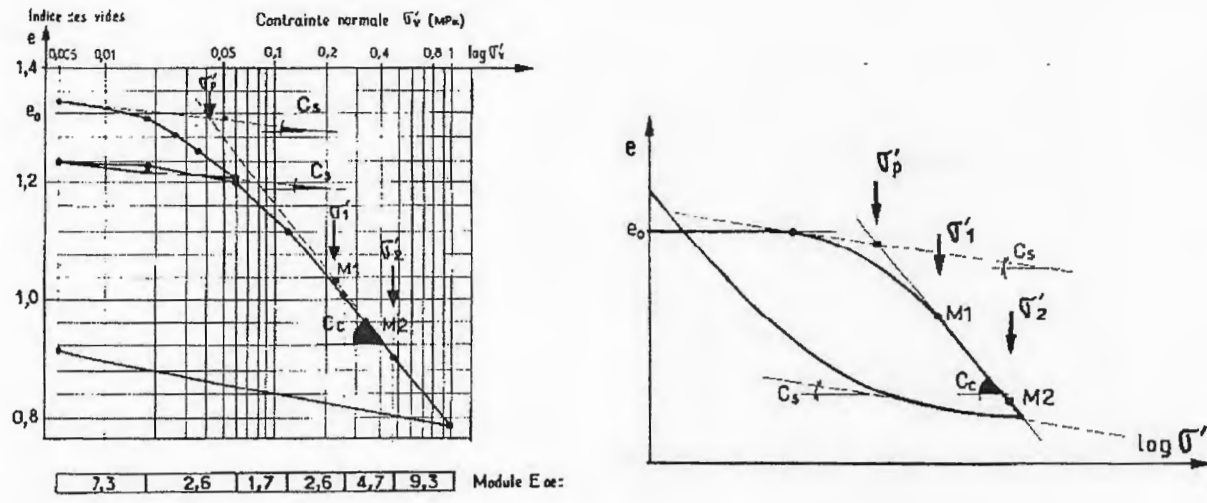
Cet essai permet d'établir, pour un échantillon donné, deux types de courbes :

- La courbe de compressibilité, qui indique le tassement total en fonction du logarithme de la contrainte appliquée.
- La courbe de consolidation, qui donnent le tassement de l'échantillon en fonction du temps sous application d'une contrainte constante. Ces courbes permettent la détermination expérimentale du coefficient C_v .

L'établissement de la courbe de compressibilité se fait de la façon suivante : des contraintes normales sont appliquées à l'échantillon par paliers successifs en présence d'eau, le tassement (ou le gonflement au déchargement) est mesuré sous chaque palier de chargement jusqu'à ce qu'une stabilisation soit pratiquement atteinte. La durée d'application de chaque charge est généralement de 24 heures.

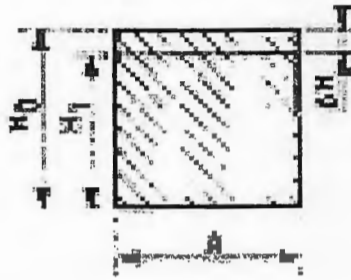
Deux procédures différentes de chargement sont utilisées selon le comportement du sol sous la première charge appliquée (chargement faible $\leq 10\text{KPa}$) :

- sols non gonflants à la mise en eau (Figure III-07.a)
- sols gonflants à la mise en eau (Figure III-07.b).



a / Courbe de compressibilité d'un sol non gonflant

b/ Courbe de compressibilité d'un sol gonflant



c/ Tassement de l'éprouvette d'essai

Figure III-07 : essai de compressibilité.

- a. Si le sol est non gonflant, deux cycles de chargement / déchargements sont réalisés.
- b. Si le sol a tendance à gonfler sous les faibles charges. La contrainte appliquée est immédiatement augmenter jusqu'à ce qu'une amorce de tassement apparaisse, ceci afin d'empêcher le gonflement de se produire.

Les résultats sont présentés sous forme de variations de l'indice des vides du sol (e) en fonction de Log σ' . En fait, celle-ci est liée au tassement relatif par la relation (2).

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (2)$$

Où : H_0 : épaisseur initiale de l'échantillon.

e_0 : indice des vides initiale correspondant à H.

En effet (figure III- 07. c); la section A étant constante et les variations de volume ne résultant que des vides, il en découle que :

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta V_t}{V_t} = \frac{\Delta V_v}{V_v + V_s}$$

La formule (2) est obtenue en divisant le numérateur et le dénominateur du dernier terme de l'équation ci-dessus par (V_s) et en introduisant (e_0) et (Δe).

Par définition : $e = V_v / V_s$ et $\Delta e = \Delta V_v / V_s$.

Où : V_v : Volume des vides.

V_s : Volume des particules solides.

V_t : Volume total

▪ **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 : la contrainte effective de préconsolidation, l'indice de compression, l'indice de gonflement, les modules oedométriques sécants ; par ailleurs, le cas particulier des sols gonflant est traité. (Philipponat. G et Bertrand. H, 2003)

-Contrainte effective de préconsolidation σ'_p :

C'est la contrainte effective maximale sous laquelle le sol s'est déjà consolidé au cours de son histoire. Elle peut être déterminée graphiquement selon la méthode de Casacrande :

La figure III-08 montre une courbe ($e - \log \sigma'$) caractéristique pour une argile, la méthode de Casacrande est la suivante :

1. on choisit le point où le rayon de courbure (sur la courbe de compressibilité) est minimal (le point A sur la courbe de la figure).
2. on trace une horizontale à partir du point A.
3. on trace ensuite, une tangente à la courbe à partir du point A.
4. on trace la bissectrice de l'angle formé en 2 et 3.
5. on prolonge la partie rectiligne de la courbe de compression vierge jusqu'au point d'intersection avec la bissectrice obtenue à l'étape 4.

Ce point correspond à la contrainte de préconsolidation.

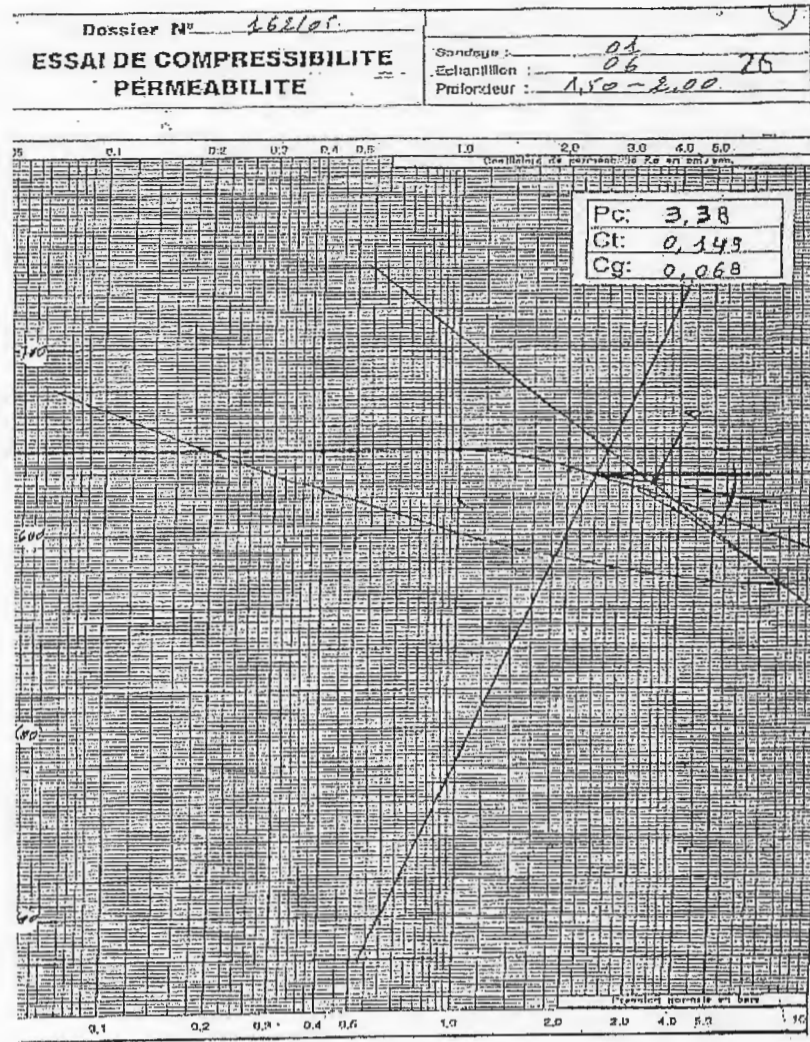


Figure III-08 : Détermination graphique de la pression de consolidation (sondage N° 01).

Le tassement du sol est faible, voire nul (sol gonflant par exemple) sous des contraintes inférieurs à σ' puisque celui-ci était déjà consolidé. Au-delà de cette contrainte, le processus de consolidation, tel que décrit précédemment se développe et les tassements sont sensibles et plus ou moins importants selon la nature du sol. Cette deuxième partie du cycle de chargement s'appelle courbe vierge. (Philipponat. G et Bertrand. H, 2003)

-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 : (Philipponat. G et Bertrand. H, 2003)

$C_c < 0,020$	sol incompressible.
$0,020 < C_c < 0,050$	sol très peu compressible.
$0,050 < C_c < 0,100$	sol peu compressible.
$0,100 < C_c < 0,200$	sol moyennement compressible.
$0,200 < C_c < 0,300$	sol assez fortement compressible.
$0,300 < C_c < 0,500$	sol très compressible.
$C_c > 0,500$	sol extrêmement compressible.

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

$C_c / (1 + e_0) < 0,015$	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 C_s : Cet indice traduit la déformabilité d'un échantillon non gonflant en deçà de la contrainte de consolidation au quelle il a été soumis.

- Le coefficient de gonflement C_g : c'est la pente de la courbe de déchargement (à ne pas confondre ce coefficient avec l'indice de gonflement C_s).

En fonction de C_g , on a :

$C_g < 0,005$: sol non gonflant.

$C_g > 0,005$: sol pouvant gonfler.

II-TRAVAUX DE RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES DU SITE ET PRESENTATION DES RESULTATS :

Pour entreprendre l'étude de sol du projet du Centre Universitaire qui sera implanté à Mila, le laboratoire (LNHC) unité d'Oum El Bauoghi fait réaliser huit (8) sondage carottées et neuf (9) essai de pénétromètre dynamique ainsi que des essais de laboratoire.

II-1- LES ESSAIS IN SITU :

II-1-1- ESSAIS DE PENETRATIONS DYNAMIQUES :

Neuf essais au pénétromètre dynamique lourd type « BORRO » ont été réalisés sur site. Ces essais sont notés $P_1 \dots P_9$ sur le plan (figure III-02).

Les résultats des essais sont en général reportés sur un graphique (arithmétique ou semi-log) sous forme de la variation de résistance dynamique du sol (R_d) en fonction de la profondeur (annexe 02). (Bouafia 2006 a, 2006 b).

L'analyse des pénétrogrammes obtenus montre que le sol accuse en général une résistance au battage assez faible en surface.

Les refus sont enregistrés en général à 7m de profondeur à compter de la cote du terrain naturel, parfois peut aller au-delà de 11,60m de profondeur.

II-1-2- SONDAGES CAROTTES :

Huit sondages en carottage continu de profondeur d'investigation variant de 10m à 15m, ont été réalisés pour donner des renseignements précis sur la nature et l'épaisseur des couches de terrain. (Rapport d'étude géotechnique du centre universitaire Mila, L. N. H. C, unité d'Oum El Bouaghi)

Les coupes lithologiques de sols sous-jacents sont déterminées à partir de l'examen visuel des échantillons récupérés à différentes profondeurs montrent que le terrain est constitué généralement par des argiles brunes, des argiles limono-sableuses indurées avec des inclusion grossiers, des grés brunes à jaunes et des marnes grisâtres.

Nous remarquons que la partie sommitale consiste en une couche de terre végétale d'épaisseur de 0,30m à 1m.

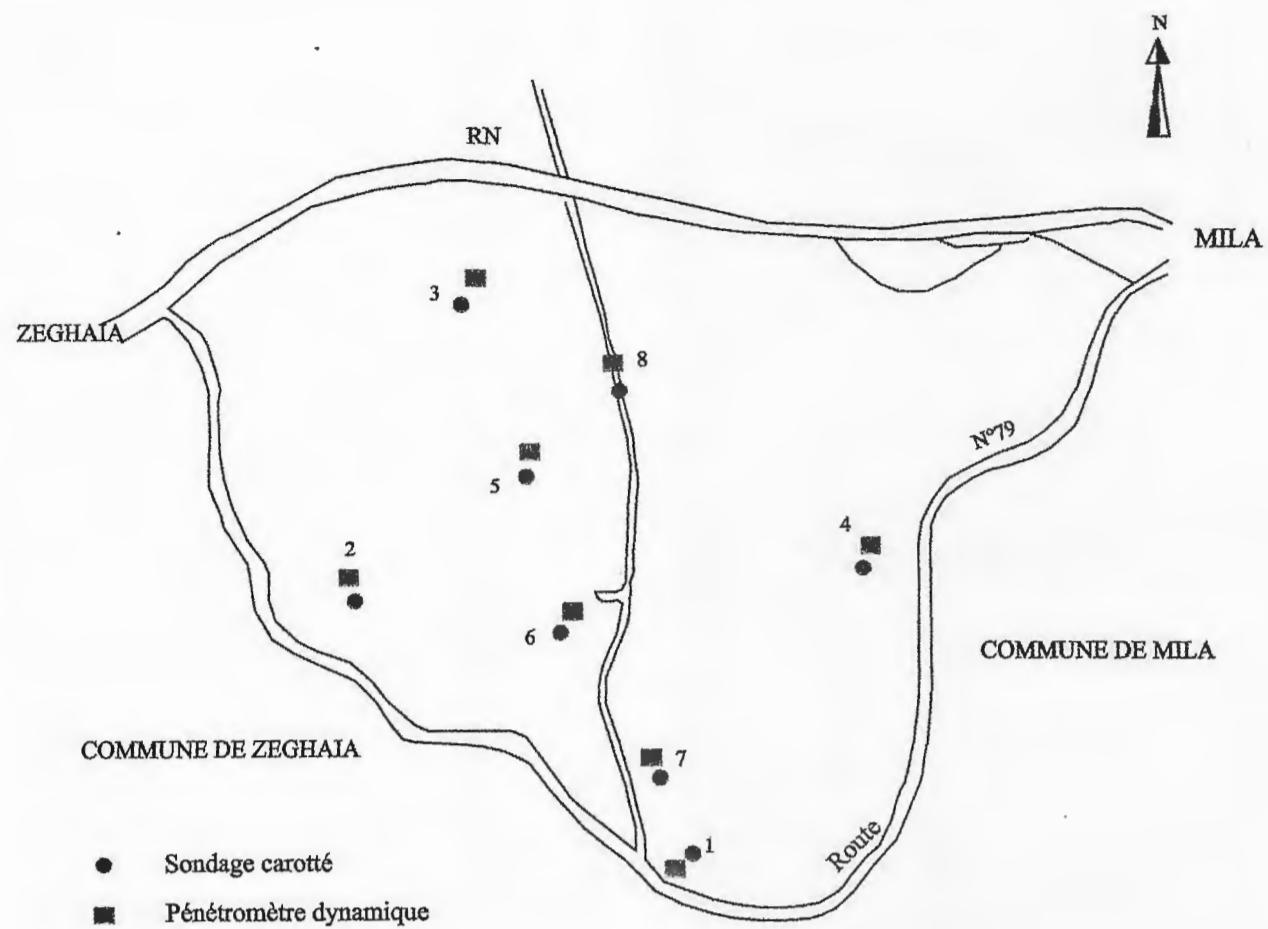


Figure III- 09: plan d'implantation des travaux in situ

II-2- ESSAIS DE LABORATOIRE :

Pour déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques du sol, les échantillons de sol prélevés des différents sondages ont été soumis aux différents essais classiques de laboratoire à savoir :

II-2-1-ESSAIS PHYSIQUES :

Les essais effectués sur les échantillons prélevés, donnent les résultats suivants

- Densité sèche γ_d (T/m³) : $1,43 \leq \gamma_d \leq 1,86$;
- Densité humide γ_h (T/m³) : $1,75 \leq \gamma_h \leq 2,16$;
- Teneurs en eau naturelles (W%) : $15,53 \leq W \leq 25,33$;
- Degrés de saturation (S_r %) : $66,33 \leq S_r \leq 99,04$;
- La mesure des limites d'Atterberg (WL, WP, IP) est récapitulée dans le tableau suivant :

Tableau III-02: Valeurs des limite d'atterberg dans les sondages S1 et S2.

Sondage	Profondeur (m)	WL%	WP%	IP%
S1	2,5 – 3,00	65,00	24,73	40,21
S2	1,4 – 1,9	72,00	25,85	46,20

II-2-2-ESSAIS MECANIQUES :**II-2-2-1- Essais de cisaillement rectiligne :**

Pour la détermination des valeurs des caractéristiques mécaniques des sols rencontrés, LNHC réalise l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte de casagrande de type U.U non consolidé non drainé.

Les résultats de cet essai représentent sur une courbe intrinsèque (τ , σ). Les composantes tangentielles τ et normale σ de la contrainte critique sont liées par la formule suivante :

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

A partir de la droite de Coulomb : ($\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \varphi$), nous déterminant les paramètres de la résistance au cisaillement à savoir : la cohésion « C » et le frottement interne « φ° » intervenant tout les deux au calcul de la contrainte admissible du sol. Les valeurs obtenues de l'angle de frottement interne (φ°) et la cohésion (C) sont :

- L'angle de frottement interne : $5^\circ \leq \varphi \leq 15^\circ$.
- Cohésion : $0,21 \leq C \leq 1,10$ bars.

II-2-2-2- Essais de compressibilité à l'oedomètre :

L'essai permet d'obtenir principalement les caractéristiques du sol nécessaires au calcul de tassement des couches de terrains compressibles qui doivent supporter le poids d'ouvrage.

Les résultats sont donnés sous forme de courbes visualisant la variation de l'indice des vides du sol en fonction du $\log \sigma$.

A partir de ces courbes, on déduit graphiquement les coefficients de gonflement (Cg), l'indice compressibilité (Cc) et la contrainte préconsolidation (σ'_p).

Tableau III-03 : Résultats de l'essai de compressibilité à l'oedomètre et calculs de la compressibilité.

Sondage	Paramètres	σ'_p (bars)	Cg	Cc	e_0	Cc / 1+ e_0
S1		3,38	0,068	14,9	0,647	0,09
S2		1,96	0,064	28,40	0,782	0,15
S3		3,60	0,068	13,70	0,694	0,08
S4		1,30	0,035	7,30	0,495	0,05
S6		1,30	0,048	11,70	0,612	0,07
S7		1,60	0,085	18,90	0,644	0,11
S8		1,55	0,054	16,00	0,640	0,09

II-2-3-ANALYSES CHIMIQUES DU SOL :

Les analyses chimiques ont été réalisées par le L.N.H.C unité d'Oum El Bauaghi sur les échantillons prélevés à différentes profondeurs (tableau III-04)

Tableau III-04 : Résultats des analyses chimiques faites sur sols.

Sondage N°	Profondeur (m)	Sulfates SO_4^-	Chlorures Cl^-	Carbonates $Ca CO_3$
1	3,70- 4,00	0,23	0,21	16,00
2	1,50- 2,00	0,34	0,18	18,00
4	1,50- 1,80	trace	0,11	17,20
	6,70- 7,00	trace	0,21	14,00
6	1,50	Trace	0,11	10,00
7	1,20- 1,40	0,11	0,11	16,00
8	1,00- 1,40	trace	0,11	12
	1,20- 1,50	trace	0,11	26,80

Les résultats des analyses chimiques montrent que le sol de fondation d'agressivité faible vis-à-vis les bétons d'infrastructure selon la norme NFP 18 – 011 du 06 / 92.

III- CALCULS DES FONDATIONS :

Le dimensionnement géotechnique d'un ouvrage repose sur deux critères principaux :

▪Le premier est que les contraintes au sol de fondation doivent être en de ça de l'état limite qui correspond à la rupture du matériau de la fondation.

▪Le second est que les déformations du sol causées par les contraintes transmises ne doivent causer aucun préjudice au bon fonctionnement de l'ouvrage, c'est-à-dire que les déplacements de la fondation doivent être en de ça de l'état limite de service de la structure de l'ouvrage.

Dans les projets de construction (bâtiments ou ouvrages d'art), il existe deux modes de fondation : fondation superficielle et profond.

Généralement, les fondations superficielles sont les plus utilisées dans les travaux de bâtiment.

Les fondations superficielles sont caractérisées par :

- largeur : plus petite dimension de semelle, nous la désignerons par **B**.
- longueur : dimension dans le sens perpendiculaire à la largeur **L**.
- encastrement : épaisseur minimale de terre au dessus de niveau de fondation **D**.

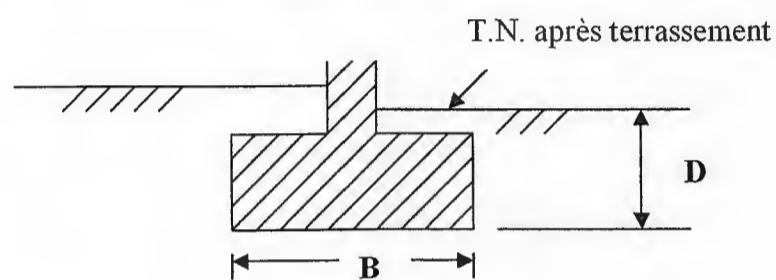


Figure III-10 : Semelle filante

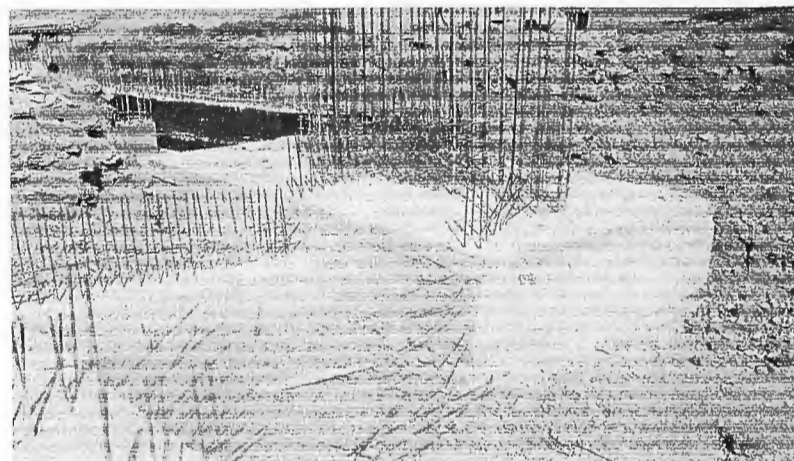


Figure III-11 : Semelle isolée d'un bloc projeté (Anphie 1)

III-1- CARACTERISTIQUES D'UN BON PROJET :

Un bon projet de fondation correct doit répondre à trois sortes de préoccupation :

- Tout d'abord, la forme et l'emplacement des fondations doivent être choisies de manière à assurer la sécurité de la construction à l'égard des modifications prévisibles de l'état des lieux.

- Puis la fondation doit exercer sur le sol des contraintes compatibles avec la résistance à la rupture de celui-ci, c'est le problème de la capacité portante.

- Enfin, le tassement de la fondation doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble et pour empêcher l'apparition des fissures localisées qui rendraient l'ouvrage inutilisable.

Lorsqu'on étudie un projet de fondation, on doit prévoir les modifications de l'état des lieux, ces modifications sont généralement dues à :

- La variation saisonnière de volume du sol (gonflement et tassement).
- Bâtiments voisins, limites de propriété, fouilles et construction ultérieure de nouveaux immeubles.
- La variation du niveau de la nappe phréatique.
- Les particularités diverses du sous-sol (présence de cave, sol minier etc...).
- L'effet du gel.

III-2 CALCUL DE CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

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

Il existe dans la littérature plusieurs méthodes de calcul des fondations superficielles, Ces méthodes sont basées soit sur les essais de laboratoire soit sur les essais in situ.

Vues que les valeurs des caractéristiques obtenues à partir des essais de laboratoire et celles obtenues à partir des essais in situ, sont parfois différentes. Nous allons vérifier les calculs à partir des paramètres donnés par les deux types d'essais.

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

Rd_{min} : résistance dynamique minimale de pointe sous la fondation (sur une épaisseur égale à $3B$ sous la fondation).

Les calculs de q_{adm} à partir des résultats de l'essai de pénétration dynamique sont enregistrés dans le tableau ci-dessous (tableau III-05) en fonction de la variation d'ancrage (entre 1,5 et 3m)

Tableau III-05 : Calcul de la contrainte admissible à partir des résultats de l'essai de pénétration dynamique.

Q_{ad} N°d'essais	Ancrage (m)			
	1,5	2	2,5	3
P ₁	0,50	0,75	1,00	2,40
P ₂	0,65	0,65	0,65	0,65
P ₃	0,80	0,80	0,55	0,55
P ₄	2,95	3,10	3,60	3,60
P ₅	1,55	1,55	2,00	2,35
P ₆	3,90	3,30	3,90	>4
P ₇	3,50	3,50	3,65	>4
P ₈	2,25	2,00	2,00	2,00
P ₉	2,50	2,50	2,20	2,20

III-2-1-2- À partir des résultats des essais de laboratoire :

On considère que la fondation superficielle est encadrée dans un sol homogène et exerçant une charge verticale centrée.

La contrainte admissible (Q_{ad}) sera calculée en appliquant les formules suivantes [Réf Sanglerat] :

► Semelle isolée :

$$Q_{ad} = \gamma_1 \cdot D + \frac{(1-0,2 \cdot B/L) \gamma_2 \cdot B/2 \cdot N_\gamma + \gamma_1 \cdot D (N_q - 1) + (1+0,2 \cdot B/L) \cdot C \cdot N_c}{F_s}$$

► Semelle filante :

$$Q_{ad} = \gamma_1 \cdot D + \frac{\gamma_2 \cdot B/2 \cdot N_\gamma + \gamma_1 \cdot D (N_q - 1) + C \cdot N_c}{F_s}$$

γ_1 : Poids volumique apparent du sol au-dessus de la fondation (T/m^3).

γ_2 : Poids volumique apparent du sol au-dessous de la fondation (T/m^3).

D : Ancrage de la fondation (m).

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 »

(Tableau IV-06) 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 égal à 3.

Tableau III-06: Termes de portances pour fondations superficielles en fonction de l'angle de frottement (DTU 13-12)

ϕ°	N_q	N_γ	N_c	ϕ°	N_q	N_c	N_c
0		1.00	5.14	30	21.80	18.40	30.10
5		1.56	6.47	31	25.5	20.60	32.70
10	1.00	2.49	8.45	32	29.8	23.20	35.50
11	1.20	2.71	8.80	33	34.8	26.10	38.70
12	1.43	2.97	9.29	34	40.9	29.40	42.20
13	1.69	3.26	9.80	35	48.00	33.30	46.10
14	1.99	3.59	10.40	36	56.60	37.80	50.60
15	2.33	3.94	11.00	37	67.00	42.90	55.70
16	2.72	4.33	11.60	38	79.50	48.*0	61.40
17	3.14	4.77	12.30	39	94.70	56.00	67.90
18	3.69	5.25	13.10	40	113.00	64.20	75.40
19	4.29	5.80	13.90	41	133.00	73.90	83.90
20	4.97	6.40	14.80	42	164.00	85.40	93.70
21	5.76	7.07	15.80	43	199.00	99.00	105.00
22	6.68	7.83	16.90	44	244.00	115.00	118.00
23	7.73	8.66	18.10	45	297.00	135.00	135.00
24	8.97	9.60	19.30	46	366.00	159.00	152.00
25	10.40	10.7	20.70	47	455.00	187.00	174.00
26	12.00	11.80	22.20	48	570.00	223.00	199.00
27	13.90	13.20	24.00	49	718.00	265.00	230.00
28	16.10	14.70	25.80	50	914.00	319.00	267.00
29	18.80	16.40	27.90				

Exemple de calcul : sondage n°04

$$\gamma_1 = 2,02 \text{ T/m}^3$$

$$\gamma_2 = 1,67 \text{ T/m}^3$$

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

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

$$F = 3$$

$$C = 0,21 \text{ bars} = 2,1 \text{ T/m}^2$$

$$\varphi = 6,23^\circ \Rightarrow N_\gamma = 0,246$$

$$N_q = 1,78$$

$$N_c = 6,95$$

► Semelle isolée :

$$(1-0,2 \cdot B/L) \gamma_2 \cdot B/2 \cdot N_\gamma + \gamma_1 \cdot D (N_q - 1) + (1+0,2 B/L) \cdot C \cdot N_c$$

$$Q_{ad} = \gamma_1 \cdot D + \frac{\quad}{F_s}$$

$$(1-0,2 \times 1/1) \times 1,67 \times 1/2 \times 0,246 + 2,02 \times 1,5 (1,78-1) + 1+0,2 \times 2,1 \times 6,95$$

$$Q_{ad} = 2,02 \times 1,5 + \frac{\quad}{3}$$

$$Q_{ad} = 3,03 + \frac{(0,16+2,36 + 17,5)}{3}$$

$$Q_{ad} = 9,70 \text{ T/m}^2 = 0,97 \text{ bars.}$$

Les résultats obtenus pour des semelles carrées et filantes, ancrées de 1,5 à 3m de profondeur pour tous les sondages sont reportés sur le tableau III-07 :

Tableau III-07 : Calcul des contraintes admissibles à partir des essais de laboratoire

Sondage	Type de fondation	D (m)	Q _{ad} (bars)	D (m)	Q _{ad} (bars)	D (m)	Q _{ad} (bars)	D (m)	Q _{ad} (bars)
S ₃	Carrée	1,5	0,97	2	1,09	2,5	1,22	3	1,35
	Filante	1,5	0,78	2	0,99	2,5	1,12	3	1,25
S ₄	Carrée	1,5	2,42	2	2,55	2,5	2,66	3	2,78
	Filante	1,5	2,08	2	2,2	2,5	2,31	3	3,08
S ₆	Carrée	1,5	1,32	2	1,46	2,5	1,59	3	1,72
	Filante	1,5	1,17	2	1,31	2,5	1,44	3	1,57
S ₇	Carrée	1,5	3,19	2	3,31	2,5	3,43	3	3,55
	Filante	1,5	2,72	2	2,83	2,5	2,95	3	3,55
S ₈	Carrée	1,5	2,83	2	2,9	2,5	3,13	3	3,28
	Filante	1,5	2,44	2	2,59	2,5	2,74	3	2,89

III-2-2- VERIFICATIVE DES CONTRAINTES DANS LE SOL :

Il existe deux types de répartition des contraintes dans le sol :

1- Répartition trapézoïdale des contraintes : $e < B/6$ (e : excentricité de la charge).

La contrainte au quart de la largeur de la semelle ne doit pas dépasser la valeur de la contrainte admissible du sol $\sigma_{sol\ ad}$. (Cherai. Y, 2006)

$$\sigma_{B/4} < \sigma_{sol\ ad}, \text{ donc : } \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol\ ad}$$

$$\sigma_{max} = \frac{Q}{B.L} + \frac{6M}{B^2.L}$$

$$\sigma_{min} = \frac{Q}{B.L} - \frac{6M}{B^2.L}$$

2- Répartition triangulaire des contraintes : $e > B/6$

La contrainte minimale σ_{min} étant nulle, la contrainte maximale σ_{max} est alors égale à :

$$\sigma_{max} = 1,33 \sigma_{sol}$$

Toute fois, dans le cas d'un effort normal relativement faible vis-à-vis de la flexion, c'est à dire pour une excentricité $> B/6$, le diagramme triangulaire est encore admissible si la valeur de la contrainte à la pointe du triangle reste limitée à $1,33 \sigma_{sol}$. (Cherai. Y, 2006)

Le coefficient de sécurité vis à vis la rupture pour un tel cas de chargement, peut être évalué par la méthode de la surface fictive de MYRHOF (1793). (Chelghoum. N, 2006).

$$\text{Si on met : } e = \frac{M}{Q}$$

$$\sigma_{max} = \frac{Q}{B.L} \left(\frac{6e}{B} + 1 \right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{Q}{B.L} \left(\frac{6e}{B} - 1 \right)$$

Ce qui va donner les cas suivants :

(a) $e < \frac{B}{6}$ Répartition trapézoïdale des contraintes.

(b) $e = \frac{B}{6}$ alors $\sigma_{min} = 0$. Répartition triangulaire des contraintes.

(c) $e > \frac{B}{6}$ alors $\sigma_{\min} < 0$, traction dans le sol, comme le sol ne supporte pas de tension il y

aura une séparation entre la fondation et le sol.

La charge maximal sera alors : $\sigma_{\max} = \frac{4Q}{3L(B-2e)}$

Tableau III-08 : La comparaison entre Q_{ad} calculée et la contrainte développée par la structure au niveau du sol.

Endroits	Q_{ad} (bars)	Répartition des contraintes	Contrainte développée Dans le sol	Observation
La tour	2,97	trapézoïdale	0,069	$\sigma_{B/4} < Q_{ad}$
Bibliothèque	2,36	trapézoïdale	0,610	$\sigma_{B/4} < Q_{ad}$
Réfectoire	2,42	trapézoïdale	0,957	$\sigma_{B/4} < Q_{ad}$
Bloc d'enseignement	2,08	trapézoïdale	0,597	$\sigma_{B/4} < Q_{ad}$
Bloc triangle	2,08	trapézoïdale	0,168	$\sigma_{B/4} < Q_{ad}$
Anphie (1+2)	2,50	triangulaire	0,416	$\sigma_{\max} \leq 1,33 \sigma_{sol}$
Bloc d'enseignement sous sol	2,08	trapézoïdale	0,259	$\sigma_{B/4} < Q_{ad}$

On remarque que les contraintes développées dans le sol sont admissibles.

III-2-3- CALCUL DES TASSEMENTS À PARTIR DES RESULTATS DES ESSAIS OEDOMETRIQUES :

Lorsque un dépôt de sol est soumis à une sollicitation comme celle qui est imposée par une structure ou un remblai, il se produit des déformations. La déformation verticale en surface qui résulte de cette sollicitation est appelée «Tassement ».

En théorie, pour l'application au calcul du tassement d'une fondation superficielle, il y aurait lieu de faire trois corrections. La première pour tenir compte des tassements qui se produisent avant la consolidation, la seconde pour tenir compte des déformations latérales et enfin, la troisième pour tenir compte du tassement différé ou de fluage, encore appelé tassement secondaire.

III.2.3.1- Distribution des contraintes verticales 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 sont: (Roger Frank, 2003)

- Contrainte sous l'axe d'une fondation circulaire uniformément chargée, (Figure III-13).
- Contrainte sous une fondation filante ou carrée uniformément chargée, (Figure III-14).
- Contrainte sous le coin d'une fondation rectangulaire uniformément chargée, (Figure III-15).

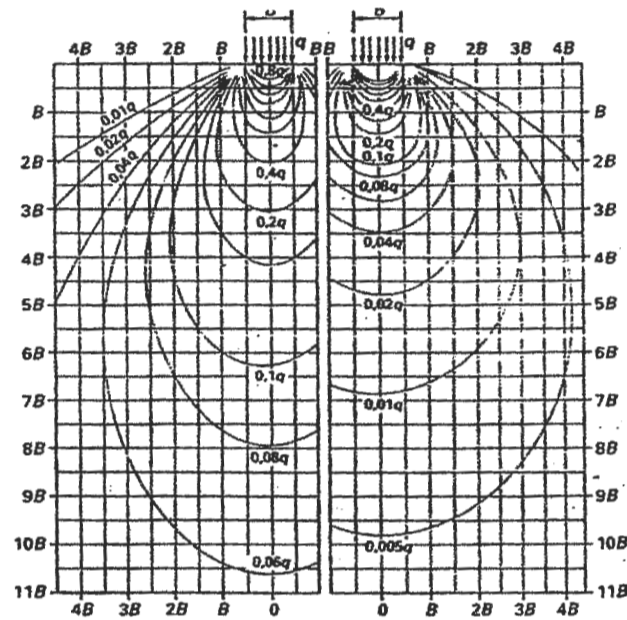


Figure IV-14 : courbes d'égales contraintes verticales $\Delta\sigma_z$ sous une fondation, dans un massif homogène, isotrope, semi infini.

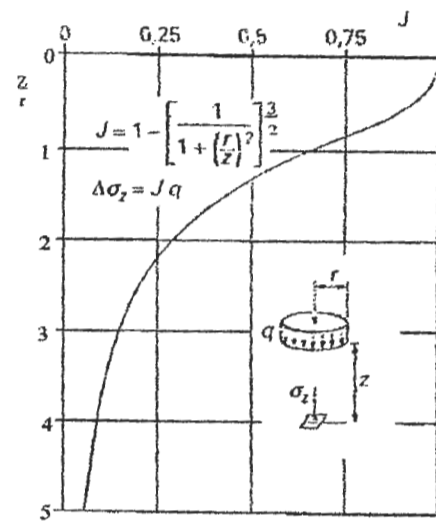


Figure IV-13 : Accroissement de contrainte verticale $\Delta\sigma'$ sous l'axe d'une fondation circulaire uniformément chargée (par la contrainte q)

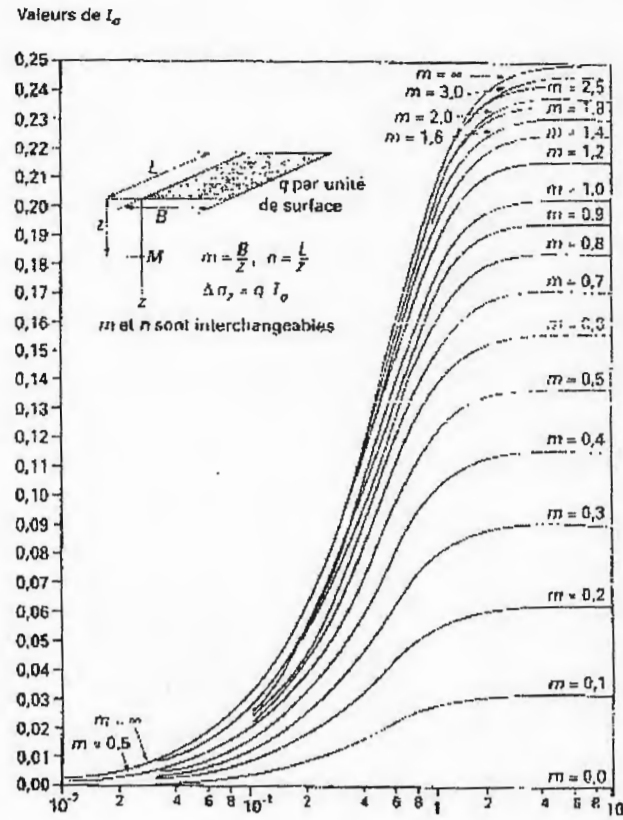


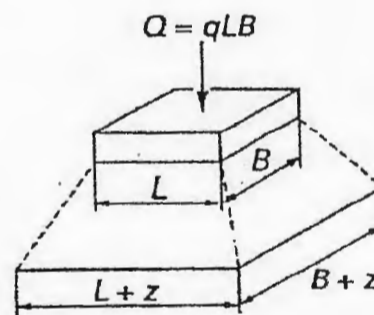
Figure III-15 :
Accroissement de contrainte verticale $\Delta\sigma'$ sous le coin d'une, fondation rectangulaire uniformément chargée (par la contrainte q)

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), l'accroissement de la contrainte $\Delta\sigma_z$ sous une semelle rectangulaire LxB est alors de (figure III-16) : (Roger Frank, 2003)

$$\Delta\sigma_z = \frac{q \cdot L \cdot B}{(L + Z) \times (B + Z)}$$

Figure III-16 : Méthode approchée pour le calcul de la répartition des contraintes dans un massif



Remarque : plusieurs auteurs confirment qu'à partir d'une profondeur égale 2 à 3 fois la largeur de la semelle, l'influence de la contrainte verticale transmise au sol est négligeable.

III-2-3-2- Tassement admissibles des fondations :

Le tassement d'un bâtiment ne présente en général pas de danger quand il est uniforme. Seuls les tassements différentiels entre appuis peuvent avoir des conséquences dangereuses.

L'amplitude des tassements différentiels dépend de la nature de la construction. Les études montrent qu'une structure peut supporter des tassements différentiels de l'ordre $1/300$ de la distance entre appuis.

Dans tous les cas, pour les bâtiments courants, il apparaît des fissures lorsque le tassement dépasse « 5 cm ».

Il convient d'être très prudent quant aux incertitudes dues au calcul des tassements. Néanmoins, on peut énoncer les règles suivantes qu'il faut respecter pour l'élaboration d'un projet. (Fourni. M, 1981).

Dans le tableau suivant, on donne quelques valeurs de tassements admissibles en fonction de la nature du sol à construire ainsi que le type de fondation adopté.

Tableau III-09 : Tassement admissible.

Tassement différentiel admissible	1/500 de la portée entre appuis (appuis isolés ou radier), et 1/1000 si l'on veut être très sur.
Tassement différentiel admissible	Sur argile ; 3 à 4 cm Sur sable ; 2 à 3 cm
Tassement total	- avec fondation isolé : argile : 6 cm sable : 4 cm - avec un radier : argile : 10 cm sable : 6 cm

III-2-3-3-Tassement absolu du sol étudié :

Pour le calcul des tassements du sol étudié, nous avons utilisé la formule suivante : (Philipponat. G et Bertrand. H, 2003)

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

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 qui correspond à σ_0 .

e_f : indice des vides final qui correspond à $\Delta\sigma_z + \sigma_{v0}$

$$\Delta e = e_0 - e_f$$

σ_{v0} : contrainte initiale à la profondeur (Z) correspondant au tassement moyen,

$$\sigma_{v0} = \gamma_i \cdot h_i$$

$\Delta\sigma_z$: l'accroissement de la contrainte verticale due à la structure à la même profondeur

$$(Z), \Delta\sigma_z = \frac{q \cdot L \cdot B}{(L + Z)(B + Z)}$$

σ_f : contrainte final.

Exemple de calcul : sondage n°04

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

$$\sigma_{v0} = \gamma_h \cdot \left(D + \frac{2B}{2} \right)$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{q \cdot L \cdot B}{(L + Z) \times (B + Z)}$$

$$\sigma_f = \sigma_{v0} + \Delta\sigma_z$$

1) Pour une charge $T = 2,55$ bars :(Semelle isolée)

$$\Delta\sigma_z = \frac{2,55 \times 1 \times 1}{(1 + 1) \times (1 + 1)}$$

$$\Delta\sigma_z = 0,63 \text{ bars.}$$

$$\sigma_{v0} = 2,16 \times (2 + 1) = 0,648 \text{ bars.}$$

$$\sigma_f = 0,63 + 0,648 = 1,26 \text{ bars.}$$

$$e_0 = 0,495.$$

$$e_f = 0,476.$$

$$\Delta e = 0,019$$

$$\Delta H = 2 \times 1 \text{ m} \times \frac{0,019}{(1 + 0,495)} = 0,0254 \text{ m} = 2,54 \text{ cm.}$$

Tableau III-10 : Les résultats des Calculs des tassements

Sondage carrottés	Type de fondations	Ancrage (m)	Charge (bars)	Tassement (cm)
S3	Isolée	2	1,09	0,00
	Filante	2	0,99	0,23
S4	Isolée	2	2,55	2,54
	Filante	2	2,2	3,60
S6	Isolée	2	1,46	3,20
	Filante	2	1,31	3,90
S7	Isolée	2	3,31	5,80
	Filante	2	2,83	7,50
S8	Isolée	2	2,9	4,60
	Filante	2	2,59	6,30

Tableau III-11 (Tableau récapitulatif) : Tassement et contrainte admissible pour les blocs projetés.

Blocs	La tour	Bibliothèque	Réfectoire	Bloc d'enseignement	Bloc triangle	Anphie (1+2)	Bloc d'enseignement sous sol
D	5,24	1,5	1,5	1,5	1,5	2	1,5
B×L	10,6 ×15,6	2,6×3,2	2,6×2,6	1,5×9,15	1,3×15,5	4,0×4,6	1,60×9,15
La charge (bars)	0,139	1,228	1,405	0,512	0,336	0,836	0,519
Q _{ad} (bars)	2,970	2,360	2,420	2,080	2,080	2,500	2,080
σ _{v0} (bars)	3,420	0,885	0,885	0,648	0,604	1,296	0,669
Δσ _z (bars)	0,128	0,338	0,351	0,220	0,155	0,223	0,220
σ _r (bars)	3,550	1,223	1,236	0,868	0,759	1,519	0,889
e ₀	0,495	0,495	0,495	0,495	0,495	0,495	0,495
e _r	0,446	0,476	0,475	0,483	0,484	0,471	0,482
Δe	0,049	0,019	0,020	0,012	0,011	0,024	0,013
H	1,00	5,20	5,20	3,00	2,60	8,00	3,20
ΔH (cm)	3,20	6,60	6,95	2,40	1,90	12,0	2,70
ΔH Admissible	10	6	6	6	6	6	6
Observation	Vérifier	Non Vérifier	Non Vérifier	Vérifier	Vérifier	Non Vérifier	Vérifier

Remarque :

Pour les fondations ou le tassement admissible est dépassée on propose, soit d'augmenter les dimensions de cette dernière (semelle filante) afin de réduire les contraintes transmises au sol et pour conséquent réduire le tassement ou bien de traiter le sol par injection d'un coulis de ciment pour réduire l'indice des vides du sol dans les endroits concernés (solution coûteuse).

III-4- ETABLISSEMENT DU PROFIL GEOTECHNIQUE :

L'établissement du profil géotechnique consiste à relier les couches ayant sensiblement la même nature et les mêmes caractéristiques tant physiques que mécaniques. Et ceci en développant les parties suivantes :

- 1- Examiner individuellement les coupes géologiques des sondages.
- 2- Regrouper les résultats des essais de laboratoire et des essais en place.
- 3- Interpréter et classer les sols afin de bien définir les couches, confirmer et compléter, les coupes géologiques.
- 4- Estimer la dispersion des valeurs c'est-à-dire donner un intervalle de la variation de chaque caractéristique afin d'en tirer une moyenne représentative pour chacune des couches de sondage.
- 5- Les pénétrogrammes ont permis aussi de préciser les limites des couches et leurs résistances.
- 6- Rechercher les relations qui existent entre les paramètres des différents sondages afin d'obtenir une coupe géotechnique complète.

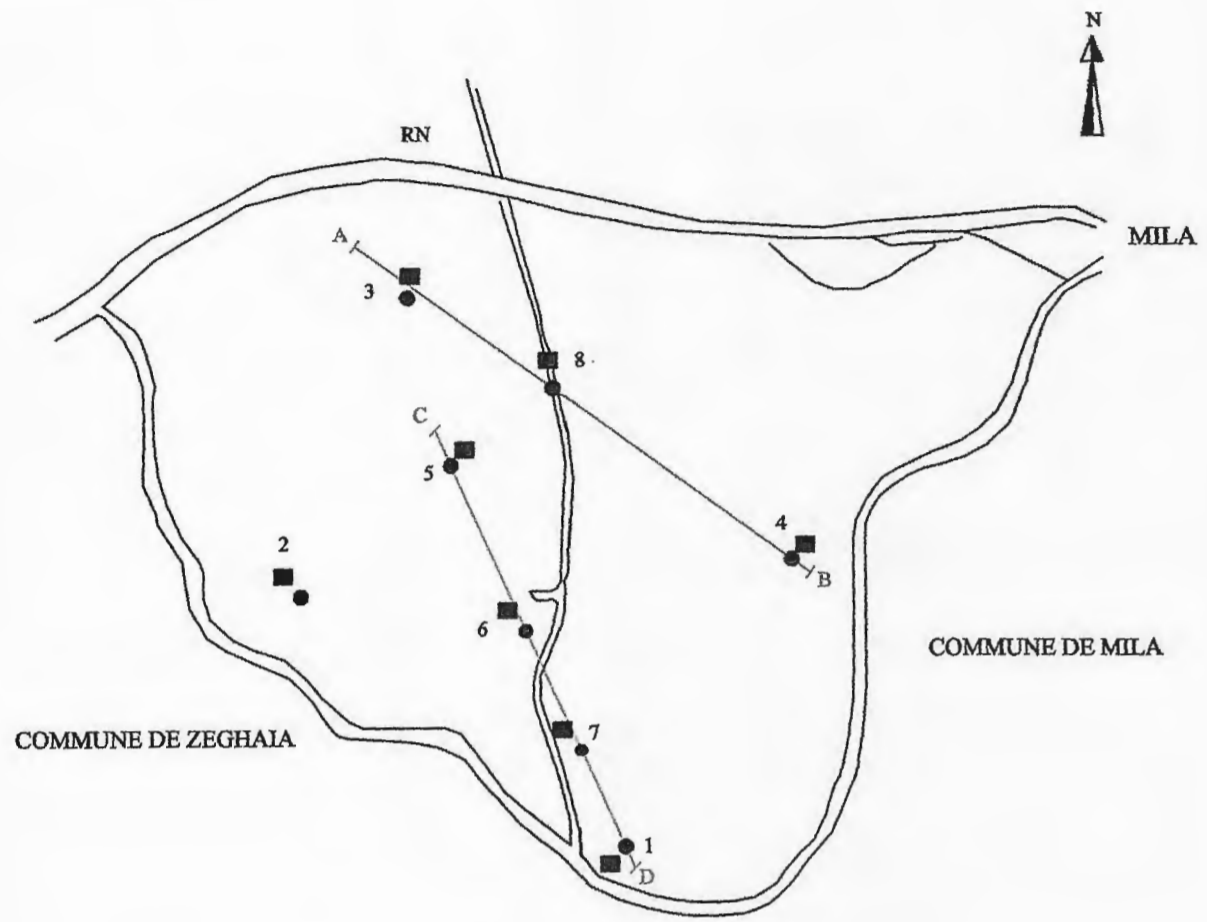
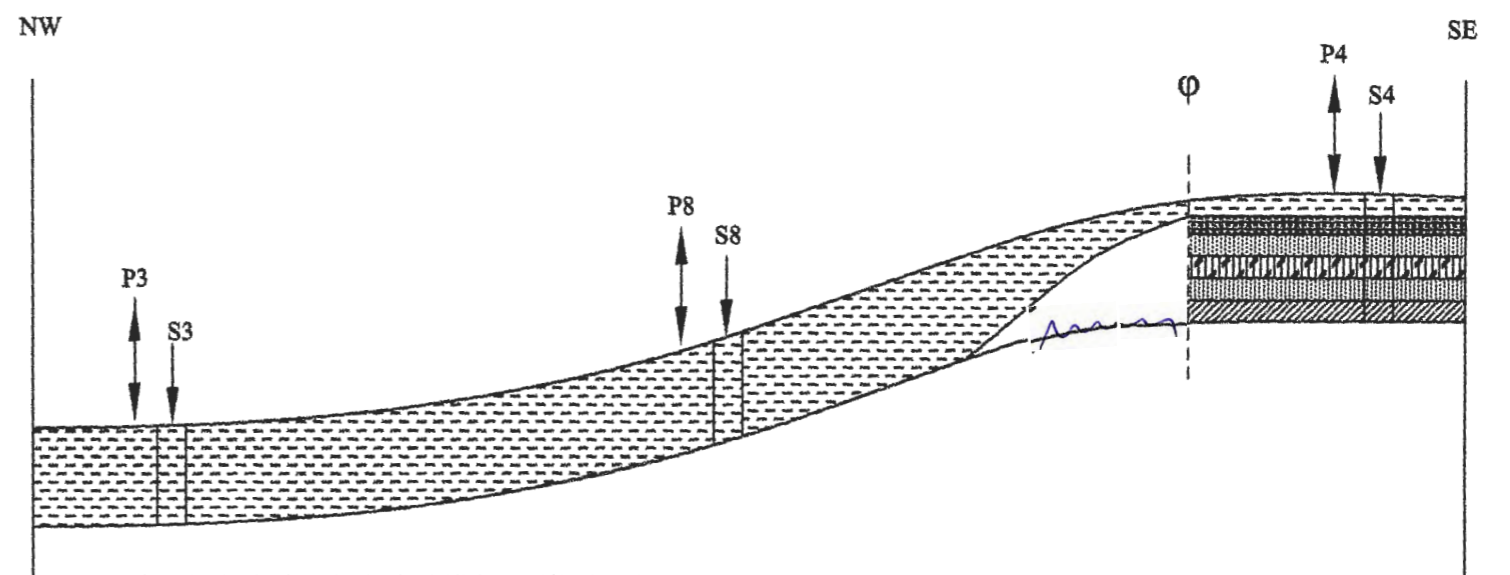







Figure III-17: plan d'implantation des sondages comportant les traits des coupes



Légende:

-  Argile brune ($c = 0.21 / 0.8 \text{ bar}$, $Q = 5^\circ / 10^\circ$; $\gamma = 2 / 2.02 \text{ T/m}^3$ $R_d = 12 / 150 \text{ bars}$, $w = 15.53 / 25.35\%$)
-  Argile limoneuse sableuse ($R_d = 60 / 230 \text{ bars}$, $w = 25.32$).
-  Argile gravilleuse ($c = 0.25 \text{ bars}$; $Q = 35^\circ$; $\gamma = 2.16 \text{ T/m}^3$, $w = 15.60\%$)
-  Passage gréseux ($R_d = 72 / \text{refus}$).
-  Marne argileuse grisatre ($R_d = \text{Refus}$).

Faille probable.

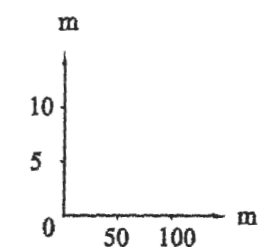
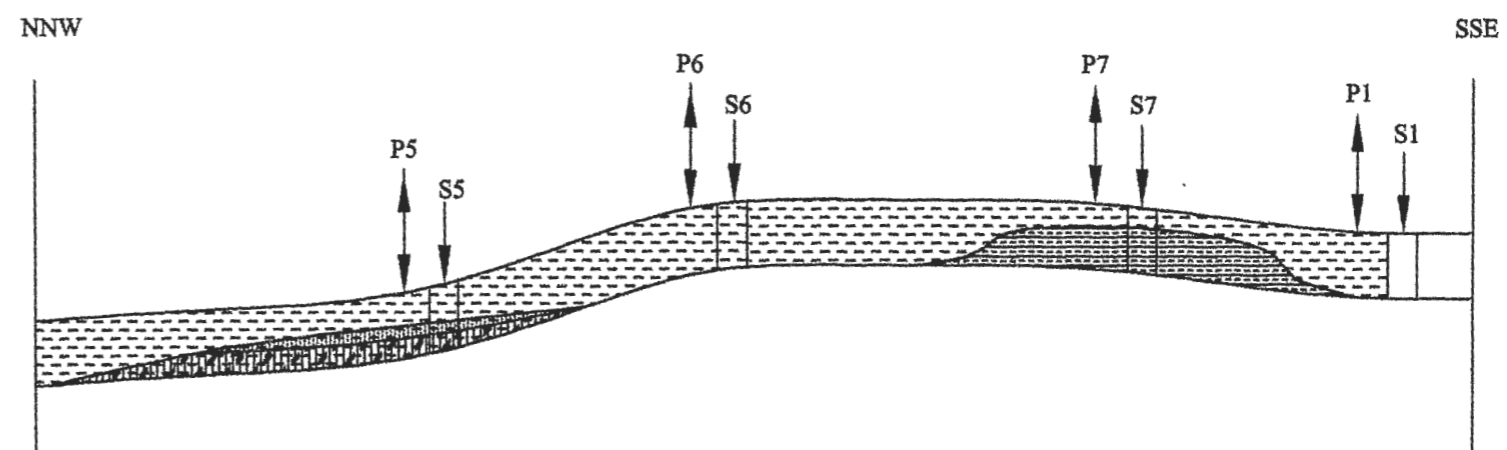






Figure III-18: Profil géotechnique NW-SE du site étudié à partir des sondages carottés



Légende:

-  Argile brune ($c = 0.3 / 1.1 \text{ bar}$, $Q = 5^\circ / 8^\circ$; $\gamma = 1.94 / 2.12 \text{ T/m}^3$, $R_d = 10 / 400 \text{ bars}$).
-  Argile limoneuse sableuse.
-  Passage gréseux ($R_d = \text{refus}$).
-  Argile gravilleuse.

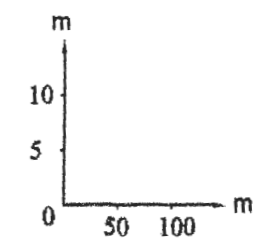


Figure III-19: Profil géotechnique NNW-SSE du site étudié à partir des sondages carottés

Chapitre IV :



*Conclusion et
recommandation*

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS :**I- ZONING DU SITE ETUDIE :**

A partir des travaux géologiques et géotechniques on peut subdiviser notre site d'étude en deux zones. Ce zoning est basé sur les paramètres suivants :

- Les conditions géomorphologiques, hydrologiques et hydrogéologiques qui influent la stabilité de ces zones (glissement, tassement ...).
- Selon les caractéristiques générales, dans l'optique de la constructibilité du site étudié, qui impliquera l'appréciation de l'aptitude à recevoir de future extensive.
- Selon l'ancrage des fondations dans le sol (figure IV-01, figure IV-02).

A. Zonage pour un ancrage D= 1,5 ÷ 2m : On peut distinguer les 02 zones suivantes :

Zone I :

Partie constructible, fondations superficielles ancrées à une profondeur de 1,5 à 2m par rapport à la cote du terrain naturel après les terrassements en grande masse et travaillant à un taux estimé à 0,5 ÷ 2,5 bars.

Zone II :

Partie constructible, fondations superficielles ancrées à une profondeur de 1,5 à 2m par rapport à la cote du terrain naturel et travaillant à un taux estimé à 3,1 ÷ 3,9 bars.

B. Zonage pour un ancrage D= 2,5 ÷ 3m : On peut distinguer les 02 zones suivantes:

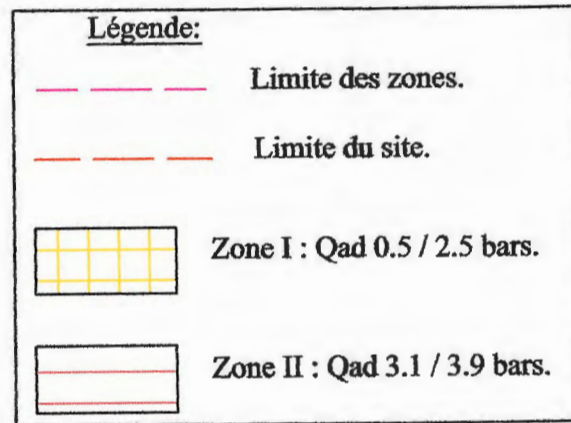
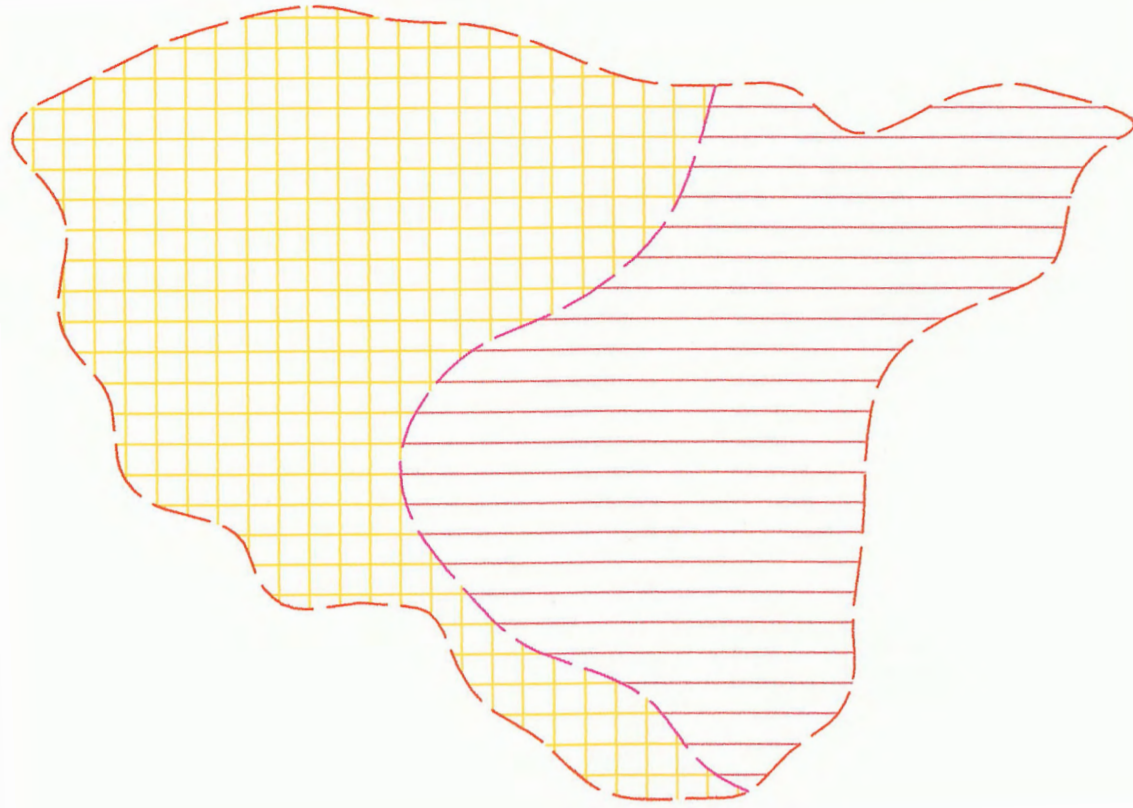
Zone I :

Partie constructible, fondations superficielles ancrées à une profondeur de 2,5 à 3m par rapport à la cote du terrain naturel et travaillant à un taux estimé à 0,55 ÷ 2,5 bars.

Zone II :

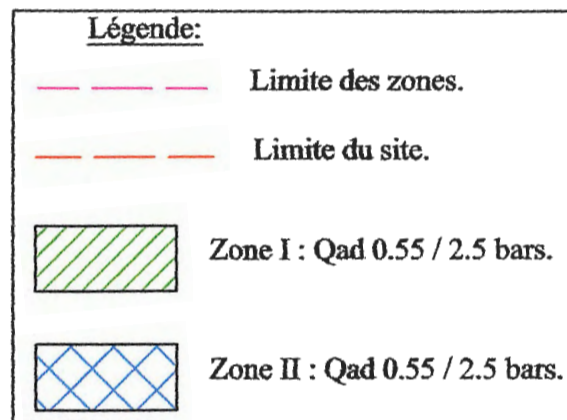
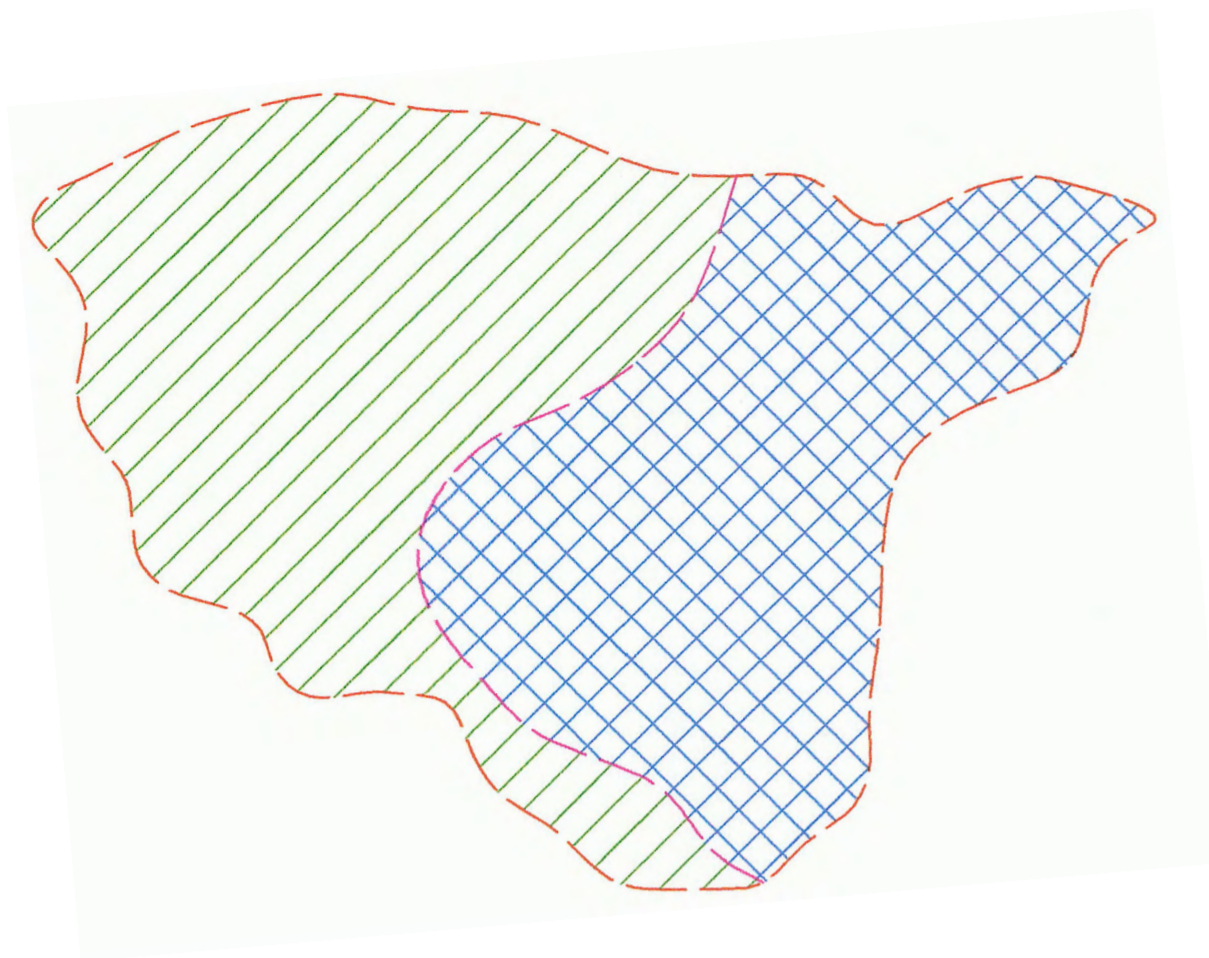
Partie constructible, fondations superficielles ancrées à une profondeur de 2,5 à 3m par rapport à la cote du terrain naturel et travaillant à un taux estimé à 3 ÷ > 4 bars.

Remarque : ce zoning et ces valeurs de capacité portante et tassement vont être un plus pour les Aménageurs et les Ingénieurs civil dans les études des blocs projetés ou pour une éventuelle extension du projet.



Echelle : 1 / 5000

Figure IV-01: carte de zoning pour un ancrage D = 1.5 / 2m
Site du centre universitaire - Mila -



Echelle : 1 / 5000

Figure IV-02: carte de zoning pour un ancrage D = 2.5 / 3m
Site du centre universitaire - Mila -

II- LE PHENOMENE DE GONFLEMENT DANS LE SITE ÉTUDIÉ :

L'étude géotechnique montre que le terrain étudié possède une aptitude au gonflant (sondage 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7,8).

Ce phénomène constitue un danger dans les sites constructibles, donc en tenant compte de l'existence d'un éventuel gonflement des sols des précautions vont être prises pour assurer la stabilité des structures construites sur ce site.

II-1-MESURES DE SECURITE GENERALES CONTRE LE GONFLEMENT :

(Sanglerat. G)

Le caractère gonflant du sol en surface incite à prendre des mesures de sécurité entre autre :

- Concevoir une structure souple qui puisse résister aux mouvements différentiels.
- Eviter les décrochements et les caves partielles qui favorisent une accumulation locale d'eau.
- Les canalisations doivent franchir les joints avec une large liberté.
- Réalisation d'un réseau de drainage efficace et étanche.
- Eviter les grands terrassements qui décompriment le sol et engendrent des soulèvements de surface.
- Même pendant les terrassements, les eaux superficielles de ruissellement doivent être écartées et amenées soigneusement dans les rigoles.
- Couler le béton immédiatement après l'ouverture des fouilles.
- Les travaux routiers (viabilisation) doivent être exécutés 6 mois avant les travaux de fondations afin de conserver l'équilibre hydrique.
- Il est préférable que les conduites d'eau et des égouts soient placés dans un lit de sable ou de gravier pour éviter la transmission des contraintes et des déplacements dus au gonflement.
- Eviter la végétation à proximité immédiate des façades.
- Vu l'aspect accidenté et moutonné des reliefs avec des pentes de 8 à 15 % et de 20 à 30 % ainsi que l'écoulement sub-horizontale des eaux dans la formation superficielle en période hivernale, nous attirons l'attention du maître d'œuvre quant à la conception et la réalisation des fondations notamment en période hivernale à savoir :
 - Réalisation des talus assez doux.
 - Eviter les terrassements en période hivernale.
 - Ne tolérer aucune stagnation d'eau en tête de talus ou au pied des talus réalisés.

- Eviter les plates formes mixtes.

II-2- REGLES PRATIQUES DE CONSTRUCTION SUR SOL GONFLANT :

Les règles indiquées ci-après s'appliquent aux constructions fondées superficiellement. Dans un certain nombre de cas il peut s'avérer plus sur et plus économique d'adopter les fondations profondes ou semi profondes, reportant les charges à un substratum invite ou à un niveau tel que les variations de volume des argiles gonflantes ne soient plus à craindre. Dans cette dernière, il convient de prendre quelques précautions particulières notamment celles mentionnées ci-après et relatives aux dallages aux cloisons et aux longrines basses. (Rapport du Laboratoire national des travaux publics et bâtiments)

Les mesures préconisées sont de deux ordres :

- La première série a pour but de maintenir l'équilibre d'humidité sous le niveau des fondations et d'éviter dans la mesure du possible toutes les venues d'eau éventuelles. (Rapport du Laboratoire national des travaux publics et bâtiments)
- La seconde série est relative à conception de la structure adaptée pour résister aux efforts induits par les phénomènes du gonflement ou de retrait. (Rapport du Laboratoire national des travaux publics et bâtiments)

II-2-1- Première séries de mesures préconisées :

Pour maintenir l'équilibre de l'humidité du sol certains règles sont à respectées, et qui sont regroupées dans la figure IV-05 :

Règle N°1 : Remblaiement des fouilles :

Il convient d'apporter un soin tout particulier au remblaiement des fouilles. Il nous semble que la meilleure solution, quand cela est possible, consiste à couler la fondation à pleine fouille dans le cas contraire, il convient de remblayer la fouille avec un matériau argileux, compacté de façon à éviter les venues d'eau préférentielles au droit des fondations. On pourra encore terminer le remblaiement par un revêtement étanche débordant de l'emprise de la fouille.

Règles N°2 : Sous-sols

Eviter les sous-sols partiellement enterrés et, dans la mesure du possible, prévoir un sous-sol général.

Règle N°3 : Végétation

Eviter la végétation à proximité immédiate des murs. Placer les arbres nouveaux le plus loin possible des constructions. Certains auteurs recommandent une distance minimale par rapport à l'habitation de 1.5 H, H étant la hauteur de l'arbre arrivé à maturité ; cette règle semble malgré tout sévère.

Par contre, il est déconseillé d'arracher les arbres existants avant construction de façon à maintenir l'équilibre naturel.

Règle N°4 : Protection latérale

Entourer l'habitation par une forme imperméable en pente, sur une largeur de 2.00 à 3.00m. Cette solution a pour buts de couper l'évaporation superficielle et de recueillir les eaux de ruissellement, celles seront avancées par un drainage de surface adéquat.

La forme imperméable peut être réalisée par exemple par dallage cimenté on peut également placer un film solide de toile plastique imputrescible, fixée au mur et protégée par une couche de forme

Règle N°5 : Canalisations

Une des causes fréquentes des désordres consiste en des fuites sur des canalisations qui ont été déformées par les sols gonflants. Il convient donc :

- a/ d'utiliser des canalisations aussi flexibles que possible ; en particulier le raccordement entre les conduites d'eau usées liées à l'ossature et les conduites d'égouts extérieurs doit être très souple.
- b/ que les joints de canalisations soient parfaitement étanches.
- c/ que les canalisations soient posées sur un lit assez épais de matériaux inertes (grave,.....).
- d/ que le remblaiement des tranchées des canalisations soit effectué dans les mêmes conditions que le remblaiement des fouilles

Règles N° 6 : Drainage périphérique

Lorsque le terrain est l'objet de circulations d'eau anarchiques, il est conseillé de réaliser un drainage périphérique profond de façon à intercepter les arrivées d'eau (Figure IV-06). Rappelons que les drains ne sont efficaces que pour capter des eaux libres ; dans le cas contraire

(eau en état de succion) ils sont sans effet, et même dangereux car ils peuvent paradoxalement amener de l'eau à des niveaux où elle ne serait pas venue à l'état libre.

Lorsque, par contre, le sol baigne une nappe bien établie, il faut conserver cette nappe et, si possible, descendre les fondations sous le niveau de celle-ci. Bien étendu, il faut s'assurer que la nappe est permanente pour que cette solution soit efficace.

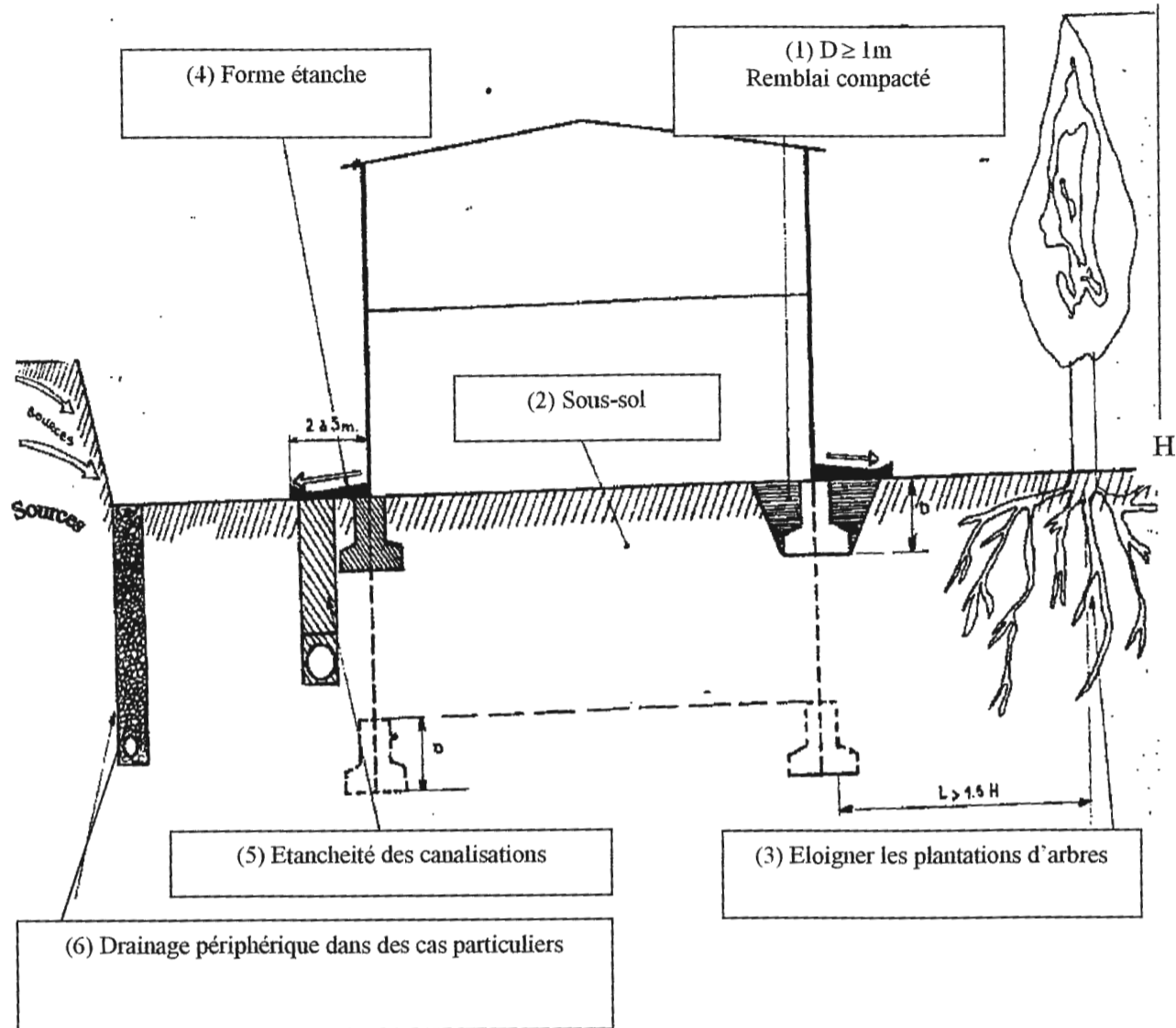


Figure V-05 : Mesures préconisées pour maintenir l'équilibre d'humidité

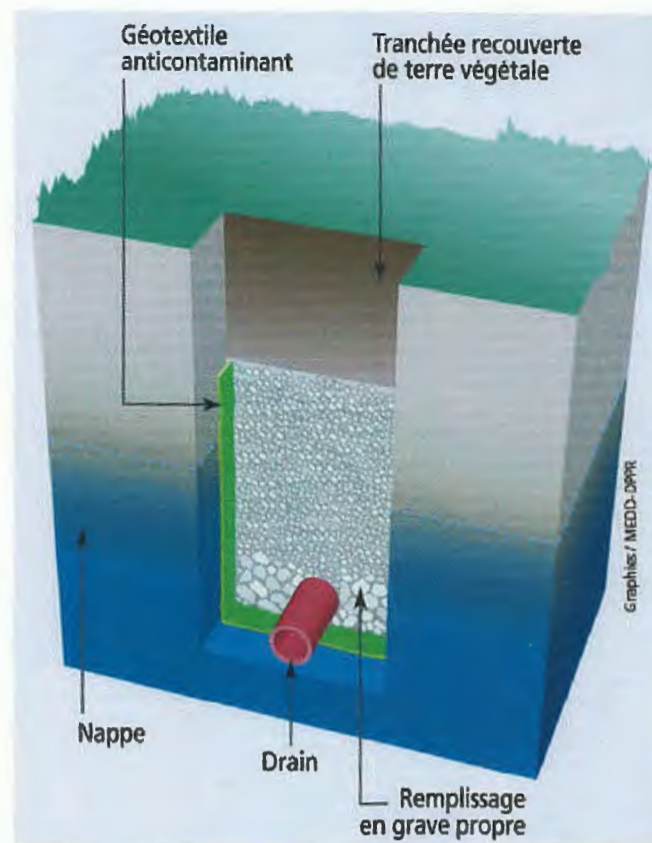


Figure IV-06 : Schéma d'une tranchée drainante

III- CONCLUSION GENERALE :

Dans notre cadre d'étude, nous avons essayé de cerner les principales caractéristiques suivant une méthodologie qui se définit par une synthèse géologique et géotechnique.

Le secteur d'étude est situé dans la partie Ouest la ville de Mila, il s'étend sur une superficie de 34,6 ha.

Comme conclusion de ce travail nous allons résumer brièvement les résultats obtenus :

♦ les sols mis en évidence se caractérisent par une couche de terre végétale d'épaisseur variant de 0,3 à 1m, au dessous nous avons relevé : une argile brune à jaune, une argile limono-sableuse avec des inclusions grossiers, un grés jaune bien classé et un marne grisâtre très plastique.

♦ Les analyses chimiques du sol de fondation montre que l'agressivité est faible vis à vis du béton des infrastructures.

♦ À partir des diagrammes de pénétromètre dynamique, la résistance dynamique de la pointe est moyenne dans les 5 premiers mètres.

♦ la contrainte du sol est assez bonne à partir de 1,50m du niveau du terrain naturel.

◆ Les fondations préconisées sont des fondations superficielles (isolées ou filante) de largeur minimale 1,00 m ancrées à 1,50 m à partir du terrain naturel après les terrassements en grande masse.

◆ Les tassements obtenus dans le site étudié demeurent admissibles.

La synthèse générale des différents paramètres du terrain (lithologie, morphologie, caractéristiques géotechniques) a permis d'établir deux cartes de zoning selon deux ancrages différents, deux coupes géologiques et deux coupes géotechniques pour permettre au Aménageurs et Ingénieurs civile une meilleurs flexibilité d'utilisation et d'exploitation de nos résultats.



Références

bibliographiques

BIBLIOGRAPHIE

- Bouafia (2006) a** : Introduction au calcul des fondations, Société Algérienne Boudaoud.
- Bouafia (2006) b** : Les essais in –situ dans les projets de fondation.
- Boufatouha. Y (1989)** : Etude des skarns et indice métallifère de l'aurole métamorphique du massif granitique de Beni –Tafout. Thèse de magistère.
- Bouillin. J. P (1977)** : Géologie Alpine de la petite dans les régions de Collo et d'El –Milia (Algérie). Kabylie. Thèse de doctorat. Paris roneot. 509p.
- Coiffait. Ph. A (1992)** : Un bassin post nappe Dans son cadre structural l'exemple du bassin de Constantine (Algérie orientale).
- Durand Delga. M (1955)** : Etude géologique de l'Ouest de la chaîne numidique.
- Durand Delga. M (1969)** : Mise en point sur la structure du Nord Est de la Berberie. Publ. Serv. Carte géol. Algérie.
- Durozoy. G (1960)** : Etude géologique de la région de chateaudun de Rumel. Pub. Serv.
- Fourni. M (1981)** : Fondation spécial et reprise sous –œuvre, Eyrolles.
- Kazi Tani.N (1986)** : Evolution géodynamique de la bordure Nord Algérien. Thèse Pan. 886p
- Lahander. J. C (1979)** : Dation des grés numidien d'Algérie orientale conséquences structurales C. R. A cad. Sc. Paris, t 289, (D), № 4, PP 383- 386.
- Philipponat. G ; Bertrand. H (2003)** : Fondations et ouvrages en terre, Eyrolles.
- Rammache. I (2006)** : Potentielle en substances utiles non métalliques (gypse et sel gemme) du bassin de Mila (Algérie nord orientale). Thèse de magistère.
- Raoult. J. F (1974)** : Géologie du centre de la chaîne numidique (nord du Constantinois, Algérie) Thèse Paris, pp.1-163
- Roger Frank (2003)** : calcul des fondations superficielles et profondes, Techniques de l'Ingénieur (TI), presse de l'école nationale des ponts et chaussées.
- Sanglerat.G ; Olivari. G ; Comber. B (1983)**: Problèmes pratiques de mécanique des sols et de fondations /2, Dunod, Paris.
- Vila. J. M (1980)**: La chaîne alpine d'Algérie orientale et des coufins algéro – tunisiens. Thèse de doct. D'état, Univ. Pierre et Marie Curie (Paris VI), 3 Vol. p 665. Paris.
- Wildi. W (1983)** : La chaîne Tello- rifaine (Algérie, Maroc, Tunisie) : structure, stratigraphie, évolution du Trias au miocène REV. Géol. Dyn. Géographys ; 24.
- Rapport du Laboratoire national des travaux publics et bâtiments.
- Rapport d'étude géotechnique du centre universitaire Mila, L.N.H.C, unité d'Oum El Bouaghi

Annexe 01



Sondages carottés

Annexe 02

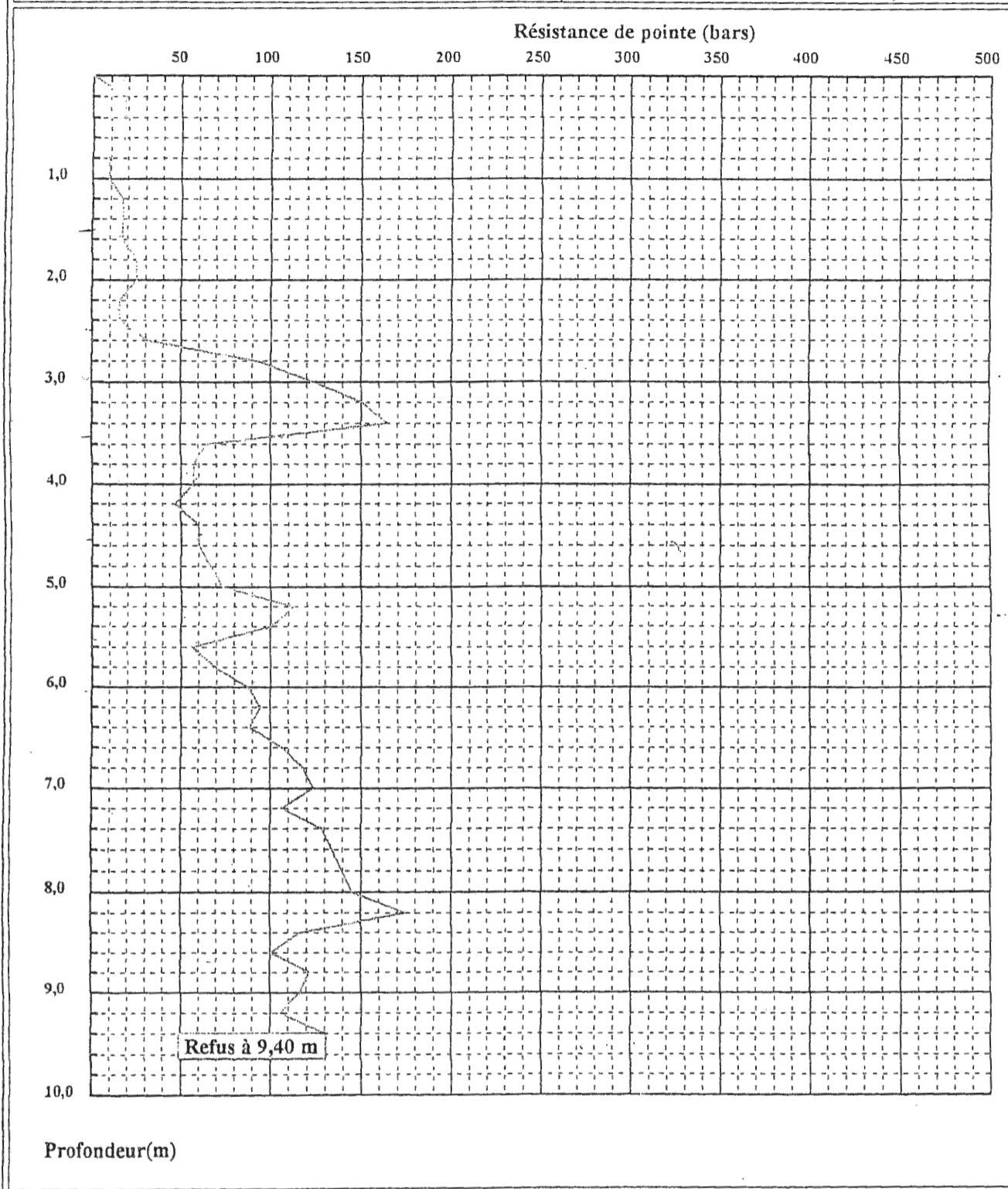
Pénétrromètre

dynamique

INTITULE : CENTRE UNIVERSITAIRE
LIEU : MILA
CLIENT : DLEP MILA
DATE ESSAI : 2005

PENETROMETRE DYNAMIQUE

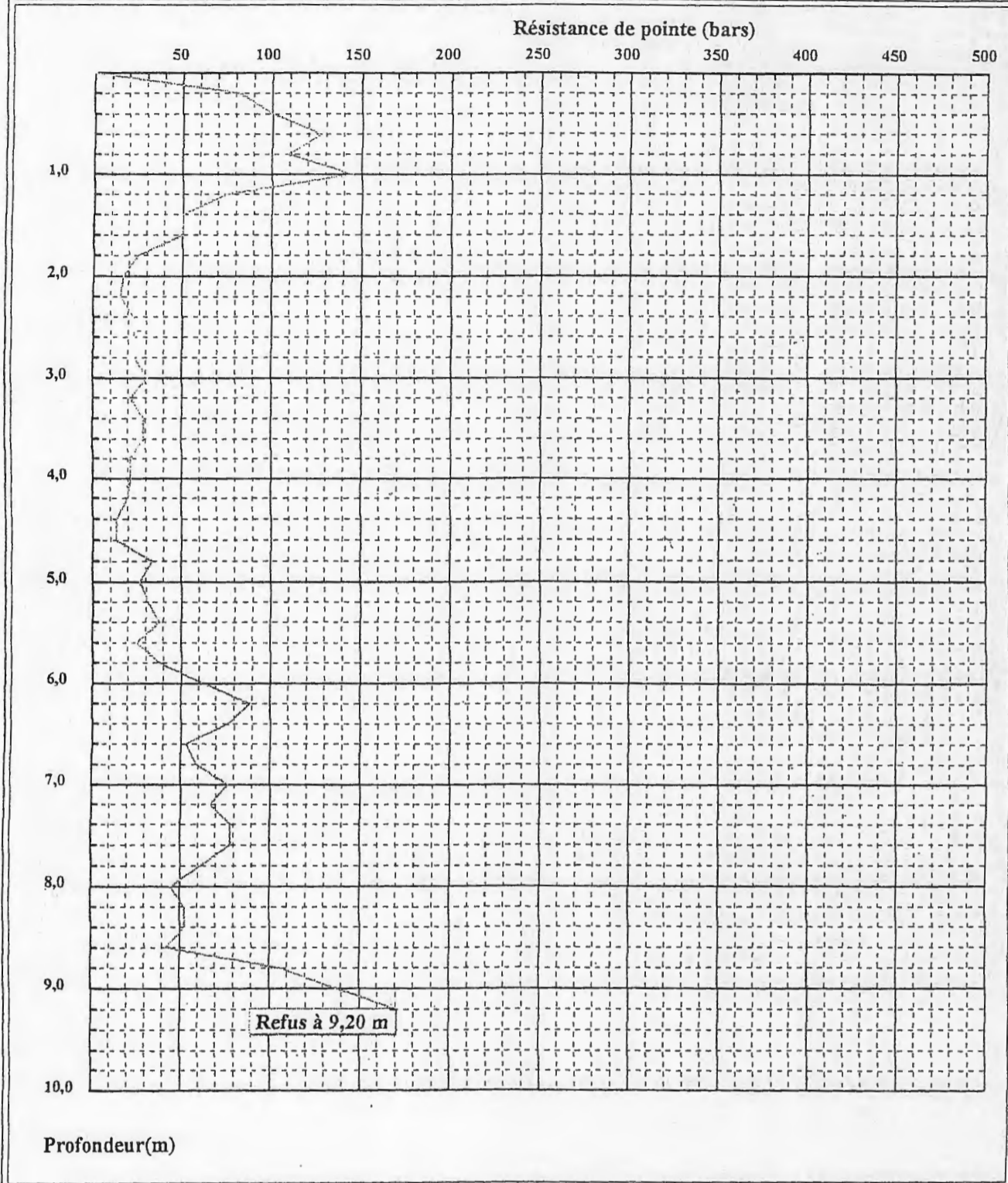
Essai N°: P1 10



INTITULE : CENTRE UNIVERSITAIRE
LIEU : MILA
CLIENT : DLEP MILA
DATE ESSAI : 2005

PENETROMETRE DYNAMIQUE

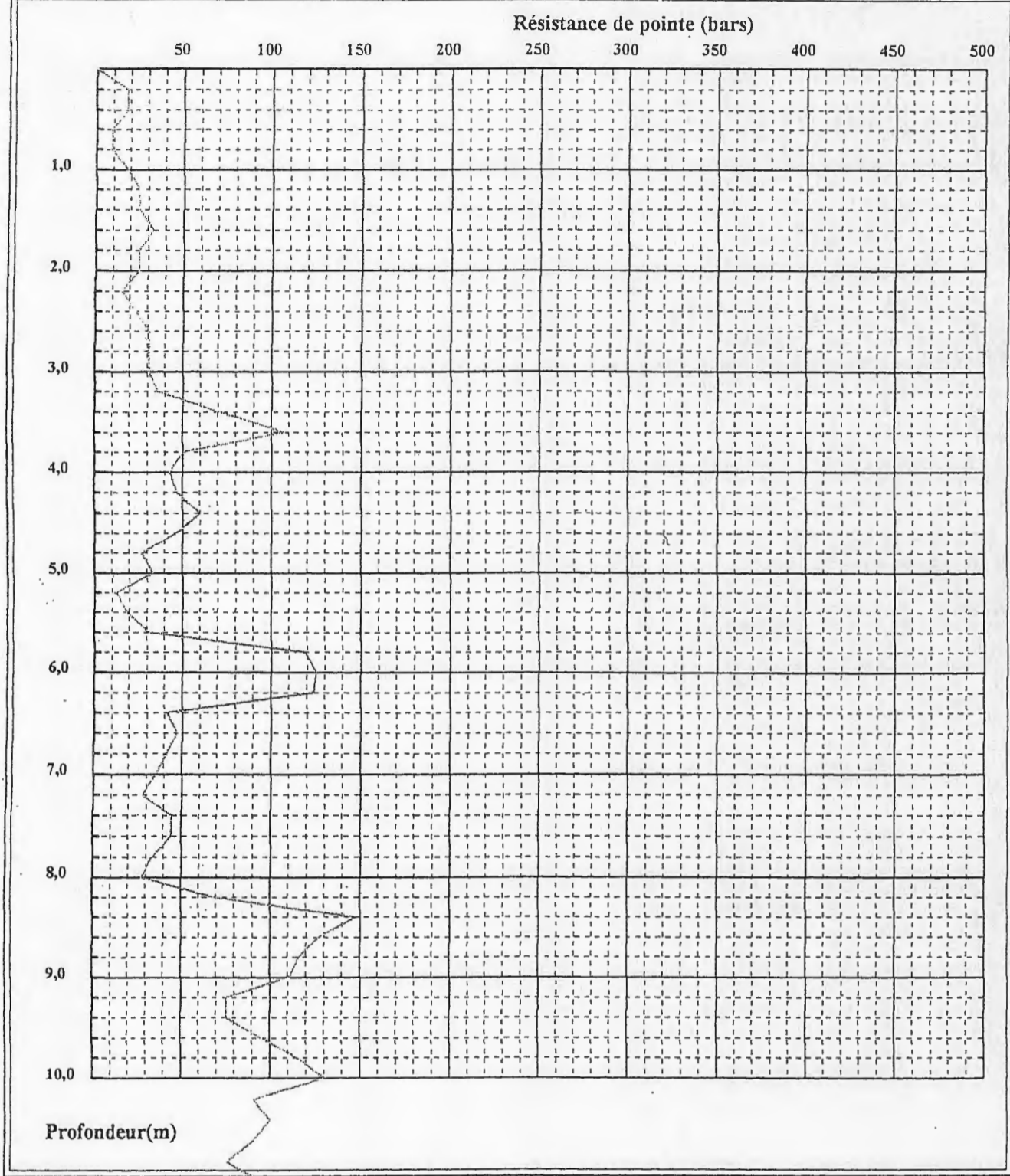
Essai N°: P2 11



INTITULE : CENTRE UNIVERSITAIRE
LIEU : MILA
CLIENT : DLEP MILA
DATE ESSAI : 2005

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P3 12

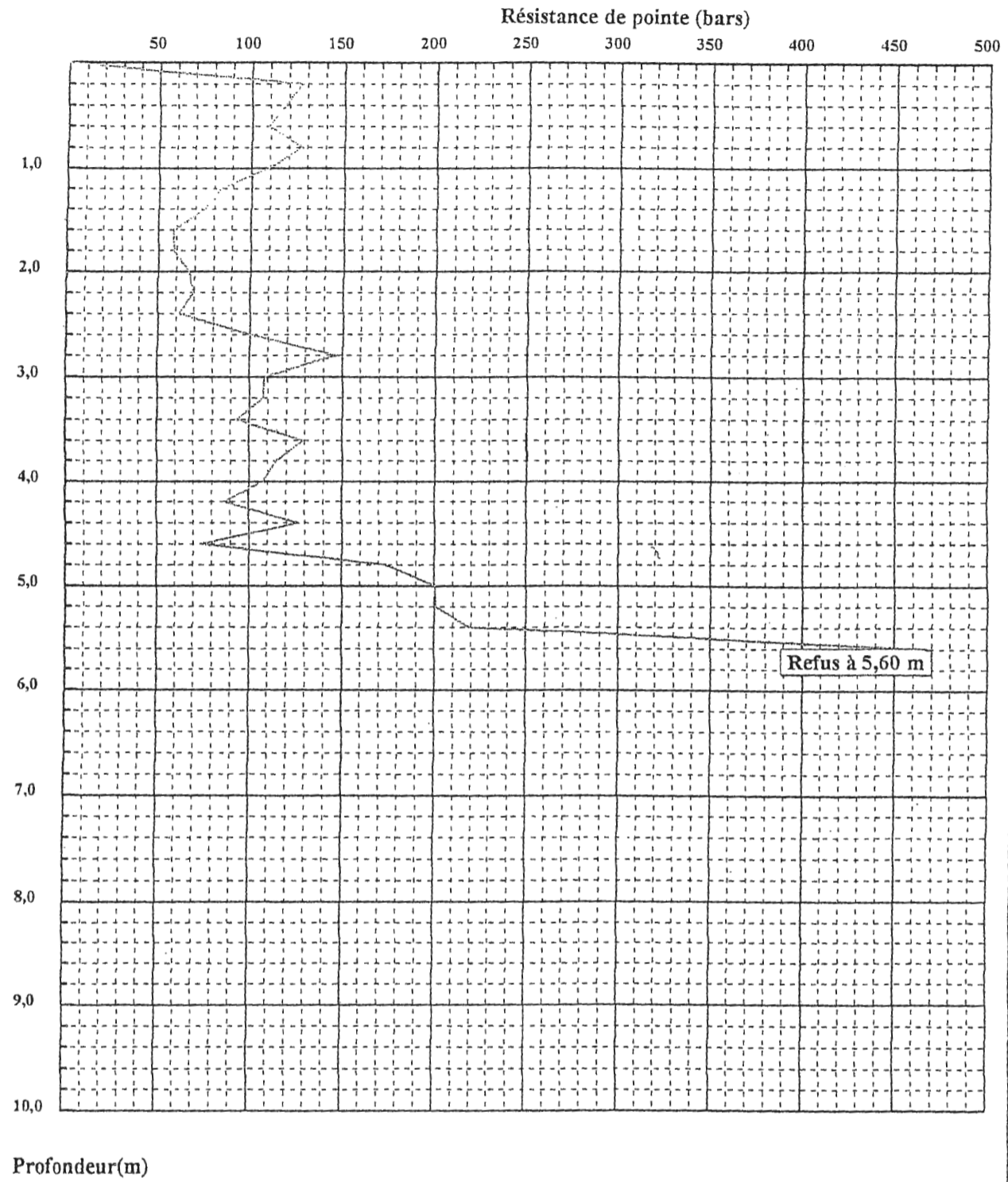


Refus à 11,60 m

INTITULE : CENTRE UNIVERSITAIRE
LIEU : MILA
CLIENT : DLEP MILA
DATE ESSAI : 2005

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P4 13

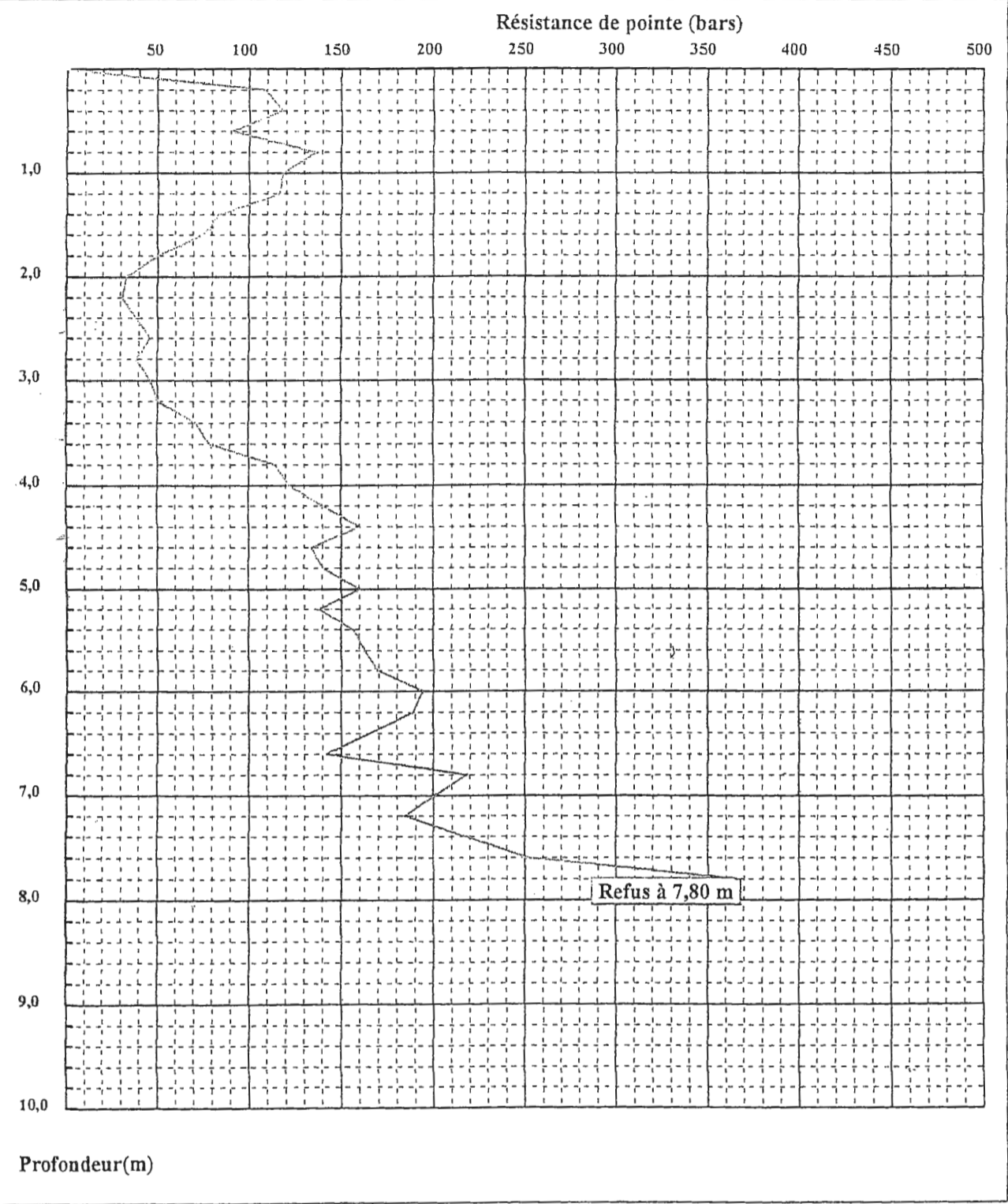


INTITULE : CENTRE UNIVERSITAIRE
LIEU : MILA
CLIENT : DLEP MILA
DATE ESSAI : 2005

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P5

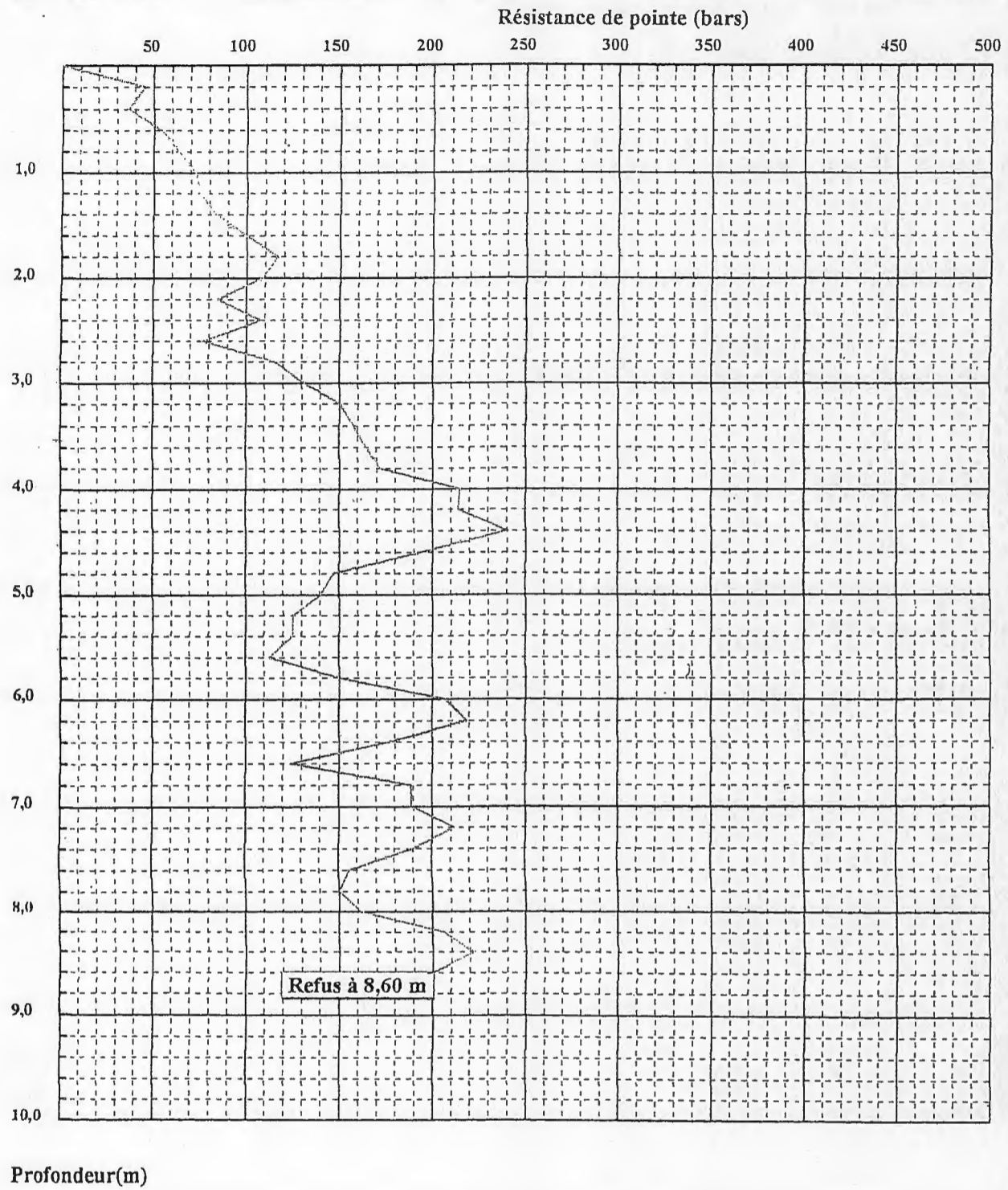
16



INTITULE : CENTRE UNIVERSITAIRE
LIEU : MILA
CLIENT : DLEP MILA
DATE ESSAI : 2005

PENETROMETRE DYNAMIQUE

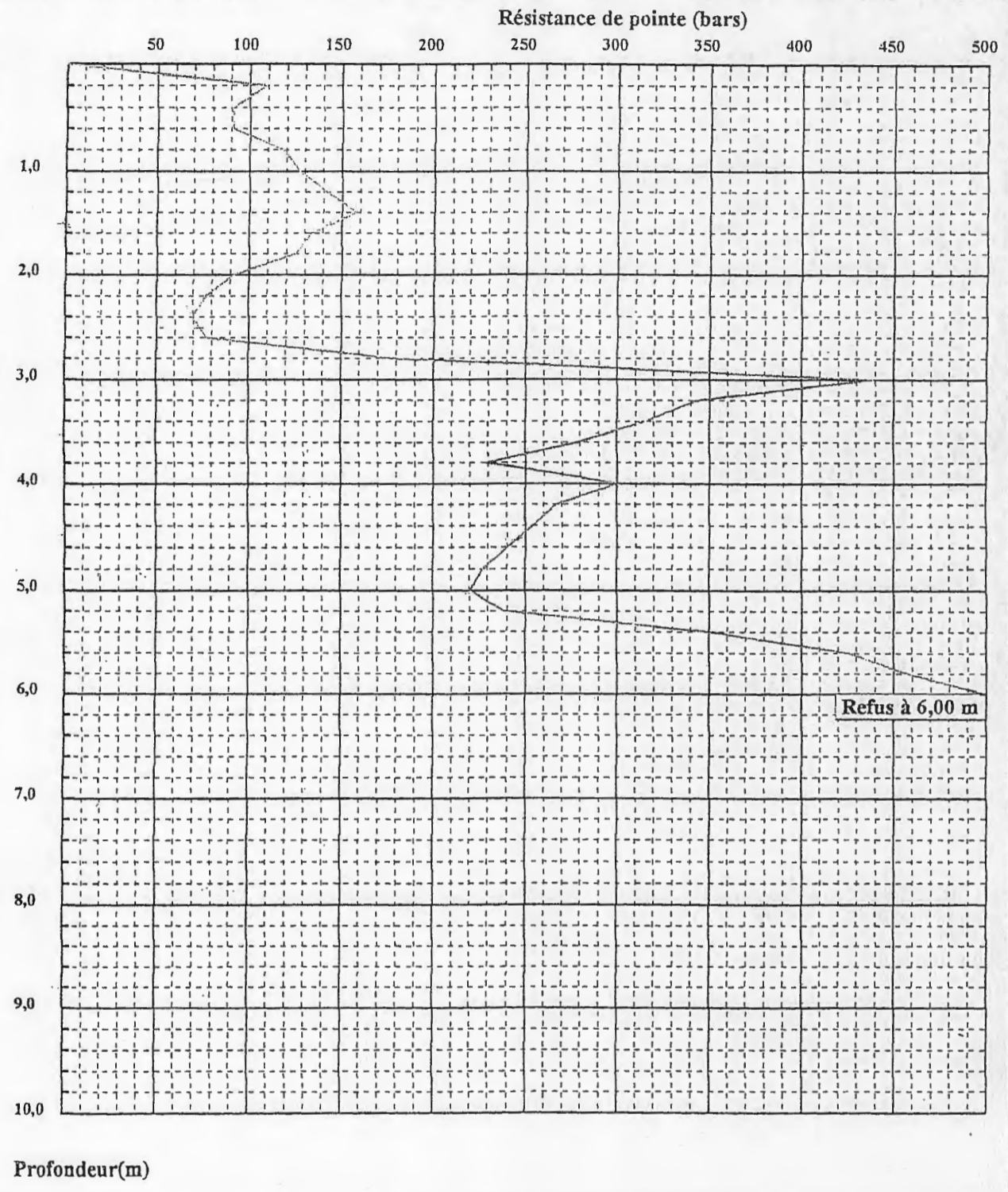
Essai N°: P6 15



INTITULE : CENTRE UNIVERSITAIRE
LIEU : MILA
CLIENT : DLEP MILA
DATE ESSAI : 2005

PENETROMETRE DYNAMIQUE

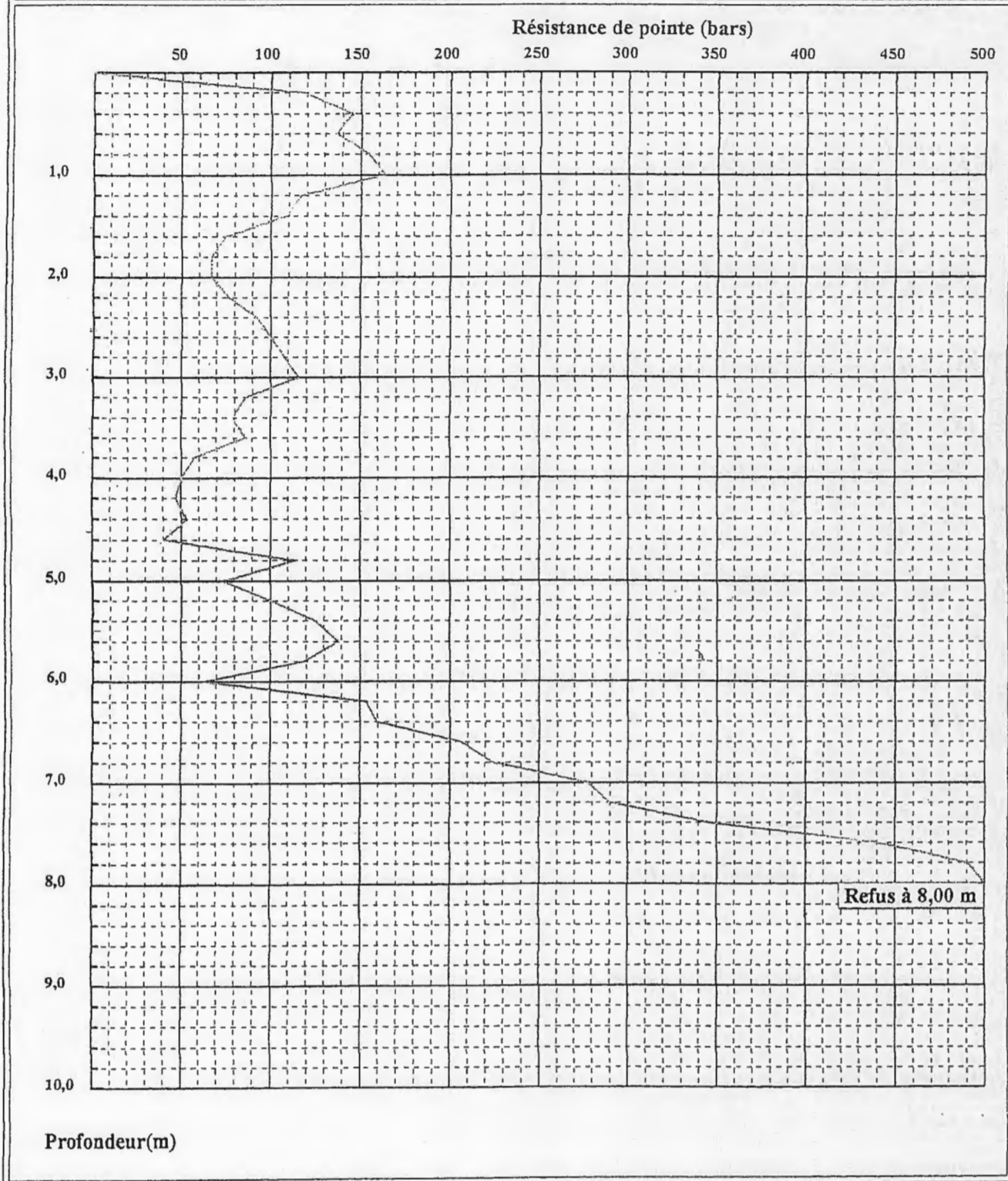
Essai N°: P7 16



INTITULE : CENTRE UNIVERSITAIRE
LIEU : MILA
CLIENT : DLEP MILA
DATE ESSAI : 2005

PENETROMETRE DYNAMIQUE

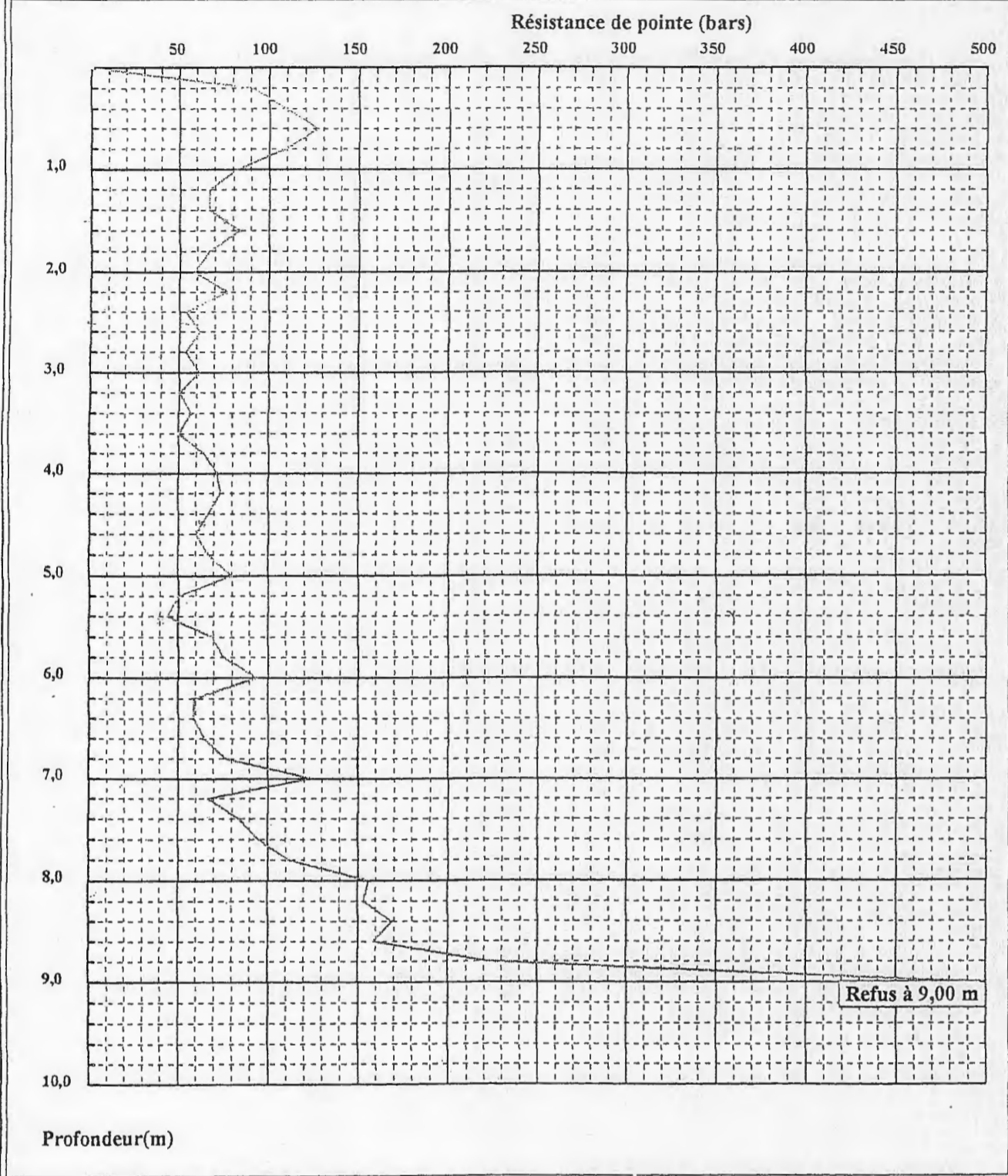
Essai N°: P8 17



INTITULE : CENTRE UNIVERSITAIRE
LIEU : MILA
CLIENT : DLEP MILA
DATE ESSAI : 2005

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P9 18



Annexe 03

Essai de

compressibilité

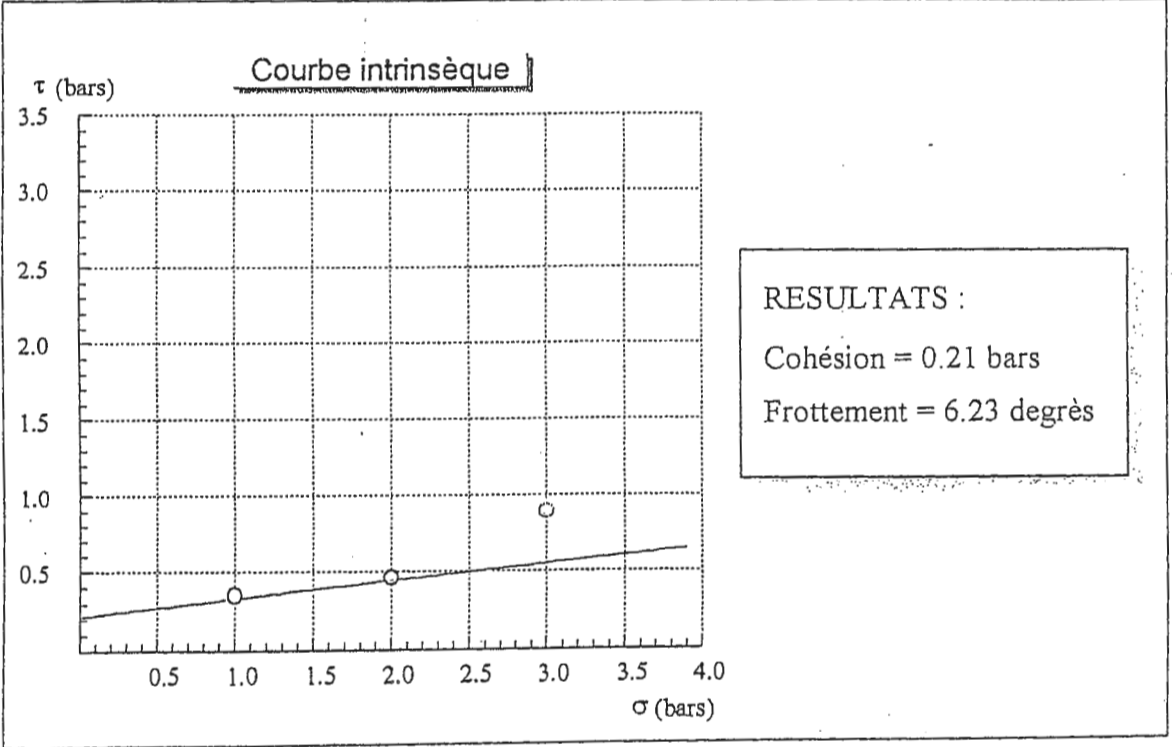
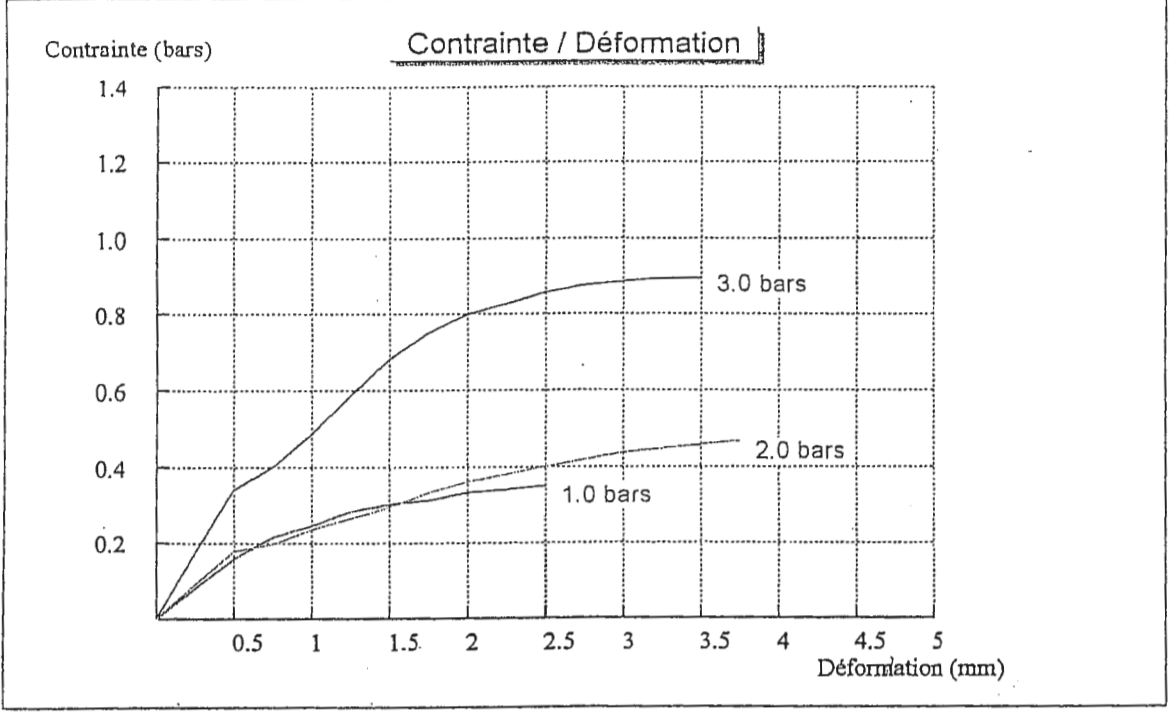


CISAILLEMENT RECTILIGNE

19

8

Etude : CENTRE UNIVERSITAIRE	Type d'essai : UU
Dossier N° : 159/2003	Coefficient de l'anneau $\langle K \rangle$: 0,35
N° Sond : S.03 Prof : 2.5-3.00	Vitesse de cisaillement : 0,900 mm/mn



ESSAI DE CISAILLEMENT (UU) GU - CD

Nom Constaté Rapide.

Chantier : 162/05 20

Localisation : MILA

Sondage : 04

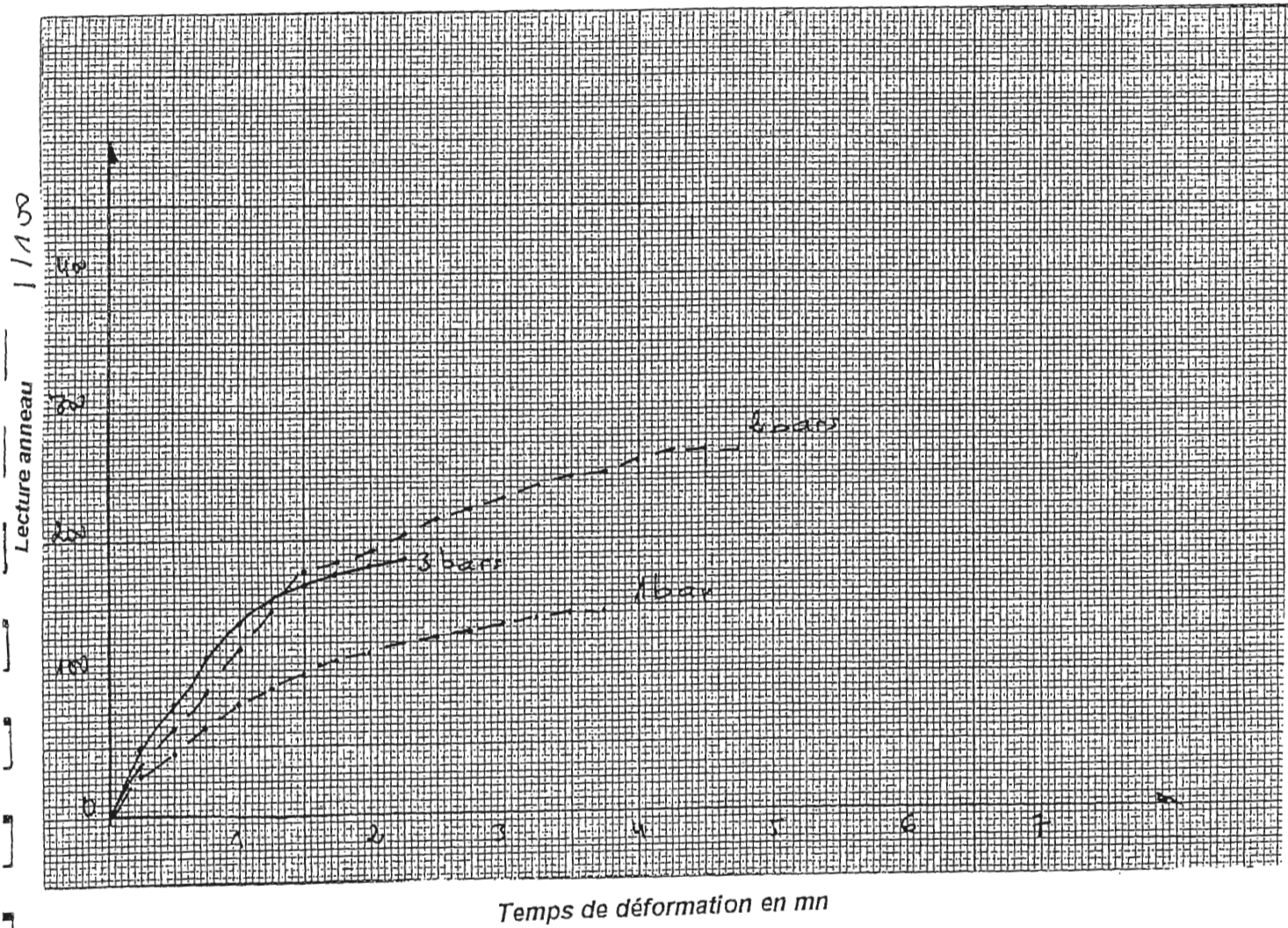
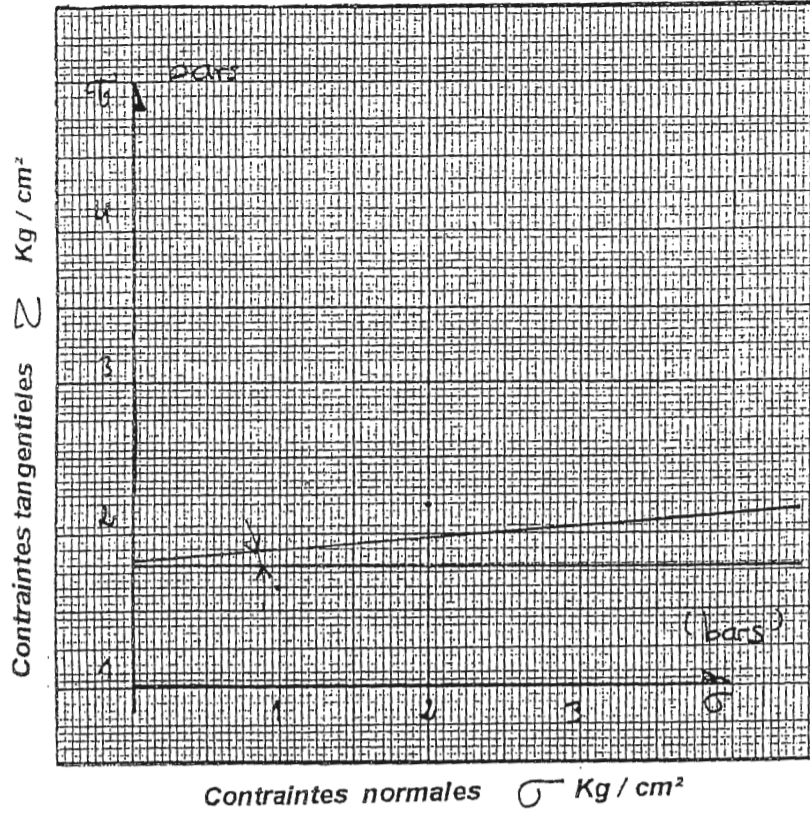
profondeur : 2,30 - 2,50 M

Section : 36 cm² vitesse : 1200 mm/mn

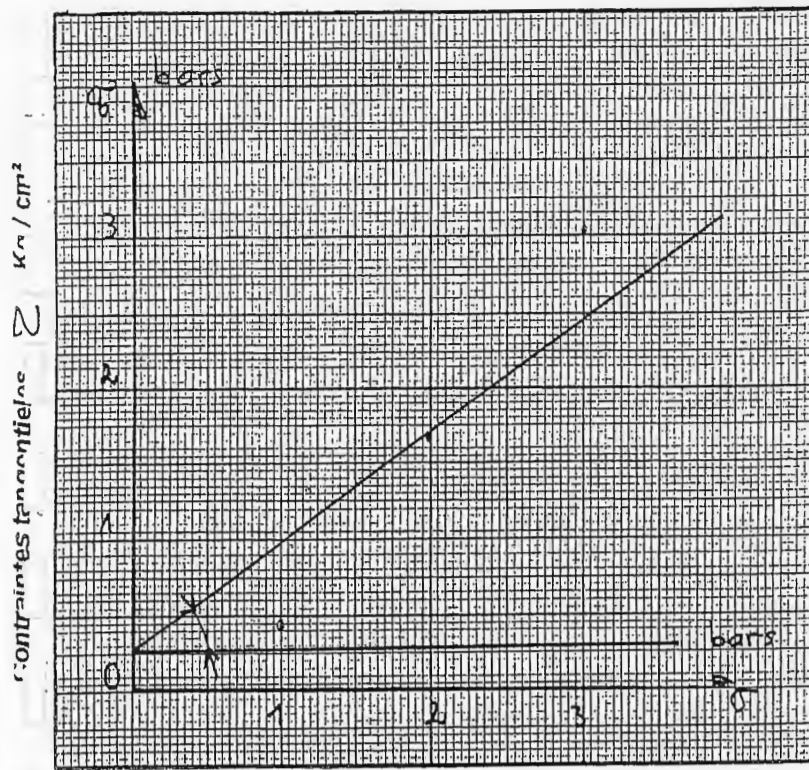
φ : 5° c. 0,80 W%

y : yd : IP

Anneau : 3 kn. Coef : 0,15

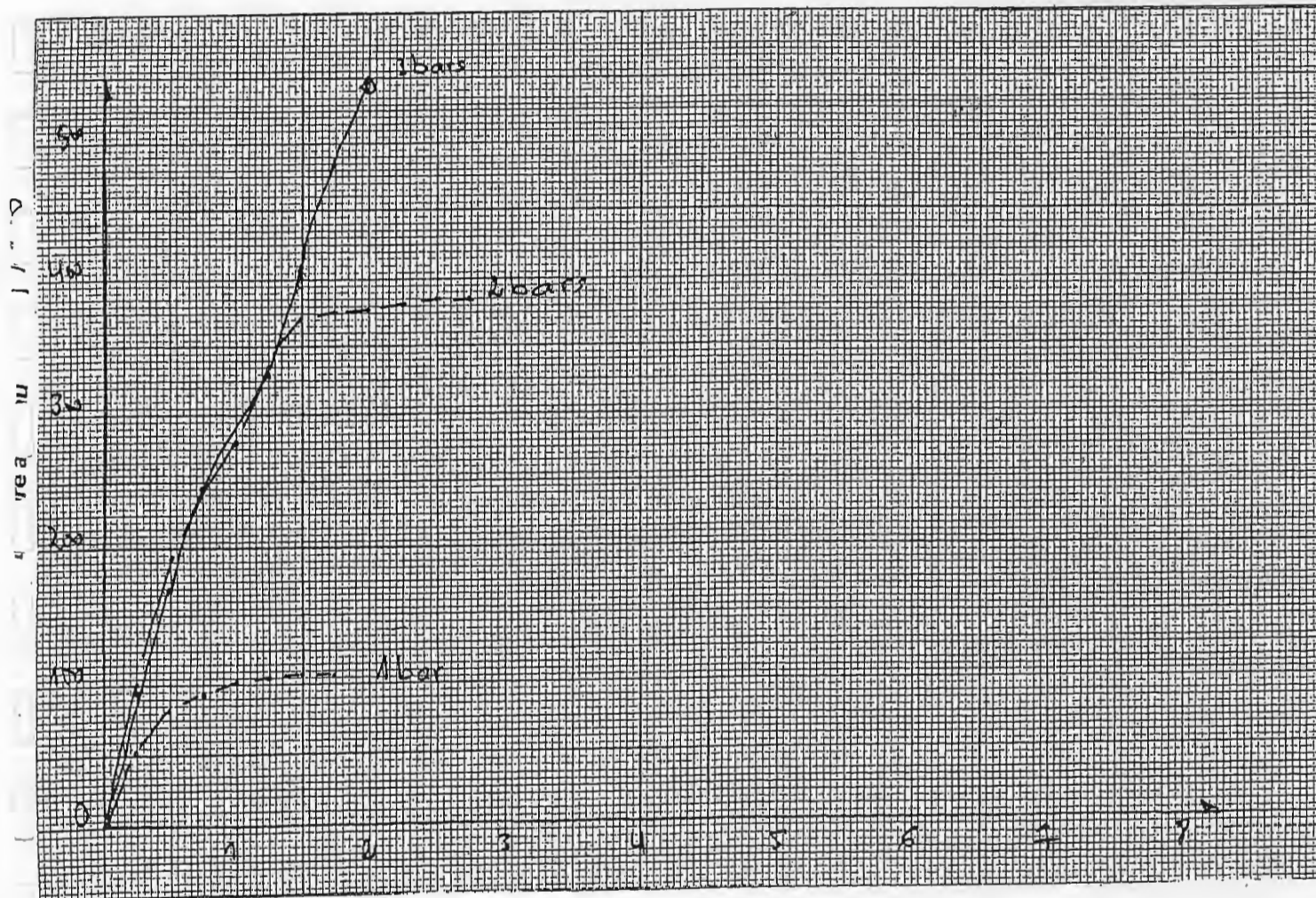


ESSAI DE CISAILLEMENT (UU) - GU - CD



Contraintes normales σ Kg/cm²

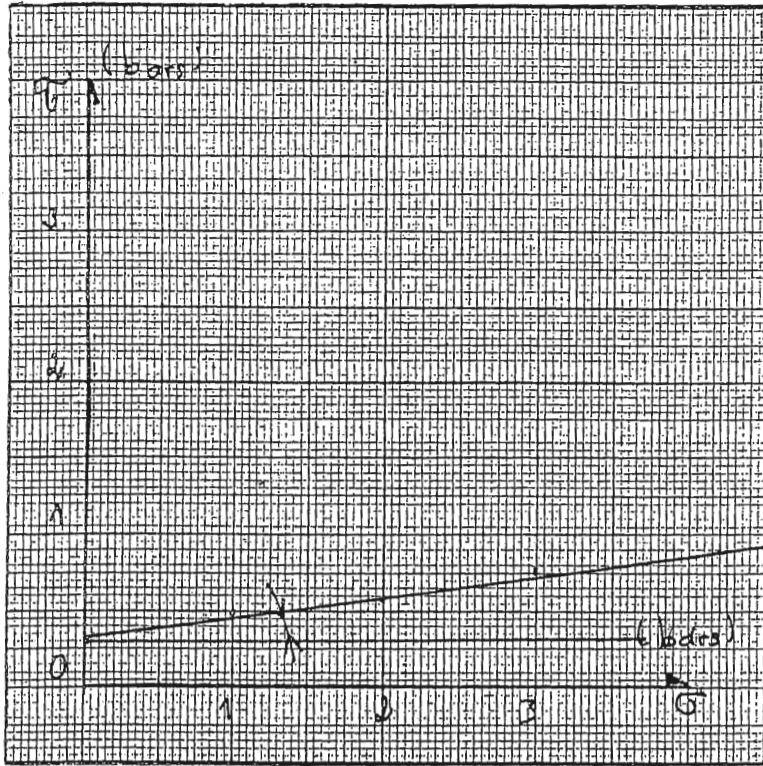
Chantier : 162/05 21
 Localisation : P.L.A.
 Sondage : 04
 profondeur : 6.70 - 7.00 M
 Section : 36 cm² vitesse : 1.20 mm/mn
 ϕ : 35° c : 0.25 W%
 X : y d : IP
 Anneau : 3 kn. Coef : 0.15



Temps de déformation en mn

ESSAI DE CISAILLEMENT (UU) - GU - CD

22



Chantier : 162/05

Localisation : NILA

Sondage : 06

profondeur : 2,70 - 3,00 M

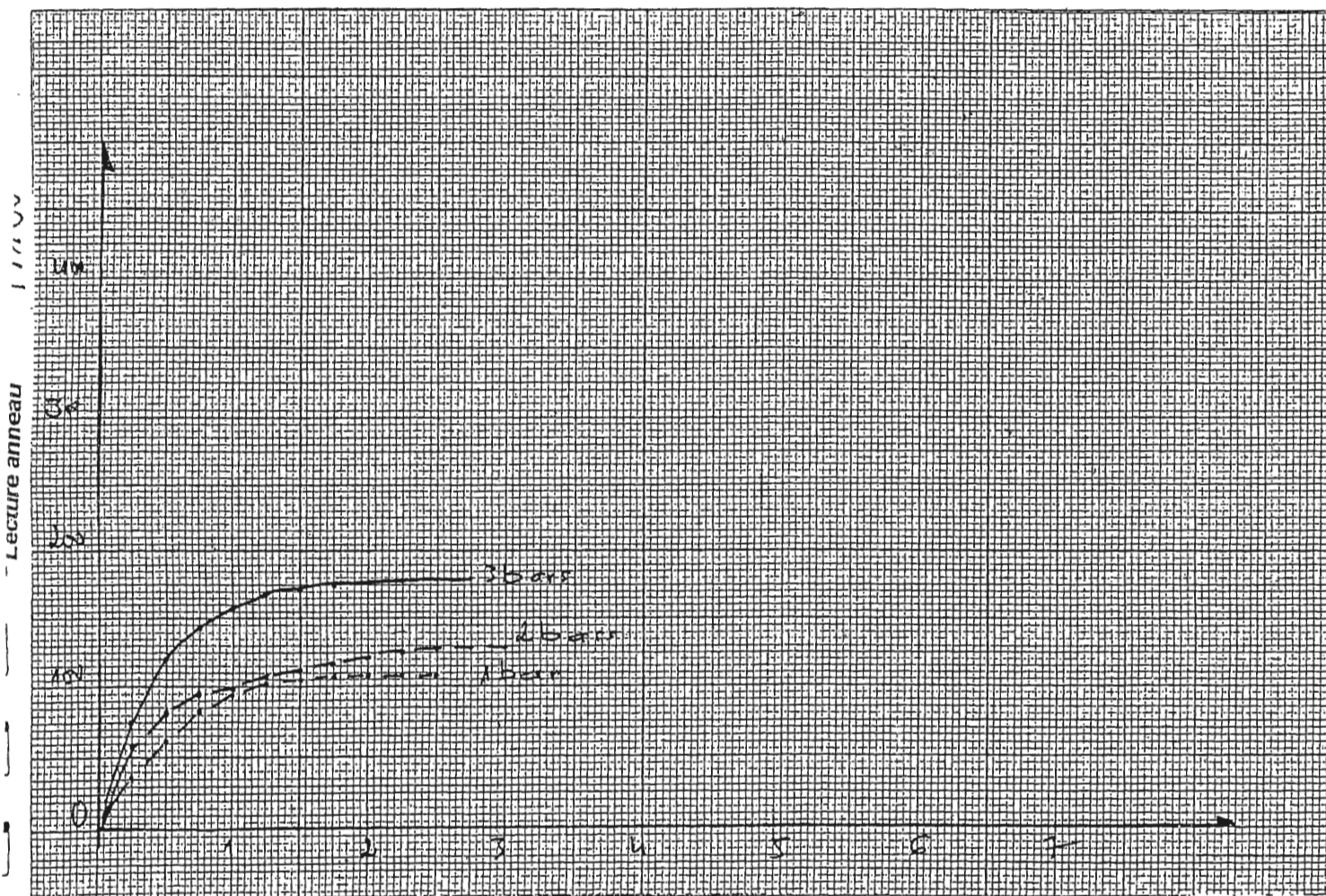
Section : 36 cm² vitesse : 1,200 mm/mn

phi : 0° c. 0,30 W%

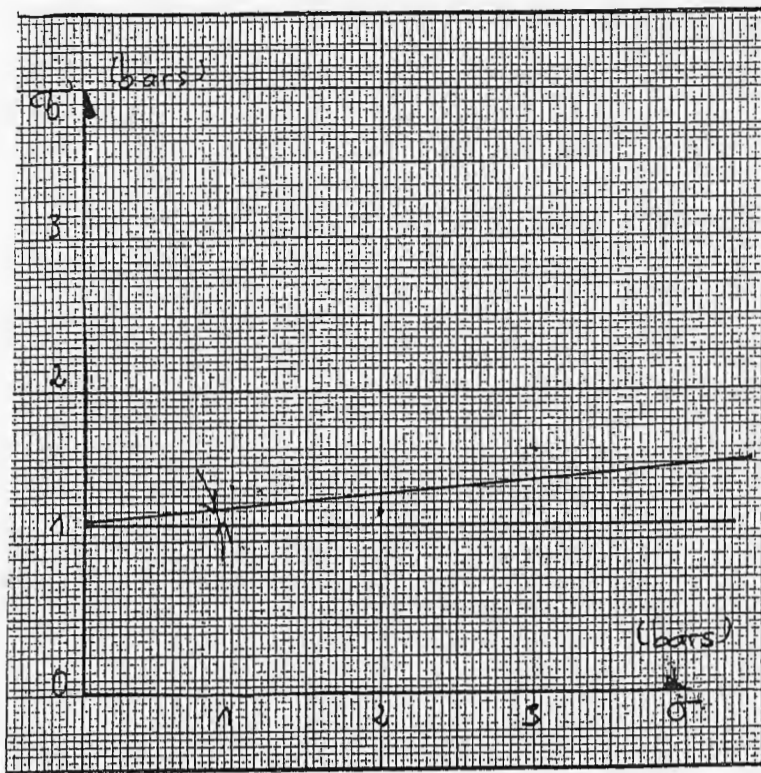
gamma : gamma d : IP :

Anneau : 3 kn. Coef. 0,15

Contraintes normales σ Kg/cm²

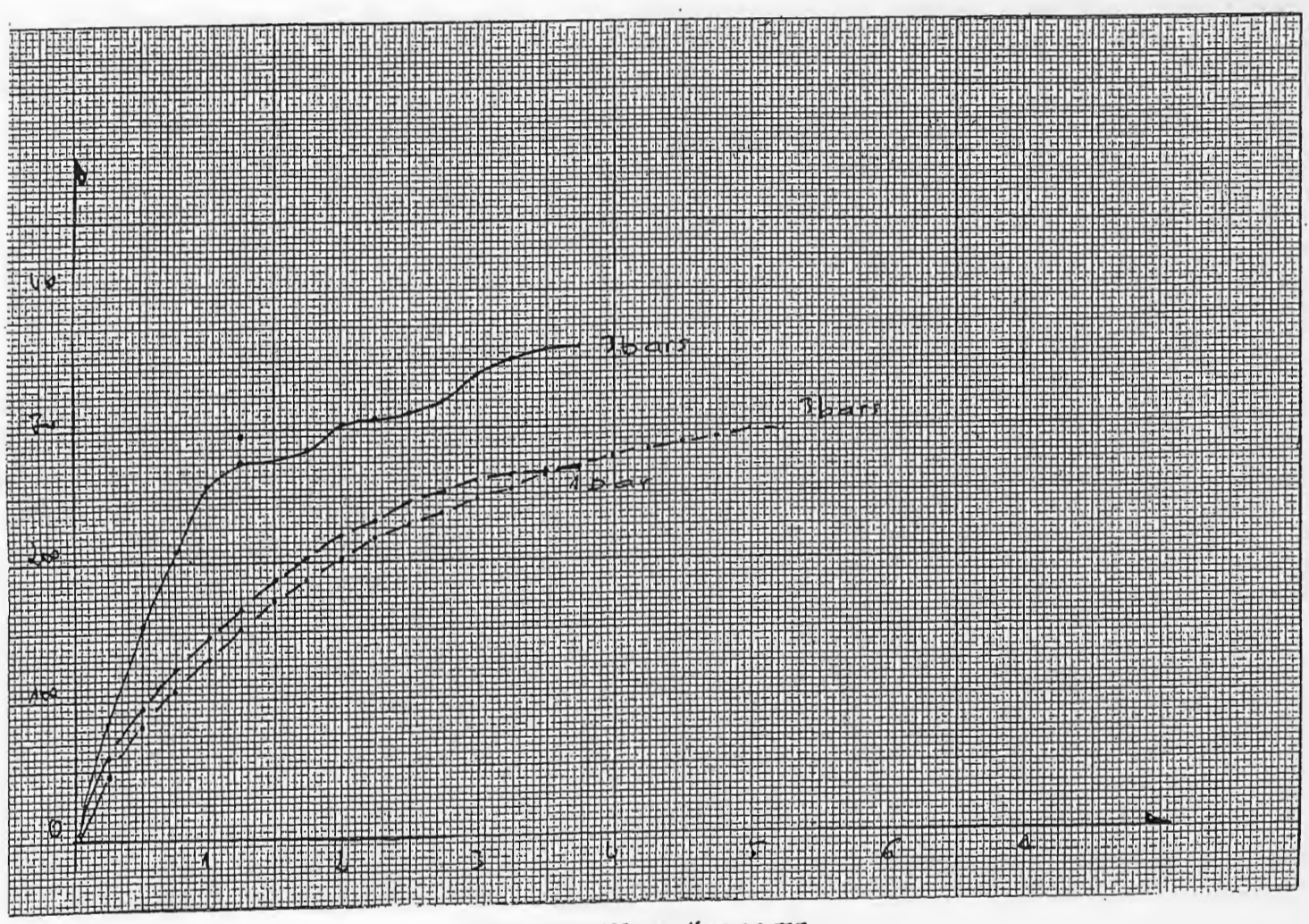


Temps de déformation en mn



Contraintes normales σ Kg/cm²

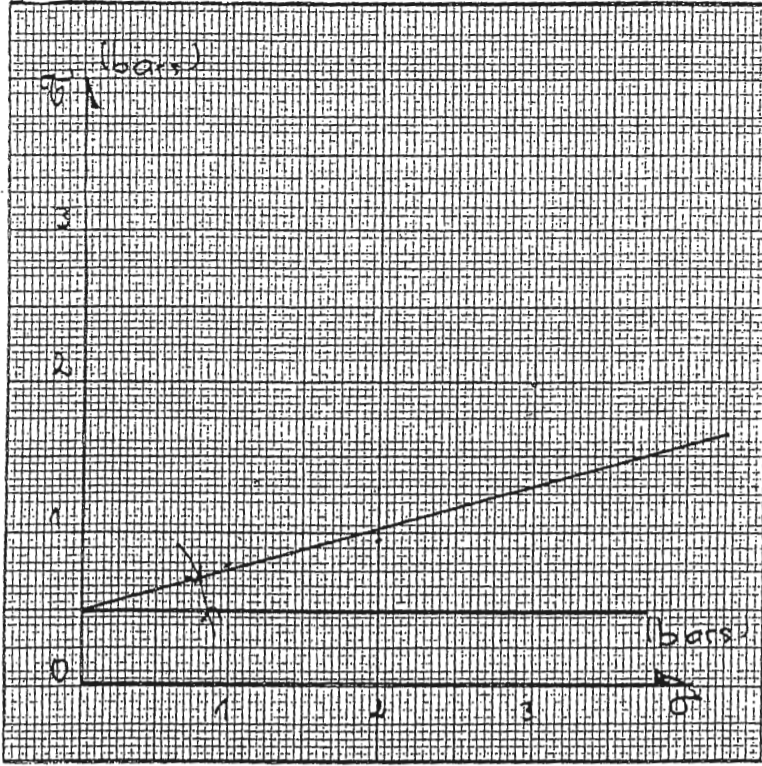
Chantier : 162/05
 Localisation : NILA
 Sondage : 07
 profondeur : 1,00 - 1,40 M
 Section 36cm² vitesse : 1.12 mm/mn
 ϕ : 5° c.A. 10 W%
 y : y.d. : IP :
 Anneau : 3 kn. Coef. 0.15



Temps de déformation en mn

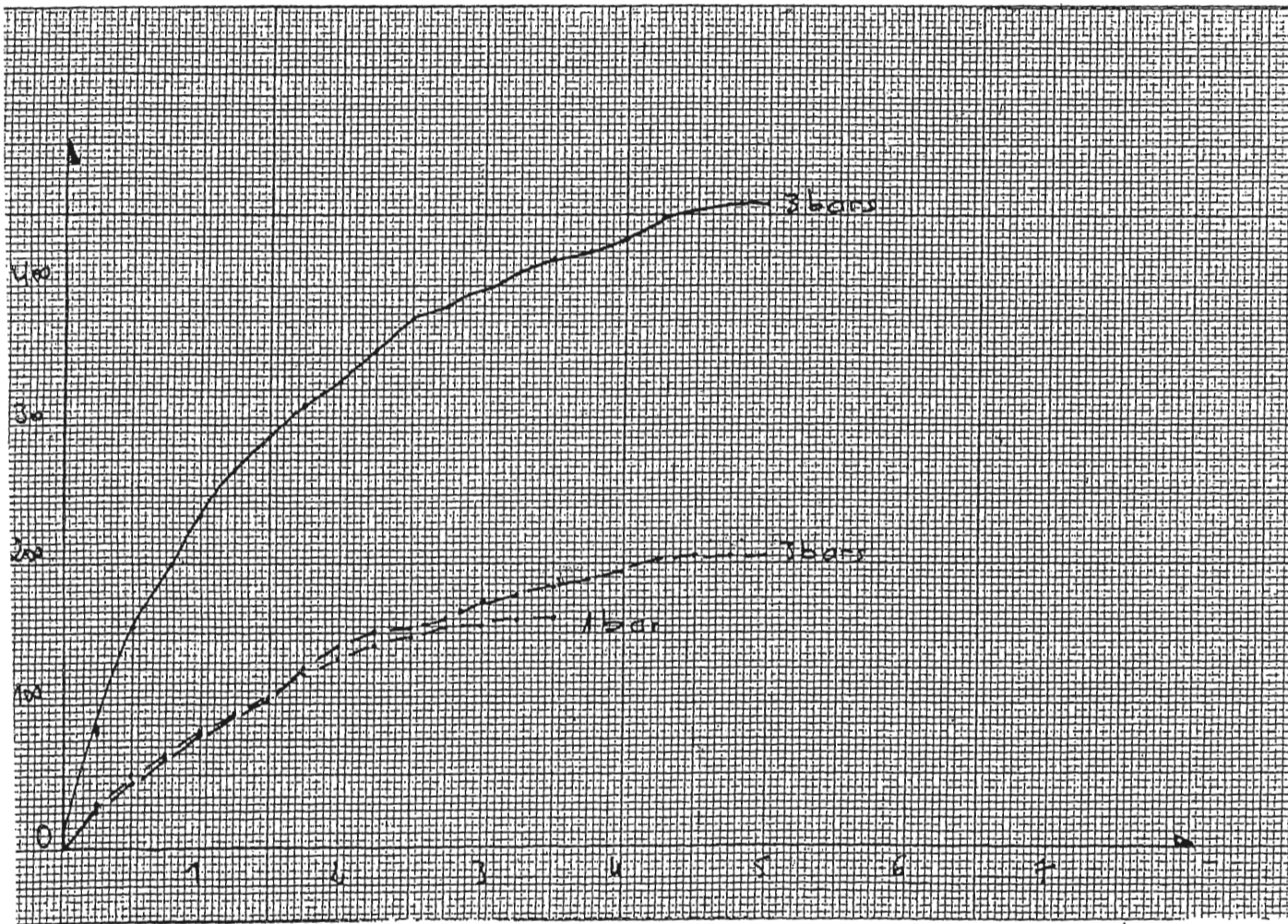
ESSAI DE CISAILLEMENT (UU) - GU - CD

26



Contraintes normales σ Kg/cm²

Chantier : 162/05
 Localisation : Pila
 Sondage : 08
 profondeur : 1.20 - 1.50 M
 Section : 36 cm² vitesse : 1.20 mm/mr
 φ : 15° c : 0.50 W%
 γ : γ_d : IP :
 Anneau : 3 ko Coef. : 0.15



Temps de déformation en mn

Annexe 04



Essai de

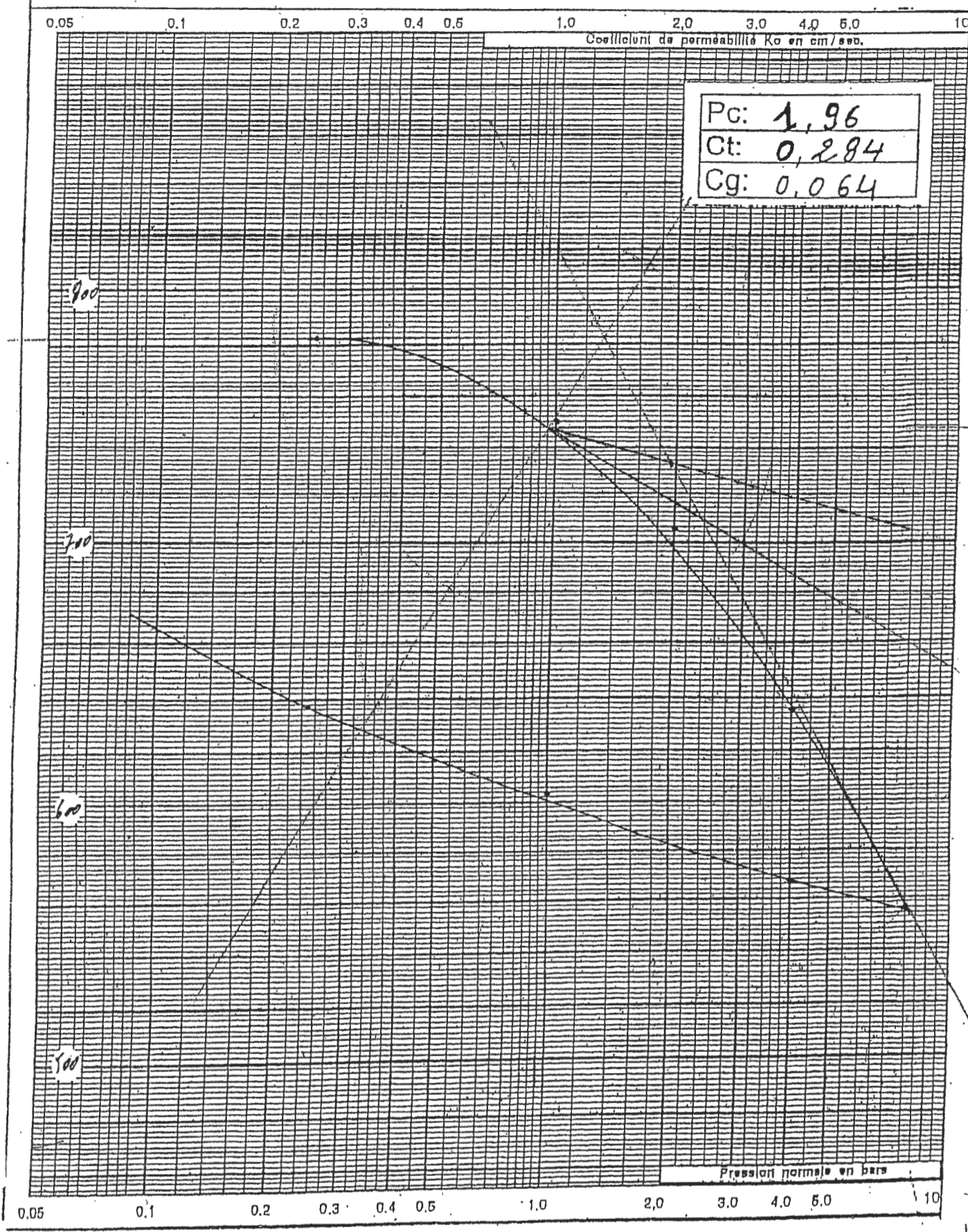
cisaillement

Dossier N° 162104

10

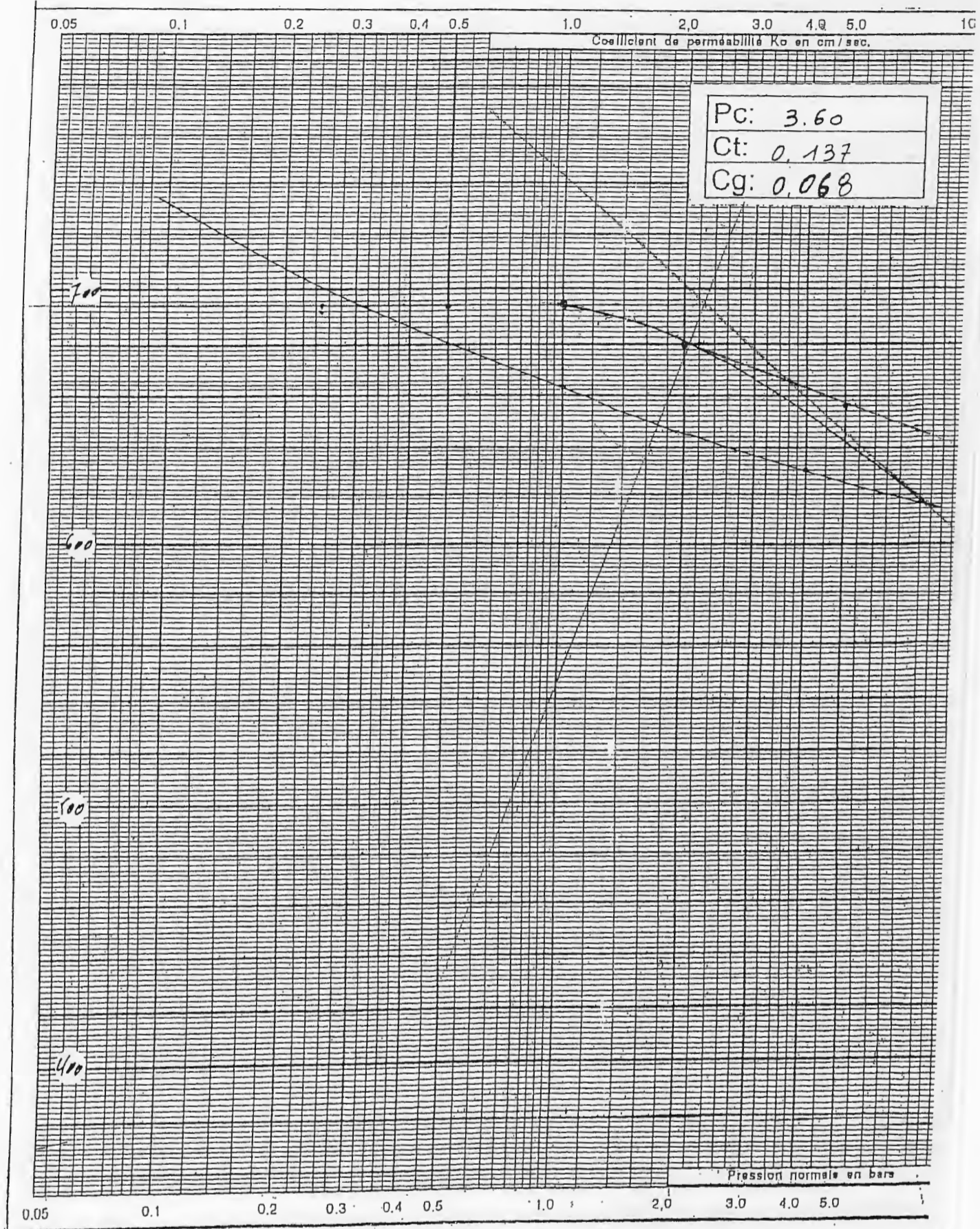
ESSAI DE COMPRESSIBILITE
PERMEABILITE

Sondage : 02
Echantillon : 05 27
Profondeur : 1,50 - 2,00



GRAPHIQUE :

Dossier N° <u>162104</u>	77
ESSAI DE COMPRESSIBILITE PERMEABILITE	Sondage : <u>03</u>
	Echantillon : <u>05 28</u>
	Profondeur : <u>2,50 - 3,00</u>

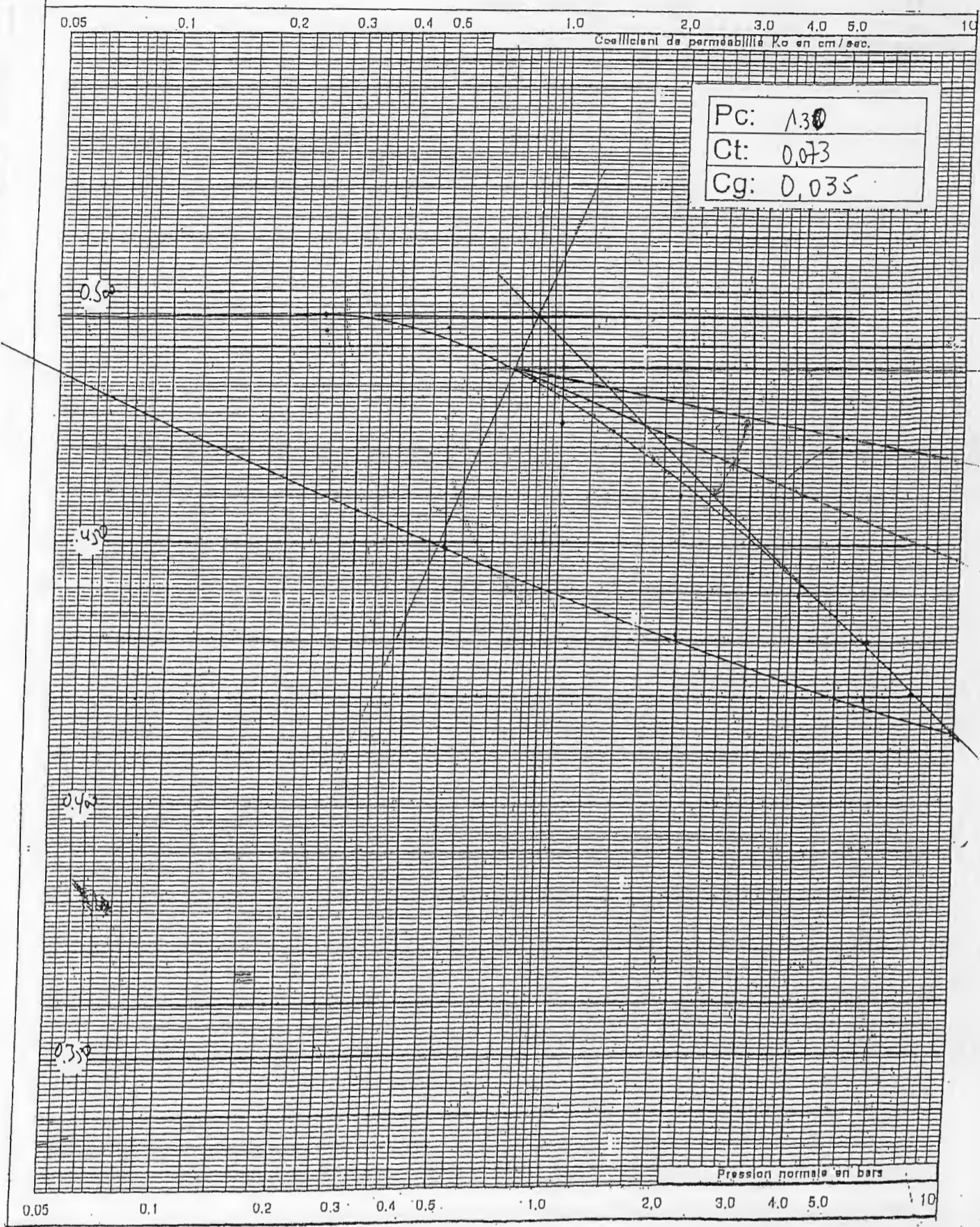


GRAPHIQUE :

Dossier N° 162/03

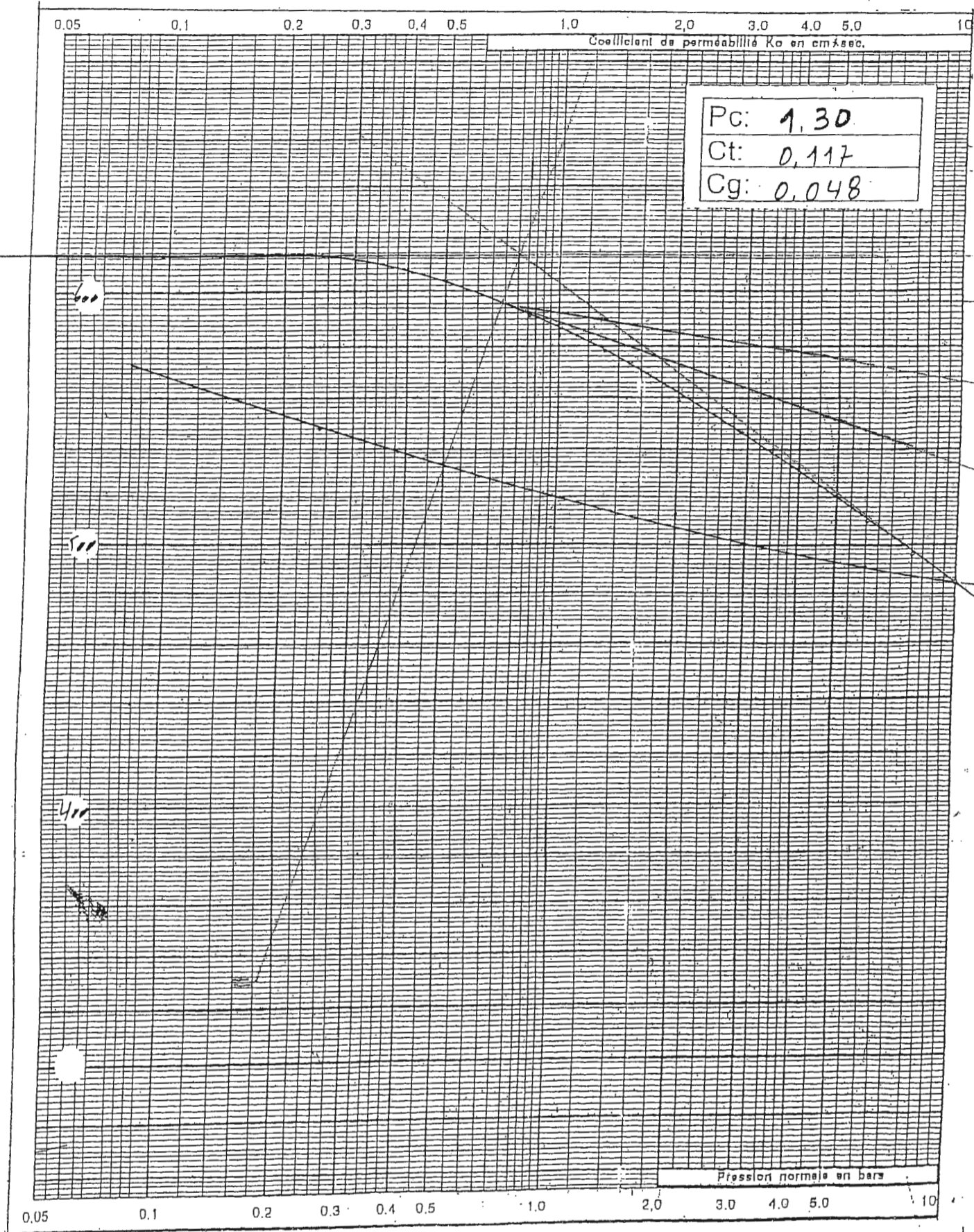
ESSAI DE COMPRESSIBILITE
PERMEABILITE

Sondage : 04
Echantillon : 05 29
Profondeur : 6,70 - 7,00



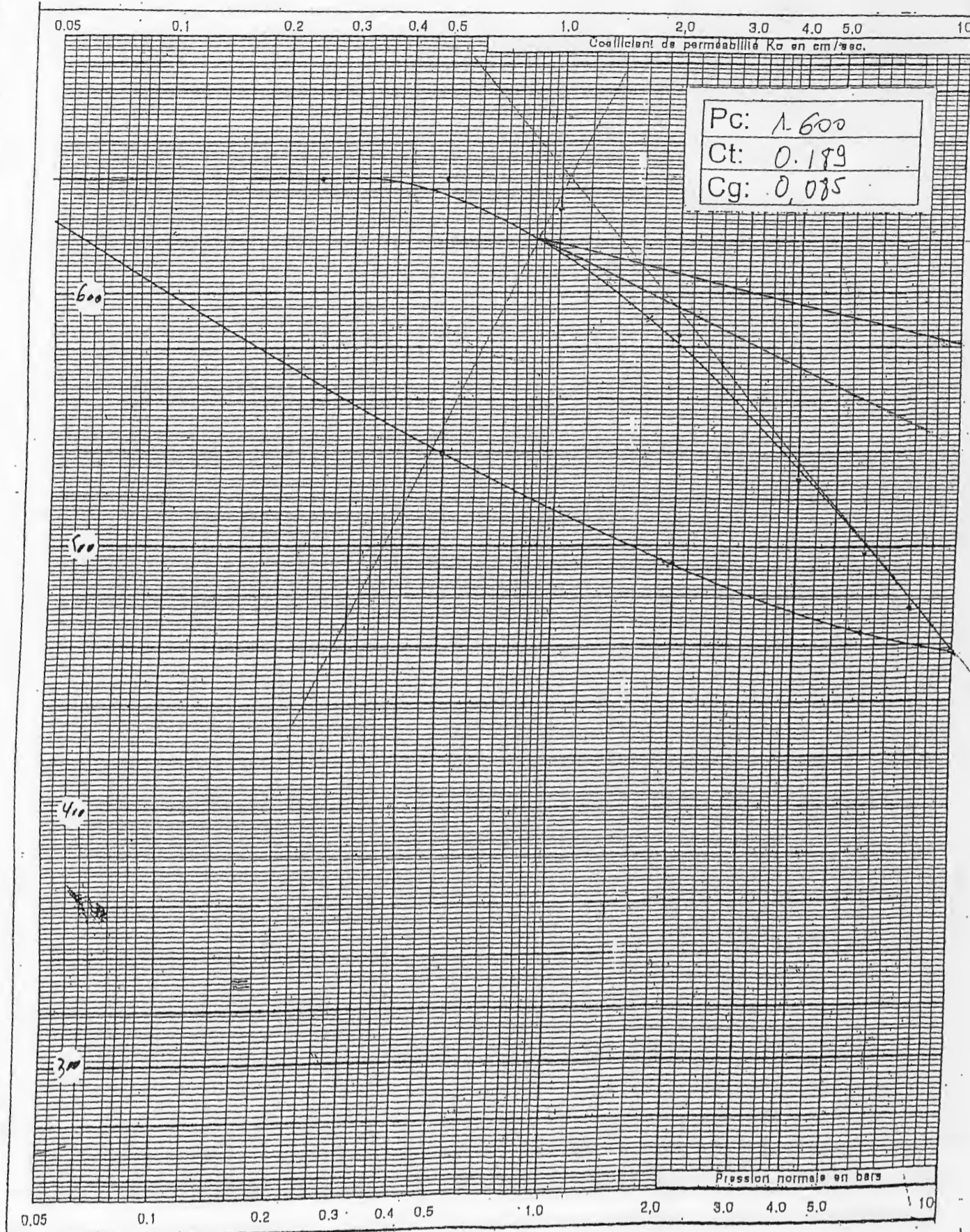
GRAPHIQUE :

Dossier N° <u>162/04</u>	Sondage : <u>06</u>
ESSAI DE COMPRESSIBILITE PERMEABILITE	Echantillon : <u>30</u>
	Profondeur : <u>2,70 - 3,00 m</u>



GRAPHIQUE :

Dossier N° <u>162/04</u>	Sondage : <u>07</u> <u>39</u>
ESSAI DE COMPRESSIBILITE PERMEABILITE	Echantillon :
	Profondeur : <u>1.00-1.40 m</u>



GRAPHIQUE :

Dossier N° <u>162104</u>	Sondage : <u>08</u>	<u>33</u>
ESSAI DE COMPRESSIBILITE PERMEABILITE	Echantillon :	
	Profondeur : <u>3,40-3,70 m</u>	

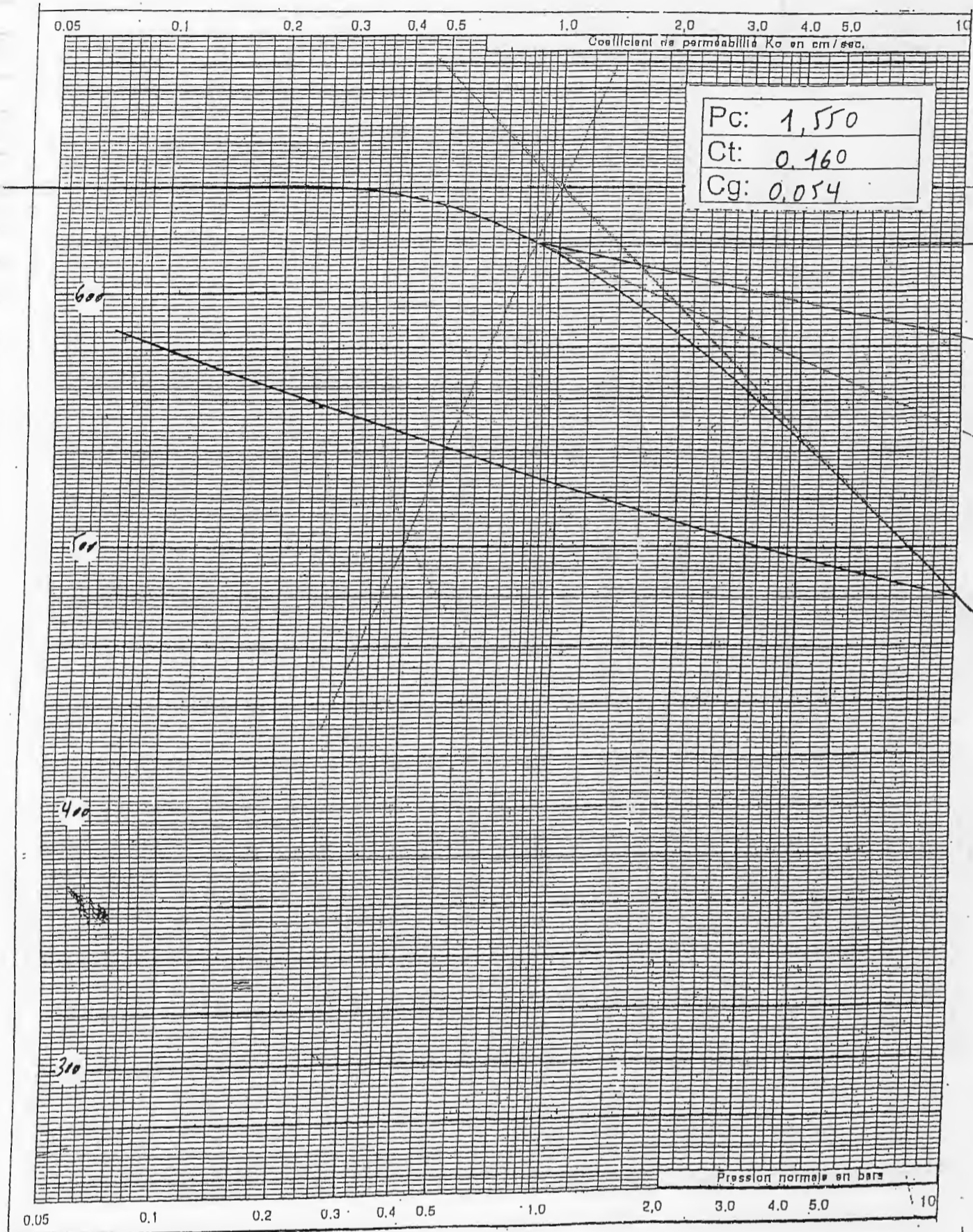


TABLEAU RECAPITULATIF

Projet : CENTRE UNIVERSITAIRE MILA

Sondage	1		2	3	4		6	7	8	
Prof.(m)	1.50 - 2.00	3.70 - 4.00	1.50 - 2.00	2.50 - 3.30	2.30 - 2.50	6.70 - 7.00	2.70 - 3.00	1.00 - 1.40	1.20 - 1.50	3.40 - 3.70
Densité Sèche	1.65	1.83	1.58	1.67	1.61	1.86	1.55	1.68	1.43	1.65
Densité Humide	1.98	2.12	1.92	2.02	2.01	2.16	1.94	1.98	1.75	2.00
Teneur en Eau %	20.58	15.53	20.91	20.21	25.32	15.60	25.33	18.07	21.89	21.32
Degré Saturation %	87.66	88.06	79.19	89.30	99.04	92.46	92.06	80.00	66.36	90.36
A. Frottement Int. UU	*	"	*	6.23	5°	35°	8°	5°	15°	10°
Cohésion C(bar)	*	"	"	0.21	0.80	0.25	0.30	1.10	0.50	0.70
Pression de Cons. (bar)	3.36	"	1.96	3.60	*	1.30	1.30	1.60	1.125	1.55
Coefficient de comp. %	14.90	"	28.40	13.70	*	7.30	11.70	18.90	22.90	16.00
Indice de gonflement %	6.80	"	6.40	6.80	*	3.50	4.80	8.50	3.40	5.40
Sondage	*	1	2	*	4		5	6	7	8
Profondeur (m)	*	3.7 - 4.0	1.50	*	1.5 - 1.8	6.7 - 7.0	1.50	1.2 - 1.4	1.0 - 1.4	1.2 - 1.5
% Sulfate en SO4--	*	0.23	0.34	*	Traces	Traces	Traces	0,11	Traces	Traces
% Carbonates en CaCO3	*	16.00	18.00	*	17,20	14,00	10,00	16,00	12,00	26,80
% Chlorures en Cl-	*	0.21	0.18	*	0,11	0,21	0,11	0,11	0,11	0,11
Classe d'agressivité	*	FAIBLE	FAIBLE	*	NULLE	NULLE	NULLE	NULLE	NULLE	NULLE