

M0030/92B

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère des Universités et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département de Génie Civil

Laboratoire de Mécanique des Sols



THESE DE MAGISTER

Présentée par: Abdallah LARIBI

Ingénieur d'Etat Diplômé de l'E.N.P.

**CONTRIBUTION A L' ETUDE ET AU CONFORTEMENT
DU GLISSEMENT DE TERRAIN D'EL BIAR, ALGER**

Soutenue en Juillet 1992 devant le jury composé de:

MM.	A. CHARIF	Professeur	Président
	B.M. UPPALURI	Maître de conférences	Rapporteur
	T. MESSAFER	Maître de conférences	Examinateur
	N. DECHEMI	Chargé de Cours	Examinateur
Mme	S. CHABOU	Maître Assistant	Examinatrice

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère des Universités et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département de Génie Civil

Laboratoire de Mécanique des Sols

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

THESE DE MAGISTER

Présentée par: Abdallah LARIBI

Ingénieur d'Etat Diplômé de l'E.N.P.

**CONTRIBUTION A L' ETUDE ET AU CONFORTMENT
DU GLISSEMENT DE TERRAIN D'EL BIAR, ALGER**

Soutenu en Juillet 1992 devant le jury composé de:

MM.	A. CHARIF	Professeur	Président
	B.M. UPPALURI	Maître de conférences	Rapporteur
	T. MESSAFER	Maître de conférences	Examineur
	N. DECHEMI	Chargé de Cours	Examineur
Mme	S. CHABOU	Maître Assistant	Examinatrice

بسم الله الرحمن الرحيم

وترى الأرض طامدة فإذا أنزلنا

عليها الماء إلتزت وربت

الحج : الآية 5

بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة -- BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

الإهداء

إلى التي حملتني وهنأ على وهن
إلى روح والدي الذي سقط شهيداً في حرب التحرير
إلى روح جدي الذي رباني ورعاني
إلى إخوتي
إلى زوجتي وفلذات كبدي
إلى كل الذين آمنوا بالحق و تحركوا بالحق و تواصلوا
بالحق و صبروا في سبيل الحق من أجل الحق

إلى كل هؤلاء .. أهدى ثمرة جفدي

عبد الله لعربي

REMERCIEMENTS

Je voudrais exprimer mes remerciements les plus sincères à mon directeur de thèse Monsieur **B. M. UPPALURI**, Maître de Conférences, pour toutes les qualités, tant dans le travail qu'humaine, que j'ai apprécié en lui. Il a suivi pas à pas nos travaux, qu'il veuille bien trouver dans cette thèse le témoignage de ma profonde reconnaissance pour sa bienveillante disponibilité, ses encouragements et ses suggestions qui ont beaucoup contribué à mener à bien ce travail.

Je suis sensible à l'honneur que me fait Monsieur **A. CHARIF**, Professeur au département de Génie-civil pour avoir bien voulu présider ce jury.

J'adresse mes remerciements à Monsieur **T. MESSAFER**, Maître de conférences d'avoir bien voulu lire cette thèse et de la juger.

Je remercie également Monsieur **N. DECHEMI**, Chargé de cours pour ses précieuses suggestions et d'avoir voulu accepter de faire partie de mon jury de thèse.

J'exprime toute ma gratitude à Madame **S. CHABOU**, Maître-Assistant pour l'intérêt particulier qu'elle a manifesté à l'égard de cette thèse, pour ses propositions pertinentes et pour sa participation au Jury.

Enfin, je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance à toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'achèvement de cette thèse et plus particulièrement :

MM. E. ALIOUET, GUENDOZ, KOURIFA,
A. BENKACEM, M. YAHIAOUI, A. SAADAT, A. HALLAL,
K. BOUCHIBENE, M.E.B. MAHDI et D. SAIS.

T A B L E D E S M A T I E R E S

Remerciements	i
Liste des photographies	ii
Liste des figures	iii
Liste des tableaux	iv

I N T R O D U C T I O N G E N E R A L E

1. Différents aspects d'étude des mouvements de terrain	1
2. Historique et études antérieures	3
3. Objectifs et domaines d'étude	6
4. Présentation du travail effectué	7

P R E M I E R E P A R T I E : E T U D E G E O L O G I Q U E

1.0 GENERALITES	9
2.0 ETUDE DES PHOTOGRAPHIES AERIENNES	9
2.1 Leur intérêt	9
2.2 Résultats	10
3.0 ETUDE GEOLOGIQUE	14
3.1 Affleurements	14
3.2 Niveaux géologiques	14
3.3 Bloc diagramme	17
3.3.1 Méthodologie adoptée	18
3.3.2 Résultats	18
4.0 ETUDE GEOMORPHOLOGIQUE	20

D E U X I E M E P A R T I E : E T U D E H Y D R O L O G I Q U E

1.0 INTRODUCTION	22
2.0 CHOIX DE LA STATION METEOROLOGIQUE	23
3.0 ETUDE DES PRECIPITATIONS	24
3.1 Précipitations moyennes mensuelles	23
3.2 Précipitations moyennes annuelles	25
3.3 Détermination de la lame d'eau précipitée	25
4.0 ETUDE DES TEMPERATURES	26
4.1 Températures moyennes annuelles	26
5.0 ETUDE DE L'EVAPOTRANSPIRATION	28
5.1 Calcul de l'évapotranspiration réelle	29
5.1.1 Formule de TURC	29
5.1.2 Formule de COUTAGNE	29

5.1.3	Résumé des méthodes précédentes	30
6.0	RUISSELLEMENT ET INFILTRATION	31
6.1	Estimation de l'apport d'eau moyen	31
6.1.1	Formule de SAMIE	31
6.1.2	Formule dite ALGERIENNE	32
6.1.3	Formule DE TURC	32
6.1.4	Formule de COUTAGNE	33
6.1.5	Formule de CHAUMONT	33
6.1.6	Formule de DERY	34
6.1.7	Formule de MEDINGER	34
6.1.8	Résumé des méthodes précédentes	35
7.0	ESTIMATION DU BILAN HYDROLOGIQUE	35
8.0	CONCLUSIONS	36

TROISIEME PARTIE : E T U D E H Y D R O G E O L O G I Q U E

1.0	GENERALITES	39
2.0	BASSIN HYDROGEOLOGIQUE	40
3.0	IDENTIFICATION DES NAPPES	41
4.0	ANALYSE DES DONNEES	42
4.1	Caractéristiques de la nappe supérieure	42
4.2	Caractéristiques de la nappe inférieure	46
4.2.1	Maille d'écoulement	46
4.2.2	Axes de drainage	46
4.2.3	Gradients hydrauliques	48
4.3	Puits de pompage F1	48
4.3.1	Généralités	48
4.3.2	Analyse des données	50
4.3.3	Etude théorique (distance-rabattement)	50
a)	Enoncé du problème	51
b)	Hypothèses de calcul	51
c)	Résolution	52
d)	Observations sur le calcul de DUPUIT	53
4.3.4	Résultats	53

QUATRIEME PARTIE : E T U D E G E O T E C H N I Q U E

1.0	GENERALITES	57
2.0	ESSAIS GEOTECHNIQUES	60
2.1	Les essais en laboratoire	60
2.1.1	Teneur en eau	60
2.1.2	Les limites d'Atterberg	60
2.1.3	La granulométrie	62

2.1.4 Etude minéralogique	64
a) Généralités	64
b) Rappel du principe de la diffraction des rayons X	64
c) Résultats	66
2.1.5 Les paramètres mécaniques	69
2.2 Les essais in-situ	70
2.2.1 L'appareillage utilisé	70
2.2.2 Mise en oeuvre de l'essai	72
2.2.3 Présentation des résultats	72
2.2.4 Interprétation de l'essai	72
3.0 CALCULS DE STABILITE	73
3.1 Généralités	73
3.2 Méthodes de calcul adoptées	74
3.2.1 Rupture circulaire : méthode de BISHOP	74
3.2.2 Rupture non circulaire : méthode des perturbations	77
3.2.3 Résultats	78
4.0 CAUSES ET MECANISMES DES MOUVEMENTS DE TERRAIN	80
4.1 Généralités	80
4.2 Les causes	81
4.3 Classification des mouvements observés	83
4.4 Mécanisme des mouvements de terrain	84
5.0 TRAVAUX DE CONFORTEMENT	87
5.1 Généralités	87
5.2 Travaux de confortement réalisés	89
5.2.1 Puits de pompage	90
5.2.2 Les drains Subhorizontaux	90
5.2.3 Galeries	91
5.3 Travaux de confortement proposés	91
<u>CONCLUSION GENERALE</u>	
1.0 RESULTATS	96
2.0 PROPOSITIONS	98
<u>BIBLIOGRAPHIE</u>	
	100
<u>ANNEXES</u>	
	105 à 128

L I S T E D E S P H O T O G R A P H I E S

	Page
Photo.1.- Photographie aérienne de la région d'EL-BIAR. Année 1972.	11
Photo.2.- Photographie aérienne de la région d'EL-BIAR. Année 1980.	12
Photo.3.- Photographie aérienne de la région d'EL-BIAR. Année 1984.	13
Photo.4.- Situation du sondage réalisé (à proximité de D6)	58
Photo.5.- Prélèvement d'échantillons à la tarière	58
Photo.6.- Mise en oeuvre de l'essai pénétrométrique	71
Photo.7.- Enlèvement du pénétromètre dynamique.	71

L I S T E D E S F I G U R E S

	page
Fig.1.- Plan d'ensemble de la région algéroise montrant l'emplacement des terrains en mouvement.	4
Fig.2.- Plan de détail de la zone des terrains en mouvement.	5
Fig.3.- Carte géologique des affleurements (d'après M. AGARD) [1].	15
Fig.4.- Bloc diagramme d'EL-BIAR.	19
Fig.5.- Précipitations moyennes mensuelles. Période 1950 à 1980.	24
Fig.6.- Précipitations moyennes annuelles. Période 1950 à 1980.	25
Fig.7.- Températures moyennes annuelles. Période 1950 à 1980.	27
Fig.8.- Toit du grès et niveaux piézométriques dans le grès. (d'après Sol Expert International) [48].	41
Fig.9.- Corrélation pluviométrie-piézoométrie. Année 1979	44
Fig.10.- Corrélation pluviométrie-piézoométrie. Année 1980.	44
Fig.11.- Corrélation pluviométrie-piézoométrie. Année 1981	45
Fig.12.- Corrélation pluviométrie-piézoométrie. Année 1982	45
Fig.13.- Corrélation pluviométrie-piézoométrie. Année 1983	45
Fig.14.- Carte piézométrique de la nappe inférieure.	47
Fig.15.- Variations du gradient hydraulique (nappe inférieure).	49
Fig.16.- Rabattement d'une nappe autour d'un puits. Vue en plan et en coupe (d'après P. ANTOINE) [2].	51
Fig.17.- Calcul du rayon d'influence.	54
Fig.18.- Profil géologique probable (d'après S.E.I.) [48].	59
Fig.19.- Schéma d'un diffractomètre de rayons X (d'après VOINOVITCH I.A. et al.) [53].	65
Fig.20.- Analyse de l'échantillon brut.	67
Fig.21.- Analyse de la fraction argileuse.	67
Fig.22.- Analyse thermique différentielle.	67
Fig.23.- Diagramme de pénétration dynamique.	72
Fig.24.- Calcul en rupture circulaire (d'après G.PILOT) [34].	75
Fig.25.- Mouvements de terrain durant la période 79-80 (d'après S.E.I.) [48].	90
Fig.26.- Travaux de confortement proposés.	92
Fig.27.- Coupes du système de drainage proposé.	93

L I S T E D E S T A B L E A U X

	page
Tabl.1.- Précipitations moyennes mensuelles Période 1950 à 1980.	24
Tabl.2.- Températures moyennes annuelles Période 1950 à 1980.	27
Tabl.3.- Toit du grès et niveaux piézométriques.	42
Tabl.4.- Variations des niveaux piézométriques.	43
Tabl.5.- Rayons d'influence.	55
Tabl.6.- Teneurs en eau.	60
Tabl.7.- Limites d'Atterberg.	61
Tabl.8.- Valeurs de l'indice de plasticité I_p .	61
Tabl.9.- Pourcentage des éléments inférieurs à $2 \mu m$.	62
Tabl.10.- Indices d'activité A_c .	62
Tabl.11.- Classes d'activité selon Grim.	63
Tabl.12.- Composition minéralogique semi-quantitative.	68
Tabl.13.- Cisaillement alterné.	70
Tabl.14.- Essai combiné "Slurry test".	70
Tabl.15.- Valeurs du coefficient de sécurité - Glissement circulaire.	79
Tabl.16.- Valeurs du coefficient de sécurité - Glissement non circulaire.	79
Tabl.17.- Classification des mouvements de terrain (d'après J.-P. Mougin) [2].	85
Tabl.18.- Principaux moyens de confortement (d'après G. Cartier) [9].	88

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

1.- Différents aspects d'étude des mouvements de terrain

Les mouvements de terrain sont l'un des problèmes les plus difficiles en génie-civil. Le problème des versants naturels se pose, soit lorsqu'un versant naturellement instable menace des constructions, soit lorsque l'on doit réaliser des ouvrages sur site en pente, au risque de les mettre en mouvement, ou de réactiver des mouvements anciens [9].

Les causes et les effets des mouvements de terrain sont variés et complexes [7], [9], [12], [17], [23], [50], [52]. La stabilité des pentes dépend donc de plusieurs conditions telles que :

- la nature des sols,
- la structure et les caractéristiques du substratum
- l'hydrologie superficielle et souterraine etc...

Vu la complexité de ce problème, de nombreuses classifications faisant intervenir des critères variés, tels que : nature du sol, cinématique du mouvement, vitesse du mouvement, morphologie et type de la surface de rupture, âge de la rupture, etc...ont été proposées dans le monde [9], [12], [23], [52].

HANSEN [23] a résumé les différentes classifications proposées par neuf chercheurs. L'étude comparative de celles-ci fait apparaître la classification de VARNES [52], établie principalement sur la nature du matériau et le type de mouvement, comme la meilleure classification.

L'approche générale des études de stabilité des pentes et les différentes méthodes d'investigations in-situ et en laboratoire ont été décrites en détail par plusieurs auteurs [14], [20], [33], [49], [54], et les méthodes d'analyse de stabilité ont été étudiées par plusieurs chercheurs, parmi lesquels on peut citer à titre d'exemple Fellinus (1927), Bishop (1955), Janbu (1955), Morgenstern and Price (1965), Sarma (1979)...[17], [32], [44].

On peut classer les différentes méthodes de calcul, d'une façon générale, en deux grandes catégories :

- les calculs en déformations, qui prennent en compte les lois de comportement des matériaux et qui utilisent par exemple les calculs par éléments finis
- les calculs à la rupture, qui évaluent le rapport entre l'effort nécessaire pour assurer l'équilibre et celui que peut fournir le sol. Cependant, il est à noter que pour pouvoir calculer aisément ce rapport un certain nombre d'hypothèses simplificatrices sont faites, et qui varient suivant les auteurs [13], [17], [50].

Enfin, on peut dire que les méthodes de calcul à la rupture sont les plus commodes d'emploi et les plus utilisées.

L'étude de la stabilité des pentes comporte en général les étapes suivantes :

- 1- les investigations géologiques et géomorphologiques pour connaître la structure géologique, les formes géomorphologiques, la nature et l'extension des mouvements dans la région, identifier et repérer les différentes couches affectées par l'instabilité
- 2- une étude minéralogique du sol en mouvement, en vue de caractériser les minéraux contenus dans le sol et leurs influences sur l'instabilité
- 3- une étude hydrologique du bassin versant en question, pour définir les différents paramètres du bilan hydrologique
- 4- une étude hydrogéologique pour quantifier les réserves totales des eaux souterraines et connaître l'influence hydrodynamique sur les mouvements.
- 5- les études géotechniques pour mieux apprécier le comportement mécanique des sols et connaître la manière dont évoluent les mouvements dans le temps

A la lumière de ces études, on peut identifier le type des mouvements et les causes probables, qui nous permettent de proposer des travaux de confortement adéquats.

Etant donné la complexité du problème de la stabilité des pentes, les études décrites ci-dessus sont complexes, car elles exigent des études et mesures spécifiques, généralement coûteuses ce qui rend parfois les propositions de confortement peu satisfaisantes.

En outre, les travaux de confortement déjà réalisés dans un site donné peuvent modifier la situation dans celui-ci en créant de nouvelles conditions hydrauliques; ce qui exige par conséquent une nouvelle étude. D'où l'importance et la nécessité des nouvelles études qui apportent toujours de nouvelles connaissances en vue d'une meilleure maîtrise du problème étudié.

Il en est de même dans le cas du glissement d'EL-BIAR qui constitue le sujet de cette thèse. Malgré, les multiples études et travaux de confortement réalisés à différentes périodes [1], [16], [21], [47], [48], le problème de l'instabilité du site reste encore posé.

2.- Historique et études antérieures

Le glissement d'EL-BIAR, datant au moins de 1785, présente l'aspect d'un cirque (fig.1 et 2) limité dans le haut par deux falaises (Saint-Raphael et Prince d'Annam). La surface enveloppe de ce cirque est légèrement supérieure à 35 ha. La profondeur de cette zone varie de 50 m en amont à 10 m en aval environ.

L'historique de ces mouvements peut être relaté par les faits les plus saillants dont :

1785 : des mouvements violents causent des écroulements de maisons et quelques victimes,

1839 : la majorité des aqueducs est brisée,

1843 : affaissement sur une hauteur de 4 mètres d'un tronçon de plus de 15 mètres,

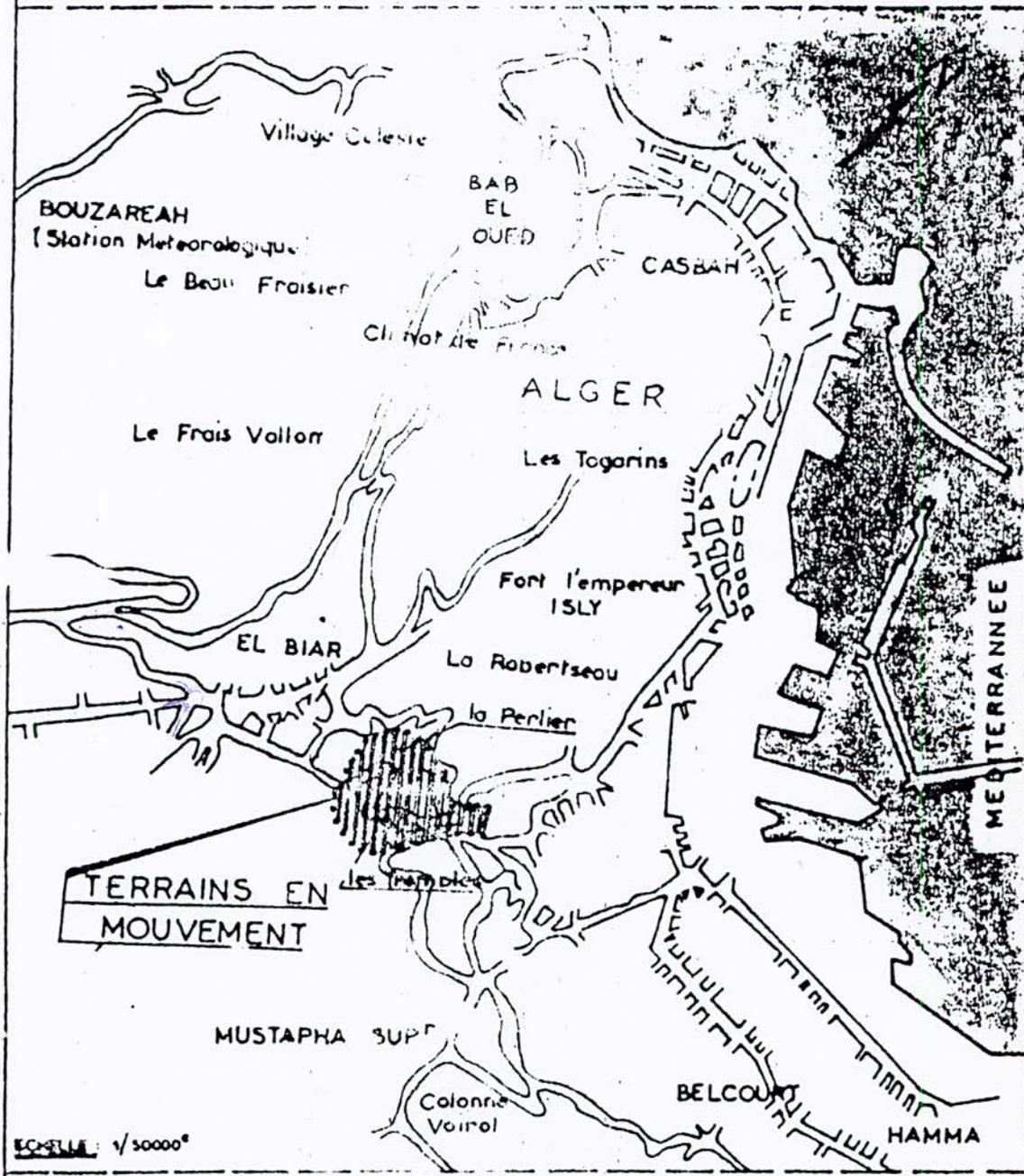
1845 : effondrement d'un pan de falaise sur 20 mètres, le consulat de Suède est emporté, en même temps glissement de 20 mètres au niveau de la rue Salah Bouakour et chute d'un bloc de 4000 m³,

1870 : chutes de blocs,

1942 : éboulement d'un pan de la falaise... tous ces mouvements se sont produits non sans provoquer des dégâts en vies humaines [7], [16], [48].

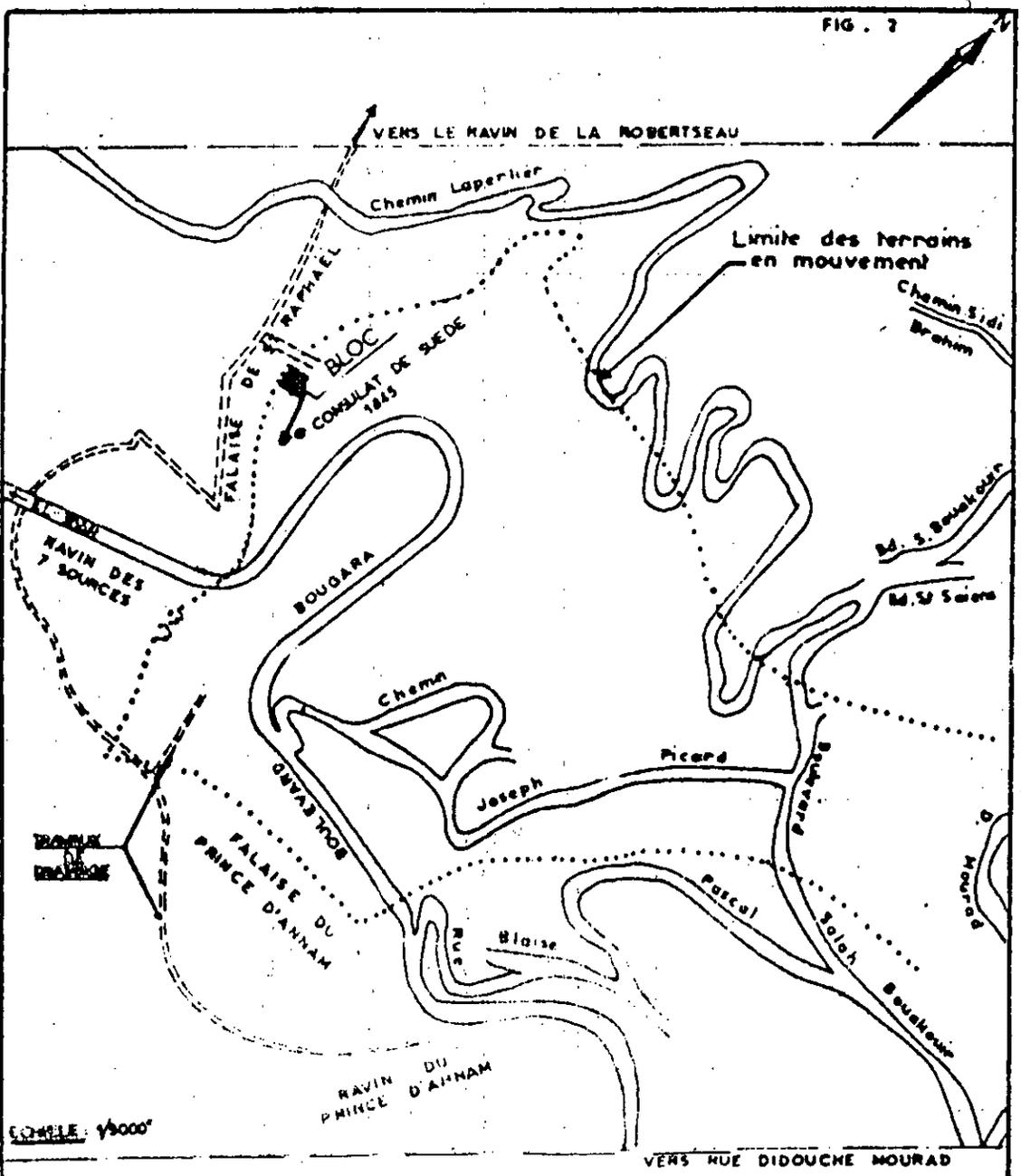
Les études faites à propos de ce sujet sont nombreuses et parmi lesquelles on a :

- la première approche faite par AGARD [1], DERVIEUX [16], GAUTHIER et al. [21], attribue la cause de ce glissement en



PLAN D'ENSEMBLE DE LA REGION ALGEROISE MONTRANT L'EMPLACEMENT
DES TERRAINS EN MOUVEMENT

FIG. 2



- PLAN DE DETAIL DE LA ZONE DES TERRAINS EN MOUVEMENT

particulier à la glauconie contenue dans la marne à la base de la mollasse

- l'étude du projet de fin d'études faite en 1978 conclut à la solifluxion [3].

- les études réalisées par SOL EXPERT INTERNATIONAL en 1978 et 1981 attribuent la cause des mouvements au fluage [47], [48].

- la récente étude [7] faite à ce sujet minimise le rôle de la glauconie, écarte le fluage et la solifluxion et précise qu'il s'agit d'un glissement mixte emboîté constitué d'une surface circulaire et d'une surface non circulaire.

Enfin, on peut dire que toutes les études antérieures s'accordent pour attribuer aux eaux imbibant le sol et à ces circulations diverses un rôle déterminant dans les mouvements observés. Cependant, on constate que ces études diffèrent quant à l'explication de la manière dont agit l'eau dans le site provoquant ainsi l'instabilité de la zone.

En outre, on note que dans les études antérieures plusieurs éléments d'analyse permettant une meilleure connaissance des causes probables de l'instabilité et une bonne maîtrise du problème étudié, n'ont pas été utilisés. Parmi ces éléments, on peut citer à titre d'exemple :

- l'établissement d'un bloc diagramme du versant,
- l'étude hydrologique et hydrogéologique détaillée de la zone,
- l'établissement de carte montrant le champ des écoulements souterrains etc...

3.- Objectifs et domaines de l'étude

Il est légitime de dire que, malgré les études faites et les travaux de confortement déjà réalisés (galeries, puits et drains subhorizontaux), bien qu'ils aient améliorés relativement la situation à l'époque les mouvements de terrain continuent jusqu'à ce jour. D'où la nécessité de poursuivre et d'approfondir les études dans ce sens, et de concevoir un système de confortement plus adéquat en vue d'une meilleure stabilisation de la zone étudiée.

Les objectifs essentiels de cette thèse se résument dans les points suivants :

1- approfondir les études sur les conditions géologiques, hydrologiques, hydrogéologiques, géotechniques et minéralogiques de la zone en mouvement,

2- contribuer à élucider les causes et le mécanisme des mouvements;

3- concevoir un système de confortement adéquat pour mieux stabiliser ou diminuer au maximum l'ampleur des mouvements

4.- Présentation du travail effectué

Selon les objectifs cités ci-dessus ce travail a été divisé en quatre parties comportant respectivement : la géologie, l'hydrologie, l'hydrogéologie et la géotechnique.

Dans la première partie, réservée à l'étude géologique, notre contribution a porté essentiellement sur les éléments suivants : résumé des travaux effectués antérieurement, étude des photographies aériennes prises à des périodes différentes et établissement d'un bloc diagramme du versant étudié.

La deuxième partie, consacrée à l'étude hydrologique, effectuée pour la première fois à propos du glissement d'EL-BIAR, a porté sur l'évaluation des différents paramètres hydrologiques du site à partir de calculs établis à la base de données enregistrées pendant la période de 1950 à 1980, ainsi que l'évaluation des quantités d'eaux d'infiltration et de ruissellement dans le site.

L'étude hydrogéologique, qui constitue la troisième partie, était axée sur les points suivants : caractérisation des variations des niveaux piézométriques, établissement d'une carte montrant le champ d'écoulement hydraulique de la nappe souterraine, identification du bassin hydrogéologique et rôle des eaux souterraines dans les mouvements.

Dans la quatrième partie, consacrée à l'étude géotechnique, notre contribution a porté essentiellement sur la réalisation des essais géotechniques classiques à partir des échantillons prélevés par nous même. Les études minéralogiques qui révèlent la présence de la montmorillonite dans la marne étudiée, nous conduisent à mieux définir les causes probables des mouvements de terrain.

Enfin, en tenant compte des différents facteurs provoquant les mouvements, de la nature du sol et de l'insuffisance du système de drainage réalisé antérieurement, un nouveau système de confortement plus adéquat a été proposé.

PREMIERE PARTIE

ETUDE GEOLOGIQUE

1.0 GENERALITES

Etant donné que les mouvements de terrain concernent des formations géologiques et leurs caractéristiques physico-chimiques; une étude géologique de la zone en mouvement s'avère nécessaire pour toute étude de glissement de terrain d'une zone.

En outre, la nature des formations et la forme du terrain (la géomorphologie) influent sur la stabilité des terrains [9], [17], [35], [44] et [50].

Les études géologiques et géomorphologiques permettent de mettre en évidence:

- la structure du terrain,
- la répartition des différentes couches ainsi que leurs évolutions,
- l'existence de failles, de fissures et tous accidents tectoniques,
- l'extension de la surface de glissement,
- la forme et la position du substratum stable...

Dans la présente étude, nous nous sommes intéressés à l'étude des photos aériennes de la région, de la géomorphologie et de la géologie à partir des sondages existants.

Les résultats de cette étude sont présentés dans ce chapitre.

2.0 ETUDE DES PHOTOGRAPHIES AERIENNES

2.1 Leur intérêt

L'intérêt des photos aériennes est de permettre une observation du terrain, tel qu'il se présente dans la réalité et non sur une reproduction planimétrique à base de symboles; c'est d'ailleurs la seule méthode qui nous offre une telle vue tridimensionnelle du terrain [17], [39] et [44].

Leur interprétation conduit à préciser plusieurs éléments tels que: la topographie, la couverture superficielle, la nature des terrains, les limites des couches, les zones instables, le drainage, les activités humaines etc.

2.2 Résultats

Dans cette étude on a effectivement utilisé les photos aériennes, et examiné leurs couples stéréoscopiques pour :

- délimiter la région du glissement,
- repérer les fissures,
- étudier les aspects géomorphologiques,
- étudier l'évolution des mouvements ainsi que l'activité humaine pendant les périodes suivantes : 1972-1980 et 1984.

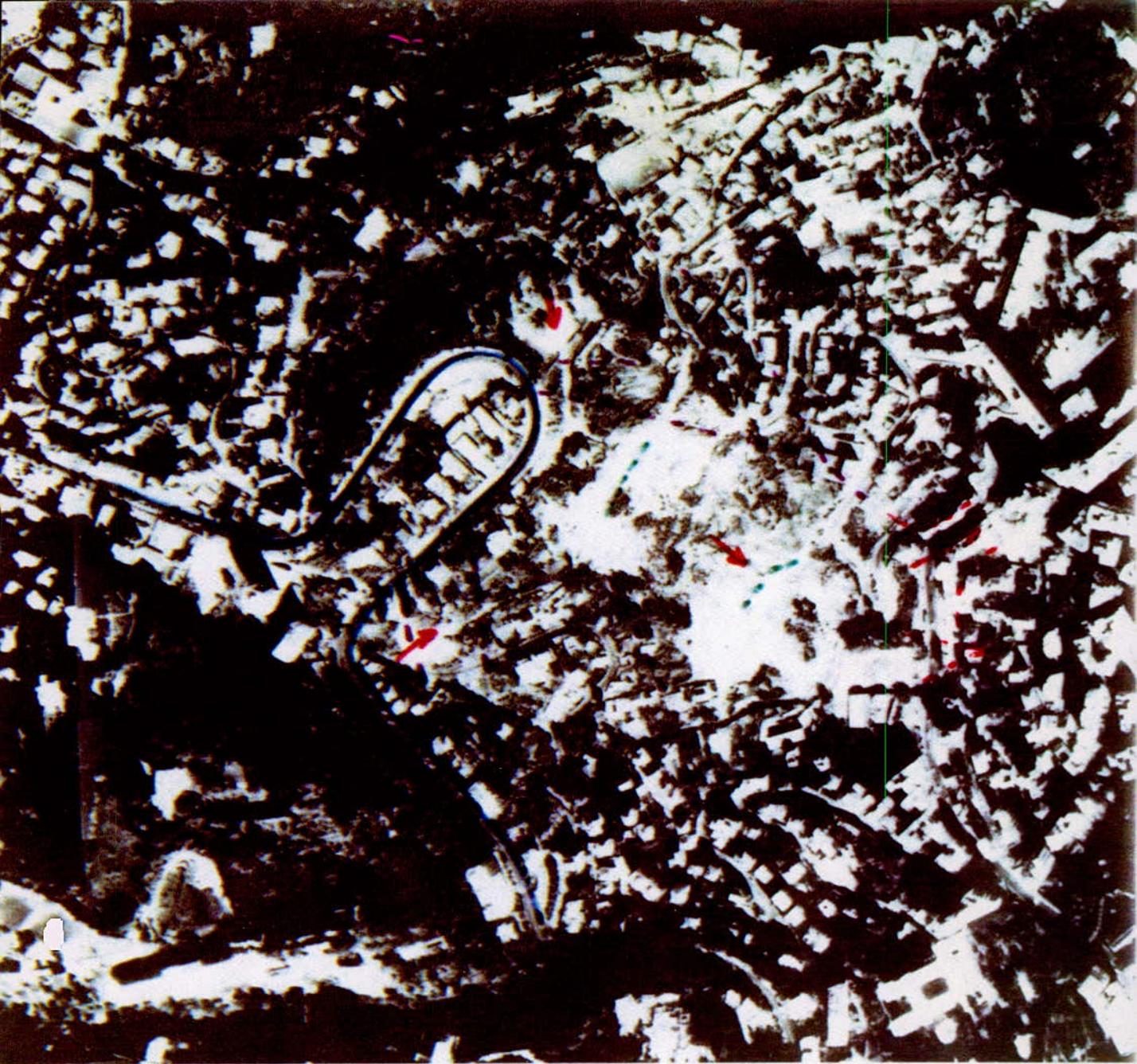
Il ressort que :

- Le glissement de terrain dans cette région, comme le montrent les photos aériennes, est limité à l'Ouest par une fissure orientée dans la direction presque Nord-Sud qui passe le long de la falaise Saint-Raphael. Au Sud, la limite est marquée par une fissure orientée dans le sens presque Est-Ouest. Ces deux fissures apparaissent dans toutes les photos (1,2 et 3).

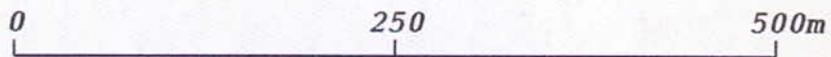
- Dans la partie Nord et Est, les limites ne sont pas claires en particulier dans les photos des années 80-84 probablement à cause de l'intervention de l'activité humaine et de la clarté des prises de vues. Cependant, ces limites apparaissent clairement dans les photos de 1972 et ayant comme sens la direction Nord-Sud en coupant le chemin Laperlier au Nord de l'ambassade d'Allemagne.

- Toutes les photos ont montré plusieurs fissures ayant des directions analogues aux limites du glissement. Néanmoins, certaines fissures n'apparaissent pas dans les photos de 1984 (probablement à cause de l'activité humaine ou de l'heure de la prise de vue).

- Quant à l'aspect géomorphologique, on distingue les deux falaises (Saint-Raphael et Prince d'Annam). La première est caractérisée par une végétation dense à son pied, tandis que la seconde se distingue par l'apparition de la mollasse à son front ainsi qu'une végétation vers son pied. On note aussi la présence de deux langues (voir § géomorphologie)



Echelle



Nord



LEGENDE



Fissures



Sens du glissement

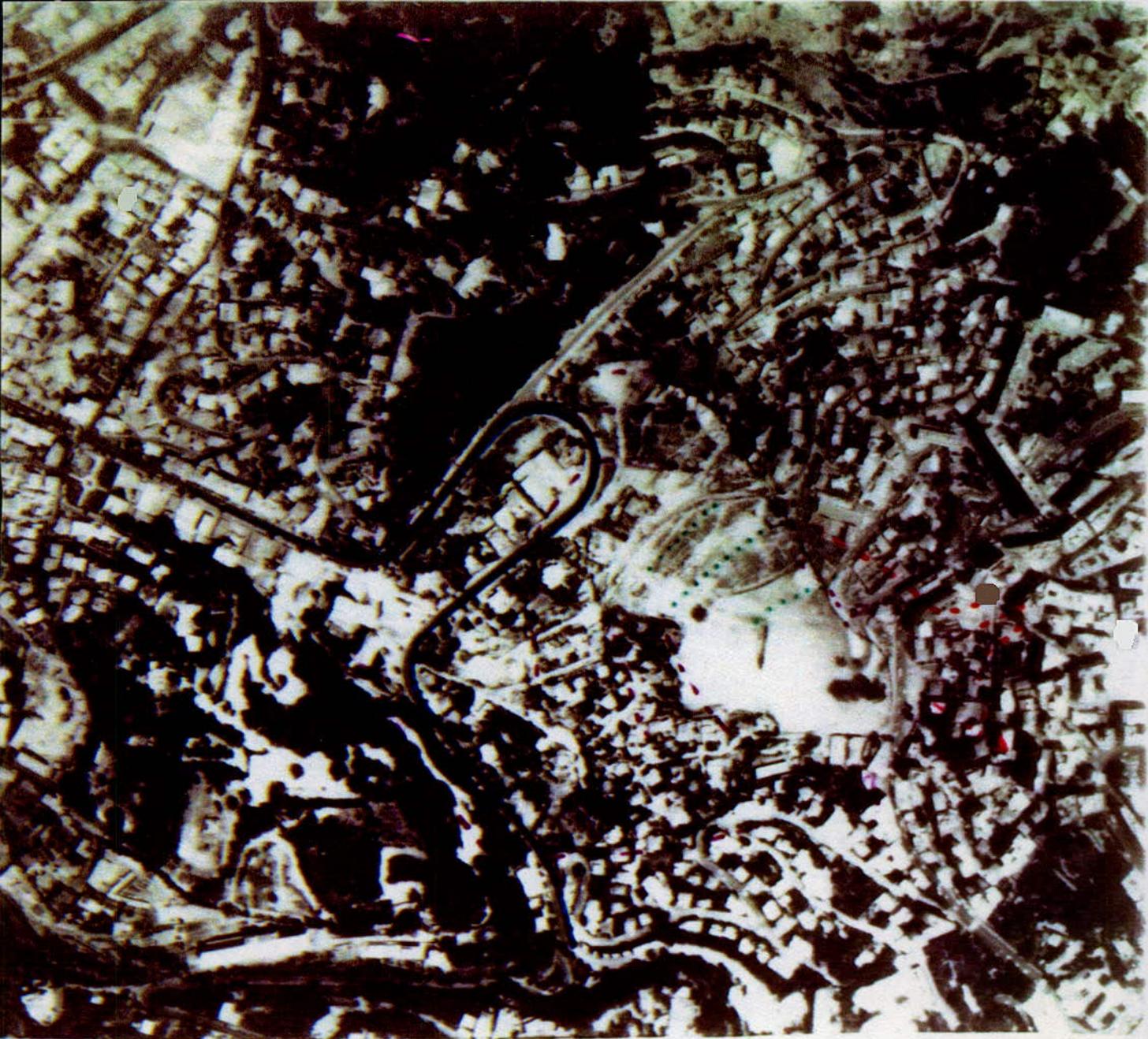


Dénivellations

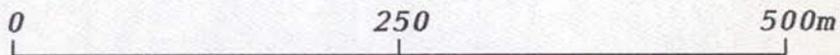


Langue

Photo aérienne n°1 - Année 1972



Echelle



LEGENDE



Fissures

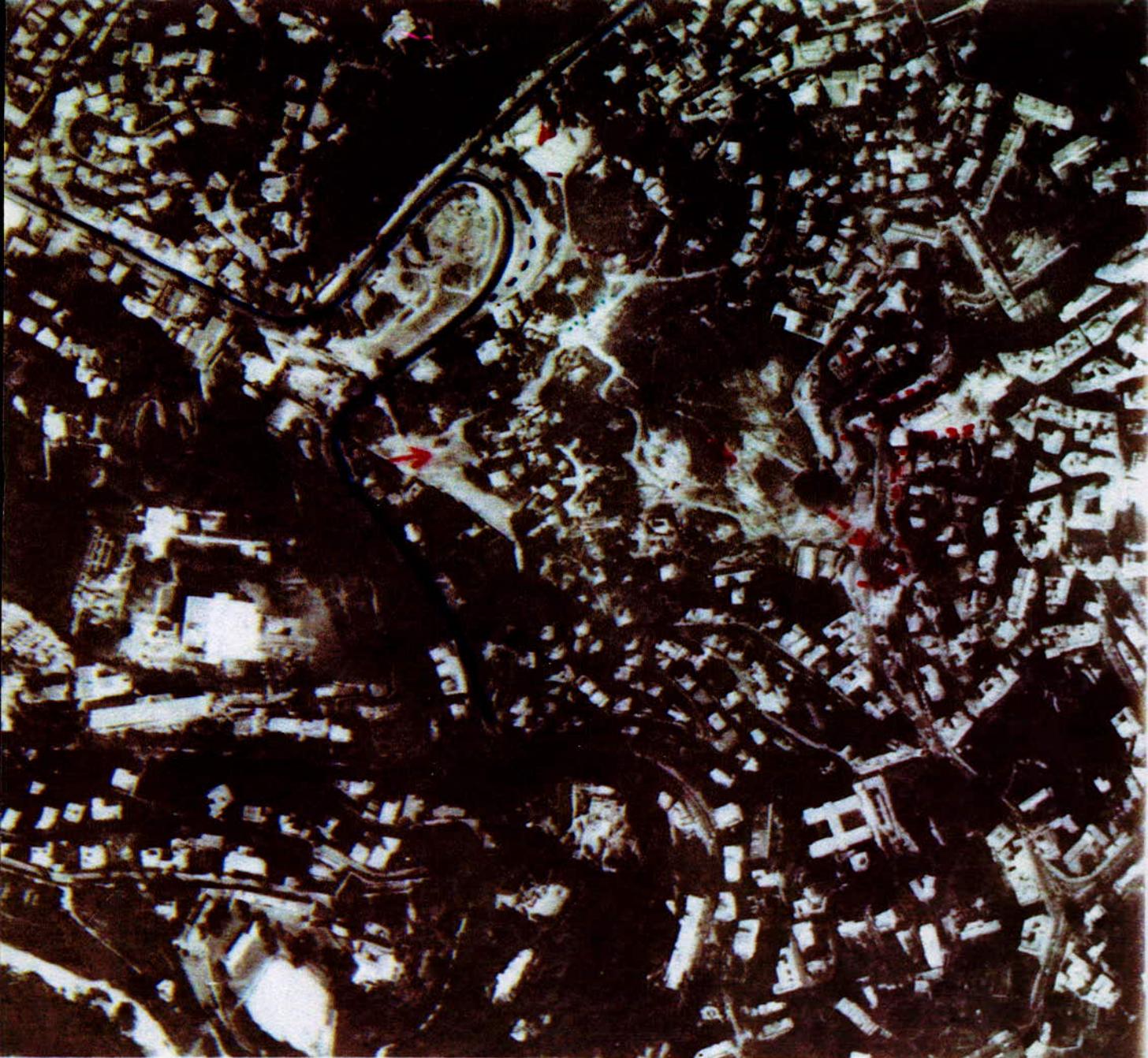


Terrasse



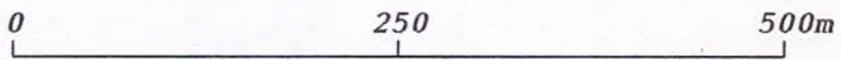
Langue

Photo aérienne n°2 - Année 1980



Nord

Echelle



LEGENDE

-  Fissures
-  Terrasse
-  Sens du glissement
-  Langue
-  Partie affaissée de l'ancienne route

Photo aérienne n°3 - Année 1984

sous forme d'éboulis. Le ravin de la Robertseau est marqué par une vallée assez profonde vers le Nord du site étudié.

- Enfin, quant à l'activité humaine, on note dans les photos de 80-84 l'ouverture d'une route qui débute au pied de la falaise Saint-Raphael (début de la boucle du boulevard Bougara).

3.0 ETUDE GEOLOGIQUE

3.1 Affleurements

Le site affecté par les mouvements est limité (Fig.3)

- au Nord-Est, par l'affleurement des grès qui recoupent les extrémités des boucles Sud-Ouest du chemin Laperlier.

- au Nord, à l'Ouest et au Sud-Ouest par les falaises de Saint-Raphael et du Prince d'Annam.

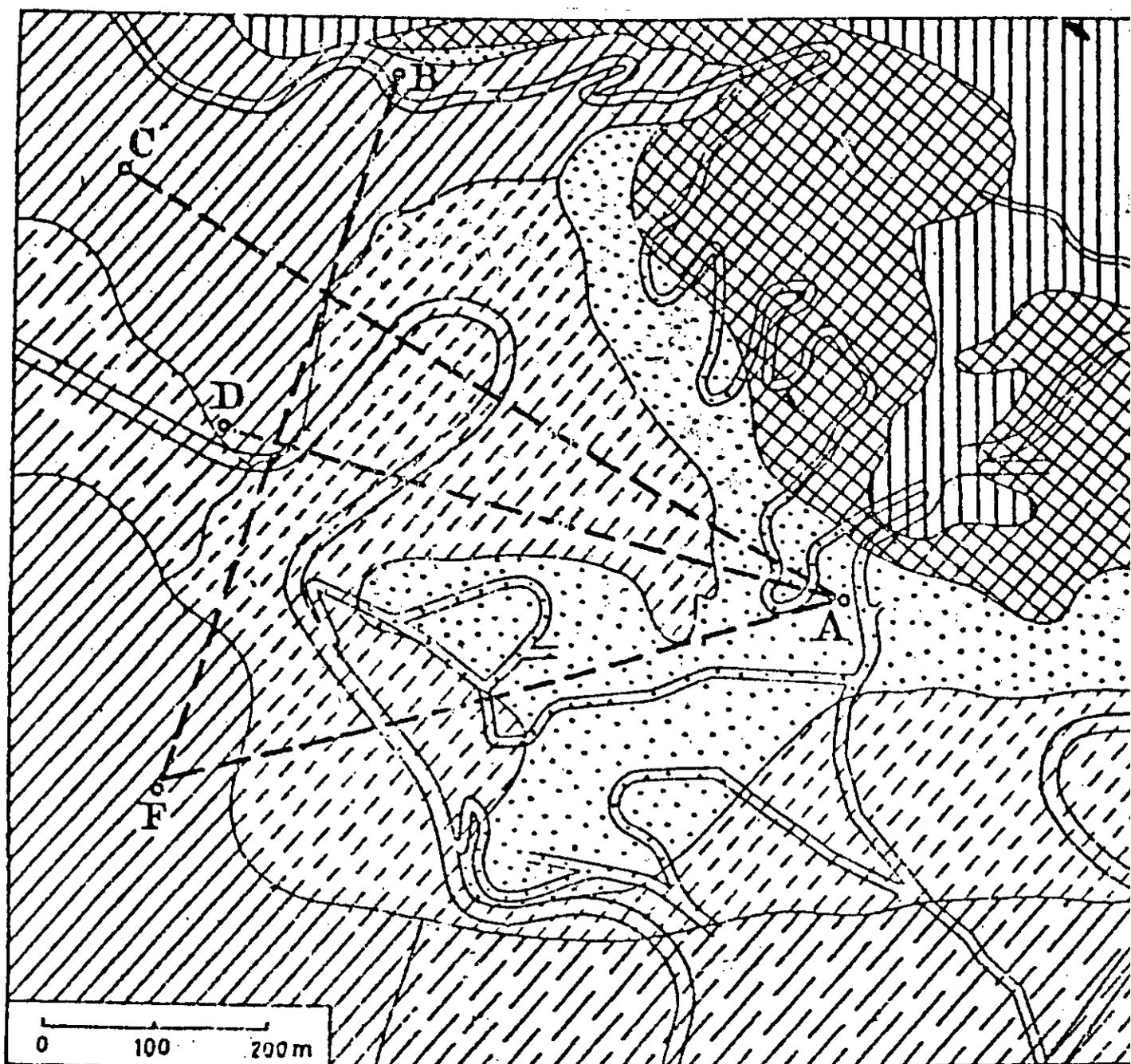
- au Sud, par de gros éboulis consolidés reposant sur une marne de grande épaisseur quasi-franche (limite à peu près rectiligne qui s'appuie sur les extrémités des boucles Nord de la rue Blaise Pascal).

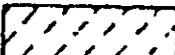
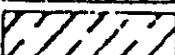
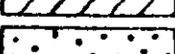
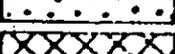
- vers l'Est, une espèce de goulet descendant en direction de la rue Didouche Mourad où des mouvements graves ont abîmé des immeubles.

3.2 Niveaux géologiques

Il ressort de l'étude faite en 1971-1972 par SOL EXPERT INTERNATIONAL (S.E.I) que :

Le sondage 9M2 (voir fig.4) situé en haut de la falaise est le seul sondage qui semble avoir traversé tous les sols "en place" sauf les remblais actuels et les limons à quartz roulé.



-  *Mollasse non en place très instable*
-  *Mollasse non en place relativement stable*
-  *Mollasse en place*
-  *Marne bleue très altérée*
-  *Grès de base. Miocène*
-  *Massif ancien*

nord



Fig.3.- Carte géologique des affleurements (d'après Agard) [1].

On rencontre successivement de bas en haut :

- Le socle primaire

Il se compose de schistes, micaschistes, gneiss, calcaire métamorphique etc... nombreuses failles à remplissage divers. On note des affleurements seulement au Nord-Est de la zone étudiée. Le socle ne joue aucun rôle dans les glissements actuels.

- Les grès

Il s'agit d'une formation hétérogène allant du sable argileux compact, au grès siliceux très résistant avec lits de conglomérats et des bancs argileux. Cette formation s'est déposée sous la mer à faible distance du rivage, pendant une période où le socle s'enfonçait par rapport à la mer. Elle est constituée par des éléments arrachés au rivage enrobant des paquets glissés plus ou moins remaniés, d'où les conglomérations et les poches argileuses. Son épaisseur est de 26 m au son-dage 9M2 sur le balcon Saint-Raphael et de 12 m en moyenne, là où le toit n'a pas été érodé. On observe des affleurements à la limite Nord-Est des glissements. L'âge de cette formation est du Burdigalien (Miocène supérieur). Le toit de cette formation est composé par la suite de dépôts plus fins à plus grande distance du rivage. Ce toit est identifiable par une couche légère : 5 à 20 mm d'argile ferrugineuse résultant peut être d'une brève émergence.

- Les marnes

Après le dépôt de la couche ferrugineuse, s'est produit un dépôt de marnes fines à grossières, plus grossières à la base, plus fines mais avec plus de grains de glauconie au sommet. Son épaisseur varie entre 20 et 40 m dans la zone étudiée. Il a été décrit, d'après l'aspect obtenu en rompant les carottes, quatre variétés de marnes:

- marnes à dendrites,
- marnes ferrugineuses;
- marnes apparemment isotropes, plus plastiques;
- marnes remaniées, souvent très plastiques (absentes dans le forage 9M2).

Les études de micropaléontologie ont permis d'attribuer généralement les deux premiers types de marne au Miocène marin et les deux derniers types de marne au Pliocène marin avec une intercalation d'argile rubéfiée (émersion) épaisse de 0,1 à 3 m.

- Sables argileux glauconieux

Cette formation est constituée à la base par un sable glauconieux vert et au sommet par une marne sableuse jaune; d'après les études micropaléontologiques il s'agit du toit du Plaisancien et la base de l'Astien (Pliocène).

- La Mollasse

Elle est constituée par les sables-calcaires à stratigraphie dite entrecroisée et/ou calcaire construit. C'est une formation littorale et récifale (mer chaude très peu profonde) d'une épaisseur de 20 à 35 m.

- Les terrains de couverture

Ils sont essentiellement représentés par le limons des plateaux (quaternaire); cette formation est absente au sondage 9M2. On ne connaît pas avec précision les mouvements orogéniques qui sont responsables de la situation actuelle, mais on constate que le sommet du toit de la mollasse se trouve à la côte +240 en haut de la falaise et à la côte 0,00 ou plus bas dans le port, alors que la formation résulte d'un dépôt sensiblement horizontal.

3.3 Bloc diagramme

Le bloc diagramme (Fence diagram) est une représentation tridimensionnelle de la disposition des couches du sous-sol. Il nous permet d'avoir une vue globale de la zone étudiée.

Dans la présente étude, un bloc diagramme de la région (de la falaise Saint-Raphael jusqu'à la route Didouche Mourad) à été établi en utilisant les résultats des sondages déjà réalisés. La localisation des fissures a été faite à la lumière des études des photos aériennes, des observations sur le site et des anciennes études.

3.3.1 Méthodologie adoptée

Presque tous les sondages, à l'exception de quelques uns, ont été utilisés pour l'élaboration de ce bloc diagramme (fig.4).

La démarche suivie se résume ainsi :

- en premier lieu, tous les sondages ont été situés à l'échelle.

- ensuite, afin de faire une meilleure corrélation entre les divers sondages et la topographie de surface, un plan de niveau de référence situé à la côte 100 m N.G.A a été établi directement au droit de chaque sondage en tenant compte de la côte de celui-ci.

- la topographie de surface est tracée en utilisant la carte topographique du site et le niveau de référence situé à 100m N.G.A (c.à.d la ligne droite joignant le niveau 100m des forages voisinants).

- les fissures ont été situées à partir de la surface en utilisant les résultats des études des photos aériennes et des études géologiques existantes.

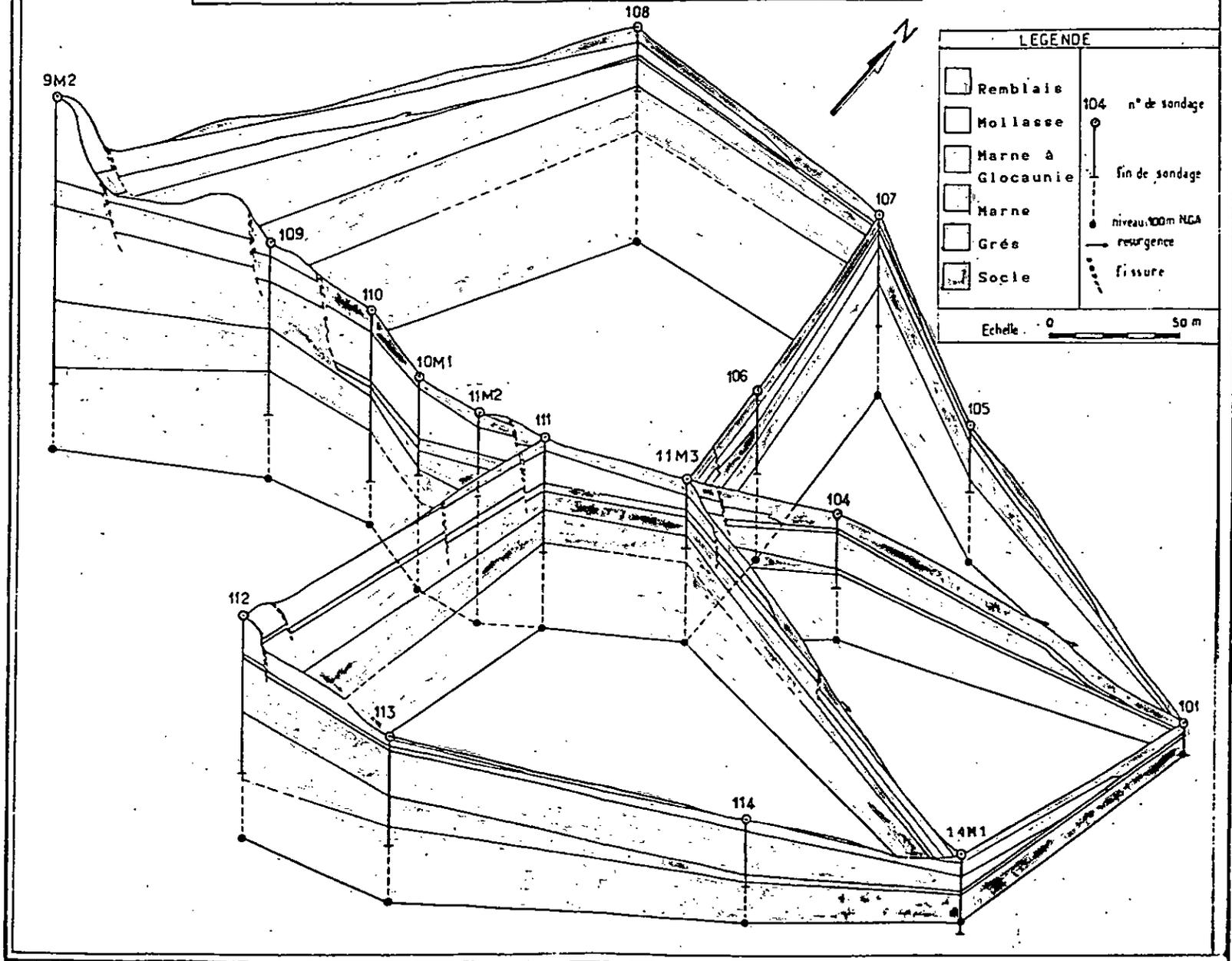
- en ce qui concerne la géologie, les différentes sortes de marnes ont été regroupées en deux types: marne glauconieuse et marne générale.

- on a considéré que les grès et le socle sont stables et que le glissement, ainsi que la fissuration, ont eu lieu dans les formations supportées par les grès; ceci est d'ailleurs vérifié par les résultats inclinométriques [48].

3.3.2 Résultats

- D'après le bloc diagramme, il est nettement clair que la mollasse au dessous de la falaise s'est déplacée. Apparemment, l'affaissement total est appréciable, de l'ordre de 20 m à 25 m, entre les sondages 109 et 110.

FIG. 4 BLOC DIAGRAMME DU VERSANT D'EL-BIAR



- Les résurgences d'eaux apparaissent à des endroits (11M3 à 102; 104 à 110) caractérisés par de légères variations de pente et où affleurent probablement des éboulis.

- Vers l'Est la couche de grès à tendance à s'amincir ainsi que la marne; on note aussi la disparition des marnes vers le sondage 101.

4.0 ETUDE GEOMORPHOLOGIQUE

Du point de vue topographique, c'est une étendue de pente de 20% en moyenne, sauf pour la falaise de Saint-Raphael et le ravin des sept sources avec des valeurs situées entre 35 et 85%

Cette topographie est récente et s'est substituée à une ancienne topographie de vallons, constituée par un thalweg principal et des talwegs secondaires. Les formes se traduisent par une suite de bombements d'aval en amont séparés orthogonalement par des creux ou des replats.

On note l'existence de deux langues de coulées de longueurs variables disposées en éventail. Leur longueur diminue d'Ouest en Est, l'existence du socle les détourne vers le Sud-Est et provoque une accélération de ces langues en une seule, d'où une accélération du phénomène au Sud-Est.

L'examen de chaque langue montre qu'elle est formée d'amont en aval par de grands bombements séparés par des creux ou des replats.

Chaque bombement à trois directions, l'une dans le sens de la pente naturelle et les deux autres de part et d'autre.

L'extrémité de la langue est arrondie, car l'avancée est plus rapide au centre qu'elle ne l'est sur les côtés.

En examinant plus en détail, le bombement présente des bosses secondaires étagées les unes par rapport aux autres avec des dénivellations de 20 à 30 cm et ceci est dû à l'avancée qui se fait par des poussées successives.

Pour les langues situées à l'Est, on constate qu'elles ne sont pas rectilignes mais obliques, ceci est dû à l'existence du socle qui est stable et qui se présente sous une forme plus large au Sud et repousse donc les langues vers le Sud-Est. A l'Ouest de la zone, on note la présence de petites terrasses en contre bas du boulevard Bougara, car les manifestations du glissement sont assez réduites du fait de l'alimentation en eau qui est peu importante.

Le glissement se manifeste de plusieurs façons sur le terrain. Sur des routes, on remarque la présence de tels bombements sur le chemin Laperlier, Joseph Picard et plus forts sur le boulevard Bouakouir où les bombements augmentent à vue d'oeil. On observe aussi des décrochements sur la route, comme le cas du Boulevard Bougara au niveau de la boucle et sur le chemin Laperlier, au niveau de l'ambassade de la R.F.A, causés par l'avancée rapide des langues à ces endroits [3] et [7].

DEUXIEME PARTIE

ETUDE HYDROLOGIQUE

1.0 INTRODUCTION

Le rôle de l'eau et particulièrement celui de la pluviométrie est très important pour la stabilité des terrains et des talus. D'abord l'identification de la source (nappe), de l'écoulement, de la pression interstitielle et de la quantité d'eau revêt la même importance que l'identification du sol et des différentes couches du sous-sol.

Mais souvent, lors des investigations, l'action de l'eau n'est pas pleinement élucidée pour les raisons suivantes: les conditions d'écoulement de l'eau varient selon le climat et sous l'effet des différents paramètres tels que: les précipitations, l'évapotranspiration, le ruissellement et l'infiltration pendant l'année et durant des cycles climatiques à long terme; ce qui rend le plus souvent leur estimation difficile.

En l'absence de modifications géomécaniques, les réactivations des mouvements de terrain sont pratiquement toujours liées à un accroissement des précipitations. Cependant, on a montré la complexité du développement des pressions interstitielles en fonction du régime pluviométrique.

Le bilan hydrologique, dont les valeurs ont certainement une incidence directe sur le régime pluviométrique, fait intervenir:

- les quantités de précipitations instantanées et cumulées,
- les conditions climatiques (température, évapotranspiration);
- la faculté d'évacuation de l'eau par le ruissellement.

A chaque fois que cela est possible, on peut essayer de profiter des résultats de l'étude en cours pour tenter de définir des seuils d'alerte qui peuvent alors s'appliquer de manière régionale pour prévoir les mouvements à partir de la pluviométrie. Au minimum, ces seuils d'alerte peuvent indiquer l'époque où il est bon de faire des mesures sur des appareils en place (celles des pressions interstitielles, inclinomètres etc...) dans les glissements potentiels ou présentant un risque pour des structures ou des vies humaines [9], [17] et [50].

Dans la présente étude hydrologique qui s'étale sur la période de 1950 à 1980, tous les paramètres intervenant dans le bilan hydrologique ainsi que l'estimation de ce dernier ont été calculés.

En outre, cette étude nous a permis :

- de mieux comprendre le régime hydrologique de notre bassin versant;
- de remettre en cause l'étude faite par SOL EXPERT INTERNATIONAL quant à l'estimation de la quantité d'eau infiltrée dans le bassin versant.

Malheureusement, en l'absence de mesures continues et suffisantes qui devraient être faites sur les inclinomètres existant à l'époque, on n'a pas pu définir des seuils d'alerte.

2.0 CHOIX DE LA STATION METEOROLOGIQUE

Aux alentours du site étudié, existent trois stations météorologiques: EL-BIAR, BOUZAREAH et UNIVERSITE d'ALGER. Cependant dans les deux premières stations on ne dispose pas de séries d'observations suffisamment longues qui nous permettent de mieux apprécier le régime hydrologique de la zone étudiée. Pour cela la station considérée est la station météorologique de l'UNIVERSITE d'ALGER (Faculté Centrale), dont on dispose d'une longue série d'observation s'étalant de 1950 à 1980.

Les caractéristiques de la station sont les suivantes :

- latitude : 36-47 N
- longitude : 03-03 E
- altitude : 59 m N.G.A

3.0 ETUDE DES PRECIPITATIONS

3.1 Précipitations moyennes mensuelles

Le tableau n°1 et la figure n°5 ci-dessous montrent la répartition des précipitations moyennes mensuelles de 1950 à 1980.

Tableau n°1 : précipitations moyennes mensuelles

Mois	Août	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan
P(mm)	10,9	27,8	101,2	119,1	117,5	109,1

Mois	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil
P(mm)	99,7	70,1	67,4	28,7	19,8	4,3

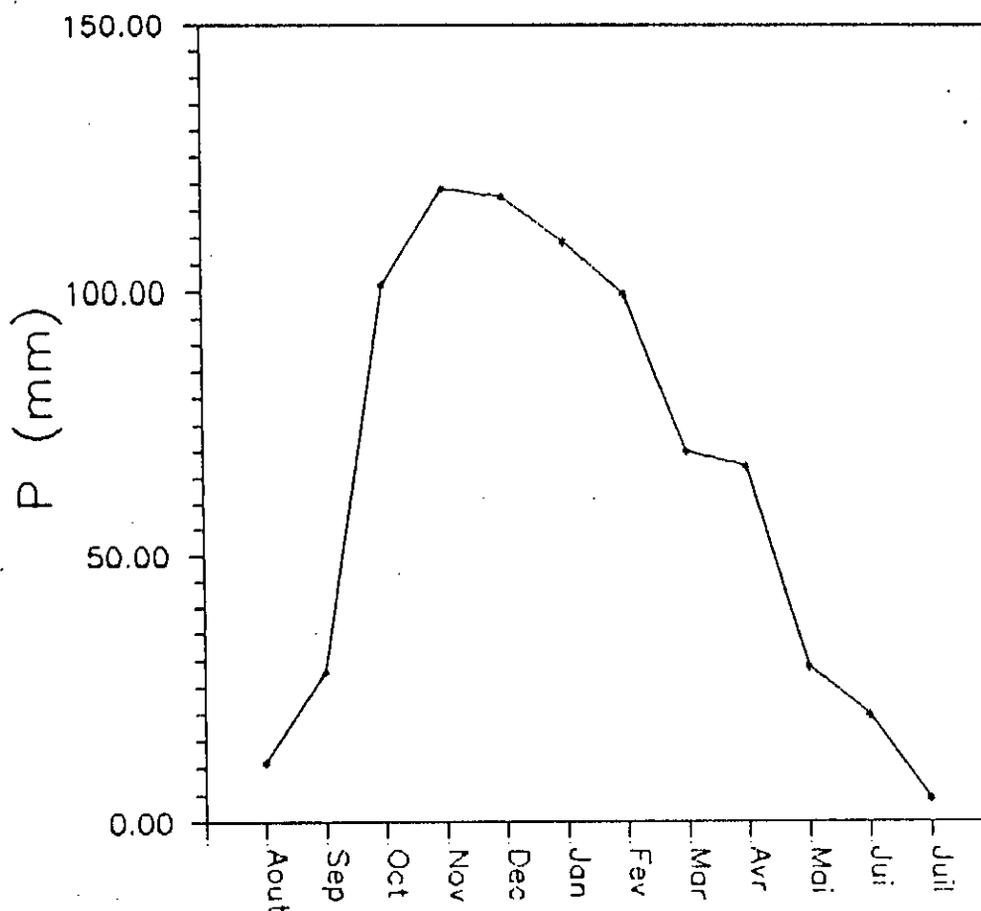


Fig. 5.- Précipitations moyennes mensuelles

Nous constatons que les mois les plus pluvieux sont les mois d'octobre à février tandis que les mois de juin, juillet et août sont presque secs.

Or, on sait depuis fort longtemps que la plupart des glissements de terrain apparaissent lors de périodes pluvieuses prolongées; et le glissement d'EL-BIAR n'a pas échappé à cette constatation.

C'est ainsi que :

- dans la nuit du 20 au 21 janvier 1845 la destruction du consulat de Suède a eu lieu, celle du consulat de Grèce dans la journée du 22 janvier 1845 [1].

- en décembre 1943, à la suite de pluies torrentielles, la falaise de la propriété du Prince d'Annam haute de 40 m s'est abaissée de plus de 7 m sur un front de 60 m; 2000 m³ de mollasse fractionnée ont obstrué pendant plusieurs jours le boulevard avoisinant [16].

3.2 Précipitations moyennes annuelles

La figure n°6 montre la répartition des précipitations moyennes annuelles de la période 1950 à 1980. Il est à noter un manque de données dans les années suivantes : 1968, 1970, 1971, 1973, 1974, 1977 et 1980.

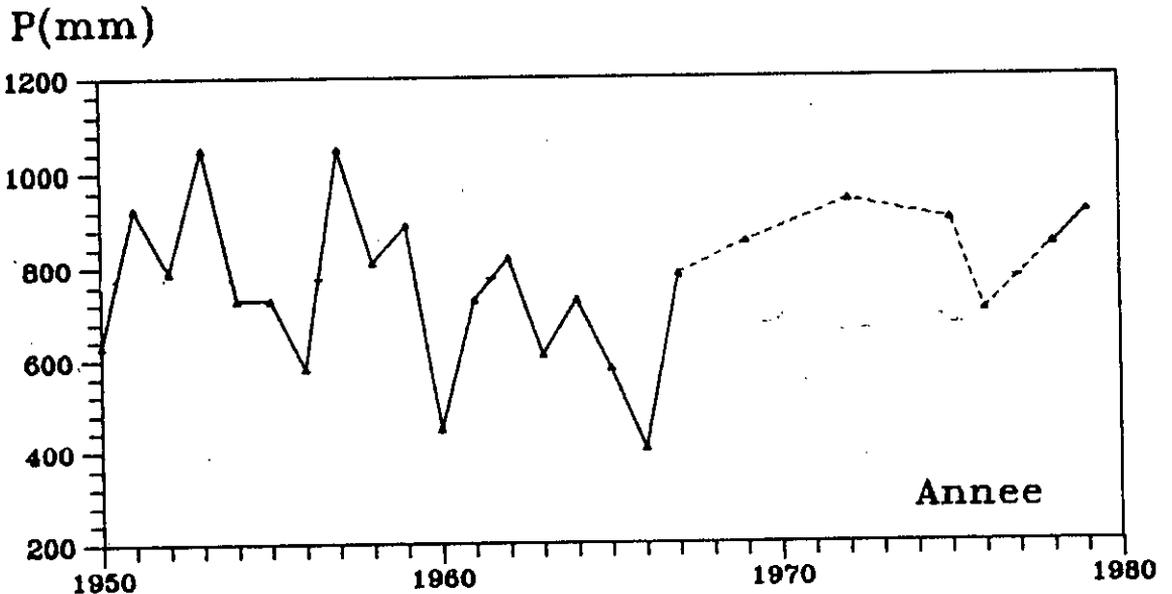


Fig. 6.- Précipitations moyennes annuelles

3.3 Détermination de la lame d'eau précipitée

Le calcul de la lame d'eau tombée a pour but d'évaluer l'épaisseur moyenne annuelle de la tranche d'eau qui est tombée durant une période donnée sur le bassin en question.

Afin de mieux apprécier la lame d'eau moyenne, déterminons les paramètres statistiques suivants :

- Moyenne : $X = (1/n) \cdot \sum x_i = 769,04 \text{ mm}$

- Ecart-type $S_x = [(1/n-1) \cdot \sum (x_i - X)^2] = 167,24 \text{ mm}$

- Intervalle de confiance :

$$X \pm t_{1-\alpha/2} \cdot S_x / \sqrt{n} = [698 \text{ mm} , 840 \text{ mm}]$$

où :

X = moyenne de l'échantillon = 769,04 mm

α = risque d'erreur = 0,05

$t_{1-\alpha/2} = 2,069$ (table de Student)

S_x = écart-type = 167,24

n = nombre d'observations = 24

Il ressort, de ce qui précède que la lame d'eau moyenne tombée sur le bassin versant durant la période de 1950 à 1980 est de :

$$698 \text{ mm} \leq P_{\text{moy. ann.}} \leq 840 \text{ mm}$$

4.0 ETUDE DES TEMPERATURES

Après la pluviométrie, le second facteur important qui conditionne l'hydrologie d'un versant, c'est évidemment la température atmosphérique. Ce paramètre conditionne l'évaluation du déficit d'écoulement qui intervient dans l'estimation du bilan hydrologique.

4.1 Températures moyennes annuelles

On rappelle que la température moyenne mensuelle est la moyenne arithmétique de la température maximale et minimale du dit mois, tandis que la température moyenne annuelle est la moyenne des températures moyennes des mois de l'année.

Le tableau n°2 et la figure n°7 montrent la répartition des températures moyennes annuelles.

Tableau n°2 : températures moyennes annuelles

Années	1950	1951	1952	1953	1954	1955	1956	1957	1958
T (°C)	19,4	19,2	19,9	19,1	18,7	19,8	18,5	18,9	19,2

Années	1959	1960	1961	1962	1963	1964	1965	1966	1967
T (°C)	19,2	18,5	19,9	19,1	19,3	19,4	19,3	19,1	19,3

Années	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976
T (°C)	19,3	18,6	17,6	15,7	17,4	17,6	17,7	17,9	17,1

Années	1977	1978	1979	1980
T (°C)	18,8	17,6	17,4	18,9°C

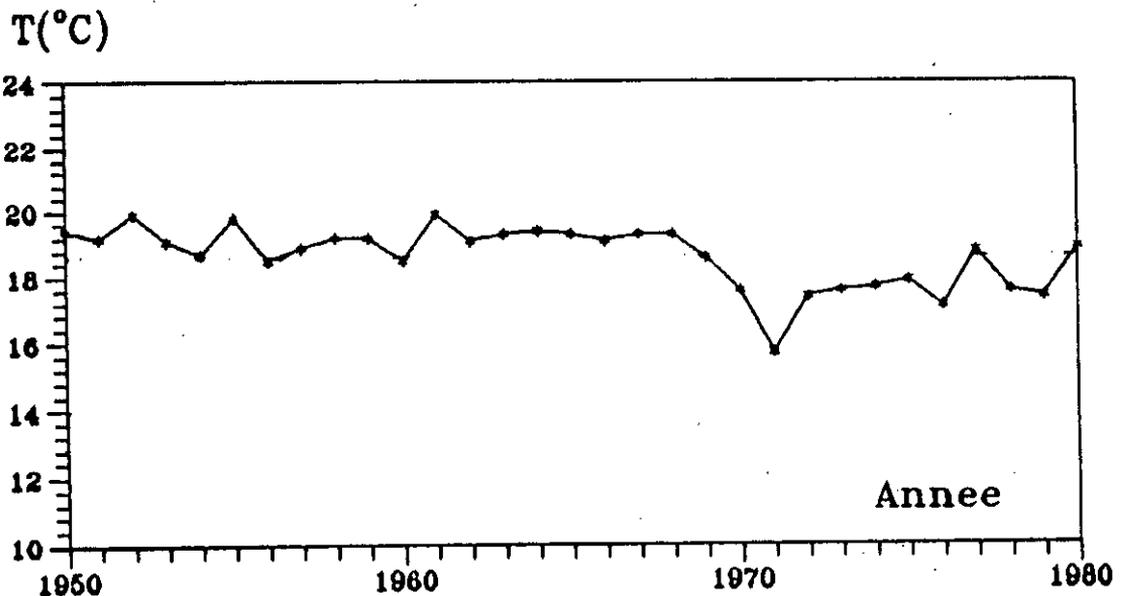


Fig. 7.- Températures moyennes annuelles

On constate que les mois les plus chauds sont : juin, juillet, août et septembre.

Contrairement, aux précipitations moyennes annuelles, toutes les températures moyennes annuelles sont indiquées.

Le calcul de la température moyenne annuelle durant la période de 1950 à 1980 est conduit, à quelques différences près, de la même manière que celui de la pluviométrie :

- Moyenne : $X = (1/n) \cdot \sum x_i = 18,62 \text{ } ^\circ\text{C}$

- Ecart-type $\sigma = [(1/n) \cdot \sum (x_i - X)^2] = 0,95 \text{ } ^\circ\text{C}$

- Intervalle de confiance :

$$X \pm U_{1-\alpha/2} \cdot \sigma/\sqrt{n} = [18,28 \text{ } ^\circ\text{C} , 18,95 \text{ } ^\circ\text{C}]$$

où :

X = moyenne de l'échantillon = 18,28 $^\circ\text{C}$

α = risque d'erreur = 0,05

$U_{1-\alpha/2}$ = 1,96 (table de Gauss)

σ = écart-type = 0,95

n = nombre d'observations = 31

$$\text{D'où : } 18,28 \text{ } ^\circ\text{C} \leq T_{\text{moy. ann.}} \leq 18,95 \text{ } ^\circ\text{C}$$

5.0 ETUDE DE L'EVAPOTRANSPIRATION

L'évapotranspiration est un phénomène important du cycle hydrologique. Elle englobe l'ensemble des phénomènes d'évaporation directe par retour dans l'atmosphère, à partir des réservoirs de surface (lacs, mer, etc...), souterrains (nappes aquifères) et de la transpiration des plantes.

Elle dépend du climat et de ses variations qui sont déterminées par la température, l'humidité de l'air et de l'eau, le rayonnement solaire et la vitesse du vent.

On distingue ainsi l'évapotranspiration potentielle et l'évapotranspiration réelle.

Dans ce qui suit on ne s'intéressera qu'à l'évapotranspiration réelle qui intervient dans l'estimation du bilan hydrologique.

5.1 Calcul de l'évapotranspiration réelle

On appelle évapotranspiration réelle (E.T.R), dans un intervalle donné, l'évapotranspiration qui se produit pendant cette durée dans les conditions réelles de teneur en eau du sol: c'est la lame d'eau effectivement évaporée et transpirée.

Parmi les méthodes de calcul de cette E.T.R, nous avons choisi celles de TURC et de COUTAGNE.

5.1.1 Formule de TURC

Elle permet d'évaluer l'E.T.R moyenne qui est fonction de la Température moyenne annuelle et de la hauteur moyenne des précipitations annuelles:

$$E.T.R = \frac{P}{\left[0,9 + \left(\frac{P}{L} \right)^2 \right]^{0,5}}$$

avec :

$$L = 0,05T^3 + 25T + 300$$

P : Pluviométrie moy. annuelle en mm

T : Température moy. annuelle en °C

A.N :

$$P = 698 \text{ mm}$$

$$T = 18,28 \text{ °C}$$

$$L = 1062,42$$

$$E.T.R = 605 \text{ mm}$$

et,

$$P = 840 \text{ mm}$$

$$T = 18,95 \text{ °C}$$

$$L = 1114$$

$$E.T.R = 693 \text{ mm}$$

L'E.T.R qui s'effectue sur tout le bassin versant varie de :

$$605 \text{ mm} \leq E.T.R \leq 693 \text{ mm}$$

5.1.2 Formule de COUTAGNE

Elle est basée sur les mêmes paramètres que celle de TURC, mais elle n'est utilisable que lorsque les précipitations sont comprises entre : $1/8\beta$ et $1/2\beta$

$$E.T.R = P - \beta P^2$$

avec,

$$\beta = \frac{1}{0,8 + 0,14T}$$

P : Précipitations moy. annuelles en m

T : Température moy. annuelle en °C

A.N :

$$\beta = \frac{1}{0,8 + 0,14 \cdot 18,28} = 0,30 \quad ; \quad \beta = \frac{1}{0,8 + 0,14 \cdot 18,95} = 0,29$$

Vérification de la condition : $1/8\beta < P < 1/2\beta$

$$0,417 < 0,698 < 1,667$$

vérifiée.

$$0,43 < 0,840 < 1,72$$

vérifiée.

Calcul de l'E.T.R :

$$E.T.R = 0,698 - 0,30 \cdot (0,698)^2 = 0,552 \text{ m} = 552 \text{ mm}$$

$$E.T.R = 0,840 - 0,29 \cdot (0,840)^2 = 0,635 \text{ m} = 635 \text{ mm}$$

$$D'où : 552 \text{ mm} \leq E.T.R \leq 635 \text{ mm}$$

5.1.3 Résumé des méthodes précédentes

Méthodes	E.T.R (mm)
TURC	605 à 693
COUTAGNE	552 à 635

Dans ce qui suit on prendra celle de COUTAGNE qui représente le cas le plus défavorable dans la présente étude.

$$c'est \text{ à dire : } 552 \text{ mm} \leq E.T.R \leq 635 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } 79 \% \text{ de } 698 \text{ mm} \leq E.T.R \leq 75,6 \% \text{ de } 840 \text{ mm.}$$

6.0 RUISSELLEMENT ET INFILTRATION

En l'absence de mesures précises du taux d'infiltration et de jaugeage des eaux ruisselées, il est pratiquement impossible de séparer ces deux composantes.

De ce fait nous avons regroupé ces deux composantes représentant l'apport d'eau moyen annuel et qui sera désigné par la suite par Y_o . Par conséquent l'équation classique du bilan s'écrit:

$$P = E + Y_o$$

6.1 Estimation de l'apport d'eau moyen : Y_o

L'insuffisance des données observées nous contraint d'utiliser les modèles et formules empiriques qui sont basées sur la relation suivante :

$$Y_o = P_o - D$$

dans laquelle,

Y_o = Apport annuel

P_o = Pluie moyenne annuelle

D = Déficit hydrologique

6.1.1 Formule de SAMIE

$$Y_o = P_o^2 \cdot (292 - 2,2 \cdot S^{0,5})$$

où :

P_o = Pluie moyenne annuelle (m)

S = Superficie du bassin versant (km^2)

Y_o = Apport annuel moyen du bassin versant en (mm)

A.N :

$$Y_o = 0,698^2 \cdot (292 - 2,2 \cdot 0,57^{0,5}) = 141,46 \text{ mm}$$

$$Y_o = 0,840^2 \cdot (292 - 2,2 \cdot 0,57^{0,5}) = 204,88 \text{ mm}$$

$$D'où : 141,46 \text{ mm} \leq Y_o \leq 204,88 \text{ mm}$$

6.1.2 Formule dite ALGERIENNE (relation apport-pluviométrie)

$$Y_o = P_o \cdot (1 - 10^{-K P_o^2}) ; \quad \text{avec : } K = 0,18 - 0,01 \cdot \log(S)$$

où :

Y_o = apport annuel moyen en (m)

P_o = pluie moyenne annuelle en (m)

S = superficie du bassin versant en (km²)

A.N :

$$K = 0,18 - 0,01 \cdot \log(0,57) = 0,18$$

$$Y_o = 0,698 \cdot (1 - 10^{-0,18(0,775)^2}) = 0,128 \text{ m} = 128 \text{ mm}$$

$$Y_o = 0,840 \cdot (1 - 10^{-0,18(0,775)^2}) = 0,213 \text{ m} = 213 \text{ mm}$$

$$\text{D'où : } 128 \text{ mm} \leq Y_o \leq 213 \text{ mm}$$

6.1.3 Formule de TURC

$$D = \frac{P_o}{\left[\left(0,9 + \left(\frac{P_o}{L} \right)^2 \right)^{0,5} \right]}$$

avec, $Y_o = P_o - D$

où :

$$L = 300 + 25T + 0,05T^3$$

D = déficit d'écoulement en (mm)

P_o = pluviométrie moy. annuelle en (mm)

T = température moy. annuelle en °C

A.N :

$$L = 300 + 25(18,28) + 0,05 \cdot (18,28)^3 = 1062,42$$

$$D = 605 \text{ mm}$$

$$Y_o = (698 - 605) \text{ mm} = 93 \text{ mm}$$

$$L = 300 + 25 \cdot (18,95) + 0,05 \cdot (18,95)^3 = 1114$$

$$D = 693$$

$$Y_o = (840 - 693) \text{ mm} = 147 \text{ mm}$$

$$\text{D'où : } 93 \text{ mm} \leq Y_o \leq 147 \text{ mm}$$

6.1.4 Formule de COUTAGNE

$$D = P_o - \beta P_o^2 \quad \text{avec, } \beta = \frac{1}{0,8 + 0,14T}$$

$$Y_o = P_o - D = \beta P_o^2 ; \quad \text{valable si : } (1/8\beta) < P_o < (1/2\beta)$$

où :

Y_o = apport annuel moy. du bassin versant (m)

T = température moy. en °C

D = déficit d'écoulement en (m)

P_o = pluie moy. annuelle du bassin versant en (m)

A.N :

$$\beta = \frac{1}{0,8 + 0,14 \cdot 18,28} = 0,30 ; \quad \beta = \frac{1}{0,8 + 0,14 \cdot 18,95} = 0,29$$

Vérification de la condition : $(1/8\beta) < P_o < (1/2\beta)$

$$0,417 < 0,698 < 1,667$$

vérifiée.

$$0,43 < 0,840 < 1,72$$

vérifiée.

Calcul de Y_o

$$Y_o = 0,30 \cdot (0,698)^2 = 146,16 \text{ mm}$$

$$Y_o = 0,29 \cdot (0,840)^2 = 204,62 \text{ mm}$$

$$D'où : 146,16 \text{ mm} \leq Y_o \leq 204,62 \text{ mm}$$

6.1.5 Formule de CHAUMONT

$$Y_o = 600P_o(1-10^x) \quad \text{avec : } x = -0,36P_o^2$$

où :

Y_o : apport annuel moyen du bassin versant en (mm)

P_o : pluie moy. an. au niveau du bassin versant en (m)

A.N :

$$x = -0,36 \cdot (0,298)^2 = -0,175$$

$$Y_o = 600 \cdot 0,698 \cdot (1 - 10^{-0,175}) = 138,90 \text{ mm}$$

$$x = -0,36 \cdot (0,840)^2 = -0,254$$

$$Y_o = 600 \cdot 0,840 \cdot (1 - 10^{-0,254}) = 223,18 \text{ mm}$$

$$D'où : 138,90 \text{ mm} \leq Y_o \leq 223,18 \text{ mm}$$

6.1.6 Formule de DERY

$$Y_o = 915 \left(\frac{P_o^{2,684} \cdot S^{0,842}}{S} \right)$$

où :

Y_o = apport annuel moyen du bassin versant en (mm)

P_o = pluie moyenne annuelle en (m)

S = superficie du bassin versant en (km²)

A.N :

$$Y_o = 915 \left(\frac{0,698^{2,684} \cdot 0,57^{0,842}}{0,57} \right) = 381 \text{ mm}$$

$$Y_o = 915 \left(\frac{0,840^{2,684} \cdot 0,57^{0,842}}{0,57} \right) = 626 \text{ mm}$$

$$\text{D'où : } 381 \text{ mm} \leq Y_o \leq 626 \text{ mm}$$

6.1.7 Formule de MEDINGER

$$Y_o = 0,75(P_o - 400)$$

où :

Y_o = apport annuel moyen du bassin versant en (mm)

P_o = pluie moyenne annuelle en (mm)

A.N :

$$Y_o = 0,75 \cdot (698 - 400) = 223,5 \text{ mm}$$

$$Y_o = 0,75 \cdot (840 - 400) = 330 \text{ mm}$$

$$\text{D'où : } 223,5 \text{ mm} \leq Y_o \leq 330 \text{ mm}$$

6.1.8 Résumé des méthodes précédentes :

Méthodes	Y_o (mm)
SAMIE	141,45 à 204,86
ALGERIENNE	128 à 213
TURC	93 à 147
COUTAGNE	146,16 à 204,62
CHAUMONT	138,90 à 223,18
DERY	381 à 626
MEDINGER	223 à 330

On constate que les valeurs de Y_o obtenues par les méthodes de DERY et MEDINGER sont surestimées par rapport aux autres méthodes. Pour cela on écarte ces deux dernières valeurs et on prendra la moyenne arithmétique des valeurs restantes.

$$Y_o = \frac{141,45 + 128 + 93 + 146,16 + 138,90}{5} = 129,50 \text{ mm}$$

$$Y_o = \frac{204,86 + 213 + 147 + 204,62 + 223,18}{5} = 198,53 \text{ mm}$$

$$\text{D'où : } 129,50 \text{ mm} \leq Y_o \leq 198,53 \text{ mm.}$$

7.0 ESTIMATION DU BILAN HYDROLOGIQUE

L'équation classique du bilan s'écrit : $P = E + R + I$

où :

P : Pluviométrie moyenne annuelle

E : Evapotranspiration réelle moyenne annuelle

R : Ruissellement moyen annuel

I : Infiltration moyenne annuelle

et avec la notation de $Y_o = R + I$, l'équation classique devient : $P = E + Y_o$. D'où : $Y_o = P - E$.

A.N :

$Y_o = (698 - 552) \text{ mm} = 146 \text{ mm}$; or on vient de trouver que ($Y_o = 129,5 \text{ mm}$).

$P = (552 + 129,5) \text{ mm} = 681,5 \text{ mm}$; or on a trouvé (voir 3.3) $P = 698 \text{ mm}$.

$Y_o = (840 - 635) \text{ mm} = 205 \text{ mm}$; or on vient de trouver que ($Y_o = 198,5 \text{ mm}$).

$P = (635 + 198,5) \text{ mm} = 833,5 \text{ mm}$; or on a trouvé (voir 3.3) $P = 840 \text{ mm}$.

7.1 Estimation des erreurs commises :

$$\frac{\Delta P}{P} = \frac{698 - 681,5}{698} \cdot 100 = 2,4 \%$$

$$\frac{\Delta P}{P} = \frac{840 - 833,5}{840} \cdot 100 = 0,8 \%$$

Ces erreurs, qui sont négligeables, peuvent provenir des différents paramètres du bilan qui étaient estimés à partir de formules empiriques.

8.0 CONCLUSIONS

L'action de l'eau est incontestablement l'une des raisons de l'instabilité des pentes [5], [9], [17] et [31].

Dans ce chapitre, une évaluation de la quantité d'eau infiltrée et ruisselée ainsi que le bilan global des eaux ont été effectués.

Pour les raisons citées ci-dessus, les composantes du ruissellement et de l'infiltration ont été traitées ensemble (Y_0) dans ces calculs.

En outre, pour les raisons liées à la géologie, la topographie et au mode d'occupation du terrain étudié, on a supposé un pourcentage de 40% d'eau de Y_0 comme étant une eau infiltrée dans le site, soient :

$$\frac{40 \cdot 129,5}{100} = 51,76 \text{ mm} \quad \text{et,} \quad \frac{40 \cdot 198,5}{100} = 79,44 \text{ mm}$$

Soit un pourcentage compris entre 7,7 et 9,4 de la précipitation moyenne annuelle. Ce pourcentage reflète vraisemblablement le taux d'infiltration réel, vu les conditions spatiales et climatiques du bassin versant.

Le volume d'eau moyen annuel infiltré (V_{inf}) dans le bassin versant est de :

$$V_{inf} = 51,76 \cdot 0,57 \text{ mm.km}^2/\text{an} = 0,0295 \cdot 10^6 \text{ m}^3 / \text{an}$$

Soit un débit moyen (Q) de :

$$Q = \frac{0,0295 \cdot 10^6}{365 \cdot 24} \text{ m}^3/\text{h} = 3,37 \text{ m}^3 / \text{h.}$$

$$V_{inf} = 79,44 \cdot 0,57 \text{ mm.km}^2/\text{an} = 0,0452 \cdot 10^6 \text{ m}^3 / \text{an}$$

Soit un débit moyen (Q) de :

$$Q = \frac{0,0452 \cdot 10^6}{365 \cdot 24} \text{ m}^3/\text{h} = 5,16 \text{ m}^3 / \text{h.}$$

On constate que cette estimation "conservatrice" de ce débit ($3,37 \leq Q \leq 5,16 \text{ m}^3/\text{h}$) correspond aux mesures du débit total des drains subhorizontaux effectués par S.E.I qui est de l'ordre de $4 \text{ m}^3/\text{h}$ [48].

Or, on remarque que l'évaluation du volume d'eau infiltrée, effectuée par S.E.I [48], est surestimée car le coefficient d'infiltration de 0,5 supposé par S.E.I est très élevé du fait des caractéristiques géologiques, topographiques, climatiques...du terrain étudié.

Par ailleurs, les calculs de l'E.T.R (voir 5.1.3) montrent que celle-ci est de l'ordre de 75 à 79 % des précipitations moyennes annuelles. Donc la supposition d'un coefficient de 0,5 faite par S.E.I est erronée.

Conclusion non fondée

Dans la présente étude, l'estimation de la superficie du bassin versant était basée sur les cartes topographiques. Cependant, du fait de la complexité de la structure géologique du terrain (les couches souterraines présentent des pentes non négligeables vers l'aval et affleurent en amont de la limite du bassin versant hydrologique); la superficie du bassin versant hydrologique, c'est à dire du point de vue de l'écoulement des eaux souterraines est plus grande que celle du bassin versant hydrologique considéré.

De ce fait, la quantité d'eau infiltrée pourrait être supérieure à celle calculée. En effet, la quantité d'eau drainée par les drains subhorizontaux est inférieure à la quantité d'eau infiltrée ce qui nécessite un système de drainage plus conséquent.

Dans ce chapitre, les paramètres contrôlant l'écoulement superficiel ont été étudiés tandis que les paramètres concernant l'écoulement souterrain feront l'objet du chapitre suivant.

TROISIEME PARTIE

ETUDE HYDROGEOLOGIQUE

1.0 GENERALITES

L'étude hydrogéologique revêt une grande importance car, c'est l'eau qui est, dans la plupart des cas, responsable des mouvements de terrain et les mesures de confortement sont souvent des méthodes de drainage dont l'efficacité doit être jugée à partir des conditions hydrodynamiques du site.

Elle doit donc permettre, à partir des données géologiques et des relevés piézométriques de définir la position des nappes et la nature des formations aquifères. On en déduit alors les éléments indispensables à la compréhension du régime hydraulique du site tels que :

- conditions d'alimentations;
- axes de drainage;
- relations pluviométrie, piézométrie et temps;
- corrélations entre la pluviométrie et les mouvements de terrain en vue de déterminer un seuil d'alerte.

Le régime hydraulique d'un aquifère est dirigé par la situation de la zone d'alimentation (dans le cas d'un aquifère captif: la région d'affleurement des formations de la nappe; et pour les nappes libres: toute l'étendue des formations de la nappe) et le sens d'écoulement est gouverné par le pendage des formations de l'aquifère, sa structure ainsi que sa topographie. Ceci montre qu'il est difficile de limiter l'étude à la seule zone des mouvements.

Les conditions d'alimentation complexes des versants nécessitent souvent l'examen des couches situées très en amont de la zone d'étude. D'autre part, la connaissance des conditions les plus défavorables demande une durée d'étude suffisante.

Dans la zone la plus limitée de l'étude, l'analyse de détail doit, dans des conditions idéales, permettre de quantifier le champ des écoulements hydrauliques sous forme d'un réseau de lignes de courant et d'équipotentiellès.

Malheureusement, la détermination du régime hydraulique est souvent extrêmement difficile du fait de l'étendue des zones à prospecter et de l'hétérogénéité des sols rencontrés, sans compter les accidents tectoniques qui perturbent sensiblement les nappes.

En général, on ne peut donc définir avec une grande précision l'ensemble du champ des pressions interstitielles d'eau, mais on s'attache tout de même à répondre aux questions suivantes :

- la zone de glissement, et notamment au niveau de la zone de rupture, est-elle le siège d'une "nappe statique" (autrement dit de très faible gradient), ou existe-t-il des gradients se traduisant, par exemple, par la mise en charge de la couche guidant le glissement ?

- comment se fait l'alimentation du glissement et notamment existe-t-il une ou plusieurs couches ponctuelles qui alimentent en eau la zone; où il est envisageable de rechercher une coupure par drainage.

- quelle est la perméabilité des terrains et donc quelles sont les chances de succès d'un drainage ? [9], [17].

2.0 BASSIN HYDROGEOLOGIQUE

oh, non. (Pour une évaluation des eaux souterraines, il faut connaître l'étendue du bassin versant et le taux d'infiltration. Dans le chapitre précédent on a tenté de déterminer l'infiltration du point de vue hydrologique. Dans ce présent chapitre, on essaiera de tenir compte des considérations des limites du bassin du point de vue des eaux souterraines et les paramètres hydrodynamiques de la zone.

On a montré précédemment que les études hydrogéologiques devaient être extrapolées vers l'amont du site étudié. Malheureusement, il nous a été très difficile d'effectuer des observations notables dans la partie amont car celle-ci est très urbanisée.

Néanmoins, les études antérieures [1], [16], [21], ont montré l'affleurement des grès dans le chemin Laperlier, dans le ravin de Ain-Zeboudja, le chemin Sidi-Brahim et l'axe El-Biar-Chateauneuf avec un pendage général vers le Sud-Est dans le sens de l'axe du drainage des eaux (voir profil CA d'AGARD).

En outre , lors du creusement du nouveau passage souterrain au niveau de la placette d'El-Biar, on a noté l'existence d'eau provenant de la mollasse qui semble alimenter les grès sous-jacent. De plus le terme El-Biar, qui signifie en arabe les puits, souligne la présence d'eaux souterraines.

Par contre, perpendiculairement à l'axe de la formation gréseuse on observe des paléocourants qui convergent en lui conférant l'aspect d'une cuvette. Le bassin versant hydrogéologique des grès est limité donc vers le Nord par les limites topographiques des grès et vers l'Ouest en amont jusqu'à El-Biar Chateauneuf (?). Au Sud, il n'est pas possible de définir les limites en l'absence de données.

On en conclut que le bassin hydrogéologique est plus grand que le bassin hydrologique.

3.0 IDENTIFICATION DES NAPPES

L'étude faite par S.E.I pendant la période de 1971-1972 a permis :

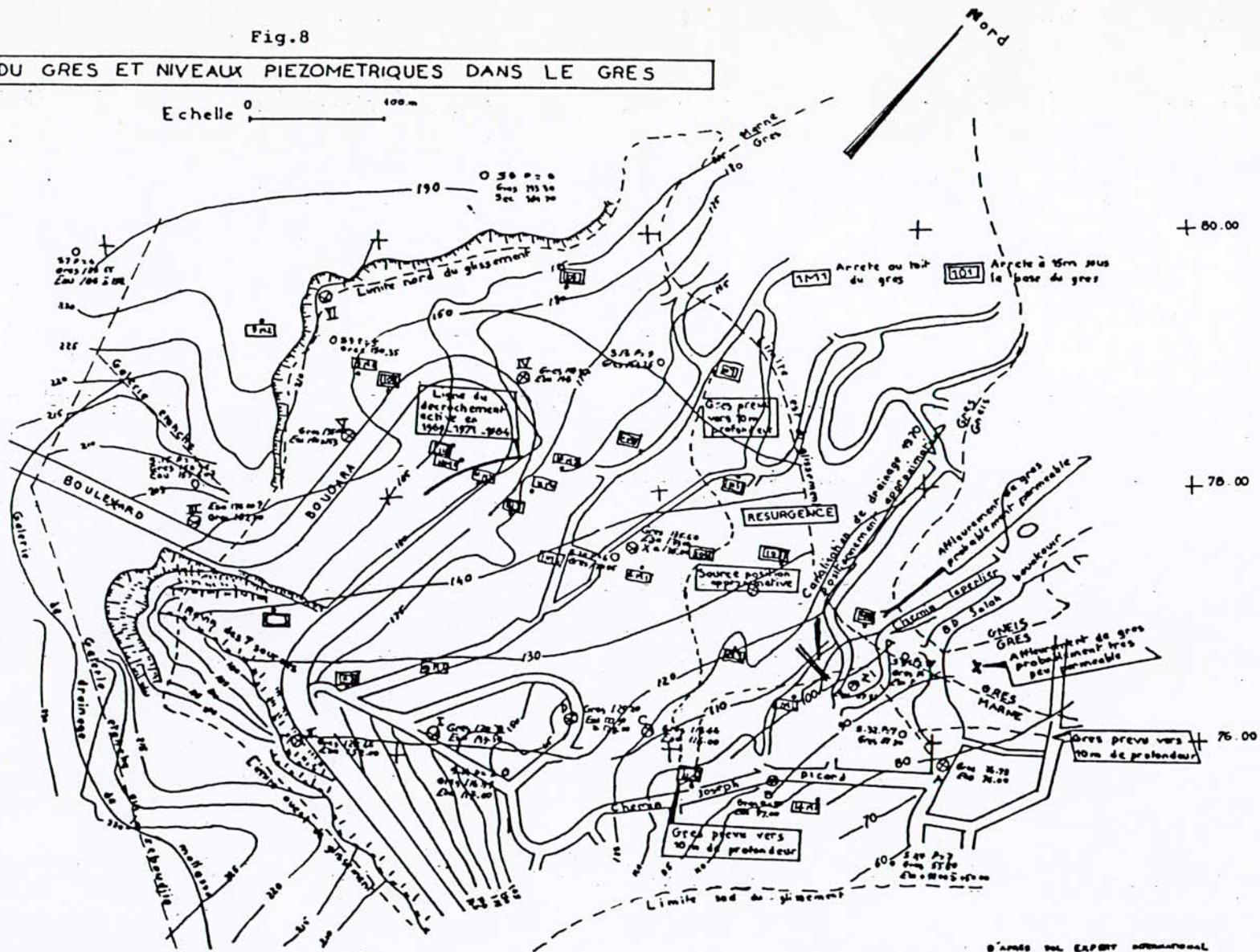
- de repérer en amont une zone d'accumulation des blocs de mollasses et de localiser l'existence de ce qui avait été appelé, par les études antérieures, le "château d'eau", à partir duquel se fait une grande partie des infiltrations qui affecte l'aval du glissement. Ce n'est qu'au début de l'année 1979 qu'un puits de pompage (F1) et cinq piézomètres (P1, P2, P3, P4 et P5) ont été réalisés.

- d'établir une carte montrant le toit des grès et les différents niveaux piézométriques dans le grès (fig. 8).

Le suivi de la variation des niveaux piézométriques des cinq piézomètres pendant une période d'observation s'étalant de (1979 à 1980 par S.E.I) et de (1981 à 1983 par nous même) ainsi que les nombreuses résurgences et suintements se trouvant sur la pente au dessus de la côte 165 N.G.A et à partir de la base du sondage n°111, nous a permis de repérer l'existence d'une nappe aquifère située dans la zone d'accumulation des blocs de mollasse que l'on appellera par la suite "nappe supérieure".

Fig.8

TOIT DU GRES ET NIVEAUX PIEZOMETRIQUES DANS LE GRES



D'après les EXPERTS internationaux

L'étude détaillée de la carte montrant le toit du grès et les niveaux piézométriques dans le grès nous permet de dresser le tableau suivant :

Tableau n°3 : toit du grès et niveaux piézométriques

N° du sondage	Toit du grès (m)	Niveau piézométrique de la nappe (m)
1	124,98	133,50
2	123,46	152,00
3	152,60	176,00
4	149,40	148,00
5	135,86	150 à 153
X	135,60	133 à 135
A	76,23	76,00
B	94,70	97,00
C	118,60	116,00
D	125,20	123,3 à 128
S7 (amont)	183,50	186 à 192

Il ressort de ce tableau, de manière claire, que le toit du grès et le niveau de l'eau se confondent sensiblement, ceci nous permet de repérer une deuxième nappe aquifère que l'on appellera par la suite "nappe inférieure".

Cependant, notons tout de même qu'une exception existe faite pour les piézomètres 2 et 3 : les grès y sont en charge et affleurent à la surface en raison de la structure lithologique mitoyenne du ravin des sept sources.

4.0 ANALYSE DES DONNEES

4.1 Caractéristiques de la nappe supérieure

Dans la zone où siège la nappe, au droit de la boucle du boulevard Bougara et de ses alentours, cinq piézomètres ont été réalisés au mois de février 1979 en vue d'étudier l'évolution de la nappe dans le temps.

A cet effet des mesures journalières ont été effectuées entre 1979 et 1983. Ces mesures piézométriques ont été traduites graphiquement (fig. 9, 10, 11, 12 et 13), en corrélation avec la pluviométrie pour les périodes correspondantes (entre 79 et 83)..

On constate que, pour les années 79 et 80, la variation dans le temps des niveaux piézométriques est plus ou moins similaire à celle de la pluviométrie. Par contre, les données piézométriques des années suivantes indiquent une réponse relativement tardive vis à vis des années précédentes. On remarque que la pluviométrie des années 81 à 83 est relativement plus élevée par rapport à celle des années 79 et 80. Les différences des niveaux piézométriques peuvent s'expliquer par la différence en intensité de la pluviométrie.

En outre, le suivi de la variation des niveaux piézométriques durant la période de 1979 à 1980³ nous a permis de dresser le tableau suivant où figurent les valeurs maximales et minimales enregistrées au niveau de chaque piézomètre.

Tableau n°4 Variations des niveaux piézométriques

N° des piézomètres	P1	P2	P3	P4	P5
Cote sommet (m)	181,60	181,97	176,53	168,94	174,05
Toit maximum de la nappe (m)	174,6	172,1	167,7	165,2	165,5
Toit minimum de la nappe (m)	168,3	166,2	165,3	160,6	161,2
Valeurs des fluctuations (m)	6,3	5,9	2,4	4,6	4,3

On constate que la fluctuation de la nappe est de 6,3 m au maximum (piézomètre P1) et de 2,4 m au minimum (piézomètre P3)

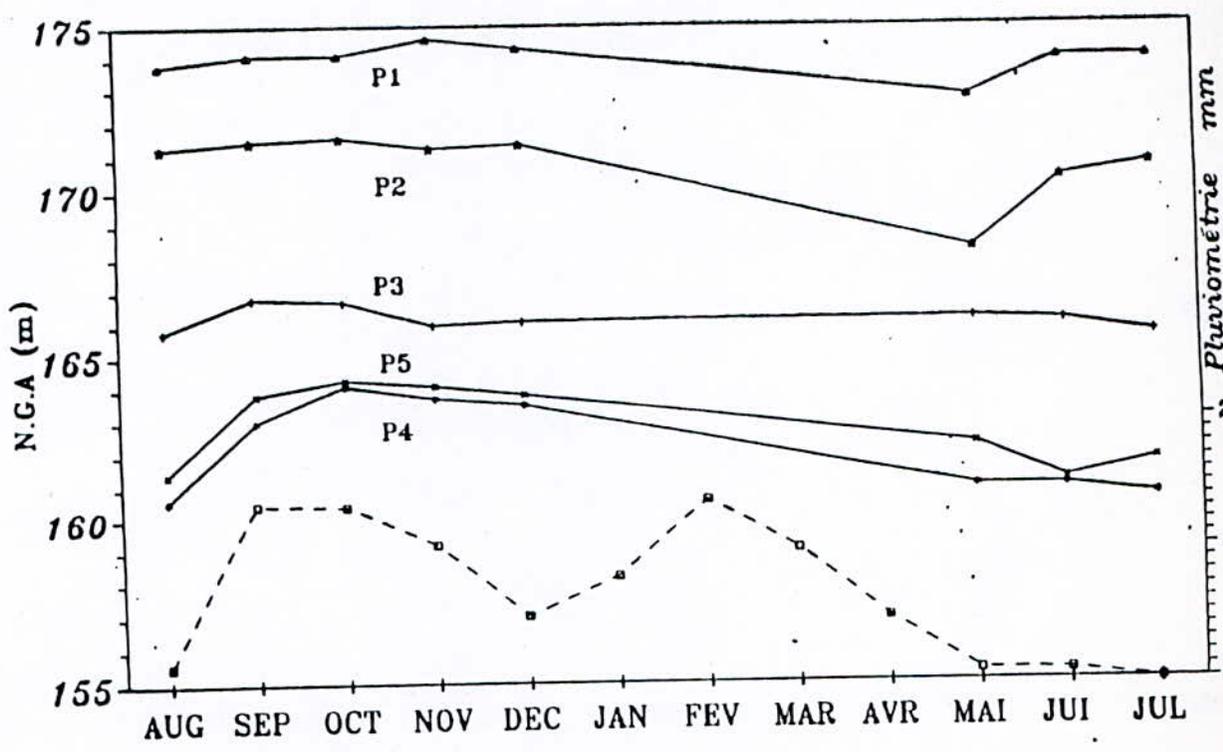


Fig. 9 Corrélation pluviométrie-piézométrie. Année 1979

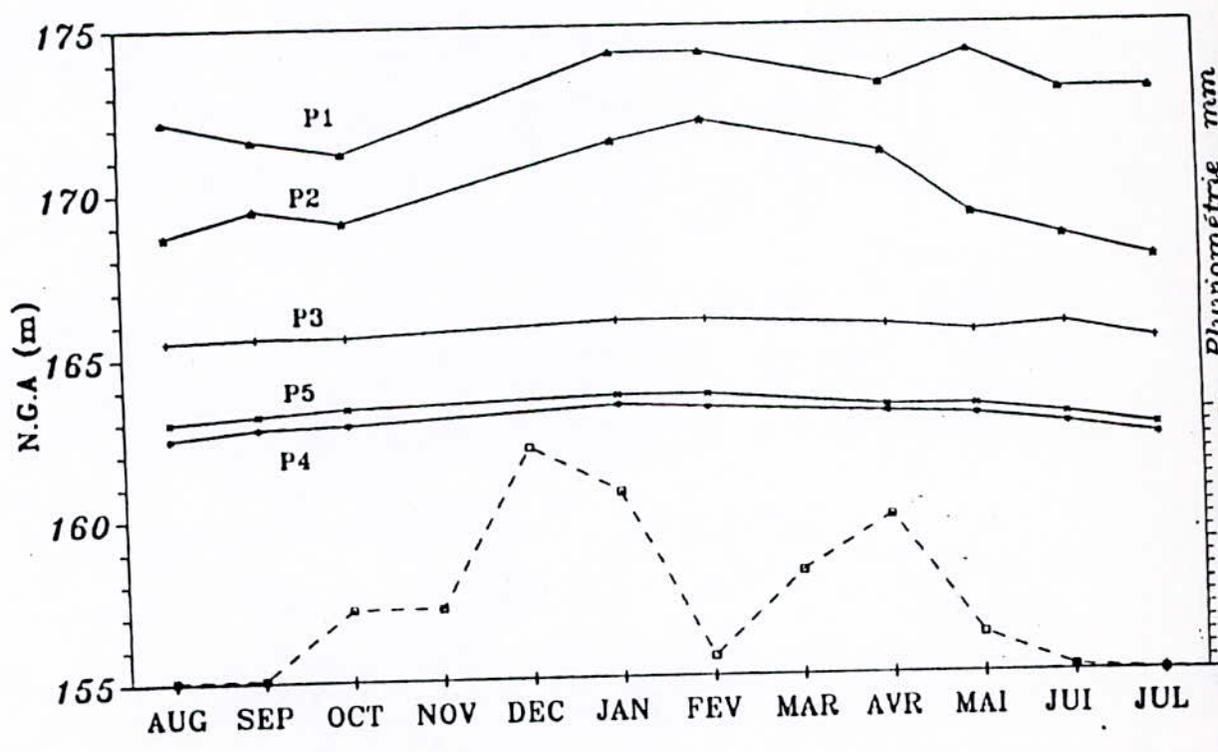


Fig. 10 Corrélation pluviométrie-piézométrie. Année 1980

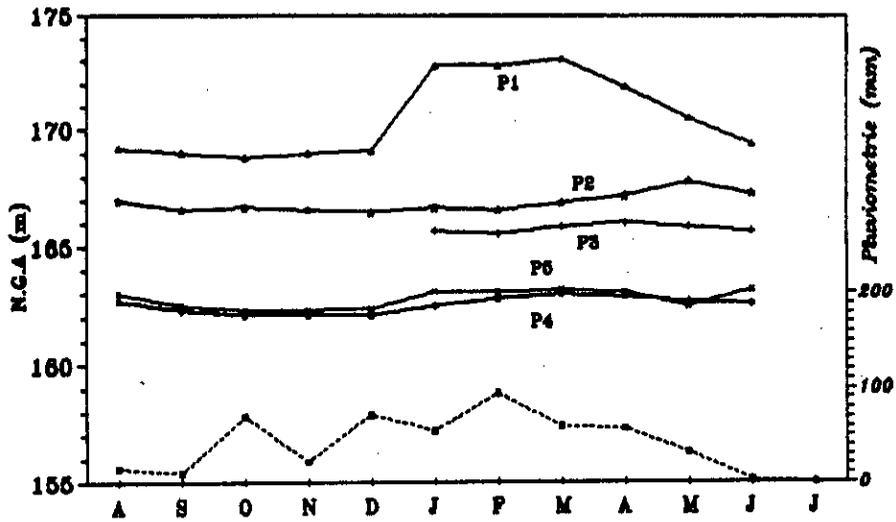


Fig.11.- Corrélation pluviométrie-piéozométrie. Année 1981.

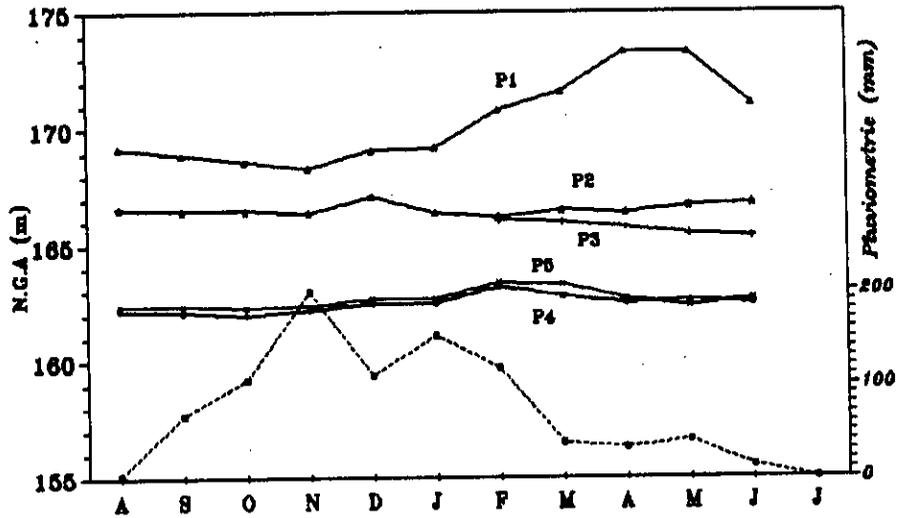


Fig.12.- Corrélation pluviométrie-piéozométrie. Année 1982.

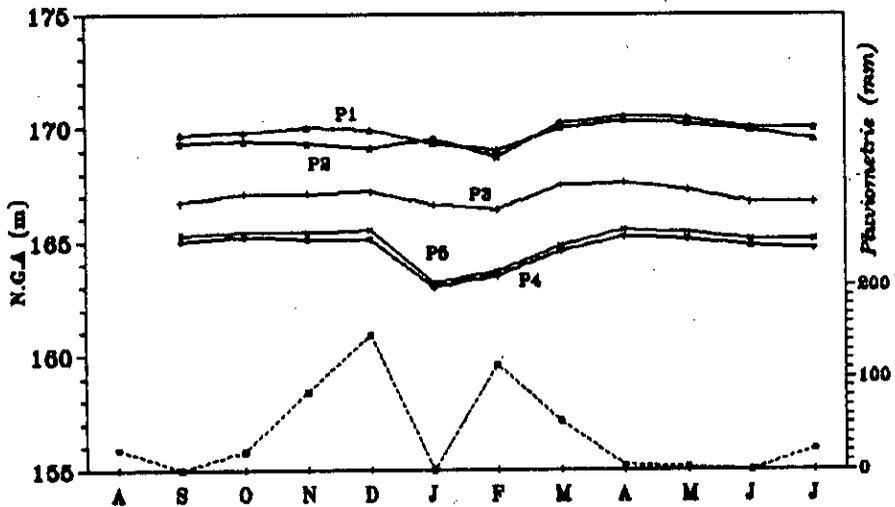


Fig.13.- Corrélation pluviométrie-piéozométrie. Année 1983.

4.2 Caractéristiques de la nappe inférieure

On ne dispose pour cette nappe que d'une seule carte montrant le toit du grès et les niveaux piézométriques dans les grès établi par S.E.I lors de l'étude faite en 1971-1972.

Par la suite, pour des raisons variées, la plupart des piézomètres était hors-d'usage.

Néanmoins on a essayé à partir de cette carte de tirer le maximum de renseignements possibles à savoir:

- établissement d'une nouvelle carte montrant le champ des écoulements hydrauliques sous forme d'un réseau de lignes de courant et d'équipotentiellles (maille d'écoulement)
- définition des axes de drainage
- variation des gradients hydrauliques le long des axes de drainage.

4.2.1 Maille d'écoulement

La carte de la figure n°14 montre le niveau des grès et également l'altitude du niveau piézométrique de la nappe des grès au niveau des sondages. A partir de ces valeurs, les lignes équipotentiellles (c-à-d les courbes piézométriques ou isopièsses) ont été tracées. Pour ce tracé, on a pris en considération la carte géologique et les courbes de niveaux topographiques. Les courbes sont tracées à 10m d'équidistance. Au droit de la boucle du boulevard Bougara les courbes sont espacées, indiquant une perméabilité relativement supérieure, tandis qu'a l'aval de la boucle les courbes se resserrent indiquant une décroissance de perméabilité dans ce sens. Ces lignes équipotentiellles sont presque parallèles sauf dans les limites Nord et Sud du glissement.

4.2.2 Axes de drainage

Les axes de drainage sont des lignes de courant principales de l'écoulement qui sont perpendiculaires aux lignes équipotentiellles. On constate deux principaux axes de drainage dans les grès, l'un suit le cours du ravin des sept sources et l'autre coïncide avec l'axe du glissement.

4.2.3 Gradients hydrauliques

Le long des deux axes de drainage, on a tracé la variation des niveaux piézométriques (fig.15) et la pente de cette variation donne le gradient hydraulique.

Sur l'axe n°1, le gradient hydraulique est faible, de l'ordre de 5,5% dans la première partie; tandis que dans la deuxième partie il a augmenté jusqu'à 23% environ.

Sur l'axe n°2, le gradient hydraulique est de 7 à 14% jusqu'à une distance de 220 m, puis il a augmenté jusqu'à 29,5% environ.

En supposant que le débit d'écoulement est constant, une variation du gradient hydraulique nous indique une variation inverse de la perméabilité.

De ce fait vers l'aval la perméabilité des grès diminue probablement à cause du mélange de la marne avec les grès.

4.3 Puits de pompage F1

4.3.1 Généralités

L'essai de pompage consiste à abaisser, à partir d'un puits, la surface piézométrique de la nappe baignant la formation dont on veut mesurer la perméabilité. le pompage est réalisé à débit constant et l'évolution de la surface piézométrique de la nappe est suivie au moyen de piézomètres répartis aux alentours du puits [25].

Dans notre cas un puits de pompage F1 a été réalisé (voir fig. 18) dans le but d'assécher le "château d'eau", malheureusement la variation dans le temps du niveau d'eau dans le forage lui-même et dans les piézomètres n'a pas été effectuée d'une manière effective pour pouvoir évaluer les paramètres hydrodynamiques de la nappe captée par le forage.

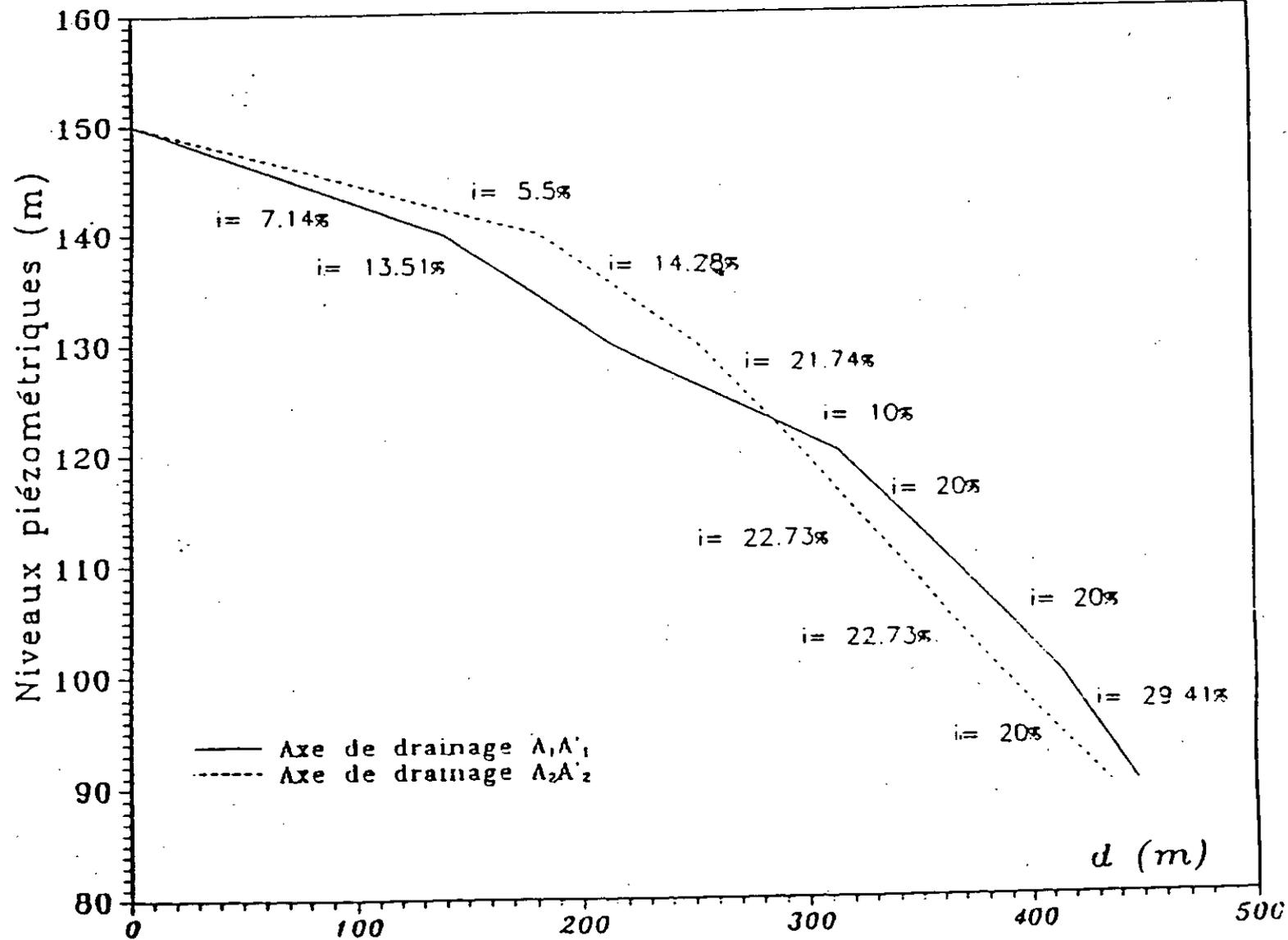


Fig. 15 Variations du gradient hydraulique

4.3.2 Analyse des données

On dispose des éléments suivants:

- mesures journalières de niveaux d'eau dans les cinq piézomètres.
- un pompage continu effectué dans des périodes différentes au cours de l'année 79/80.

Ce pompage a été affecté par un système automatique pour la mise en marche et l'arrêt de la pompe électrique immergée par deux électrodes situées à des niveaux différents:

- à 21 m, l'électrode supérieure pour le contrôle de la mise en marche,
- à 27 m, l'électrode inférieure pour le contrôle de l'arrêt.

D'après les données de base recueillies auprès des services concernés de l'hydraulique, le pompage (vidange) était d'une durée de 5 mn 30 s environ suivi, à chaque fois, d'un arrêt (recharge) de durée presque équivalente.

De ce fait, le pompage en réalité, n'était pas continu mais il était "imposé" par les niveaux d'eau dans le forage (entre 21 m et 27 m).

L'interprétation classique des essais de pompage n'est pas possible pour les raisons suivantes:

- d'une part: le manque de données,
- d'autre part: la nature du pompage intermittente.

Néanmoins, nous avons essayé d'évaluer le coefficient d'emménagement (ou porosité efficace ?). Cette évaluation est approximative et peut nous indiquer la nature de la nappe captée.

4.3.3 Etude théorique (distance-rabattement)

Pour des raisons de manque de données temps-rabattement dans le forage et dans les piézomètres, on a analysé seulement la relation distance-rabattement.

La théorie [2] de celle-ci se résume ainsi:

a) Enoncé du problème

Soit un puits vertical de rayon r (fig. 16), traversant complètement une couche aquifère d'épaisseur H reposant sur un niveau imperméable et horizontal dont on extrait un débit Q . Après instauration d'un régime permanent, la cote de l'eau dans le puits va s'établir à une hauteur h . On veut connaître la relation entre le débit, les caractéristiques du puits et les propriétés du terrain.

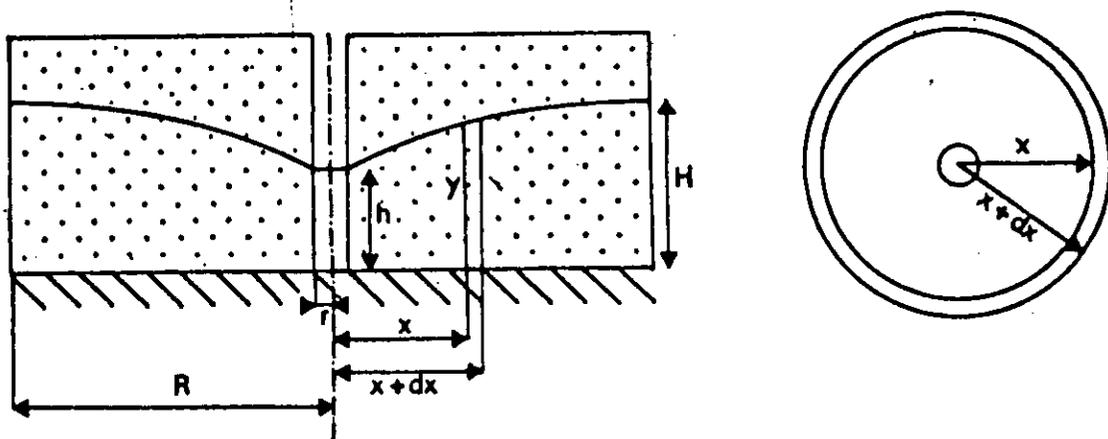


Fig.16.- Rabattement d'une nappe autour d'un puits. Vue en coupe et en plan.

b) Hypothèses de calcul

1- Le terrain est homogène et isotrope et a une perméabilité k .

2- L'eau est incompressible et la loi de Darcy est applicable.

3- Les surfaces équipotentiellles de l'écoulement sont des surfaces cylindriques de même axe que le puits.

4- Il n'y a pas de discontinuité au niveau du raccord entre le cône de rabattement et la surface de l'eau dans le puits.

5- A une distance R du puits, appelée rayon d'action, le rabattement dû au pompage devient négligeable.

c) Résolution

Considérons deux surfaces équipotentiellles très voisines situées à x et $x+dx$ du puits (fig. 16). L'eau étant incompressible, le débit qui passe à travers l'une d'elles se retrouve au niveau de l'autre, et en particulier dans le puits. Ce débit Q est égal au produit de la vitesse de décharge par la section traversée.

On a :

$$Q = v.S = 2 \pi . x . y \quad (I)$$

Par ailleurs, en appliquant la loi de Darcy, il vient :

$$v = k . (dh/l) = k . (dy/dx) \quad (II)$$

En remplaçant les valeurs de v tirées de (I) et (II), on obtient :

$$Q / 2\pi xy = k . (dy / dx)$$

D'où :

$$y . dy = Q dx / 2\pi k x \quad (III)$$

Intégrons cette relation en tenant en compte que, pour une distance égale au rayon du puits, la cote de l'eau vaut h . Il vient :

$$y^2 - h^2 = Q . \ln(x/r) / \pi k \quad (IV)$$

Par ailleurs, cette relation est également applicable à la distance R où la cote de l'eau est H .

On a donc :

$$H^2 - h^2 = Q . \ln(R/r) / \pi k \quad (V)$$

De la relation (IV), on tire :

$$Q = \pi k (H^2 - h^2) / \ln(R/r), \text{ et } k = Q . \ln(R/r) / \pi (H^2 - h^2) \quad (VI)$$

Enfin, en éliminant Q entre (VI) et (IV); on obtient l'équation de la méridienne de Dupuit :

$$y^2 - h^2 = (H^2 - h^2) \ln(x/r) / \ln(R/r) \quad (\text{VII})$$

d) Observation sur le calcul de Dupuit

Pour passer des calculs précédents aux applications numériques, il faut connaître le rayon d'action. Or, cette notion est très délicate à cerner à priori. En toute rigueur, il faudrait considérer le rayon d'action comme une inconnue supplémentaire.

D'autre part, la critique la plus importante que l'on peut faire au calcul de Dupuit tient à la simplification excessive adoptée pour le réseau d'écoulement. L'hypothèse 3 se justifie à partir d'une certaine distance du puits, mais elle est manifestement fautive à proximité de celui-ci. L'hypothèse 4 n'est pas vérifiée dans la pratique où l'on observe toujours une surface de suintement verticale non négligeable entre le cône de rabattement et le niveau de l'eau dans le puits [2].

4.3.4 Résultats

Sur un graphique semi-logarithmique, on définit sur l'axe arithmétique les cotes du forage et des piézomètres c-à-d :

- la cote naturelle ou topographique,
- la cote du niveau statique,
- et la cote du niveau dynamique.

Sur l'axe logarithmique, on définit les distances des piézomètres à partir du centre du forage F_1 . Le forage F_1 est représenté par son rayon $r = 0,33$ m sur le graphe.

Pour l'évaluation du rayon d'action dans les directions des piézomètres on relie le niveau statique de chaque piézomètre à celui du forage et le niveau dynamique de chaque piézomètre est relié avec celui du forage.

L'intersection déterminée par l'extrapolation des droites des niveaux statiques et des niveaux dynamiques pour chaque piézomètre, nous donne le rayon d'action dans le sens du piézomètre considéré (fig. 17).

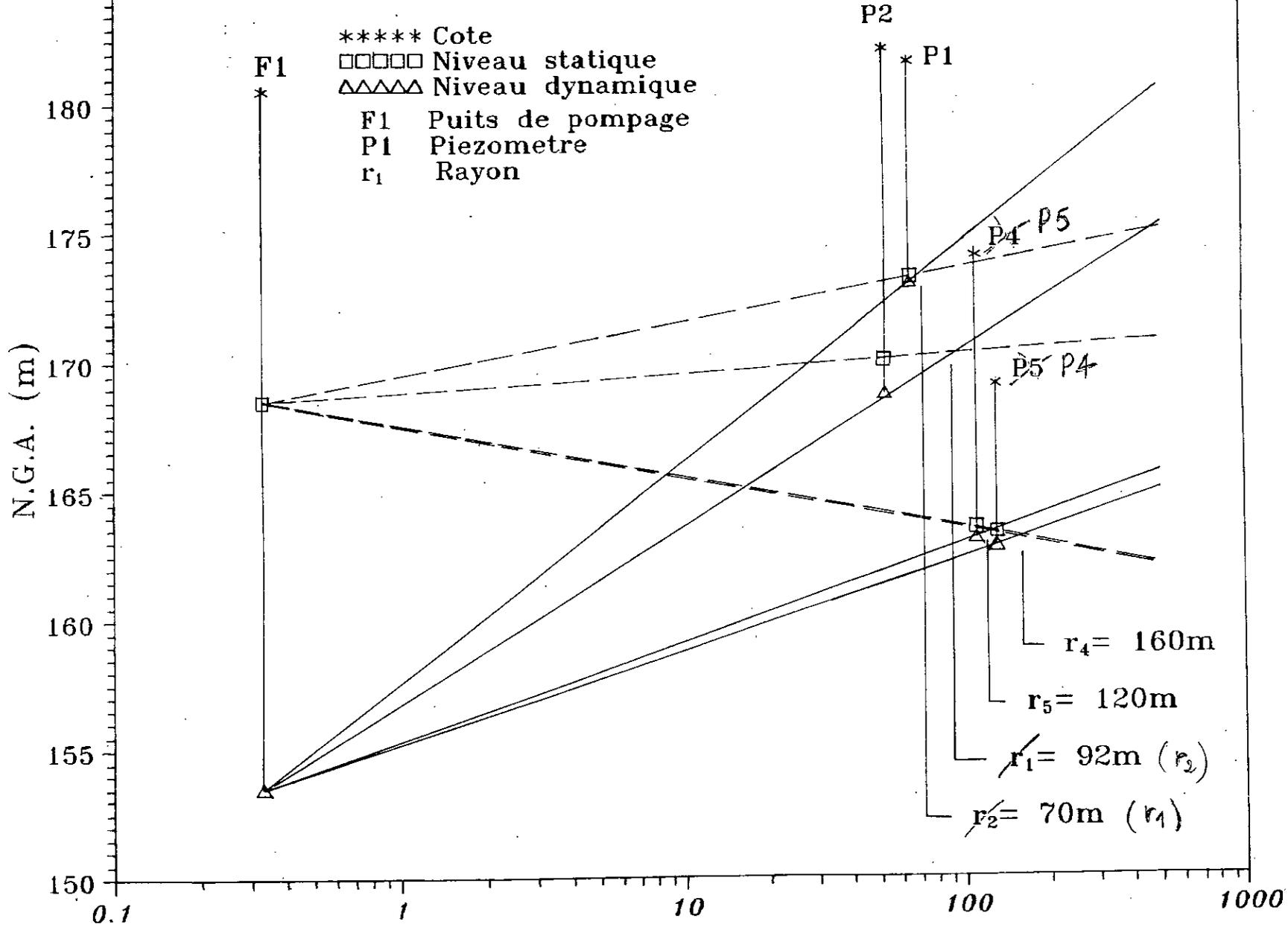


Fig. 17.- Calcul du rayon d'influence

Les résultats de cette étude graphique sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau n° 5 : rayons d'influence

	Cote sommet	Niveau statique	Niveau dynamique	Rayon d'influence
F1	180,50 m	168,50 m	153,50 m	
P1	181,60 m	173,20 m	173,00 m	$r_1 = 92$ m
P2	181,97 m	170,00 m	168,70 m	$r_2 = 70$ m
P4	168,94 m	163,30 m	162,90 m	$r_4 = 160$ m
P5	174,05 m	163,50 m	163,10 m	$r_5 = 120$ m

- Le rayon d'influence (ou d'action) moyen est :

$$r_m = \frac{r_1 + r_2 + r_4 + r_5}{4} = 110,50 \text{ m}$$

- Calcul du coefficient d'emmagasinement (ou porosité efficace)

La porosité efficace d'une nappe est donnée par la relation suivante :

$$n_{eff} = \frac{V_p}{V_t} = \frac{\text{Vol. d'eau pompé}}{\text{Vol. de la formation asséchée}}$$

V_t est déterminé par le volume du cône de dépression causé par le pompage pendant le temps considéré.

D'après les résultats du rayon d'action dans les différentes directions considérées, on constate qu'il est variable du fait de la pente et de la variation de la nature des formations de la région.

Pour une évaluation simplificatrice, on a considéré la moyenne arithmétique des rayons d'action. Le volume du cône de dépression a été déterminé par la relation suivante :

$$V_e = \frac{1}{3} \pi \cdot (r_m)^2 \cdot h$$

où :

r_m : rayon d'action moyen = 110,5 m

h : rabattement dans le forage = 15 m

A.N :

$$V_e = 191\,798 \text{ m}^3$$

Pour le volume d'eau pompé V_p pendant la période considérée, il a été évalué à partir des lectures sur le compteur du débit fournies par les services de l'hydraulique chargés de cette opération.

Date	Temps	N° au compteur
17/05/80	6H 59' 10"	271,33 m ³
03/06/80	11H 42' 57"	1024,43 m ³

- La durée de pompage est de = 16j 4h 43 min 47s.

- Le volume d'eau pompée est de $V_p = 753,16 \text{ m}^3$.

Soit $v_p = 0,54 \text{ l/s}$.

- Le coefficient d'emmagasinement (ou porosité efficace) est:

$$n_{eff} \text{ ou } S = V_p / V_e = 753,16 / 191\,798 = 0,004 \text{ soit } 0,4\%$$

Cette valeur de (0,004), représente celle d'une nappe captive selon Castany [11].

QUATRIEME PARTIE

ETUDE GEOTECHNIQUE

1.0 GENERALITES

Il s'agit, dans une étude de glissement de terrain, de caractériser sous l'angle mécanique, les terrains constituant la zone instable, et plus précisément la zone de faiblesse au droit de laquelle passe la rupture.

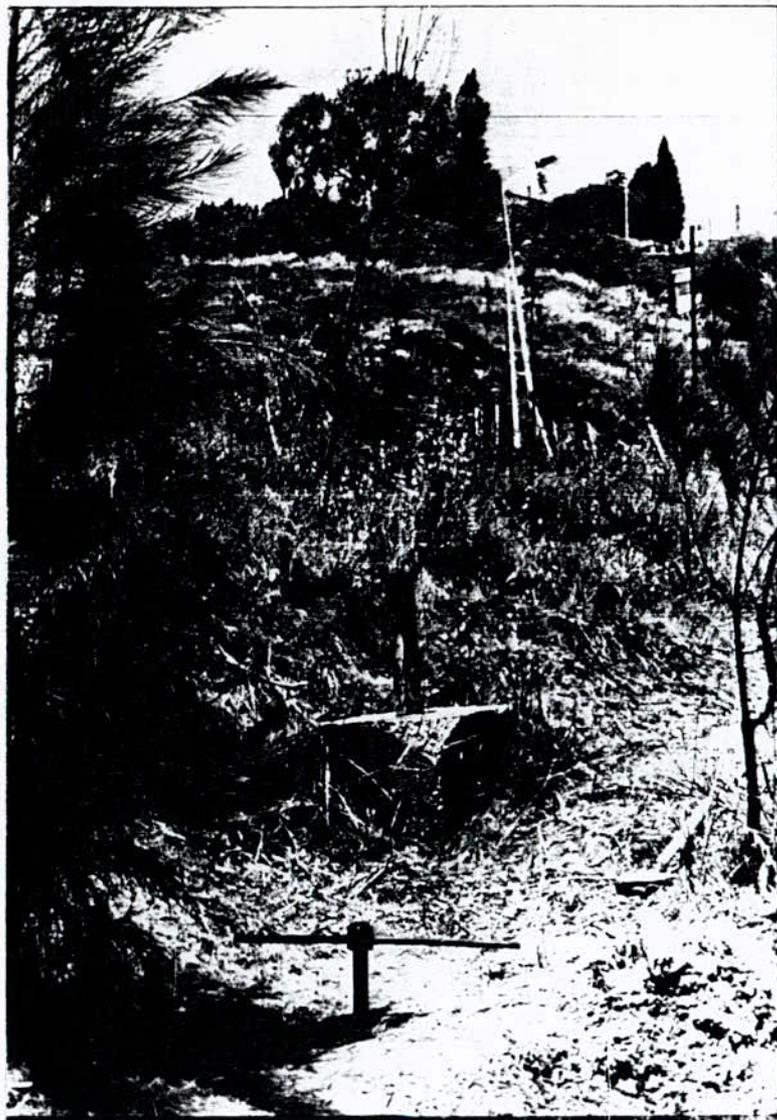
Compte tenu de l'hétérogénéité fréquente des terrains rencontrés dans une zone de glissement, il est toujours difficile d'attribuer des caractéristiques mécaniques précises aux formations rencontrées. On s'efforce donc, grâce à des essais variés et en nombre suffisant, de définir des fourchettes de valeurs qui fourniront une définition statistique acceptable de ces caractéristiques. Rappelons que la bonne connaissance des caractéristiques géotechniques des terrains conditionne la validité des calculs qu'on tentera de réaliser ensuite.

Par ailleurs, le repérage géométrique de la surface de glissement peut souvent être confirmé par les caractéristiques mécaniques du milieu; ainsi on assiste généralement à une augmentation de la teneur en eau, au voisinage de la surface de rupture.

D'une façon générale, les caractéristiques mécaniques sont, pour les mêmes terrains, plus faibles en moyenne dans la masse en mouvement que dans le soubassement intact et stable. Ce fait offre un repère complémentaire indirect de la zone concernée par le glissement.

Etant limités par les moyens matériels mis à notre disposition, notre contribution dans la présente étude géotechnique, a porté sur:

- la réalisation d'un sondage effectué à l'aide d'une tarière manuelle peu profonde (< 10 m); ce qui justifie par conséquent le choix de l'emplacement du sondage, situé à 1 m de l'inclinomètre D6 qui fut cisailé à faible profondeur (fig. 18);
- la réalisation d'essais en laboratoire;
- et la réalisation d'essai in situ.



*Photo.4.- Situation du sondage réalisé
(à proximité de D6)*



Photo.5.- Prélèvement d'échantillons à la tarière

2.0 LES ESSAIS GEOTECHNIQUES

2.1 Les essais en laboratoire

A partir des échantillons prélevés par carottage, on définit :

- la teneur en eau naturelle,
- les limites d'Atterberg (W_L , W_P et I_P),
- la granulométrie,
- les poids spécifiques,
- la résistance au cisaillement,
- et l'analyse minéralogique.

2.1.1 Teneur en eau

La teneur en eau est un paramètre facile à obtenir à partir d'un échantillon de sol, puisqu'il suffit de peser le sol avant et après passage à l'étuve (105 °C); le poids de l'eau étant alors la différence des poids et l'on a :

$$W \% = \frac{\text{Poids de l'eau}}{\text{Poids du sol sec}} \cdot 100$$

La teneur en eau est un paramètre utile à connaître, surtout si on possède quelques profils verticaux (obtenus par sonde gamma dans un forage par exemple), car dans la zone de la rupture, déstructurée par le cisaillement, cette teneur en eau est parfois plus élevée [17].

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau n° 6 : teneurs en eau

Prof. (m)	2	3	4	4,10	4,45	5,60	6,10	6,50
W %	27,33	26,31	30,46	30,74	30,29	21,46	21,24	20,60

2.1.2 Les limites d'Atterberg

Il s'agit de déterminer les limites de liquidité W_L , les limites de plasticité W_P et l'indice de plasticité $I_P = W_L - W_P$. Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau n° 7 : limites d'Atterberg

Prof.en (m)	1,70-2,30	2,30-3,45	3,45-4,45	4,45-5,45
W_L (%)	53	55,50	57,40	38,20
W_P (%)	19	21,24	21,12	14,86
I_P (%)	34	34,26	36,28	23,34

Prof.en (m)	5,50-5,70	5,70-6,50	6,65-7,00	7,00-7,30
W_L (%)	43,60	41,30	38,50	25,00
W_P (%)	17,60	17,36	16,36	15,43
I_P (%)	26,00	24	22,14	9,57

Suivant la valeur de leur indice de plasticité, les sols peuvent se classer comme l'indique le tableau suivant [26].

Tableau n° 8 : valeurs de l'indice de plasticité

Indice de plasticité	Degré de plasticité
$0 < I_P < 5$	Non plastique (l'essai perd sa signification dans cette zone de valeurs)
$5 < I_P < 15$	Moyennement plastique
$15 < I_P < 40$	Plastique
$I_P > 40$	Très plastique

On constate, d'après cette classification, que :

- jusqu'à 7 m, les sols étudiés correspondent aux argiles plastiques;
- au delà de 7 m, l'indice de plasticité varie sensiblement marquant ainsi le changement d'état et la nature du sol sous-jacent.

En outre, en comparant les valeurs de la teneur en eau avec celles de la limite de plasticité, on remarque que les premières sont supérieures aux secondes. Cette caractéristique physique ne peut s'expliquer que par la sensibilité de l'argile à l'eau.

2.1.3 La granulométrie

Vu la nature argileuse des échantillons étudiés, l'analyse granulométrique a été réalisée par tamisage à voie humide, complétée par une analyse sédimentométrique afin de mieux définir la répartition des grains dont le diamètre est inférieur à 0,1 mm [18].

Les résultats sont présentés sous forme de courbes (voir annexes). A partir de ces courbes, on peut déterminer le pourcentage des fines inférieures à 2 μm , qui permet de définir l'indice d'activité de Skempton (1953), qui lie les valeurs des limites d'Atterberg à la quantité d'eau retenue à la surface des particules (dépendant de leur nature minéralogique).

$$\text{Soit : } A_o = \frac{I_p}{< 2 \mu\text{m}}$$

Les pourcentages d'éléments inférieurs à 2 μm , en fonction de la profondeur sont les suivants :

Tableau n° 9 : % d'éléments inférieurs à 2 μm

Prof.(m)	1,70-2,30	2,30-3,45	3,45-4,45	4,45-5,45
% < 2 μm	50	47,5	53	28
Prof.(m)	5,50-5,70	5,70-6,50	6,65-7,00	7,00-7,30
% < 2 μm	37	38,5	35,5	16

A partir de ces données et celles des limites d'Atterberg (I_p) calculées précédemment, l'indice d'activité (A_o) à chaque profondeur a été calculé et présenté dans le tableau suivant.

Tableau n° 10 : indices d'activité

Prof.(m)	1,70-2,30	2,30-3,45	3,45-4,45	4,45-5,45
A_o	0,68	0,72	0,68	0,83

Prof. (m)	5,50-5,70	5,70-6,50	6,65-7,00	7,00-7,30
A ₀	0,70	0,62	0,62	0,60

Skempton (1953) [4] propose cinq classes d'activité :

- | | |
|---|--------------|
| 1) activité inférieure à 0,5 | - inactif |
| 2) activité comprise entre 0,5 et 0,75 | - inactif |
| 3) activité comprise entre 0,75 et 1,25 | - normal |
| 4) activité comprise entre 1,25 et 2,00 | - actif |
| 5) activité supérieure à 2,00 | - très actif |

Par contre, Grim (1962) [4] a proposé un classement des argiles qui fait apparaître les espèces argileuses par familles en fonction de leurs activités selon le tableau suivant :

Tableau n° 11 : classes d'activités selon Grim

I	II	III	IV	V
0	0,5	0,75	1,25	2
Nulle	Normale		Forte	
kaolinite halloysite illite chlorite allophanes	attapulгите montmorillonite	attapulгите montmoril. illite + chlorite mélangés à de la mont- morillonite	montmoril.	mont.Na ⁺

Il ressort, de ce qui précède, que les sols étudiés se classent comme suit :

- d'après Skempton, dans les groupes 2 et 3 (inactif, normal)

- d'après Grim, dans les groupes II et III, c'est à dire d'activité normale avec présence de montmorillonite.

Or, on sait, à travers la littérature, que la présence de la montmorillonite, dans certains sols, est à l'origine même de nombreux glissements survenus; ce qui nous incite à faire une étude minéralogique afin d'identifier la nature des

minéraux argileux existants, en vue de mieux apprécier le comportement de l'argile contenue dans le sol étudié.

2.1.4 Etude minéralogique

a) Généralités

En géotechnique, l'un des buts principaux de l'analyse minéralogique paraît être une meilleure caractérisation des minéraux pour une prévision plus sûre du comportement mécanique des matériaux argileux dans les différentes conditions d'utilisation.

Lorsqu'il est possible d'effectuer les essais mécaniques classiques, l'analyse minéralogique ne doit pas les remplacer, mais les compléter et les éclairer.

L'interprétation géotechnique des résultats de l'analyse minéralogique doit donc tendre à bien mettre en valeur la présence et l'importance des minéraux considérés comme dangereux :

- espèces gonflantes et sensibles à la nature des eaux : montmorillonites, vermiculites, chlorites, hydrobiotites et illites gonflantes;
- très plastiques : montmorillonites, attapulgites, vermiculites;
- thixotropiques : montmorillonites, attapulgites [53].

L'étude minéralogique entreprise dans le cadre de cette étude, a porté sur l'analyse qualitative, par diffractométrie de rayons X (le seul moyen qui nous a été accessible), de plusieurs échantillons prélevés à différentes profondeurs au droit du sondage réalisé par nous même.

La diffraction de rayons X (fig. 19) étant une analyse qui fournit le plus d'informations qualitatives. Le principe de celle-ci est le suivant :

b) Rappel du principe de la diffraction des rayons X

Les rayons X sont des radiations électromagnétiques de très courtes longueurs d'onde ($0.1 < \lambda < 10 \text{ \AA}$). Les cristaux constituent des réseaux naturels dont les intervalles caractéristiques (intervalles entre plans réticulaires), sont de même

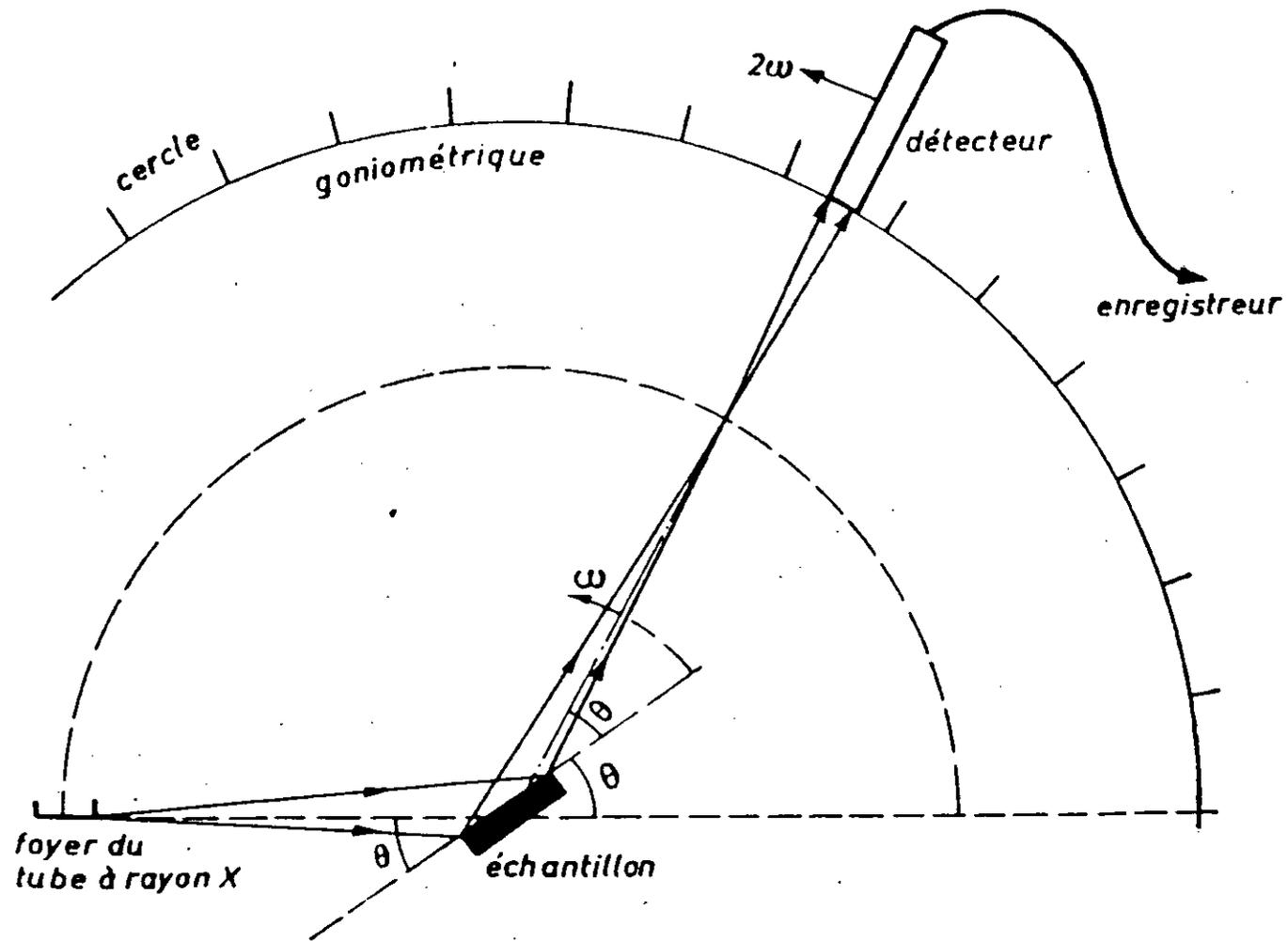


Fig.19.- Schéma d'un diffractomètre de rayons X [53].

ordre de grandeur que la longueur d'onde des rayons X. En conséquence, les rayons X sont diffractés par les réseaux comme la lumière l'est par les réseaux et donnent des phénomènes d'interférences identiques.

Les conditions de diffraction d'un rayonnement X par une famille de plans réticulaires sont définies par la loi de Bragg :

$$n\lambda = 2 d_{hkl} \sin\theta$$

où,

n : nombre entier désignant l'ordre de la réflexion

λ : longueur d'onde du rayonnement X

d_{hkl} : distance entre les plans réticulaires d'une même famille désignée conventionnellement par les indices de Miller h, k, l .

θ : angle de diffraction.

L'intensité des réflexions d'une même famille de plans réticulaire varie avec la constitution de la maille élémentaire et la nature des constituants du cristal. Chaque espèce cristalline donne un diagramme de diffraction caractéristique, c'est à dire, un ensemble de raies de diffraction dont la position et l'intensité correspondent à une structure cristalline. Dans un mélange de substances cristallisées, il y a superposition des divers diagrammes [42] et [53].

c) Résultats

L'analyse minéralogique qualitative par diffraction aux rayons X nous a fourni les éléments suivants :

- Diagramme 1 (fig. 20)

L'échantillon brut étant broyé finement, on récupère l'inférieur à 63μ , qui placé dans une lame sera soumis à l'analyse aux rayons X, analyse qui nous donnera les raies caractérisant la présence de tel ou tel minéral cristallisé.

L'interprétation du diagramme 1 nous indique la présence des minéraux suivants : calcite, quartz, illite, kaolinite, montmorillonite et des inclusions d'origine organique.

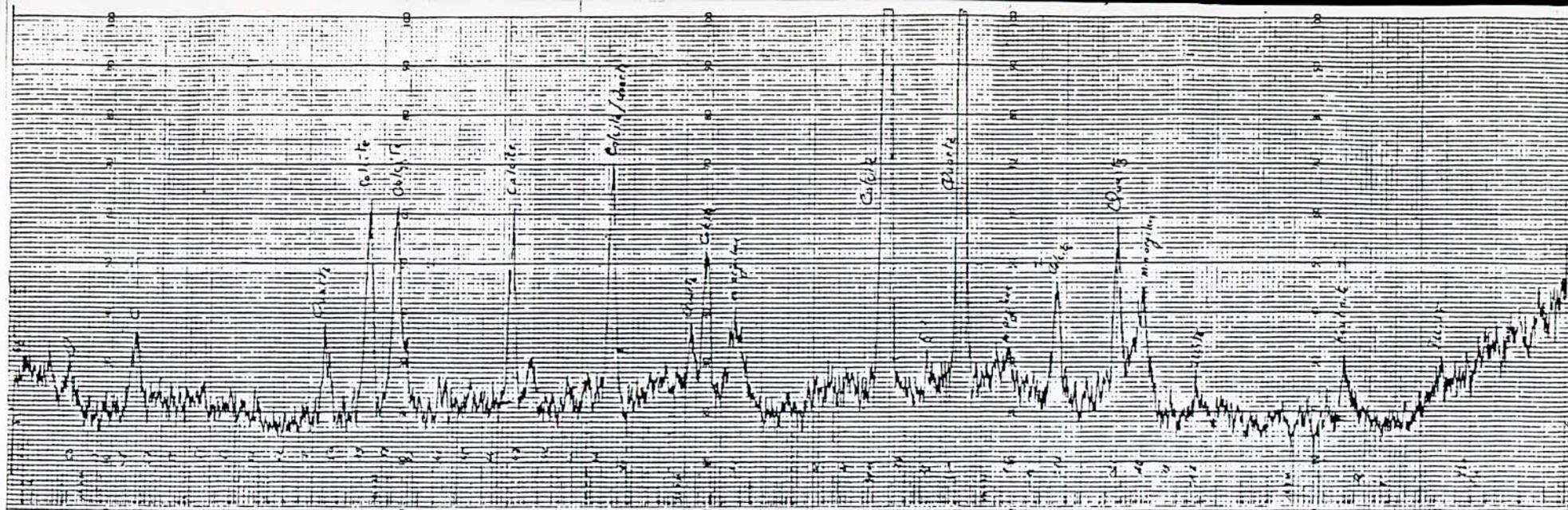


Fig.20.- Analyse de l'échantillon brut



Fig.21.- Analyse de la fraction argileuse

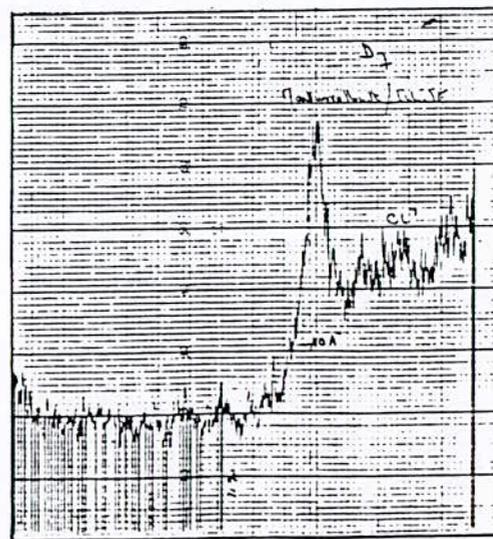


Fig.22.- Analyse thermique différentielle

- Diagramme 2 (fig. 21)

Afin de déterminer la nature des minéraux argileux existants dans notre échantillon brut, celui-ci est soumis à une sédimentation un certain temps, puis on récupère le passant de 80 μ représentant la fraction argileuse. Celle-ci, analysée au diffractomètre aux rayons X, nous donne le diagramme 2 définissant les minéraux argileux existants, c'est à dire : illite, kaolinite et montmorillonite.

- Diagramme 3 (fig. 22)

Pour différencier la kaolinite de la montmorillonite, on a procédé à une analyse thermique différentielle (chauffage de la fraction argileuse à 550 °C pendant 2h), qui nous a donné le diagramme 3 confirmant la présence de la montmorillonite; car la kaolinite qui s'effondre à une t° > à 450 °C n'apparaît plus dans le diagramme considéré.

En résumé, on peut dire à propos de notre échantillon que macroscopiquement, l'échantillon se présente sous forme d'une argile plastique très carbonatée (forte réaction à l'acide) avec des inclusions de fins cristaux de quartz et de calcite. Les minéraux argileux sont représentés par des minéraux illitiques à forte majorité ainsi que par des minéraux de kaolinite (faible) et de montmorillonite.

Sa composition minéralogique semi-quantitative est la suivante :

Tableau n° 12 : composition minéralogique

Minéraux	Teneur en %
Calcite	30 - 35
Quartz	20 - 25
Illite	10 - 15
Kaolinite	≈ 2
Montmorillonite:	8 -10
Autres inclusions (organiques)	1 - 2

2.1.5 Les paramètres mécaniques

S'agissant, dans notre cas, d'une réactivation d'un glissement ancien (datant de 1785 au moins), la résistance au cisaillement résiduelle, mise en évidence par Skempton en 1964, est la résistance qu'il faut considérer.

L'état résiduel est l'état d'un sol surconsolidé qui a subi une rupture avec déplacement important le long de la surface de glissement. La courbe de cisaillement de sols surconsolidés présente en effet un pic prononcé au-delà duquel la résistance que peut offrir le sol chute de façon importante pour atteindre une valeur asymptotique. La relation τ'_{res} et σ' est de même nature que la relation de Coulomb relative au pic de cisaillement.

$$\tau'_{res} = c'_{res} + \sigma' \text{tg}\phi'_{res}$$

où,

τ'_{res} : résistance au cisaillement résiduel

c'_{res} : cohésion résiduelle

σ' : contrainte normale effective

ϕ'_{res} : angle de frottement résiduel

Généralement, la cohésion résiduelle est nulle. La mesure des paramètres correspondants (c'_{res} et ϕ'_{res}) se fait, soit à la boîte de cisaillement, soit à l'appareil triaxial (plus rarement) [5].

N'ayant pas les moyens matériels adéquats pour déterminer ces paramètres mécaniques, nous utiliserons les résultats des essais effectués au L.N.H.C d'Hussein-Dey [7].

Les résultats obtenus au cisaillement alterné sont donnés au tableau n°13 et ceux de l'essai combiné "slurry test" au tableau n°14. On constate que les deux méthodes conduisent à des valeurs sensiblement identiques.

Tableau n° 13 : cisaillement alterné

Profondeur (m)	Cisaillement alterné	
	Maximum	Résiduelles
7,40 - 7,75	$c' = 0,6$ $\phi' = 20^{\circ}5$	$c' = 0,32$ $\phi' = 10^{\circ}(!)$
10,64 - 11,00	$c' = 0,35$ $\phi' = 35^{\circ}$	$c' = 0,35$ $\phi' = 20^{\circ}$
13,00 - 13,65		$c' = 0,6$ $\phi' = 17^{\circ}$

Tableau n° 14 : essai combiné "slurry test"

Puits Fl	Cisaillement à la boîte CD	
	Maximum	Résiduelles
jusqu'à 10m	$c' = 0,10$ $\phi' = 0,23$	$c' = 0,03$ $\phi' = 20^{\circ}$

Par conséquent, les paramètres pour le calcul du coefficient de sécurité seraient les suivants :

$$c' = 0 \text{ KPa}$$

$$\phi' = 20^{\circ}$$

Etant donné que la masse est pratiquement continue, on peut ne pas tenir compte dans les calculs de stabilité de la valeur de la cohésion mais uniquement de la valeur de l'angle de frottement qui est de l'ordre de 20° , et ce le long de la surface de glissement [7].

2.2 Les essais in-situ

Etant limité par les moyens matériels mis à notre disposition pour la réalisation d'essais in-situ, on n'a pu utiliser que le pénétromètre dynamique.

2.2.1 L'appareillage utilisé

Le pénétromètre utilisé (photo n°6) est un pénétromètre dynamique léger T 13 qui ne dépasse guère les dix mètres de profondeur en sols normaux.



Photo.6.- Mise en oeuvre de l'essai pénétrométrique



Photo.7.- Enlèvement du pénétromètre dynamique

Il comprend essentiellement :

- un train de tiges métalliques vissées bout à bout, chaque tige ayant un diamètre de $\phi = 22$ mm et une longueur de 1 m, est marquée par des traits repères tous les 10 cm;
- une pointe conique (10 cm^2 et $\phi = 35,6$ mm) vissée à la partie inférieure du train de tiges;
- un mouton de battage, de masse $M = 10$ kg, coulissant sur le train de tiges, au-dessus de l'enclume.

2.2.2 Mise en oeuvre de l'essai

L'appareil étant installé sur le lieu d'utilisation, c'est à dire à proximité du sondage D6, on soulève la masse (le mouton) jusqu'à la butée supérieure sur la tige guide, puis on lâche celle-ci qui tombe, d'une hauteur de 50 cm, en chute libre sur l'enclume. On enregistre le nombre de coups effectués tous les 10 cm d'enfoncement de la tige.

2.2.3 Présentation des résultats

Les résultats d'un essai de pénétration dynamique sont fournis sous forme d'un diagramme en coordonnées normales ou semi-logarithmiques. On porte en ordonnée la profondeur de la pointe, et en abscisse :

- soit le nombre n de coups nécessaires pour obtenir un enfoncement h ;
- soit directement la résistance en pointe R_{ayn} déduite de la formule de battage dite "formule des Hollandais" [19].

Dans notre cas, on a :

- utilisé les coordonnées normales;
- porté en abscisse, le nombre n nécessaire pour obtenir un enfoncement $h = 10$ cm.

2.2.4 Interprétation de l'essai

Le pénétromètre dynamique est utilisé généralement pour différencier la résistance des couches sous-jacentes du sol. Dans notre essai (fig.23), la couche superficielle est relativement dure nécessitant 20 coups pour la pénétration; ensuite le nombre de coups va en diminuant (8 coups environ) jusqu'à une profondeur de 2 m (représentant probablement le

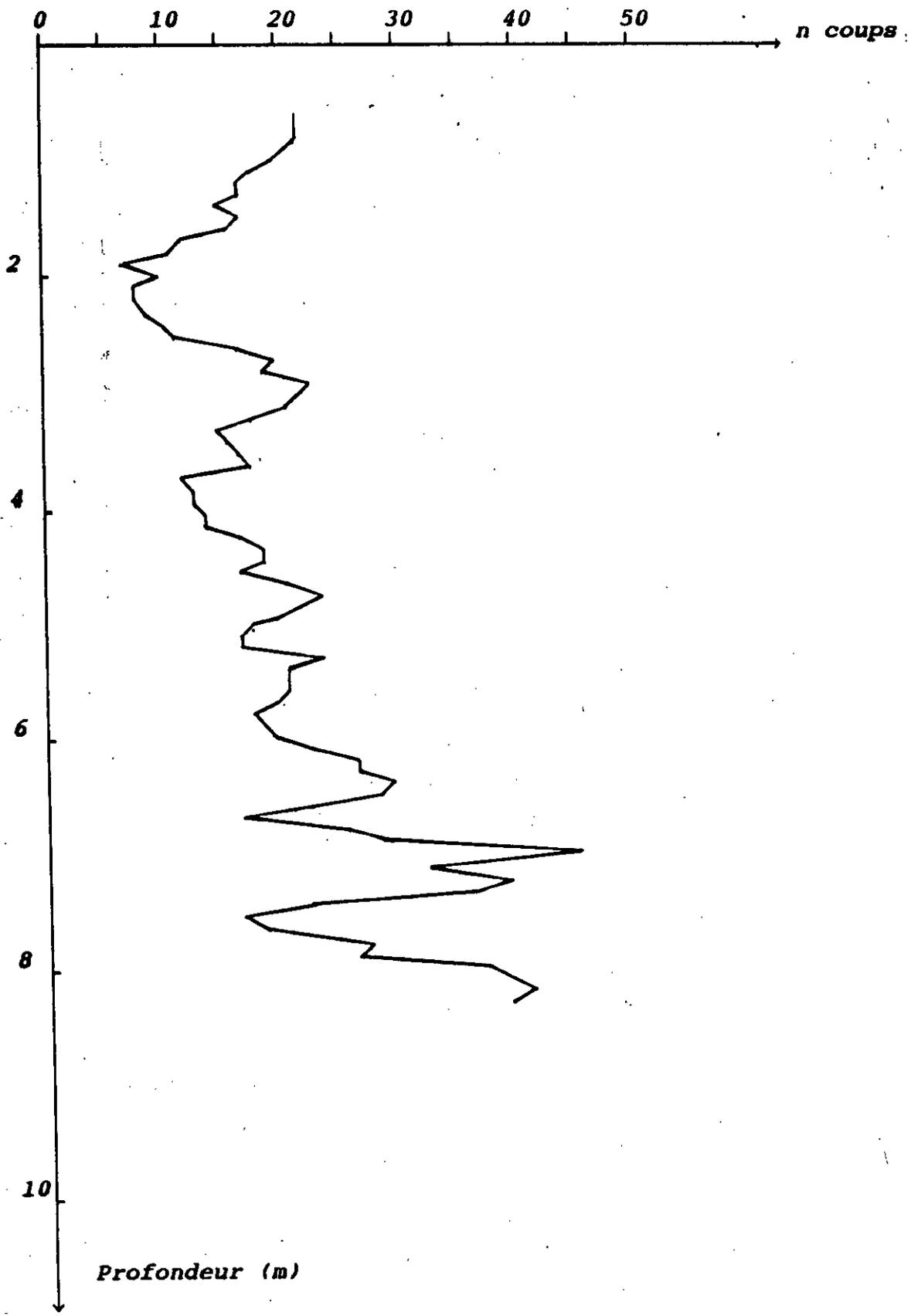


Fig.23.- Diagramme de pénétration dynamique

remblai); au delà de 2 m et jusqu'à une profondeur de 6,5 m le taux de pénétration augmente graduellement, puis varie brusquement et cela jusqu'à la fin de l'essai. Ces deux variations de (2 - 6,5 m) et (>6,5 m) correspondent probablement à deux types de marnes.

3.0 CALCULS DE STABILITE

3.1 Généralités

Plusieurs méthodes de complexité différente sont à la disposition de l'ingénieur pour analyser la stabilité d'une pente. Le choix de la méthode est, entre autres, fonction de deux aspects du problème étudié :

- la nature du terrain concerné, selon qu'il a un comportement de masse plutôt homogène (sol), dans laquelle une rupture éventuelle peut affecter la matrice elle-même, ou de massif fracturé (roche), dans lequel la rupture est essentiellement guidée par des discontinuités de la matrice;

- le degré de précision souhaité, qui varie très fortement selon qu'il s'agit d'une première approche lors d'une étude sommaire d'avant-projet, ou d'une étude approfondie pour le dimensionnement d'un ouvrage ou pour la stabilisation d'un versant naturel.

En simplifiant à l'extrême, on peut distinguer deux catégories de méthodes :

- les calculs en déformations, qui prennent en compte les lois de comportement des matériaux et qui utilisent par exemple les calculs par éléments finis.

- les calculs à la rupture.

Les méthodes de la seconde catégorie sont, dans l'état actuel des connaissances et des techniques, les plus commodes d'emploi et donc les plus répandues.

Schématiquement résumé, leur principe revient à prendre en compte toutes les données et les caractéristiques du terrain étudié; et à les regrouper dans un coefficient de sécurité F , calculé pour différentes surfaces de rupture potentielles, mécaniquement et cinématiquement admissibles.

Ce coefficient de sécurité F peut être défini de différentes manières, mais toujours de sorte que, pour une méthode donnée, $F = 1$ corresponde à un équilibre limite.

La "marge de sécurité" qui caractérisera la stabilité du terrain est laissée à l'appréciation de l'ingénieur en fonction de l'incertitude et de la dispersion des données, de la qualité et de la vraisemblance de la méthode de calcul, mais aussi du niveau de risque acceptable, compte tenu des impératifs humains [13].

3.2 Méthodes de calcul adoptées

Le choix des méthodes de calcul est conditionné par la forme de la surface de glissement mise en évidence par les reconnaissances géologiques et les essais géotechniques.

Il ressort des études géologiques et des mesures inclinométriques [7], [46], [47], [48] que :

- en amont, c'est à dire du pied de la falaise Saint-Raphael jusqu'à la boucle du boulevard Bougara, la surface de glissement s'apparente à celle d'une rupture circulaire.

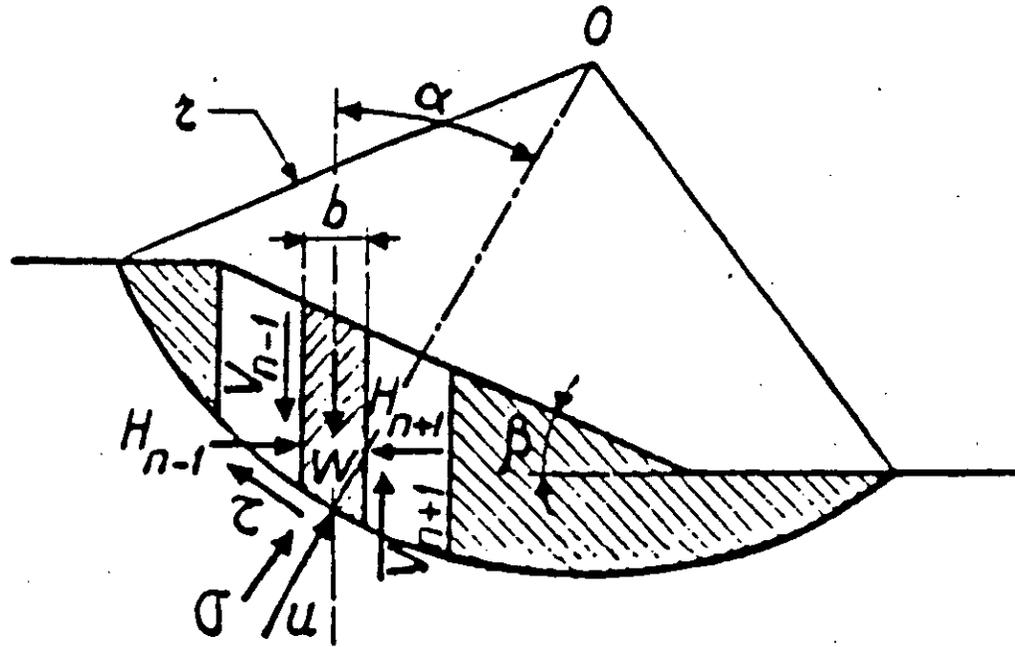
- en aval, c'est à dire de la zone en pente située au pied de la boucle Bougara jusqu'au boulevard Salah Bouakouir, la surface de glissement s'apparente à une rupture non circulaire.

Pour des raisons de commodité de calculs et d'utilisation de méthodes programmées sur ordinateur, la méthode de Bishop a été retenue pour la rupture circulaire, tandis que la méthode des perturbations a été utilisée pour la rupture non circulaire.

Le principe des méthodes de Bishop et celle des perturbations est le suivant :

3.2.1 Rupture circulaire : Méthode de Bishop

On admet que la rupture se produit simultanément en tout point de la courbe de glissement. Le volume dont on étudie la stabilité sera donc considéré découpé en tranches verticales d'épaisseur b (fig. 24).



u pression interstitielle
 V, H forces intertranches
 W poids de la tranche n

σ, τ contraintes à la base de la tranche n

Fig.24. Calcul en rupture circulaire par la méthode des tranches.

Deux méthodes permettent de traiter ce problème :

- dans la méthode de Fellinus, on admet que les forces externes intertranches sont égales;
- tandis que dans la méthode de Bishop, plus récente, on admet que seules les composantes horizontales de ces forces s'équilibrent.

Dans chacun des deux cas, l'application des équations de projection à chaque tranche fournit les expressions de σ et τ agissant à la base de la tranche, tandis que l'équation de moment prise en compte au centre du cercle conduit à la formule de sécurité :

- méthode de Fellinus :

$$F = \frac{\sum [c'b + (W \cos^2 \alpha - ub) \operatorname{tg} \phi'] / \cos \alpha}{\sum W \sin \alpha}$$

- méthode de Bishop :

$$F = \frac{\sum [c'b + (W - ub) \operatorname{tg} \phi'] / m_\alpha}{\sum W \sin \alpha}$$

$$\text{avec : } m_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \phi'}{F} \right)$$

La sommation s'applique aux tranches. On notera que la formule de Fellinus est explicite, tandis que la formule de Bishop est implicite, ce qui nécessite un calcul itératif relativement long et parfois délicat.

On trouve généralement que la valeur du coefficient de sécurité obtenue par la méthode de Fellinus est inférieure à celle obtenue par la méthode de Bishop.

Les calculs sont conduits sur ordinateur, puisqu'il faut rechercher le cercle de glissement, inconnu a priori, affecté de la plus faible valeur du coefficient de sécurité [34], [35].

3.2.2 Rupture non circulaire : méthode des perturbations

Cette méthode a été mise au point au L.C.P.C (Paris) par MM. Raulin, Rouques et Toubol (1974) et modifiée par M. Vogien (1975).

Elle a pour but de :

- pouvoir calculer des surfaces de rupture non circulaires (elle s'applique naturellement aussi à la rupture circulaire)
- suppléer aux méthodes existantes qui posaient des difficultés de convergence mathématique (Morgenstern et Price par exemple).

L'idée directrice de cette méthode est que la contrainte normale σ' est fonction directe des poids des terres sus-jacentes (plus précisément de sa projection sur la normale à (S) c.à.d $\Gamma h \cos^2 \alpha$), ainsi que la géométrie du talus et de la surface de rupture considérée (S).

En terme de contraintes effectives, cela revient à adopter pour hypothèse complémentaire une expression de la forme :

$$\sigma'(x) = (\Gamma h \cos^2 \alpha - u)(\beta + \mu y'^2)$$

dans laquelle,

$\Gamma h \cos^2 \alpha$ = projection normale du poids

u = pression interstitielle

y' = dy / dx

β et μ = sont deux paramètres d'ajustement déterminés par le calcul.

Une telle valeur de σ' constitue une "perturbation" de la valeur correspondant à la simple projection du poids ($\Gamma h \cos^2 \beta$).

Cette méthode n'a pas présenté de difficultés mathématiques de convergence et les valeurs obtenues pour F se raccordent à celles obtenues de Bishop dans le cas de la rupture circulaire [5].

3.2.3 Résultats

Les calculs ci-après ont été effectués au L.C.P.C (PARIS), à l'aide du programme Pétal et sur ordinateur type HONEYWELL BULL DPS 8 [7].

Le but principal de ces calculs numériques est de savoir si les deux surfaces de glissement mises en évidence par les reconnaissances géologiques et les mesures inclinométriques correspondent bien aux surfaces suivant lesquelles le versant se trouve à l'état limite ($F = 1,0$) et ceci pour la valeur de l'angle de frottement interne résiduel ($\phi' = 20^\circ$) déterminé par les essais mécaniques. Le but secondaire est de déterminer l'influence de l'eau sur la valeur du coefficient de sécurité du versant F .

La recherche des surfaces de glissement (rupture circulaire et rupture non circulaire) a démontré que les surfaces pour lesquelles on obtient les coefficients de sécurité minimums correspondent bien à celles établies lors de la reconnaissance géologique et par les mesures inclinométriques [7], [48].

En ce qui concerne la vérification de la crédibilité de la valeur de ϕ' retenue à la base des essais en laboratoire, on [7] a procédé à des calculs de F pour une plage de valeurs de cohésion et de l'angle de frottement interne à savoir pour $c' = 0, 10, 20, 30$ KPa et à la fois pour $\phi' = 10, 12, 14, 14, 18, 20, 22$ et 24° .

Ces calculs ont été effectués en considérant dans le premier cas, le niveau de la nappe établi par les reconnaissances, tandis que dans le second cas le versant est considéré sans eau.

Les résultats numériques sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau n° 15 : glissement circulaire

ϕ' (°)	c' = 0 KPa		c' = 10 KPa		c' = 20 KPa		c' = 30 KPa	
	avec nappe	sans eau	avec nappe	sans eau	avec nappe	sans eau	avec nappe	sans eau
10	0,61		0,74		0,87		0,99	1,76
12	0,74		0,86		0,99		1,12	
14	0,86		0,99	2,07	1,12	1,91	1,25	
16	0,99	2,23	1,12		1,25		1,38	
18	1,13		1,24		1,36			
20	1,25		1,35					
22	1,36		1,49					
24	1,49		1,61					

Tableau n° 16 : glissement non circulaire

ϕ' (°)	c' = 0 KPa		c' = 10 KPa		c' = 20 KPa		c' = 30 KPa	
	avec nappe	sans eau	avec nappe	sans eau	avec nappe	sans eau	avec nappe	sans eau
10	0,473		0,681		0,889		1,089	1,526
12	0,570		0,778		0,986	1,518	1,189	
14	0,669		0,877		1,085	1,711	1,291	
16	0,769		0,977	1,701	1,185		1,394	
18	0,872		1,080	1,899	1,287		1,495	
20	0,977	1,895	1,184		1,392		1,600	
22	1,084	2,104	1,292		1,500		1,708	
24	1,195		1,402		1,610		1,818	

Note : Dans les calculs, il a été tenu compte d'une accélération $g = 0,05$.

L'analyse de ces résultats ci-dessus montre que :

- la valeur de l'angle de frottement interne ϕ' résiduelle pour $F = 1,0$ est de l'ordre de 19° (glissement circulaire) et de 20° (glissement non circulaire), ce qui confirme bien la valeur retenue des essais;

- si on tient compte d'une faible cohésion $c' = 10$ KPa (ce qui n'est pas exclu), la valeur de ϕ' pour $F = 1,0$ serait de l'ordre de 16° (glissement circulaire) et 18° (glissement non circulaire);

- la présence de l'eau influe d'une manière prépondérante sur la valeur de F [7].

4.0 CAUSES ET MECANISMES DES MOUVEMENTS DE TERRAIN

4.1 Généralités

Un glissement de terrain a rarement une cause unique. C'est le plus souvent l'action conjointe de plusieurs facteurs négatifs qui déclenche un glissement; l'un de ces facteurs intervenant seul n'aurait en général rien produit.

Pour analyser le mécanisme d'une rupture, il convient de bien repérer les divers facteurs susceptibles d'intervenir et de créer une hiérarchie entre eux.

C'est seulement lorsque les causes d'un glissement sont clairement établies qu'il devient possible d'examiner, avec quelque chance de succès, les dispositions de confortement capables de redonner au site sa stabilité.

Les causes envisageables dans l'étude d'un glissement de terrain peuvent se rattacher à trois catégories:

a) la nature des terrains constituant le site, et plus généralement, l'ensemble des données géologiques et géotechniques qui caractérisent ces terrains;

b) les diverses formes d'action de l'eau:

- actions rhéologiques sur le milieu (réduction des caractéristiques mécaniques, réduction de la consistance et ramollissement d'origine chimique)
- pressions interstitielles
- pression de courant

c) les actions mécaniques externes:

- pente du versant
- surcharges de pente ou de crête
- fouilles et affouillements de pied
- déboisement du site
- séismes, et plus généralement, vibrations [17].

4.2 Les causes

Le glissement d'EL-BIAR qui date d'au moins deux siècles, à fait l'objet de plusieurs études. Il ressort des études antérieures un certain nombre d'hypothèses émises quant à l'explication de l'origine des mouvements de terrain.

On essayera, dans ce qui suit, de reprendre les hypothèses déjà émises, de les discuter et d'exposer notre point de vue sur les causes possibles du glissement étudié, à la lumière des constatations et études faites dans le cadre de cette thèse.

Toutes les études antérieures s'accordent pour attribuer aux eaux qui imbibent le sol et à ces circulations diverses un rôle déterminant dans les mouvements observés [1], [7], [16], [21], [48].

Cependant, on constate que ces études diffèrent dans l'explication de la manière dont agit l'eau dans le site provoquant ainsi l'instabilité du terrain.

Dans la zone étudiée, l'eau à trois origines:

- eau d'infiltration au contact mollasse / marne, d'après les études faites par AGARD [1], DERVIEUX [16], DROUHIN et GAUTIER [21], c'est cette eau qui est la plus dangereuse par suite de son activité d'ordre physico-chimique.

- eau des grès plus ou moins en charge

- eau superficielle: eau d'irrigation, infiltration des eaux provenant des ruptures des conduites d'alimentation en eau ou d'égouts.

A l'heure actuelle, la quasi totalité des constructions d'habitations a été enlevée du versant, le rôle de l'eau superficielle a diminué et elle ne sera pas considérée par la suite.

L'activité physico-chimique de l'eau d'infiltration au contact mollasse / marne se traduit par l'ameublissement de l'argile qui aurait pour origine le processus chimique

4.2 Les causes

Le glissement d'EL-BIAR qui date d'au moins deux siècles, à fait l'objet de plusieurs études. Il ressort des études antérieures un certain nombre d'hypothèses émises quant à l'explication de l'origine des mouvements de terrain.

On essayera, dans ce qui suit, de reprendre les hypothèses déjà émises, de les discuter et d'exposer notre point de vue sur les causes possibles du glissement étudié, à la lumière des constatations et études faites dans le cadre de cette thèse.

Toutes les études antérieures s'accordent pour attribuer aux eaux qui imbibent le sol et à ces circulations diverses un rôle déterminant dans les mouvements observés [1], [7], [16], [21], [48].

Cependant, on constate que ces études diffèrent dans l'explication de la manière dont agit l'eau dans le site provoquant ainsi l'instabilité du terrain.

Dans la zone étudiée, l'eau à trois origines:

- eau d'infiltration au contact mollasse / marne, d'après les études faites par AGARD [1], DERVIEUX [16], DROUHIN et GAUTIER [21], c'est cette eau qui est la plus dangereuse par suite de son activité d'ordre physico-chimique.

- eau des grès plus ou moins en charge

- eau superficielle: eau d'irrigation, infiltration des eaux provenant des ruptures des conduites d'alimentation en eau ou d'égouts.

A l'heure actuelle, la quasi totalité des constructions d'habitations a été enlevée du versant, le rôle de l'eau superficielle a diminué et elle ne sera pas considérée par la suite.

L'activité physico-chimique de l'eau d'infiltration au contact mollasse / marne se traduit par l'ameublissement de l'argile qui aurait pour origine le processus chimique

suivant: formation de glauconie au contact mollasse / marne bleue, → échange des cations Ca par des cations K, → accroissement du ph, → lessivage de l'argile et élimination d'argile colloïdale aux émergences [17].

L'étude présentée (1985) à l'E.N.P [7], s'accorde avec les études antérieures [1], [16], [21] sur le fait que l'alimentation en eau de la marne provoque une décompression de cette roche; et précise qu'il a été démontré par les résultats des essais oedométriques de DERVIEUX [16], qu'il existe un écart sensible entre les pressions d'équilibre intérieur des marnes prélevées et les pressions résultant de l'évaluation des charges aux quelles le sol aurait dû se trouver soumis du fait des terrains sus-jacents. La différence entre ces deux pressions est d'autant plus faible que l'on s'écarte de la falaise. Comme [7] elle souligne que les essais oedométriques effectués sur des échantillons prélevés ont confirmé les pourcentages de décompression des marnes à glauconie de l'étude antérieure.

Par contre, l'attribution de l'accélération de la décompression des marnes à glauconie ne s'est pas confirmée et ne peut jouer ainsi un grand rôle, de par son coefficient d'activité très faible [7].

En ce qui concerne l'eau des grès, son rôle est néfaste car elle est en charge au moins une bonne partie de l'année. Cette eau ne trouvant pas d'exutoire à l'aval par suite du changement de faciès du grès; et son influence sur l'instabilité du versant est d'autant plus grande que les couches sus-jacentes sont moins épaisses [7].

La dernière étude faite sur le glissement d'EL-BIAR [7] a minimisé le rôle que peut jouer la glauconie sur l'origine des mouvements de terrain, et cela à cause du coefficient d'activité très faible de la glauconie, et s'est contentée d'attribuer l'origine de l'instabilité du site à l'eau des grès sans toutefois préciser comment elle agit néfastement dans le sol; mis à part le fait qu'elle est en charge au moins une bonne partie de l'année, et qu'elle ne trouve pas d'exutoire à l'aval du glissement.

Il nous semble, à la lumière de notre étude, qu'il est possible de mieux préciser comment l'eau des grès agit néfastement en imbibant les marnes qu'ils supportent.

L'étude minéralogique faite, dans le cadre de ce travail, nous a révélé la présence de la montmorillonite dans la marne supportée par les grès.

Or, on sait que lorsque certains minéraux, comme les montmorillonites existent dans un sol, même en faibles quantités, environ 5%, ils lui confèrent des propriétés très particulières: forte plasticité, sensibilité à la nature des eaux, gonflement, thixotropie...[53].

En outre, la présence de la montmorillonite dans un sol, conduit généralement à affaiblir la résistance au cisaillement [36], et que plusieurs glissements, cités dans la littérature, étaient dûs à la présence de la montmorillonite dans le sol.

Enfin, comme il a été dit précédemment, un glissement de terrain a rarement une cause unique. C'est la combinaison de plusieurs facteurs défavorables qui provoque l'instabilité.

Il ressort donc, à la suite de notre étude, que la présence de la montmorillonite dans la marne, supportée par les grès, et qui est le siège du glissement comme le montrent clairement les résultats inclinométriques [7], [48], contribue avec les autres facteurs, mis en relief par les études précédentes, à l'instabilité du site étudié.

Avant de décrire le mécanisme des mouvements de terrain, il serait bon de définir le type de mouvements auxquels est soumis le versant étudié.

4.3 Classification des mouvements observés

Les classifications des mouvements de terrain sont nombreuses [2], [17], [50], et font intervenir des critères tels que:

- nature du sol
- cinématique du mouvement
- vitesse du mouvement

- morphologie et type de la surface de rupture
- cause de la rupture
- âge de la rupture...

Le tableau n°17 présente ce genre de classification où l'on retrouve la plupart de ces critères. Se référant aux mouvements observés sur le versant considéré, on peut [7] les classer comme glissement mixte, c'est à dire composés d'un glissement rotationnel (circulaire) et d'un glissement plan. Par conséquent, il y a lieu d'écarter le type coulée de solifluxion énoncé dans [3] ou celui du fluage dans [16], [17], [47].

Les glissements plans et les glissements rotationnels (simples et complexes) se caractérisent par une cause mécanique qui avait provoqué le glissement (suppression d'une "butée de pied", création de talus à pente trop raide, modification du régime hydraulique...) et par une surface de rupture nettement définie et identifiable. Ces deux caractéristiques, on les retrouve bien, dans les mouvements observés sur le versant considéré [7].

Par contre, les mouvements du fluage se caractérisent par opposition à ces deux facteurs mentionnés ci-dessus. Dans ce cas, le mouvement se produit lentement, sans modification des efforts appliqués et la surface de rupture ne peut être mise en évidence [7], [9].

On peut donc dire, bien que le classement des mouvements de terrain reste dans certains cas complexe et aléatoire, que les mouvements observés s'apparentent à des mouvements de type: glissement mixte, c'est à dire glissement circulaire en amont, et glissement plan en aval.

4.4 Mécanisme des mouvements de terrain

Dans le but de mieux cerner et comprendre le mécanisme des mouvements du terrain étudié, il faut distinguer deux zones: celle de la falaise et celle du versant.

SURFACE de RUPTURE DEFINIE ou NON	RELATION de la Surface de Rupture avec la GEOLOGIE	REMANIEMENT INTERNE	FORME de la SURFACE de RUPTURE	TERRAINS CONCERNES	EXTENSION des MASSES en MOUVEMENT	ZONE de DEPART	CLASSE	TYPE	SCHEMA	
SURFACE DE RUPTURE	SURFACE de RUPTURE INDEPENDANTE de la STRUCTURE GEOLOGIQUE des TERRAINS ou dans un TERRAIN HOMOGENE	FAIBLE	CIRCULAIRE	TOUS SAUF ROCHES DURES	FAIBLE à MOYENNE	EXISTANTE	GLISSEMENTS DE TERRAIN AU SENS STRICT	GLISSEMENT CIRCULAIRE		
			PLANE					GLISSEMENT PLAN		
			MIXTE					GLISSEMENT MIXTE		
	DE RUPTURE	GEOLOGIQUE des TERRAINS ou dans un TERRAIN HOMOGENE	FORT	quelconque	SOLS	FAIBLE à MOYENNE	EXISTANTE	COULEES	COULEE DE TERRE	
					MEUBLES	FORTE à tres forte			COULEE DE BOUE	
			?	?	ROCHES DURES	MOYENNE à TRES FORTE	EXISTANTE	ECROULEMENTS		
					SOLS MEUBLES	FAIBLE	INEXISTANTE	SOLIFLUXION		
	DEFINIE	DANS UNE COUCHE et EN RELATION avec sa GEOMETRIE	FAIBLE	selon la structure géologique	TOUS SAUF TRES DURS	FAIBLE à MOYENNE	EXISTANTE	GLISSEMENTS DANS UNE COUCHE	GLISSEMENT DE BLOC	
			FORT	MOYENNE à FORTE	GLISSEMENT DE BLOC ET ECROULEMENT					
		au CONTACT de DEUX COUCHES ou de DEUX TERRAINS	FAIBLE	selon la limite entre les terrains	tous	FAIBLE à FORTE	EXISTANTE	GLISSEMENTS COUCHE SUR COUCHE	GLISSEMENT SELON LA STRATIFICATION	
FORT			-alteration, sol sur roche	GLISSEMENT SUPERFICIEL & D'ALTERATION						
NON DEFINIE	?	VARIABLE	pas	ROCHES	FAIBLE	?	FAUCHAGE			

Tableau n°17.- Classification des mouvements de terrain (d'après J.-P. Mougïn) [2].

La falaise d'une hauteur de 30 à 40 m est constituée d'une couche de trentaine de mètres de mollasse reposant sur des marnes en dessous desquelles se trouvent les grès. Il a été observé, que ces mollasses se détachent en gros blocs (allant jusqu'à 4000 m³ comme en 1943).

Le détachement de gros blocs de mollasse est dû à la décompression, et en particulier à cause de l'alimentation en eau de la marne par les infiltrations de la mollasse et par le ruissellement direct de la marne sous la table mollassique. Ces blocs poinçonnent la marne altérée, puis dérivent lentement vers l'aval.

Or, dans l'étude antérieure [16], on a démontré la possibilité de rupture par poinçonnement de la marne d'assise si la hauteur de la falaise atteint une vingtaine de mètres (à noter que les falaises de Saint-Raphael et du prince d'Annam ont une hauteur de 30 à 40 m environ).

Il semble qu'actuellement cette possibilité de poinçonnement pourrait être moindre grâce aux galeries de drainage effectuées à la base de la mollasse, qui ont dû améliorer les conditions hydrologiques dans les marnes. Ceci se confirme par ailleurs par une diminution de détachement de gros blocs de mollasse.

Les blocs détachés à l'amont soustraient aux parties supérieures leur contraintes de butée et favorisent à la fois leur décompression. Ils glissent vers l'aval entraînant les marnes altérées et ce glissement est accéléré par l'imbibition des grès sous-jacents dans lesquels l'eau est en charge.

En résumé, on peut conclure que les mouvements observés sur le versant ont un double caractère, l'un brutal, le décrochement de blocs de mollasse, l'autre plus lent, leur glissement avec la masse marneuse vers l'aval. La cause essentielle de ces mouvements est due, dans le premier cas à la présence de l'eau au contact mollasse-marne, tandis que dans le deuxième cas, elle est due à l'eau des grès ainsi que l'eau superficielle [1], [7], [16].

5.0 TRAVAUX DE CONFORTEMENT

5.1 Généralités

L'étude du confortement constitue la phase finale et certainement la plus importante puisqu'elle conditionne la réalisation des travaux et donc le coût de l'opération. Celui-ci sera d'autant moins élevé :

- que l'on aura su déterminer les causes exactes du glissement et que l'on sera donc certain d'agir sur les facteurs déterminants pour le phénomène;
- que les paramètres de la stabilité (géométriques, hydrauliques, géotechniques) seront évalués au mieux et donc représentatifs de la solution réelle;
- que le gain de la sécurité apporté par les différents moyens de confortement envisageables aura été optimisé en conséquence.

Enfin, c'est la phase des contrôles d'efficacité et de surveillance des principaux paramètres (pressions interstitielles, déplacements) pendant les travaux qui sera déterminante et qui devra guider les modalités finales de réalisation et éventuellement permettre de modifier ou de compléter le projet final [9].

D'une manière générale, un glissement de terrain peut être traité :

- soit de façon radicale, en évitant le problème
- soit par le biais des actions rhéologiques qui agissent sur le milieu lui-même et visent à accroître sa résistance à la rupture : amélioration des caractéristiques géotechniques par drainage, traitements, plantations...
- soit par les actions mécaniques qui visent à créer des forces extérieures stabilisatrices : ouvrages de soutènement, terrassements, élimination de surcharges, ancrages, clouages...[9], [17].

Un classement synthétique des principaux moyens de confortement est dressé dans le tableau n°18 [9].

TYPÉ D'ACTION	MOYENS	MEILLEURE APPLICATION	LIMITES	REMARQUES
Eviter le problème	- Changer le tracé de la route	Applicable dans tous les cas	- Ne pose pas de problème en phase projet - Solution coûteuse si le tracé est déjà défini ou les travaux commencés	- Une étude détaillée doit prouver les avantages d'un changement de projet
	- Supprimer partiellement ou totalement la masse instable	Surfaces de rupture peu profondes et sols très médiocres	- Peut être coûteux et infaisable	- Une analyse de stabilité doit montrer l'efficacité
	- Ouvrages d'art	Site montagneux - Glissements peu profonds	- Peut être coûteux - La capacité portante nécessaire aux fondations peut être difficile à avoir.	- La note de calcul de la structure doit tenir compte des efforts engendrés par le glissement.
Réduire les effets moteurs	- Diminuer la pente - Drainage de surface - Drainage profond - Réduction du poids moteur	Acceptable en phase projet ou en début de travaux Toujours envisageable même en complément d'autres méthodes Sur toute pente où l'abaissement de la nappe augmente la sécurité Applicable dans tous les cas	Peut remettre en cause d'autres parties du projet. Agit seulement sur le ruissellement et les infiltrations Délicat à utiliser pour les matériaux imperméables Nécessite l'emploi de matériaux légers qui sont coûteux.	Le rôle de la végétation est important. Analyse de stabilité à effectuer. Une analyse de stabilité doit permettre de déterminer la meilleure utilisation du matériau léger (volume, emplacement)
Accroître les efforts résistants	- Drainage profond - Masques, banquettes ou butées de pied - Clouage par pieux - Installation des ancrages - Traitement chimique Electro-osmose Cuison du sol	Quand la nappe est au-dessus de la surface de rupture Peut être combiné à d'autres méthodes Pour prévenir les mouvements Particulièrement justifié quand les emprises sont limitées. Cas très spécifiques	Nécessite une entreprise compétente Peut être inefficace pour les glissements très profonds. Doivent être bien ancrés sous la surface de rupture. Une couche assez résistante pour ancrer les tirants doit exister. Effet à long terme inconnu	L'analyse de stabilité doit prendre en compte l'interaction sol-pieux. Etude géotechnique des sols nécessaire Le coût dépend de la profondeur d'ancrage. Méthodes très coûteuses.

Tableau n°18.- Principaux moyens de confortement
(d'après G. Cartier) [9].

5.2 Travaux de confortement réalisés

Les travaux de confortement en vue de stabiliser le versant d'EL-BIAR, ont été réalisés à deux époques distinctes. La première s'étale du 15 septembre 1945 au 1 juillet 1946 [11]; tandis que la deuxième a eu lieu en 1978, à la suite de l'étude faite par SOL EXPERT INTERNATIONAL [48].

Les travaux de confortement réalisés en 1945/1946, étaient destinés uniquement au drainage des eaux au contact mollasse-marne. Ce drainage comprenait les ouvrages suivants :

- une galerie avec puits drainants, sous la falaise de Saint-Raphael, entre le ravin de la Robertsau et le ravin des Sept-Sources;

- une galerie analogue sous la falaise de la propriété du Prince d'Annam, entre le ravin des Sept-Sources et le ravin dit "du Prince d'Annam";

- un troisième ouvrage essentiel (drain à la traversée du ravin des sept-sources), assure la continuité du drainage entre les deux galeries précédentes, dans une zone où la mollasse n'existe plus; le drainage est effectué, dans cette région, à travers les marnes altérées du ravin, par une pierrée avec radier étanche ancré dans la marne bleue franche [11].

Ce drainage, de la partie amont du versant, a donné satisfaction, à la suite de sa réalisation; mais il reste tout de même insuffisant [11] pour stabiliser les mouvements de terrain.

Les travaux de confortement réalisés en 1979 par S.E.I [48], comprenaient les ouvrages suivants (voir fig. 18) :

- un puits de pompage F1, réalisé dans la zone d'accumulation des blocs de mollasse, et destiné à assécher cette zone, appelée autrefois "château d'eau", à partir duquel se fait une grande partie des infiltrations affectant l'aval du glissement.

- un réseau de drains subhorizontaux, constitué de trois nappes A, B et C. Les nappes A et B étaient destinées pour drainer les blocs de la mollasse du "château d'eau" dans sa partie supérieure ainsi que les premiers mètres de la marne; tandis que la nappe C était destinée à drainer les sols argileux situés au bas de la pente du versant.

- un réseau de drainage superficiel pour collecter les eaux de pluie ainsi que les résurgences observées en divers points.

- enfin, des injections de remplissage des fissures ouvertes en surface pour éviter la réintroduction d'eaux dans le massif en mouvement.

D'après le rapport de S.E.I [48], les travaux de confortement réalisés ont ralenti les déplacements de 20%. L'ampleur des mouvements de terrain pour la période de 1979 à 1980 est représentée schématiquement dans la figure n° 25.

Enfin, on peut dire que les travaux de confortement réalisés, bien qu'ils aient amélioré la situation à l'époque de leurs réalisations, restent insuffisants pour stabiliser ou diminuer au maximum l'ampleur des mouvements de terrain.

A l'état actuel, ce système de drainage s'avère très inefficace pour les raisons suivantes :

5.2.1 Puits de pompage

- l'estimation de son rayon d'action (110 m) pendant le pompage ne peut couvrir la zone en mouvement, d'où l'intérêt de multiplier le nombre de puits.

- ensablement fréquent du puits

- fissuration dans le puits qui a nécessité de remonter l'équipement de pompage

- le débit étant très faible ce qui pose des problèmes de fonctionnement de la pompe, dans ce cas là, deux situations sont possibles : soit rapprocher les électrodes entre-elles ou les éloigner. Malheureusement dans le premier cas la pompe se brûlera du fait de la fréquence rapide marche-arrêt, tandis que dans le deuxième cas, la marche serait pratiquement impossible vu l'éloignement de la deuxième électrode et le faible débit.

5.2.2 Les drains subhorizontaux

- réalisés à faible profondeur où la granulométrie des terrains est fine, ce qui conduit à un affaiblissement du débit dans le temps ainsi qu'à leur colmatage rapide.

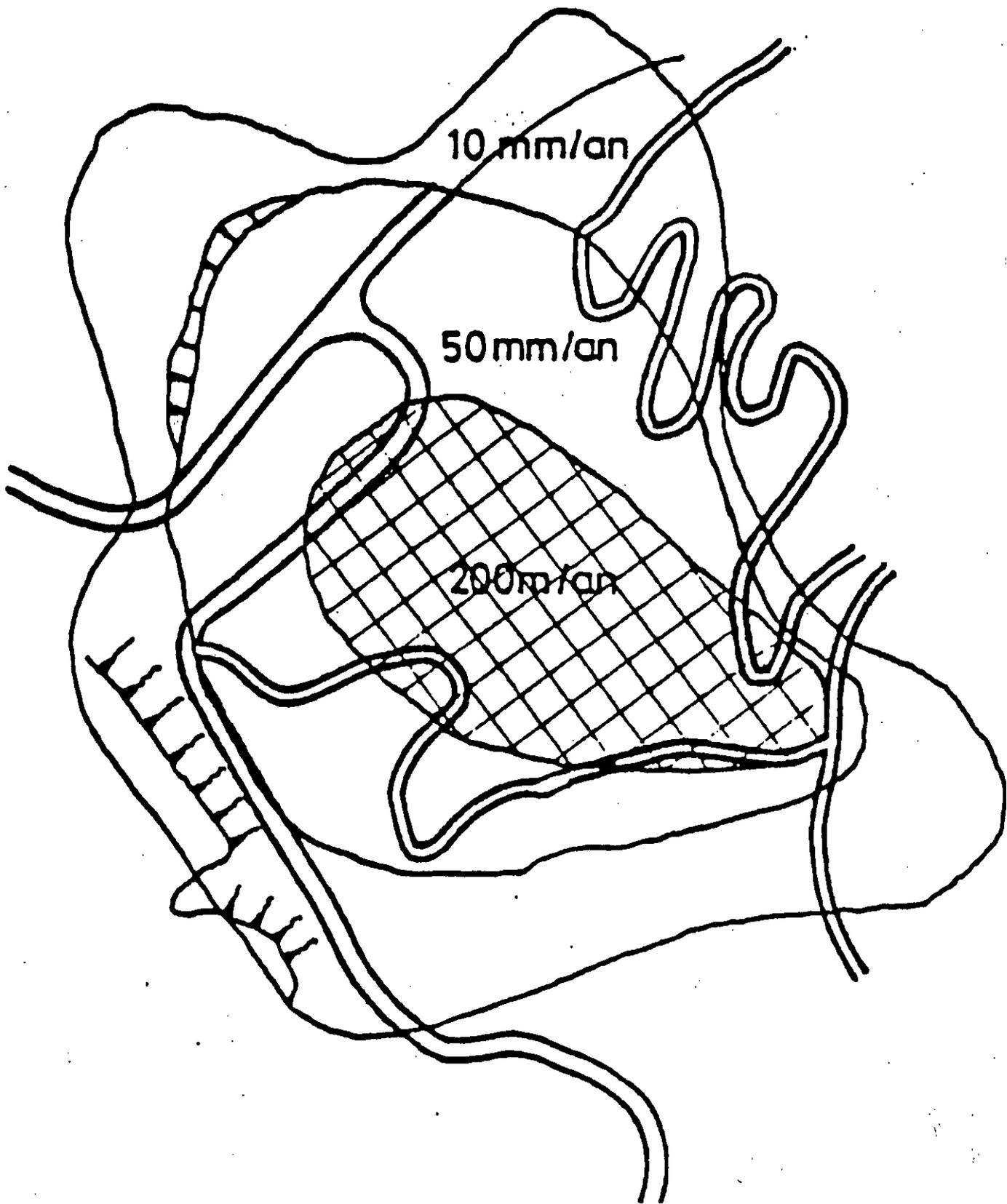


Fig.25.- Mouvements de terrain durant la période 79-80
(d'après S.E.I.) [48].

- la quantité d'eau drainée (à l'époque de leurs bon fonctionnement) étant inférieure à celle de la quantité d'eau infiltrée (voir hydrologie)

- actuellement, la quasi-totalité des drains est pratiquement sèche.

5.2.3 Galeries

- lors de nos visites dans celles-ci, on a constaté la formation de couches de calcaires sur les parties drainantes ce qui a diminué leurs capacités de drainage, chose que l'on pouvait éviter si un entretien adéquat était pratiqué régulièrement.

5.3 Travaux de confortement proposés

Etant donné que les travaux de confortement réalisés présentaient des inconvénients et des difficultés d'entretien qui les rendaient inefficaces; et suite aux résultats des études approfondies d'ordre géologique, hydrologique, hydrogéologique et minéralogique exposées dans cette thèse, il nous semble primordial de proposer un nouveau système de drainage plus adéquat en vue de stabiliser au maximum les mouvements de terrain.

Cependant, il est à noter que notre proposition, en l'absence de données nécessaires, ne constitue pas un projet final prêt à la réalisation, mais elle se limite à exposer les éléments de base nécessaires à l'établissement d'une étude de dimensionnement des ouvrages proposés.

Comme il a été précisé précédemment, c'est l'eau des grès qui contribue le plus à l'instabilité des terrains, par le fait qu'elle est en charge une bonne partie de l'année, et par l'imbibition des marnes à montmorillonites ce qui fait chuter la résistance au cisaillement.

En vue de remédier à la situation, on a conçu un système de drainage (fig. 26 et 27) comportant les ouvrages suivants :

- cinq puits drainants munis de drains subhorizontaux radiaux

- des collecteurs drainants de relais

- deux parois drainantes

FIG. 26 TRAVAUX DE CONFORTEMENT PROPOSÉS

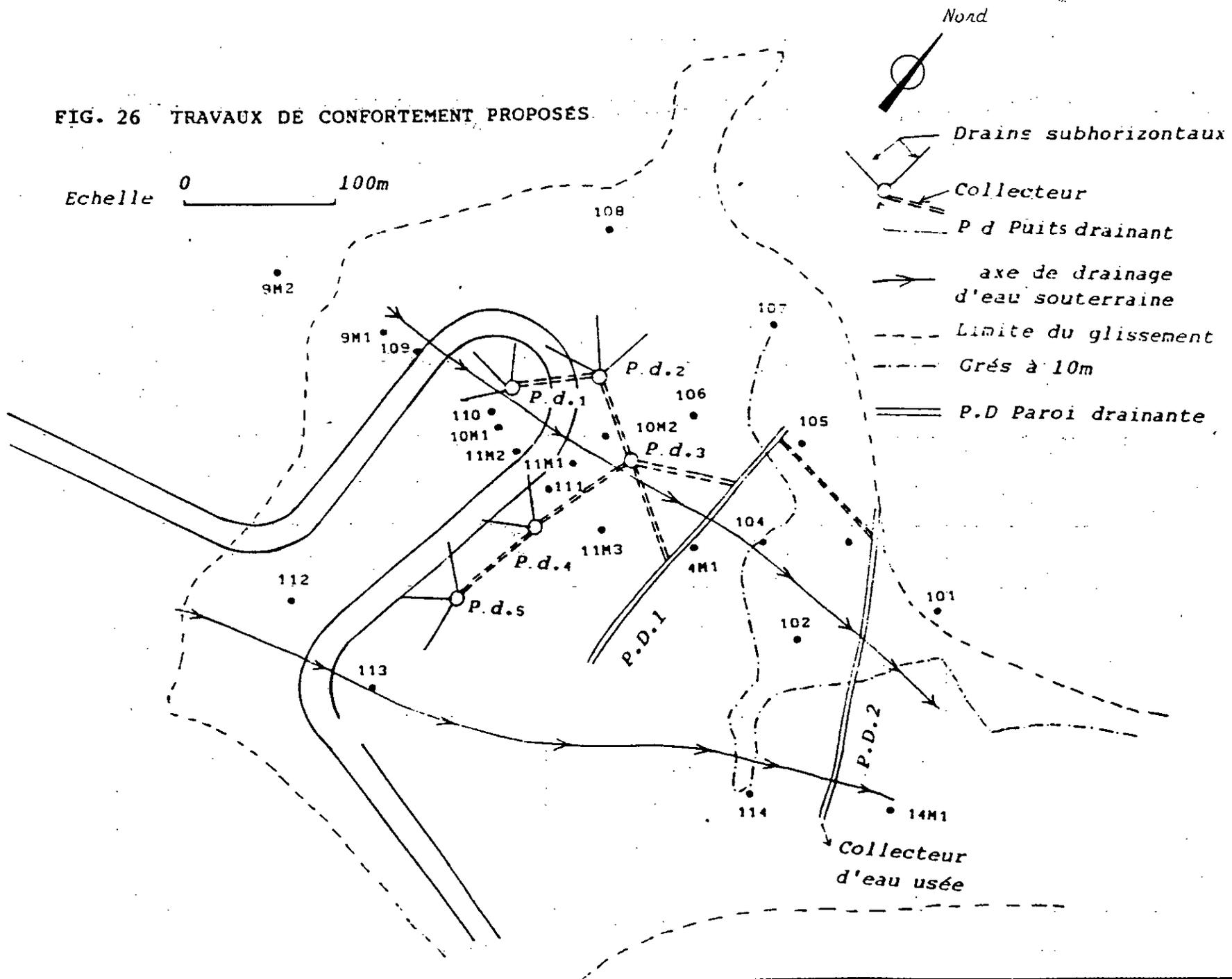
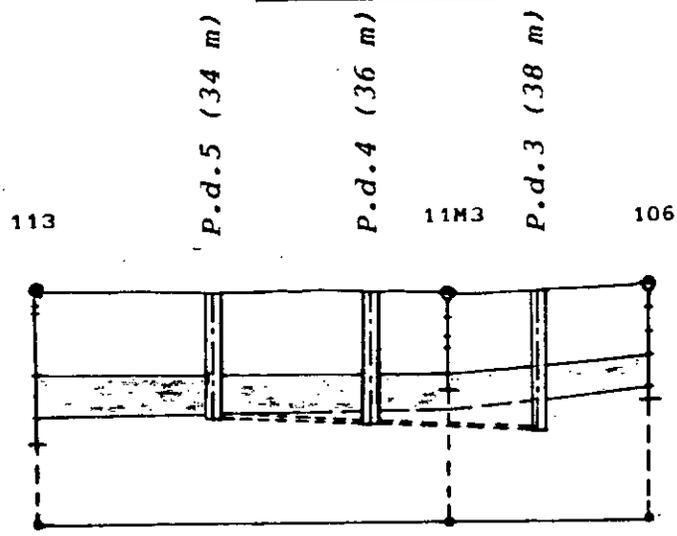
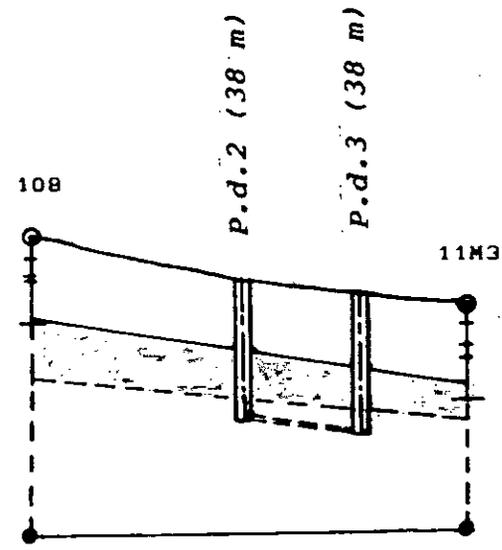
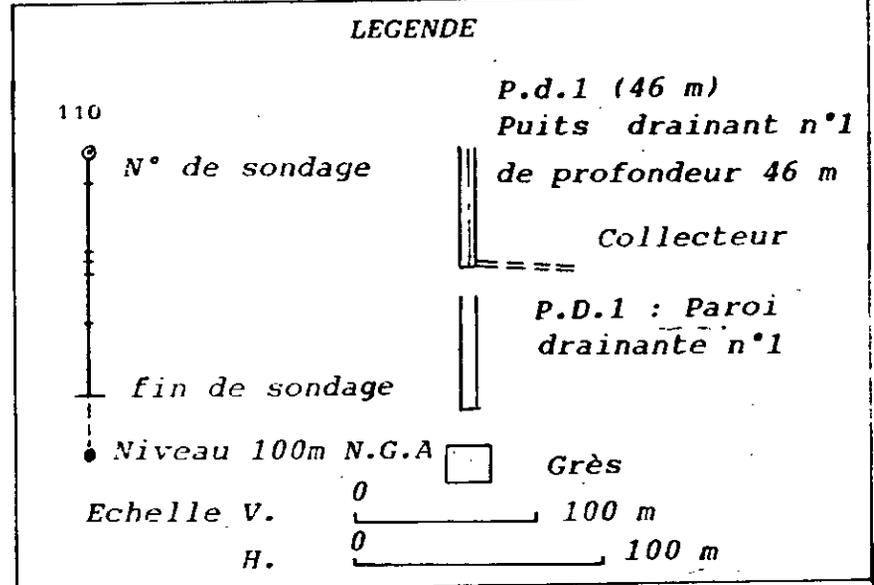
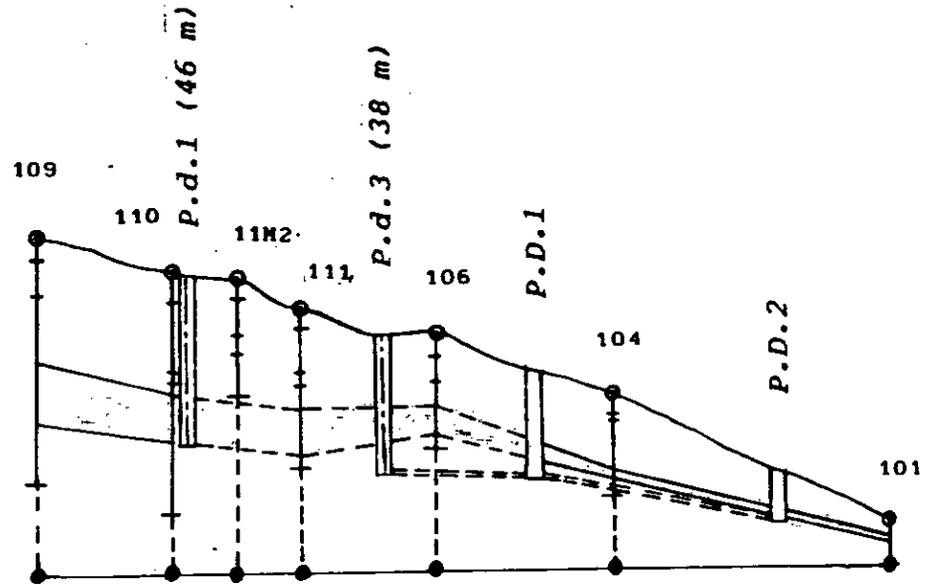


FIG. 27.- COUPES DU SYSTEME DE DRAINAGE PROPOSE.



Les puits drainants de profondeurs et diamètres variables munis de drains subhorizontaux sont destinés à la partie située en amont où les grès se trouvent à des profondeurs dépassant les 25 m.

Les collecteurs drainants ont pour rôle de relier les différents puits et parois entre-eux, et servent aussi à drainer les zones qu'ils traversent.

Les parois drainantes sont destinées à drainer la partie inférieure en aval où la nappe des grès est peu profonde.

L'intérêt du système de drainage proposé repose essentiellement sur les considérations suivantes ;

- les drains subhorizontaux réalisés par S.E.I n'étaient pas efficaces, car ils étaient placés de telle sorte qu'ils ne pouvaient drainer que la partie relativement supérieure où la granulométrie des matériaux argileux est fine ce qui provoque ainsi leurs colmatages rapides. En outre, la quantité d'eau évacuée par les drains était très inférieure à celle infiltrée.

- par contre, les puits drainants aux diamètres larges munis de drains subhorizontaux radiaux peuvent être plus efficaces que les drains réalisés en surface; car ils peuvent intercepter beaucoup plus d'eau souterraine par leurs grandes sections de captage verticales et latérales réalisées dans le sol. En outre, ils sont d'un entretien plus facile.

- les parois drainantes, par le biais de leurs sections verticales profondes (traversant les grès) et continues, et en coupant les lignes de courant dans le sens perpendiculaire de l'écoulement, captent le maximum d'eau superficielle et souterraine.

Enfin, il est à souligner que, dans les schémas de travaux de confortement proposés, on a utilisé les cartes topographiques anciennes en l'absence de relevés topographiques récents. Les terrassements et les autres interventions (emplacement d'un collecteur d'eau usée, réalisation d'un jardin d'enfants etc...) ont modifié notablement le profil topographique. Ainsi les évaluations de la profondeur du grès dans les ouvrages proposés doivent être vérifiées avant toute réalisation.

CONCLUSION GENERALE

C O N C L U S I O N G E N E R A L E

En guise de conclusion générale, on essayera de reprendre les principaux résultats obtenus, et qui reflètent notre contribution à l'étude et au confortement du glissement d'EL-BIAR.

Cependant, nous tenons à préciser que cette étude repose en partie sur certaines données incomplètes (données hydro-géologiques insuffisantes), et de ce fait nos conclusions pourraient être affinées à la lumière d'études complémentaires.

1.0 RESULTATS

1.1 Etude géologique et géomorphologique

L'étude des photos aériennes des années 1972, 1980 et 1984 nous a permis de :

- délimiter la région du glissement,
- repérer les fissures,
- d'étudier les aspects géomorphologiques,
- d'étudier l'évolution des mouvements ainsi que l'activité humaine.

L'établissement du bloc diagramme du versant étudié nous a permis :

- d'avoir une représentation tridimensionnelle de la disposition des couches du sous-sol,
- de localiser les fissures,
- d'apprécier effectivement que la mollasse s'est déplacée à partir des falaises vers l'aval du glissement,
- d'apprécier les variations d'épaisseur des couches du sous-sol,
- de repérer à quels niveaux se situent les sièges du glissement étudié.

1.2 Etude hydrologique

L'étude hydrologique détaillée, effectuée pour la première fois à propos de l'étude du glissement d'EL-BIAR, nous a permis :

- d'évaluer les différents paramètres du bilan hydrologique du site à partir de calculs établis à la base des données enregistrées pendant la période de 1950 à 1980,
- de mieux comprendre le régime hydrologique du bassin versant étudié,
- d'évaluer la quantité d'eau infiltrée et ruisselée ainsi que le bilan global des eaux,
- de remettre en cause l'étude faite par S.E.I quant à l'estimation de la quantité d'eau infiltrée dans le bassin versant,
- de conclure que la quantité d'eau drainée par les drains subhorizontaux est inférieure à la quantité d'eau infiltrée, ce qui nécessite un système de drainage plus adéquat.

1.3 Etude hydrogéologique

L'étude hydrogéologique nous a permis :

- de conclure que le bassin hydrogéologique est plus grand que le bassin hydrologique,
- de confirmer l'existence de deux nappes : la nappe supérieure est située dans la zone d'accumulation des blocs de mollasse appelée "château d'eau", tandis que la nappe inférieure est située au niveau des grès,
- de lier les variations piézométriques de la nappe supérieure à la pluviométrie,
- de connaître les fluctuations de la nappe supérieure,
- d'établir une carte montrant le champ des écoulements hydrauliques de la nappe inférieure, sous forme d'un réseau de lignes de courant et d'équipotentiels (maille d'écoulement),
- de connaître les limites de drainage, par l'estimation du rayon d'action moyen du puits de pompage F1-réalisé, pour un débit et une durée de pompage donnés,
- de localiser deux axes principaux de drainage de la nappe inférieure : l'un suit le cours du ravin des sept sources, tandis que l'autre coïncide avec l'axe du glissement.

1.4 Etude géotechnique

L'étude géotechnique a porté sur :

- la réalisation d'un sondage effectué à l'aide d'une tarière manuelle,
- la réalisation d'essais en laboratoire,
- la réalisation d'essai in-situ.

Les essais de laboratoire étaient axés principalement sur l'appréciation de l'indice d'activité Ac de la marne.

L'étude minéralogique qualitative et semi-quantitative a décelé la présence de la montmorillonite dans la marne étudiée.

L'exploitation des calculs de stabilité effectués antérieurement, confirme l'influence prépondérante de l'eau sur la stabilité du versant.

Les différentes explications concernant les causes probables des mouvements de terrain étaient étudiées et discutées à la lumière de nos résultats.

Il nous semble que la présence de la montmorillonite dans la marne favorise les mouvements de terrain par les propriétés particulières (forte plasticité, sensibilité à l'eau, gonflement, affaiblissement de la résistance au cisaillement...) qu'elle confère aux sols qui la contiennent..

Enfin, un système de drainage comportant cinq puits drainants munis de drains subhorizontaux radiaux, deux parois drainantes et des collecteurs drainants de relais, a été conçu à la lumière des résultats obtenus et en tenant compte de l'insuffisance du réseau de drainage déjà réalisé.

2.0 PROPOSITIONS

Vu le caractère pluridisciplinaire de l'étude des glissements de terrain, la recherche d'une solution efficace et définitive au glissement d'EL-BIAR, vu son ampleur et sa complexité, ne pourrait être envisagée qu'avec le concours d'une équipe spécialisée dans les domaines suivants : géologie, géomorphologie, hydrologie, hydrogéologie, mécanique des sols et informatique.

Néanmoins, nous formulerons ci-après quelques propositions en vue de mieux orienter les études futures.

a) Etant donné que l'eau souterraine a un rôle déterminant dans les mouvements de terrain d'EL-BIAR, il est indispensable de connaître en particulier :

- les origines de l'eau imbibant le sol au niveau de la nappe supérieure et surtout au niveau de la nappe inférieure,
- le régime hydraulique des nappes,
- le champ des pressions interstitielles,
- la perméabilité des terrains...

b) Pour cela, il faudrait étendre l'étude hydrogéologique au delà de la zone en mouvement et implanter suffisamment de piézomètres équipés de cellules piézométriques placées au voisinage de la surface du glissement.

c) Définir un profil géotechnique à partir des échantillons "intacts" prélevés par carottage en nombre suffisant pour une meilleure représentativité et dans lequel on insistera en particulier sur les paramètres mécaniques résiduels (c'_{res} , ϕ'_{res}).

d) Multiplier les analyses minéralogiques (qualitatives et quantitatives) sur les échantillons prélevés dans l'horizon géologique compris entre la mollasse et les grès à des endroits et des profondeurs significatifs en vue d'une meilleure caractérisation des minéraux argileux existants et de leur incidence sur l'instabilité.

e) Enfin, il est à noter que la stabilisation des mouvements de terrain ne serait satisfaisante que si l'instabilité du site d'EL-BIAR est étudiée dans son ensemble, c'est à dire en tenant compte de la falaise de Saint-Raphael, qui présente actuellement de larges fissures et qui risquent de provoquer des chutes inopinées de blocs, et par conséquent une étude particulière de la falaise s'avère nécessaire.

BIBLIOGRAPHIE

B I B L I O G R A P H I E

- [1]. AGAR M., Les glissements et éboulements des quartiers Saint-Raphaël et Telemly à Alger, Annales des Ponts et Chaussées 1948, p. 465-480.
- [2]. ANTOINE P., FABRE D., Géologie appliquée au génie civil, Masson, 1980.
- [3]. BEN ACHOUR R., AHMED MERDOUKH A., La coulée de solifluxion de BOUGARA, Mémoire de fin d'études, Université d'Alger, Institut de géographie, Juin 1978, p. 38.
- [4]. BIAREZ J., Table ronde sur les corrélations de paramètres en mécanique des sols, Ecole Centrale des Arts et Métiers, 1972.
- [5]. BLONDEAU F., La stabilité des pentes, Cours de mécanique des sols, Enseignement Spécialisé 14, E.N.P.C 1979, p. 67.
- [6]. BLONDEAU F., JOSSEAUME H., Mesures de la résistance au cisaillement résiduelle au laboratoire, Bulletin Liaison Laboratoire Ponts et Chaussées, Spécial Mars 1979, p.90-106.
- [7]. BOUZID R., Contribution à l'étude des glissements de terrain - Cas du glissement d'EL-BIAR - ALGER, Thèse de Magister, E.N.P EL-HARRACH 1985.
- [8]. BRULOIS J., La paroi drainante, Journées d'étude E.N.P.C, PARIS 27/28 Mai 1986.
- [9]. CARTIER G., Guide pour les études et les confortements de glissements de terrain, Programme des Nations Unies pour le Développement, Varsovie, Décembre 1981.
- [10]. CARTIER G., Recherches et études sur les glissements de terrain, Bulletin de Liaison L.P.C n°115, p. 15-24.
- [11]. CASTANY G., Principes et méthodes de l'hydrogéologie, Dunod Université, 1982, p. 232.

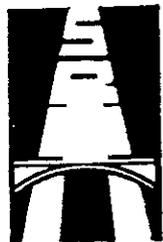
- [12]. COATES D.R., Landslide perspectives in Landslides ed. D.R. COATES Ged Soc. América 1977 pp. 3-28.
- [13]. Confortement de Versant Naturels : Objets et Moyens, Bureau de Recherches Géologiques et Minières 1978 (?), p. 78.
- [14]. CROZIER M.J., Field Assessment of Slope Instability in Slope instability ed. DENYS Brunnsden and David B. PRIOR, John WILLEY and SONS, New York 1987, pp.103-142.
- [15]. DENIAU A., CARTIER G., MORBOIS A., VIROLLET M., Un nouveau procédé de drainage : la paroi drainante, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Numéro Spécial XIF, Octobre 1981, p. 15-18.
- [16]. DERVIEUX F., Problèmes particuliers de mécanique des sols en Algérie, I.T.B.T.P, Sols et Fondations n°3, 1948, p.51-58.
- [17]. FILLIAT G., Mouvements de terrain, Pratique des sols et fondations, Moniteur 1981, p. 555-626.
- [18]. FILLIAT G., CAMELAN J-C., Analyses et essais de sols en laboratoire, Pratique des sols et fondations, Moniteur 1981, pp. 155-196.
- [19]. FILLIAT G., DUBUS J., Essais in situ, Appareils de contrôle et de surveillance, Pratique des sols et fondations, Moniteur 1981, pp. 197-286.
- [20]. FRANKLIN J.A., Slope instrumentation and monitoring in Slope instability ed. DENYS Brunnsden and David B. PRIOR, John WILLEY and SONS, New York 1987, pp.143-170.
- [21]. GAUTIER H., DROUHIN R., DERVIEUX H., Stabilité et déformation du sol, Travaux 1948, pp. 327-332.
- [22]. GRAHAM J., Methods of stability analysis in Slope instability ed. DENYS Brunnsden and David B. PRIOR, John WILLEY and SONS, New York 1987, pp.171-216.
- [23]. HANSEN J. Moira., Strategies for classification of landslides in Slope instability ed. DENYS Brunnsden and David B. PRIOR, John WILLEY and SONS, New York 1987, pp.1-26.

- [24]. HEAD K.H., Manuel of soil laboratory testing, Volume 1, Pentech Press 1980, p. 339.
- [25]. JOSSEAUME H., Essai de pompage, Bull. Liaison Labo. Ponts et Chaussées n° Spécial N, Juill 1970, p. 39-55.
- [26]. LEGRAND J., Description, identification et classification des sols, Techniques de l'ingénieur, C 208 , Sept 1974, p. 13.
- [27]. LEGRAND J., L'eau dans le sol, Techniques de l'ingénieur C 212, 1976, p. 10.
- [28]. LEGRAND J., Résistance au cisaillement, Techniques de l'ingénieur, C 216, p. 16.
- [29]. MABILOT A., Le forage d'eau, Crépines Johnson - France 1984, p. 237.
- [30]. MARCHAL J., Etudes d'un glissement de terrain en Savoie Bull. de Liaison L.P.C n°31, 1971, p. 113-130.
- [31]. MENEROUD J.P., Relations entre la pluviosité et le déclenchement des mouvements de terrain, Bull. de Liaison L.P.C n°124, Avril 1983, p. 89-100.
- [32]. MORGENSTERN N.R. and Dwight A.S., Methods of stability analysis in Landslides - Analysis and Control ed. Robert L. SCHUSTER and Raymond J. KRIZEK, National Academy of Sciences, Washington, D.C. 1978, pp.151-171.
- [33]. PETLEY D.J., Ground investigation, Sampling and Testing for studies of slope instability in Slope instability ed. DENYS Brunsden and David B. PRIOR, John WILLEY and SONS, New York 1987, pp.67-102.
- [34]. PILOT G., Stabilité des pentes, Techniques de l'ingénieur C 254, Mars 1975, p. 11.
- [35]. PILOT G., Stabilité des talus routiers, Bull. de Liaison L.P.C, 1970, p. 163-197.

- [36]. PILOT G., AMAR S. , LE ROUX A., Relations entre la composition minéralogique et les caractéristiques mécaniques de quelques sols argileux français Colloque de géotechnique, Toulouse, Mars 1969.
- [37]. RAT M., Drainage - Rabattement, Techniques de l'ingénieur C 256, Sept. 1975, p. 15.
- [38]. RAT M., Etude hydrogéologique des formations de pente et leur drainage, Bull. Liaison Labo. P. et Ch. n°115, Sept-Oct 1981, p. 7-14.
- [39]. RAT M., Reconnaissance des sols, Techniques de l'ingénieur C 224, Dec. 1974, p. 13.
- [40]. RAULIN F., ROUQUES G., TOUBOL A., Calcul de la stabilité des pentes en ruptures non circulaires, Rapport de recherches n°36 L.P.C., Juin 1974.
- [41]. REMENIERAS G., L'hydrologie de l'ingénieur, Eyrolles 1980 p. 456.
- [42]. ROBERT M., Principes de détermination qualitative des minéraux argileux à l'aide des rayons X, Ann. agron., 1975, 26 (4), p. 363-399.
- [43]. SCHULTZ S., Passage de l'autoroute de Nancy-Metz "château sous Clewant", Bull. de Liaison L.P.C., 1970, p. 180-198.
- [44]. SCHUSTER R.L., KRIZEK R. J., Landslides Analysis and Control, Spécial Report 176, National Academy of Sciences Washington, D.C 1978, p. 234.
- [45]. SOL EXPERT INTERNATIONAL, Rapport reconnaissance 1971, p.10.
- [46]. SOL EXPERT INTERNATIONAL, Rapport reconnaissance 1971-1972, p. 10.
- [47]. SOL EXPERT INTERNATIONAL, Mission 1, Bilan des phénomènes depuis 1973, p. 20, 1978.

- [48]. SOL EXPERT INTERNATIONAL, Rapport final, Mars 1978, EVERS G., PFISTER P., 2/02/1981, p. 37.
- [49]. SOWERS G.F. and ROYSTER D.L., Field investigation in Landslides - Analysis and Control. ed. Robert L. Schuster and Raymond J. Krizek, National Academy of Sciences, Washington D.C. 1978, pp.81-111.
- [50]. Stabilité des talus, Tomes 1 et 2 n° Spécial II et III, L.C.P.C, Mars 1976.
- [51]. TAILHAN L., Les travaux de drainage de la colline de Saint-Raphaël, Terres et eaux n°3, Juin 1948, p. 41-48.
- [52]. VARNES J. DAVID, Slope movement types processus in Landslides - Analysis and Control ed. Robert L. Schuster and Raymond J. Krizek, National Academy of Sciences, Washington D.C. 1978, pp. 11-33.
- [53]. VOINOVITCH I.A. et al., L'analyse minéralogique des sols argileux, Eyrolles 1971, p.93.
- [54]. WU T.H. and SANGREY D.A., Strength properties and their measurement in Landslides - Analysis and Control ed. Robert L. Schuster J. Krizek, National Academy of Sciences, Washington D.C. 1978, pp. 139-154.

ANNEXES



SONATRO

LIMITES D'ATTERBERG

Région : EL-BIAR

Matériau étudié : 1

N° de la demande

Affaire

profondeur : 1,70 ÷ 2,30m

Laboratoire : Mécasol E.N.P

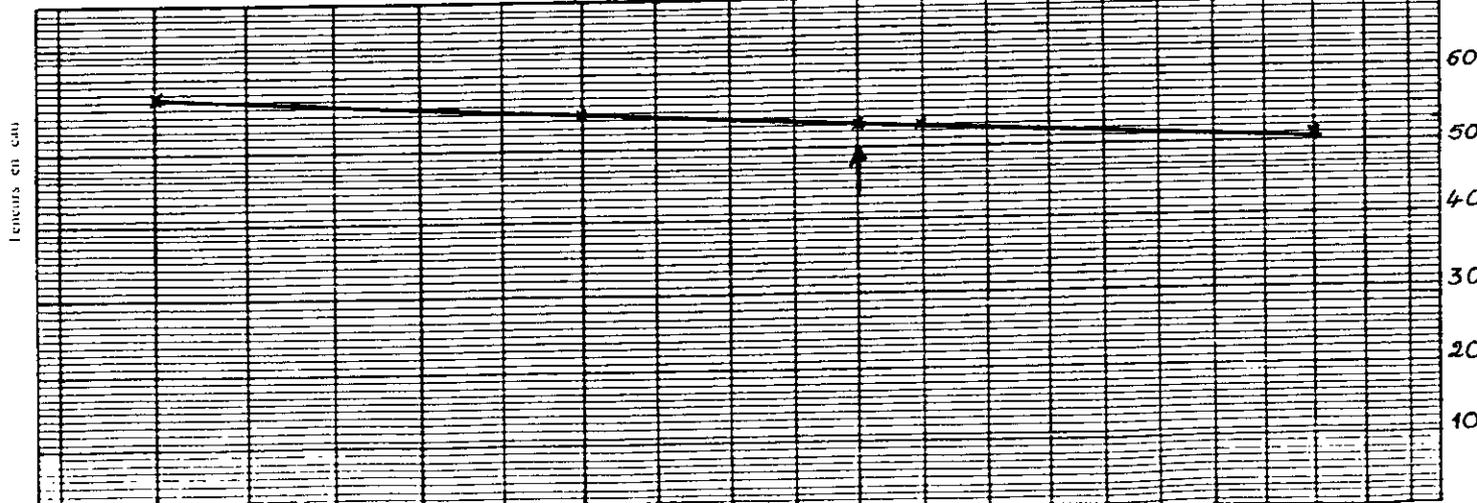
Date :

N° d'affaire

Manipulateur

	LIMITE DE LIQUIDITE								LIMITE DE PLASTICITE			
	16	16	21	21	26	26	33	33				
Nombre de coups	16	16	21	21	26	26	33	33				
Numéro du récipient	63	69	71	72	74	77	79	80		83	90	92
Poids humide + Tare	29,669	29,131	28,265	28,827	28,597	27,941	26,621	26,624		23,976	24,294	23,860
Poids sec + Tare	27,249	26,659	25,981	26,420	26,317	25,845	24,884	24,902		23,650	23,898	23,520
Tare = Poids du récipient	23,030	22,343	21,779	21,990	22,031	21,898	21,517	21,567		21,936	21,818	21,724
Poids d'eau	2,42	2,472	2,284	2,407	2,280	2,096	1,737	1,722		0,326	0,396	0,340
Poids de sol sec	4,219	4,316	4,202	4,430	4,286	3,947	3,367	3,335		1,714	2,080	1,796
Teneur en eau %	57,36	57,27	54,35	54,33	53,20	53,10	51,59	51,63		19,02	19,04	18,93
Moyenne	57,	31 %	54,	34 %	53,	15 %	51,	61 %			19,00%	

Nombre de coups produisant la fermeture de la fente



L. L. = 53 %

L. P. = 19,00 %

I. P. = 34 %



SONATRO

LIMITES D'ATTERBERG

Région : EL-BIAR

Matériau étudié : 2

N° de la demande

Affaire

profondeur : 2,30 ÷ 3,45m.

Laboratoire : Méca.sol. E.N.P

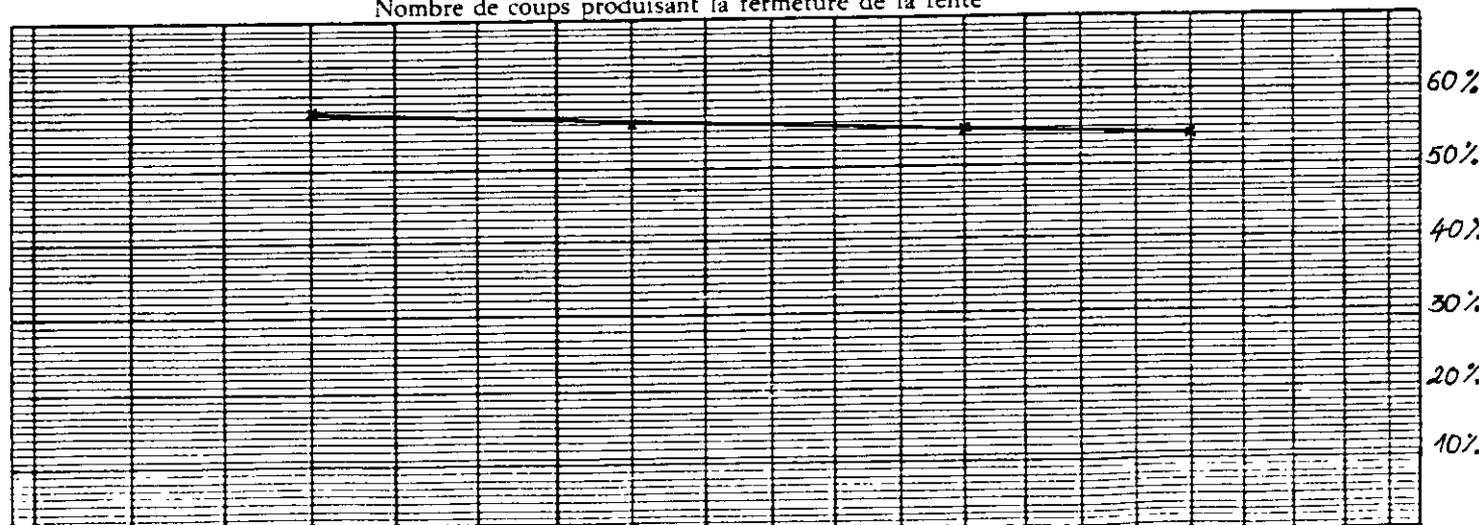
N° d'affaire

Date

Manipulateur

	LIMITE DE LIQUIDITE								LIMITE DE PLASTICITE			
	18	18	22	22	27	27	31	31				
Nombre de coups	18	18	22	22	27	27	31	31				
Numéro du récipient	2	5	14	20	43	46	63	90		55	59	82
Poids humide + Tare	46,212	45,568	45,114	44,436	44,480	45,480	28,935	27,890		25,420	26,004	24,345
Poids sec + Tare	43,658	43,229	42,890	42,150	42,866	43,037	26,861	25,753		25,000	25,600	23,933
Tare = Poids du récipient	39,236	39,184	38,926	38,086	39,140	38,610	23,031	21,814		23,005	23,735	21,973
Poids d'eau	2,554	2,339	2,224	2,286	2,057	2,443	2,074	2,137		0,420	0,404	0,412
Poids de sol sec	4,422	4,045	3,964	4,064	3,726	4,427	3,830	3,939		1,995	1,865	1,960
Teneur en eau %	57,76	57,82	56,10	56,25	55,21	55,18	54,15	54,25		21,05	21,66	21,02
Moyenne	57,	79%	56,	17%	55,	19%	54,	20%			21,24%	

Nombre de coups produisant la fermeture de la fente



L. L. = 55,50 %

I. P. = 21,24 %

I. P. = 34,26 %



SONATRO

LIMITES D'ATTERBERG

N° de la demande

Région

Matériau étudié : 3

Laboratoire

Affaire

profondeur : 3,45 ÷ 4,45m

Date

N° d'affaire

Manipulateur

	LIMITE DE LIQUIDITE								LIMITE DE PLASTICITE			
	17	17	22	22	28	28	34	34				
Nombre de coups	17	17	22	22	28	28	34	34				
Numéro du récipient	50	57	69	71	72	74	77	79		80	83	92
Poids humide + Tare	29,849	30,636	30,520	28,969	28,325	27,555	28,399	27,586		24,033	24,443	24,120
Poids sec + Tare	27,390	27,624	27,489	26,303	26,023	25,555	26,082	25,425		23,602	24,007	23,705
Tare = Poids du récipient	23,263	22,562	22,345	21,775	21,991	22,028	21,898	21,524		21,570	21,946	21,730
Poids d'eau	2,459	3,012	3,031	2,666	2,302	2,000	2,317	2,161		0,431	0,436	0,415
Poids de sol sec	4,127	5,062	5,144	4,528	4,032	3,527	4,184	3,901		2,032	2,061	1,975
Teneur en eau	59,58	59,50	58,92	58,88	57,09	56,70	55,38	55,40		21,21	21,15	21,01
Moyenne	59,54 %		58,90 %		56,89 %		55,39 %			21,12 %		

Nombre de coups produisant la fermeture de la fente



L.L. = 57,40 %

L.P. = 21,12 %

I.P. = 36,28 %



SONATRO

LIMITES D'ATTERBERG

Région

Matériau étudié : 4

N° de la demande

Affaire

profondeur : 4,45 ÷ 5,45m

Laboratoire

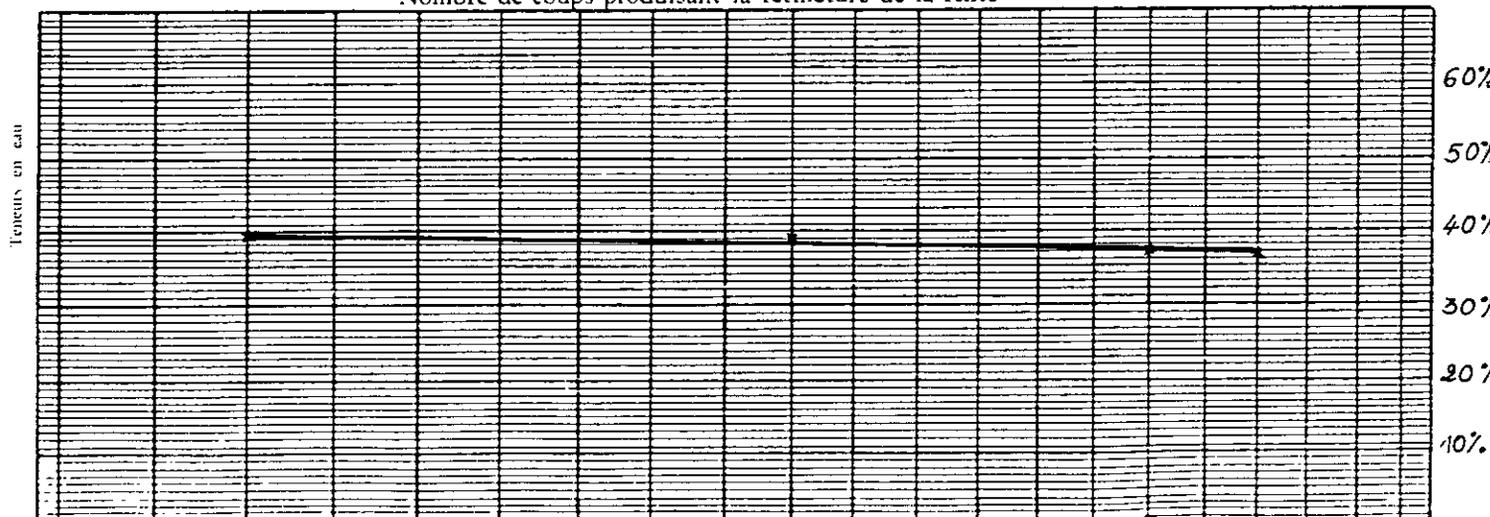
N° d'affaire

Date

Manipulateur

	LIMITE DE LIQUIDITE								LIMITE DE PLASTICITE			
	17	17	24	24	30	30	32	32				
Nombre de coups	17	17	24	24	30	30	32	32				
Numéro du récipient	74	75	77	79	83	84	85	82		87	91	93
Poids humide + Tare	16,792	17,878	20,597	18,618	17,061	17,003	18,85	19,307		13,029	12,129	13,196
Poids sec + Tare	15,055	16,029	18,003	16,593	15,307	15,449	16,820	17,174		12,805	11,914	12,963
Tare = Poids du récipient	10,648	11,344	11,337	11,376	10,606	11,238	11,292	11,338		11,338	10,471	11,346
Poids d'eau	1,737	1,849	2,594	2,025	1,754	1,554	2,030	2,133		0,224	0,215	0,233
Poids de sol sec	4,407	4,685	6,666	5,217	4,701	4,211	5,528	5,836		1,467	1,443	1,617
Teneur en eau %	39,4	39,5	38,9	38,8	37,3	36,9	36,7	36,5		15,3	14,9	14,4
Moyenne	39,4 %		38,8 %		37,1 %		36,6 %			14,86%		

Nombre de coups produisant la fermeture de la fente



L. L. = 38,20 %

L. P. = 14,86 %

I. P. = 23,34 %



SONATRO

LIMITES D'ATTERBERG

Région

Matériau étudié : 5

N° de la demande

Affaire

profondeur : 5,50 ÷ 5,70

Laboratoire

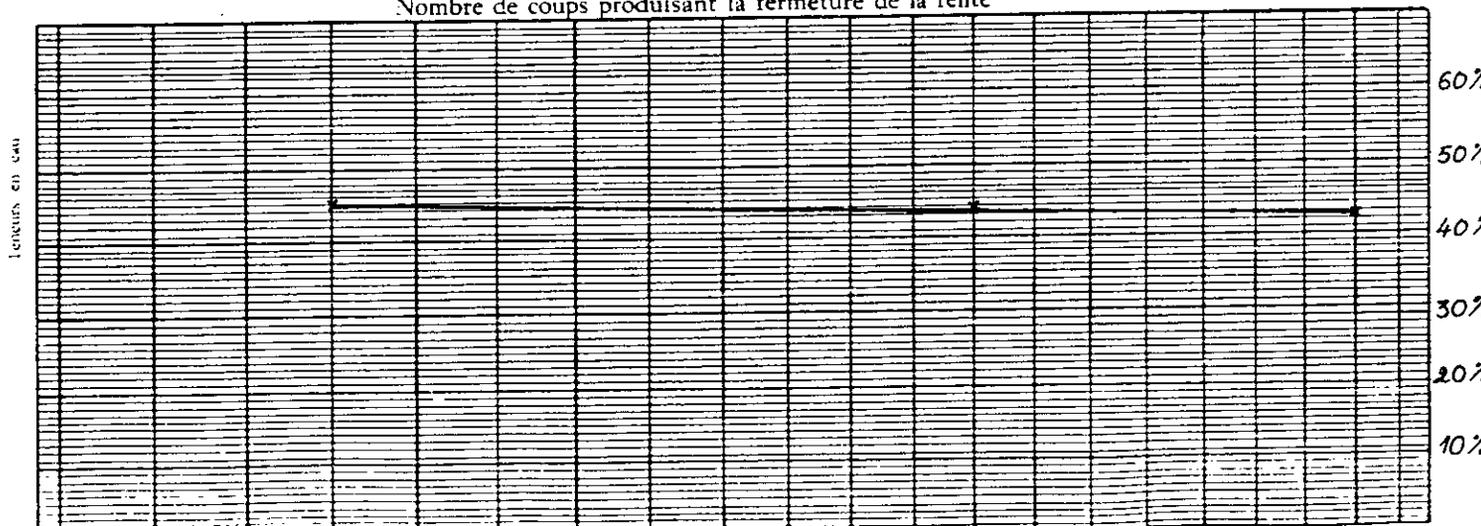
N° d'affaire

Date

Manipulateur

	LIMITE DE LIQUIDITE						LIMITE DE PLASTICITE		
	18	18	27	27	34	34			
Nombre de coups	18	18	27	27	34	34			
Numéro du récipient	35	17	85	69	63	83			
Poids humide + Tare	26,465	25,995	22,914	19,463	22,062	21,087	14,784	13,281	14,527
Poids sec + Tare	24,406	24,009	19,141	16,875	18,997	18,181	14,248	12,877	14,054
Tare = Poids du récipient	19,755	19,653	10,550	10,982	11,791	11,359	11,131	10,523	11,480
Poids d'eau	2,059	1,986	3,773	2,588	3,065	2,906	0,536	0,404	0,473
Poids de sol sec	4,651	4,356	8,591	5,893	7,206	6,822	3,117	2,354	2,574
Teneur en eau %	44,3	45,6	43,9	43,9	42,5	42,6	17,2	17,2	18,14
Moyenne	44,9 %		43,9 %		42,5 %			17,6 %	

Nombre de coups produisant la fermeture de la fente



L. L. = 43,6 %

L. P. = 17,6 %

I. P. = 26 %



SONATRO

LIMITES D'ATTERBERG

Région

Matériau étudié : 6

N° de la demande

Affaire

profondeur : 5,70 ÷ 6,50m

Laboratoire

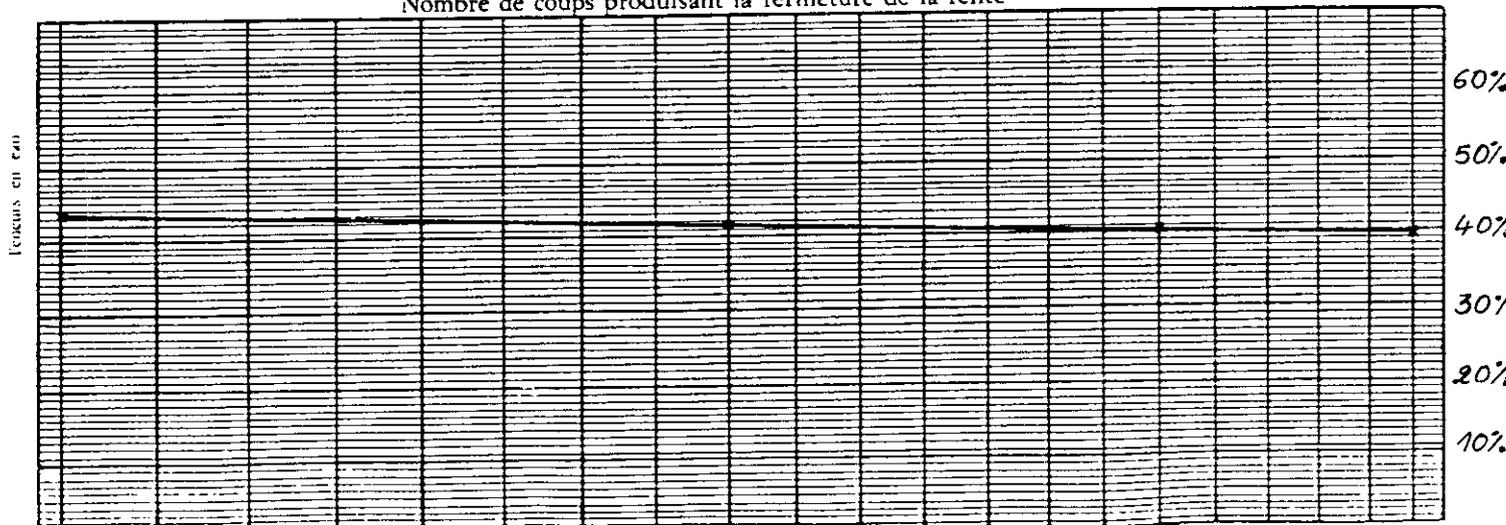
N° d'affaire

Date

Manipulateur

	LIMITE DE LIQUIDITE								LIMITE DE PLASTICITE			
	15	15	23	23	30	30	35	35		69	70	72
Nombre de coups	53	54	56	57	60	63	64	66		14,171	14,253	13,940
Numéro du récipient	18,921	19,646	18,603	17,993	19,560	18,267	17,458	17,69		13,756	13,826	13,552
Poids humide + Tare	16,656	17,219	16,456	16,020	17,280	16,401	15,760	15,949		11,370	11,352	11,339
Poids sec + Tare	11,475	11,620	11,292	11,288	11,664	11,788	11,501	11,557		0,415	0,427	0,388
Tare = Poids du récipient	2,265	2,427	2,147	1,973	2,280	1,866	1,698	1,741		2,386	2,474	2,213
Poids d'eau	5,181	5,599	5,164	4,732	5,616	4,613	4,259	4,392		17,4	17,2	17,5
Poids de sol sec	43,7	43,3	41,6	41,7	40,6	40,4	39,9	39,6				
teneur en eau %	43,5 %		41,6 %		40,5 %		39,7 %			17,36 %		
Moyenne												

Nombre de coups produisant la fermeture de la fente



L.L. = 41,3 %

L.P. = 17,36 %

I.P. = 24 %



SONATRO

LIMITES D'ATTERBERG

Région

Matériau étudié : 7

N° de la demande

Affaire

profondeur : 6,65 ÷ 7,00m

Laboratoire

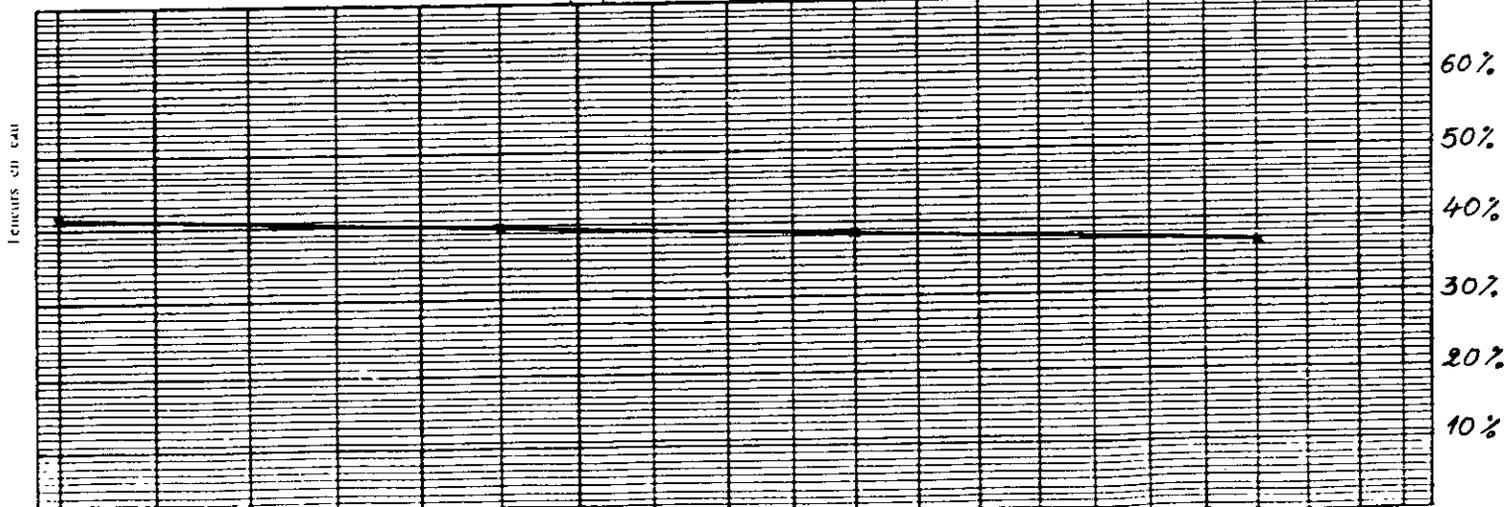
N° d'affaire

Date

Manipulateur

	LIMITE DE LIQUIDITE								LIMITE DE PLASTICITE			
	15	15	20	20	25	25	32	32				
Nombre de coups	15	15	20	20	25	25	32	32				
Numéro du récipient	17	85	84	69	78	82	45	57		93	89	68
Poids humide + Tare	28,415	20,701	20,350	19,058	21,012	20,974	30,244	21,353		13,323	13,097	13,681
Poids sec + Tare	25,858	17,726	17,582	16,759	18,322	18,097	27,429	18,636		12,941	12,728	13,373
Tare = Poids du récipient	19,635	10,556	10,655	10,981	11,341	10,638	19,793	11,271		10,588	10,522	11,478
Poids d'eau	2,557	2,915	2,768	2,299	2,690	2,877	2,815	2,717		0,382	0,369	0,308
Poids de sol sec	6,223	7,170	6,927	5,778	6,981	7,459	7,636	7,365		2,353	2,206	1,895
Teneur en eau %	41,1	41,5	39,9	39,8	38,5	38,6	36,7	36,9		16,2	16,7	16,2
Moyenne	41,3	3%	39,8	8%	38,5	5%	36,8	8%			16,36%	

Nombre de coups produisant la fermeture de la fente



L. L. = 38,5%

L. P. = 16,36%

I. P. = 22,14%



SONATRO

LIMITES D'ATTERBERG

Région

Matériau étudié : 8

N° de la demande

Affaire

profondeur : 7,00 ÷ 7,30m

Laboratoire

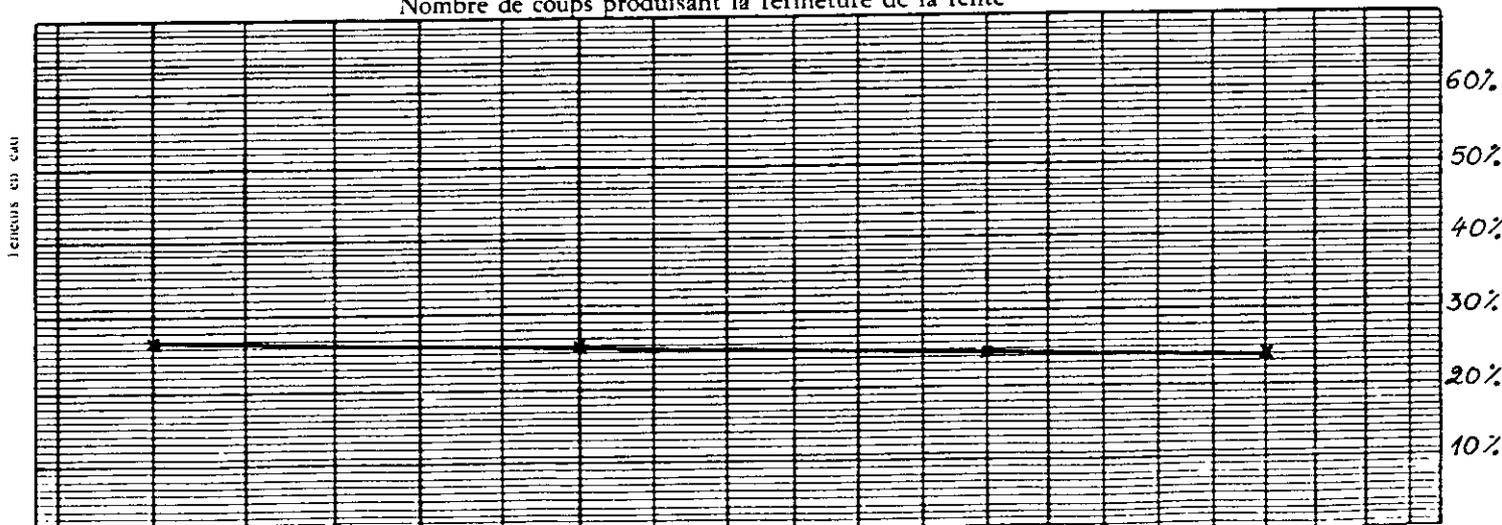
N° d'affaire

Date

Manipulateur

	LIMITE DE LIQUIDITE								LIMITE DE PLASTICITE			
	16	16	21	21	27	27	32	32				
Nombre de coups	16	16	21	21	27	27	32	32				
Numéro du récipient	45	77	74	79	57	72	84	54		82	78	93
Poids humide + Tare	31,231	22,814	21,120	21,642	22,443	21,185	20,519	22,136		13,520	13,881	13,045
Poids sec + Tare	28,807	20,395	18,977	19,529	20,239	19,108	18,611	20,106		13,134	13,545	12,714
Tare = Poids du récipient	19,791	11,337	10,654	11,375	11,272	10,638	10,657	11,670		10,640	11,343	10,589
Poids d'eau	2,424	2,419	2,143	2,113	2,204	2,077	1,908	2,030		0,386	0,336	0,331
Poids de sol sec	9,016	9,058	8,323	8,154	8,967	8,470	7,954	8,436		2,494	2,202	2,125
Teneur en eau %	26,9	26,7	25,7	25,9	24,6	24,5	24	24,1		15,5	15,2	15,6
Moyenne	26,8 %		25,8 %		24,5 %		24,0 %			15,43%		

Nombre de coups produisant la fermeture de la fente



L. L. = 25 %

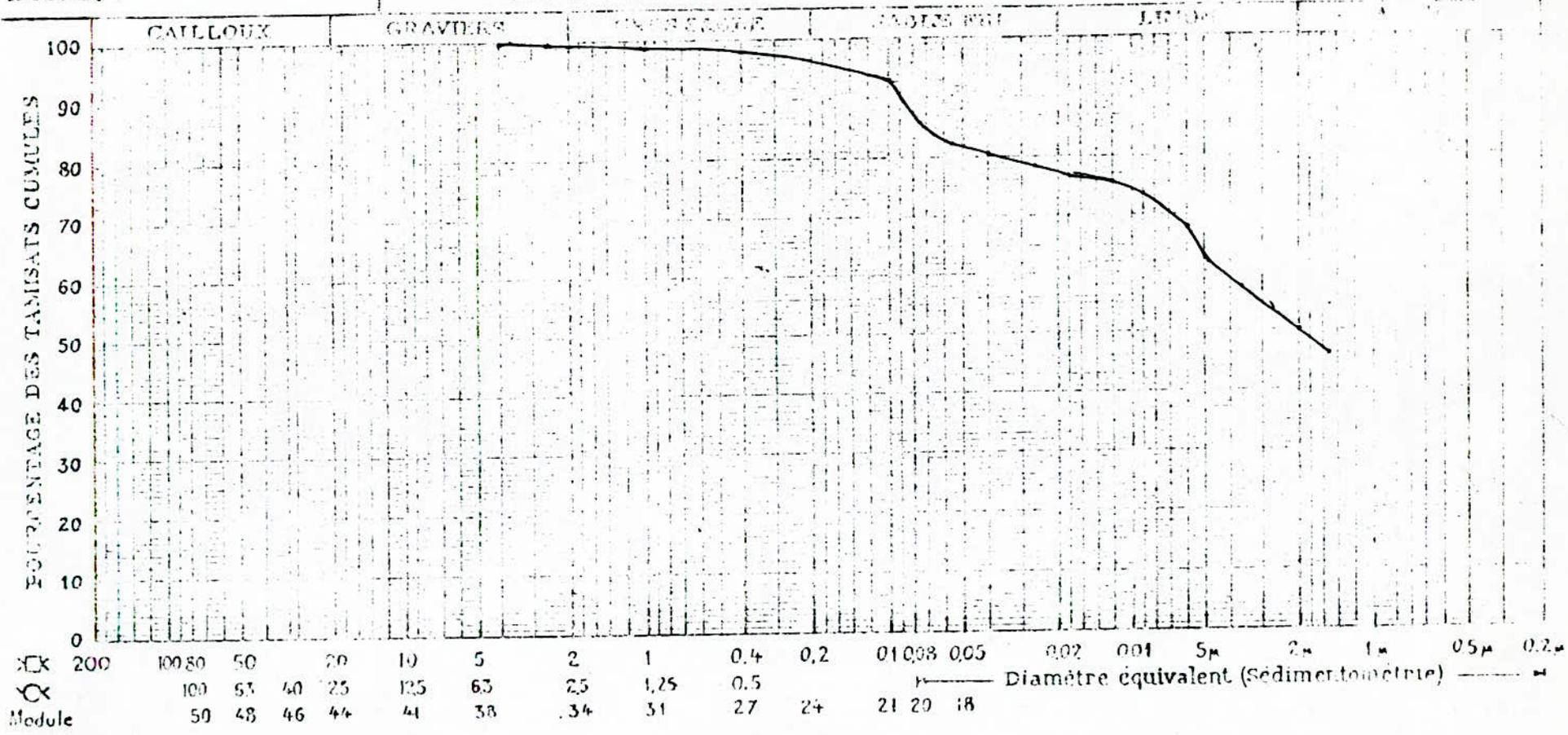
L.P. = 15,43%

I.P. = 09,57%

Désignation des échantillons } 1 N° 1170 ÷ 2130 m
 } _____ N° _____
 } _____ N° _____

DOSSIER :

S. 6 ET S. 7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



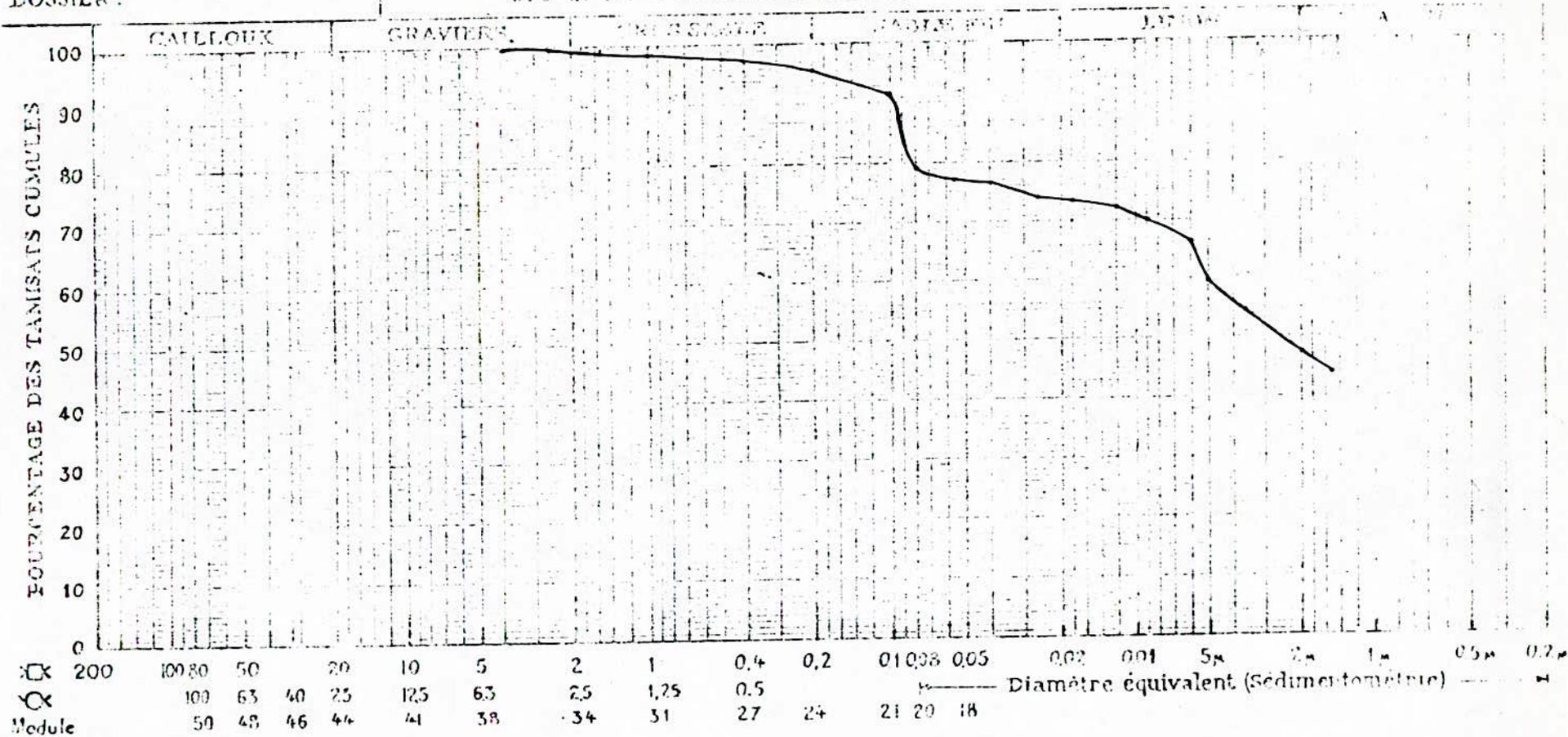
	%	S. 6			S. 7
		L.I.	L.V.	L.S.	
Ech					
Ech					
Ech					

L. N. T. P. B.

Désignation des échantillons } *l* N° 2,30 ÷ 3,45 m
 N° _____
 N° _____

DOSSIER :

S. 6 ET 6.7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



%	S. 6		S. 7
	LIASSES D'ATERRE	0,20	
< 30µ	L.P.	D.N.	0,10

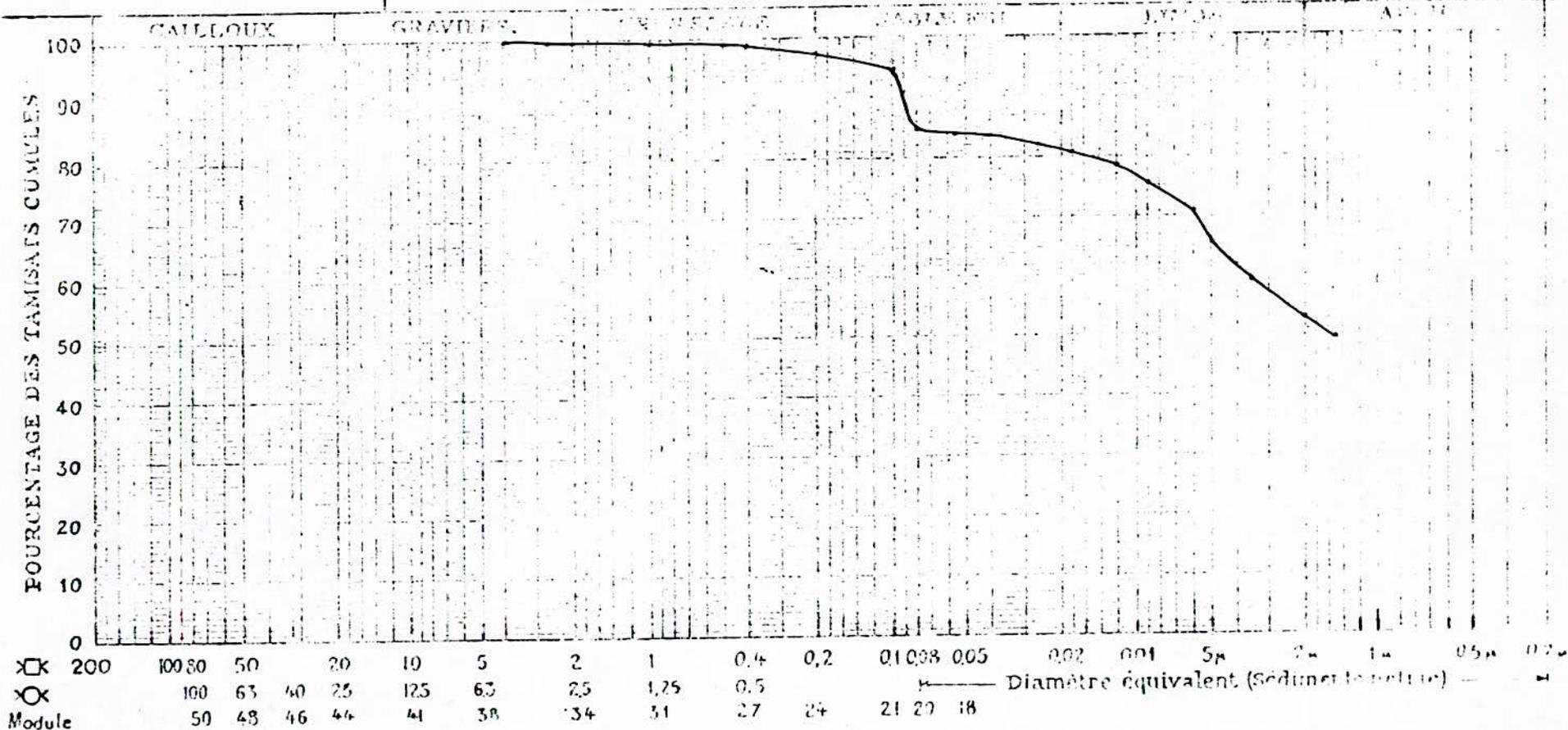
7ch
 7ch
 50

L. N. T. P. B.

Désignation des échantillons } 3 N° 3,45 ÷ 4,45m
 ----- N° -----
 ----- N° -----

DOSSIER :

S. 6 ET 6.7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



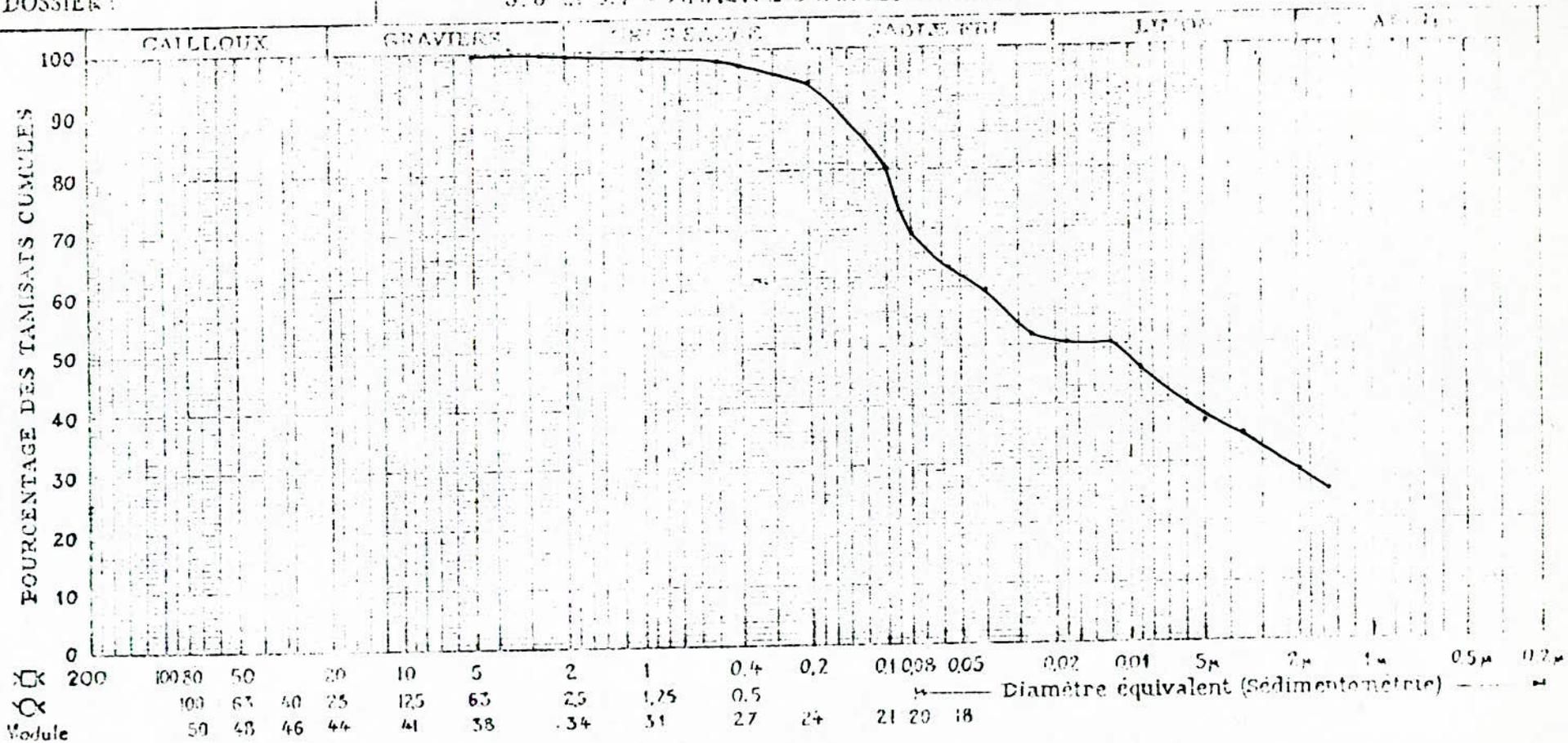
Module	50	48	46	44	41	38	34	31	27	24	21	20	18						
--------	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	--	--	--	--	--	--

	% (200µ)	LIMITES DE TERRENS			S. 20
		L.L.	I.P.	L.P.	
Ech					
Ech					
Ech					

Désignation des échantillons } 4 N° 4,45 ÷ 5,45 m
 N°
 N°

DOSSIER :

S. 6 ET S. 7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE

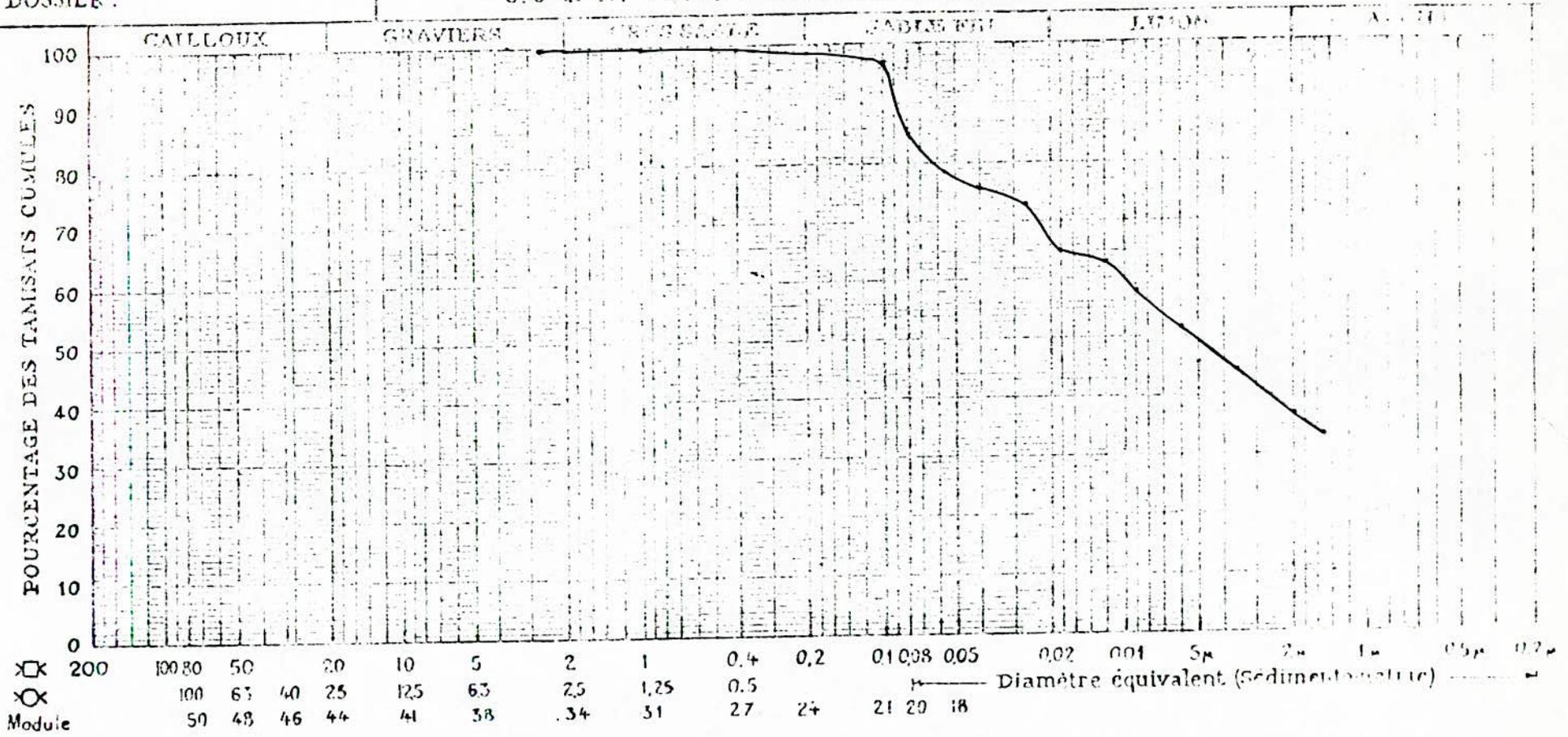


	%	S. 5 LIANGES D'ATERRENG			S. 20 E. 3.
		L. 1.	L. 2.	L. 3.	
Fch					
Fch					
Fch					

Désignation des échantillons } 5 N° 5,50 ÷ 5,70m
 N°
 N°

DOSSIER :

S. 6 ET S. 7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



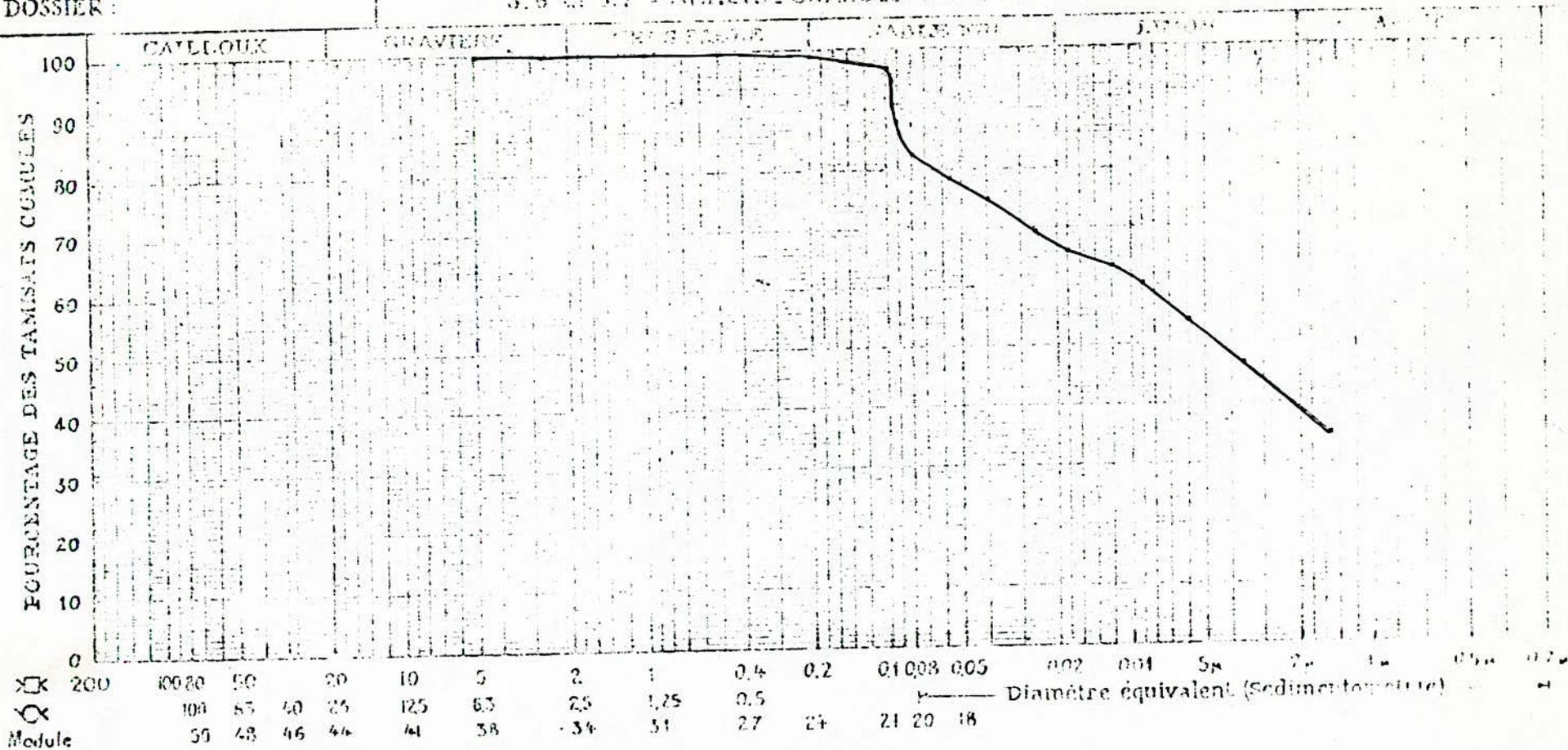
	% < 80µ	S. 7 LIMITES D'ATERREUR			S. 20 P. 8
		L. L.	L. P.	L. R.	
Ech.					
Ech.					
Ech.					

L. N. T. P. B.

Désignation des échantillons } 6 N° 5,70 ÷ 6,50m
 N°
 N°

DOSSIER :

S. 6 ET S. 7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



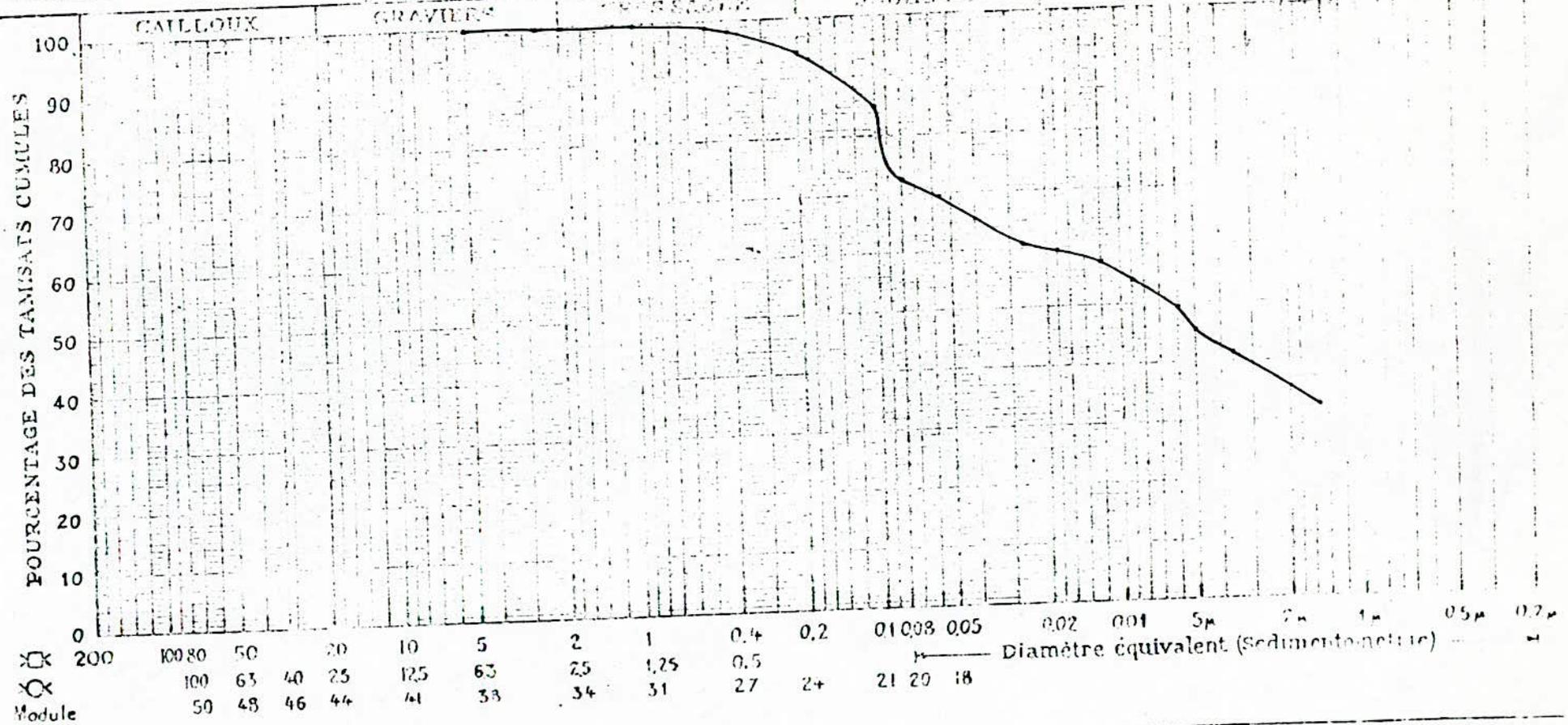
%	S. 6		S. 7
	L.N.	T.P.	
100			100
85			85
80			80
75			75
65			65
60			60
55			55
50			50
45			45
40			40

L. N. T. P. B.

Désignation des échantillons } 7 N° 6,65 ÷ 7,00m
 ----- N°
 ----- N°

DOSSIER :

S. 6 ET S. 7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



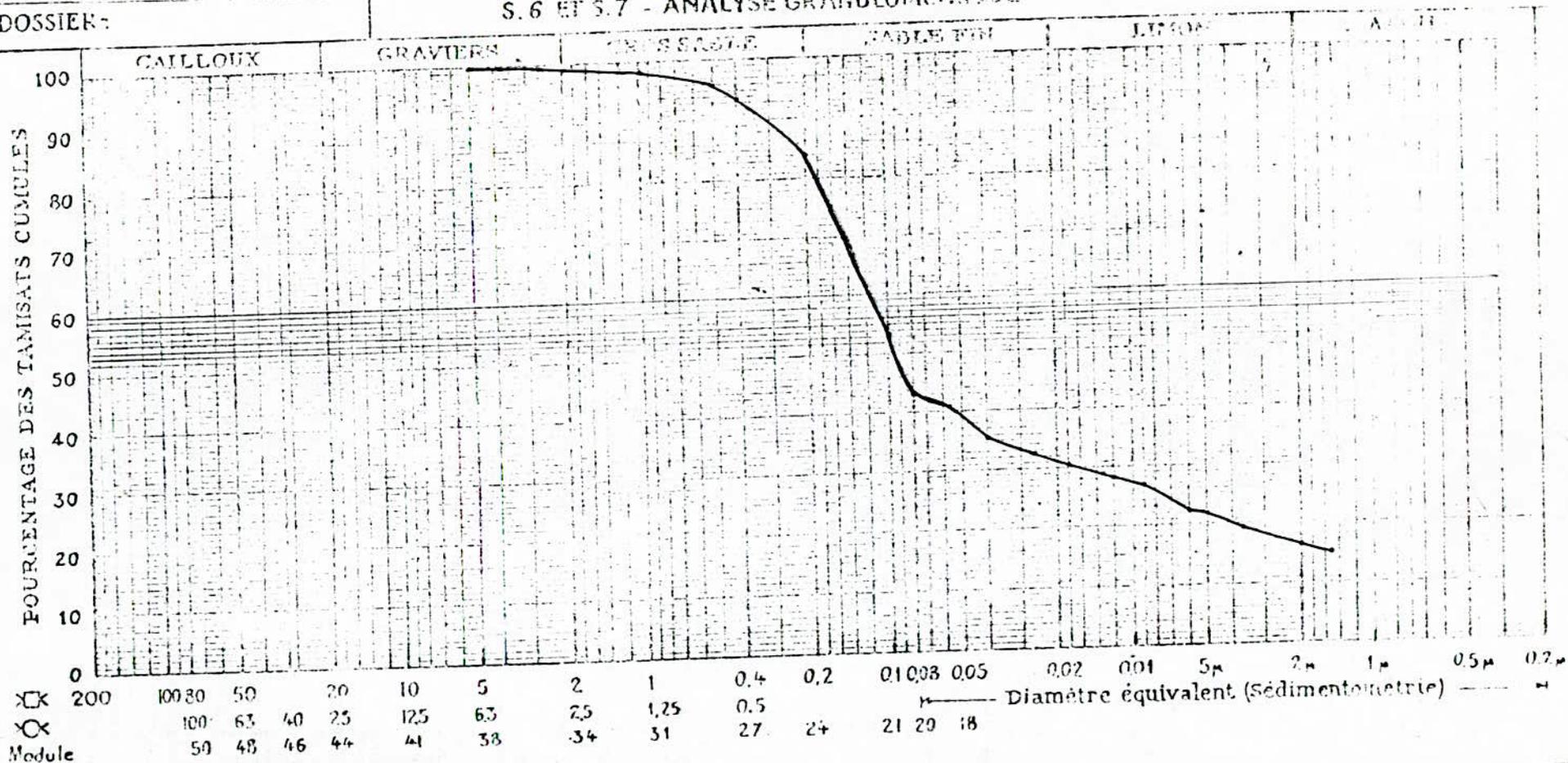
	%	S. 6			S. 20
		LIMITES D'ATTERBERG			
Ech	< 80 μ	L.L.	L.P.	L.F.	F.C.
Ech					
Ech					

L. N. T. P. B.

Désignation des échantillons } 8 N° 7,00 ÷ 7,30m
 } N°
 } N°

DOSSIER :

S. 6 ET S. 7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



%	S. 7 LIMITES D'ATTERBERG			S. 20 E.C.
	L.P.	I.P.	L.R.	
Ech. _____				
Ech. _____				

Dossier :

Chantier : EL-BIAR

Matériau : 1. prof : 1,70 ÷ 2,30m

Date :

Opérateur :

S E D I M E N T O M E T R I E

Pourcentage des éléments inférieurs à 0,1mm : P = 93,17%

Poids de l'échantillon : 80g - volume de la suspension : 2000ml

Défloculant : hexamétaphosphate à 5%.

DUREE	DUREE de chute	DIA MÈTRE équivalent en U	LECTURES R	LECTURES corrigées R1	POURCENTAGE des grains P D	TOTAL grains P(
2,9	30 sec	80	23,7	22,303	89,212	83,12
8,9	1 min	55	23,5	22,103	88,412	82,37
"	2 min	40	23	21,603	86,412	80,51
"	5 min	25	22,5	21,103	84,412	78,65
"	10 min	18	21,9	20,503	82,012	76,41
"	20 min	12	21,7	20,303	81,212	75,66
19	40 min	9	21,1	19,72	78,88	73,49
"	80 min	6	19,6	18,22	72,88	67,90
19,3	160 min	5	18,1	16,774	67,096	62,51
21,8	320 min	3,5	16,3	15,442	61,768	57,55
18,4	24 h	1,5	13,8	12,318	49,272	45,91

(1) Pourcentage des grains - Pour 80g $\frac{P}{a} = 4 R1$ V = 2000 ml
 Pour les différents $\frac{V}{R1} = 2,65$
 Diamètres équivalents : - entre 30g. ET 100g. $\frac{P}{c} = 10$ W = Poids du sol sec en (

Dossier :

Chantier : EL-BIAR

Matériau : 2. prof: 2,30 ÷ 3,45m

Date :

Opérateur :

S E D I M E N T O M E T R I E

Pourcentage des éléments inférieurs à 0,1mm : P = 91,42 %

Poids de l'échantillon : 80g - volume de la suspension : 2000ml

Défloculant : hexamétophosphate à 5%

DUREE	DUREE de chute	DIAMETRE équivalent en U	LECTURES R	LECTURES corrigees R1	POURCENTAGE des grains P D	TOTAL grains P
9,2	30 sec	80	23	21,656	86,624	79,19
"	1 min	55	22,5	21,156	84,624	77,36
"	2 min	40	22,3	20,956	83,824	76,63
"	5 min	25	21,6	20,256	81,024	74,07
"	10 min	18	21,5	20,156	80,624	73,71
"	20 min	12	21,1	19,756	79,024	72,24
19,1	40 min	9	20,6	19,238	76,952	70,35
19,2	80 min	6	19,5	18,156	72,624	66,39
19,4	160 min	5	17,6	16,292	65,168	59,58
20,7	320 min	3,5	16	14,933	59,732	54,61
18,4	24 h	1,5	13,5	12,018	48,072	43,95

(1) Pourcentage des grains - Pour 80g $\frac{P}{a} = 4 R1$ $V = 2000 \text{ ml}$
 Pour les differents $\frac{V}{R1.1} = 2,65$
 Diamètres équivalents : - entre 30g. et 100g. $\frac{P}{c} \cdot 10 \text{ U} = \text{Poids du sol sec en } \dots$

Dossier :

Chantier : EL-BIAR

Matériau : 3. prof : 3,45 ÷ 4,45m

Date :

Opérateur :

S E D I M E N T O M E T R I E

Pourcentage des éléments inférieurs à 0,1mm : P = 94,75%

Poids de l'échantillon : 80g - volume de la suspension : 2000ml

Défloculant : hexamétaphosphate à 5%.

URÉE	DUREE de chute	DIA MÈTRE équivalent en U	LECTURES R	LECTURES corrigées R1	POURCENTAGE des grains P D	TOTAL grains P
9,2	30 sec	80	23,7	22,356	89,424	84,73
"	1 min	55	23,5	22,156	88,624	83,97
"	2 min	40	23,5	22,156	88,624	83,97
"	5 min	25	23,0	21,656	86,624	82,07
19,1	10 min	18	22,7	21,338	85,352	80,87
19	20 min	12	22,1	20,72	82,88	78,53
19,1	40 min	9	21,3	19,938	79,752	75,56
19,2	80 min	6	20	18,656	74,624	70,71
19,4	160 min	5	18,6	17,292	69,168	65,54
20,5	320 min	3,5	16,7	15,595	62,38	59,11
18,5	24 h	1,5	14,5	13,035	52,14	49,40

(1) Pourcentage des grains

- Pour 80g

$$\frac{P}{V} = 4 \text{ R1} \quad V = 2000 \text{ ml}$$

Pour les différents

$$V \frac{R1}{c} = 2,65$$

Diamètres équivalents :

- entre 30g. BT 100g.

$$\frac{P}{c} \cdot 10 \text{ V} = \text{Poids du sol sec en (}$$

Dossier :

Chantier : EL-BIAR

Matériau : 4. prof: 4,45 ÷ 5,45 m

Date :

Opérateur :

S E D I M E N T O M E T R I E

Pourcentage des éléments inférieurs à 0,1mm : P = 80,11%

Poids de l'échantillon : 80g - volume de la suspension : 2000ml

Défloculant : hexamétaphosphate à 5%.

DUREE	DUREE de chute	DIAMETRE équivalent en U	LECTURES R	LECTURES corrigées R1	POURCENTAGE des grains P D	TOTAL grains P
25	30 sec	80	21,7	21,52	86,08	68,96
"	1 min	55	20	19,82	79,28	63,51
"	2 min	40	18,8	18,62	74,48	59,66
"	5 min	25	16,5	16,32	65,28	52,29
"	10 min	18	16	15,82	63,28	50,69
"	20 min	12	16	15,82	63,28	50,69
"	40 min	9	14,5	14,32	57,28	45,83
"	80 min	6	12,7	12,52	50,08	40,12
"	160 min	5	11,8	11,62	46,48	37,23
"	320 min	3,5	11,1	10,92	43,68	34,99
23,9	24 h	1,5	8,3	7,869	31,476	25,2

(1) Pourcentage des grains - Pour 80g $\frac{P}{V} = 4 \frac{R1}{V} = 2000 \text{ ml}$
 Pour les différents $\frac{V}{R1} = 2,65$
 Diamètres équivalents : - entre 30g. et 100g. $\frac{P}{V} = 10 \text{ " } = \text{ Poids du sol sec en}$

Dossier : 5

Chantier : EL-BIAR

Matériau : 5,50 ÷ 5,70m

Date :

Opérateur :

S E D I M E N T O M E T R I F

Pourcentage des éléments inférieurs à 0,1mm : P = 96,93%

Poids de l'échantillon : 80g - volume de la suspension : 2000ml

Défloculant : hexamétaphosphate à 5%

ATUREE	DUREE de chute	DIA MÈTRE équivalent en μ m	LECTURES R	LECTURES corrigées R1	POURCENTAGE des grains P D	TOTAL grains
24,8	30 sec	80	22,1	21,874	87,496	84,8
"	1 min	55	20,5	20,274	81,096	78,6
"	2 min	40	19,7	19,474	77,896	75,50
"	5 min	25	19	18,774	75,096	72,75
"	10 min	18	17	16,774	67,096	65,0
"	20 min	12	16,5	16,274	65,096	63,1
"	40 min	9	15,2	14,997	59,988	58,1
24,9	80 min	6	13,5	13,274	53,096	51,4
24,8	160 min	5	12	11,797	47,188	45,7
24,9	320 min	3,5	11,6	11,408	45,632	44,2
25,2	24 h	1,5	9	8,59	34,36	33,3

(1) Pourcentage des grains - Pour 80g

$$\frac{P}{a} = 4 R1 \quad V = 2000 \text{ ml}$$

Pour les différents

$$V \frac{R1}{1} = 2,65$$

Diamètres équivalents :

- entre 30g. ET 100g.

$$\frac{P}{c} \frac{10}{M} = \text{Poids du sol sec e}$$

Dossier :

Chantier : EL-BIAR

Matériau : 6. prof: 5,70 ÷ 6,50m

Date :

Opérateur :

S E D I M E N T O M E T R I E

Pourcentage des éléments inférieurs à 0,1mm : P = 96,83%

Poids de l'échantillon : 80g - volume de la suspension : 2000ml

Défloculant : hexamétaphosphate à 5%

DUREE	DUREE de chute	DIA METRE équivalent en μ_m	LECTURES R	LECTURES corrigées R1	POURCENTAGE des grains P D	TOTAL grains P
28,9°C	30 sec	80	20,5	21,313	85,252	82,55
"	1 min	55	19,5	20,313	81,252	78,68
"	2 min	40	18,5	19,313	77,252	74,80
"	5 min	25	17,1	17,913	71,652	69,38
"	10 min	18	16,3	17,113	68,452	66,28
"	20 min	12	15,6	16,413	65,652	63,57
"	40 min	9	14,7	15,54	62,16	60,19
29	80 min	6	13,1	13,968	55,872	54,10
29,1	160 min	5	12	12,98	51,92	50,27
29,5	320 min	3,5	10	12,02	48,08	46,55
33	24 h	1,5	8,5	9,07	36,28	35,13
28°C						

(1) Pourcentage des grains

- Pour 80g

$$\frac{P}{V} = 4 \text{ R1} \quad V = 2000 \text{ ml}$$

Pour les différents

$$\frac{V}{R1} = 2,65$$

Diamètres équivalents :

- entre 30g. et 100g.

$$\frac{P}{V} = 10 \text{ g} = \text{Poids du sol sec en g}$$

Dossier :

Chantier : EL-BIAR

Matériau : 7 prof: 6,65 ÷ 7,00m

Date :

Opérateur :

S E D I M E N T O M E T R I F

Pourcentage des éléments inférieurs à 0,1mm : P = 84,89%

Poids de l'échantillon : 80g - volume de la suspension : 2000ml

Défloculant : *hexamétaphosphate à 5%*.

PUREE	DUREE de chute	DIA MÈTRE équivalent en μ m	LECTURES R	LECTURES corrigées R1	POURCENTAGE des grains P D	TOTAL grains P
28,9°C	30 sec	80	20,5	21,313	85,252	72,37
"	1 min	55	19,7	20,513	82,052	69,65
"	2 min	40	18,5	19,313	77,252	65,58
"	5 min	25	17,1	17,913	71,652	60,82
"	10 min	18	16,7	17,513	70,052	59,47
"	20 min	12	16,1	16,913	67,652	57,43
29,1	40 min	9	15,1	15,968	63,812	54,22
29,3	80 min	6	13,6 14,1	14,524	58,096	49,32
29,8	160 min	5	12,3	13,364	53,456	45,30
32	320 min	3,5	10,5	12,21	48,84	41,4
28°C	24 h	1,5	9	9,57	38,28	32,4

(1) Pourcentage des grains

- Pour 80g

 $P/\%$ = 4 R1

V = 2000 ml

Pour les différents

V R1.1 = 2,65

Diamètres équivalents :

- entre 30g. ET 100g.

 $P/\%$ " 10 W = Poids du sol sec en

Dossier :

Chartier : EL-81AR

Matériau : 8 prof: 7,00 ÷ 7,30m

Date :

Opérateur :

SEDIMENTOMETRIE

Pourcentage des éléments inférieurs à 0,1mm : P = 53,17%

Poids de l'échantillon : 80g - volume de la suspension : 2000ml

Défloculant : hexamétaphosphate à 5%

DUREE	DUREE de chute	DIA METRE équivalent en μ .	LECTURES R	LECTURES corrigées R1	POURCENTAGE des grains P D	TOTAL grains P
24,6°C	30 sec	80	20,5	20,228	80,912	43,02
"	1 min	55	19,5	19,228	76,912	40,8
"	2 min	40	17	16,728	66,912	35,5
"	5 min	25	15,5	15,228	60,912	32,39
"	10 min	18	14,7	14,428	57,712	30,68
"	20 min	12	13,5	13,228	52,912	28,13
"	40 min	9	13	12,728	50,912	27,0
"	80 min	6	10,7	10,474	41,896	22,2
24,8	160 min	5	10,5	10,251	41,004	21,80
24,7	320 min	3,5	9,1	8,944	35,776	19,0
25,1	24 h	1,5	7,5	7,069	28,276	15,0
23,9°C						

(1) Pourcentage des grains - Pour 80g $\frac{P}{V} = 4 \text{ R1}$ $V = 2000 \text{ ml}$
 Pour les différents $\frac{V}{R1} = 2,65$
 Diamètres équivalents : - entre 30g. et 100g. $\frac{P}{V} = 10 \text{ R1}$ $V = \text{Poids du sol sec en}$