

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : **Hydraulique**

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

OSCULTATION ET CALCUL STABILITE
DE LA
DIGUE DE BENI AMRANE

+4 ANNEXE

Proposé Par :

MR. BENADI

Etudié par :

MR. F. ZOUAI

Dirigé par :

MLLE. ZERFA

PROMOTION :

JUIN 88

CHAP. I

INTRODUCTION

S O M M A I R E

I - INTRODUCTION

Présentation de l'aménagement Pages.1 - 3.

But de l'ouvrage Page.3

Page.4 - 14.

II - GEOLOGIE

III - DETERMINATION DES PARAMETRES GEOTECHNIQUES

Essais d'identification Pages.15 - 34.

Essai mecaniques Pages.35 - 66.

Resultats

IV - STABILITE

Stabilité de la fondation P.67 - 74.

Application des resultats d'essais au calcul de stabilite Pages.75 - 87.

VI - CONCLUSION

Page.96.

ANNEXE A : ORGANISATION DE CHANTIER

Page.97 - 107.

ANNEXE B : PROGRAMME DE CALCUL DE STABILITE ?

R E M E R C I E M E N T S

Je tiens à remercier vivement toutes les personnes qui m'ont aidé et formé depuis tout jeune , et particulièrement

Mr BENADI

Melle ZERFA

Mr ABDERAHIM

Mr TERRA

Je ne voudrai pas oublier le personnel de l'ACEP et surtout celui de l'ENP.

Je dédie ce modeste travail à la mémoire de mon regretté
PERE .

A toute ma famille et tous les miens.

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
Ecole Nationale Polytechnique

Département:HYDRAULIQUE.....
Auteur: ..MELLE ZERFA.....
Ingénieur: ..MR. ZOUAI.....

وزارة التعليم العالي
المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة - BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

المصنف: ..الري
الموضوع: ..زرعة

تصنيف: مهندس زواي فتحي

علاج و توازن سد بن عمران
دراسة تستلزمه تحقيق اتزان السد و هذا انطلاقا
من العوامل الجيوتقنية الناتجة من تجارب في عين المكان
ومقارنة محامل الأمان لمختلف الحمولات مع عامل
الأمان الناتج نظريا

- الموضوع
- الملخص

Sujet: ..OSCULTATION ET CALCUL STABILITE DE LA DIGUE DE BENI AMRANE.....

Résumé: Le présent travail a consisté à vérifier la stabilité de la digue en enrochement du barrage de Beni Amrane à partir des paramètres géotechniques déterminés lors des essais "in situ", et à comparer les coefficients de sécurité des différents cas de charges avec ceux prévu par le calcul théorique.

Subject: ..OSCULTATION AND STABILITY CALCUL OF BENI AMRANE DAM'S.....

Abstract: The present work consists of vérification of the stability of the dam from the géotechnical parameters determined by in situ tests and by comparing the coefficients of security under different hydrostatic conditions, with those theoretically calculated.

Situation Géographique de l'ouvrage :

Le site choisi pour la réalisation du Barrage en enrochement se trouve dans la Wilaya de Boumerdes à 60 km d'ALGER.

Présentation de l'ouvrage :

Le barrage de Beni AMRANE entre dans le cadre d'un projet plus grand "SPIK" : système de production Isser - Keddara. Ce projet est appelé à répondre au manque d'eau que subit la ville d'ALGER, le but à atteindre est d'approvisionner en eau potable ALGER et sa banlieue jusqu'à l'horizon 2000.

Ce projet est un ensemble d'ouvrages qui se réalisent en paral-

lèle, - Réalisation du Barrage de Beni Amrane

- Réalisation de la station de pompage de Beni Amrane

- Réalisation du Barrage de Keddara

- Réalisation de la station de traitement de Boudouza

- Réalisation de 3 réservoirs ; Gué de Constantine,

Geridi (Kouba) et à Telemly (ALGER-centre).

et également la pose de canalisation ALGER - Keddara.

Ce grand projet une fois terminé, va permettre de résoudre définitivement (horizon 2000) le problème du manque d'eau potable du grand ALGER.

Caractéristique du Barrage Beni AMRANE :

données Hydrologiques du bassin versant :

- Superficie - du bassin versant est de : 3710 km^2
- Écoulement annuel moyen de : $414\,000\,000 \text{ m}^3$
- Crue maximum probable : $20\,980 \text{ m}^3/\text{s}$

Ouvrages du Barrage :

- Evacuateur de crue :
 - Niveau de crête : $63,5 \text{ m N.G.A}$
 - largeur : $102,50 \text{ m}$
 - Débit : $10\,000 \text{ m}^3/\text{s}$
- portes de chasse : 6 ; - bassin d'amortissement : $4000 \text{ m}^3/\text{s}$
- et de volume du béton est de $220\,000 \text{ m}^3$

- Digue en enrochement :

- hauteur : 40 m
- Niveau de crête : $77,5 \text{ m N.G.A}$
- longueur de crête : 115 m
- Volume des matériaux : $685\,000 \text{ m}^3$

- Quantités principales :

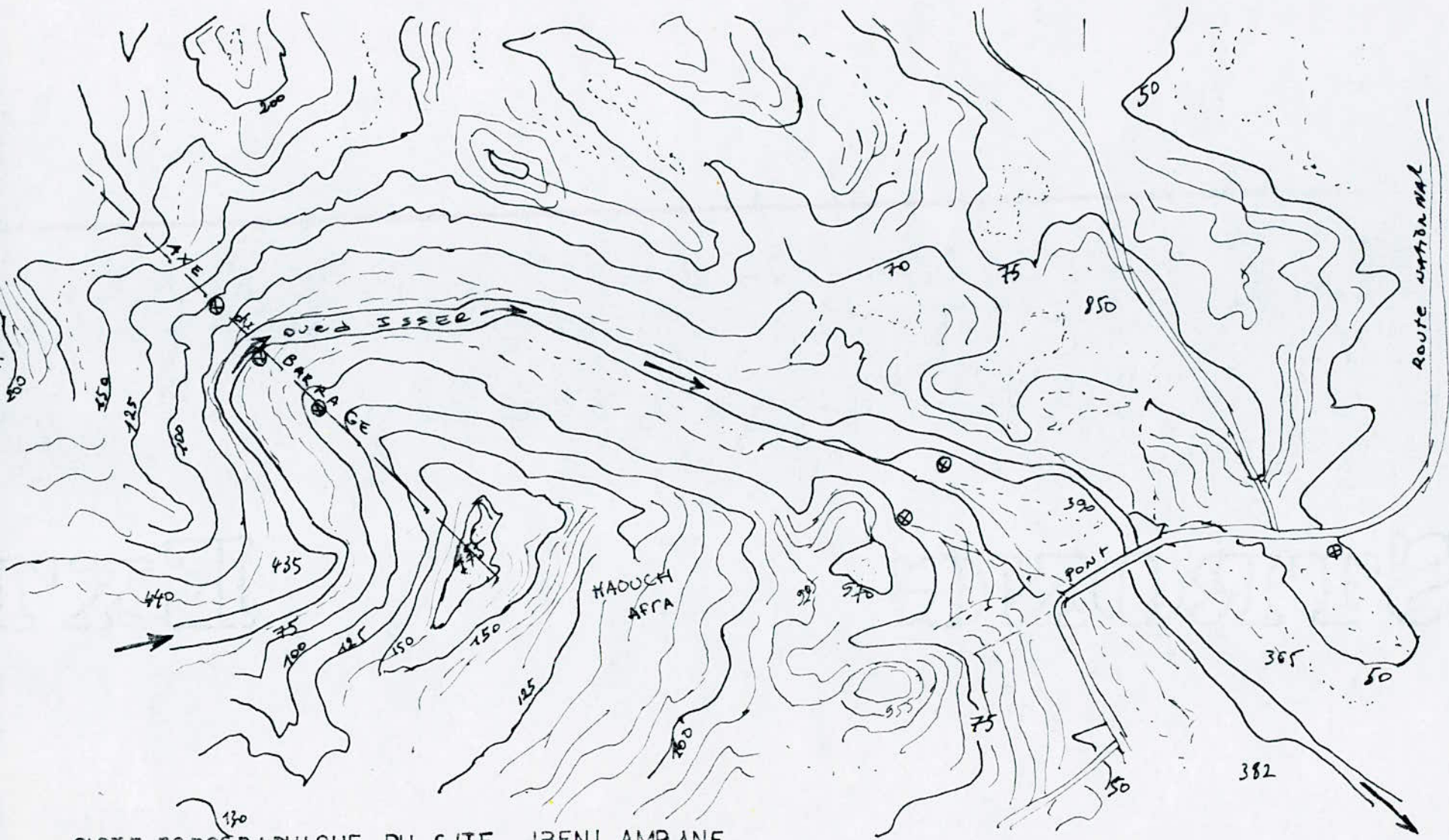
- Enrochement : $300\,000 \text{ m}^3$
- Remblai : $250\,000 \text{ m}^3$
- Argile : $47\,000 \text{ m}^3$
- Filtres : $58\,000 \text{ m}^3$
- Rip Rap : $29\,000 \text{ m}^3$

Station de pompage :

- débit : $7 \text{ m}^3/\text{s}$
 - nombres de pompes : 8 dont 2 en réserves
 - hauteur manométrique : 142 m
 - Puissance : 15 M.V.A
- le but de ce Barrage en enrochement n'est pas de stocker de l'eau, mais de transférer une partie du débit fluvial de l'oued vers le barrage réservoir de Keddara et lorsque celui-ci n'est pas en mesure de recevoir cet apport dans ce cas l'eau puisé du barrage sera refoulé vers la station de traitement de Boudouaou puis canalisée vers ALGER.
- Par contre le but de notre projet consiste à vérifier la stabilité de la digue en enrochement du barrage de "BENI ANRANE" en cours de construction et ceci étant calculé à partir des paramètres géotechniques des différents matériaux utilisés lors de la mise en place, qui sont déterminés à partir des essais au laboratoire et de voir si ils restent dans les normes prévus par l'avant projet

CHAP. II.

Géologie



130
CARTE TOPOGRAPHIQUE DU SITE IBNI AMRANE

GÉOLOGIE Régionale :

Le site du barrage se trouve dans la région du "Djebel Athred" massif formé par du "Schistes" et du "Gneiss" du socle cristallin d'après la carte géologique (Fisheur 1955) de cette zone nous nous trouvons en présence de "phyllites"; "schistes"; "conglomérats" et de "quartzites" recouverts en discordance par du "poudingues" du "Miocènes" présent dans la partie supérieure de la rive gauche. Aucune caractéristique structurale n'est indiquée, une modification à été faite sur la carte révèle la présence de granites, schistes et calcaires gressive pré cambriens, le massif présente des failles d'orientation (NNO) à (ONO).

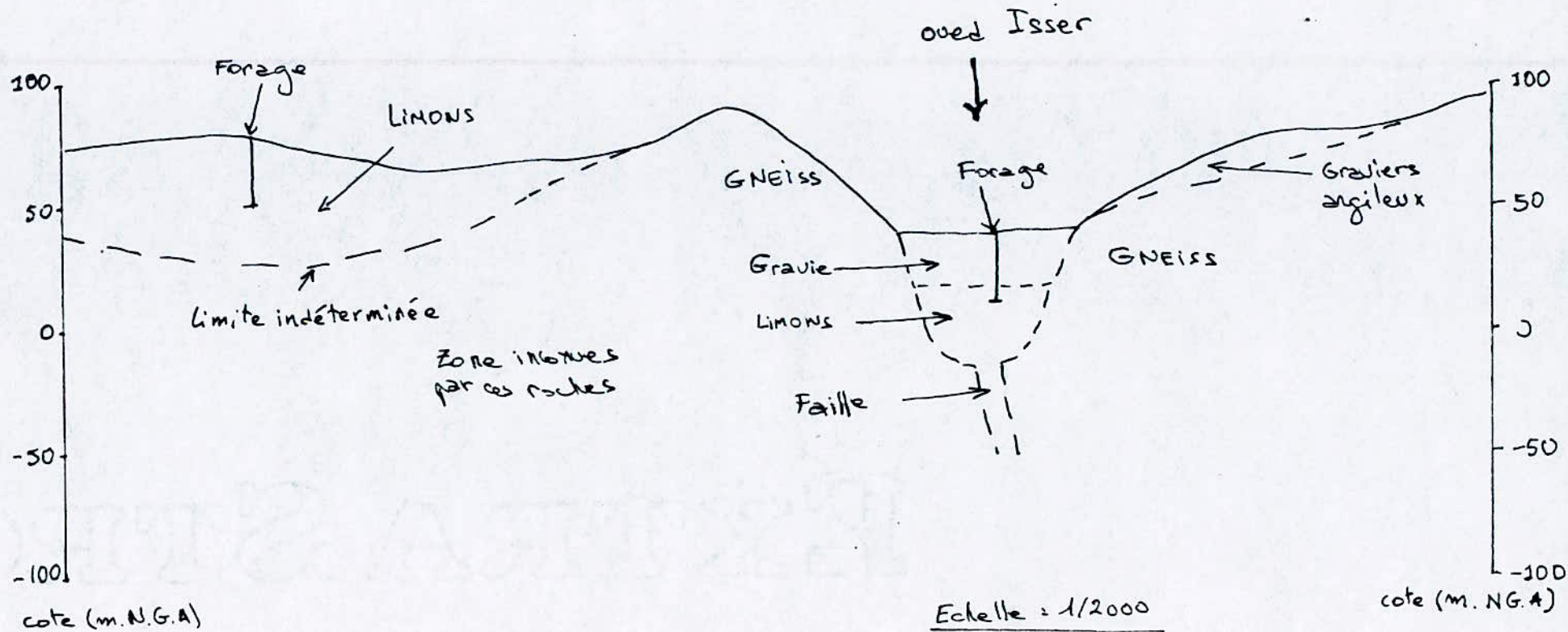
Géologie du bassin de la retenue :

le bassin de la retenue s'étend depuis le site du barrage jusqu'à proximité de l'extrémité aval de la "gorge de LAKHADARIA", la géologie de la retenue se traduit en 3 parties basé sur le type de roche prédominant

1^{re} section Supérieur :

Elle s'étend de "gorge de LAKHADARIA" au premier méandre de l'ouest en aval de la gorge. La gorge est composée de calcaire cristallin massif jaune clair à gris avec des caractéristiques de dissolution, des vides et des discontinuités élargies.

l'on remarque la présence occasionnelle de couche d'argilites dans le calcaire. En aval du barrage ces calcaires interstratifiés (-tifés)



COUPE GEOLOGIQUE DU SITE IBENI AMRANE

de grès, microgrès et conglomérats, et l'on observe des colluvions sur les versants de la vallée. Le fond de la vallée est recouvert d'alluvions blocailleuses devenant plus sableuses vers l'aval, une seule faille d'importance mineure y a été observée

2^{ème} Section central :

Elle s'étend du méandre de la section supérieure jusqu'à l'endroit où la route nationale N°5 s'éloigne de l'oued ISSER. L'assise rocheuse de la partie centrale du bassin de la retenue est composée de conglomérats sédimentaires ainsi que de microgrès de grès, d'argilites et de calcaires. Les conglomérats sont des roches grises, de résistance moyennement faible à moyennement forte, composées de fragments de schistes dans une matrice sableuse. Dans la partie amont et aval de cette section, les conglomérats sont massifs, mais au centre ils sont interstratifiés plus finement de microgrès, ils sont en générale de couleur ocre et de résistance moyennement faible.

3^{ème} Section inférieur :

Elle s'étend en aval de l'endroit où la route nationale N°5 s'éloigne de l'oued Isser jusqu'au site du barrage. Son assise rocheuse au niveau inférieur du bassin de la retenue est constituée de Gneiss et de schistes métamorphiques avec une quantité moins importante de calcaire. Ces Gneiss sont principalement des quartz feldspaths de grain moyen à

grossier l'on observe également desaffleurements de GNEISS schisteux finement feuilletée. Les schistes sont du type micacé. Les calcaires métamorphosés ont conservé leur stratification d'origine, que constitue la discontinuité prédominante.

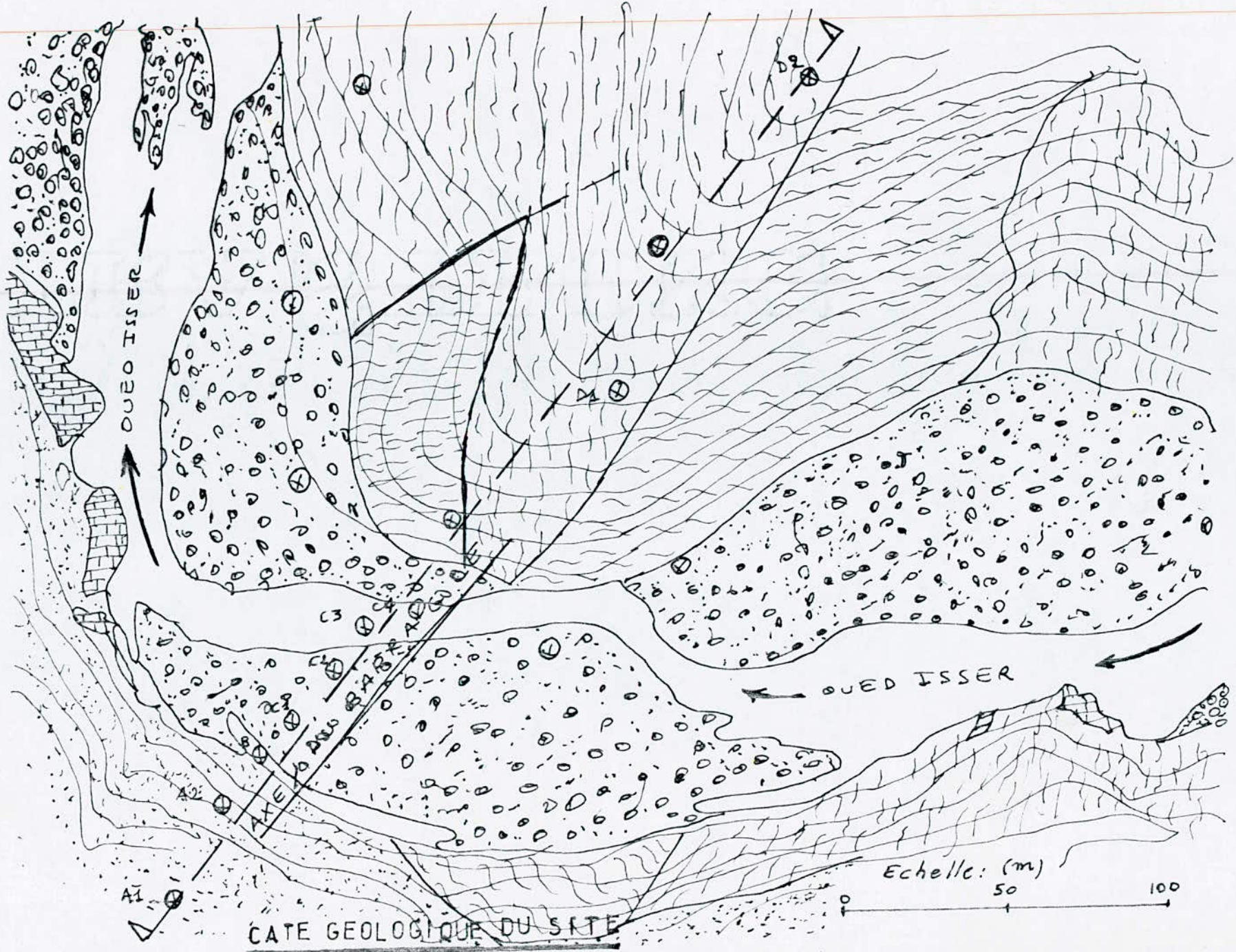
L'on observe de nombreuses petites failles. Au niveau inférieure de la retenue présente des dépôts colluviaux et alluviaux superficiel. Les colluvions son composées soit de fragments anguleux de schistes dans une matrice silteuse soit d'un matériel plus sableux dérivé du GNEISS. Les alluvions sont composés principalement de sable interstratifié de graviers par endroits, les sables silteux fins forment d'épais horizons jusqu'à 6m au dessus de l'oued (niveau). A l'extrémité Sud de la section inférieure se trouvent les dépôts en terrasse argileux, brun-orange, très compacté en d'autres endroits près du site du barrage il se trouvent à 40m au dessus du niveau de l'oued.

- Stabilité des pentes existantes :

plusieurs glissement mineurs se soient produits dans les colluvions épaisses, l'on ne rencontre aucun signe d'instabilité à grande échelle dans les versants de la retenue.

- Étanchéité de la retenue :

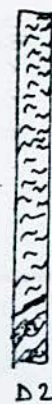
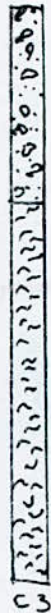
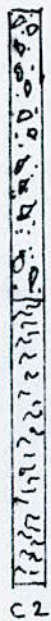
les calcaires de la gorge de "LAKHDARIA" sont visiblement de type karstique, mais ils se trouvent au dessus du niveau d'eau de la retenue sauf en période de crue. les autres



CATE GEOLOGIQUE DU SITE

Echelle: (m)
0 50 100

profondeur (m)



profondeur (m)

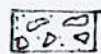


COUPES GEOLOGIQUES
DES
FORAGES

LEGENDE



sable



Graviers



blocs



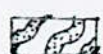
Micaschistes



Gneiss finement feuilleté



calcaire cristallin



Gneiss à quartz feldspath



fallie

ENAPAL

affleurements de calcaire sont de taille réduite et ne paraissent pas être kassique. D'après les données observées en surface il semblerait peu probable qu'il se produise d'importante fuites d'eau au travers des calcaires, mais la possibilité de fuites vers une vallée adjacente à 1 km vers l'Est a été envisagée en raison de la présence d'affleurement de calcaire à 200 m en amont du barrage, pour améliorer le profil hydraulique de la vallée et pour fournir des matériaux de R.P. R.P pour la protection des recharges du barrage, une partie de cette crête de calcaire dans la rive gauche sera enlevée à cet effet. Des gros qui affleurent également dans le bassin de la retenue sont en majorité à grains fins et interstratifiés de microgres. Leur perméabilité générale est faible.

GÉOLOGIE du site :

le site du barrage et une partie du bassin de la retenue reposent sur des roches métamorphiques du mé cambrien. L'appuit droit est composé de schiste et de gneiss à quartz-feldspath reliés par des zones de contact faillées. Le schiste est recouvert d'une mince couche de colluvions, par contre le gneiss est bien exposé sur la partie inférieure du flanc amont.

Au niveau de l'axe du barrage la roche est dissimulée par des dépôts colluviaux dont la profondeur atteint 12 m

dans la partie inférieure de la rive cependant les sondages indiquent que la pente repose sur du calcaire dolomitique partiellement bréchés interstratifié de GNEISS finement feuilleté et souvent calcaire.

Dans la rive gauche vers l'aval on trouve des calcaires affleurent cette partie. En amont de l'axe du gneiss à quartz - feldspath à grain grossier présente des zones faillées avec des mica schistes contenant des couches de calcaire cristallin.

- Le lit de l'oued d'une largeur de 90m, est rempli d'une couche, pouvant atteindre 31m de sable et de graviers de granulométrie bien étalée avec du limon. Le long de l'axe des sondages révèlent que les alluvions reposent sur du GNEISS très finement feuilleté, dont la présence n'est pas révélée dans les affleurements.

- Le GNEISS à quartz - feldspath : se présente tel que : résistant, à grains moyen à grossier bien exposé dans les affleurements de la partie inférieure du flanc amont. L'affleurement droit la roche se présente faiblement feuilletée par endroits et contient des structures de felds-path très grossiers. Sur la rive gauche les affleurements de GNEISS à quartz - felds-path se réduisent à de très petites zones exposées au niveau de l'oued en amont de l'axe du barrage.

- GNEISS finement feuilleté : les alluvions reposent sur l'axe du barrage sur du gneiss déformé finement feuilleté,

de résistance moyenne, interstratifié de couche de mica schiste à l'épave gauche on trouve du gneiss finement feuilleté, interstratifiés de calcaires dolomitiques.

- Schiste : au niveau de la pente aval de l'épave droit repose du mica schiste finement feuilleté, un affleurement dans la rive de l'oued révèle la présence de mica schiste fissile déformé à grains très fins de couleurs grise à brun rougeâtre on rencontre sur ces pentes des blocs de schiste sableux. Sur la rive gauche en aval du site des mica schistes similaires son exposés.

- Calcaire dolomitique : de type cristallins affleurent dans la rive gauche de 70m à 170m en aval de l'axe. leur présence sous des colluvions de l'épave gauche révélée par des sondage cette roche gris clair est légèrement altérée et résistante.

- Alluvions : Sur l'axe du barrage se trouve un ravin dans la roche, rempli d'alluvions, dont la profondeur atteint 31m près de la rive gauche, composés de sables et de gravier moyennement compacté de granulométrie bien étalée, avec par endroits des galets, du limon et un peu d'argile. ces galets sont composés de calcaire, de gres, de quartz ainsi que d'une variété de schistes et de gneiss métamorphique.

- Colluvions : les fouilles ont révélé que des sols colluviaux d'une épaisseur de 400mm à 800mm recouvrent le schiste

CHAP. III.

Détermination
Des Paramètres
Géotechniques

formant l'ajwīt droit. Ces sols sont composés de grèsiers de schiste anguleux et en écailles, dans une matrice de limon argileux brun rougeâtre, un gravier sableux et anguleux constitue le composant principal des colluvions dérivées du grès sur la partie inférieure de l'ajwīt gauche l'on observe d'épais dépôts colluviaux de grands blocs de calcaire sont visible dans la rive de l'oued.

Géologie Structurale :

les roches méta morphiques du socle cristallin ont été soumises à de nombreuses période d'activité tectonique la structure géologique du site de Beni AMRANE est donc complexes.

Essai d'identification :

détermination des paramètres physique des différents matériaux de confection de la digue, lors de mise en place, à l'aide d'essai au laboratoire du chantier.

Teneur en eau :

c'est le rapport du poids d'eau dans le sol sur le poids du sol sec :

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

W_h : poids humide du sol

W_{sec} : poids sec du sol.

à partir de la teneur en $W\%$ on peut déterminer la densité sèche et la densité humide de l'échantillon.

$$\text{on a } \gamma_{\text{sec}} = \frac{\gamma_{\text{humid}}}{1 + W(\text{teneur eau})}$$

$$\text{et : } \gamma_{\text{humid}} = \frac{W}{V} = \frac{\text{Poids humide}}{\text{Volume}} ; \quad \gamma_{\text{sec}} = \frac{\text{Poids sec}}{\text{Volume}}$$

Il vient que la densité sèche = $\frac{\gamma_{\text{sec}}}{\gamma_w}$ γ_w : poids volumique de l'eau

et que la densité humide = $\frac{\gamma_{\text{humide}}}{\gamma_w}$

$$\text{L'indice des vides } e : e = \frac{\text{Volume}}{\frac{W_{\text{sec}}}{\gamma_{\text{grains}}}} - 1$$

on a $e = \frac{n}{1-n}$ donc la porosité en fonction de l'indice des vides

$$\text{est : } n = \frac{e}{1+e}$$

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE :

Elle a pour but de classer les sols en différentes classes granulaires, et de savoir quel type de sol il s'agit.

Le procédé est le suivant : la 1^{re} étape consiste à tamiser les grains et la 2^e étape est la sédimentation des grains fins (c.a.d le diamètre doit être inférieur à une certaine valeur)

Appareillage :

- Passoires vibrant et tamis normalisé
- balances : de 15 kg à 1 gramme près
- Etuve pour le séchage des matériaux.

le principe de cet essai est :

de fractionner l'échantillon au moyen d'une série de Tamis, Les ouvertures sont dans le sens décroissant, ainsi le poids des grains refusé (ou passant) sont rapportés et mesurés nous calculons les différents pourcentage pour effectuer le tracé de la courbe sur papier semi logarithmique de type "courbe Tablot." où sont classés les différents sols.

On ce qui concerne la sédimentation : On prend les échantillon On les pese, puis on les disperse dans l'eau. On mesure la densité des grains en suspension à partir de là on détermine les dimensions des grains correspondants aux différentes densités, on calcul le pourcentage des grains inférieur à une dimensions données. On utilise un ceramètre pour mesurer % le poids des grains inférieur au diamètre mesuré.

Tableau : des valeurs mesurées pour la Granulométrie de l'enrochement.

le volume du trou est de 108 dm^3 de côté 65 à 66 cm, le poids du sol enlevé plus la terre est de 40 kg.

Matériau : enrochement				
Tamis (mm)	Refus (kg)		(%) Accumulé	Teneur globale (%)
	partiel	Accumulé		
300	23	23	9,6	90,4
150	10,7	33,7	14,0	86,0
50	11,0	44,7	19,6	81,4
40	26,0	70,7	29,4	70,6
20	30,5	101,2	42,2	57,8

Teneur des grains inférieurs à 2,0 mm

10	680g	680g	17,0	47,4
5	99	1575	41,4	33,9
2,5	100	190	20	23,6
1,2	110	210	42	29,7
0,6	95	305	61	13,2
0,3	70	375	75	8,5
0,15	55	430	86	4,7
0,075	10	470	94	2,0

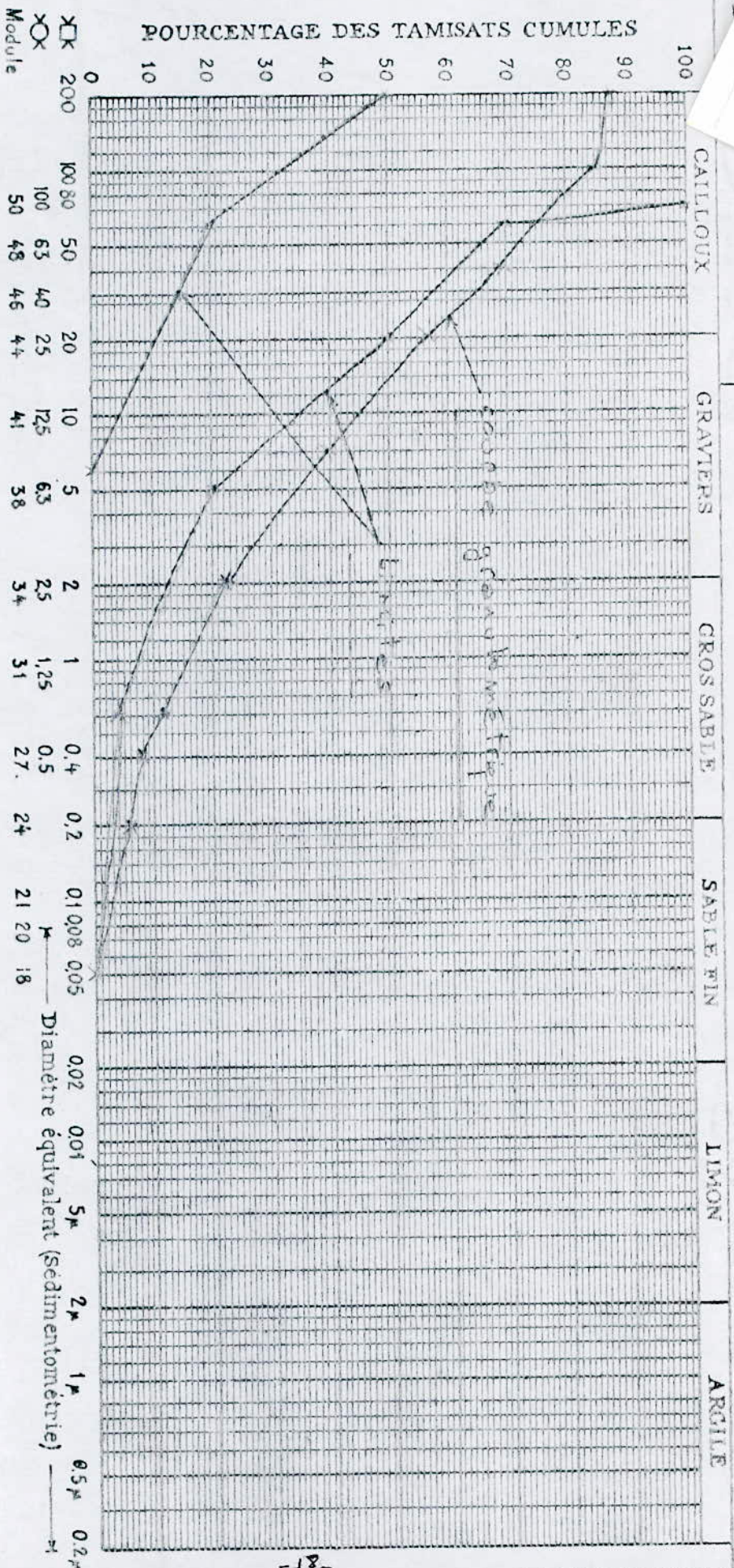
Désignation des échantillons

N° _____

N° _____

N° _____

S. 6 ET S. 7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



S. 8				S. 20	
LIMITES D'ATTERBERG					
% < 80 μ					
L.L.	I.P.	L.R.	E.S.		

ENROCHEMENT.

Ech. _____
 Ech. _____
 Ech. _____

Tableau : des valeurs mesurées pour l'analyse GRANULOMÉTRIQUE
du matériau Filter A et Filter B

essai réalisé de côte 65,5 à 66,00 m à l'amont de la digue.

Matériau : Filter A				
Tamis (mm)	Refus (g)		% Accumulé	tamisat. globale %
	Partiel	Accumulé		
40	-	-	-	-
20	-	-	-	-
10	-	-	-	-
4	10	10	2	98

Matériau : Filter B				
Tamis (mm)	Refus (g)		% Accumulé	tamisat. globale %
	Partiel	Accumulé		
40	430	430	5,1	94,9
20	1325	1755	20,9	79,1
10	1115	2870	34,2	65,8
4	3110	5980	71,2	28,8

tamissage des grains inférieur 5 mm

2,0	75	85	17	33
1,2	65	150	30	70
0,6	95	245	43	51
0,3	120	365	73	27
0,15	100	465	93	7
0,075	30	495	99	1

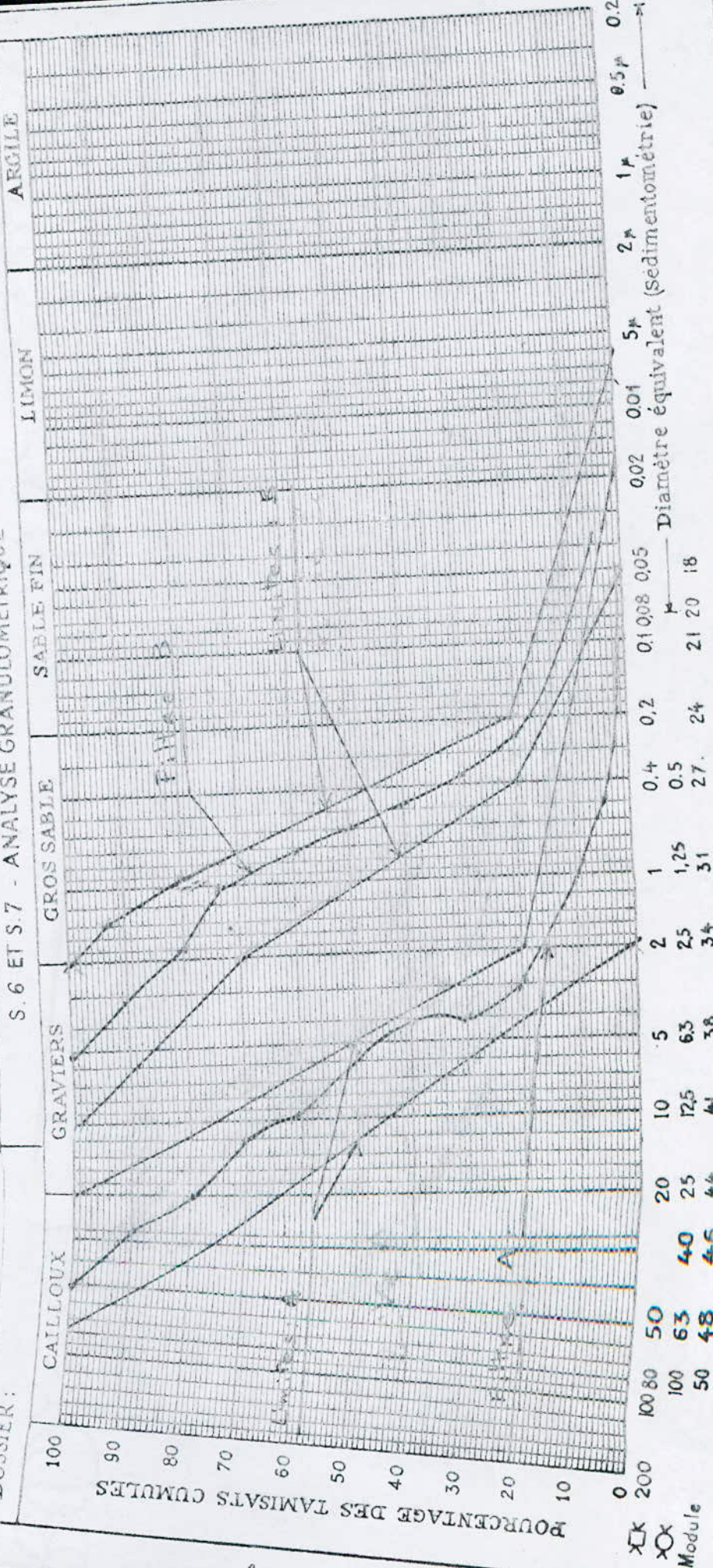
2,0	240	240	48	14,9
1,2	90	330	66	9,8
0,6	75	405	81	5,5
0,3	30	435	87	3,7
0,15	20	455	91	2,6
0,075	20	475	95	1,4

L.N.T.P.B.

Désignation des échantillons
 N°
 N°
 N°

DOSSIER :

S. 6 ET S.7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



Granulométrie des Filtres: A et B

S. 8
 LIMITES D'ATTERBERG
 L.L. I.P. L.R.

%
 < 80%

S. 20
 E.S.

Tableau : des valeurs mesurées pour la GRANULOMÉTRIE de l'argile.

TAMIS (mm)	Poids cumulé du tamisat	refus en %
2,0	0,3	99,4
1,2	0,1	99,2
0,5	0,32	98,6
0,3	0,30	98,0
0,1	1,17	95,6

Tableau : des valeurs mesurées pour l'ANALYSE de sédimentation de l'argile

temps	température (°C)	Lecture sur l'éprouvette R ₀	Lecture corrigée sur R	coefficient K	Diamètre des grains mesuré (mm)	% du poids des grains inf. au φ
30"	23	28,8	26,3	3,16	0,054	95,0
1'30"	23	28,0	25,5	3,16	0,033	89,5
15'	23	25,9	23,4	3,16	0,016	75,8
60'	24	12,5	17,0	3,16	0,0060	56,2
180'	24	15,4	12,9	3,16	0,00375	43,3
1200'	23	9,3	6,8	3,16	0,00163	23,4

Essai Proctor :

Le but de cette essai est de déterminer la teneur en eau optimale proctor qui correspond à la densité sèche maximum, ainsi nous déterminons la meilleure compacité du sol.

Le principe de cet essai est d'améliorer la texture du matériau et la capacité portante du sol, un bon compactage du sol d'après les essais proctor, diminue les risques de déformation du sol.

L'appareillage principale de cet essai est constitué d'un moule Proctor et d'une dame normale de 2,495 kg.

Le mode opératoire : On prélève un échantillon de 11 kg qui correspond à 5 moules. On met à l'étuve l'échantillon à une température de 50°, pendant 24 heures, ensuite on pulvérise l'échantillon à l'aide d'un maillet et après on le malaxe soigneusement. Ainsi l'échantillon préparé, l'essai se déroule dans des conditions satisfaisantes.

Pour le tracé de la courbe de saturation maximum à 100% on utilise la formule suivante :

$$\frac{\gamma_{sec}}{\gamma_{eau}} = \frac{\gamma_{grain}}{\gamma_{eau} + W \gamma_{grain}} \Rightarrow \gamma_{sat} = \frac{\gamma_{spécifique}}{1 + \gamma_{spécifique} \cdot W} \leftarrow \text{unité}$$

Essai Proctor normale :

N°1 Enrochement, moule de diamètre 101mm

Densité des grains γ_s : 2,7

Tableau des mesures

N°1

	Volume (cm ³)	Poids, sol compacté (g)	Poids volumique humide (g/cm ³)	humidité (%)	Poids volumique sec (g/cm ³)	Porosité (%)	Indice des vides	Degré de saturation
I	945	2100	2,22	5,4	2,11	21,8	0,28	52,1
II	945	2148	2,27	9,3	2,08	23,0	0,30	83,7
III	945	2115	2,24	11,3	2,01	25,5	0,34	89,7

L. T. P. C.

Département - Géotechnique

DOSSIER : Enrochement N°

ECHANTILLON : _____

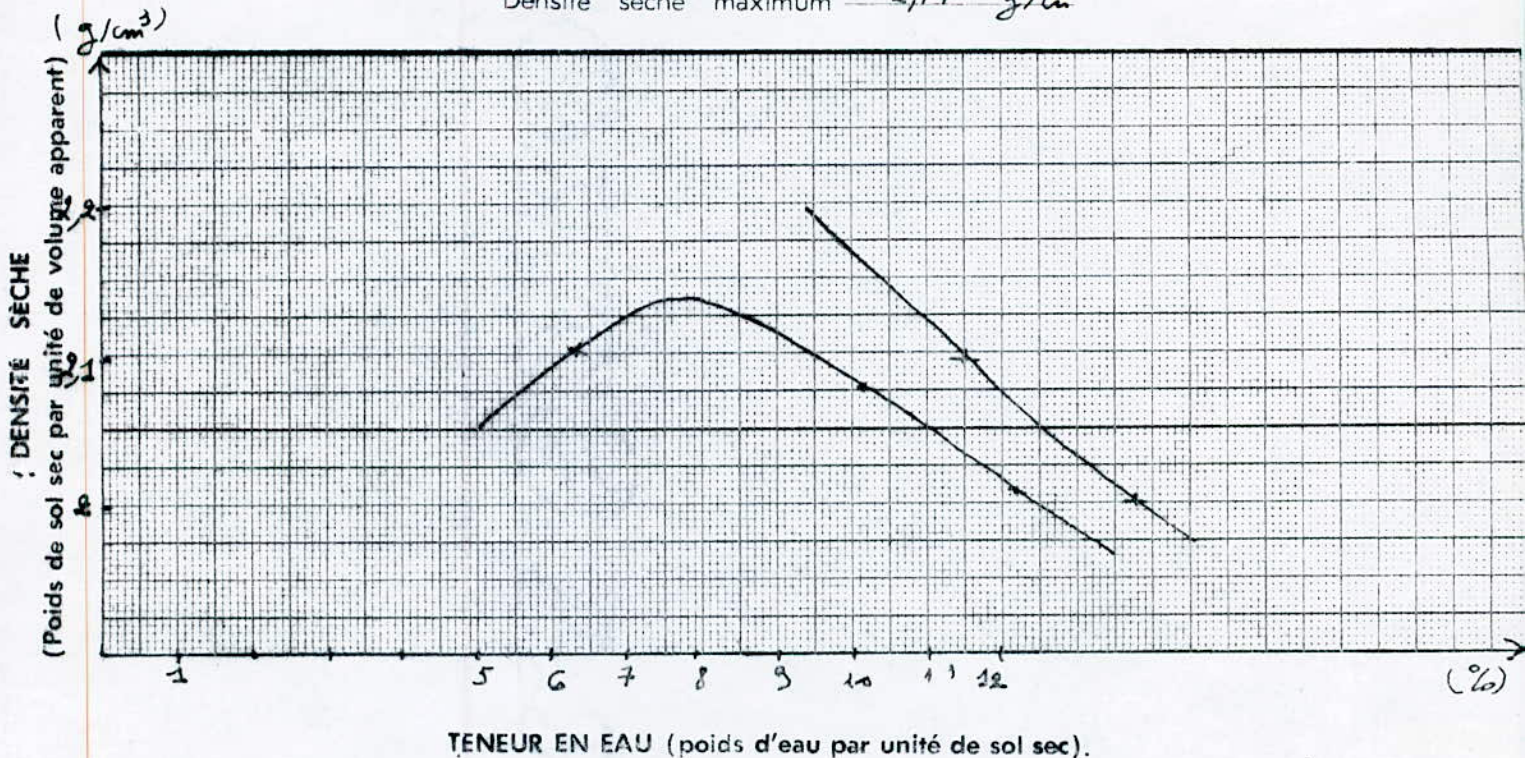
ESSAI PROCTOR

NORMAL : S. 1

~~MODIFIÉ~~ - S. 2

Teneur en eau optimum 6,8%

Densité sèche maximum 2,14 g/cm³



Essai Proctor:
Normale

N°1, Argile, moule de diamètre 101 mm

Densité des grains γ : 2,72 ; limite de liquidité $L_L = 48,1\%$; limite plastique : $L_p = 27,3\%$
Indice de plasticité $I_p = 20,8\%$

Tableau des mesures : N°1

	Volume (cm^3)	Poids, sol compacté (g)	Poids volumique humide (g/cm^3)	humidité (%)	Poids volumique Sec (g/cm^3)	Porosité (%)	indice des vides	degré de saturation
I	945	1840	1,95	12,2	1,74	36,0	0,56	59,3
II	945	1900	2,01	15,1	1,75	35,7	0,56	73,3
III	945	1915	2,03	17,6	1,73	36,4	0,57	84,0

L. T. P. C.

Département - Géotechnique

DOSSIER : Argile N°1

ECHANTILLON :

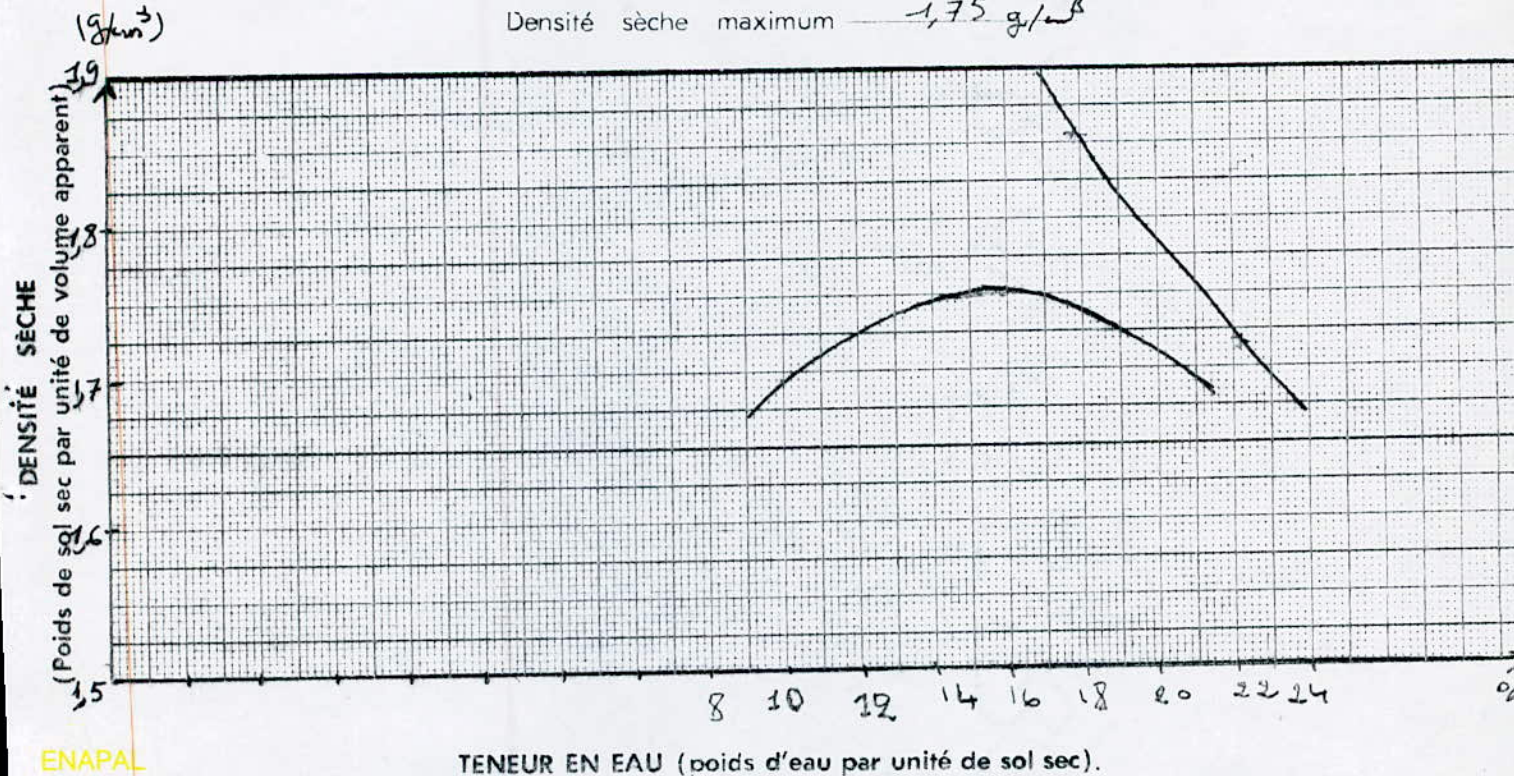
ESSAI PROCTOR

NORMAL : S. 1

~~MODIFIÉ : S. 2~~

Teneur en eau optimum : 15,2 %

Densité sèche maximum : 1,75 g/cm^3



Essai Proctor normale : N°2 ; Argile , moule de diamètre 101 mm

Densité des grains $\gamma = 2,70$. limite de liquidité $L_L = 37,4\%$; limite plastique : $L_p = 20,5\%$
 indice de plasticité $I_p = 16,5\%$

Tableau des mesures : N°2

	Volume (cm ³)	Poids, Sol Compacté (g)	Poids volumique humide (g/cm ³)	humidité (%)	Poids volumique Sec (g/cm ³)	Porosité (%)	indice des vides	degré de saturation
I	945	1845	1,95	14,0	1,71	36,67	0,58	65,2
II	945	1930	2,04	17,0	1,75	35,19	0,54	75
III	945	1900	2,01	19,5	1,68	37,38	0,61	86,3

L. T. P. C.

Département - Géotechnique

DOSSIER : Argile N°3

ECHANTILLON :

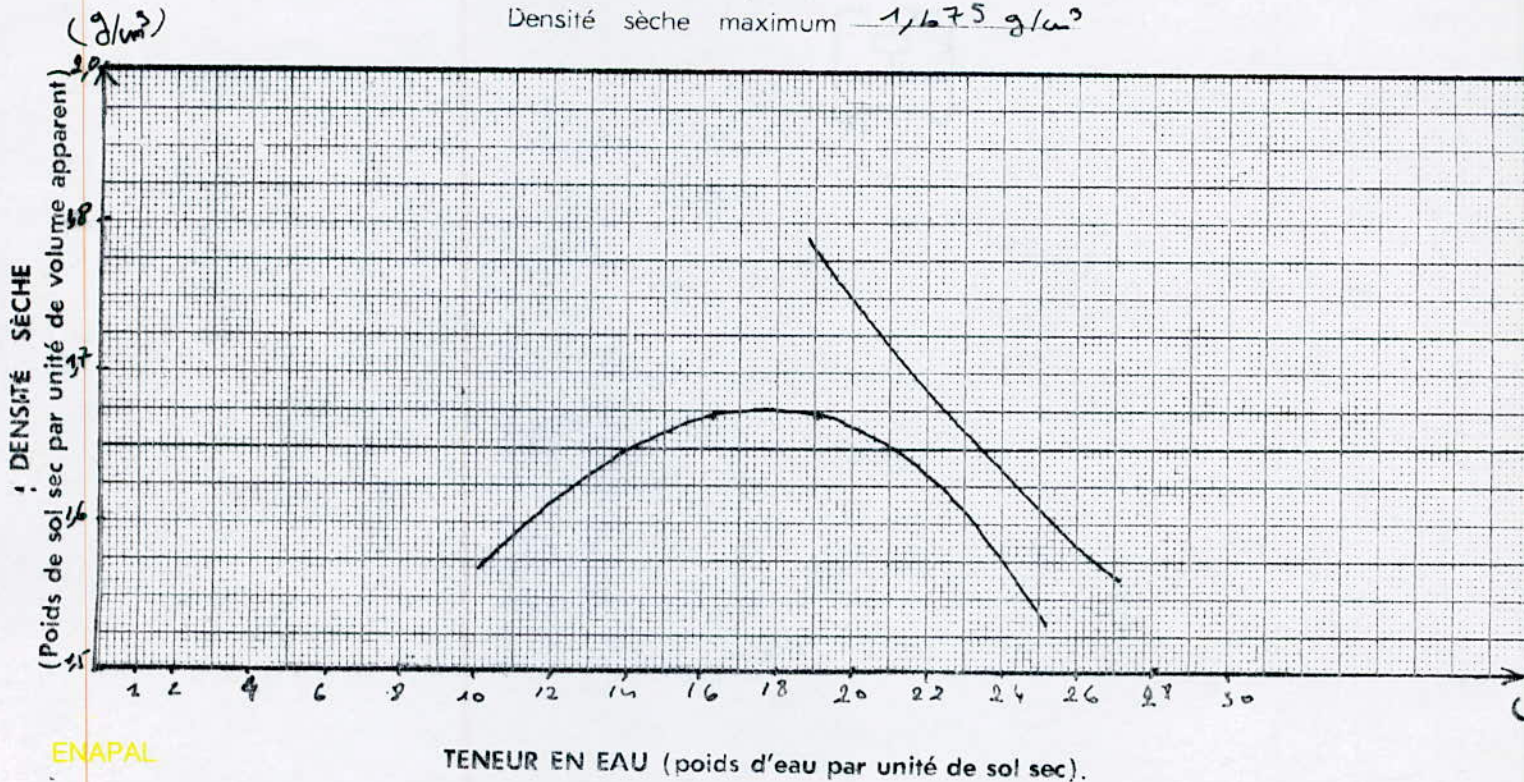
ESSAI PROCTOR

NORMAL : S. 1

MODIFIÉ : S. 2

Teneur en eau optimum 18 %

Densité sèche maximum 1,675 g/cm³



Essai Proctor Normale:

N°3 ; Argile ; moule de diamètre 101mm

Densité des grains γ : 2,7
 Indice de plasticité $I_p = 30$

Limite de liquidité $L_L = 61\%$; limite plastique $L_p = 25$

Tableau des mesures N° 3

	Volume (cm ³)	Poids sol compacté (g)	Poids volume humide (g/cm ³)	humidité (%)	Poids volume sec (g/cm ³)	Porosité (%)	indice des vides	logé de saturation
I	945	1875	1,984	18,9	1,67	38,148	0,617	82,7
II	945	1880	1,989	21,6	1,64	39,259	0,647	90,1
III	945	1815	1,921	25,2	1,53	43,33	0,765	88,9

L. T. P. C.

Département - Géotechnique

DOSSIER : Argile N°2

ECHANTILLON : _____

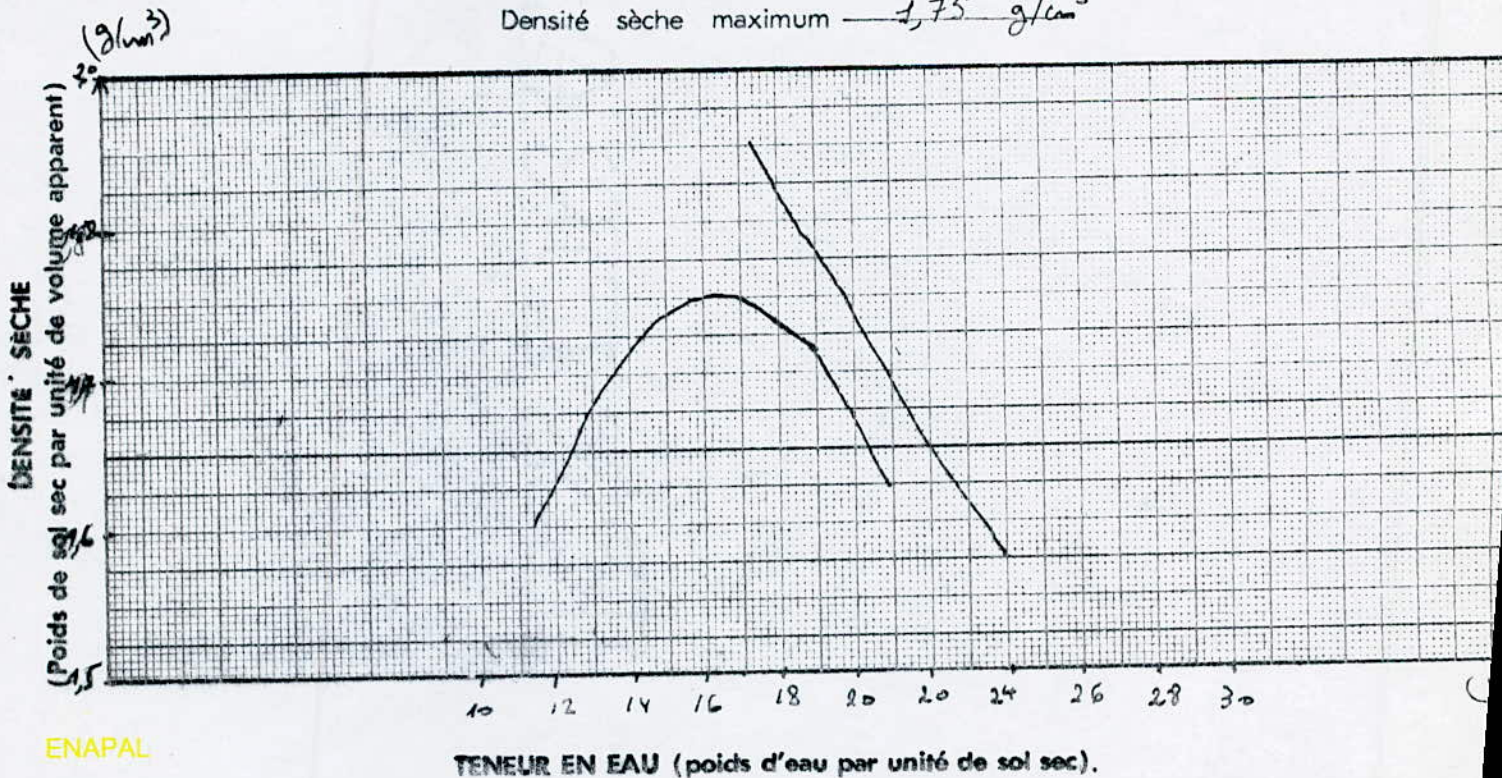
ESSAI PROCTOR

NORMAL : S. 1

~~MODIFIÉ : S. 2~~

Teneur en eau optimum 16,6%

Densité sèche maximum 1,75 g/cm³



Essai : Limites d'ATTERBERG

but de cet essai est de déterminer la consistance du sol et son passage de l'état liquide à l'état plastique.

d'où l'indice de plasticité $I_p = w_L - w_p$

avec w_L et w_p : teneur en eau L: liquide et p: plastique

I_L : indice de liquidité : $I_L = \frac{w - w_p}{I_p}$

I_c : indice de consistance tel que : $I_c = \frac{w_L - w}{I_p}$

Appareillage utilisé :

étuve, balance, appareil de "Casagrande", outil à rainur, spatules

Mode opératoire : "Limite de liquidité"

On malaxe l'échantillon de sol avec une spatule de 60g à 70g

on réalise la rainure de 2cm, on fait le nombre de chocs

voulu jusqu'à ce que les 2 parties se touche.

On suite en passe à la limite de plasticité, on fait un fuseau de 2mm de diamètre, on met dans des gobelets que l'on pèse.

LABORATOIRE DES TRAVAUX
PUBLICS DU CENTRE

1, Rue Kaddour Rahim
HUSSEIN - DEY

Dossier _____

Echantillon N° 1

Date _____

Opérateur _____

Nature du matériau ARGILE N° 1

Séchage, préparation 8 heures

Séchage teneur en eau _____

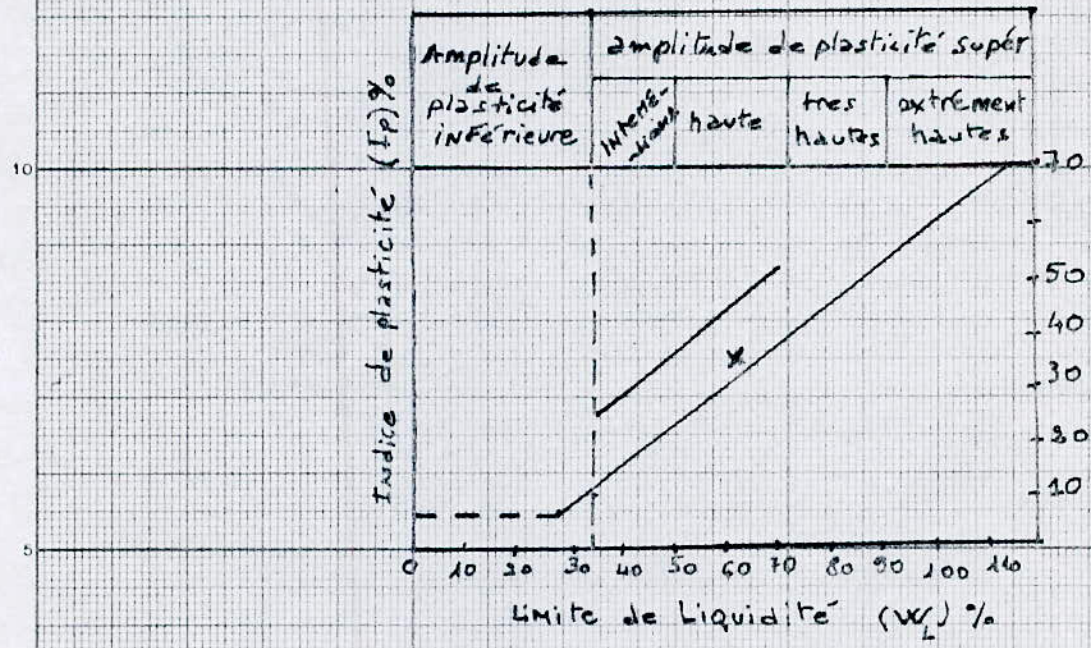
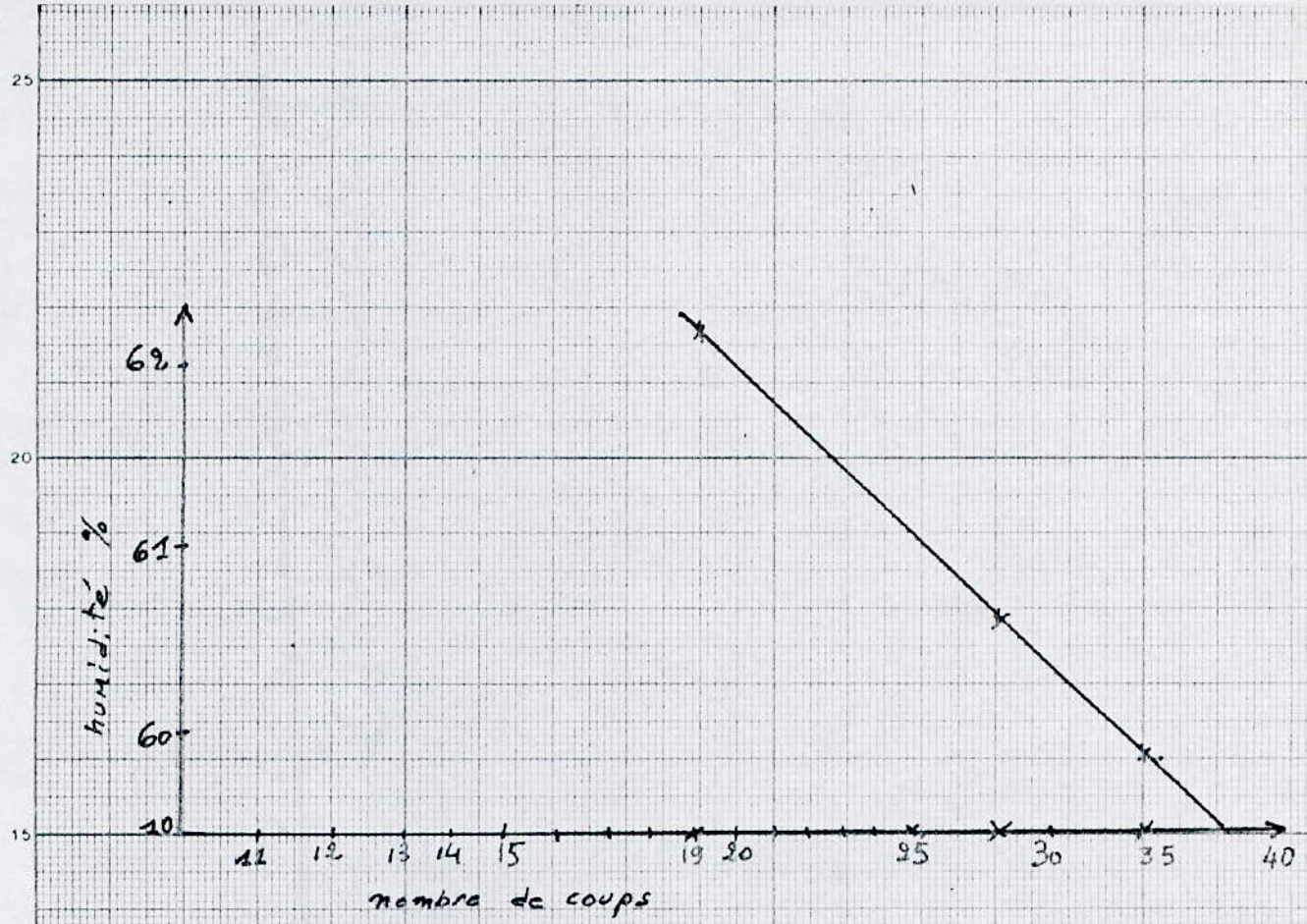
LIMITES D'ATTERBERG

Résultats	{	LL = 61,1 %
		IP = 35,5%
		LP = 25,6%

II - LIMITE DE PLASTICITE

	1er Essai		2ème Essai		3ème Essai éventuellement	
	No de la tare _____	55M		58M		
Poids total humide _____	13,85		15,50			
Poids total sec _____	13,00		14,30			
Poids de la tare _____	9,69		9,69			
Poids de l'eau _____	9,85		1,2			
Poids du sol sec _____	3,31		4,70			
Teneur en eau % _____	25,7		25,5			
Moyenne _____						

LP = 61,1



Limite d'ATTERBERG: n°1 argile

Dossier _____

Echantillon N°2

Date _____

Opérateur _____

Nature du matériau Argile (N°2)

Séchage, préparation 8 heures

Séchage teneur en eau _____

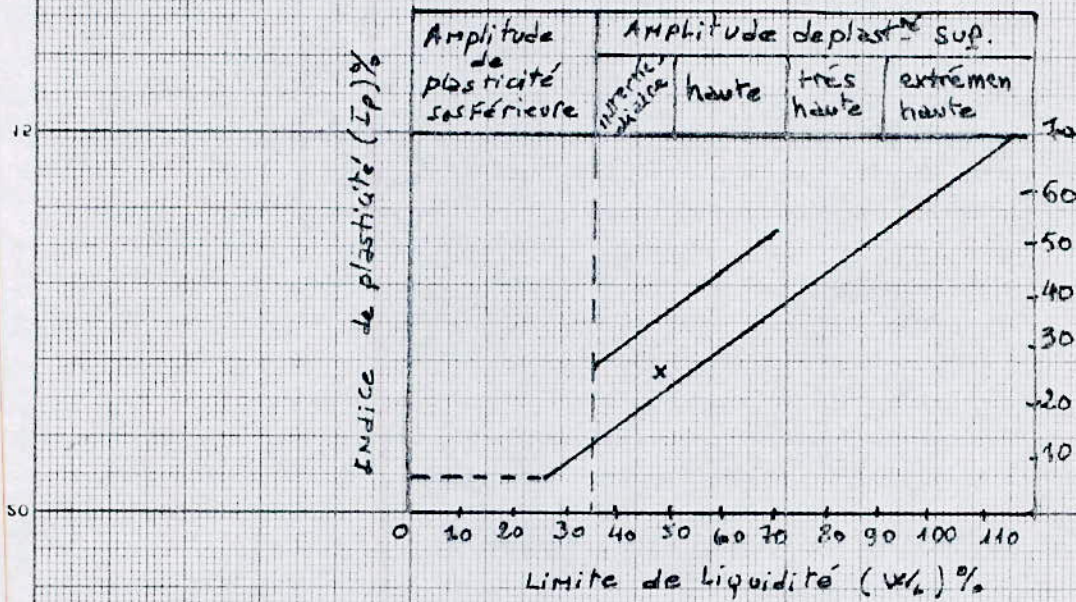
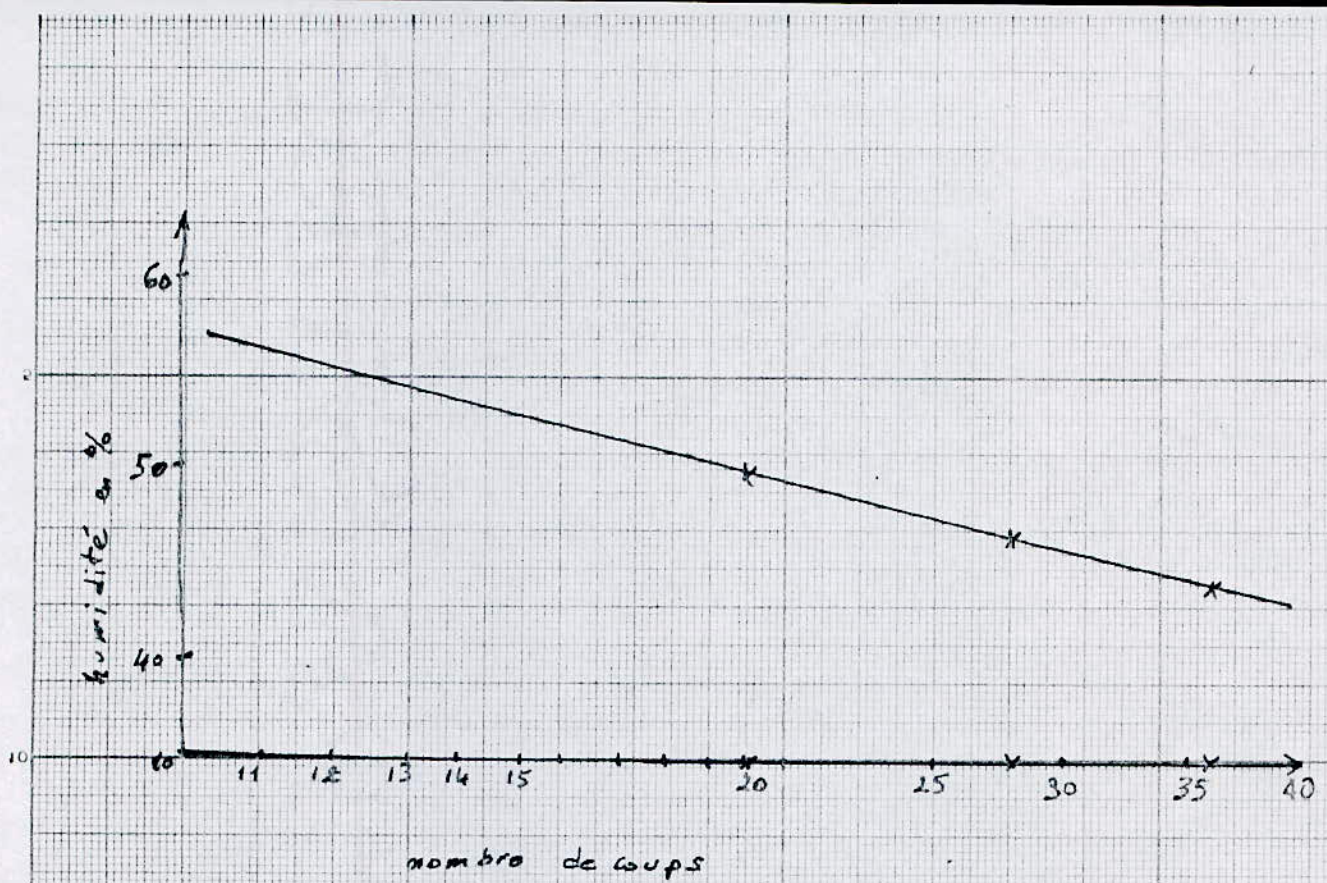
LIMITES D'ATTERBERG

Résultats	}	LL = 47,7%
		IP = 26,9%
		LP = 26,9%

II - LIMITE DE PLASTICITE

	1er Essai		2ème Essai		3ème Essai éventuellement	
	No de la tare	6011		5911		
Poids total humide	16,00		16,25			
Poids total sec	14,95		15,15			
Poids de la tare	9,66		9,79			
Poids de l'eau	1,05		1,10			
Poids du sol sec	5,29		5,36			
Teneur en eau %	19,8		20,5			
Moyenne						

LP = 26,9%



Limite d'ATTERBERG: N°2 Argile

**LABORATOIRE DES TRAVAUX
PUBLICS DU CENTRE**

1, Rue Kaddour Rahim
HUSSEIN - DEY

Dossier _____

Echantillon N° 3 _____

Date _____

Operateur _____

Nature du matériau Argile (N°3)

Séchage, préparation 8 heures

Séchage teneur en eau _____

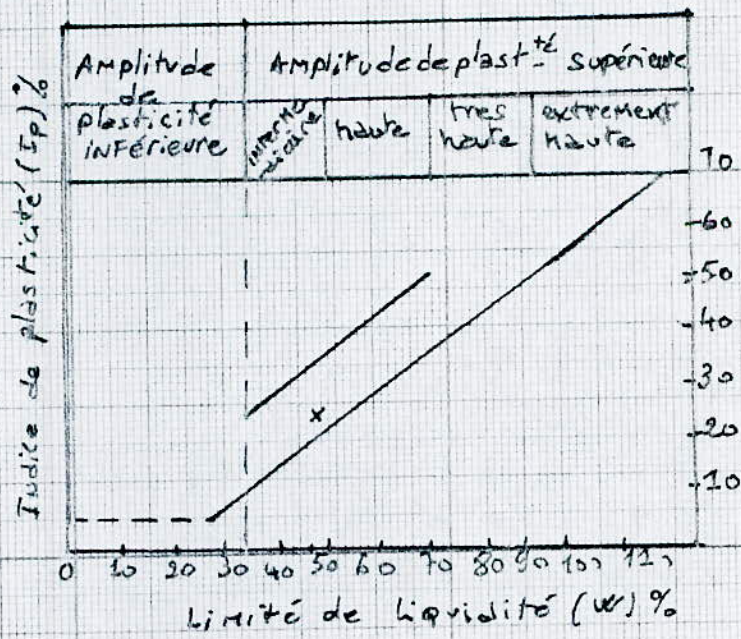
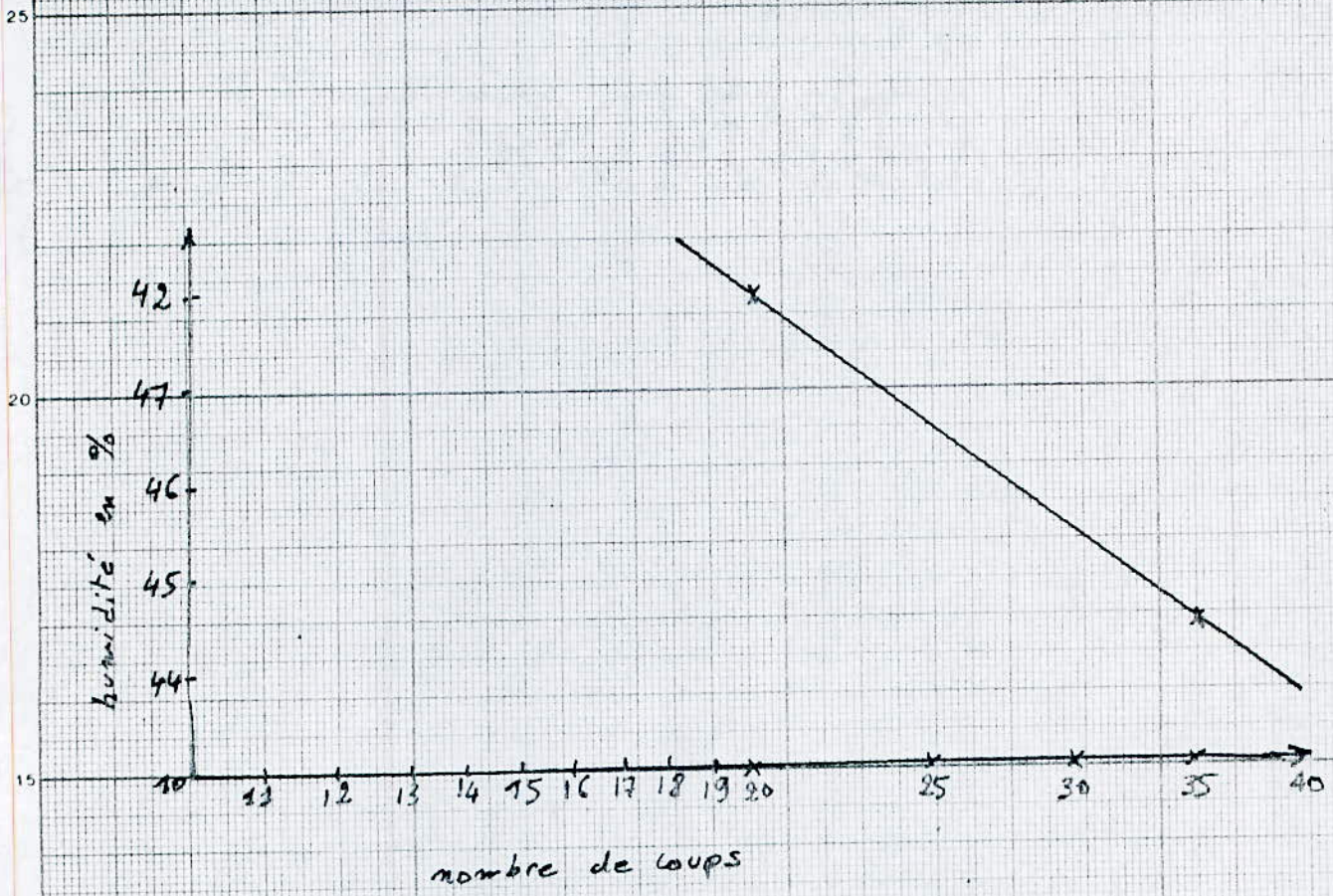
LIMITES D'ATTERBERG

Résultats	{	LL = 46,6
		IP = 24,8
		LP = 21,8

II - LIMITE DE PLASTICITE

	1er Essai		2ème Essai		3ème Essai éventuellement	
	No de la tare _____	8 p		17 p		
Poids total humide _____	19,55		20,12			
Poids total sec _____	18,40		18,95			
Poids de la tare _____	13,37		13,28			
Poids de l'eau _____	1,15		1,17			
Poids du sol sec _____	5,03		5,67			
Teneur en eau % _____	22,9		20,6			
Moyenne _____						

LP = 21,8



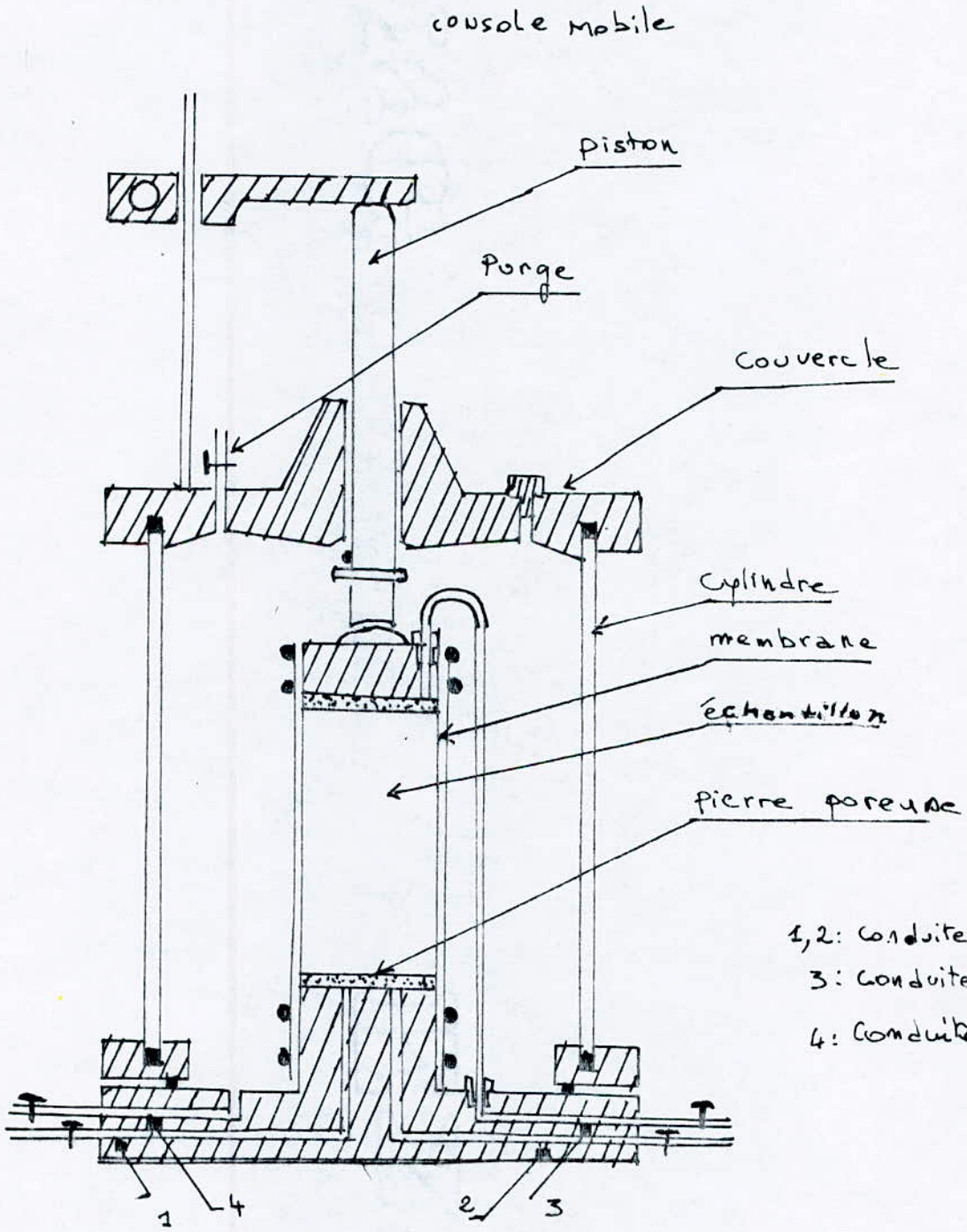
LIMITE d'ATTERBERG : N°3 Argile

Essai triaxial :

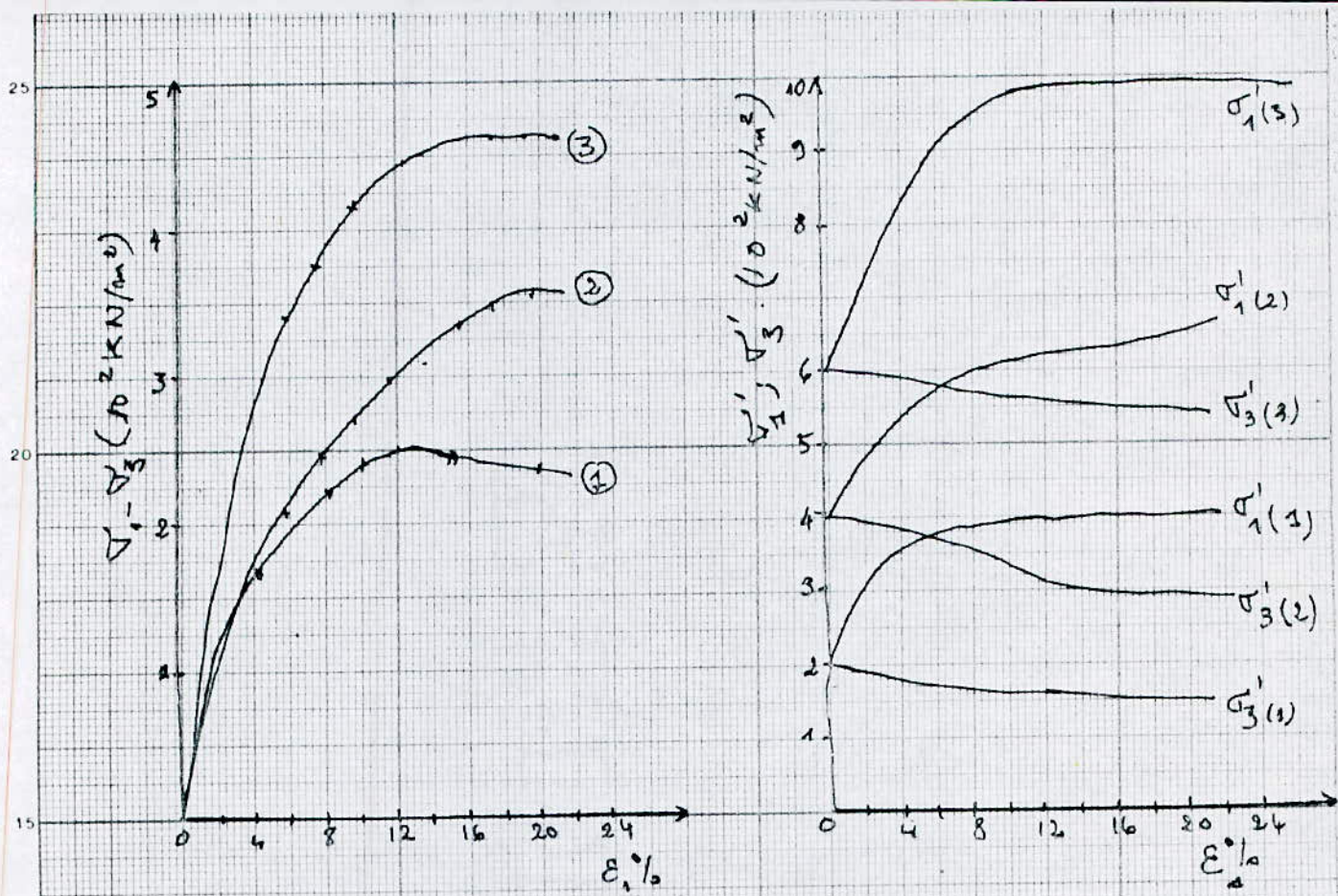
Le but de l'essai triaxial consiste à déterminer les paramètres géotechnique du sol à savoir l'angle de frottement φ et la cohésion c . On peut réaliser différents types d'essais avec cet appareil sur le problème ou le type de sol à analyser.

Mode expérimentale: pour réaliser cet essai il faut prendre 3 échantillons de sol qui seront taillés sur un moule cylindrique de même dimension pour les 3 échantillons. La 2^e étape consiste à la saturation des échantillons puis placés dans leurs cellules, elle est assurée par une contre pression, cette pression d'eau sert à exercer une pression vertical tel que, elle remplit tout les vides de l'échantillon, le maintien en équilibre de l'échantillon se fait par une pression radial.

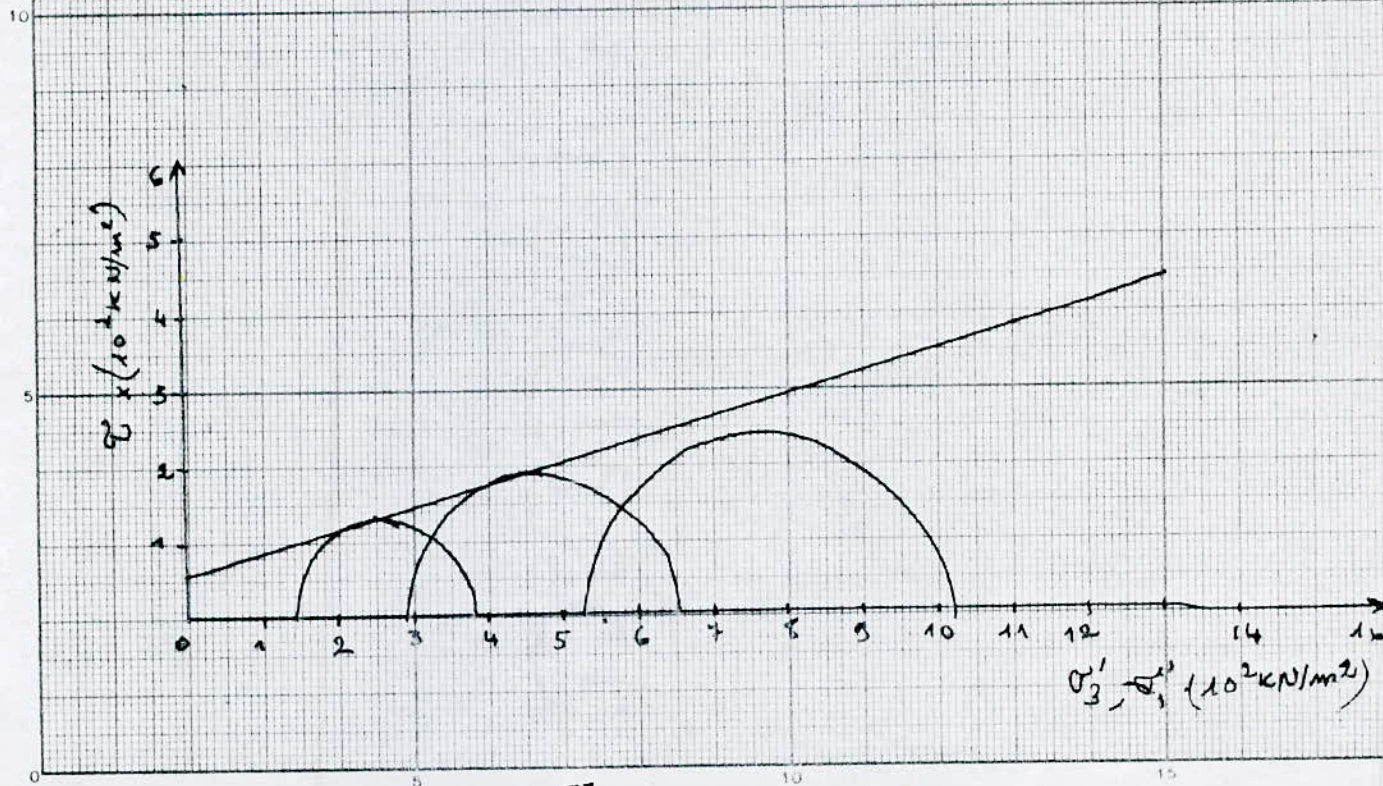
— L'essai de compression triaxial est réalisé dans les condition "CU" sur des échantillons de diamètre 5cm et hauteur 10cm. la consolidation est faite avec une saturation de 85%, à pres consolidation, le cisaillement est fait avec des charges de 2, 4, 6. 10^2 kN/m^2 avec une vitesse de cisaillement de 0,06 m/min.

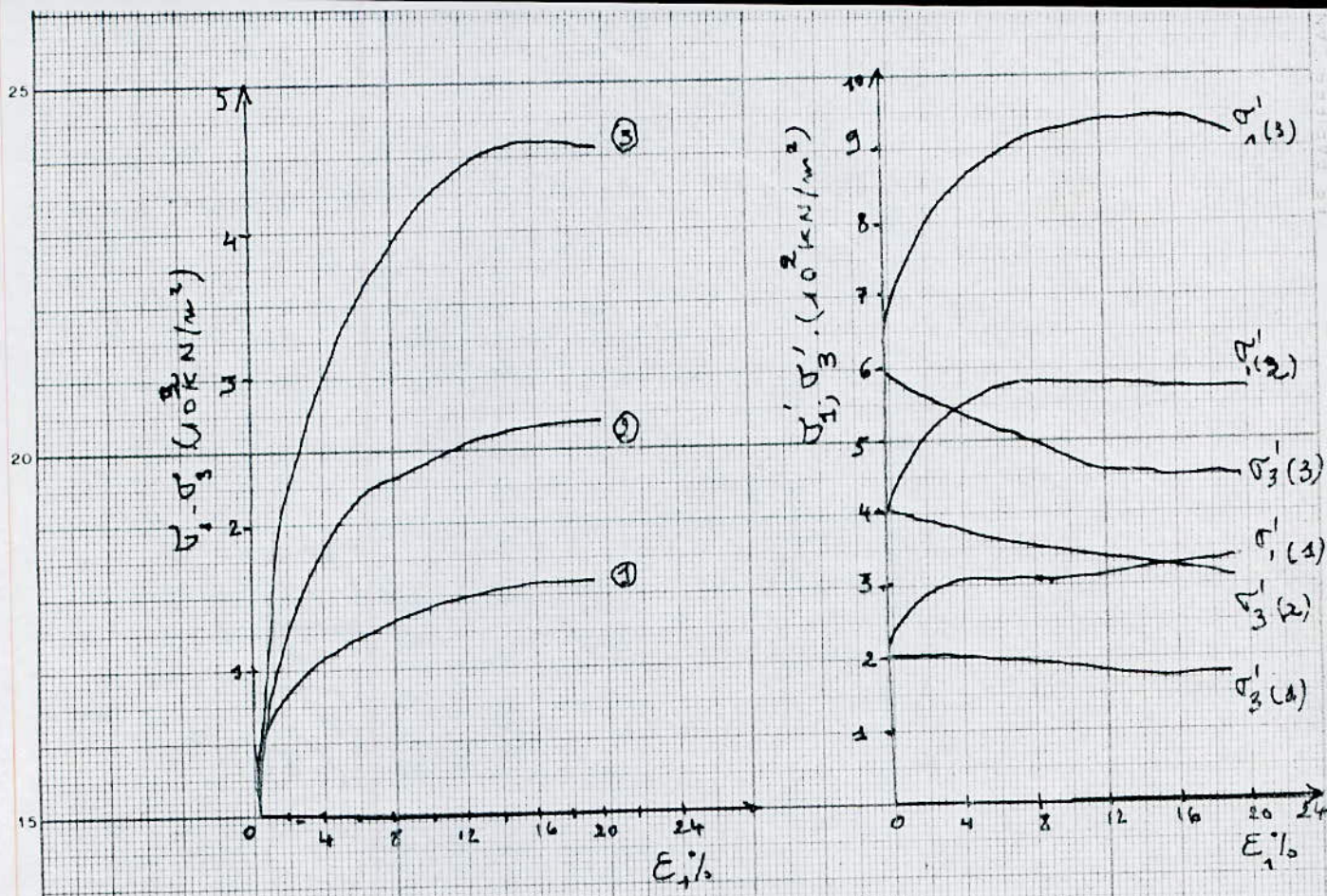


SCHEMA DE LA CELLULE TRIAXIAL

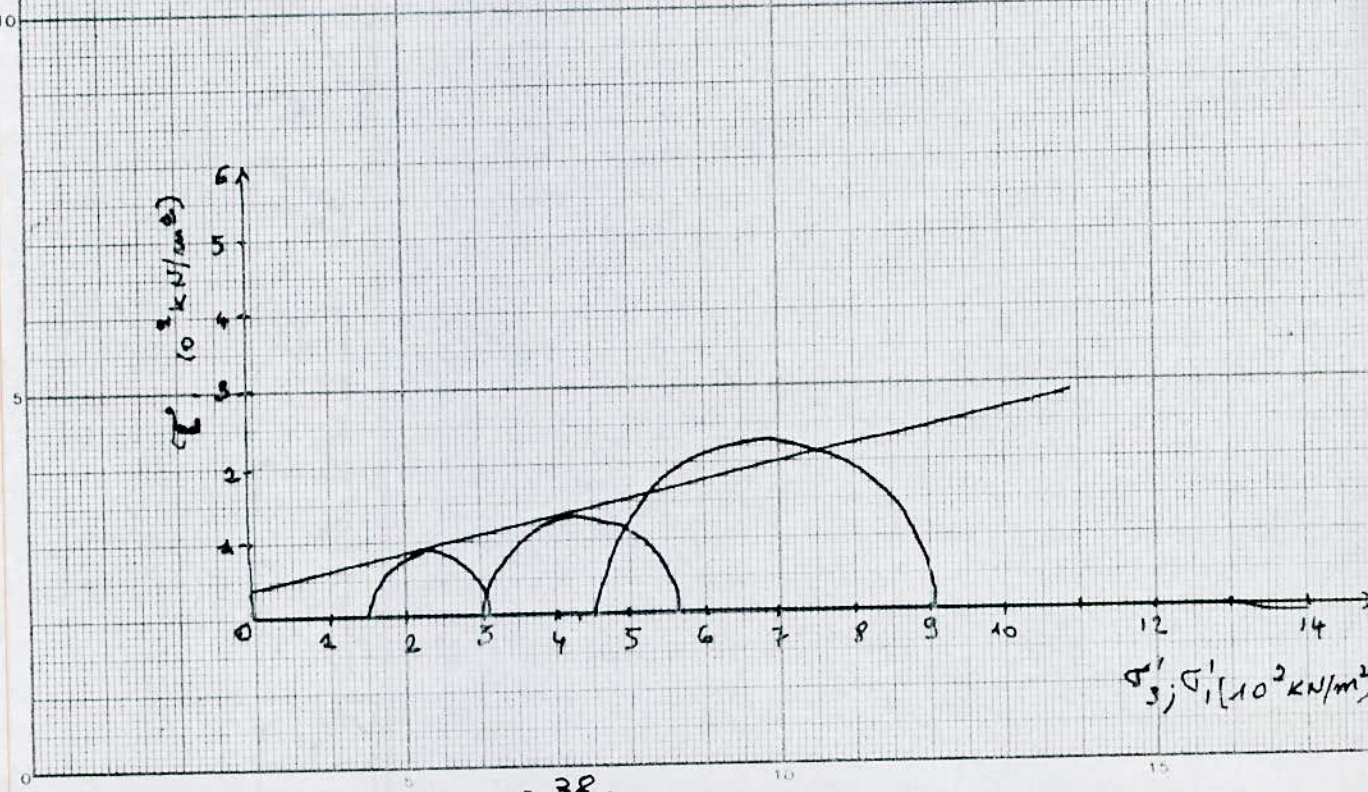


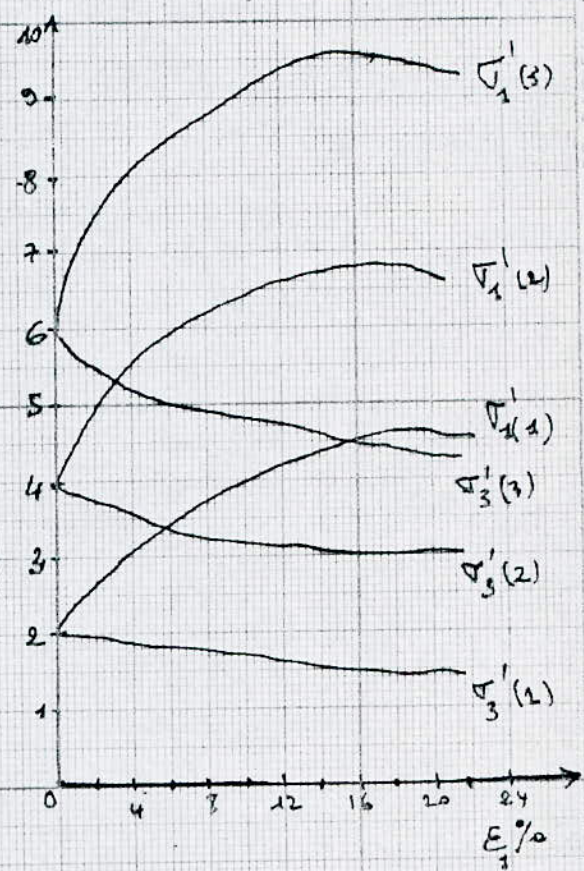
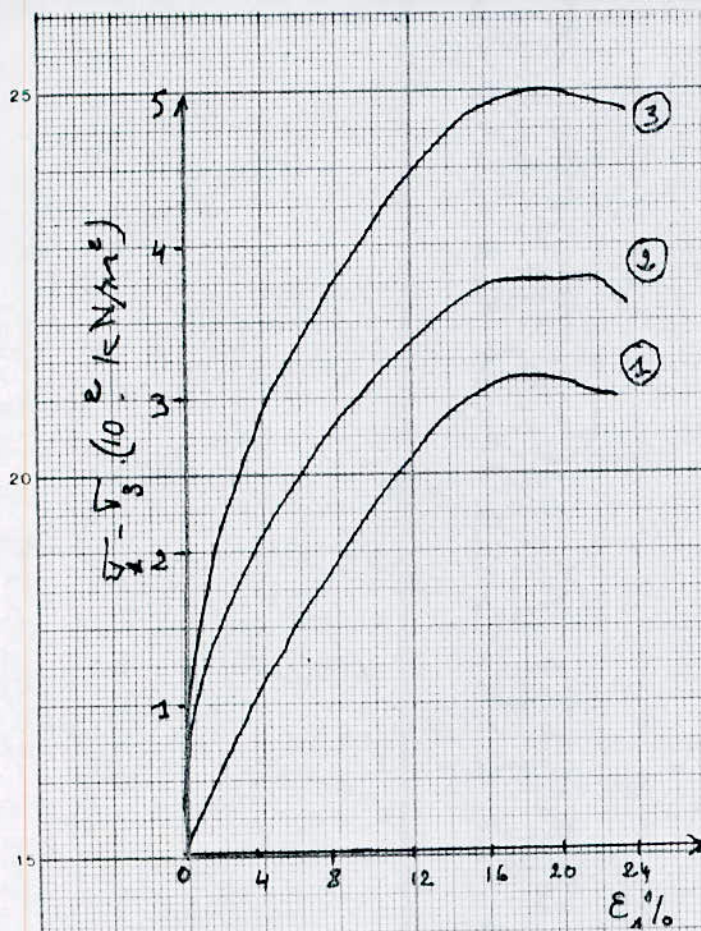
Essai triaxial : N° 1 Argile



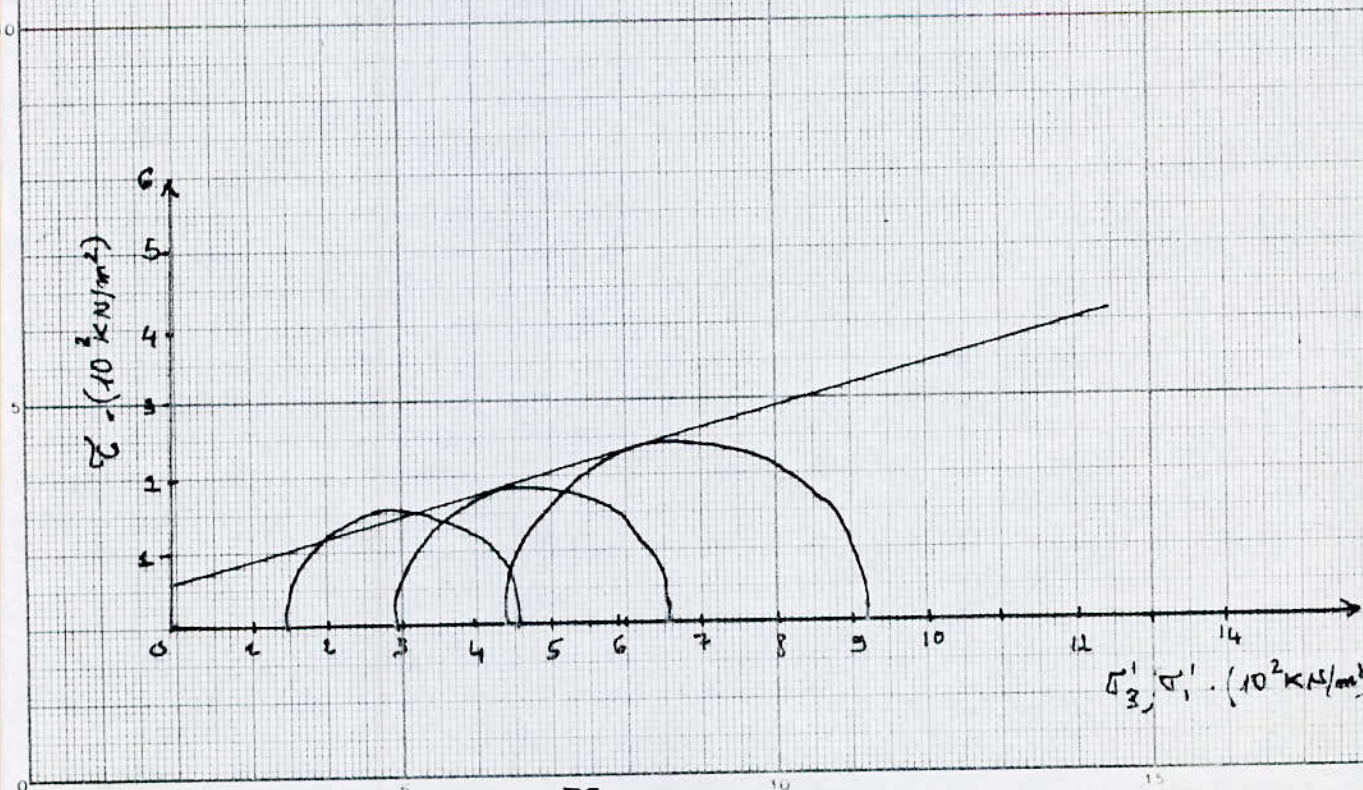


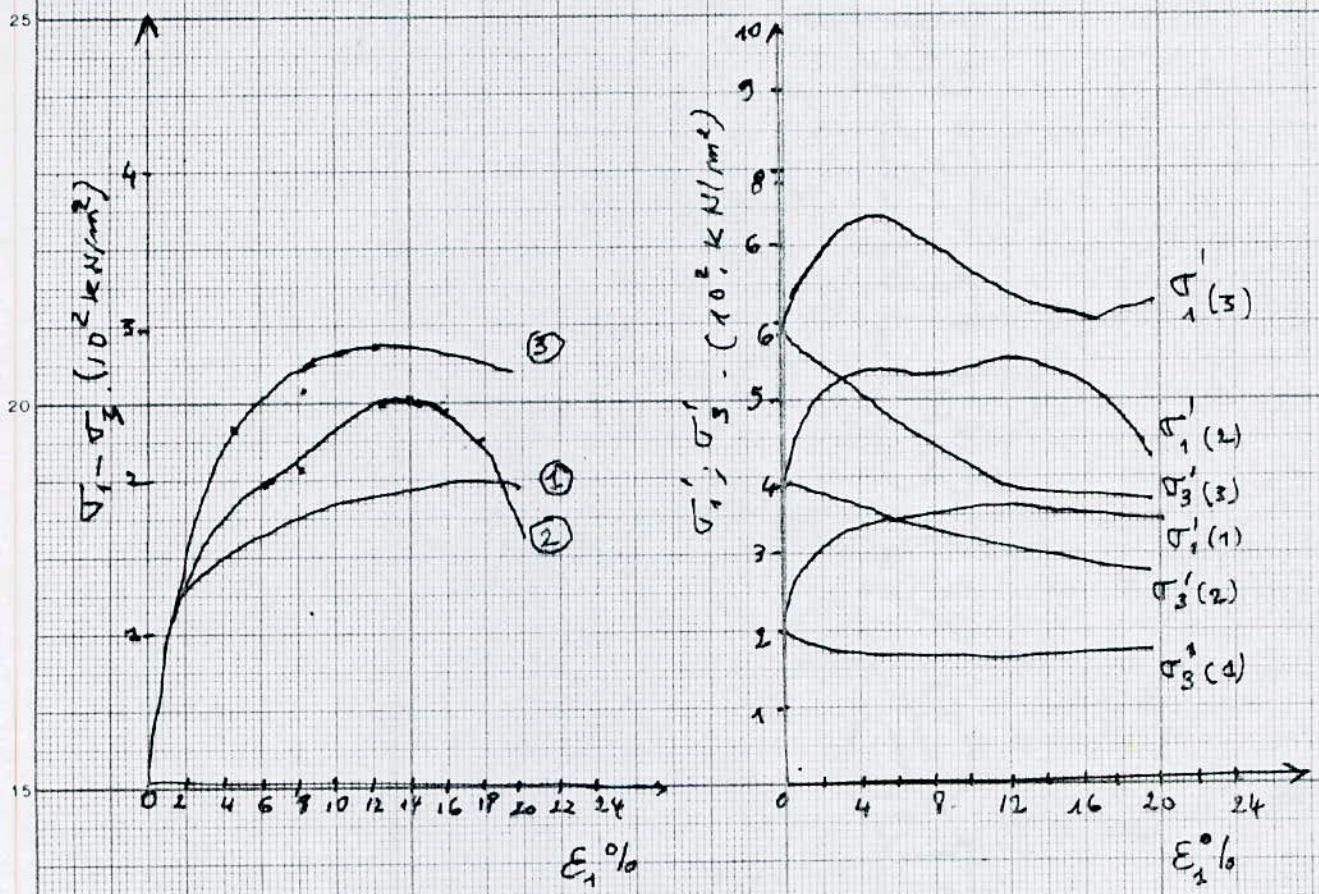
Essai triaxial : N° 2 Argile



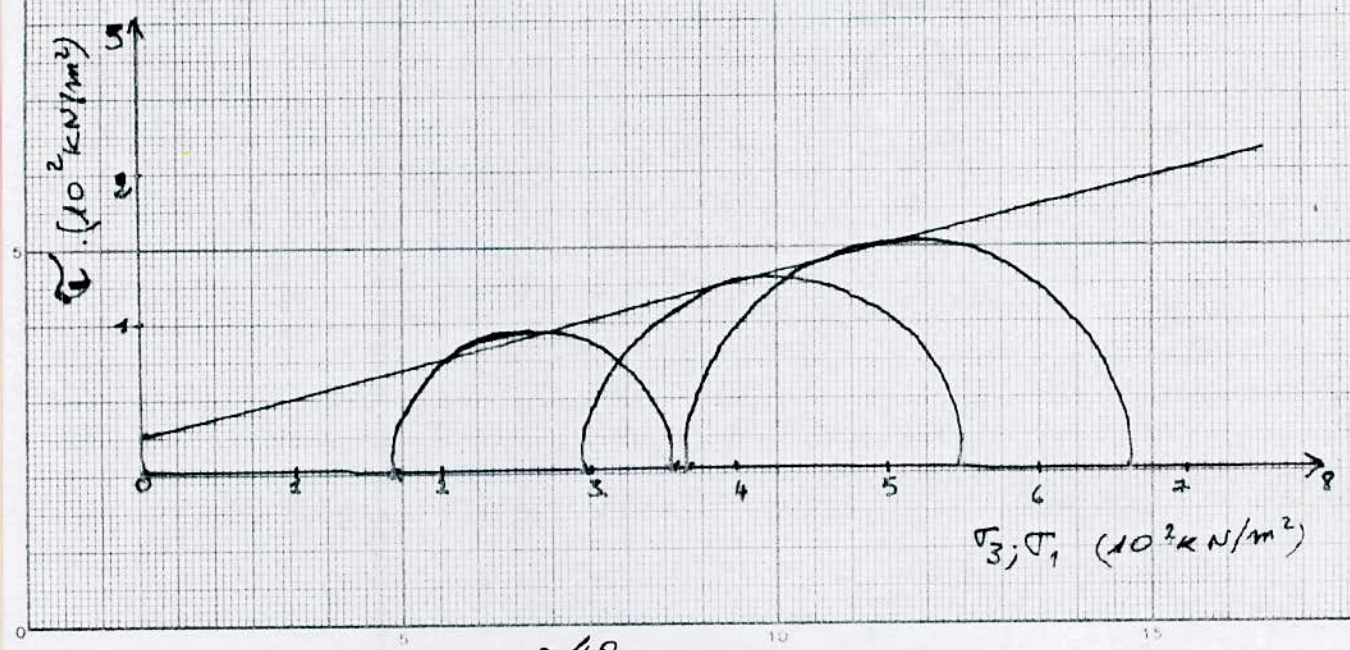


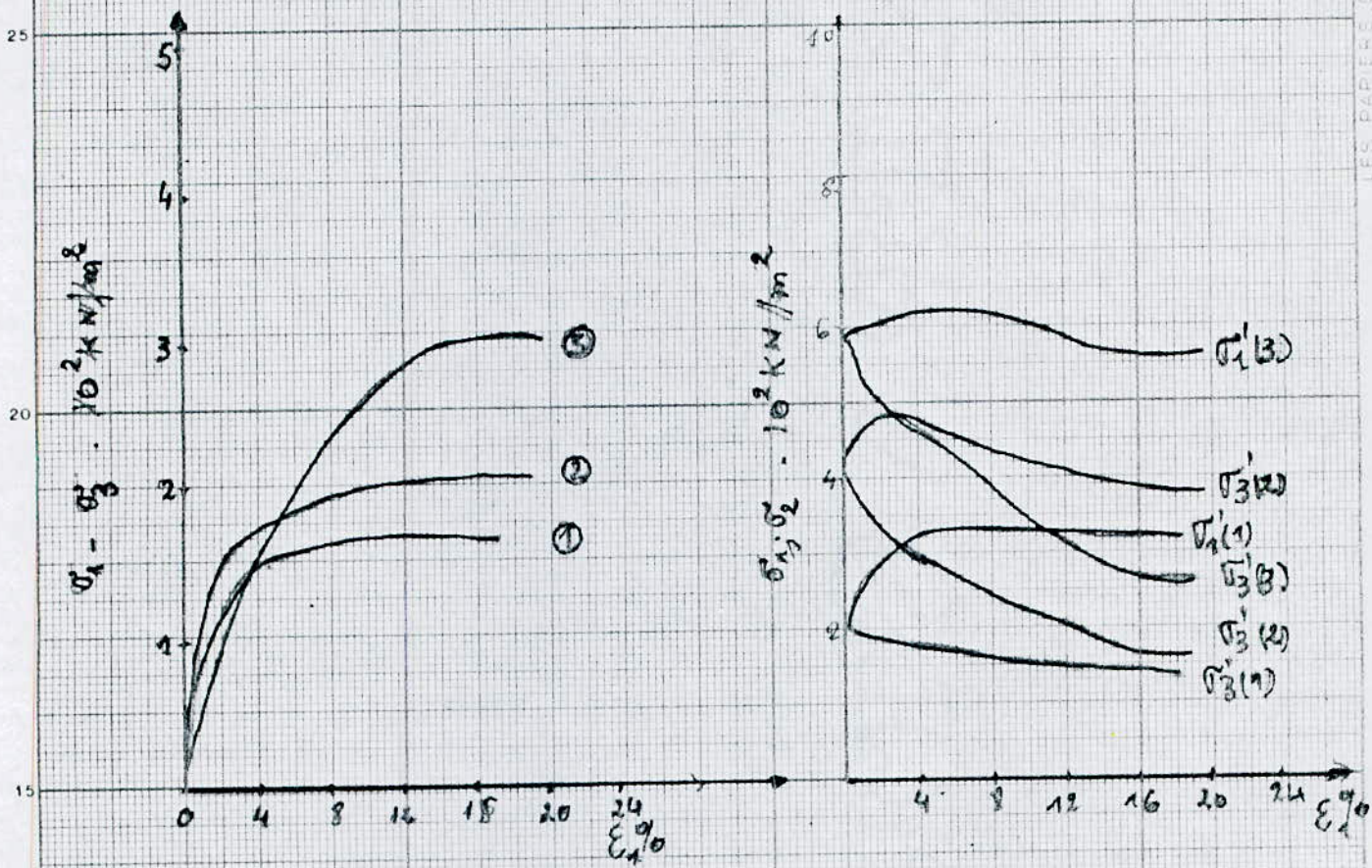
Essai triaxial : N°3 Angile



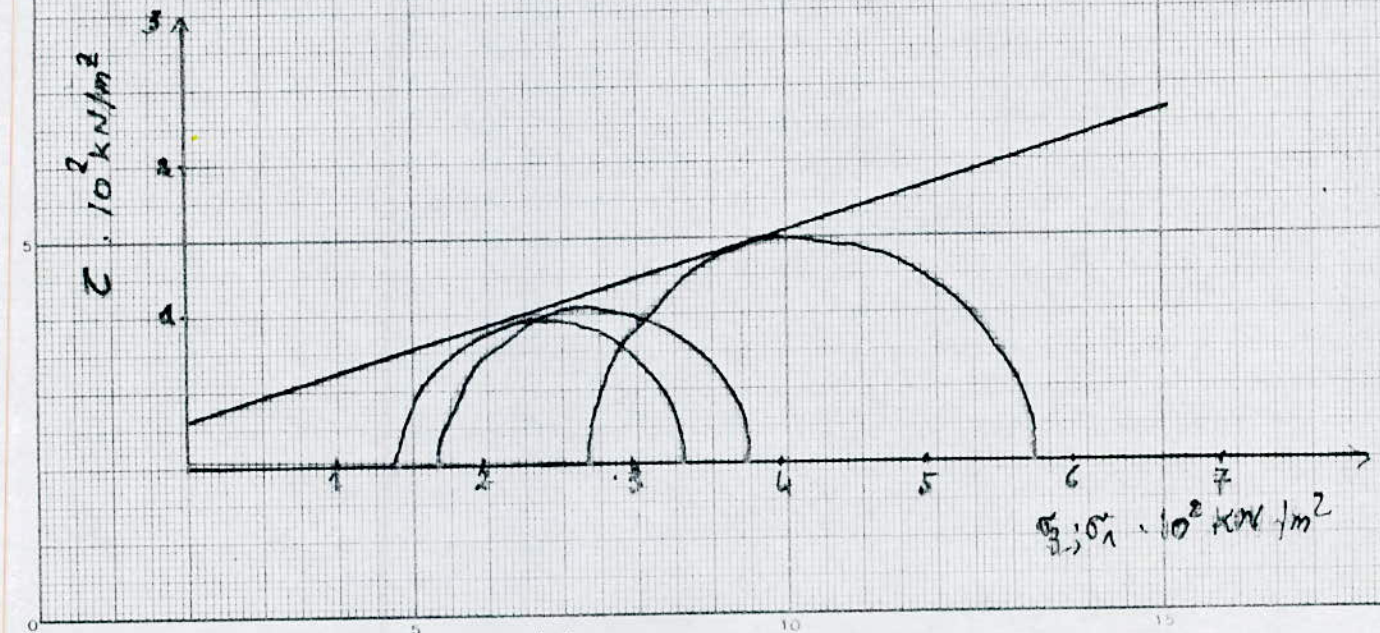


Essai triaxial : N34 Argile





Essai triaxial: N°5 Argilla



Essai triaxiale: sur l'Argile

- Essai N° 1

réaliser avec un poids volumique sec maximum $\gamma_{\text{sec}}^{\text{max}} = 1,67 \text{ t/m}^3$ à 95%
et une teneur en eau optimale avec une correction de 2% $w_{\text{opt}} = 17,6\%$
sous contrainte: σ_3 de $2,0 \cdot 10^2 \text{ kN/m}^2$; $\sigma_3 = 4,0 \cdot 10^2 \text{ kN/m}^2$ et $\sigma_3 = 6,0 \cdot 10^2 \text{ kN/m}^2$
et contrainte radiale (dilatateur) $\sigma_1; \sigma_2$

les résultats: $c' = 0,6 \cdot 10^2 \text{ kN/m}^2$; $\text{tg } \varphi' = 0,285 \Rightarrow \varphi' = 17^\circ 41'$

- Essai N° 2

réaliser sous les conditions initiales: poids volumique sec maximum à 95%
 $\gamma_{\text{sec}}^{\text{max}} = 1,66 \text{ t/m}^3$ et une teneur en eau optimale $w_{\text{opt}} = 18,7\%$, sous les différentes
contraintes σ_3 tel que $\sigma_3 = 2$; $\sigma_3 = 4$; $\sigma_3 = 6 \cdot 10^2 \text{ kN/m}^2$

les résultats: $c' = 0,32 \cdot 10^2 \text{ kN/m}^2$; $\text{tg } \varphi' = 0,22 \Rightarrow \varphi' = 13^\circ 47'$

- Essai N° 3:

conditions initiales: $\gamma_{\text{sec}}^{\text{max}}$ à 95% = $1,599 \text{ t/m}^3$ et $w_{\text{opt}} = 20,0\%$

résultats: $c' = 0,65 \cdot 10^2 \text{ kN/m}^2$; $\text{tg } \varphi' = 0,272 \Rightarrow \varphi' = 16^\circ 54'$

- Essai N° 4:

conditions initiales: $\gamma_{\text{sec}}^{\text{max}}$ à 95% = $1,65 \text{ t/m}^3$ et $w_{\text{opt}} = 18,7\%$

résultats: $c' = 0,30 \cdot 10^2 \text{ kN/m}^2$; $\text{tg } \varphi' = 0,24 \Rightarrow \varphi' = 15^\circ$

- Essai N° 5:

conditions initiales: $\gamma_{\text{sec}}^{\text{max}}$ à 95% = $1,62 \text{ t/m}^3$ et $w_{\text{opt}} = 19,9\%$

résultats: $c' = 0,30 \cdot 10^2 \text{ kN/m}^2$; $\text{tg } \varphi' = 0,295 \Rightarrow \varphi' = 18^\circ 16'$

- Moyen des 5 résultats:

$$c' = 0,43 \cdot 10^2 \text{ kN/m}^2 \text{ et } \text{tg } \varphi' = 16,16'$$

Essai de perméabilité : pour l'enrochement

La détermination du coefficient de perméabilité des grains dont le diamètre est inférieur à 5,0 mm du matériau d'enrochement effectuée de la cote 55m à 56m sur le plateau amont de la digue.

le moule remanié utilisé à un diamètre de 152, mm, section de 182,4cm² une hauteur de 17,78cm et un volume de 3243cm³.

la densité des grains est de 2, le poids volumique sec : 1,70 g/cm³
l'indice des vides : 0,50 et la surface du tube est de 2cm²

Tableau des mesures :

temps Δt (sec)	lecture du bas du col	Correction	perte de charge H	Volume d'eau Q (cm ³)	longueur d'écoult l	section d'écoult A	coefficient de perméabilité K (cm/sec)
120	72	126	198	1750	17,77	182,4	$7,17 \cdot 10^{-3}$
120	72	126	198	1770	17,78	182,4	$7,26 \cdot 10^{-3}$
120	72	126	198	1780	17,78	182,4	$7,30 \cdot 10^{-3}$

la détermination d'un coefficient de perméabilité moyen de k_1, k_2, k_3 qui ont été calculés par la formule $k_i = \frac{Q \cdot l}{(\Delta t \cdot A \cdot H)}$ A : section d'écoulement

On trouve le K_{moyen} tel que : $K = 7,3 \cdot 10^{-3}$ cm/sec

Essai de perméabilité : pour le Filtrae

Détermination du coefficient de perméabilité du Filtrae par l'essai de perméabilité à charge constante effectué à la cote de 55,5 m à 56,0 m sur le plateau amont de la digue.

le moule utilisé à un diamètre de 152,4 mm, section : $182,4 \text{ cm}^2$; $h = 17,78 \text{ cm}$

la densité des grains est de 2,7 ; le poids volumique sec : $2,05 \text{ g/cm}^3$

l'indice des vides est de 0,317,

la section du tube est de 2 cm^2

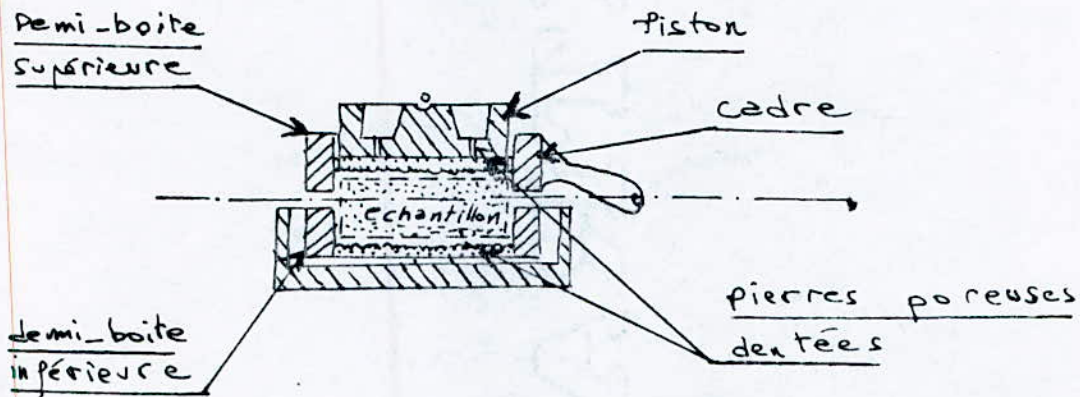
Tableau des mesures :

temps Δt (s)	lecture au bas du col	correction	perle de charge H	Volume d'eau Q (cm^3)	longueur d'écoulement l	section d'écoulement	coefficient de perméabilité K (cm/sec)
116	72	126	199	1655	17,78	182,4	$7,02 \cdot 10^{-3}$
70	72	126	198	1103	17,78	182,4	$7,75 \cdot 10^{-3}$
157	72	126	198	2210	17,8	182,4	$6,90 \cdot 10^{-3}$

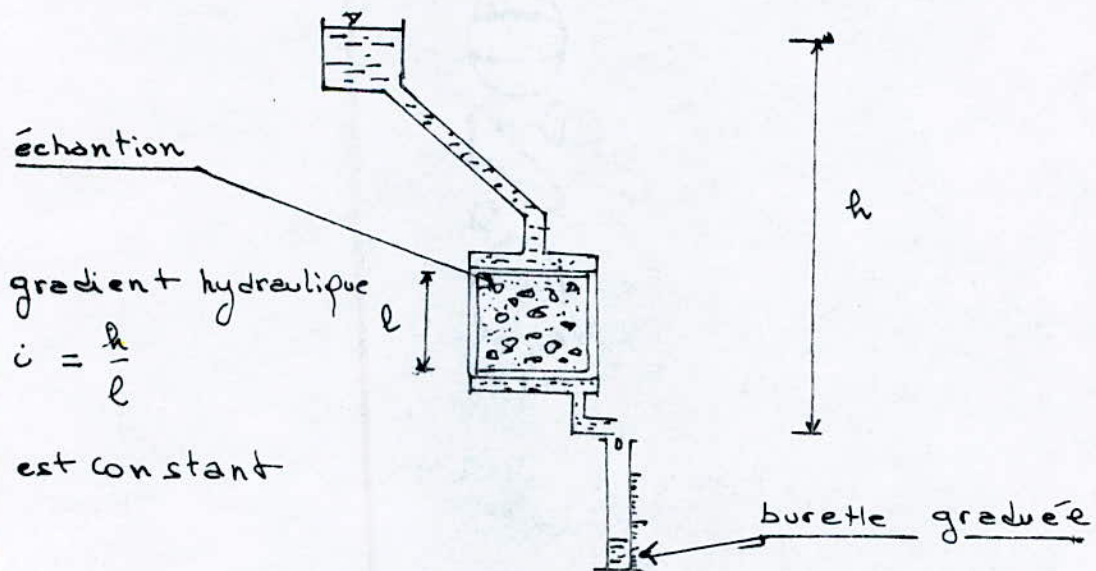
On détermine le coefficient de perméabilité pour chaque intervalle de temps par la formule suivante :

$$K = \frac{Q \cdot l}{(\Delta t \cdot A \cdot H)} \quad \text{avec } l \text{ étant la section d'écoulement}$$

On faisant la moyenne de K_1 ; K_2 ; K_3 calculé dans le tableau on trouve un coefficient moyen $K = 7,2 \cdot 10^{-3} \text{ cm/sec}$



Boite de CASAGRANDE



PERMÉAMÈTRE à charge constante

Essai de Cisaillement :

Dans cette essai le plan de cisaillement est imposé, le but de cet essai consiste à déterminer l'angle de frottement interne et la cohésion et cela à court terme.

Le mode opératoire est comme suit: On réalise 3 échantillons de même section de la forme de la boîte de saturation on mettra de l'eau dans la boîte à fin qu'elle pénètre dans l'échantillon à travers les pierres poreuse, on met un poids à fin d'éviter tout gonflement ou tassement si il y a lieu.

- L'essai est fait dans des boîtes de dimension quel que: $6 \times 6 \times 3 \text{ cm}$, la déformation constante et de $0,05 \text{ mm/min}$. On observe la force de cisaillement par un dynamomètre. La consolidation et le cisaillement vertical sont réalisés sous l'eau. Le temps de consolidation est de 18 heures les 3 échantillons ont été réalisés sous les charges de $1, 2, 3, 10^2 \text{ kN/m}^2$.

- En ce qui concerne l'enrochement l'essai a été réalisé, pour les grains de diamètre inférieur à 5 mm , ceci est dû au manque de matériels adéquats sur le chantier pour réaliser l'essai avec un matériaux d'enrochement non sélectif.

Essai de Cisaillement :

pour les grains d'enrochement dont diamètre est inférieurs à 5mm.

les 2 échantillons, pour l'essai N°1 et l'essai N°2 sont prélevés à la cote 55 à 60m.

Tableau N°1 :

Conditions initiales: $\gamma_{sec} = 2,07$; $w = 10,7\%$; $\gamma_h = 1,29$; $\gamma_{sat} = 2,7$; $u = 23,3\%$; $e = 0,34$

Pression verticale $P = 1 \text{ kg/cm}^2$			
temp (mm)	Déformation (10^{-3} mm)		Résistance (kg/cm^2)
	Dyna-mètre	échant	
1	128	0,472	0,30
2	265	0,935	0,63
3	360	1,440	0,86
4	425	1,285	1,00
5	448	2,552	1,08
6	440	2,160	1,06
7	-	-	-
8	-	-	-
9	-	-	-

Pression verticale $P = 2 \text{ kg/cm}^2$			
temp (mm)	Déformation (10^{-3} mm)		Résistance (kg/cm^2)
	Dyna-mètre	échant	
1	211	0,309	0,50
2	363	0,837	0,80
3	498	1,302	1,2
4	599	1,801	1,44
5	679	2,321	1,64
6	730	2,870	1,76
7	755	3,445	1,82
8	765	4,035	1,84
9	740	4,66	1,78

Pression verticale $P = 3 \text{ kg/cm}^2$			
Temp (mm)	Déformation (10^{-3} mm)		résistance (kg/cm^2)
	Dyna-mètre	échant	
1	125	475	0,29
5	805	2,197	1,94
6	960	2,640	2,31
7	1092	3,109	2,62
8	1172	3,624	2,82
9	1208	4,192	2,89
10	1230	4,770	2,95
11	1234	5,366	2,96
12	1206	5,994	2,79

Les résultats obtenu d'après le 1^{er} graphique: $\tan \varphi = 0,88 \Rightarrow \varphi = 41^{\circ}30'$ et $C = 0,24 \text{ kg/cm}^2$

Tableau N°2 :

Condition initiales: $\gamma_{sec} = 1,8$; $w = 8\%$; $\gamma_h = 1,94$; $\gamma_{sat} = 2,7$; $u = 33,3\%$ et $e = 0,5$

1	125	1,065	0,32
2	200	2,200	0,47
3	240	3,360	0,57
4	272	4,528	0,64
5	292	5,708	0,69
6	316	6,884	0,75
7	328	8,072	0,78
8	332	9,268	0,79
9	335	10,495	0,80
10	332	11,678	0,77
11	310	12,880	0,74

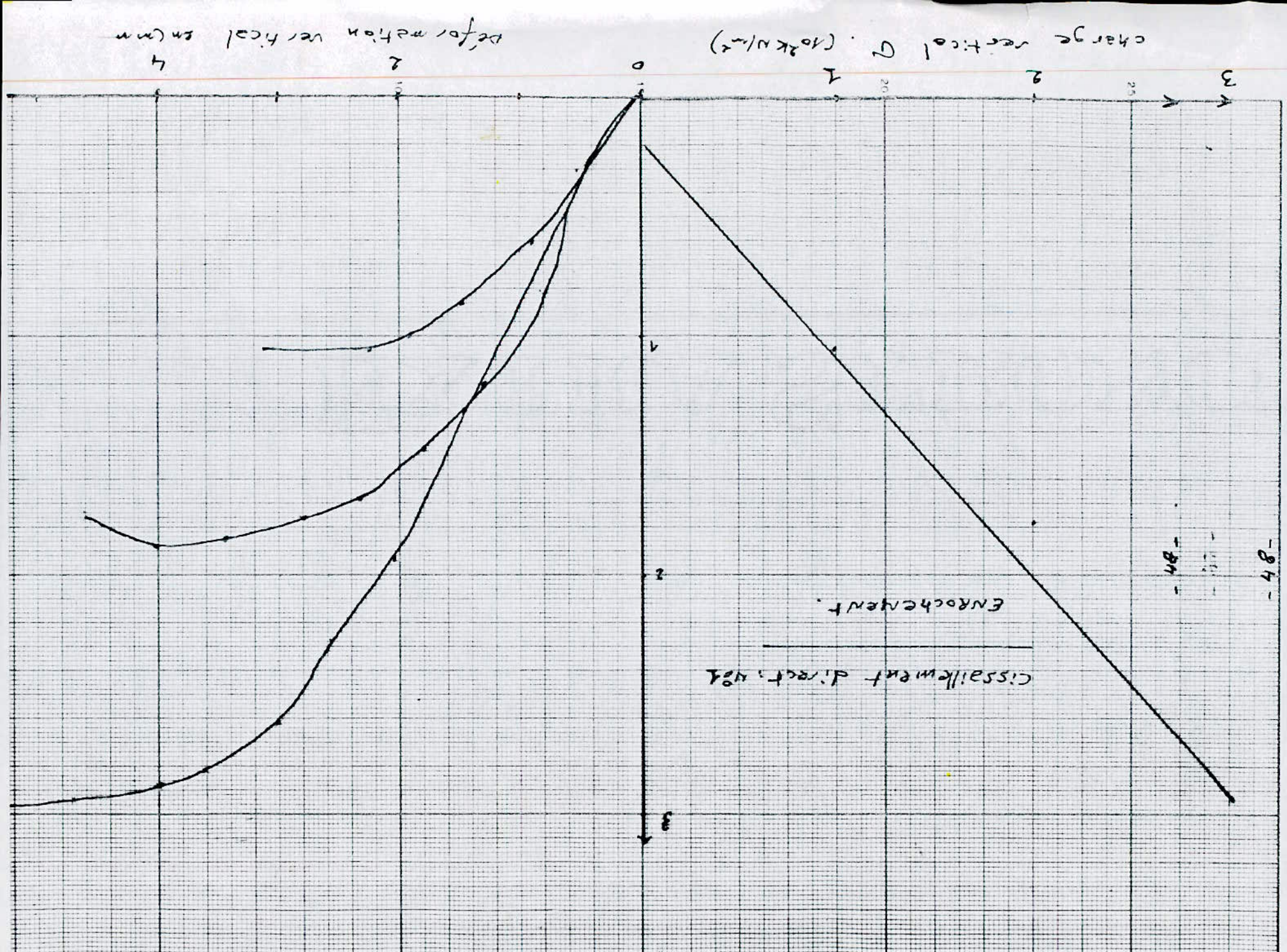
1	260	0,940	0,61
2	430	1,970	1,43
3	545	3,055	1,31
4	630	4,170	1,52
5	672	5,328	1,62
6	705	6,495	1,70
7	737	7,663	1,78
8	755	8,845	1,82
9	730	10,07	1,76
10	765	11,235	1,84
11	755	12,440	1,82
12	740	13,630	1,86

1	290	0,910	0,69
2	380	2,02	0,91
3	640	2,960	1,54
4	770	4,03	1,86
5	830	5,130	2,10
6	950	6,270	2,29
7	1035	7,365	2,40
8	1070	8,530	2,57
9	1085	9,715	2,61
10	1105	10,825	2,65

les résultats obtenu d'après le graphique N°2: $\tan \varphi = 0,75 \Rightarrow \varphi = 36^{\circ}52'$ et $C = 0,1 \text{ kg/cm}^2$

Moyenne des résultats:

$$\varphi = 64,65 \text{ et } C = 0,1$$



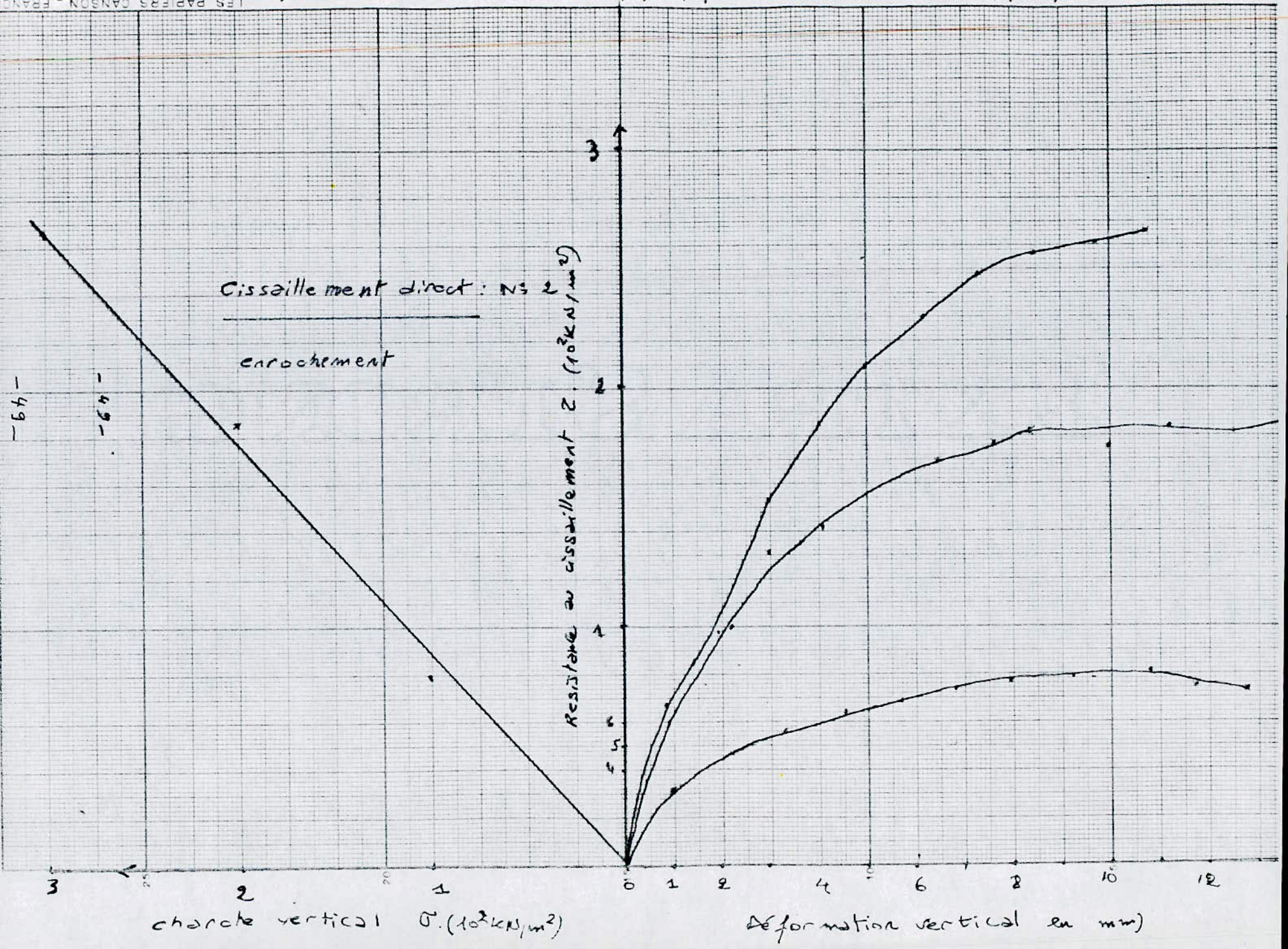
cisaillement direct, 100%

ENROULEMENT

charge vertical Q (kg/cm²)

déformation vertical en cm

- 84 -
- 48 -



Essai de Cisaillement direct : Argile

Essai N° 1 :

Cet essai a été réalisé sous les conditions initiales suivantes : avec une vitesse $v = 0,05 \text{ mm/min}$; l'humidité avant essai : 70% ; l'humidité après essai de : $20,6\%$ est une durée de consolidation de 18 h .

Les résultats sont les suivants : 1

$\text{tg } \varphi = 0,33 \Rightarrow \varphi = 20^\circ 17'$ angle de frottement et une cohésion $C = 0,16 \cdot 10^2 \text{ kN/m}^2$

Essai N° 2 :

Conditions initiales : $v = 0,05 \text{ mm/min}$; humidité avant : $18,7\%$; humidité après $23,5\%$; durée de consolidation 18 heures .

Les résultats : 2

$\text{tg } \varphi = 0,30 \Rightarrow \varphi = 18^\circ 33'$ pour l'angle de frottement et la cohésion $C = 0,14 \cdot 10^2 \text{ kN/m}^2$

Essai N° 3 :

réaliser sous les conditions : une vitesse de $0,05 \text{ mm/min}$, l'humidité avant essai : $20,0\%$; humidité après essai de : $24,9\%$; avec une durée de consol^t : 18 h

Résultats N° 3 :

nous obtenons : $\text{tg } \varphi = 0,310 \Rightarrow \varphi = 19^\circ 68'$ et une cohésion $C = 0,28 \cdot 10^2 \text{ kN/m}^2$

Essai N° 4 :

Conditions initiales : $v = 0,05 \text{ mm/min}$; humidité avant : $18,7\%$; humidité après essai de $29,9\%$ pour une durée de consolidation de 18 h

Résultats N° 4 :

$\text{tg } \varphi = 0,295 \Rightarrow \varphi = 18^\circ 16'$ pour l'angle de frottement et une cohésion $C = 0,28 \cdot 10^2$

Essai N° 5 :

sous conditions initiales : $v = 0,05 \text{ mm/min}$; $W_{\text{avant}} = 19,5\%$ et $W_{\text{après}} = 29,5\%$; durée de consolidation de 18 h .

Résultats 5 : $\text{tg } \varphi = 0,33 \Rightarrow \varphi = 20^\circ 18'$ et cohésion $C = 0,18 \cdot 10^2 \text{ kN/m}^2$

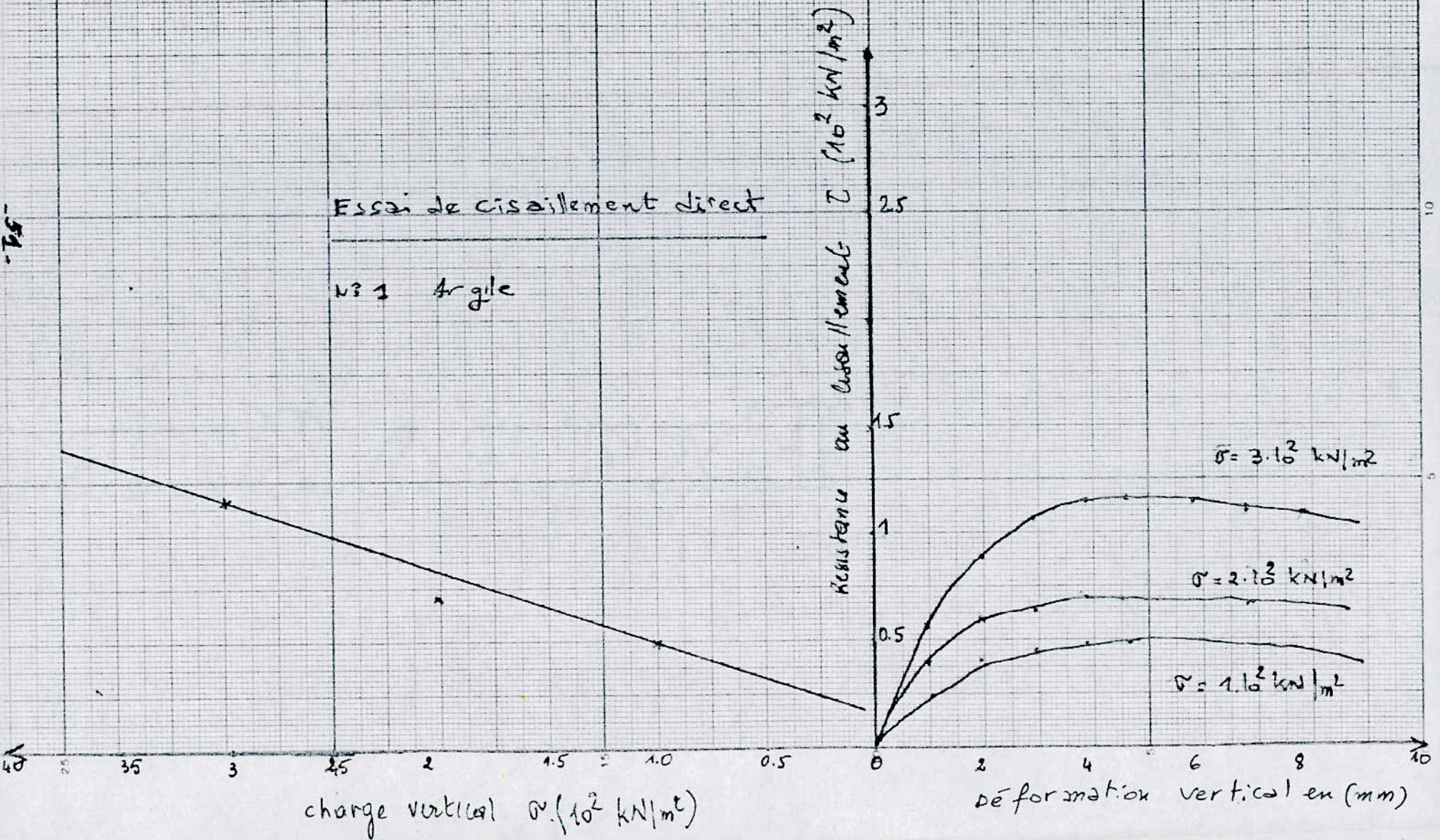
Moyen des 5 essais :

$\varphi = 19^\circ 18'$ et $C = 0,19 \cdot 10^2 \text{ kN/m}^2$

54

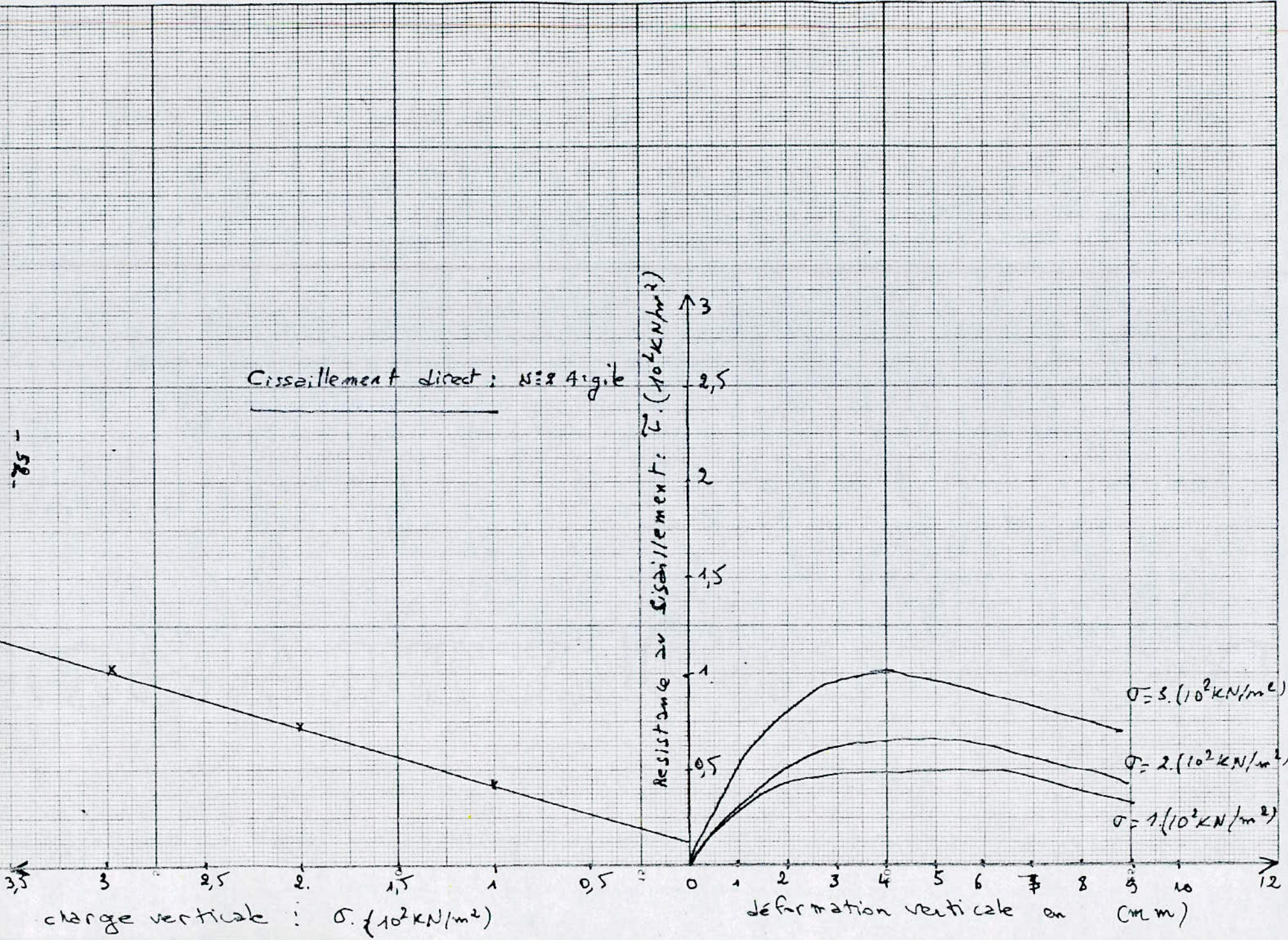
Essai de cisaillement direct

N° 1 Argile

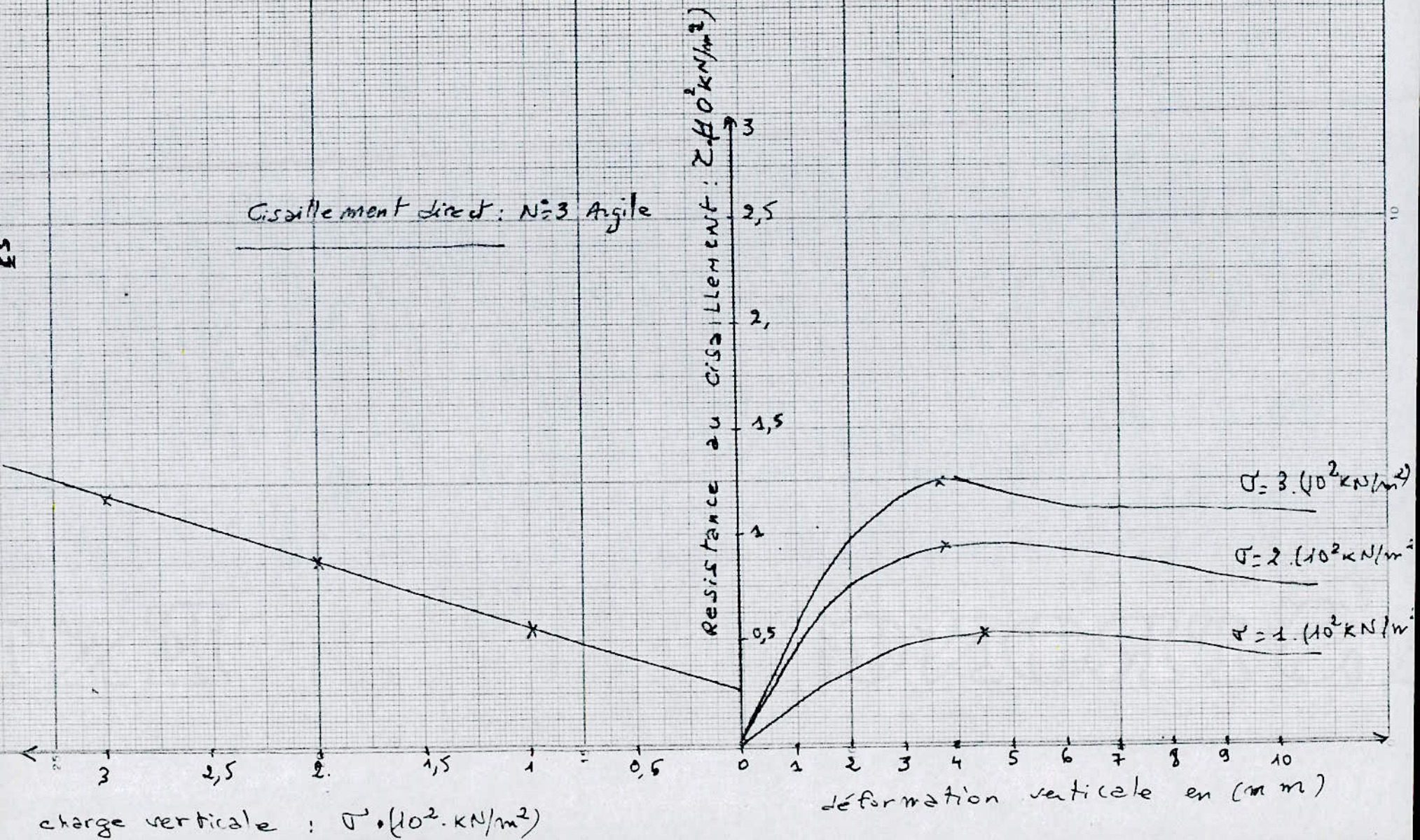


charge vertical σ_v (10^2 kN/m^2)

déformation vertical en (mm)



Cisaillement direct : N°3 Argile

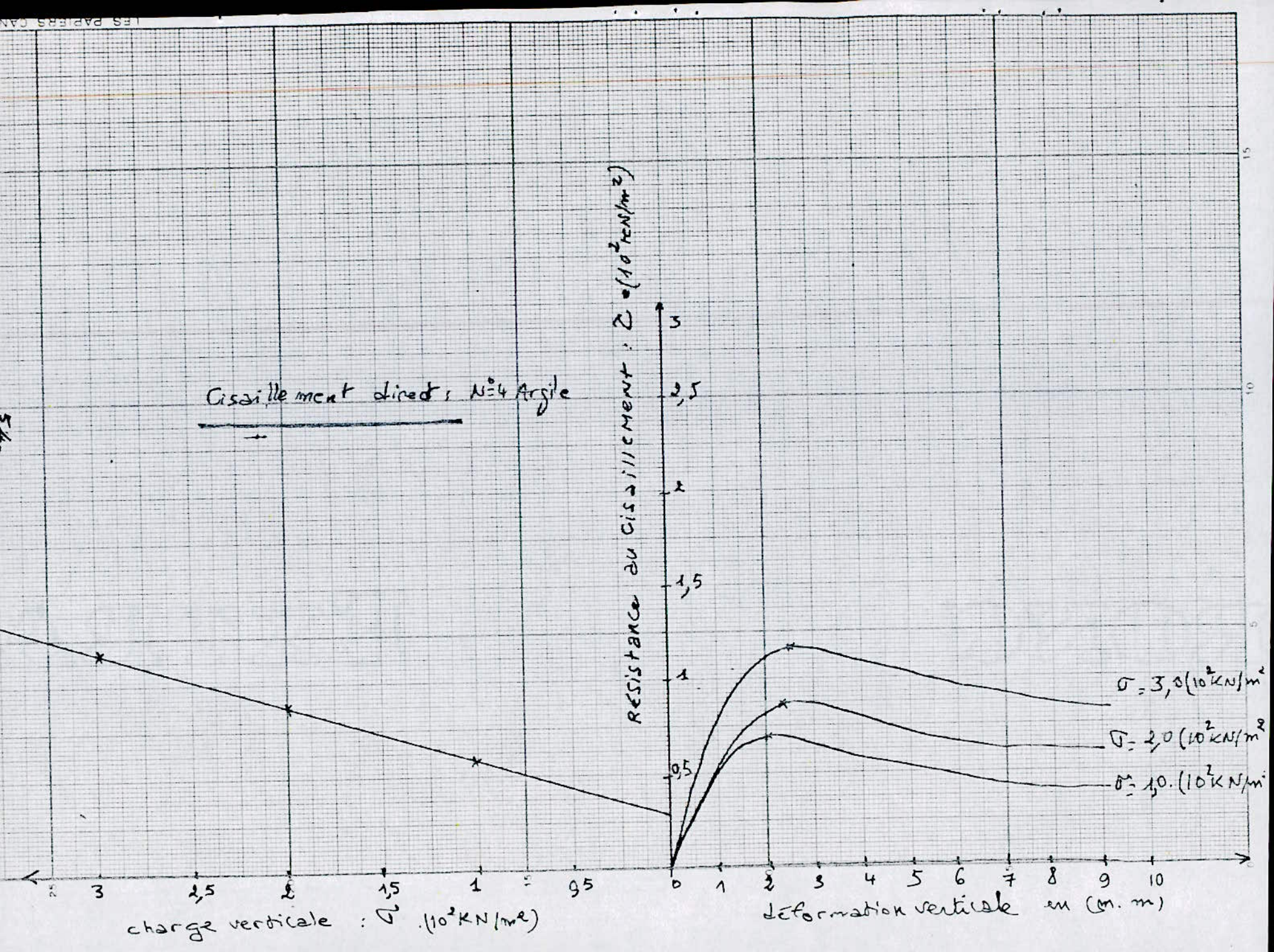


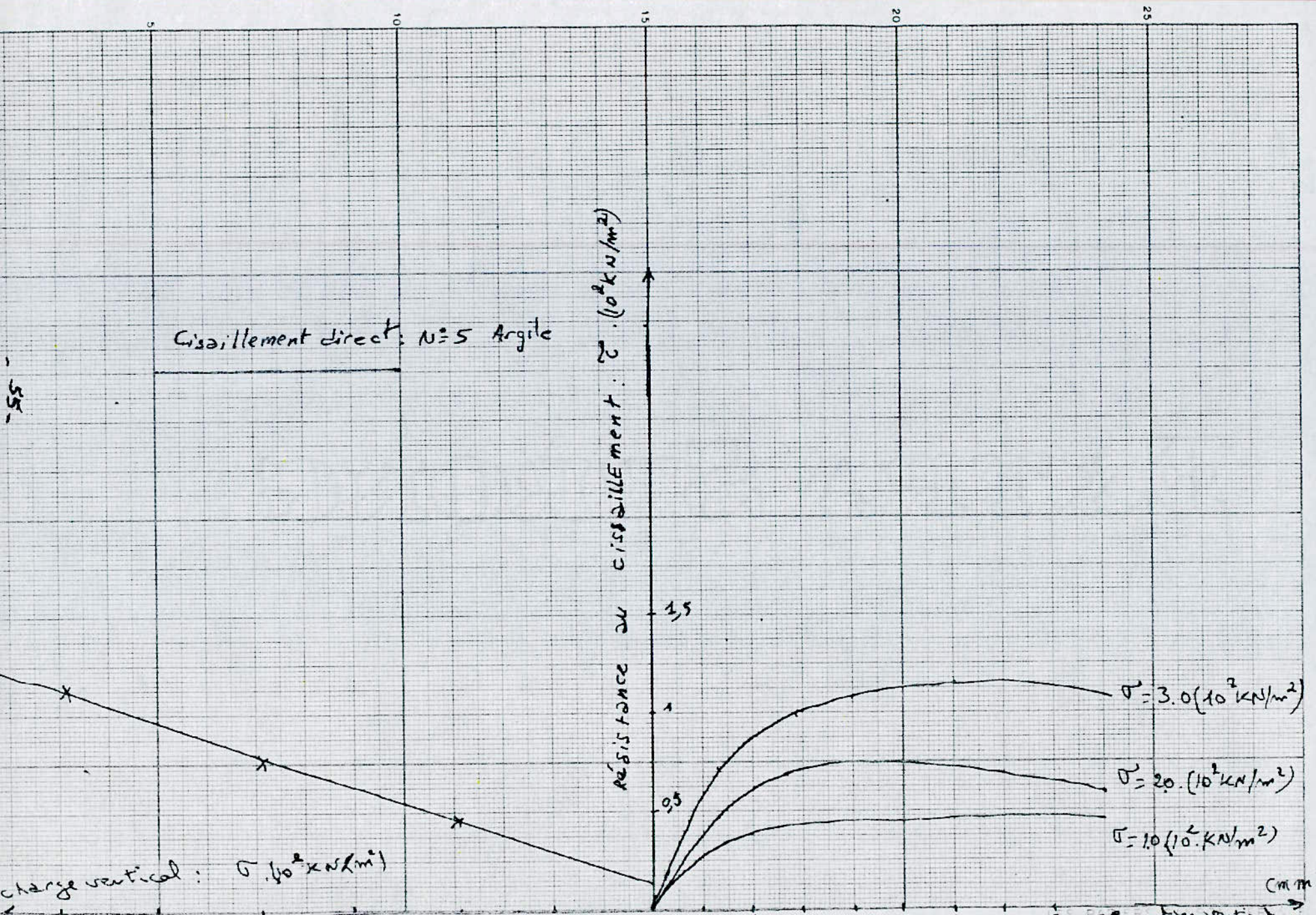
Cisaillement direct, N°4 Argile

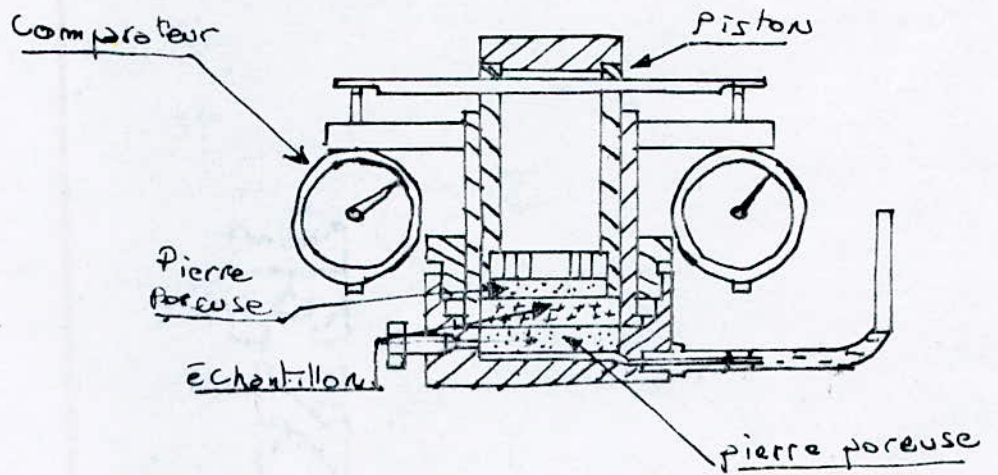
RESISTANCE AU CISAILLEMENT : τ (10^2 KN/m^2)

charge verticale : σ_v (10^2 KN/m^2)

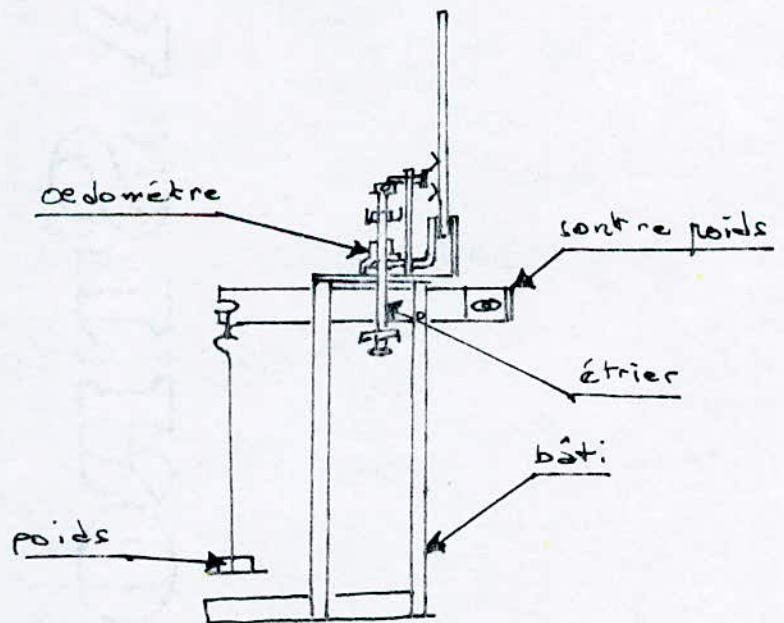
déformation verticale en (m. m)







Appareil oedomètre



Essai de COMPRESSIBILITÉ

Essai de Compressibilité : (essai œdométrique)

Cette essai nous permet d'évaluer les tassements des ouvrages dans le temps et a pour but d'étudier la consolidation du sol qui est soumis à des charges différentes.

On distingue 3 étapes de tassement; le tassement initial puis la consolidation primaire qui est due à l'élimination de la pression interstitielle et une consolidation secondaire c'est un tassement très lent.

Appareillage utilisé est: une cellule œdométrique constitué d'une base qui supporte un cylindre contenant l'échantillon qui est placé sous un piston, conçu pour permettre la saturation de l'échantillon, et l'évacuation de l'eau.

note de calcul:

$$\text{on a } \frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{1+e_0}$$

e_0 : indice des vides initiale

H : hauteur initiale.

le module œdométrique est E' : $E' = - \frac{\Delta \sigma}{\frac{\Delta h}{h}}$

le module de compressibilité est: $M_v = \frac{1}{E'}$

$$\text{le coefficient de consolidation } C_v = \frac{k E'}{\gamma_w} \Rightarrow k = \frac{C_v \cdot \gamma_w}{E'}$$

On détermine C_v graphiquement on utilisant la formule

$$0,197 = C_v \cdot \frac{t_{50}}{h^2} \Rightarrow C_v = \frac{0,197 \cdot h^2}{t_{50}}$$

du graphe on détermine t_{50} c'est le temps qui correspond à 50% de degré de consolidation.

Essai de Compressibilité de l'Argile :

dimension de l'échantillon : Diamètre 7,982 cm et une hauteur de 2,00 cm

avec une densité spécifique de l'argile de $2,70 \cdot 10 \text{ kN/m}^3$

Tableau des valeurs mesurées :

N° 1 : teneur en eau avant : 17,3% ; teneur en eau après : 18,6%

avec $\gamma_{\text{sec}}^{\text{max}}$ de 95% = $1,667 \text{ t/m}^3$ et $w_{\text{optimum}} = 17,6\%$

Pression verticale $\sigma \cdot 10^2 \text{ kN/m}^2$	Tassement totale oed ^h (mm)	Module de compressibilité 10^4 kN/m^2	Poids Volumique Sec (γ_{sec}) 10 kN/m^3	Coefficient de porosité
0,00	0,000	—	1,671	0,628
1,00	0,784	26	1,740	0,563
2,00	1,178	51	1,776	0,532
4,00	1,800	64	1,837	0,481
8,00	2,562	105	1,917	0,419

N° 2 : teneur en eau avant : 18,5% ; teneur en eau après : 21,3%

avec $\gamma_{\text{sec}}^{\text{max}}$ de 95% = $1,66 \text{ t/m}^3$ et $w_{\text{optimum}} = 18,7\%$

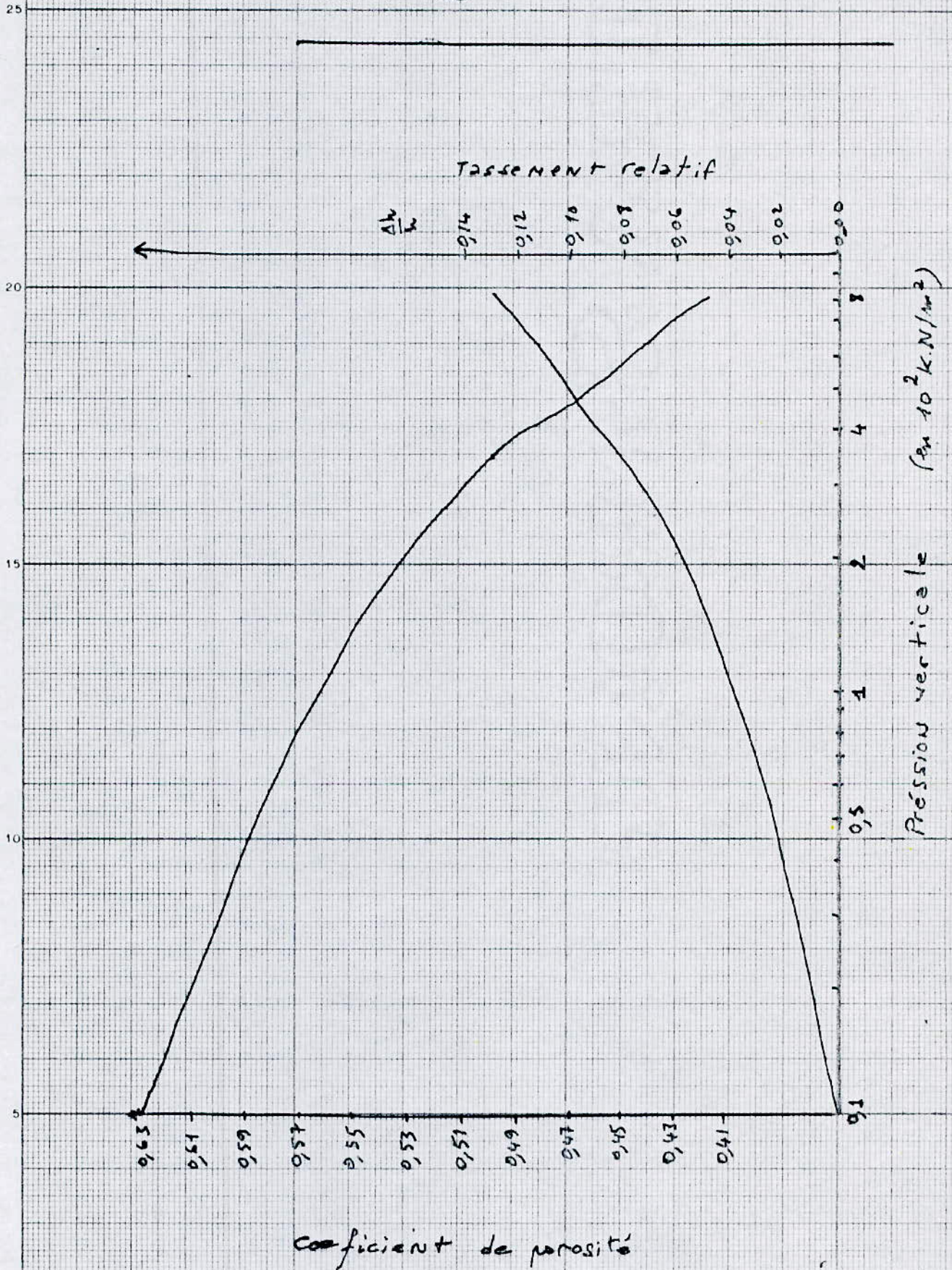
0,00	0,000	—	1,663	0,624
1,00	0,697	29	1,723	0,567
2,00	1,250	36	1,773	0,523
4,00	1,892	62	1,836	0,471
8,00	2,698	100	1,921	0,406

N° 3 : teneur en eau avant : 18,9% ; teneur en eau après : 19,0%

avec $\gamma_{\text{sec}}^{\text{max}}$ de 95% = $1,59 \text{ t/m}^3$ et $w_{\text{optimum}} = 20,0\%$

0,00	0,000	—	1,589	0,699
1,00	0,636	29	1,647	0,639
2,00	1,137	45	1,685	0,603
4,00	2,051	44	1,772	0,524
8,00	2,936	90	1,863	0,449

ESSAI de COMPRESSIBILITÉ N° 1



ESSAI de compressibilité N° 2

25

Tassement relatif

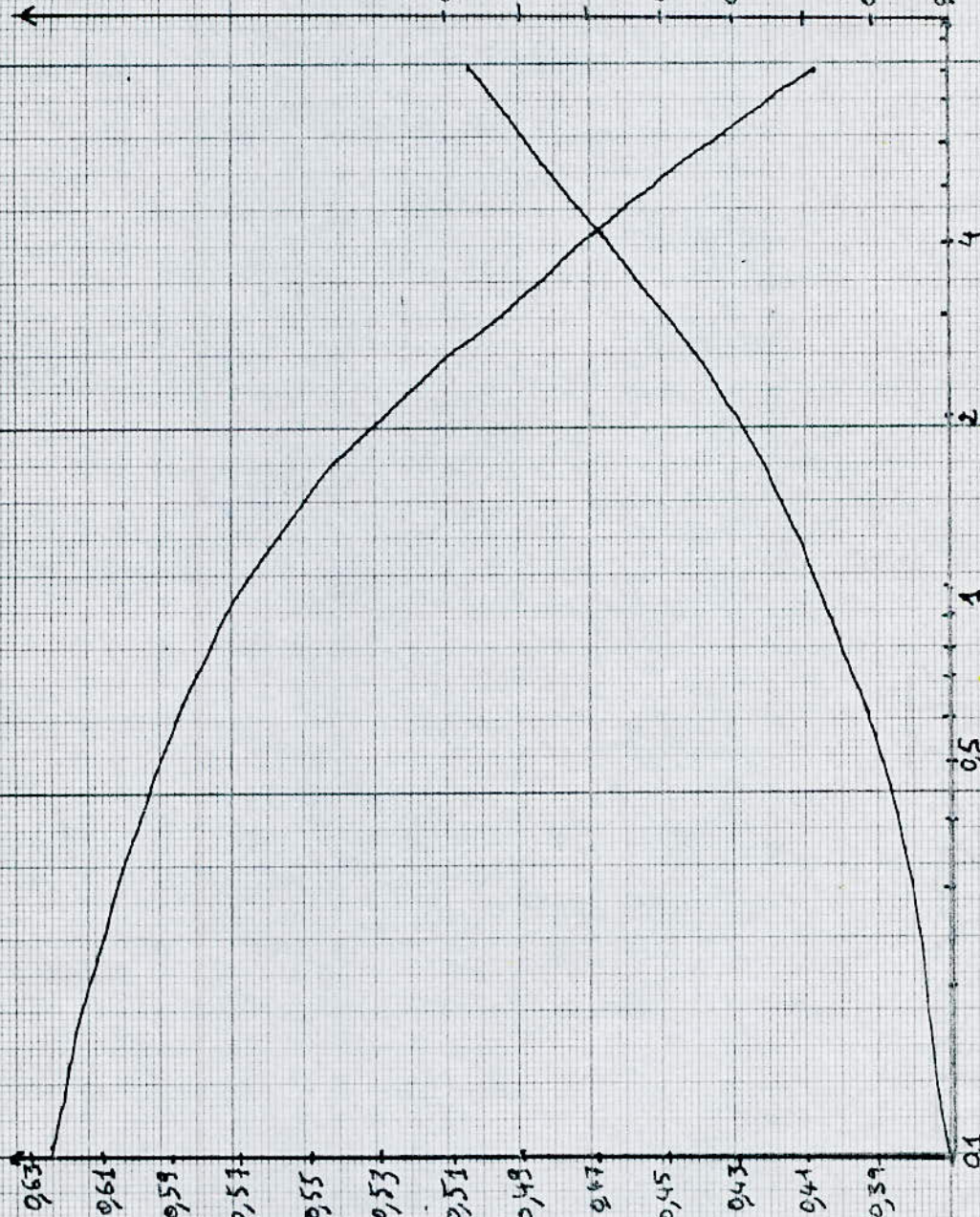
$\frac{\Delta h}{h}$ 0,14 0,18 0,10 0,08 0,06 0,04 0,02 0,00

20

15

10

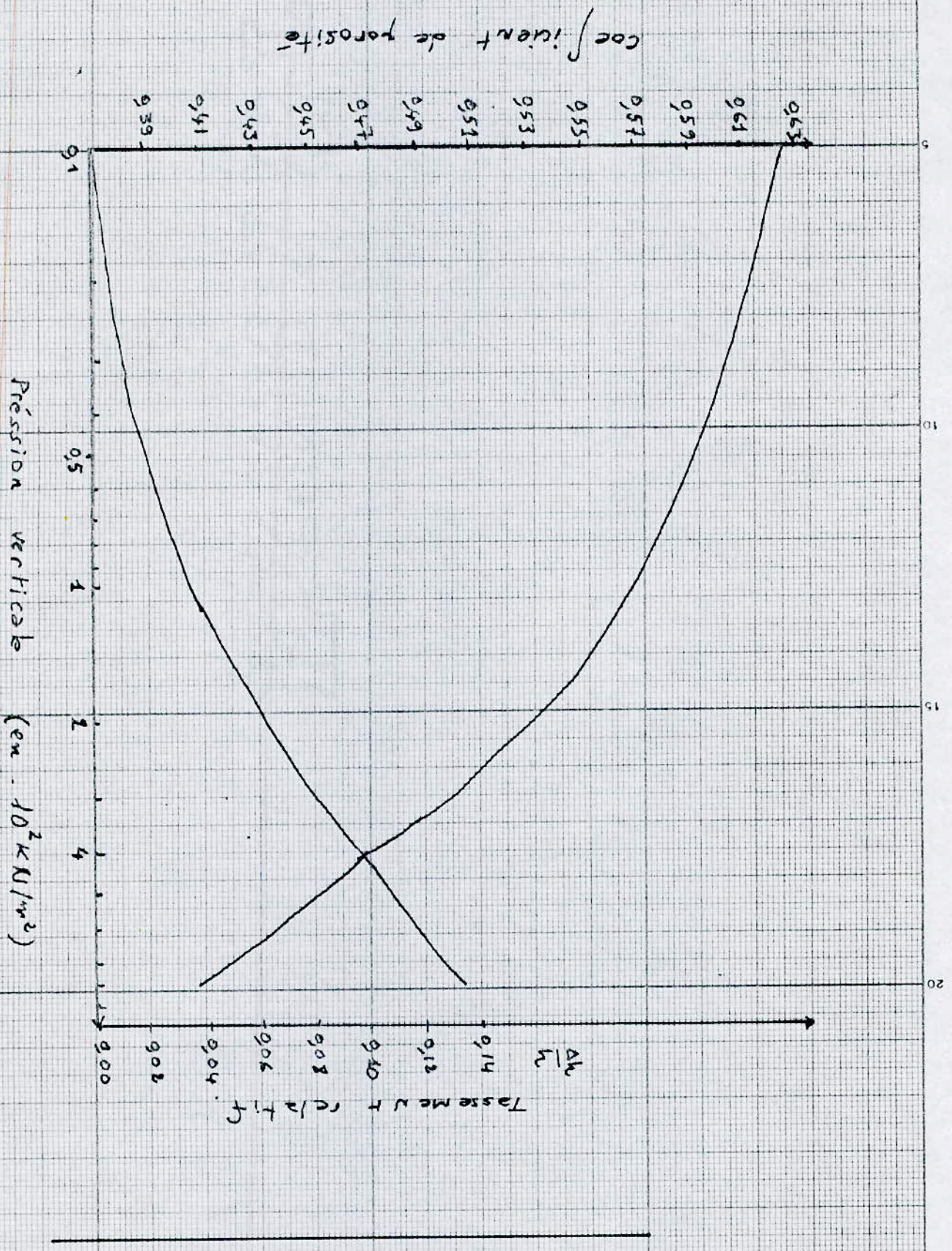
5



Pression verticale (en $\cdot 10^4$ kN/m²)

coefficient de porosité

ESSAI de COMPRESSIBILITE $N^{\circ} 3$



Coefficient de porosité

0,63
0,61
0,59
0,57
0,55
0,53
0,51
0,49
0,47
0,45
0,41
0,39

Tableau des valeurs : " ESSAI de CONSOLIDATION " de l'Argile
 pour les 3 essais de consolidation sur des échantillons
 à une pression de $P = 1 \text{ kg/cm}^2$; $P = 2 \text{ kg/cm}^2$; $P = 4 \text{ kg/cm}^2$ et $P = 8 \text{ kg/cm}^2$

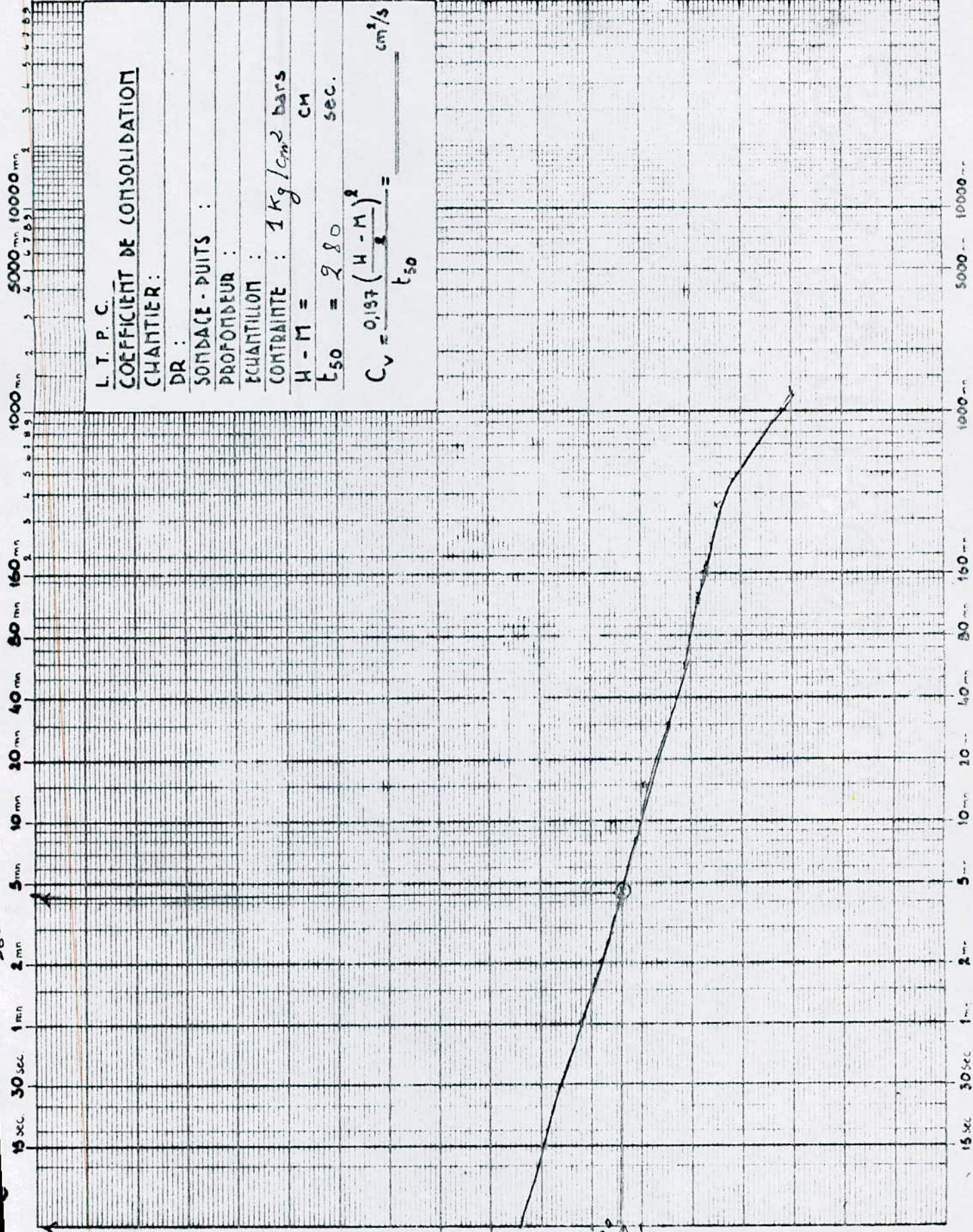
Pression : 1 kg/cm^2	
temps	tassement (mm)
(h)(min)(sec)	chargement
- - 3	0,150
7	0,180
15	0,200
30	0,220
- 1 -	0,240
2	0,260
4	0,276
8	0,294
15	0,298
30	0,326
1 - -	0,344
2	0,357
3	0,364
6	0,376
17	0,390
24	0,400

Pression : 2 kg/cm^2	
temps	tassement (mm)
(h)(min)(sec)	chargement
- - 3	0,520
7	0,540
15	0,556
30	0,570
- 1 -	0,575
2	0,582
4	0,600
8	0,615
15	0,630
30	0,648
1 - -	0,666
2	0,688
3	0,698
6	0,713
17	0,734
24	/

Pression : 4 kg/cm^2	
temps	tassement (mm)
(h)(min)(sec)	chargement
- - 3	/
7	0,860
15	0,910
30	0,930
- 1 -	0,950
2	0,960
4	0,990
8	1,028
15	1,031
30	1,058
1 - /	1,089
2	1,121
3	1,140
6	/
17	/
24	1,206

Pression : 8 kg/cm^2	
temps	tassement (mm)
(h)(min)(sec)	chargement
- / 3	1,350
7	1,430
15	1,460
30	1,480
- 1 -	1,510
2	1,526
4	1,550
8	/
15	1,620
30	1,646
1 - /	1,710
2	1,754
3	1,794
6	1,832
9	1,852
24	1,878

$36 \times 1.46 = 206$



L. T. P. C.

COEFFICIENT DE CONSOLIDATION

CHANTIER :

DR :

SONDAGE - PUIIS :

PROFONDEUR :

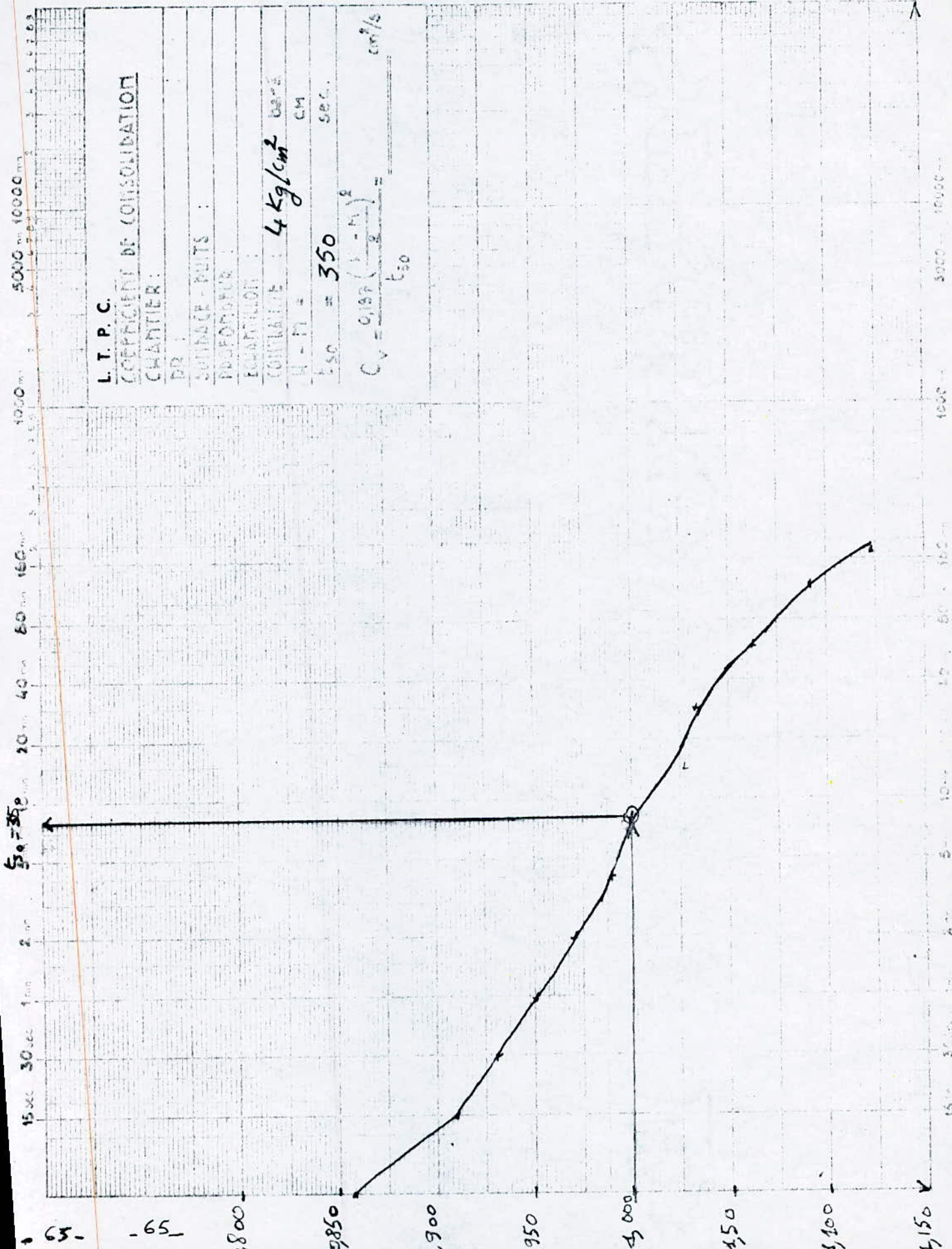
ECHANTILLON :

CONTRAINTE : 1 kg/cm² bars

H - M = CM

t₅₀ = 280 sec.

$$C_v = \frac{0.197 \left(\frac{H - M}{2} \right)^2}{t_{50}} \quad \text{cm}^2/\text{s}$$



L. T. P. C.

Coefficient de Consolidation

CHANTIER :

DR :

SOLINAGE - Puits :

PROFONDEUR :

EQUARRILLON :

CONTRETELE : 4 Kg/cm^2 base

$H - H_0 =$ CM

$t_{50} = 350$ sec.

$$C_v = \frac{0,197 \left(\frac{H - H_0}{2} \right)^2}{t_{50}} \text{ cm}^2/\text{s}$$

L. T. P. C.

COEFFICIENT OF CONSOLIDATION

CHARTER:

DR :

NUMBER OF TESTS :

DESCRIPTION :

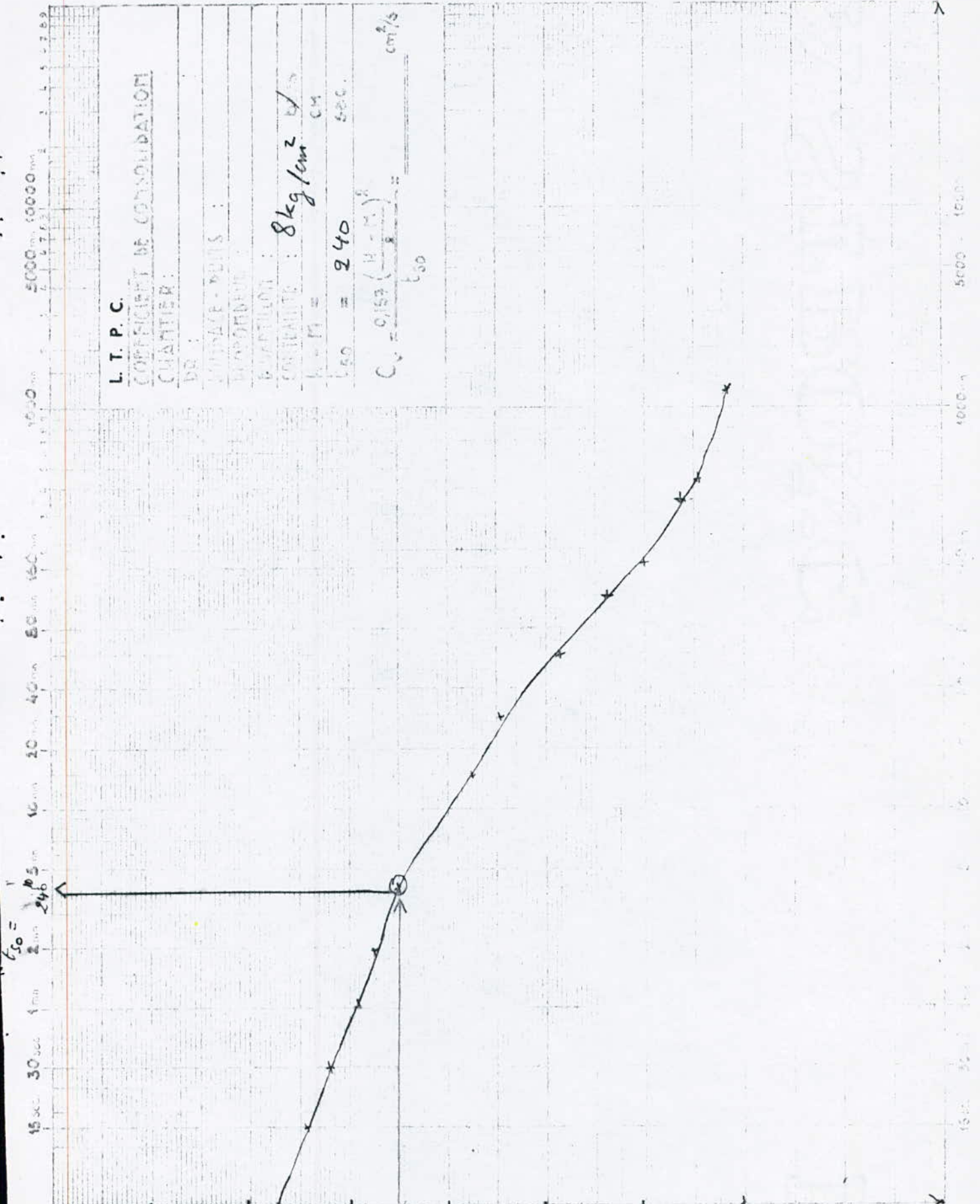
EXPERIMENT :

CONSTANT : 8 kg/cm^2

$V = M = \text{CM}$

$t_{50} = 240 \text{ sec}$

$$C_v = \frac{0.197 \left(\frac{H}{2} \right)^2}{t_{50}} = \text{cm}^2/\text{s}$$



$t_{50} = 240$

$e = 1.200$

$e = 1.300$

$e = 1.400$

$e = 1.500$

$e = 1.600$

$e = 1.700$

$e = 1.800$

$e = 1.900$

CHAP. IV :

Stabilité

et la hauteur de l'eau tel que : la cote de la retenue moins
 le cote de la base du barrage : $63,5\text{m} - 38\text{m} = 25,5\text{m}$

dont pour $\gamma = 1,02\text{t/m}^3$ et $H_{\text{eau}} = 25,5\text{m} \Rightarrow P_w = 26,01\text{t/m}^2$

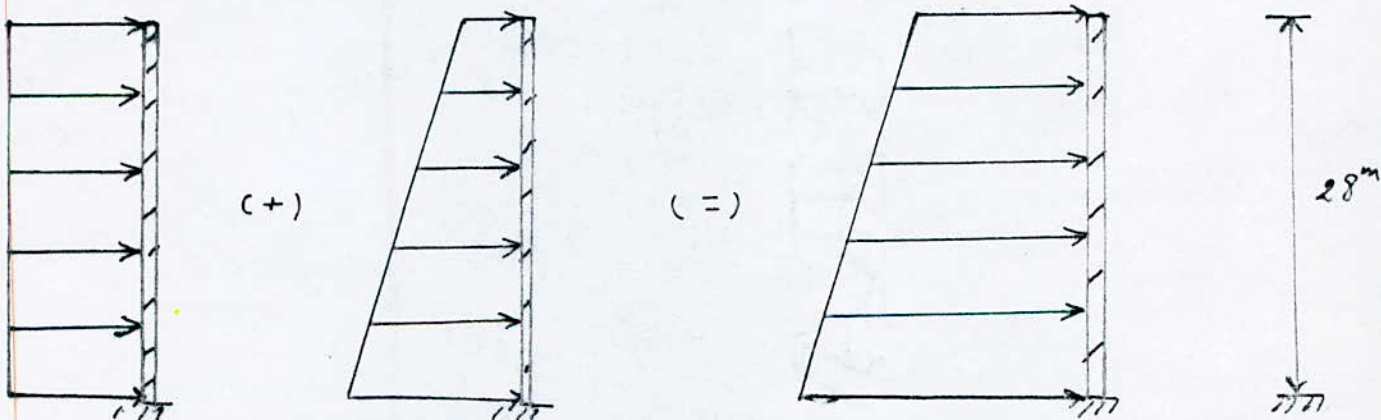
L'eau qui se trouve dans le sol exerce également une poussée
 qui s'exprime de la manière suivante : $P' = \gamma'_w \cdot h$

dans ce cas prenons $\gamma'_w = 1\text{t/m}^3$ et $h = 28\text{t/m}^2$

$\Rightarrow P'_w = 28\text{t/m}^2$. nous faisant remarquer que la pression
 de l'eau dans la retenue c'est à dire P , exerce une

charge constante sur la poutre aussi définie :

$$[P_w = 26,01\text{t/m}^2] + [P'_w = 4\text{t/m}^2] = [P_w + P'_w = 30,01\text{t/m}^2]$$



$$[P_w = \gamma_w \cdot H_{\text{eau}} = 26,01\text{t/m}^2] + [P'_w = \gamma'_w \cdot h = 28\text{t/m}^2] = [P_w + P'_w = \gamma_w \cdot H_{\text{eau}} + \gamma'_w \cdot h] \\ = 26,01 + 28 = 54,01\text{t/m}^2$$

La paroi est ancrée de 4m dans le barrage et 2m dans
 le bed rock, alors : $P'_w = \gamma'_w \cdot h$ pour $4\text{m} < h < 28\text{m}$

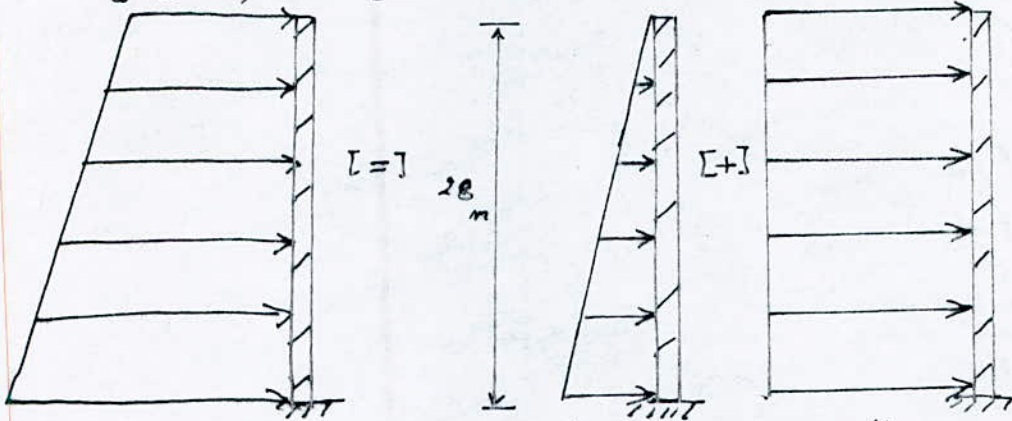
$$\Rightarrow h = 4\text{m} \Rightarrow P'_w = 4\text{t/m}^2$$

$$\text{et } h = 28\text{m} \Rightarrow P'_w = 28\text{t/m}^2$$

nous obtenons notre poutre chargée uniformément et
 triangulaire par une poutre chargée trapézoïdale
 que l'on peut décomposer en 2 parties.

Soit la décomposition de la charge comme suit: alors nous obtenons 2 cas de charges:

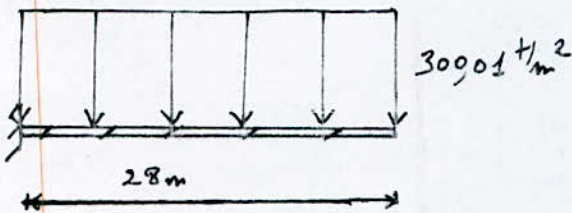
$$[P_{\omega} + P'_{\omega} = 30,01 \text{ t/m}^2] = [0] + [P'_{\omega} = 30,01 \text{ t/m}^2]$$



$$[P_{\omega} + P'_{\omega} = 54,01 \text{ t/m}^2] = [P'_{\omega} = 24,00 \text{ t/m}^2] + [P'_{\omega} = 30,01 \text{ t/m}^2]$$

Calculons la déformation dans les 2 cas:

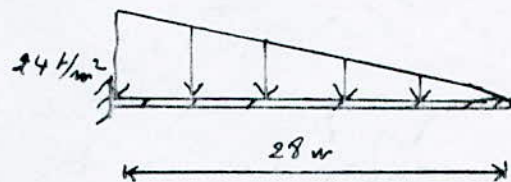
1°) Cas: de charge



$$q = ct = 30,01 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow y = \left(\frac{q}{q_0}\right) \left[1 - e^{-\left(\frac{x}{l_0}\right)} \cdot \cos\left(\frac{x}{l_0}\right)\right]$$

2°) Cas: de charge



$$q_{\omega} = q_0 - \frac{q_0}{l} \cdot x$$

$$\Rightarrow y = \frac{q_0 \cdot l_0}{4E_0 x} \left[2 \cdot \frac{x}{l_0} - e^{-\frac{x}{l_0}} \left[\sin\left(\frac{x}{l_0}\right) - \cos\left(\frac{x}{l_0}\right)\right]\right]$$

déformation pour la charge uniformément répartie et pour la charge triangulaire

Pour la déformation de la poutre nous y avons la notation suivante:

I : moment d'inertie de la section.

b : largeur de la section

E : module d'élasticité du matériau

y : déformation

q : charge appliquée par unité de longueur

k : coefficient de raideur

E₀ : module d'élasticité du sol avec E₀ = k b

Stabilité de la paroi moulée :

Dans cette partie nous considérons notre paroi moulée en béton plastique comme étant une poutre de rigidité constante, qui est soumise aux efforts de la poussée des terres d'une part et d'autre part de la pression interstitielle dans le sol à la quelle s'ajoute la pression de l'eau dans la retenue. Nous prenons comme hypothèse que cette poutre est encastrée dans le bed rock, et le travail de cette poutre se fait en milieu élastique. Les calculs qui suivent sont appliqués pour le cas le plus défavorable, c'est à dire pour une section de 1m, où la paroi moulée est la plus profonde, de telle manière les dimensions de notre poutre sont les suivantes :

- Longueur : $L = 34 \text{ m}$
- épaisseur : $e = 0,80 \text{ m}$
- Largeur : $l = 1 \text{ m}$.

Calculs des poussées des terres :

les poussées des terres qui s'exercent sur notre paroi de part et d'autre sont dues à un même milieu, ce sont les alluvions qui ont pour caractéristique physique : $\gamma = 18 \text{ t/m}^3$; $\text{tg } \varphi' = 0,57 \Rightarrow \varphi' = 30^\circ$, dans ce cas leurs actions s'équilibrent et n'influent pas dans les calculs.

Poussées due à la charge du barrage :

$P_w = \gamma_w \cdot H_{\text{eau}}$, prenons $\gamma_w = 1,02 \text{ t/m}^3$ pour le cas le plus défavorable lors d'une crue où l'eau est chargée ;

10) CAS : de charge uniformément répartie :

$$q = 300,1 \text{ kg/cm} \quad \text{et} \quad E_0 = 12 \cdot 10^4 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Calculons } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E_0 I}{E_0}} \approx 55 \text{ cm} \quad \text{et} \quad y = \frac{q}{E_0} \left(1 - e^{-\left(\frac{x}{L_e}\right)} \cdot \cos\left(\frac{x}{L_e}\right) \right)$$

$$y_1 \text{ avec } (x_1 = 1400 \text{ cm}) = 0,0025 \text{ cm}$$

$$y_2 \text{ avec } (x_2 = 933 \text{ cm}) = 0,0025 \text{ cm}$$

20) CAS : de charge triangulaire :

$$\text{avec } y = \frac{q_0}{4 E_0 x} \cdot \left[2 \cdot \frac{x}{L_e} - e^{-\frac{x}{L_e}} \cdot \left[\sin\left(\frac{x}{L_e}\right) - \cos\left(\frac{x}{L_e}\right) \right] - 1 \right]$$

$$y_1 \text{ avec } (x_1 = 1400 \text{ cm}) = 0,001 \text{ cm}$$

$$y_2 \text{ avec } (x_2 = 933 \text{ cm}) = 0,00099 \text{ cm}$$

la déformation sera la plus grande valeur des 2
Somme de déformation suivant x_1 et x_2 , donc

$$y = y_1 + y_2 \Rightarrow y = 0,0025 + 0,001$$

$$\Rightarrow y = 0,0035 \text{ cm.} \quad \text{par la méthode de superposition}$$

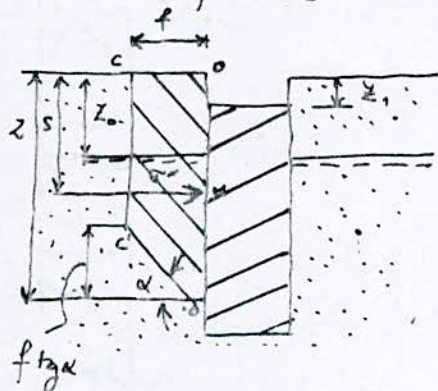
- une déformation de l'ordre de 0,01 mm est très satisfaisante.

Stabilité de la tranchée: de la paroi moulée

la tranchée réalisée pour l'exécution de la paroi doit respecter certain critère de stabilité, à fin d'éviter tout éboulement ou glissement de celle-ci lors de l'excauation ou bien la mise en place du béton, qui est en générale assurée par une boue. Propriété de la boue bentonitique: elle est constitué en générale de particule en suspension dans l'eau, elle se présente sous forme colloïdale - de densité supérieur à 1, elle a la particularité de passer d'un état de gel ou un état de pseudo solide au repos à un état liquide, par agitation mécanique. Elle a pour rôle de former un "Cake" qui agit sur les parois de la tranchée, ainsi seront compensées les poussées des terres et dans ces conditions la fouille reste libre d'accès. D'un point de vue théorique plusieurs études sont venues renforcer cette pratique de stabilité des tranchées par la boue. On distingue parmi les plus importantes la théorie du coin de "NASH et JONES" celle de "SCHNEEBELI" et celle de "KOWALEWSKI".

Equilibre du coin: nous prenons comme hypothèse que les forces latérales sur la surface verticale du cylindre comme étant négligeable.

schéma d'équilibre des forces:



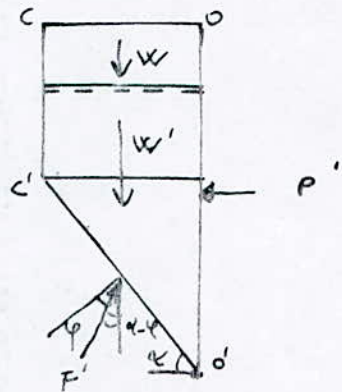
Les paramètres qui déterminent la géométrie du coin d'après "Kowalski" sont : sa longueur L ; sa hauteur z son épaisseur max f et l'angle que fait sa base avec l'horizontale. La mécanique fait intervenir les paramètres suivants : profondeur de la nappe phréatique, le poids volumique du terrain γ au dessus de la nappe, le poids volumique déjaugé γ' sous la nappe et l'angle de frottement du sol φ le coin est équilibré par les forces :

$$P' = (w + w') \operatorname{tg}(\alpha - \varphi)$$

$$w + w' = \frac{2}{3} f \cdot L \left[\gamma z_0 + \gamma' \left(z - z_0 - \frac{2}{5} f \operatorname{tg} \alpha \right) \right]$$

$$\text{on pose : } f = \frac{L}{2 \operatorname{tg} \varphi}$$

$$\Rightarrow P' = \frac{L^3}{3} \cdot \frac{\operatorname{tg}(\alpha - \varphi)}{\operatorname{tg} \varphi} \cdot \left[\gamma \frac{z_0}{L} + \gamma' \left(\frac{z}{L} - \frac{z_0}{L} - \frac{1}{5} \cdot \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \varphi} \right) \right]$$



$$\text{soit : } \frac{dP'}{d\alpha} = 0 \Leftrightarrow \left[\gamma \frac{z_0}{L} + \gamma' \left(\frac{z}{L} - \frac{z_0}{L} - \frac{1}{5} \cdot \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \varphi} \right) \right] \cdot \frac{1}{\cos^2(\alpha - \varphi)} - \frac{\gamma' \operatorname{tg}(\alpha - \varphi)}{5 \operatorname{tg} \varphi \cdot \cos^2 \alpha} = 0$$

$$\text{on pose : } t_0 = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha} \cdot \frac{z_0}{L} \quad \text{et} \quad t = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha} \cdot \frac{z}{L}$$

$$\text{notre équation s'écrit : } 5 \cdot \frac{\gamma}{\gamma'} \cdot t_0 + 5(t - t_0) - 1 = \frac{\sin 2(\alpha - \varphi)}{\sin 2\alpha}$$

$$\text{on pose également que : } 5 \cdot \frac{\gamma}{\gamma'} \cdot t_0 + 5(t - t_0) - 1 = A$$

$$\text{et } \frac{\pi}{4} + \frac{\theta}{2} = \alpha$$

$$\text{donc } A = \frac{\sin 2(\alpha - \varphi)}{\sin 2\alpha} = \cos 2\varphi + \sin 2\varphi \cdot \operatorname{tg} \theta$$

$$\text{alors } \operatorname{tg} \theta = \frac{A - 1}{\sin 2\varphi} + \operatorname{tg} \varphi \quad \text{par les approximations successives}$$

cette équation est résoluble, pour les données suivantes :

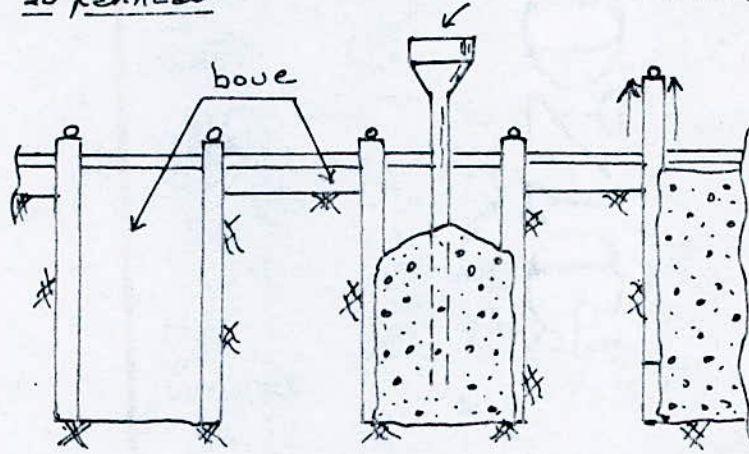
$$z_0 = 10 \text{ m} ; z = 14 \text{ m} ; \operatorname{tg} \varphi = 0,57 ; \gamma = 1,8 \text{ t/m}^3 ; L = 8 \text{ m} \text{ et } \gamma' = 0,8 \text{ t/m}^3$$

$$\text{on trouve } \theta = 57^\circ \quad \alpha = 72^\circ$$

préparation
du panneau

bétonnage

arrachage des
tubes-joint

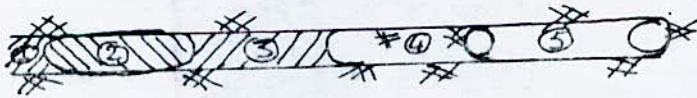


panneau 5

panneau 3

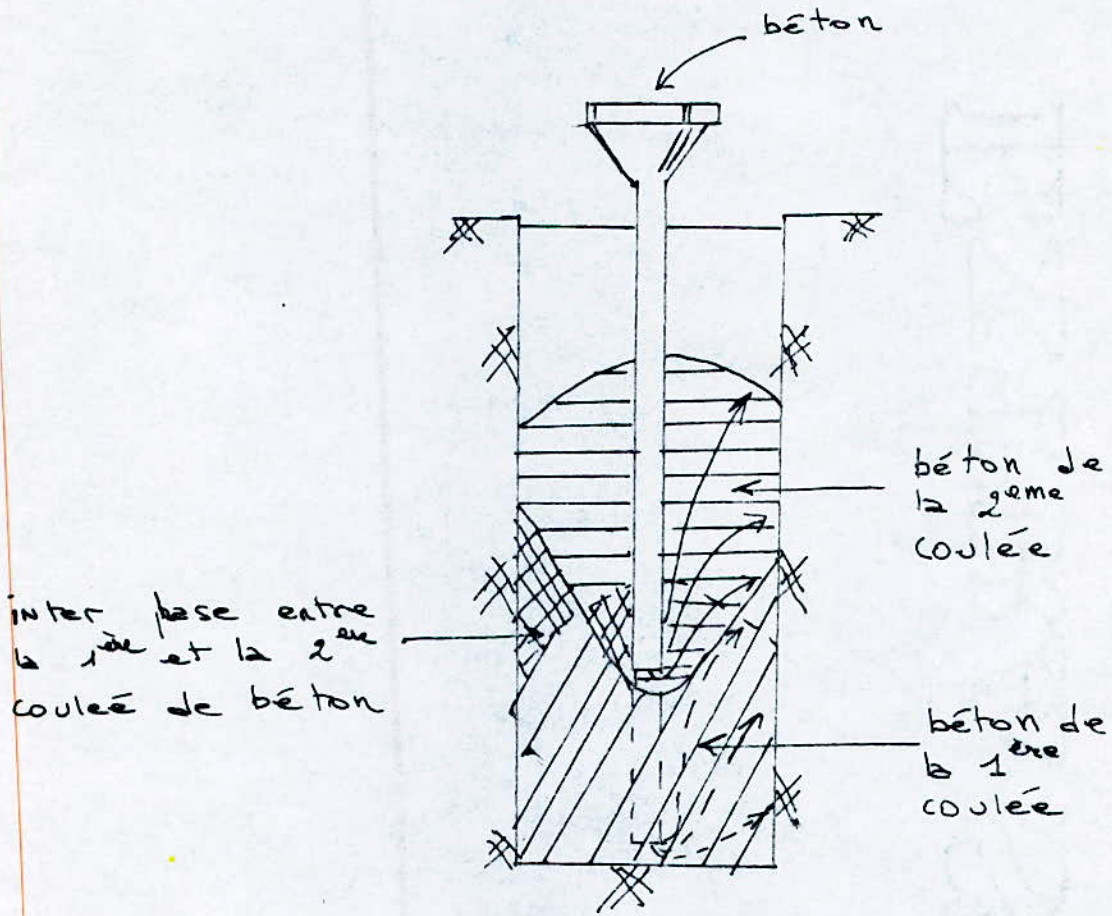
panneau 1

les différentes phases d'exécution des panneaux



ordre d'exécution 1-2-3-2-5-4
des panneaux:

SCHEMA D'EXECUTION DE LA PAROI MOULEE



MISE EN PLACE DU BÉTON

Dimensionnement de la digue :

notre digue doit respecter certains critères de dimensions pour assurer le maximum de sécurité, pour la stabilité des pentes des talus.

- la détermination de la hauteur du barrage doit être comme suit : Elle est égale à la différence entre la cote du couronnement et la cote du niveau de l'Oued.

$$H_b = \text{cote couronnement} - \text{cote du lit de l'Oued} = 77,50 - 38 = 39,5 \text{ m}$$

- la largeur en crête : la crête doit être accessible au service et doit être suffisamment large pour ne pas être submergé par les vagues, elle est déterminée par des formules empiriques :

$$1^{\circ} b = 1,65 \sqrt{H_b} = 10,37 \text{ m d'après "T.T. KNAPPEN"}$$

$$2^{\circ} b = 1,1 \sqrt{H_b + 1} = 7,003 \text{ m d'après "E.F. PREECE"}$$

$$3^{\circ} b = 3,6 (\sqrt{H_b} - 3) = 11,82 \text{ m d'après "Techniques des barrages..."}$$

nous pouvons dire que le choix pour $b = 10 \text{ m}$ respecte les normes.

- La longueur en crête du barrage : elle est mesurée directement sur le plan topographique du site : $L = 157,5 \text{ m}$.

- Les risbernes : on dispose de 2 risbernes sur la pente du talus aval à la cote 63,5 m pour la route d'accès et l'autre à la cote 49 m au niveau de la conduite $\phi 2000$.

- Pentes des talus : la détermination se fait à partir des expériences des barrages antérieurs et sont vérifiées à partir des épures.
pour le talus amont on prendra une pente de : 1:2
pour le talus aval on prendra une pente de : 1:1,8

Noyau :

sa hauteur située à 1m de la crête du barrage : $77,5 - 1 = 76,5 \text{ m}$

et pour les pentes fixées on dispose d'une largeur au sommet du

noyau de 4m. les pentes sont : Amont = 4:1 et Aval = 4:1

La largeur minimum de la base noyau est calculée par :

$B = b + cH$ avec b : largeur du noyau au sommet

c : coefficient qui dépend de la qualité et de

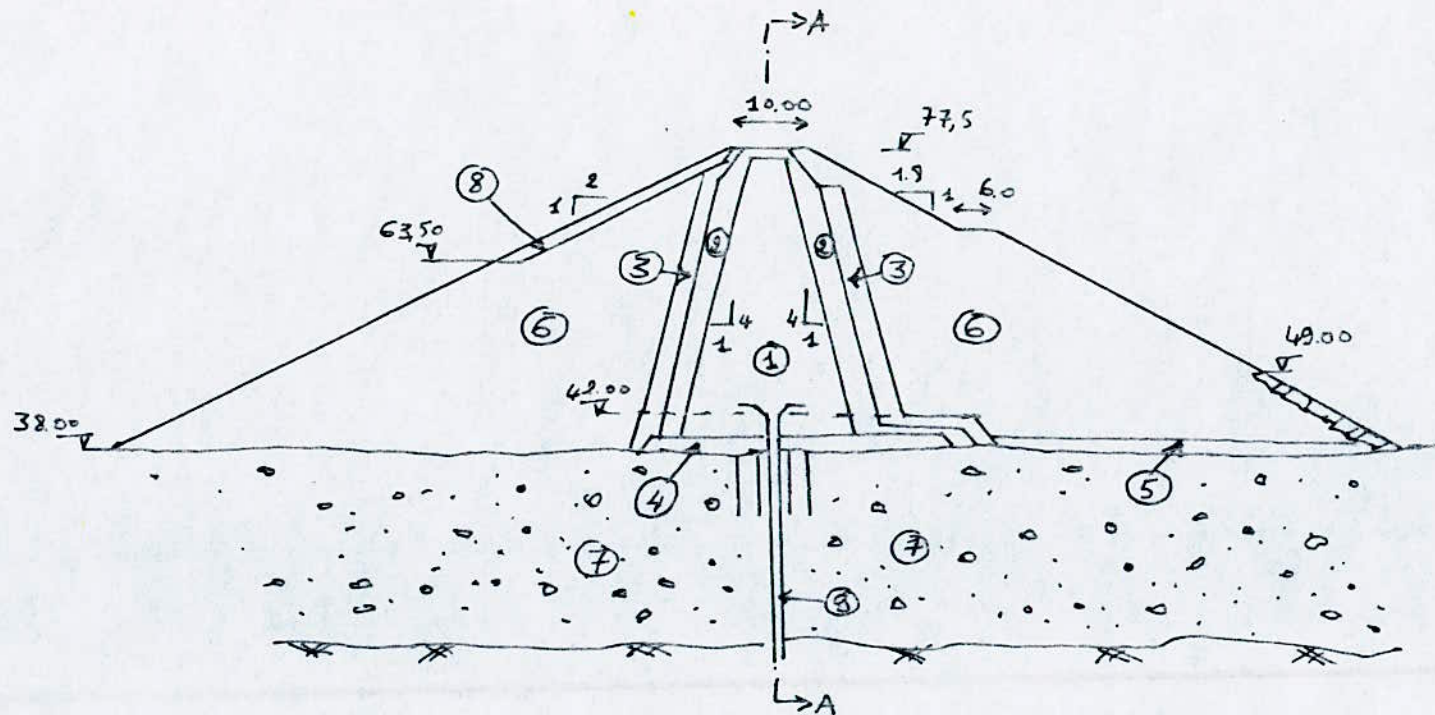
la hauteur du barrage. H : hauteur du barrage.

le coefficient c doit respecter le critère : $0,5 \geq c \geq 0,15$

pour $b = 4 \text{ m}$, $H = 39,5 \text{ m}$ et $c = 0,45 \Rightarrow B = 21,775 \text{ m}$

cette hauteur doit être : $B = (0,8 \div 1,2) H \geq b_{\min}$

ce qui est vérifié puis que : $B = (0,8 \div 1,2) H = 26,33 \text{ m}$.



- ① ARGILE
- ② FILTRE A
- ③ FILTRE B
- ④ FILTRE C
- ⑤ FILTRE D
- ⑥ ENROCHEMENTS
- ⑦ ALLUVIAN
- ⑧ RIP-RAP
- ⑨ Paroi moulée

BARRAGE DE BENI AMRAN

In Filtration :

Le problème que pose les infiltrations à travers le corps du barrage ou sous le corps de celui-ci se présente sous 2 formes. Ils peuvent mettre en doute la capacité de la retenue si les pertes d'eau ne sont pas contrôlées d'une part et d'autre part ils peuvent compromettre la sécurité du barrage si les précautions techniques nécessaires ne sont pas prises contre les risques que provoque le phénomène de renard. (mise en place de drain, ...)

Détermination de la ligne de saturation :

plusieurs méthodes de calcul de la ligne de saturation du réseau d'écoulement à travers le barrage ont été élaborées, parmi elles appliquons la méthode de "KOZENY" qui prend comme référence de base une parabole théorique d'équation $x^2 + y^2 = (x + y_0)^2$ où x et y sont les coordonnées de la parabole et $y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d$ avec H : niveau normale de la retenue.

soit : $d = t_2 - 0,75$ avec $S = H \cdot m_1$
 $t_2 = 2 m_1 \cdot H_m + t_1$

H_m : hauteur du noyau = 38,5 m

t_1 : largeur en crête du noyau = 4 m

$\Rightarrow S = 39,5 \cdot 0,25 = 9,875$ m et $t_2 = 2 \cdot 0,25 \cdot 38,5 + 4 = 24,28$ m

donc $d = 24,28 - 0,7 \cdot 9,875 = 17,3675$ m

H_{cm} : hauteur d'eau (niveau normale dans la retenue)

$63,5 - 38 = 25,5$ m.

$$- H_n : \text{hauteur du noyau} : 76,5 - 38 = 38,5 \text{ m}$$

$$- m_1 : 0,25 \text{ fruit de talus du noyau puisque } \tan \alpha = \frac{1}{m} = \frac{4}{1}$$

$$- t_2 : \text{largeur à la base du noyau} : 24,28 \text{ m}$$

$$- d : 17,3675 \text{ m}$$

Y_0 : ordonnée de la parabole est donnée par

$$Y_0 = \sqrt{H_n^2 + d^2} - d = \sqrt{(38,5)^2 + (17,3675)^2} - 17,3675 \text{ m} = 13,23 \text{ m}$$

$$\Rightarrow Y_0 = 13,23 \text{ m}$$

$$\Rightarrow X^2 + Y^2 = (X + 13,23)^2$$

Tableau des valeurs : X et Y

X (m)	0	1	4	6	8	10	12	14	16	18	-1	-2	-4	-6	-95
Y (m)	13,23	14,19	16,75	18,27	19,66	20,96	22,19	23,35	24,46	25,52	12,189	11,05	8,31	4,033	1,744

L'intersection de la base de la parabole avec le parement aval du noyau est donnée par l'équation polaire : $a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha}$

$$\text{et } c = \frac{\Delta a}{a + \Delta a}$$

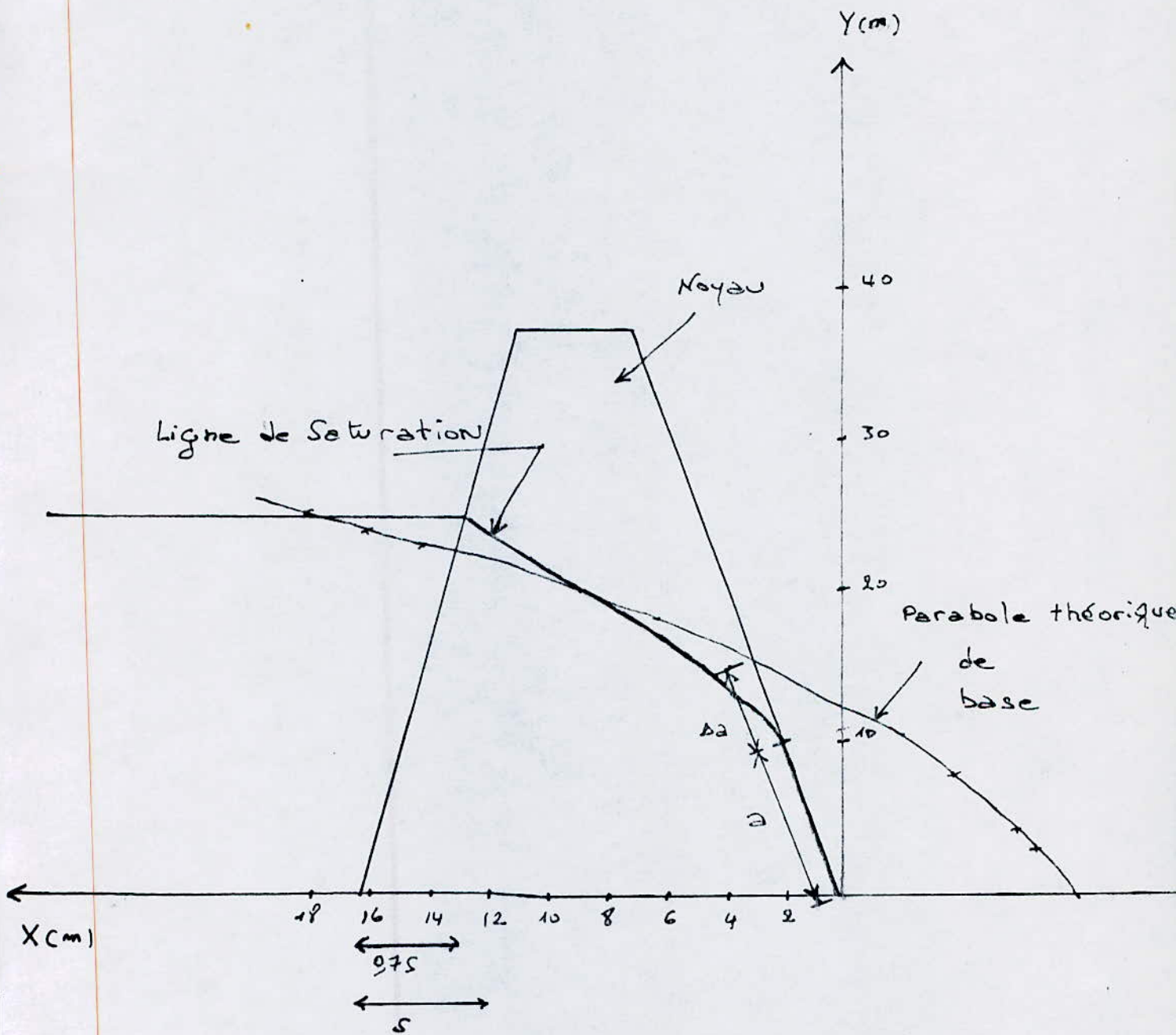
le graphique de "CARA GRANDE" nous donne c en fonction de l'angle α .

$$\alpha = 67^\circ \Rightarrow c = 0,28$$

$$a + \Delta a = \frac{13,23}{1 - \cos 67^\circ} = 21,7$$

$$\Delta a = c(a + \Delta a) = 0,28(21,7) \Rightarrow \Delta a = 6,076 \text{ m}$$

$$\Rightarrow a = 15,624 \text{ m}$$



Echelle : $x : 1m \rightarrow 0,5 cm$

$y : 1m \rightarrow 0,25 cm$

REPRESENTATION GRAPHIQUE : DE la Ligne de Saturation

Détermination du débit de fuite :

Dans le noyau qui est constitué par de l'argile imperméable. On suppose que l'écoulement est permanent, dans ce cas la loi de "DARCY" reste applicable.

$$\text{Soit : } \varphi = k \cdot i \cdot A$$

avec ; k : coefficient de perméabilité du matériau.

i : gradient hydraulique

A : section

$$\text{on a : } A = Y \cdot I \quad \text{et} \quad i = \frac{dY}{dX}$$

en remplaçant dans φ :

$$\varphi = k \cdot \frac{dY}{dX} \cdot Y \cdot I \Rightarrow \varphi = k \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

avec h : hauteur d'eau dans la retenue

k : coefficient de perméabilité du noyau

d : distance déterminée par le calcul de la L.S

prenons : $h = 25,5 \text{ m}$; $k = 5 \cdot 10^{-8} \text{ m/d}$ (valeur théorique)

$$\text{et } d = 17,3675 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \varphi = 5 \cdot 10^{-8} \left[\sqrt{(25,5)^2 + (17,3675)^2} - (17,3675) \right]$$

$$\varphi = 0,674 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{d}$$

Stabilité de la digue :

L'importance de la stabilité dans l'étude d'un barrage, nous amène à analyser la stabilité des talus amont et aval dans les différents cas de charge :

- Fin de Construction ; Talus Amont et Talus Aval
- Fonctionnement normal ; Talus Aval
- Vidange rapide ; Talus Amont.

Suivant ces cas de charge la stabilité doit être vérifiée, on détermine le rayon de glissement pour un coefficient de sécurité qui doit se rapprocher de un tout en étant supérieur : $F_{smim} > 1$

la méthode utilisée est celle "Fellenius" qui est basée sur une méthode des tranches, améliorée par "Bishop"

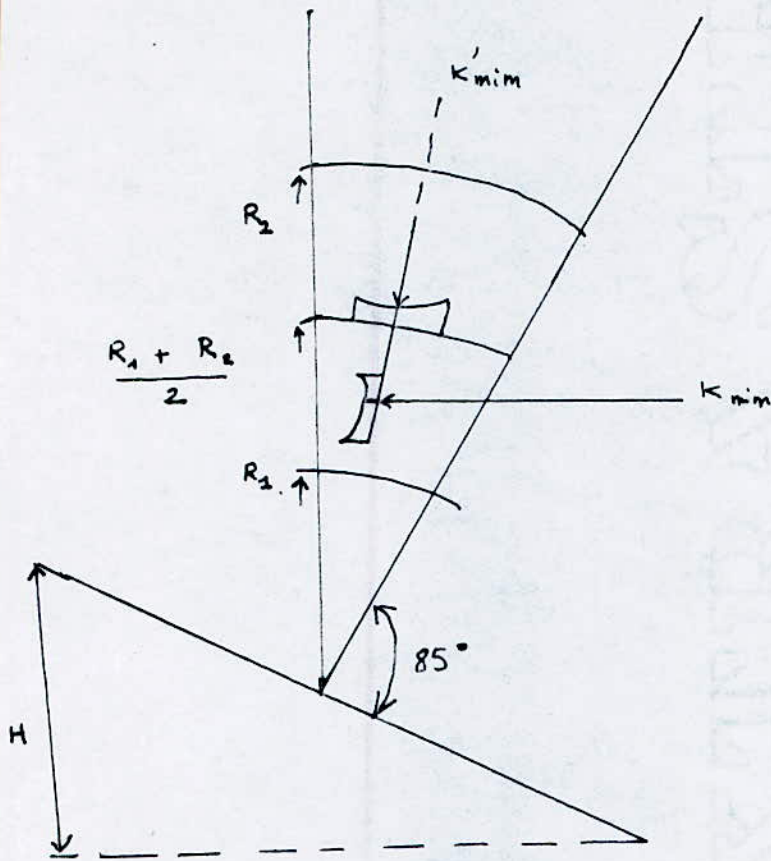
Les hypothèses sont les suivantes :

la surface de glissement ^{de} contact ^{est} un cercle.

Instantanément et simultanément la rupture se fait tout le long de la surface.

Il n'y a pas d'interaction transversale.

Le rayon et le centre de glissement est déterminée sur le graphique à l'aide d'un tableau normalisé, à partir de ce choix on procède au calcul proprement dit.

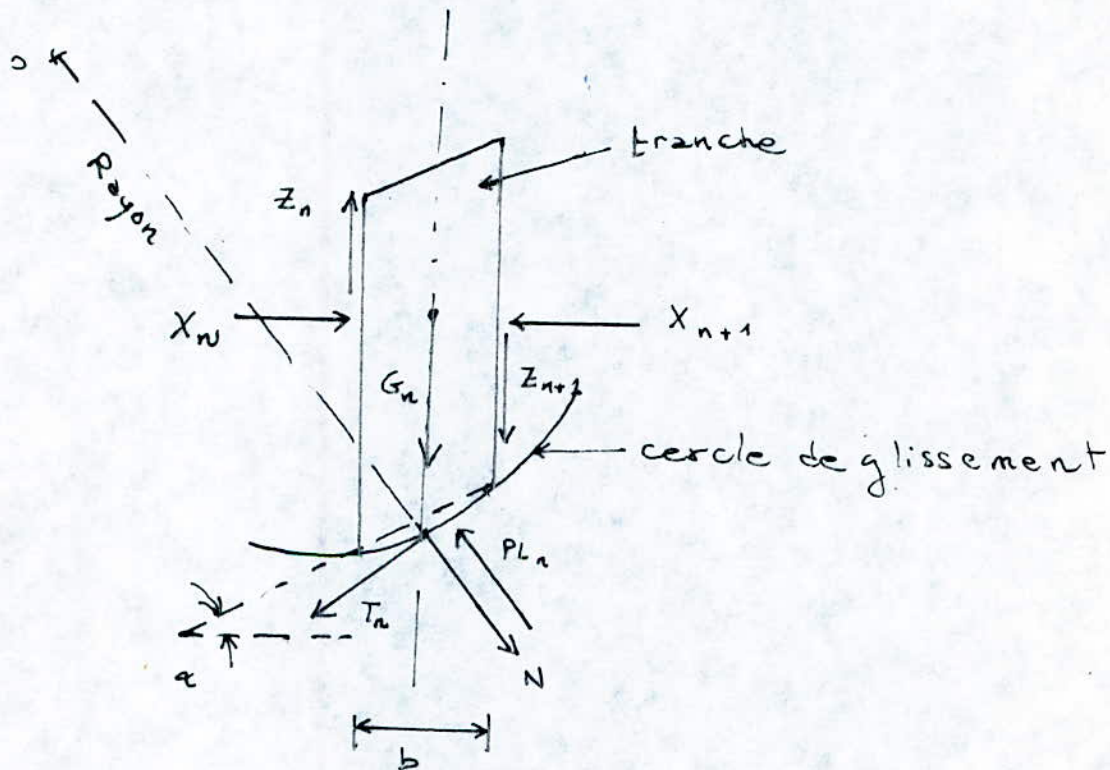


1:m	1:1	1:2	1:3	1:4	1:5	1:6
R_1/H	0,75	0,75	1,00	1,50	2,20	3,00
R_2/H	1,50	1,75	2,30	3,75	4,80	5,50

D'ETERMINATION DU CENTRE DE CERCLE DU GLISSEMENT

Représentation graphique de la méthode de "FEUENIUS"

schéma d'équilibre des forces d'une tranche.



G_i : poids de la tranche

N_i : Composante normale de G_i

T_i : Composante tangentielle de G_i .

X_i : Composante horizontale due à l'action de tranche $(i-1)$

Y_i : Composante verticale due à l'action de la tranche $(i-1)$

La détermination de X_i et Y_i se révèle très difficile
mais par contre elle s'annule en fonction de la tranche voisine :

$$X_i + Y_{i-1} = 0 \Rightarrow X_i = X_{i-1}$$

$$\text{et } Y_i + Y_{i-1} = 0 \Rightarrow Y_i = Y_{i-1}$$

Bilan des Forces agissantes :

Forces stabilisatrice :

- Force de frottement = $(N - PdL) \operatorname{tg} \varphi$ avec ; N : composante normale de G ; P : pression hydrostatique et dL : arc à la base
- Force de cohésion = $C dL$

Soit le moment de ces 2 forces par rapport au centre O .

$$M_F = [(N - PdL) \operatorname{tg} \varphi + C dL] R$$

Forces motrices :

- Force T : composante tangentielle à G , qui agit dans le sens que le cercle de glissement (elle provoque le glissement)

Soit le moment de cette force par rapport au centre O .

$$M'_F = \sum RT = R \sum T$$

de là on détermine le coefficient de sécurité comme suit

$$F_s = \frac{\sum M_{F(A)} + \sum M_{F(C)}}{\sum M'_{F(T)}} = \frac{R \sum [(N - PdL) \operatorname{tg} \varphi + C dL]}{R \sum T}$$

$$\Rightarrow F_s = \frac{\sum [(N - PdL) \operatorname{tg} \varphi + CL]}{\sum T}$$

Détermination des différents paramètres qui interviennent dans les calculs de la méthode utilisée.

Largeur de la tranche b : $b = \frac{R}{n_f}$ R : rayon ; n_f : n° de tranche

Le poids de chaque tranche G_n :

$$G_n = b (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3)$$

b : largeur de la tranche

γ_1 : densité du sol situé au dessus de la ligne de saturation γ_s

γ_2 : densité du sol à dessous de L.S

γ_3 : densité de l'assise.

h_1 : hauteur moyenne de la partie de tranche non saturée

h_2 : hauteur moyenne de la partie saturée.

h_3 : hauteur de tranche appartenant à l'assise.

- La composante tangentielle : $T_i = G_i \cdot \sin d_i$

- La composante normale : $N_i = G_i \cdot \cos d_i$

avec d_i l'angle que la vertical avec l'axe de la tranche

- La Pression hydrostatique : $P \cdot dL = \gamma h_p \cdot dL_i$

avec $dL_i = \frac{b}{\cos d_i}$

$$\Rightarrow F_s = \frac{(G_i \cos d_i - h_p \frac{b}{\cos d_i}) \operatorname{tg} \varphi}{G_i \sin d_i}$$

Avec la sollicitation due aux séismes:

Le séisme intervient dans la destabilisation de digue, la

Force due au séisme à une accélération tel que :

$$\sum a \cdot G_i \cdot d_i = \sum M(f)_{\text{nat}}$$

dans ce cas le coefficient devient F_{ss} tel que :

$$F_{ss} = \frac{\sum (N_i - P_i) \operatorname{tg} \varphi}{\sum T_i + \frac{1}{R} \sum a \cdot G_i \cdot d_i}$$

avec : $a \cdot G_i$ = Force due au séisme

d_i = bras de levier de cette force

a = Coefficient sismique tel que : $a = 0,2$

Stabilité du talus amont:

On doit étudier les 2 cas de charge suivant pour le talus amont:

En Fin de construction et lors d'une vidange rapide.

La vidange rapide est un cas très défavorable, elle se fait en un temps assez court pour que la ligne de saturation ne puisse descendre et laisse le massif du talus imbibé d'eau même lorsque le niveau de l'eau soit au pied du talus.

Déterminons la pression interstitielle qui subsiste lors d'une vidange rapide, l'eau emprisonné dans le massif va supporter

le poids de ce massif faisant l'approximation suivante

$$\text{soit : } N - PdL = (\gamma_{\text{sat}} - 1) n \cdot b \quad \text{avec } n = h_n \cdot \cos \alpha_n$$

$\Rightarrow N - PdL = (\gamma_{\text{sat}} - 1) b \cdot h_n \cdot \cos \alpha_n$ ou $(\gamma_{\text{sat}} - 1)$ est la densité immergée; n : composante normal; h_n : hauteur moyenne et b largeur de la tranche.

calcul de la composante tangentielle (T) : nous prenons la densité saturée

$$T = \gamma_{\text{sat}} \cdot t \cdot b$$

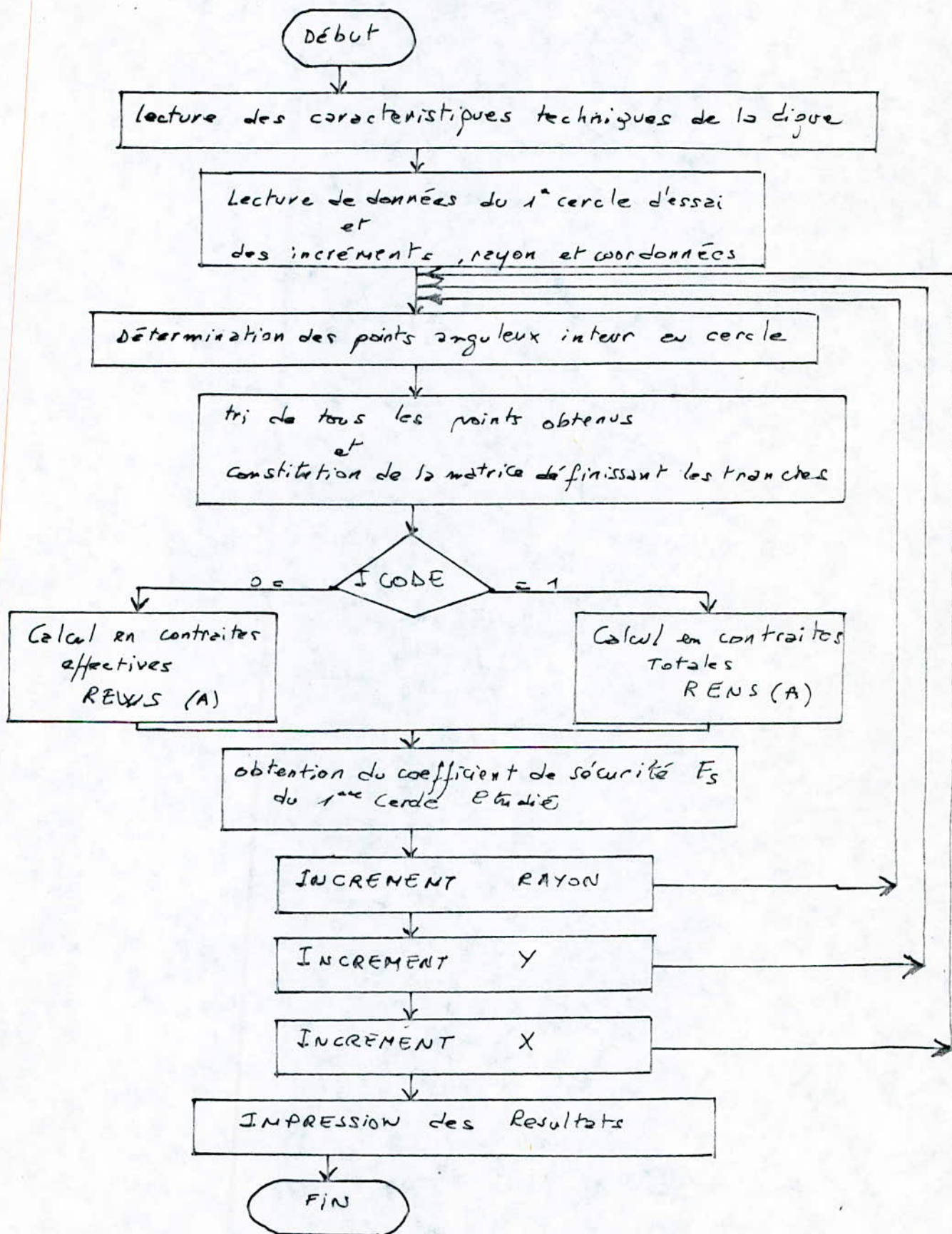
$$\text{avec } t = h \cdot \sin \alpha_n \quad \Rightarrow \quad T = \gamma_{\text{sat}} \cdot h \cdot b \cdot \sin \alpha_n$$

Stabilité du talus aval:

nous analysons dans cette partie deux cas de charges également lorsque la retenue est vide: Fin de construction et lorsque la retenue est pleine: FONCTIONNEMENT NORMAL

Le cas le plus défavorable est: le FONCTIONNEMENT NORMAL car il ya en permanence la présence des infiltrations.

ORGANIGRAME



Le calcul de stabilité fait à partir du programme "CALCUL de STABILITÉ" en utilisant la sous-routine "REWS (A)" pour le calcul en contraintes effectives, à donner les résultats suivants pour les différents cas de charges classiques.

FONCTIONNEMENT NORMAL :

- talus amont : $F_s = 0,89$

avec séisme $F_{ss} = 1,08$

- talus aval : $F_s = 1,34$

rayon $R = 69,75$; $X_c = 37$; $Y_c = 2$

$R = 70m$; $X_c = 41$; $Y_c = -5$

$R = 69m$; $X_c = -35$; $Y_c = -12$

Fin de construction :

- talus aval : $F_s = 2,69$

$R = 69,00$ $X_c = -39$; $Y_c = -19$

Vidange rapide :

- talus amont : $F_s = 0,99$

$R = 63,25m$; $X_c = 30,75$; $Y_c = -26$

Les cas de charges étudiés ici sont différents des cas de charges d'avant-projet, les résultats restent dans les normes des critères, ce qui concerne la vidange rapide, les valeurs ne sont pas les mêmes et mes talus puis que dans l'avant-projet il analyse les pentes des recharges (remblais), or dans notre étude on les a négligées, car ils agissent dans sens de la sécurité et pour le fonctionnement normal du talus quant valeurs requise 1,1 or on a trouvé 0,89 on raison des pressions interstitielles importantes à pres construction et pour les autres coefficient calcul ils restent dans les prévus par l'avant-projet.

No	humidité naturelle W(%)	Limite de liquidité WL (%)	Limite de plasticité WP (%)	Indice de consistance I _{CP}	Indice de liquidité I _L	Activité I _a	d < 2µ %	d > 2mm %	Procteur		Casseillonnat direct	Triaxial		
									γ _{sec} (t/m ³)	W _{opt} (%)				
1	18,2	48,1	29,8	27,3	1,1	0,91	39,0	0,6	1,75	15,2	90°17'	0,16	17°41'	0,60
2	17,9	37,4	29,9	16,5	4,18	0,85	29,0	0,6	1,75	16,6	18°33'	0,14	13°47'	0,32
3	19,6	61,1	25,6	35,5	1,17	1,61	22,0	0,6	1,675	18,	19°32'	0,28	16°54'	0,65
Moyenne →	18,6	48,8	28,43	26,43	1,15	1,12	24	0,6	1,716	15,6	18°16'	0,28	15°0'	0,31

Tableau Récapitulatif des Résultats :
des essais sur l'argile

19,24	0,196	16,116	0,434	Moyenne ←
20,18	0,12	18°16'	0,30	
(N°)	4			
(N°)	5			

POINTS N°	PROFONDEUR	TEMPERATURE	TEMPERATURE	LITRE	LITRE	LITRE	INDIC DE PLASTIQUE	GRANULOMETRIE %				POIDS SPECIFIQUE
								LITRE ARGILE	SABLE	GRAVIER	CAILLoux	
1	2,5			59,9	27,37	32,53	36,34	74,78	25,22	90		
2	3,0			59,1	22,76	21,06	21,06	73,72	27,36	90		
3	2,3			37,00	15,94	32,87	32,87	49,02	50,39	95		
4	1,5			54,95	29,08	34,27	34,27	39,36	26,4	98		
5	3,5			63,95	29,63	29,33	29,33	58,05	41,95	90		
6	1,5			45,5	16,17	33,82	33,82	97,34	2,66	90		
7	4,0			69,15	26,33	23,77	31,62	96,54	3,46	90		
8	3,5			53,9	22,13	30,84	30,84	98,56	1,44	90		
9	3,0			61,75	30,91	41,90	41,90	98,56	1,44	90		
10	3,0			61,75	30,91	41,90	41,90	98,56	1,44	90		
11	4,0			61,60	19,7	33,00	33,00	97,50	2,50	90		2,74
12	2,7			57,00	24,0	23,33	23,33	97,28	2,72	90		
13	2,1			46,5	23,11	23,57	23,57	92,82	7,18	90		
14	2,5			59,65	27,08	23,98	23,98	79,97	14,58	5,45		
15	2,5			46,0	22,02	12,33	12,33	61,81	26,86	11,33		
16	1,0			35,8	23,47	17,66	17,66	64,76	26,06	9,18		
17	3,2			49,85	23,29	39,01	39,01	97,40	2,6	90		
18	3,5			67,98	31,97							

1971

classification du matériau argileux (feuille d'inventaire 42)

Puits N°	Profondeur (m)	Teneur en eau naturelle W _{nat}	Teneur en eau optimale W _{opt}	Densité sèche max (g/cm ³)	Limite de liquidité L.L.	Limite de plasticité I.P.	Poids spécifique G _s
2	3,0	-	19,2	1663	59,10	36,34	2,7
4	1,5	-	18,2	1802	54,95	39,87	2,7
9	3,0	-	18,8	1675	53,98	31,62	2,7
14	2,5	-	18,2	1687	50,65	23,57	2,7
16	1,0	-	16,9	1773	35,8	12,33	2,7
Melange 1	-	-	29,6	1650	-	-	2,7
Melange 2	-	-	18,7	1727	-	-	2,7
Melange 3	-	-	13,6	1702	-	-	2,7
18	2,7	-	23,0	1544	57,00	33,00	2,7

Critères de essai de compactage proctor standard:

(essai B et P feuilles 45)

Mélange N° 1 Mélange N° 2 Mélange 3
 Puits N° 2 Puits N° 1 Puits N° 15
 4 4 14
 7 7 10
 10 10 14
 14 14 17
 17 17 19

PLASTICITES SUPERIEURES

PLASTICITES INFERIEURES

MOYENNE

HAUTE

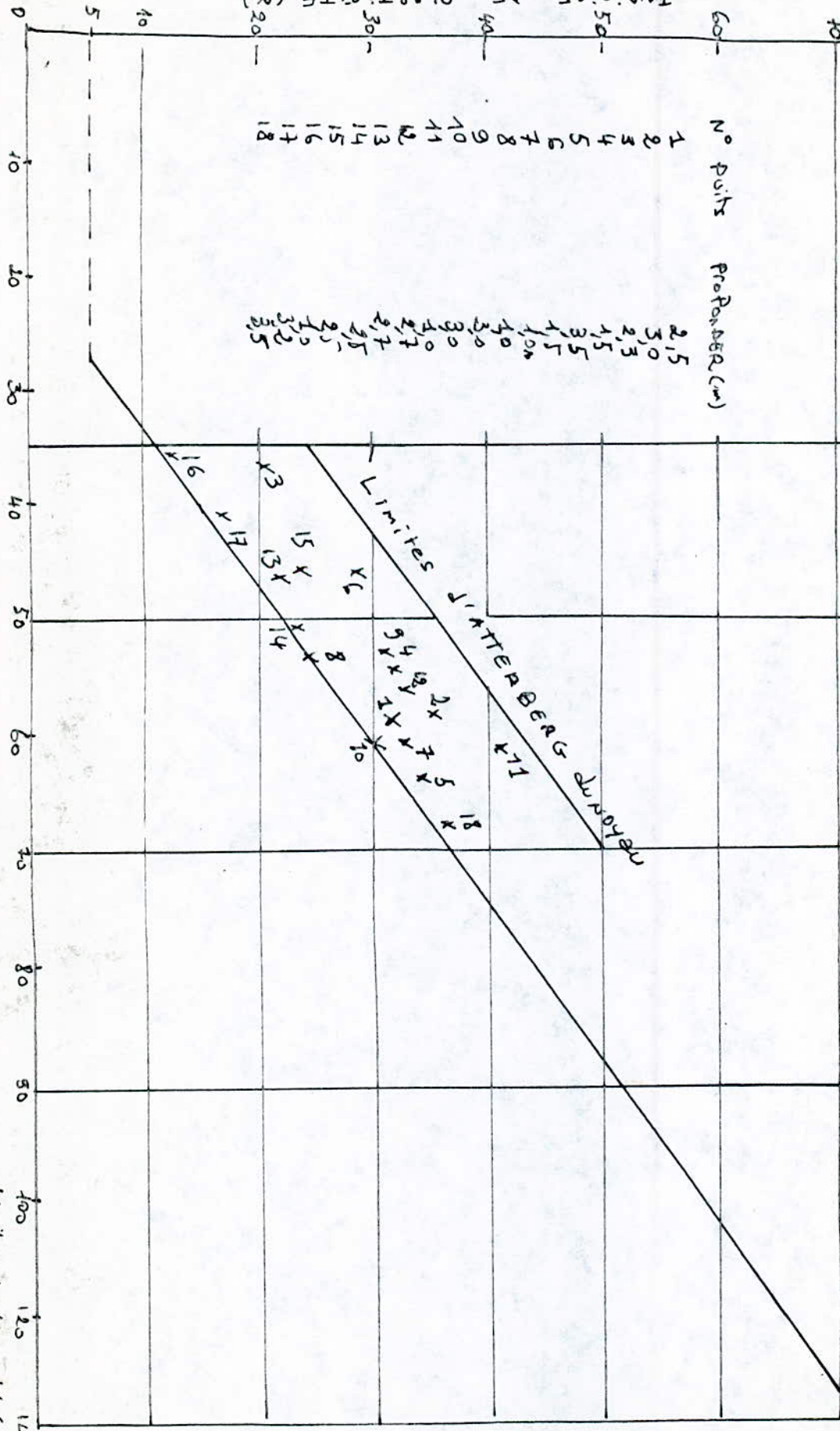
TRE HAUTE

EXTREMEMENT HAUTE

N° points PROFONDEUR (cm)

INDICICE DE PLASTICITE (%)

1	2,5
2	3,0
3	2,3
4	4,5
5	3,5
6	1,5
7	1,0
8	1,0
9	3,0
10	3,0
11	3,0
12	2,7
13	2,7
14	2,5
15	2,5
16	1,0
17	2,2
18	3,5



(BDE points 39)

CRITERE : LIMITE ATERBERG agile

LIMITE ATERBERG MOYENNE

Critere de Stabilité : (d'après les feuilles 17 et 18 d'avant projet)
Bet P

Charge	Coefficient de sécurité statique (CSS)		Intensité sismique pour CSS = 1	
	Requis	Atteint	Requis	Atteint
1. MASSIF AMONT				
a) Pressions interstitielles dans le noyau après construction	1,3	2,1	0,24g	0,34g
b) Conditions stables retenue pleine	1,7	X	0,24g	X
2. MASSIF AVAL				
a) Conditions stables, retenue pleine	1,7	2,1	0,24g	0,38g
b) Maitie de la CMP	> 1,0	2,1	N/A	0,38g
3. DIGUES DE LIASON				
a) Vidange rapide, amont	1,3	1,46	N/A	0,15g
b) Vidange rapide, aval	1,3	XX	N/A	XX

X : Non analysé en raison du CSS élevé sous les pressions interstitielles connues après la construction.

XX : Non analysé, le CSS sera plus élevé pour le massif amont du fait du niveau bas

Propriété des Matériaux :

Matériau	Résistance au cisaillement	Densité à sec	Base
Noyau	$\phi' = 23^\circ$ $c' = 0$	2 t/m ³	Résistance estimée à partir des essais Laboratoire
FILTRES	$\phi' = 35^\circ$ $c' = 0$	2 t/m ³	à partir d'essai en laboratoire
Enrochement	$\phi' = 35^\circ$ $c' = 0$	2 t/m ³	Valeurs caractéristiques théoriques
Alluvions	$\phi' = 30^\circ$ $c' = 0$	1,8 t/m ³	Valeurs théoriques

Critere de Stabilité : (d'après les feuilles 17 et 18 d'avant projet Bet P)

charge	coefficient de sécurité statique (CSS)		Intensité sismique pour CSS = 1	
	Requis	Atteint	Requis	Atteint
<u>1. MASSIF AMONT</u>				
a) Pressions interstitielles dans le noyau après construction	1,3	2,1	0,24g	0,34g
b) Conditions stables retenue pleine	1,7	X	0,24g	X
<u>2. MASSIF AVAL</u>				
a) Conditions stables, retenue pleine	1,7	2,1	0,24g	0,38g
b) Moitié de la CMP	> 1,0	2,1	N/A	0,38g
<u>3. DIGUES DE LIAISON</u>				
a) Vidange rapide, amont	1,3	1,46	N/A	0,15g
b) Vidange rapide, aval	1,3	XX	N/A	XX

X : Non analysé en raison du CSS élevé sous les pressions interstitielles connues après la construction.

XX : Non analysé, le CSS sera plus élevé pour le massif amont du fait du niveau bas

propriété des Matériaux :

Matériau	Résistance au cisaillement	Densité $\bar{\rho}$ / sec	Base
Noyau	$\phi' = 23^\circ$ $c' = 0$	2 t/m ³	Résistance estimée à partir des essais laboratoires
FILTRES	$\phi' = 35^\circ$ $c' = 0$	2 t/m ³	à partir d'essais en laboratoire
Enrochement	$\phi' = 35^\circ$ $c' = 0$	2 t/m ³	valeurs caractéristiques théoriques
Alluvions	$\phi' = 30^\circ$ $c' = 0$	1,8 t/m ³	valeurs théoriques

COMPARAISON DES RÉSULTATS DES ESSAIS avec

ce prévut par l'étude d'AVANT-PROJET :

Les résultats finaux sont repris dans un tableau récapitulatif nous remarquons que pour les essais d'identification des matériaux nous obtenons une bonne humidité, les limites d'Atterberg sont tous les 3 dans la partie délimitée par l'étude d'avant-projet nous retrouvons une grande humidité étalée qui respecte le coefficient d'uniformité "HAZEN" qui est égal au rapport $\frac{d_{60}}{d_{10}}$. L'essai proctor pour le compactage on donne des résultats convenable de même que les limites. On ce qui concerne les essais mécanique certains résultats prévus ne sont pas retrouvés par exemple l'apparition de la cohésion pour l'enrochement en fait les essais n'ont été fait que pour les grains inférieurs à 5 mm ce qui pourrait expliquer ce résultat, et pour l'argile on peut avancer qu'il y a une très légère dégradation du matériaux, mais elle reste insignifiante et reste de bonne qualité.

CHAP. V.

CONCLUSION

CONCLUSION :

Ce travail a consisté d'osculté les différents matériaux et plus précisément l'argile qui constitue le noyau central imperméable. A partir des différents essais réalisés "in situ" qui ont été très concluants.

Le calcul de stabilité fait à partir de ces paramètres expérimentaux sont convenable. On peut affirmer que l'exécution des travaux de la digue en enrochement du Barrage de Beni ANRAN se déroulent dans conditions très favorable.

ANNEXE : B, A

Organisation

Organisation de chantier :

Technologie d'exécution des travaux :

Le corps du barrage est constitué d'un noyau central, et de deux plateaux l'un à l'amont jusqu'à la cote 63,5m et l'autre à l'aval jusqu'à la cote 57,00m les parties du barrage à remblayer seront posées sur l'alluvion, au dessous du noyau centrale dans l'axe du barrage, on procédera à l'exécution de la paroi moulée en béton qui traversera les alluvions et formera une liaison entre le noyau central et la roche, créant ainsi l'écran imperméable.

Les piégonètres avec fit vibrant (telemak CL-1) doivent être posés jusqu'au endroits des prises de mesures conformément aux plans de l'avaul projet. On exécutera deux bernes sur la pente aval du barrage, l'une sera dirigée vers le mur gauche de l'évacuateur qui donnera accès à la vanne du tube d'évacuation de diamètre $\phi 2000$ et la deuxième située à la cote 49,00m dans la zone de contact avec le plateau aval sur lequel passe cette conduite de l'évacuateur à la rive gauche. On procédera à l'exécution de la galerie d'injection se trouvant sur la crête de la rive gauche qui aura une longueur de 30 à 12 m.

Pour la protection contre le phénomène de cavitation à l'amont du corps du barrage les pentes seront revêtues de béton compacté au rouleau, car la vitesse de l'eau est de l'ordre de 10m/s. On posera sur ces même pentes à des cotes différentes des tube

de drainages qui servent au rabattement de la L.S et la diminution des pression intersticielles dans le barrage.

Les deux pentes sont revêtues par du Rip-Rap jusqu'à la cote 63,5 à l'amont et jusqu'à la cote 57 à l'aval.

- Les différentes tâches de construction de l'ouvrage sont:

- Excavation de l'alluvion sous le barrage.
- Exécution de l'injection de consolidation de la rive gauche au niveau de la partie centrale (noyau argileux).
- Réalisation du forage et du rideau d'injection sur cette même rive dans la même zone.
- Injection de consolidation de l'alluvion au dessous du noyau.
- Exécution de la paroi moulée au dessous du noyau jusqu'à la roche saine.
- Exécution du rideau d'injection à travers et sous la paroi moulée.
- Remblayage du corps du barrage, du plateau amont et aval avec une quantité totale de 610.000 m³.
- Installation des piezomètres.
- Installation des grosses pierres au pied du revêtement amont et aval.
- Revêtement des pentes des 2 plateaux au béton compacté.
- Pose du Rip-Rap sur les pentes.
- exécution de la fondation de la conduite $\Phi 2000$ sur la berne (à 49).
- Excavation de la galerie sur la crête de la rive gauche.
- Pose des points pour l'oscultation des prises de mesures.
- Travaux de finition : réalisation de la route et autres détails.

Pour respecter les délais de réception de l'ouvrage on peut prévoir un travail en parallèle. On réalise dans ce cas 2 chantiers spécialisés, qui se dérouleront simultanément, l'un le Remblayage du corps du barrage l'autre exécutera la paroi moulée. Le remblayage des parties B et C (voir schéma) peuvent être réalisées jusqu'à 49m suivant une technique en escalier qui monte de l'intérieur vers l'extérieur du corps du barrage de telle manière à avoir un terrassement accessible avec des pentes stables. Pendant ce même temps les travaux d'exécution de la paroi moulée et d'injection dans le lit se déroulent.

Dans le cas où ces travaux dans la partie centrale ne sont pas terminés, on prévoit la possibilité de remblayer la partie D jusqu'à la cote 57,00m et la partie E jusqu'à la cote 56,00m. Le délai de réalisation de cette phase est de 6 mois.

$$\text{on a donc : } \frac{610\,000\text{m}^3}{6 \text{ mois}} = 101\,666\text{m}^3 / \text{par mois}$$

Matériels nécessaires à la réalisation de la digue :

10 bull dozers ; 9 chargeurs ; 26 dumper, pour le transport des matériaux dont : 18 KOCKUM 425 d'une charge de 25t et 8 VOLVO 442 d'une charge de 35t

On doit prévoir 5 KOCKUM 425 pour le transport du béton et 2 KOCKUM 425 pour la station de concassage et pour la centrale à béton. Et pour le remblayage on doit disposer de : 12 KOCKUM 425 (25t) et 7 VOLVO 442 (35t).

Le volume des Rockum est de 12m^3 par rotation, par sécurité on peut prévoir 11m^3 par rotation.

Le volume des Volvo est de 18m^3 par rotation, par sécurité on peut prévoir 16m^3 par rotation.

On propose pour cette tâche 2 équipes de travaux de 8 heures chacune et pour un nombre de rotation de 20 minimum par équipe.

Soit le calcul suivant : $12 \cdot 11 \cdot 40 = 5280 \text{ m}^3/\text{jour}$

et $7 \cdot 16 \cdot 40 = \underline{4480 \text{ m}^3/\text{jour}}$

Soit par mois : $9760 \text{ m}^3/\text{jour}$

$9760 \text{ m}^3 \times 30 = 292.800 \text{ m}^3$ par mois

Si on prend comme coefficient d'organisation $k = 0,55$

$292800 \times 0,55 = 161040$

et si on fait intervenir le coefficient $k_m = 1,25$ qui dépend uniquement de l'expérience de l'entreprise de réalisation.

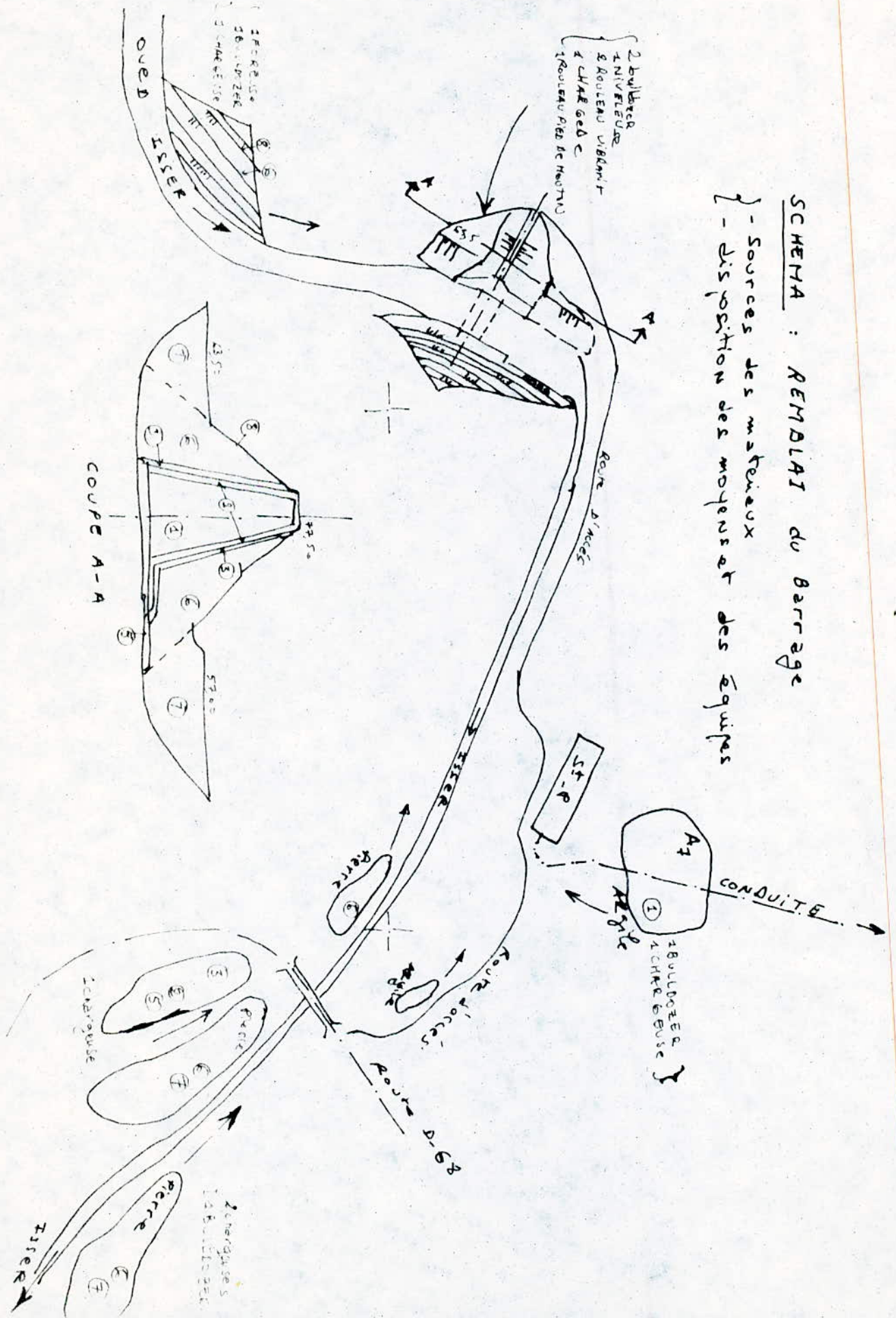
$$Q = \frac{252800 \times 0,55}{1,25} = 128832 \text{ m}^3$$

donc le nombre doit dépasser la quantité nécessaire prévue dans les délais de réception de l'ouvrage.

Le scénario de mise en route de la bonne exécution des travaux doit couvrir les différentes zones du chantier à savoir la zone d'emprunte, la zone de dépôt, la station de concassage, la centrale à béton, et autre, elles doivent être reliées de telle manière que la cadence de rotation des équipes et les exigences technologiques ne soient pas perturbées lors du déroulement des travaux.

SCHEMA : REMBLAI du Barrage

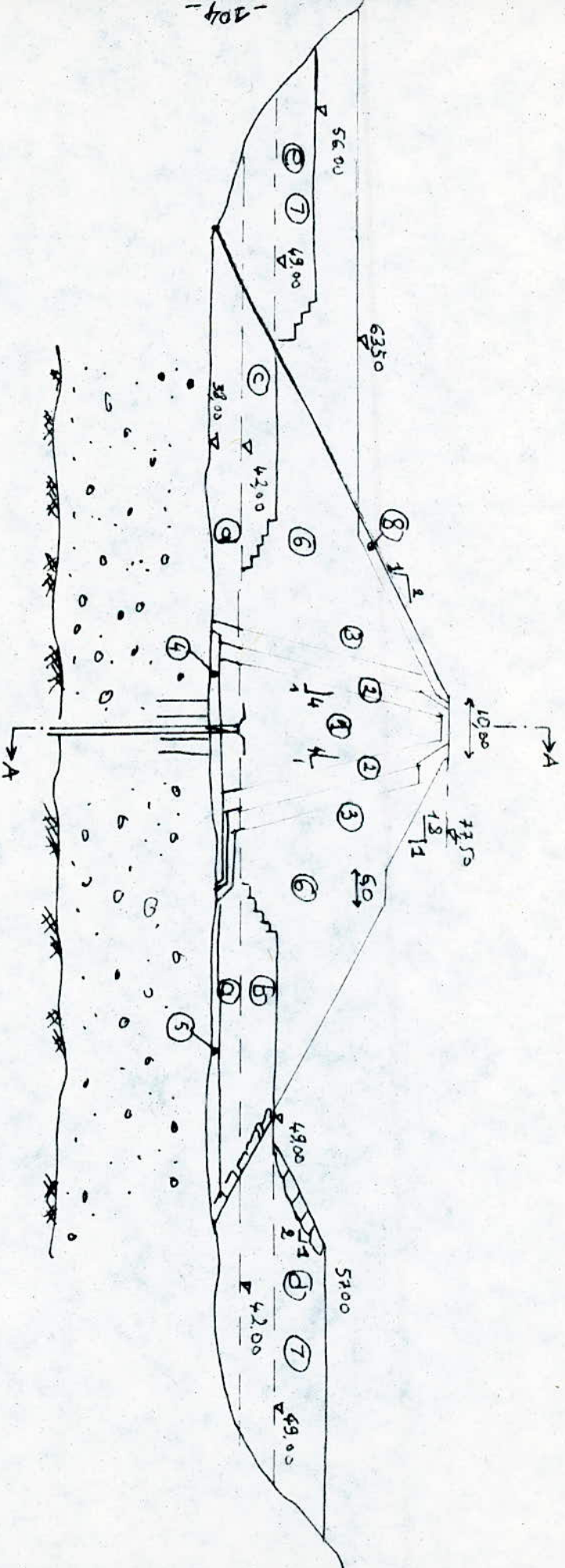
- Sources des matériaux
- disposition des moyens et des équipes



Le personnel et le matériels doit être en nombre suffisants, tout en prévoyant un minimum de potentiel en réserves pour les cas d'un éventuel problème imprévisible (crues; accidents; matériels défectueux; ou autre)

Situation des différentes zones:

- le dépôt du matériau remblai et enrochement se trouvent sur la rive de l'oued, ils proviennent de l'excavation de la fosse de évacuateur, le transport assuré par les dumpers jusqu'au barrage, on se servira d'un bulldozer pour enlever les matériaux non conforme au C.P.S. On doit disposer un cet endroit d'une chargeuse.
- Les dépot des différents filtre proviennent de la station de concassage seront déposées près du site on prévoit une chargeuse et des dumpers pour le transport.
- L'argile proviendra de la zone d'emprunt ou bien du dépot situé près de la station de pompage. On doit prévoir une chargeuse, un bulldozers, et des dumpers pour le transport.
- Le Rip-Rap proviendra d'une carrière située en amont du site. On doit prévoir une chargeuse, un bulldozers pour le nettoyage des étages et le rejet des matériaux non conforme aux normes du C.P.S.



- ① Aggrégé A
- ② Filtre A
- ③ Filtre B
- ④ Filtre C
- ⑤ Filtre D
- ⑥ Enrochements
- ⑦ Remblai
- ⑧ Rive-Rap

Barrage : Technologie de construction

Technologie de mise place des matériaux de la digue :

La mise en place des des différentes couches doit suivre l'ordre qui suit.

Les tranches d'argiles doivent avoir une hauteur de 25cm
les filtres A et B une tranche de 30cm de haut et l'enrochement -
-ment une hauteur de 0,5m.

Les procédés d'exécutions sont comme :

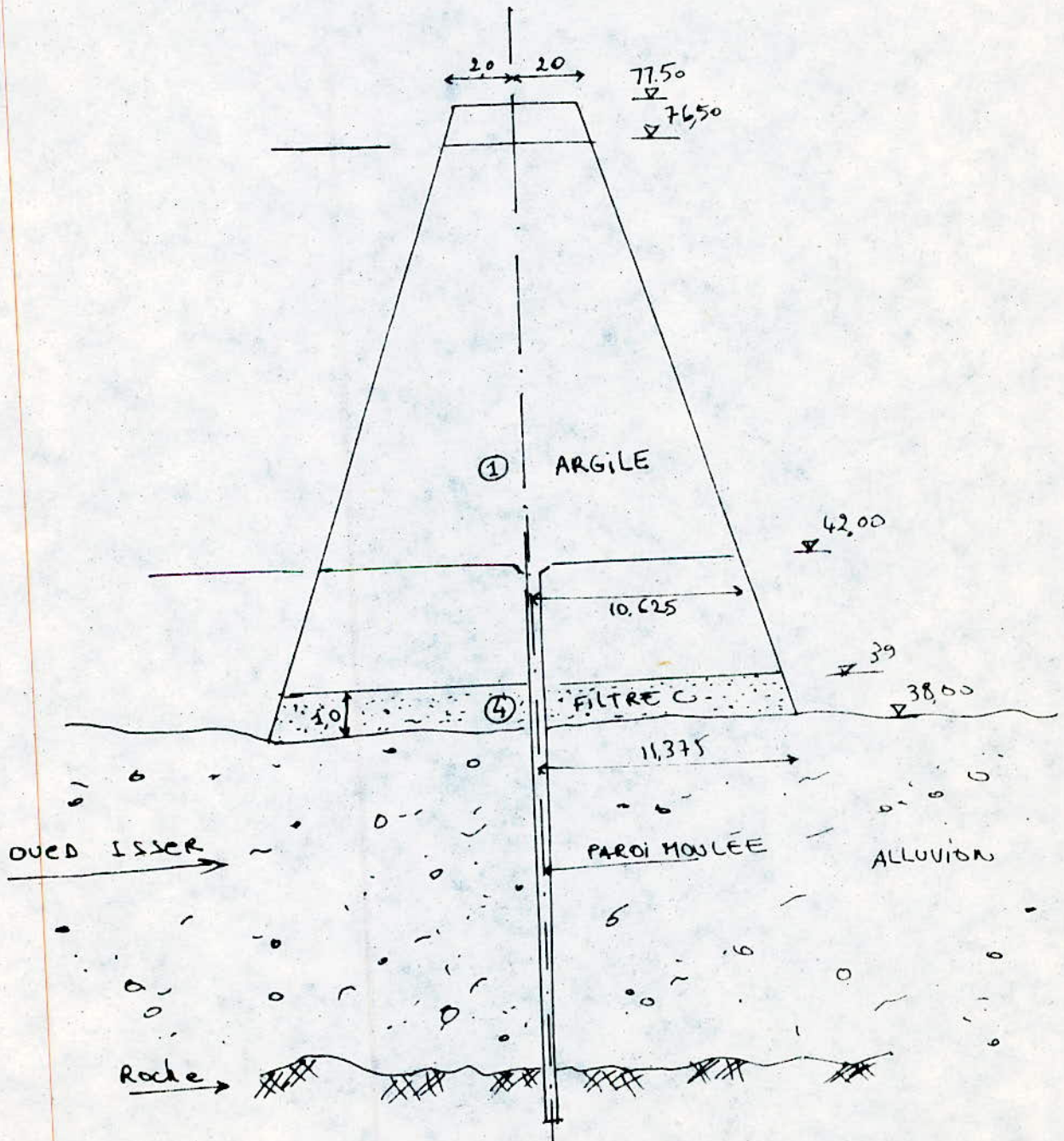
- Il faut exécuté l'alluvion jusqu'à la cote 38 donc au moins (2m)
- Procédé aux essais des couches de bases après compactage et délimiter l'alignement de l'axe
- Mettre en place les filtres A et B dans partie aval et amont
- Puis procédé à la mise en place de l'argile dans la partie centrale ensuite mettre en place l'enrochement.
- Par la suite on procède au compactage du filtre, puis de l'argile en même temps, compacter l'enrochement par du (filtre)
- On doit mettre l'enrochement et le remblais simultanément d'une manière continue.
- Après chaque compactage du filtre et de l'argile on doit procéder aux essais de contrôle de la nouvelle couche.

L'ordre d'exécution :

- filtre A en aval et en amont de l'axe du barrage
- filtre B en aval et en amont

- Argile dans l'espace créé entre le filtre A de part et d'autre
- Simultanément avec la mise en place de l'argile on procède à la mise en place de l'enrochement à l'aval puis à l'amont.
- On doit assurer la continuité de la mise en place de l'enrochement avec la mise en place du remblai.

SCHEMA:
 Technologie de mise en place de l'argile
 soit : 138 couches d'argiles
 d'une hauteur de 0,25m chacune



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

- Les barrages en terre - CH. MALLET et PACQUANT (EYROLLES 1978)
- Hydraulique souterraine - SCHNEBEELI (EYROLLES 1973)
- Fondation et ouvrages en terre - PHILIPPONNAT (EYROLLES 1978)
- Cours pratique de MDS/1 - Plasticité et calcul de terrassement
G. SANGLERAT (DUNOD)
- Cours pratique de MDS/2 - Calcul des ouvrages
G. SANGLERAT (DUNOD)
- Problemes pratiques de MDS et de fondation/2
G. SANGLERAT (DUNOD)
- Cours de barrages - Mr BELBACHIR professeur E.N.P.
- Cours de MDS/1 - Mr ZEGLACH professeur E.N.P.
- Cours de MDS/2 - Mr BARAKA professeur E.N.P.
- Manuels M.D.S. du L.N.T.P.B. - Facicules 1/2