

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

28/88

وزارة التعليم والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

THEME

CONSOLIDATION UNIDIMENSIONNELLE
DES ARGILES

Proposé par :

Mr BIOUS R.

Etudié par :

KHERFI A.

Dirigé par :

Mr BIOUS R.

PROMOTION : JUIN 1988

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

»O«

وزارة التعليم والبحث العلمي
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

«O»

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

THEME

CONSOLIDATION UNIDIMENSIONNELLE
DES ARGILES

Proposé par :

Mr BIOUS R.

Etudié par :

KHERFI A.

Dirigé par :

Mr BIOUS R.

PROMOTION : JUIN 1988

E.N.P. 10, Avenue Hacem Badi — EL-HARRACH - ALGER

Department: GENIE CIVIL
Auteur: BLOU D. REDOUANE
Le Ingénieur: KHERFI. AZZEDINE

مهندسة الهندسة المدنية
مؤلفة بيوضي رمضان
تلميذة مهندسة خرفي عز الدين

- النوع: أنضغاط الخضار
- الملخص: يهتم هذا الموضوع بدراسة أنضغاط الخضار تحت فعل حمولات متغيرة، ولقد أُلغرض تجري تجارب في المختبر لإثبات الخواص المبينة للخضار وتعيين أنضغاطه تحت حمولات معينة وفي أوقات أيضا معينة. بعد الانتهاء من هذا العمل، نتناول هذه الخواص بالدراسة عن طريق برنامج حاسوبي مختلف، ثم نقارن بين نتائجها

Sujet: CONSOLIDATION DES ARGILES.
Résumé: Notre sujet consiste à l'étude de la consolidation des argiles, sous l'effet des charges différentes - Pour cela on a fait des essais au laboratoire, et on a déterminé les coefficients caractérisant l'argile, et les tassements voulus sous des charges données et à des instants précis. On donne ces caractéristiques dans les deux programmes différents. A la fin on compare les résultats données par les méthodes Essai œdométrique, séries de Fourier et différences finies -

Subject:
Abstract: Our subject consist to study the clay's funding which is submissive at the effect of a different burdens. The Trial realized in the laboratory have allowed to determine the coefficients which caractérised the clay and the subsidentes for a deals, burdens and instants, and we compare the results given by two different programmes running on computer, and the results given by méthodes: trial œdométrique, Fourier's series and finissh differences -

Remerciement :

Mes remerciements sont à :

- monsieur BLOUD. R
- monsieur KENANA
- monsieur ZOURDANI

Ainsi qu'à tout qui ont participer de près
ou de loin à mon aide.

AZZEDINE

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

- ma mère
- mon père
- ma grande sœur et sa petite famille
- toute ma famille
- tout mes amis

AZZEDINE

SOMMAIRE

| <u>TITRE</u> | <u>PAGE</u> |
|---|-------------|
| Introduction générale | 1 |
| Consolidation unidimensionnelle | 3 |
| Equation de la consolidation | 13 |
| Consolidation unidimensionnelle est essai Oedométrique | 19 |
| Résolution de l'équation de consolidation | 47 |
| Programmation des deux méthodes de résolution | 53 |
| Conclusion | 64 |

Lorsqu'un sol est soumis à des charges (fondations, remblais, digues, barrages, murs de soutènement) il se produit des déformations dans le milieu. Comme ces charges sont le plus souvent verticales, ces déformations sont particulièrement marquées dans la direction même des forces appliquées: Ces déformations prennent le nom de tassement. Le tassement des terrains sous l'action des charges est un phénomène absolument général qui peut parfois prendre des proportions spectaculaires comme à Mexico, Pise ou Bologne. Même dans les cas courants, il convient d'y prêter une grande attention, car les tassements différentiels peuvent amener des désordres qui lorsqu'ils ne sont pas préjudiciables à la bonne tenue de l'ouvrage, nécessitent néanmoins des reprises coûteuses et souvent peu esthétiques. Il ne faut pas oublier que les roches elles même subissent des déformations qui sont loins d'être négligeables, sous l'action des culées de ponts ou de barrage par exemple.

Lorsqu'on charge un sol non saturé, les efforts se transmettent instantanément aux grains et la déformation est quasi immédiate; on peut estimer que le sol se comporte comme un milieu pseudo-élastique. En milieu complètement saturé, après un chargement rapide, c'est l'eau même qui prend tout l'effort. Cette eau se met en mouvement conformément à la loi de Darcy, et dans la

transmission des charges, les grains se substituent progressivement à l'eau qui s'écoule à une vitesse fonction de la perméabilité du milieu. Au bout d'un certain temps, toutes les charges se transmettent directement de grain à grain, l'eau interstitielle a repris en chaque point la pression initiale qui existait avant le changement du milieu. On dit alors que le sol est consolidé sous l'action des forces extérieures considérées.

L'équilibre final en milieu saturé se produit au bout d'un certain temps, qui peut varier de quelques secondes ou minutes dans les milieux sablo graveleux très perméables, à plusieurs années ou dizaines d'années dans les argiles très peu perméables.

CHAPITRE I

LA CONSOLIDATION

UNIDIMENSIONNELLE

CONSOLIDATION UNIDIMENSIONNELLE

-CONSOLIDATION PRIMAIRE ET SECONDAIRE:

Le phénomène tassement est loin d'être instantané, il peut parfois durer des années si la couche compressible est épaisse et sa perméabilité est faible.

D'après l'expérience oedométrique la perméabilité du matériau jouait un grand rôle dans cette question, en effet le tassement n'est possible dans un matériau saturé que si l'eau peut être expulsée. On peut étudier à l'oedomètre l'évolution du tassement sous charge constante en fonction du temps.

On discerne sur la courbe représentative de cet essai (affaissement-logarithme du temps) deux branches sensiblement rectilignes dont les prolongements se coupent en un point A.

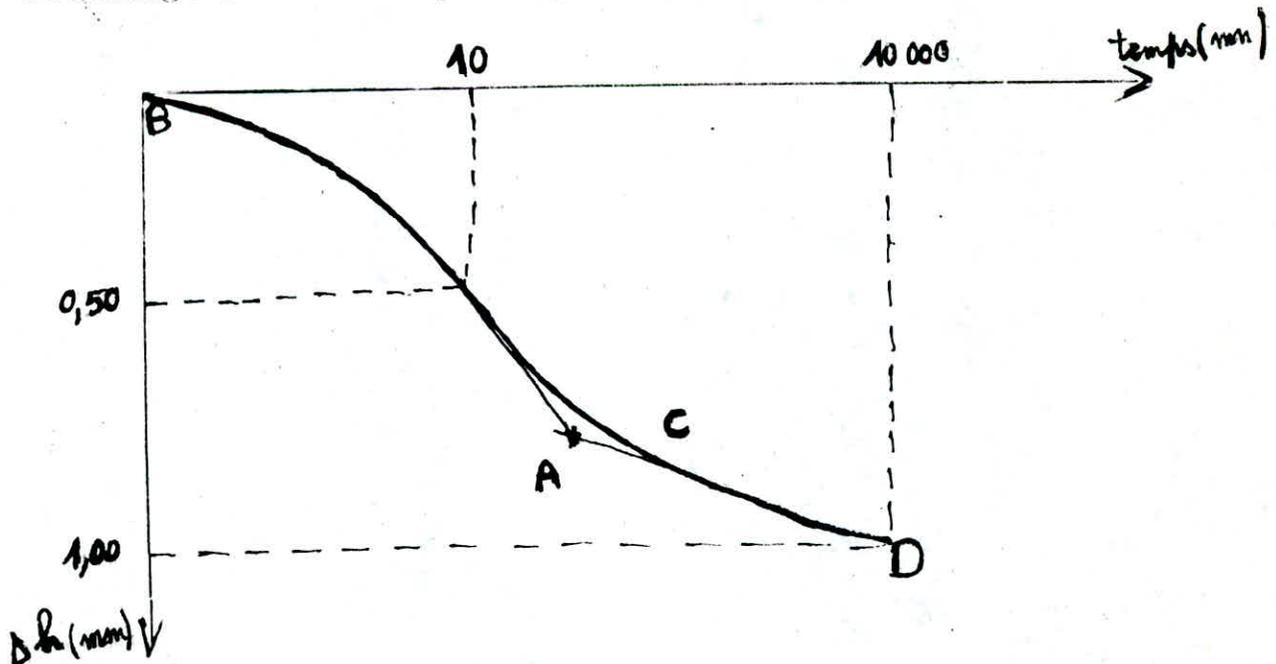


FIG 1 CONSOLIDATION PRIMAIRE ET SECONDAIRE

La branche de gauche BC représente ce que l'on appelle consolidation primaire: la résistance offerte à l'évacuation de l'eau en excès en est la seule cause.

Par contre la branche de droite CD représente la consolidation secondaire plus lente qui semble être le résultat d'un arrangement progressif de la structure du sol, lié aux déformations des couches adsorbées. C'est un écoulement visqueux, le tassement augmente aussi longtemps que la surcharge s'exerce. Les argiles se comportent donc comme des corps visco-élastiques. L'étude de la consolidation secondaire est assez difficile - On se contente de mettre l'accent dans notre étude sur la consolidation primaire.

On se limitera dans ce qui suit au cas particulier de la consolidation verticale à une dimension, le mécanisme de la consolidation primaire est le suivant: L'application du système de charges crée une pression supplémentaire σ_c . Au moment de la mise en charge cette pression est reprise intégralement par l'eau interstitielle qui est donc soumise à une surpression $u = \sigma_c$. Sous l'action de cette surpression une partie de l'eau s'échappe de la couche compressible permettant ainsi un tassement.

La surpression diminue de l'eau et la différence est supportée alors par la pression effective supplémentaire dans les grains à laquelle correspond le tassement constaté.

Le phénomène se poursuit jusqu'à ce que $u = 0$ la pression σ_c est alors entièrement supportée par le squelette granulaire $\sigma'_c = \sigma_c$.

Le tassement est donc le tassement définitif.

σ_c, σ'_d, U sont des caractéristiques de contraintes.

Le tassement augmente avec le cours du temps jusqu'à atteindre au bout d'un surcroît plus ou moins long le (en principe infini) le tassement définitif.

On appelle degré de consolidation U est le rapport entre le tassement S_t au temps t et le tassement définitif S . U est une fonction du temps. Le problème de la consolidation revient à déterminer cette fonction.

ANALOGIE DE CHARGEMENT DU SOL

Le sol et l'état de chargement peuvent être schématisés à l'aide de du modèle de la figure ci-dessous.

Le sol à étudier est contenu dans un cylindre de section A .

Ce cylindre est rempli d'eau représentant l'eau interstitielle.

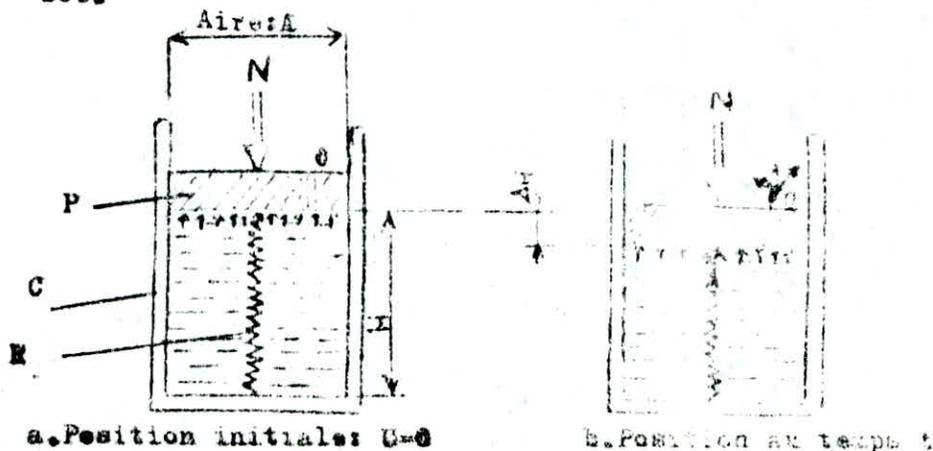
Le ressort R représente le squelette des grains solides.

Le sol est chargé par une force normale N appliquée à l'aide

d'un piston P coulissant d'une façon étanche dans le cylindre. C

Dans ce piston est ménagé un orifice C . Mais le sol est perméable, plus cet orifice est petit.

Le déplacement du piston vers le bas correspond au tassement du sol.



MODELE RHEOLOGIQUE DE LA CONSOLIDATION

CONSOLIDATION SECONDAIRE

On attribue la consolidation secondaire à la modification graduelle des forces de frottement au sein du matériau, à la déformation plastique de l'eau absorbée et à la réorientation de la structure granulaire provoquée par les contraintes de cisaillement résultant de la consolidation primaire.

L'importance relative de la consolidation primaire et de la consolidation secondaire dépend beaucoup du type de sol considéré. Pour la plupart des argiles minérales, le tassement primaire est bien plus élevé que le tassement secondaire.

On peut admettre que la consolidation secondaire ne se manifeste de façon appréciable qu'après la fin de la consolidation primaire.

La branche CD de la courbe de tassement ^(fig. 1) est très voisine de la ligne droite AD, on peut donc écrire:

$$S = S_A + \alpha (\log t - \log t_A)$$

Formule dans laquelle : S représente le tassement à l'instant t (à partir de la mise en charge)

α : pente de la droite AD et (S_A, t_A) les coordonnées du point A.

Or par définition S_A correspond au tassement primaire et t_A diffère peu de l'instant t_f auquel la consolidation primaire a pris fin; On aura donc finalement en notant S_S le tassement secondaire

$$S_S = \alpha \log \frac{t}{t_f}$$

Et par suite le tassement total s'écrira pour les valeurs de t

$$\text{supérieures à } t_f : S = S_i + \mu S_{oed} + S_S.$$

LOI DE DARCY:

Les premières expériences intéressantes concernant la filtration de l'eau ont été réalisées par DARCY à partir de 1854 dans la cour de l'hôpital de DIJON. Il étudiait l'écoulement sous pression de l'eau dans une canalisation verticale de 35 cm de diamètre et 2.50m de hauteur cette canalisation était remplie de sable de saône - DARCY mesurait à la fois la perte de charge entre les deux extrémités de la conduite et le débit de filtration correspondant lorsque le régime permanent était établi.

Le résultat fondamental de DARCY publié en 1856 est que le débit par unité d'aire est proportionnel à la perte de charge et inversement proportionnel à la hauteur de la conduite.

Cette relation est connue sous le nom de loi de DARCY, elle est la base de tous les calculs hydraulique souterraine - qui se traduit par:

$$v = Ki$$

v = vitesse de décharge

K = coefficient de perméabilité

i = gradient hydraulique

$$v = \frac{dq}{dA} \quad (\text{au lieu de } \frac{q}{A})$$

$$v = nV$$

v = vitesse de décharge

V = (vitesse réelle des particules fluides)

Vitesse moyenne de la composante de la vitesse réelle

n porosité = volume occupé par le liquide / volume total

Le remplacement de la vitesse réelle par la vitesse moyenne simplifie les calculs (travaux etoines de l'écoulement et calcul du débit), ce remplacement nous a été possible puisque on a négligé l'énergie cinétique.

Le gradient hydraulique i est égal au rapport $\frac{h}{l}$ de la perte de charge à la longueur de la conduite.

Si on considère un élément infinitésimale de l'écoulement ou de filet liquide ça se traduit par :

$$i = - \frac{dh}{dl}$$

Coefficient de perméabilité K

Il a la dimension d'une vitesse, il caractérise la perméabilité du milieu poreux et du fluide.

Gravier

$$10^{-1} < K < 10^2$$

Sable

$$10^{-2} < K < 10^{-1}$$

Limon et sable argileux

$$10^{-7} < K < 10^{-3}$$

Argile

$$10^{-11} < K < 10^{-7}$$

Roches apparentement non fissurées.

$$10^{-10} < K < 10^{-2}$$

On peut écrire $k = \frac{\gamma}{\eta} K$

γ = poids volumique

η = viscosité du liquide

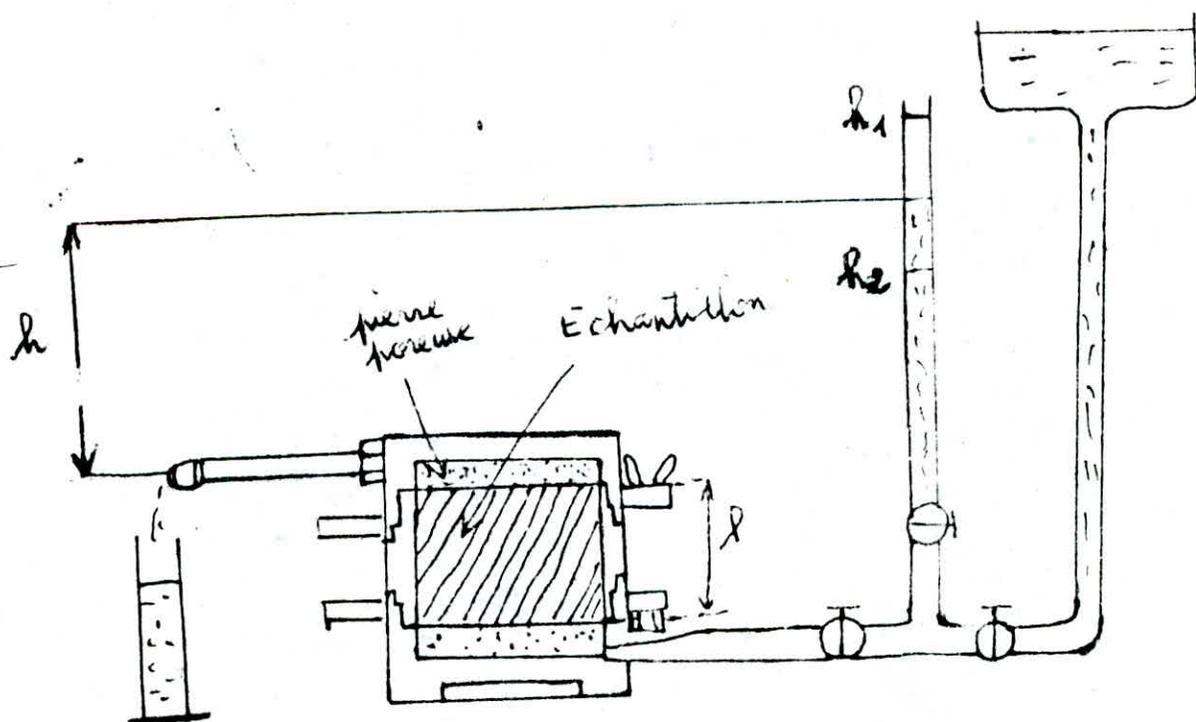
K = Coefficient qui caractérise la perméabilité du milieu

filtrant sa dimension est celle d'une surface.

MESURES DE LA PERMEABILITE EN LABORATOIRE

PERMEAMETRE A CHARGE VARIABLE

Le sol à étudier est placé dans un moule cylindrique fermé à ses deux extrémités par des couvercles. Le couvercle supérieur comporte un ajutage qui sert à l'évacuation de l'eau et à un tube gradué de h m de hauteur et de section variable suivant le sol à essayer (de 20cm^2 environ pour les sols les plus perméables à 5mm^2 seulement pour les argiles). Des plaques poreuses coiffent l'échantillon sur ses deux faces à l'intérieur du moule.



Perméamètre à Charge Variable

On commence par ramener l'échantillon à saturation, cette opération dure plusieurs jours pour les argiles; lorsque l'échantillon est saturé, l'essai peut commencer le moule est alors plein d'eau et relié uniquement au tube gradué. On constate que le niveau de l'eau baisse lentement dans ce tube. On mesure le temps T nécessaire pour que le niveau de l'eau descende du niveau h_1 voisin de l'extrémité supérieure du tube au niveau h_2 , d'une division voisine du bas du tube (les altitudes sont repérées par rapport au niveau de l'eau dans l'ajutage de sortie)

A : section droite de l'échantillon

l : sa hauteur

a : section droite du tube

L'eau dans le tube est au niveau h

la perte de charge à la traversée de l'échantillon est égal à h

$$i = \frac{h}{l}$$

$$q = Av = \frac{AKh}{l}$$

$$qdt = \frac{AKh}{l} dt = -adh$$

$$Kdt = -\frac{a}{A} l \frac{dh}{h}$$

$$KT = -\frac{a}{A} l \log \frac{h_2}{h_1}$$

$$K = 2,3 \frac{a}{A} \frac{l}{T} \log \frac{h_1}{h_2}$$

DETERMINATION DU COEFFICIENT DE PERMEABILITE K

| t (s) | h_i (cm) | $K = 5.86 \times 10^{-2} \frac{I}{\Delta t} \log \frac{h_i}{h_{i+1}}$ (cm/s) |
|------------|---------------|---|
| 0 | 103 | 5.11×10^{-6} |
| 147 | 100 | 6.14×10^{-6} |
| 169 | 96 | 6.52×10^{-6} |
| 166 | 92 | 6.62×10^{-6} |
| 171 | 88 | 6.73×10^{-6} |
| 176 | 84 | |

Kmoyen 6.23×10^{-6} cm/s

MESURE DE LA PERMEABILITE IN SITU

Formule de GASAGRANDE:

$$K = 1,4 K_{0,8} e^2$$

Où $K_{0,8}$ représente le coefficient de perméabilité du matériau lorsque son indice des vides est égal à 0,8

Formule de TERZAGHI:

$$K = \frac{C}{\eta} \frac{n - 0,13}{1 - n} d_{10}^2$$

C: un coefficient qui dépend de l'uniformité de la granulométrie et de la forme des grains.

η : coefficient de viscosité du liquide

n: porosité

d_{10} : diamètre des grains égal à 10

C H A P I T R E I I

E Q U A T I O N

D E L A C O N S O L I D A T I O N

U N I D I M E N S I O N N E L L E

EQUATION DE LA CONSOLIDATION UNIDIMENSIONNELLE

On considère dans la couche d'argile une surface horizontale de cote Z et de superficie égale à l'unité. La pression de l'eau sur cette surface est à une constante près $U - Z \gamma_w$, son altitude est Z , sa charge hydraulique est donc $\frac{U}{\gamma_w}$ à une constante près. Si l'écoulement est dirigé dans le sens des Z croissants,

le gradient hydraulique est: $-\frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial U}{\partial Z}$ et le débit qui traverse cette surface: $q = -\frac{K}{\gamma_w} \frac{\partial U}{\partial Z}$. On considère maintenant un volume parallélépipédique de hauteur dz limité par deux surfaces horizontales de cote z et $z + dz$, les débits qui traversent ces surfaces sont q et $q + dq$. la quantité d'eau expulsée hors du parallélépipède pendant le temps dt est donc égale à:

$$dq dt = \frac{\partial q}{\partial z} dz dt = -\frac{K}{\gamma_w} \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} dz dt$$

lorsque l'écoulement est dirigé dans le sens des Z décroissants on a:

$$q = \frac{K}{\gamma_w} \frac{\partial U}{\partial Z}$$

la quantité d'eau expulsée correspond à la diminution par tassement du volume parallélépipédique:

$$\frac{d\sigma'}{E'} dz = -\frac{1}{E'} \frac{\partial \sigma'}{\partial t} dt dz = -\frac{1}{E'} \frac{\partial U}{\partial t} dt dz$$

$$\text{On a finalement: } \frac{\partial U}{\partial t} = \frac{KE'}{\gamma_w} \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} = c_v \frac{\partial^2 U}{\partial z^2}$$

$$c_v = \frac{KE'}{\gamma_w} \quad \text{cette quantité s'appelle coefficient de consolidation}$$

K : coefficient de perméabilité (cm/s)

E : module oedométrique (kg/cm^2)

γ_w : masse volumique de l'eau (kg/m^3)

THEORIE DE TERZAGHI ET FRÖHLICH

TERZAGHI et FRÖHLICH ont donné une solution mathématique complète dans le cas d'une couche d'argile compressible d'épaisseur $2h$ comprise entre deux couches de matériau poreux très perméable à travers duquel l'eau s'écoule quasi librement. Cette solution mathématique implique un certain nombre d'hypothèses: tout d'abord, il s'agit uniquement de la consolidation primaire, c'est à dire d'un phénomène d'élasticité retardée, dans lequel le retard est dû exclusivement à la perméabilité du matériau. Il s'agit aussi d'une consolidation à une dimension. On suppose par ailleurs que le matériau est saturé' que l'eau et les grains sont incompressibles - On admet enfin que la loi de **DARCY** est applicable et que le coefficient de perméabilité K reste constant au cours de la consolidation:

-Le matériau est saturé: pour pouvoir considérer que la variation de volume est dû à un échappement d'eau, il n'existe pas de vide dans le matériau.

-L'eau et les grains sont incompressibles: car leur compressibilité est relativement petite par rapport au volume d'eau expulsé, et leur compressibilité est un autre phénomène que la consolidation primaire.

-La loi de **DARCY** est applicable: pour pouvoir appliquer la théorie de la perméabilité au matériau.

-Le coefficient K reste constant au cours de la consolidation pour ne pas seramener à un cas de consolidation compliqué où le coefficient C_v change en fonction de K qui sera lui même fonction du temps.

On suppose d'abord que la pression de consolidation résultant de l'application des charges est constante sur toute la hauteur de la couche d'argile - La surpression U de l'eau interstitielle est une fonction de t et de z - Sa connaissance permet de calculer immédiatement le degré de consolidation.

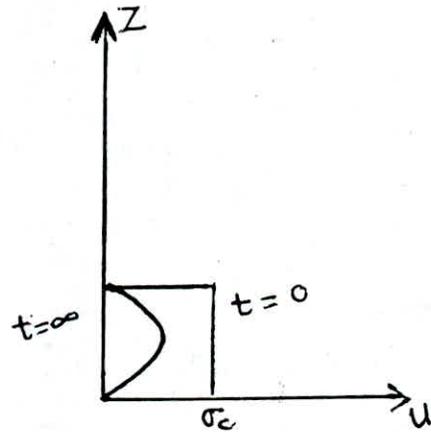
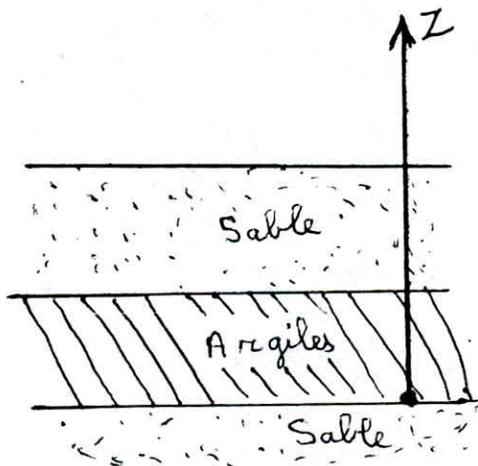
On a en effet au temps t :

$$S_t = \int_0^{2h} \frac{\sigma'}{E'} dz = \int_0^{2h} \frac{\sigma_c - u}{E'} dz = S - \frac{1}{E'} \int_0^{2h} u dz$$

$$u = \frac{s(t)}{S} \Rightarrow s(t) = u \cdot S \quad (S = \frac{2h\sigma_c}{E'})$$

$$u = 1 - \frac{\int_0^{2h} u dz}{2h\sigma_c}$$

La détermination de la fonction $u(t, z)$ est donc la première étape du calcul de U , la figure ^{suivante} montre pour une valeur ~~donnée~~ donnée de t la courbe représentative de U en fonction de Z . Une telle courbe a reçu le nom d'isochrone - Pour $t=0$, l'isochrone a la forme d'un rectangle de hauteur $2h$ et de largeur σ_c ; pour $t=\infty$ l'isochrone se réduit à un segment de l'axe des Z ;



$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

la solution de cette équation peut être donnée sous la forme suivante (on trouvera après les méthodes de résolution de cette équation):

$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{(2m-1)^2} e^{-\frac{(2m-1)^2 \pi^2 C_v t}{4h^2}}$$

On introduit à la place du temps t , une nouvelle variable sans dimension le facteur temps:

$$T_v = \frac{C_v}{h^2} t$$

ou bien en remplaçant C_v par $\frac{KE'}{\delta_w}$

$$T_v = \frac{KE'}{h^2 \delta_w} t$$

AUTRES CAS DE CHARGEMENT:

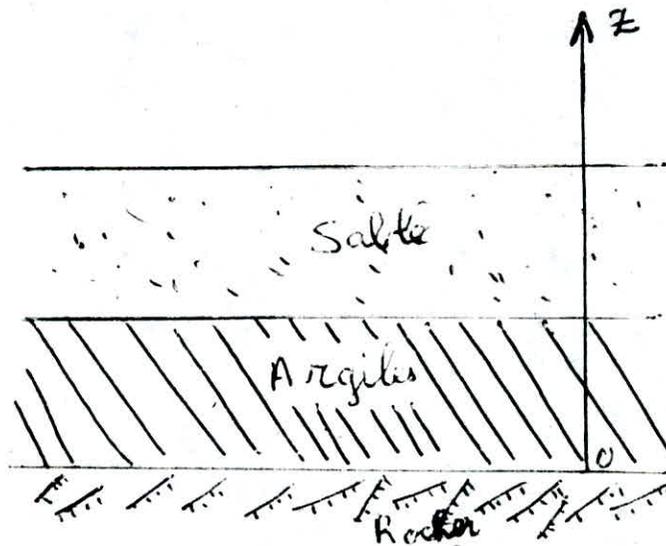
Dans des cas on peut trouver une couche semi ouvertes: la couche compressible repose sur une couche impénétrable, du rocher par exemple et surmontée par une couche perméable dont l'épaisseur peut être nulle donc c'est la même équation aux dérivées partielles qui résoud ce problème, mais ce sont les conditions aux limites qui changent sur la surface de contact argile, on devra écrire $\frac{\partial u}{\partial z} = 0$ qui exprime que le débit qui traverse cette surface est nul.

Les nouvelles conditions aux limites sont donc:

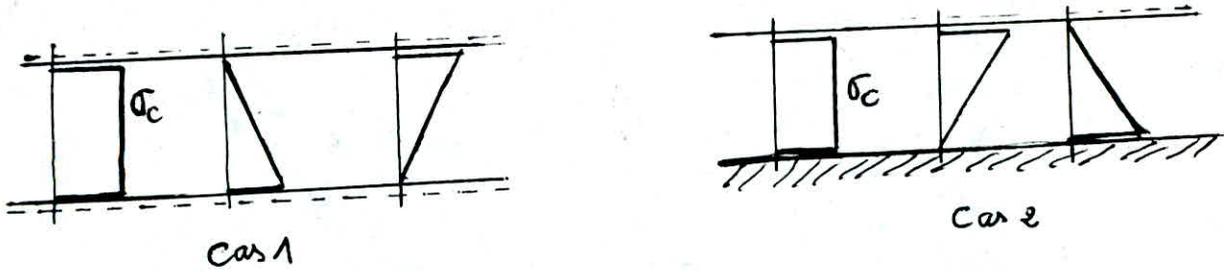
$$\frac{\partial u}{\partial z}(t, 0) = 0 \quad \text{et} \quad u(t, h) = 0$$

h représente l'épaisseur totale

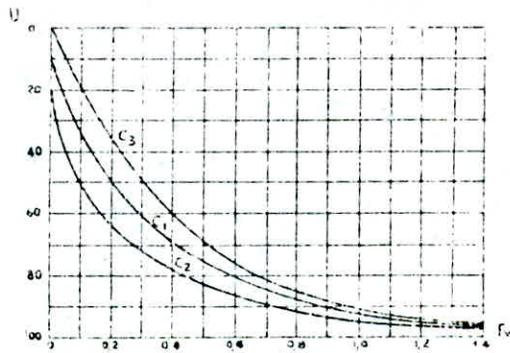
la suite du calcul est toujours la même



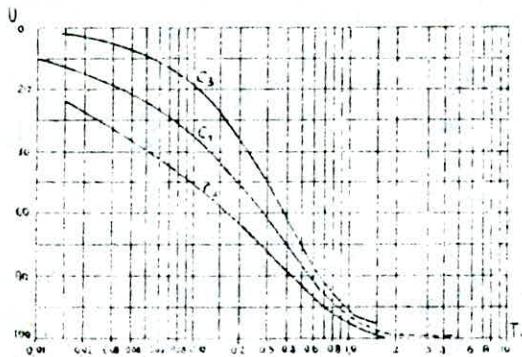
Si la distribution de σ_c n'est pas symétrique par rapport à $z=h$, si par exemple la pression de consolidation croit ou décroît linéairement avec la profondeur- Les figures ci-après donnent les valeurs de la fonction $U(T_v)$.



Le calcul pratique du degré de consolidation comporte donc uniquement la détermination du facteur temps et l'utilisation de la table ou de l'abaque appropriée.



(b)



(c)

(Echelle logarithmique)

FIG. 11-34. — Relation $U(T_v)$ pour différents cas de charges

C H A P I T R E I I I

C O N S O L I D A T I O N

U N I D I M E N S I O N N E L L E

E T

E S S A I

O E D O M E T R I Q U E

CONSOLIDATION UNIDIMENSIONNELLE ET ESSAI OEDOMETRIQUE

COMPRESSIBILITE:

La compressibilité d'un sol est étudiée à l'aide de l'essai unidimensionnelle effectué sur un appareil appelée OEDOMETRE.

1) OEDOMETRE

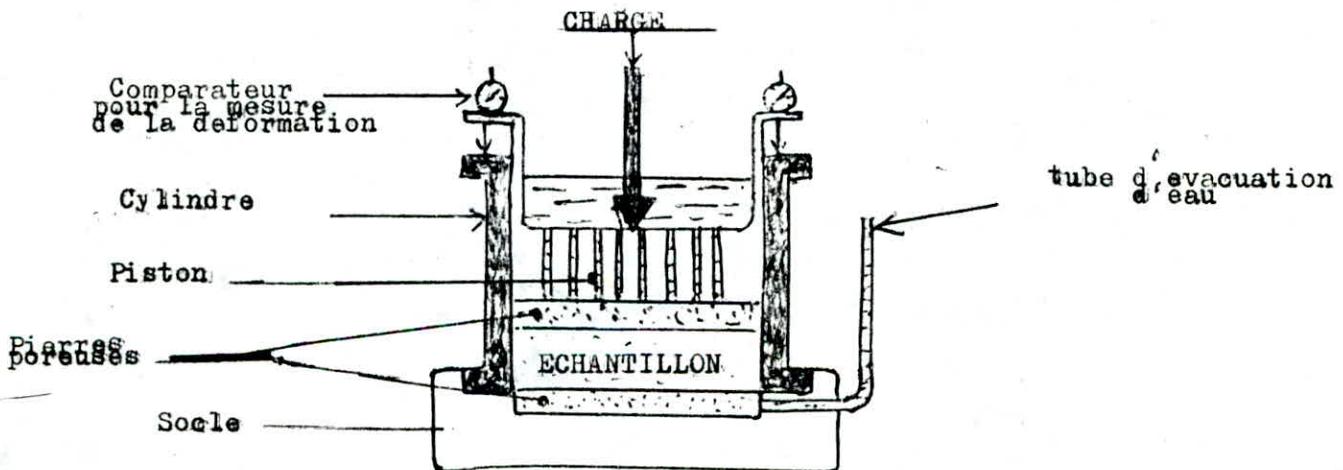
Le sol est placé dans une enveloppe rigide, on exerce à sa partie supérieure une pression variable à l'aide d'un piston et l'on mesure les affaissements observés. On détermine ainsi la relation entre contrainte et déformation.

Il faut que:

-La hauteur de l'échantillon soit grande vis à vis de la dimension des grains pour que l'on puisse admettre que la répartition des charges est homogène.

-Le diamètre de l'échantillon soit grand vis à vis de la hauteur pour que l'effet de frottement des parois latérales puisse être négligé.

-L'échantillon ne soit pas trop épais pour que les tassements soient rapidement stabilisés.



OEdomètre pour la mesure de la compressibilité

Diamètre intérieur = 7cm

En général hauteur de l'échantillon = 1,2 ou 2,4cm

pierres poreuses permettent de drainer et d'évacuer l'eau qui est expulsée au cours de l'essai.

2) MODE OPERATOIRE DE L'ESSAI

On commence notre essai en ramenant l'échantillon à saturation.

Après avoir s'assurer que l'échantillon est saturé, on commence nos essais, qui sont deux types d'essais:

-Essai pour la détermination de la courbe de consolidation :On applique une contrainte donnée et on fait la lecture des déformations en fonction du temps.

-Essai pour la détermination de la courbe de compressibilité :On applique des charges variables dans l'ordre croissant jusqu'à une charge voulue, puis on décharge progressivement, la lecture des tassements est faite en fonction des charges.

LIMITE CASPERBERG

| | limite de liquidité' | | | limite de plasticité |
|--------------------|----------------------|--------|--------|----------------------|
| nombre de coups | 30 | 25 | 21 | |
| Numero de la tare | 58 | 89 | 69 | 72 |
| Poids total humide | 19,896 | 19,775 | 29,252 | 15,950 |
| Poids total sec | 18,119 | 18,091 | 25,706 | 15,112 |
| Poids de la Tare | 10,548 | 11,667 | 11,623 | 11,108 |
| Poids d'eau | 1,777 | 1,684 | 3,546 | 0,838 |
| Poids Net sec | 7,571 | 6,424 | 14,083 | 4,842 |
| Teneur en eau | 23,471 | 26,214 | 25,17 | 17,307 |

LL = 25

LP = 17

IP = 8

| ! Temps(t) ! \sqrt{t} ! P(K σ /cm ²) ! Moyennes ! Temps(t) ! \sqrt{t} ! P(K σ /cm ²) ! Moy. | | | | | | | |
|---|----------|---------|-------|--------|---------|--------|--------|
| mm | mm | mm | mm | mm | mm | mm | mm |
| ! 0,25 | ! 0,5 | ! 4,16! | ! 460 | ! 0,25 | ! 0,5 | ! 8,30 | ! 768 |
| ! 0,5 | ! 0,71! | " | ! 468 | ! 0,5 | ! 0,71 | " | ! 782 |
| ! 1 | ! 1 | " | ! 483 | ! 1 | ! 1 | " | ! 804 |
| ! 2 | ! 1,41! | " | ! 494 | ! 2 | ! 1,41 | " | ! 824 |
| ! 5 | ! 2,24! | " | ! 516 | ! 5 | ! 2,24 | " | ! 852 |
| ! 10 | ! 3,16! | " | ! 530 | ! 10 | ! 3,16 | " | ! 880 |
| ! 15 | ! 3,87! | " | ! 539 | ! 15 | ! 3,87 | " | ! 890 |
| ! 20 | ! 4,47! | " | ! 544 | ! 20 | ! 4,47 | " | ! 898 |
| ! 30 | ! 5,48! | " | ! 554 | ! 30 | ! 5,48 | " | ! 912 |
| ! 45 | ! 6,71! | " | ! 562 | ! 45 | ! 6,71 | " | ! 926 |
| ! 60 | ! 7,75! | " | ! 572 | ! 60 | ! 7,75 | " | ! 936 |
| ! 120 | ! 10,95! | " | ! 586 | ! 120 | ! 10,95 | " | ! 960 |
| ! 180 | ! 13,42! | " | ! 595 | ! 180 | ! 13,42 | " | ! 970 |
| ! 300 | ! 17,32! | " | ! 604 | ! 300 | ! 17,32 | " | ! 982 |
| ! 420 | ! 20,49! | " | ! 610 | ! 420 | ! 20,49 | " | ! 988 |
| ! 1440 | ! 37,94! | " | ! 622 | ! 1440 | ! 37,94 | " | ! 1000 |
| ! 2880 | ! 53,66! | " | ! 626 | ! 2880 | ! 53,66 | " | ! 1010 |

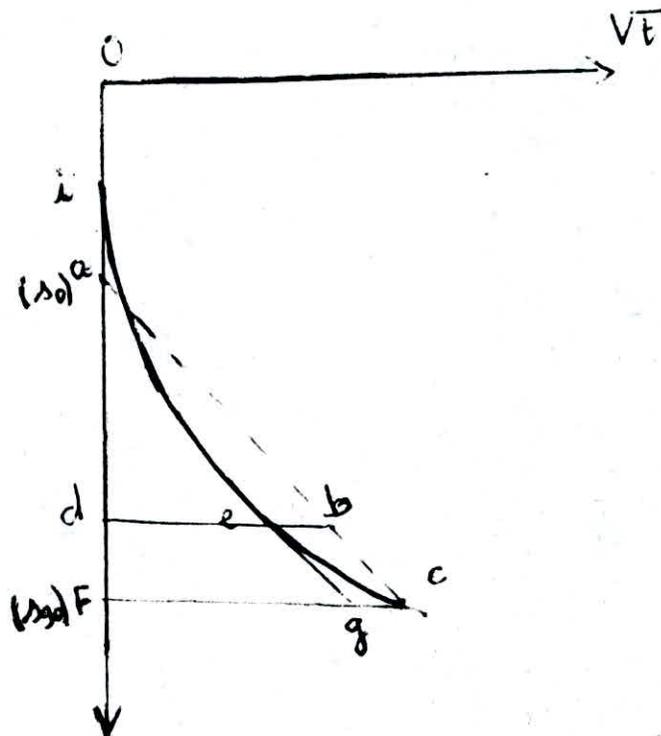
METHODE DE TAYLOR:

=====

Au lieu de représenter la variation du tassement S en fonction de $\log t$, **TAYLOR** choisit un système de coordonnées (\sqrt{t}, S) . Avec ce mode de représentation, la première partie de la courbe de consolidation doit théoriquement être une ligne droite passant par l'origine -

On constate expérimentalement que la courbe est très voisine d'une droite mais cette droite coupe l'axe de S en un point (a) d'abscisse S_0 distinct de l'origine -

On trace alors la droite **a b** qui se déduit de la droite expérimentale **a e** par une affinité de rapport 1,15 parallèlement à l'axe des temps ($db = 1,15 de$). Cette droite coupe la courbe de consolidation au point **c** et on admet que l'abscisse S_{90} de ce point correspond à un degré de consolidation de 90%



En effet, pour $U=90\%$, on a $T_v = 0.848$ et par conséquent

$$t_{90} = \frac{h^2}{C_v} \cdot 0,848$$

$$\text{soit } f_c = V t_{90} = C V 0,848$$

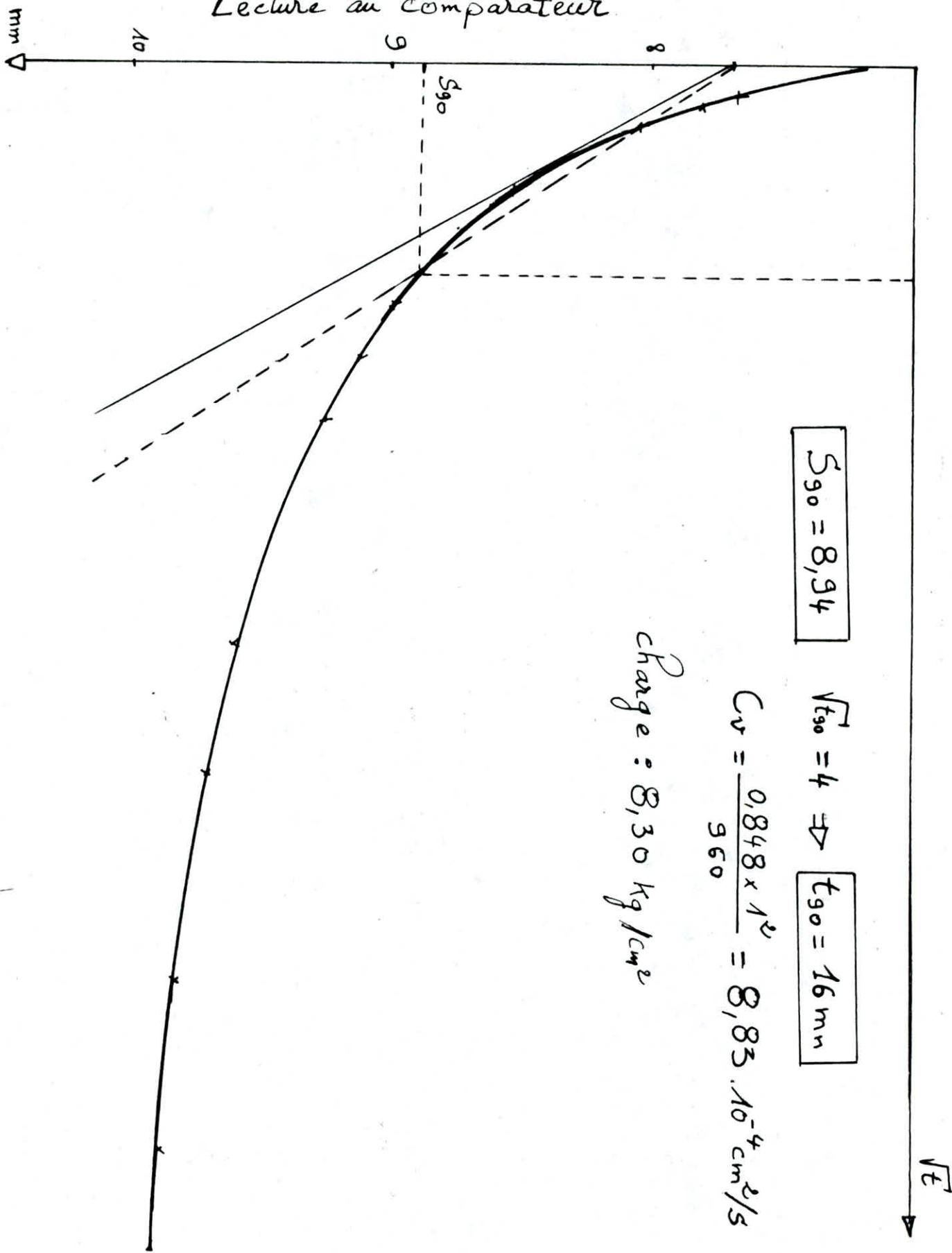
Parallèlement, la droite ae correspond à la relation $T_v = \frac{V}{4} U^2$

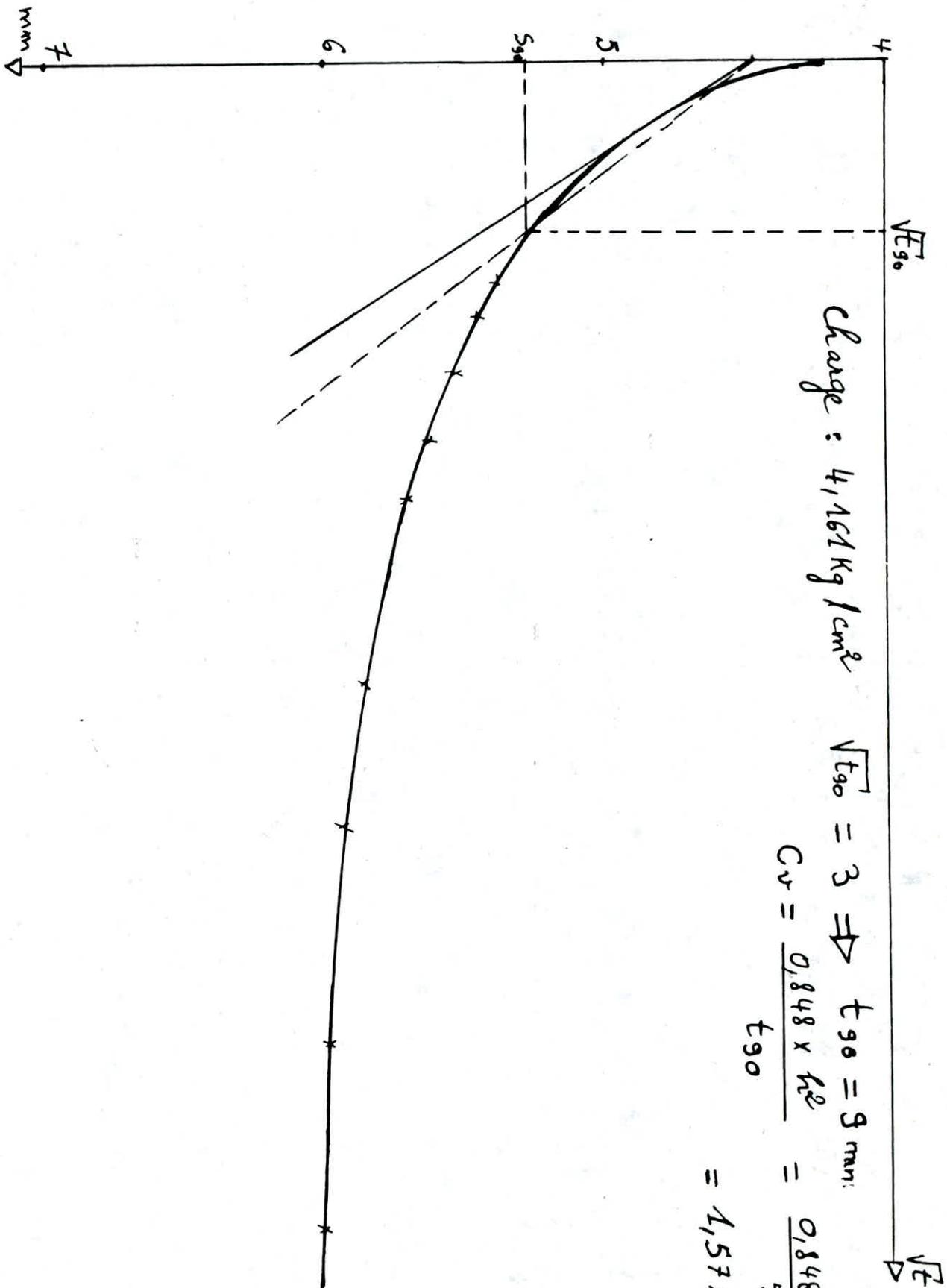
pour $U=90\%$ cette expression donne $T_v=0,636$ et par suite $f_g = C V 0,636$. En définitive, le rapport $\frac{f_c}{f_g}$ vaut $V \frac{0,848}{0,636} = 1,15$ ce qui justifie la construction indiquée plus haut -

On détermine ainsi t_{90} et on calcule C_v comme précédemment

$$\text{par la formule: } C_v = \frac{0.848 \times h^2}{t_{90}}$$

Lecture au comparateur





Charge : 4,161 kg / cm²

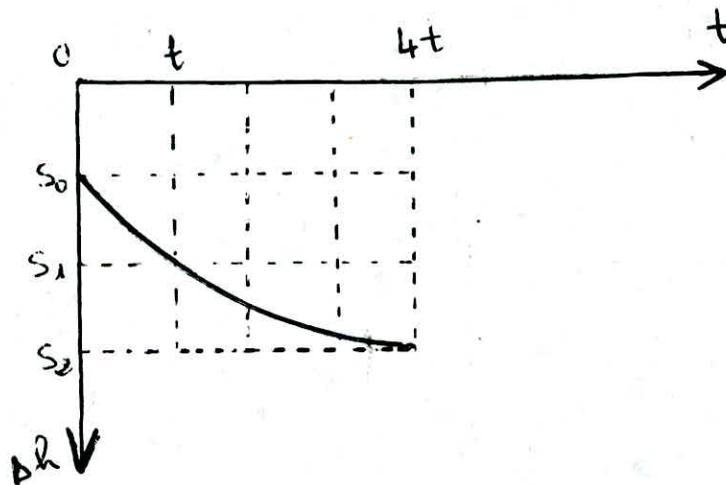
$$\sqrt{t_{90}} = 3 \Rightarrow t_{90} = 9 \text{ min.}$$

$$C_v = \frac{0,848 \times \text{kg}^2}{t_{90}} = \frac{0,848 \times (1)^2}{540} = 1,57 \times 10^{-3} \text{ cm}^2$$

DETERMINATION DE C_v A L'OEDOMETRE:

-METHODE DE CASAGRANDE:

On observe toujours un tassement initial h_0 quasi instantané lors de la mise en charge de l'appareil. Il serait donc incorrect d'utiliser sans précaution la courbe oedométrique pour le calcul du coefficient de consolidation C_v - En effet l'importance de ce tassement initial est loin d'être négligeable devant les tassements qui se manifestent ultérieurement. Il convient donc de déterminer le point S_0 qui correspond théoriquement au début du phénomène de consolidation c'est à dire au temps $t = 0$



DETERMINATION DU TASSEMENT S_0
=====

Pour obtenir cette ordonnée S_0 , on suppose qu'en coordonnées ordinaires, la courbe représentative du tassement au voisinage du point B de la courbe de consolidation et une parabole d'axe horizontal - On choisit donc un temps voisin de l'origine, et on considère un temps quatre fois plus grand - On mesure la différence de tassement entre ces deux instants soit $S_1 - S_2$, on reporte au dessus du point B la différence $S_1 - S_2$ qui est égal à $S_0 - S_1$ en vertu des propriétés de la parabole - On connaît ainsi S_0 sur la figure de consolidation les parties des tracés BC Et CD se coupent en A .L'ordonnée du point A donné par définition l'amplitude du tassement primaire total soit S_{100} -

Ayant ainsi déterminé S_0 et S_{100} , on obtient le tassement S_{50} qui correspond à un degré de consolidation 50% d'où l'on déduit par lecture directe sur le graphique le temps t_{50} -

A cette valeur du degré de consolidation correspond un facteur $T_v = 0,197$

$$\text{On a donc: } 0,197 = C_v \frac{t_{50}}{h^2}$$

$$\text{d'où } C_v = \frac{0,197h^2}{t_{50}}$$

T_v est donné par les tableaux suivants
en fonction de U:

$$u = f(T_v)$$

| T_v | u | T_v | u | T_v | u |
|-------|-------|-------|-------|----------|-------|
| 0,02 | 0,160 | 0,3 | 0,613 | 0,8 | 0,887 |
| 0,06 | 0,276 | 0,4 | 0,697 | 0,9 | 0,912 |
| 0,10 | 0,356 | 0,5 | 0,764 | 1 | 0,931 |
| 0,15 | 0,437 | 0,6 | 0,816 | 2 | 0,994 |
| 0,20 | 0,504 | 0,7 | 0,856 | ∞ | 1,000 |

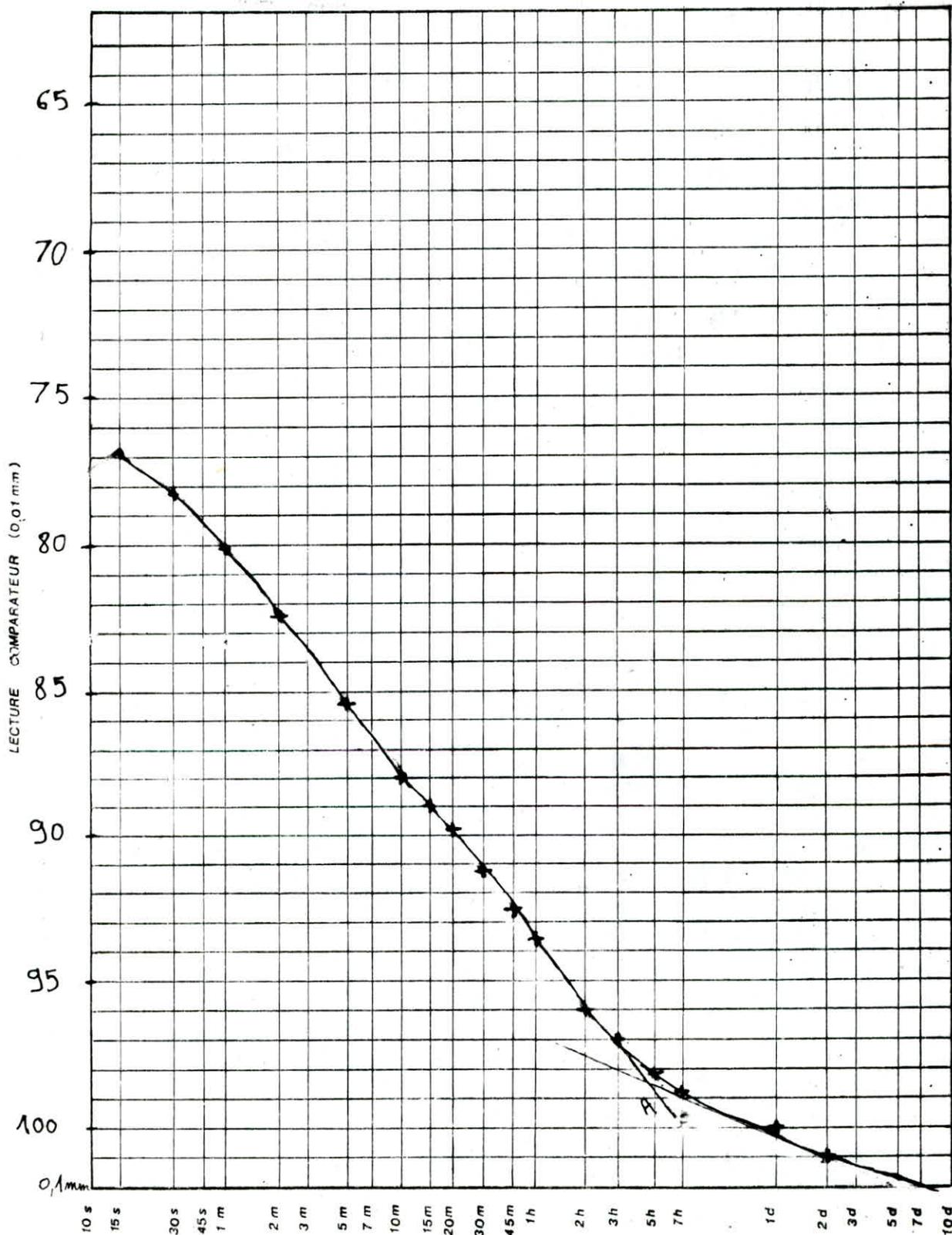
$$T_v = f(u)$$

| u | 10% | 20% | 30% | 40% | 60% |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| T_v | 0,008 | 0,031 | 0,071 | 0,127 | 0,289 |

Expression de Brinch Hansen :

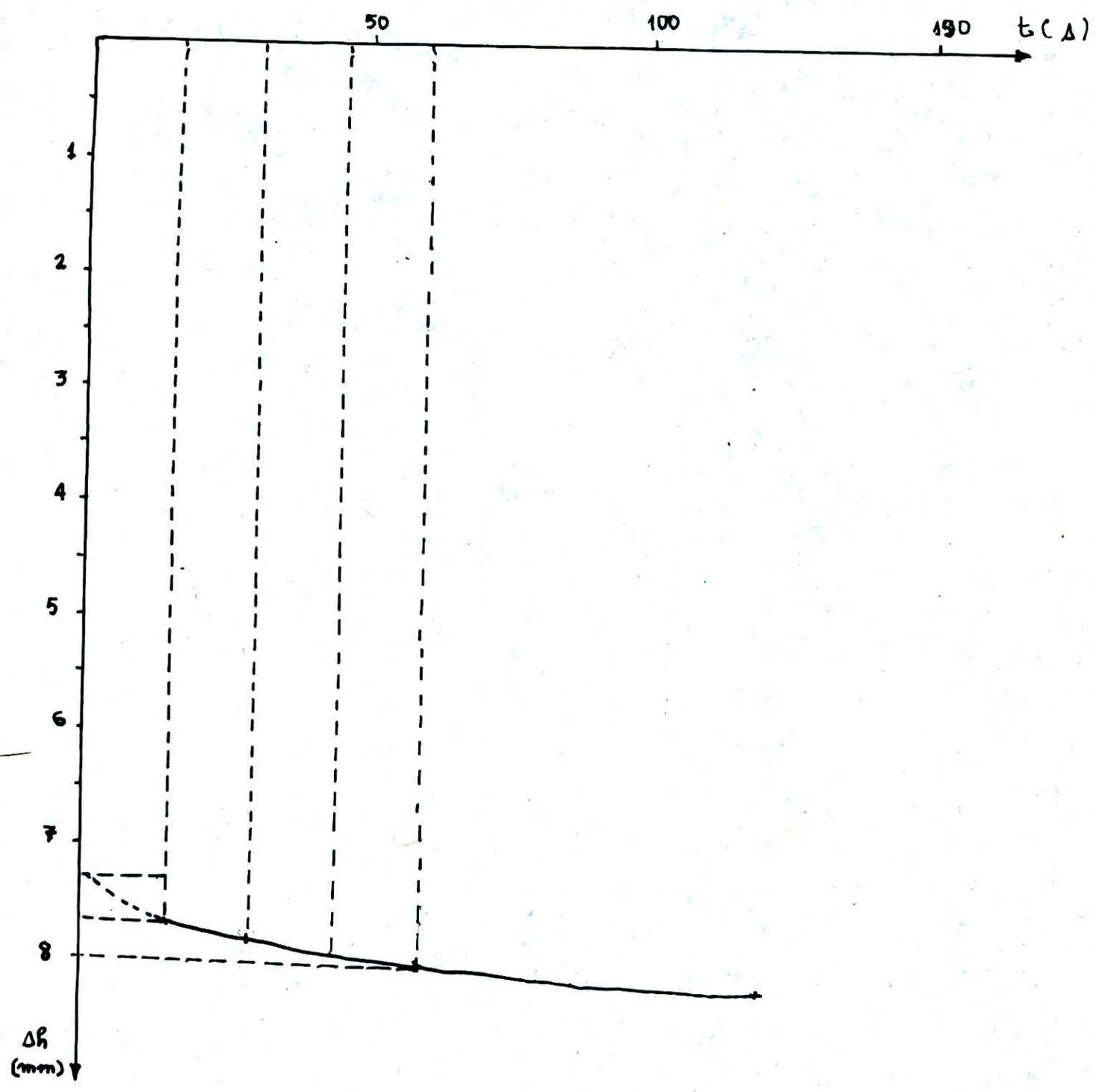
$$u = \sqrt[6]{\frac{T_v^3}{T_v^3 + 0,5}}$$

Cette expression algébrique est une expression approchée qui ne conduit pas à des erreurs supérieures à 1%.



TEMPS

$$S_{100} = 9,82 \text{ mm}$$



Détermination de C_v par la méthode de Casagrande :

$$t = 15 \text{ s} \rightarrow \lambda = 7,68 \text{ mm}$$

$$4t = 60 \text{ s} \rightarrow \lambda = 8,04 \text{ mm}$$

Différence : 0,36 mm

$$U_{50} = \frac{S_{50}}{S_{100}} \Rightarrow S_{50} = U_{50} S_{100}$$

$$U_{50} = 0,764 \quad \text{donnée par le tableau}$$

$$S_{100} = 9,82 \text{ mm} \quad \text{du graphe (l'ordonnée de A)}$$

$$\begin{aligned} S_{50} &= 0,764 \times 9,82 \\ &= 7,50 \end{aligned}$$

$$t_{50} = 7,5 \text{ s} \quad \text{du graphe de la parabole}$$

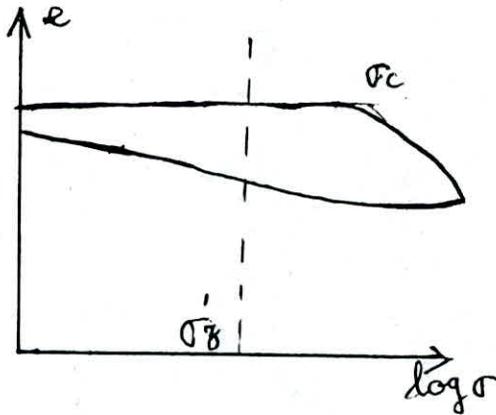
$$\begin{aligned} C_v &= \frac{0,197 \cdot h^2}{t_{50}} \\ &= \frac{0,197 \cdot 4^2}{7,5} \\ &= 0,086 \text{ cm}^2/\text{s} \end{aligned}$$

CLASSIFICATION DES SOLS VIS A VIS DE LA COMPRESSIBILITE

La pression normale effective appliquée sur un sol prélevé à la profondeur z par le poids de terre qui le surcharge. Si la nappe phréatique est à la profondeur $h < z$, cette pression est donnée par la formule générale: $\sigma'_z = \sum_0^z \delta_i h_i + \sum_h^z \delta'_i h_i$

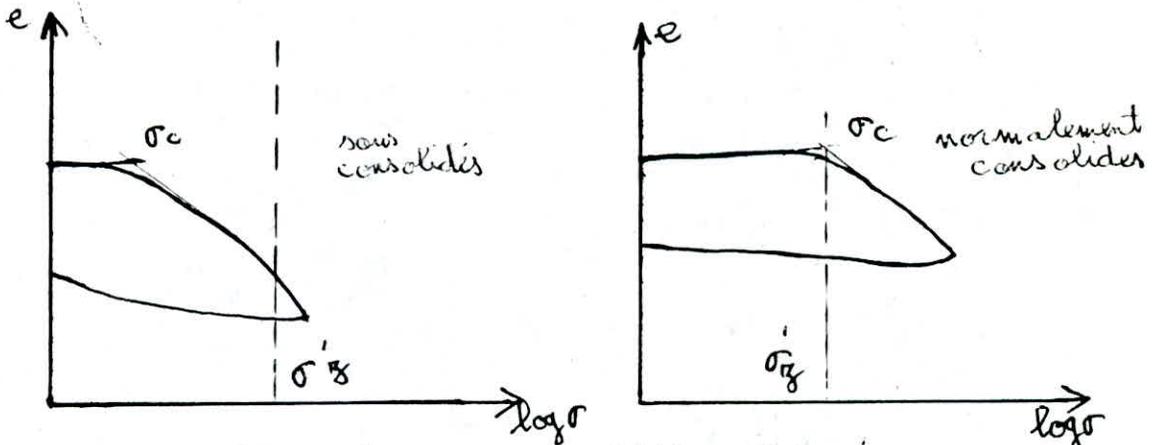
On distingue:

-Les sols surconsolidés pour lesquels $\sigma_c > \sigma'_z$



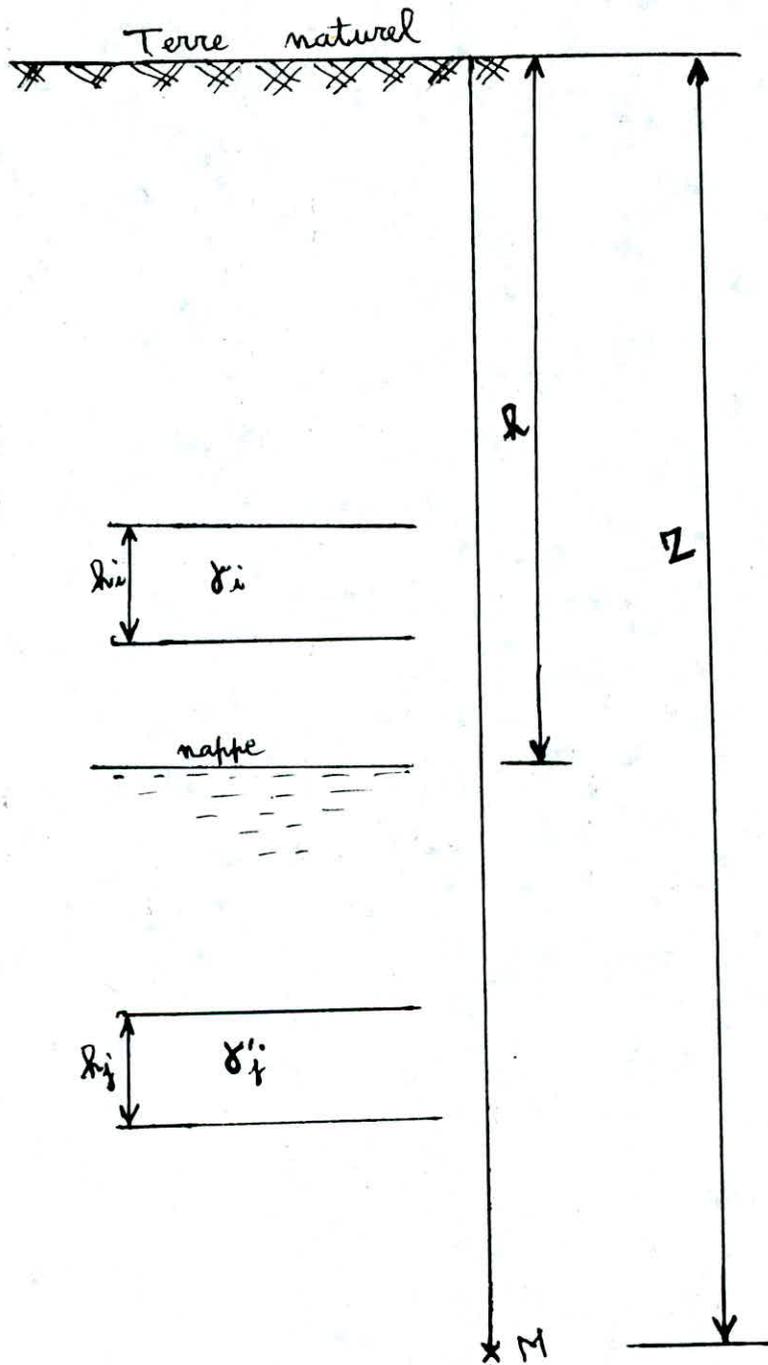
-Les sols normalement consolidés $\sigma_c = \sigma'_z$

Les sols qui ont tassé uniquement sous leurs propre poids et celui des terres de couverture actuelles.



-Les sols sous consolidés $\sigma_c < \sigma'_z$

Ces sols sont en cours de consolidation sous leur propre poids. Il s'agit de remblais récent mal ou non compactés ou de vase ou de tourbe.



Définition de la pression due au poids des terres

1° Essai

Poids spécifique de l'échantillon : $\gamma_s = 2,70 \text{ t/m}^3$

Section de l'appareil : $38,5 \text{ cm}^2$

Teneur en eau oedométrique :

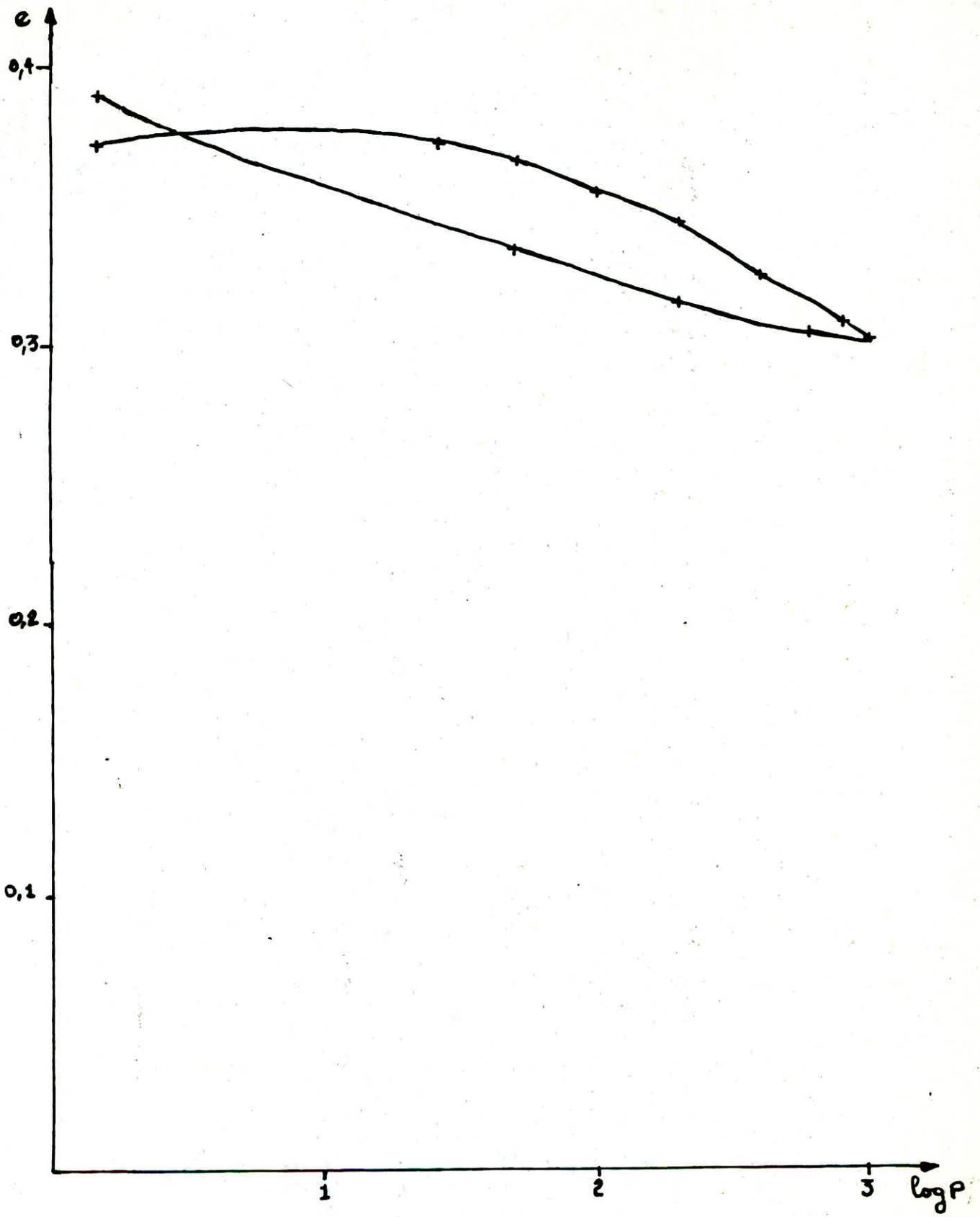
| | Initiale | | Finale |
|-----------|----------|--------|--------|
| PH + T | 50,369 | 55,083 | 188,0 |
| PS + T | 47,156 | 50,541 | 166,9 |
| Tare | 14,861 | 15,456 | 20,9 |
| P. d'eau | 3,213 | 4,542 | 21,1 |
| P. S. sec | 32,895 | 35,085 | 146,0 |
| Moyenne | 9,9 | 12,9 | 14,4 |

$$H = 1,9285 \text{ cm}$$

RESULTATS DES ESSAIS

1° ESSAI

| $P(\text{kg/cm}^2)$ | $\Delta H(\text{cm})$ | $H(\text{cm})$ | e | $\log p$ |
|---------------------|-----------------------|----------------|-------|----------|
| 0,015 | 0 | 1,9285 | 0,373 | 0,176 |
| 0,265 | 0 | 1,9285 | 0,373 | 1,423 |
| 0,515 | 0,0108 | 1,9177 | 0,365 | 1,712 |
| 1,015 | 0,0248 | 1,8929 | 0,355 | 2,006 |
| 2,015 | 0,0424 | 1,8505 | 0,343 | 2,304 |
| 4,015 | 0,0668 | 1,7837 | 0,325 | 2,604 |
| 8,015 | 0,0930 | 1,6907 | 0,307 | 2,904 |
| 16,015 | 0,1014 | 1,5895 | 0,301 | 3,001 |
| 66,015 | 0,0964 | 1,6857 | 0,304 | 2,779 |
| 2,015 | 0,0808 | 1,7665 | 0,315 | 2,304 |
| 0,515 | 0,0544 | 1,8209 | 0,334 | 1,712 |
| 0,015 | 0,0240 | 1,8449 | 0,390 | 0,176 |



2° Essai

$$\gamma_s = 2,70 \text{ t/m}^3$$

Section de l'appareil : $19,6 \text{ cm}^2$

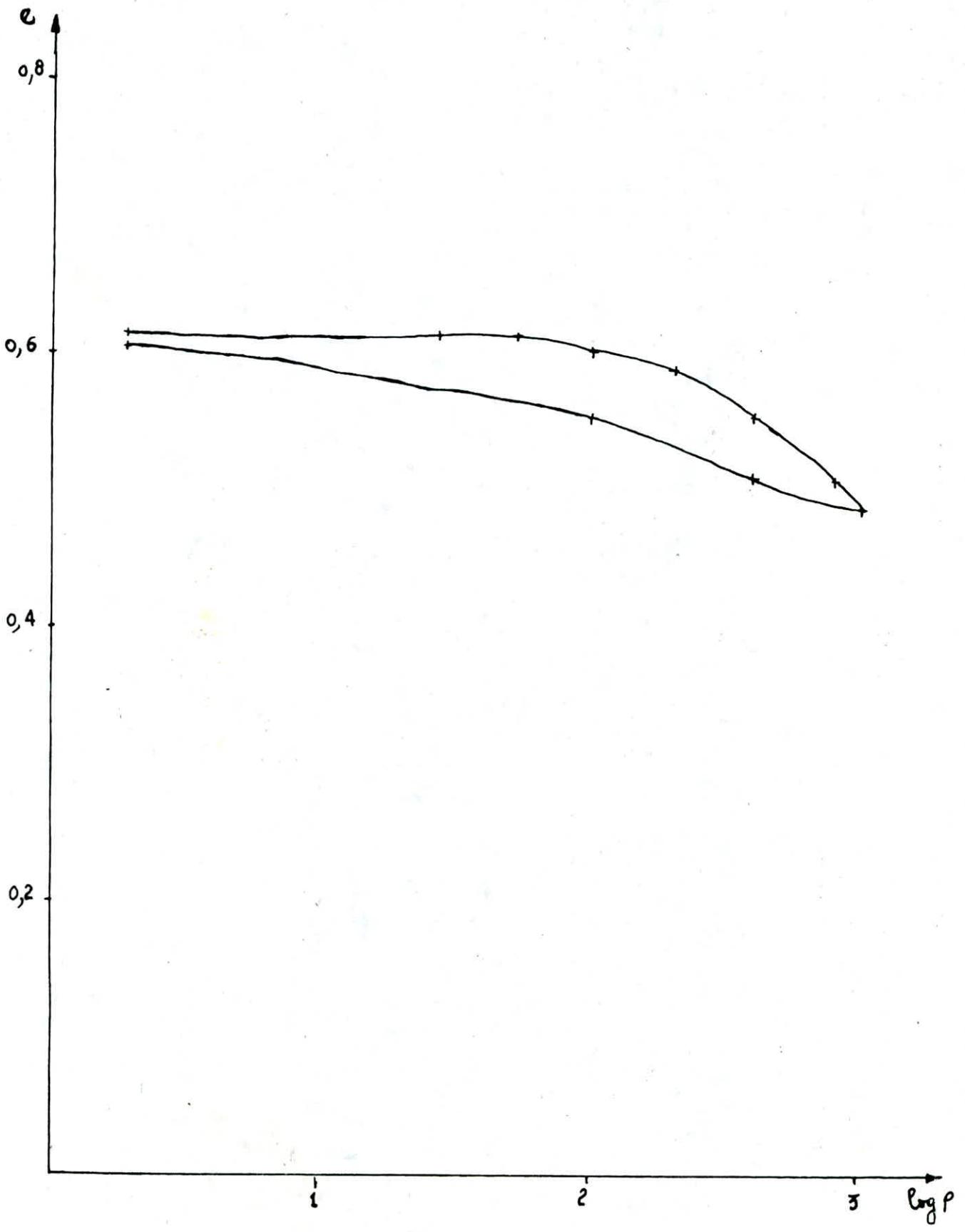
Teneur en eau Oedométrie

| | Initiale | | Finale |
|-----------|----------|--------|--------|
| PH + T | 41,461 | 42,540 | 100,4 |
| PS + T | 36,804 | 37,804 | 86,4 |
| Tare | 15,767 | 16,216 | 24,1 |
| P d'eau | 4,657 | 4,736 | 14,0 |
| P.S sec | 21,037 | 21,588 | 62,3 |
| Moyenne % | 22,1 | 24,3 | 22,5 |

$$H = 0,9683 \text{ cm}$$

2° ESSAI

| P(kg/cm ²) | Δ H(cm) | H(cm) | e | log p |
|------------------------|----------------|--------|-------|-------|
| 0,019 | 0 | 0,9683 | 0,616 | 0,279 |
| 0,269 | 0 | 0,9683 | 0,616 | 1,430 |
| 0,519 | 0 | 0,9683 | 0,616 | 1,715 |
| 1,019 | 0,0072 | 0,9611 | 0,604 | 2,008 |
| 2,019 | 0,0148 | 0,9463 | 0,591 | 2,305 |
| 4,019 | 0,0340 | 0,9123 | 0,559 | 2,604 |
| 8,019 | 0,0630 | 0,8493 | 0,519 | 2,904 |
| 10,019 | 0,0758 | 0,7735 | 0,489 | 3,001 |
| 4,019 | 0,0622 | 0,8557 | 0,512 | 2,604 |
| 1,019 | 0,0340 | 0,8697 | 0,559 | 2,008 |
| 0,019 | 0,0054 | 0,8751 | 0,607 | 0,279 |



3° Essai

$$\gamma_s = 2,70 \text{ t/m}^3$$

Section de l'appareil : $38,5 \text{ cm}^2$

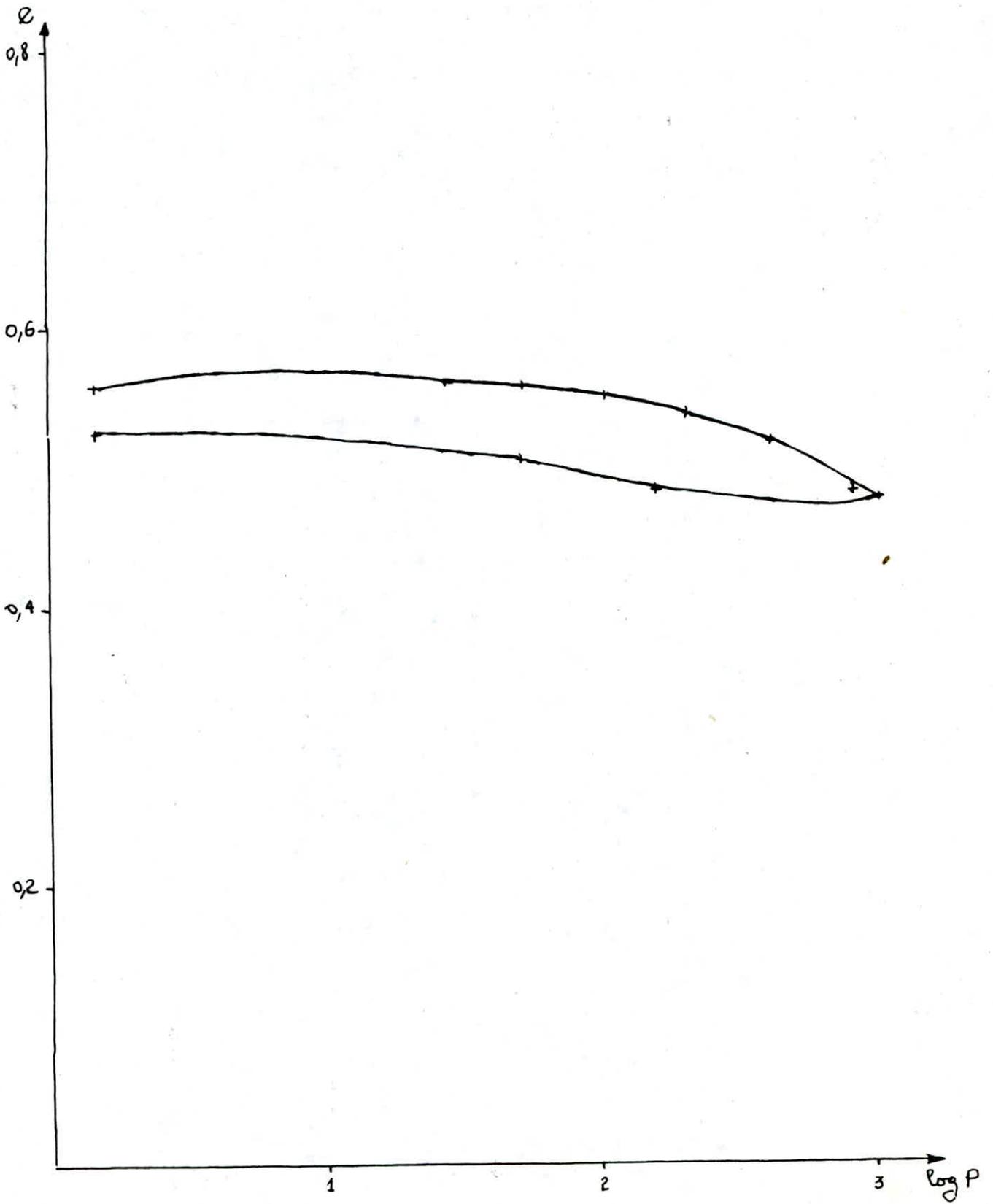
Teneur en eau Oedométrique

| | Initiale | | finale |
|----------|----------|--------|---------|
| PH + T | 41,275 | 38,303 | 181,500 |
| PS + T | 37,588 | 34,599 | 156,000 |
| Tard | 15,581 | 16,250 | 24,200 |
| P. d'eau | 3,687 | 3,704 | 25,500 |
| P. S Sec | 22,007 | 18,349 | 131,800 |
| Moyenne | 16,8 | 20,2 | 19,3 |

$$H = 1,9809 \text{ cm}$$

3° ESSAI

| P(kg/cm ²) | Δ H(cm) | H(cm) | LOG P | e |
|------------------------|---------|--------|-------|-------|
| 0,015 | 0,0004 | 1,9809 | 0,176 | 0,563 |
| 0,274 | 0,0008 | 1,9809 | 4,438 | 0,562 |
| 0,533 | 0,0040 | 1,9797 | 4,727 | 0,559 |
| 1,050 | 0,0144 | 1,9757 | 2,021 | 0,551 |
| 2,091 | 0,0320 | 1,9613 | 2,320 | 0,537 |
| 4,161 | 0,0626 | 1,9297 | 2,619 | 0,513 |
| 8,301 | 0,1032 | 1,8667 | 2,919 | 0,481 |
| 10,371 | 0,1118 | 1,7635 | 3,016 | 0,474 |
| 1,161 | 0,1020 | 1,6517 | 2,065 | 0,482 |
| 0,533 | 0,0738 | 1,5497 | 4,727 | 0,504 |
| 0,015 | 0,0444 | 1,4759 | 0,176 | 0,527 |



Calcul de C_c et E' pour les trois essais
Pour une charge de l'ordre de 8 Kg/cm^2

1° Essai :

$$C_c = - \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma} = - \frac{0,301 - 0,325}{3,001 - 2,604}$$

$$C_c = 0,060$$

$$E' = - \frac{\frac{\Delta \sigma}{\Delta h}}{h} = - \frac{10,015 - 4,015}{1,5893 - 1,8505} = 40,97 \text{ Kg/cm}^2$$
$$1,7837$$

2° Essai

$$C_c = - \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma} = - \frac{0,489 - 0,559}{3,001 - 2,604}$$

$$C_c = 0,176$$

$$E' = - \frac{\frac{\Delta \sigma}{\Delta h}}{h} = - \frac{10,019 - 4,019}{0,7735 - 0,9123}$$
$$0,8493$$

$$E' = 36,71 \text{ Kg/cm}^2$$

3° Ελλασι :

$$C_c = - \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma} = - \frac{0,474 - 0,513}{3,016 - 2,619}$$

$$C_c = 0,098$$

$$E' = - \frac{\Delta \sigma}{\frac{\Delta h}{h}} = - \frac{10,371 - 4,161}{\frac{1,7635 - 1,9293}{1,8667}}$$

$$E' = 69,92 \text{ Kg/cm}^2$$

METHODE DES ACCROISSEMENTS FINIS:

Notation indicielle: $U_{i,j} = U(z,t)$

La formule des accroissements finis:

$$f(a+h) = f(a) + h f'(a + \theta h) \quad \text{avec } 0 < \theta < 1$$

La pression interstitielle est fonction de z et t : $U(z,t)$

-On fixe l'une, soit $Z=Z_0$; U ne dépend que de t seulement.

$$U(t + \Delta t) = U(t) + \Delta t U'(t + \theta \Delta t)$$

Si t est infiniment petit $U'(t + \theta \Delta t) \approx U'(t) \approx U'(t + \Delta t)$

$$U'(t) = \frac{\partial U}{\partial t} = \frac{U(t + \Delta t) - U(t)}{\Delta t}$$

En notant par indice

$$U'(t) = \frac{U_{i,j+1} - U_{i,j}}{\Delta t}$$

-Maintenant fixons $t = t_0$, U ne dépend que de Z seulement:

$$\frac{\partial U}{\partial Z} = U'(Z) = \frac{U_{i+1,j} - U_{i,j}}{\Delta Z}$$

$$\frac{\partial^2 U}{\partial Z^2} = \frac{U_{i,j} - U_{i-1,j}}{\Delta Z^2} = \frac{U_{i+1,j} + U_{i-1,j} - 2U_{i,j}}{\Delta Z^2}$$

L'équation de consolidation est:

$$\frac{\partial U}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 U}{\partial Z^2}$$

$$\frac{U_{i,j+1} - U_{i,j}}{\Delta t} = c_v \frac{U_{i+1,j} + U_{i-1,j} - 2U_{i,j}}{\Delta Z^2}$$

En posant $A = c_v(\Delta t / \Delta Z^2)$

$$U_{i,j+1} = (1 - 2A)U_{i,j} + A(U_{i+1,j} + U_{i-1,j})$$

SOLUTION DE L'EQUATION DE CONSOLIDATION:

PAR LES SERIES DE FOURIER:

$$\frac{\partial U}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} \quad (1)$$

La solution $U = f(z, t)$ de la pression interstitielle est donnée par la série de FOURRIER unidimensionnel,

La solution de l'équation(1) est le produit de deux fonctions simples, l'une est fonction de la profondeur seul $F(z)=Z$, l'autre en fonction de t seul $\Theta(t)=T$

$$U=f(z, t)=AZT \quad (e)$$

Où $A=a$ constante donnée par la trigonométrie de FOURRIER coefficient à le déterminer.

Les dérivées partielles de l'équation(2)

$$\frac{\partial U}{\partial t} = AZ \frac{dT}{dt} \quad (3)$$

$$\frac{\partial U}{\partial z} = AT \frac{dZ}{dz} \quad (4)$$

$$\frac{\partial^2 U}{\partial z^2} = AT \frac{d^2 Z}{dz^2} \quad (5)$$

Substitution des équations (3) et (5) dans (1)

$$AZ \frac{dT}{dt} = c_v AT \frac{d^2 Z}{dz^2}$$

En séparant les variables:

$$\frac{1}{T} \frac{dT}{dt} = \frac{c_v}{Z} \frac{d^2 Z}{dz^2} \quad (6)$$

Cette équation est satisfaite si le membre de gauche de l'équation est égal à un coefficient: exemple coefficient(-N)

$$\frac{dT}{dt} = -NT \quad (7)$$

$$\text{et } \frac{d^2 Z}{dz^2} = -N \frac{Z}{Cv} \quad (8)$$

Séparant les variables dans (7)

$$\frac{dT}{T} = -N dt \quad (8)$$

$$\log T = -Nt \quad (9)$$

$$T = e^{-Nt} \quad (10)$$

L'équation (8) peut être écrite:

$$\frac{d^2 Z}{dz^2} + \frac{N}{Cv} Z = 0 \quad (11)$$

La fonction Z peut être connue, la seconde dérivée doit être proportionnelle à Z , la fonction qui satisfait à cette condition est:

$$(\sin y)'_z = \cos y ; (\sin y)''_z = (\cos y)'_z = -\sin y \quad (12)$$

La solution trigonométrique de la fonction est une solution z varie de 0 jusqu'à H

$$\text{lorsque } z = 0 \quad z/H = 0$$

$$z = H \quad z/H = 1$$

La fonction est définie dans le quadrant $\left[0, \frac{\pi}{2}\right]$

$$y = \frac{\pi z}{2H} \quad (13)$$

$$\text{et } Z = \sin y = \sin\left(\frac{\pi z}{2H}\right) \quad (14)$$

$$\text{et } \frac{d^2 Z}{dz^2} = -\frac{\pi^2}{4H^2} \sin\left(\frac{\pi z}{2H}\right) \quad (15)$$

$$\text{d'où, on tire } N : N = \frac{\pi^2}{4} \frac{Cv}{H^2} \quad (16)$$

d'où, on tire N :
$$N = \frac{\pi^2}{4} \frac{Cv_2}{H^2} \quad (I6)$$

substitution des équations (I0) et (I4) dans (2) nous donne la solution particulière en fonction de z et t

$$U = Ae^{-Nt} \sin\left(\frac{\pi z}{2H}\right) \quad (I7)$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} = -AN e^{-Nt} \sin\left(\frac{\pi z}{2H}\right) \quad (I8)$$

$$\frac{\partial U}{\partial z} = A \frac{\pi}{2H} e^{-Nt} \cos\left(\frac{\pi z}{2H}\right) \quad (I9)$$

$$\frac{\partial^2 U}{\partial z^2} = -A \frac{\pi^2}{4H^2} e^{-Nt} \sin\left(\frac{\pi z}{2H}\right) \quad (20)$$

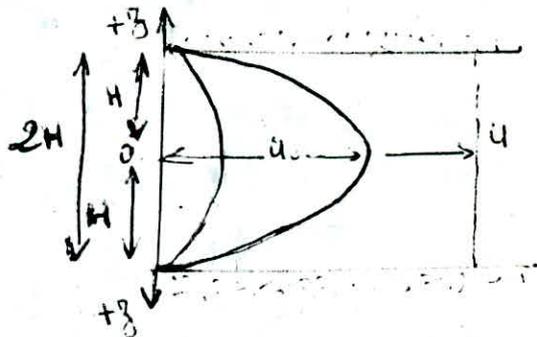
$$U(z;0) = U_0 \sin \frac{\pi z}{2H} \quad (21)$$

$$t = 0$$

$$z = 0 \implies U_{z=0} = 0 = 0$$

$$z = H \implies U_{z=H} = U_0$$

$$z = 2H \implies U_{z=2H} = 0$$



En comparant l'équation (I7) U en fonction de t et de z devient
$$U(z;t) = U_0 e^{-Nt} \sin\left(\frac{\pi z}{2H}\right) \quad (22)$$

lorsque $t = 0$
$$U(z;0) = U_0 \sin \frac{\pi z}{2H}$$

Dernière ISOCRONÉE: lorsque la consolidation est terminée c'est à dire $t = \infty$ l'équation (22) devient pour une valeur de z $U_{t=\infty} = 0$ ISOCRONÉE verticale.

Elle aura comme expression: $U(z;t) = A_n e^{-n^2 Nt} \sin\left(\frac{n\pi z}{2H}\right)$ (23)

A_n = constante arbitraire

n = indice de la série

Si on a la série de la solution particulière $U_1; U_2; U_3 \dots U_n$

On peut écrire: $\frac{\partial U_1}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 U_1}{\partial z^2}$

$$\frac{\partial U_2}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 U_2}{\partial z^2} \quad (24)$$

$$\frac{\partial U_n}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 U_n}{\partial z^2}$$

L'addition de ces équations:

$$\frac{\partial (U_1 + U_2 + U_3 + \dots + U_n)}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 (U_1 + U_2 + U_3 + \dots + U_n)}{\partial z^2} \quad (25)$$

Par analogie aux équations (17) et (I)

$$U(z;t) = U_1 + U_2 + \dots + U_n \quad (26)$$

$$= A_1 \sin\left(\frac{\pi z}{2H}\right) e^{-Nt} + A_2 \sin\left(\frac{2\pi z}{2H}\right) e^{-4Nt} +$$

$$A_3 \sin\left(\frac{3\pi z}{2H}\right) e^{-9Nt} + \dots + A_n \sin\left(\frac{n\pi z}{2H}\right) e^{-n^2 Nt}$$

$$= \sum_{n=1}^{\infty} A_n e^{-n^2 Nt} \sin\left(\frac{n\pi z}{2H}\right) \quad (27)$$

à $t = 0$ $f(z;0) = \sum_{n=1}^{\infty} A_n \sin\left(\frac{n\pi z}{2H}\right)$

Calculons A_n

$$\int_0^{2H} f(z;0) \sin\left(\frac{m\pi z}{2H}\right) dz = \sum_{n=0}^{\infty} \int_0^{2H} A_n \sin\left(\frac{n\pi z}{2H}\right) \sin\left(\frac{m\pi z}{2H}\right) dz$$

$$\int_0^{2H} \sin\left(\frac{n\pi z}{2H}\right) \sin\left(\frac{m\pi z}{2H}\right) dz = 0$$

Si $m = n$
$$\int_0^{2H} \sin^2\left(\frac{n\pi z}{2H}\right) dz = H$$

$$\int_0^{2H} f(z;0) \sin\left(\frac{n\pi z}{2H}\right) dz = A_n \int_0^{2H} \sin^2\left(\frac{n\pi z}{2H}\right) dz = A_n H$$

d'où $A_n = \frac{1}{H} \int_0^{2H} f(z;0) \sin\left(\frac{n\pi z}{2H}\right) dz$

Solution de l'équation différentielle générale:

substitutions A_n dans (27)

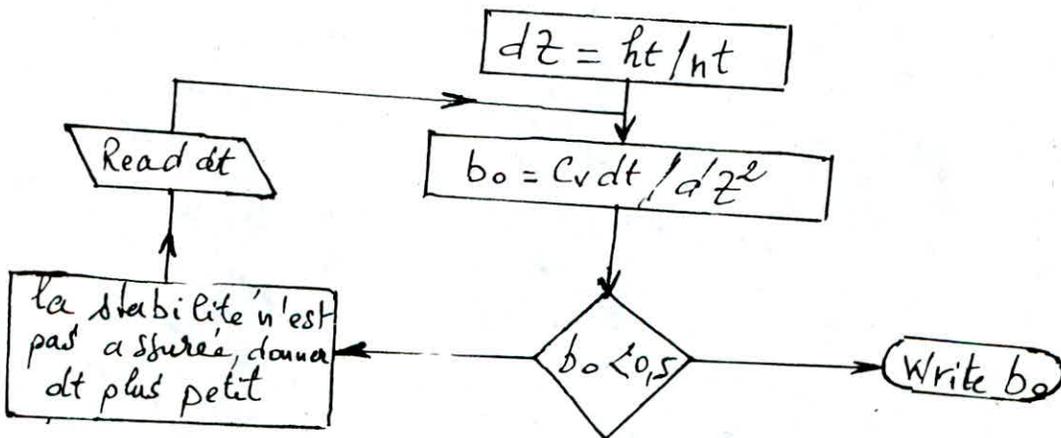
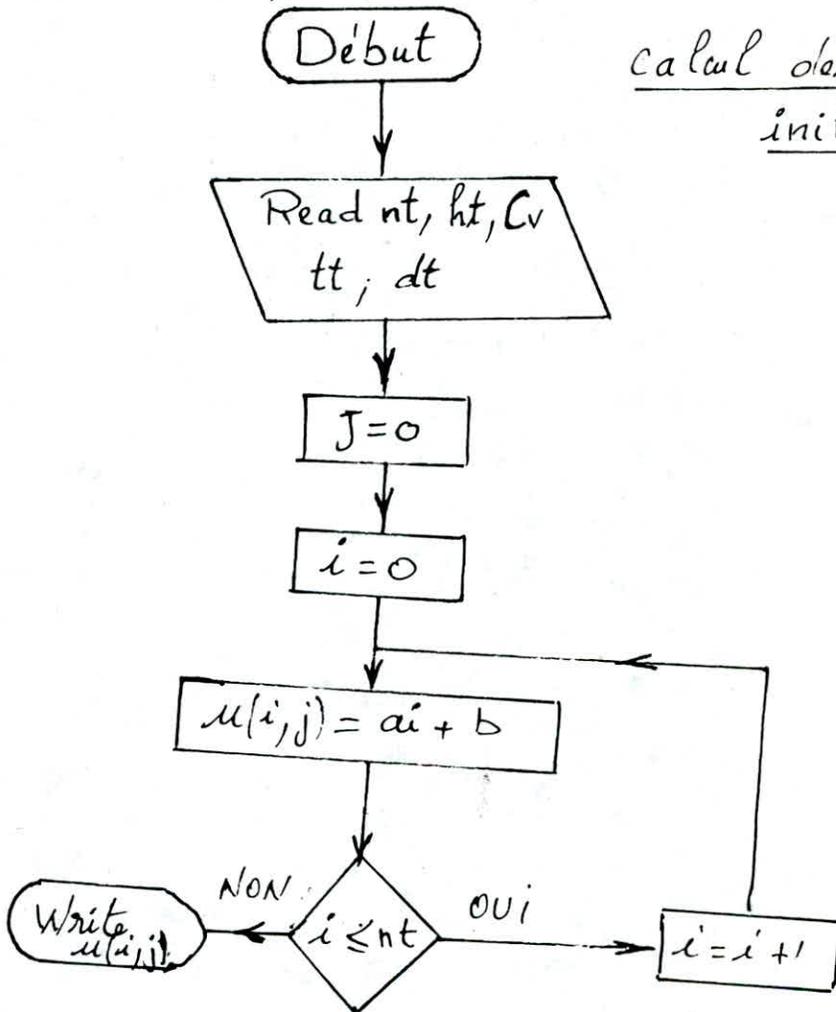
$$U(z;t) = \frac{1}{H} \sum_{n=1}^{\infty} (e^{-n^2 N t}) \left[\sin\left(\frac{n\pi z}{2H}\right) \right] \int_0^{2H} f(z;0) \sin\left(\frac{n\pi z}{2H}\right) dz \quad (28)$$

Or $N = \frac{\pi^2 C_v}{4H^2}$

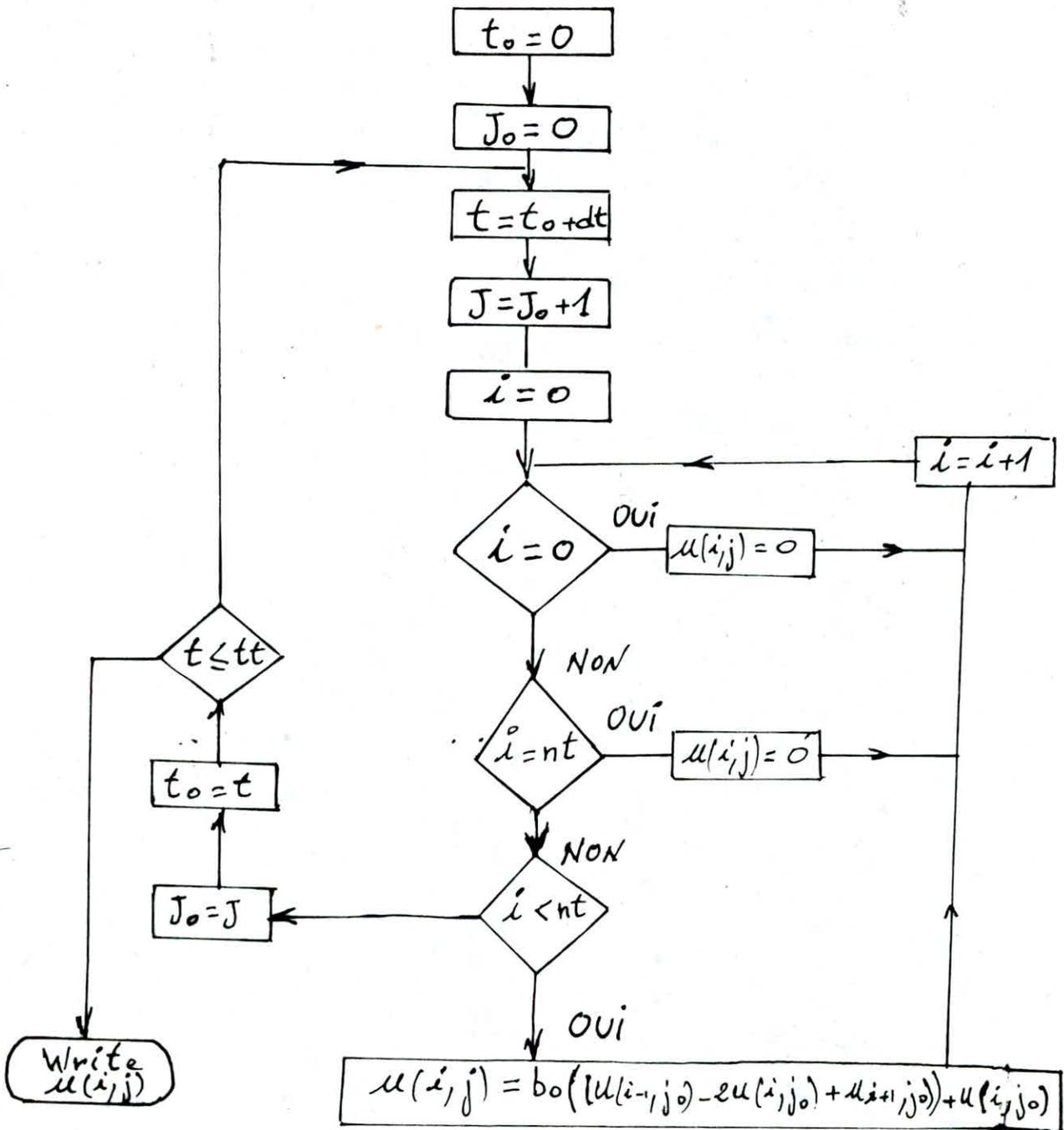
$$U(z;t) = \frac{1}{H} \sum_{n=1}^{\infty} \left[\exp\left(-n^2 \frac{\pi^2}{4} \frac{C_v t}{H^2}\right) \right] \left[\sin\left(\frac{n\pi z}{2H}\right) \int_0^{2H} f(z;0) \sin\left(\frac{n\pi z}{2H}\right) dz \right]$$

Differences finis

calcul des pressions initiales



Calcul des pressions




```
ENDDO
100 format(40X,4F10.0)
1100 format(40X,E10.0,2F10.0)
110 FORMAT(10X,'le substratum drainant la surface drainante'//)
120 FORMAT(10X,'le substratum drainant la surface non drainante'//)
130 FORMAT(10X,'le substratum non drainant la surface drainante'//)
140 FORMAT(10X,'le substratum non drainant la surface non
& drainante'//)
STOP
END
```

=>

RESOLUTION DE L EQUATION DE TERZAGHI PAR

LES DIFFERANCES FINIS

la hauteur est = 19.285
le nombres de division = 10.000
la valeur du coefficient cv = 0.800E-03
le pas d iterration = 50.000
le temps total = 2880.000

le substratum drainant la surface drainante

1 .000E+00 .830E+01 .830E+01 .830E+01 .830E+01 .830E+01 .830E+01
.830E+01 .830E+01 .830E+01 .000E+00

6 .000E+00 .787E+01 .829E+01 .830E+01 .830E+01 .830E+01 .830E+01
.830E+01 .829E+01 .787E+01 .000E+00

11 .000E+00 .749E+01 .826E+01 .830E+01 .830E+01 .830E+01 .830E+01
.830E+01 .826E+01 .749E+01 .000E+00

16 .000E+00 .714E+01 .822E+01 .830E+01 .830E+01 .830E+01 .830E+01
.830E+01 .822E+01 .714E+01 .000E+00

21 .000E+00 .683E+01 .816E+01 .829E+01 .830E+01 .830E+01 .830E+01
.829E+01 .816E+01 .683E+01 .000E+00

26 .000E+00 .654E+01 .809E+01 .828E+01 .830E+01 .830E+01 .830E+01
.828E+01 .809E+01 .654E+01 .000E+00

31 .000E+00 .628E+01 .801E+01 .827E+01 .830E+01 .830E+01 .830E+01
.827E+01 .801E+01 .628E+01 .000E+00

36 .000E+00 .605E+01 .793E+01 .826E+01 .830E+01 .830E+01 .830E+01
.826E+01 .793E+01 .605E+01 .000E+00

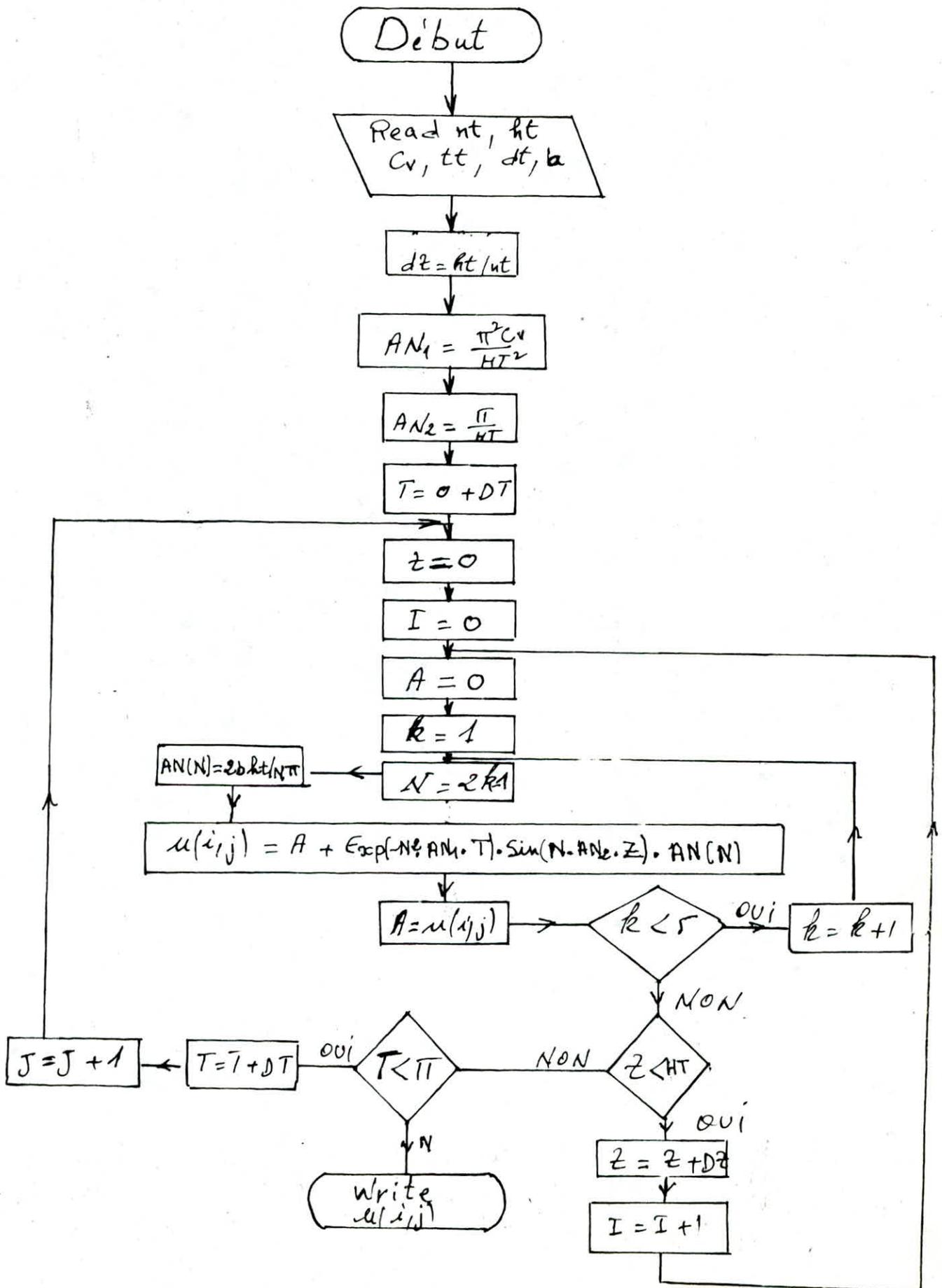
4I .000E+00 .583E+0I .785E+0I .824E+0I .829E+0I .830E+0I .829E+0I
.824E+0I .785E+0I .583E+0I .000E+00

46 .000E+00 .563E+0I .776E+0I .822E+0I .829E+0I .830E+0I .829E+0I
.822E+0I .776E+0I .563E+0I .000E+00

5I .000E+00 .545E+0I .767E+0I .820E+0I .829E+0I .830E+0I .829E+0I .
.820E+0I .767E+0I .545E+0I .000E+00

56 .000E+00 .528E+0I .758E+0I .818E+0I .828E+0I .830E+0I .828E+0I
.818E+0I .758E+0I .528E+0I .000E+00

Organigramme des séries de Fourier



RESOLUTION DE L'EQUATION DE TERZAGHI

PAR series de fouriers

```

CHARACTER *20,FICH,FICH1
DIMENSION U(0:100,0:10000),AN(100)
REAL nt
WRITE(*,*)'          NOM DE VOTRE FICHIER DE DONNEES'
21  READ(*,21)FICH
    FORMAT(A20)
    LEC=1
    RES=2
    OPEN(LEC,FILE=FICH,STATUS='OLD')
    WRITE(*,*)'          NOM DE VOTRE FICHIER DE RESULTATS'
    READ(*,21)FICH1
    OPEN(RES,FILE=FICH1,STATUS='NEW')

```

```

90  WRITE(RES,90)
    FORMAT(20X,'RESOLUTION DE L EQUATION DE TERZAGHI PAR '/
1,20X,40('-')/
2,28X,'LES SERIES DE FOURIER'/,28X,22('-')////////)

```

```

c    Lecture des donnees
    READ(LEC,100)nt,ht
    READ(LEC,100)cv,tt,dt
    READ(LEC,100)a,b
    WRITE(*,1110) ht,nt,cv,dt,tt

```

```

c    calcul des pressions initiales

```

```

c    h=ht/2.
    dz=ht/nt.

```

```

    IF(A.NE.0.) GOTO 10
    DO N=1,10
    AN(N)=2.*B/N/3.141592654
    END DO
    GOTO 15

```

```

10  DO N=1,10
    AN(N)=2*A*(1-COS(N*3.141592654))/N/3.141592654
    END DO

```

```

c    debut du calcul

```

```

15  AN1=3.141592654**2./8*CV/H**2.
    AN2=3.141592654/HT

```

```

    T=0+DT

```

```

    J=0

```

```

30  Z=0.

```

```

    I=0

```

```

48  A=0.

```

```

    DO N=1,10

```

```

    U(I,J)=A+EXP(-N**2.*AN1*T)*SIN(N*AN2*Z)*AN(N)

```

```

    A=U(I,J)

```

```

    END DO

```

```

IF (T.LT.TT) GOTO 65
GOTO 60
55  Z=Z+DZ
    I=I+1
    GOTO 48
65  T=T+DT
    J=J+1
    GOTO 30
60  NAB=J
C=====
C                                     fin du calcul
C=====

PRINT*, '          LE NOMBRE DE CAS CALCULES EST =',NAB
PRINT*, ' DONNER LE PAS D ECART DU TEMPS T=T+ALPH * DT'
ACCEPT*,NALPH
CCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCC
C          IMPRESSION DES RESULTATS
CCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCC
WRITE(RES,110)
DO J=1,NAB
IF(I.EQ.NT)U(I,J)=0.
ENDDO
DO J=1,NAB,NALPH
WRITE(RES,170) J,(U(I,J),I=0,NT)

170  FORMAT(1X,I5,1X,20(E10.3,1X)/)
ENDDO
100  format(40X,4F10.0)
110  FORMAT(10X,'le substratum drainant la surface drainante'//)

1110 format(
15X,' lhauteur est          =',f10.3,20x,/
15X,' le nombres de division  =',f10.3,25x,/
15X,' la valeur du coefficient cv =',E10.3/,
15X,' le pas d iterration     =',f10.3/,
15X,' le temps total          =',F10.3/////))

STOP
END
=>

```

RESOLUTION DE L EQUATION DE TERZAGHI PAR
LES SERIES DE FOURIER

le substratum drainant la surface drainante

| | | | | | | |
|----|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 1 | 0.000E+00 | 0.964E+01 | 0.753E+01 | 0.888E+01 | 0.781E+01 | 0.877E+01 |
| | 0.781E+01 | 0.888E+01 | 0.753E+01 | 0.964E+01 | 0.000E+00 | |
| 6 | 0.000E+00 | 0.922E+01 | 0.772E+01 | 0.874E+01 | 0.792E+01 | 0.866E+01 |
| | 0.792E+01 | 0.874E+01 | 0.772E+01 | 0.922E+01 | 0.000E+00 | |
| 11 | 0.000E+00 | 0.885E+01 | 0.787E+01 | 0.863E+01 | 0.801E+01 | 0.857E+01 |
| | 0.801E+01 | 0.863E+01 | 0.787E+01 | 0.885E+01 | 0.000E+00 | |
| 16 | 0.000E+00 | 0.851E+01 | 0.799E+01 | 0.855E+01 | 0.808E+01 | 0.851E+01 |
| | 0.808E+01 | 0.855E+01 | 0.799E+01 | 0.851E+01 | 0.000E+00 | |
| 21 | 0.000E+00 | 0.820E+01 | 0.808E+01 | 0.848E+01 | 0.814E+01 | 0.846E+01 |
| | 0.814E+01 | 0.848E+01 | 0.808E+01 | 0.820E+01 | 0.000E+00 | |
| 26 | 0.000E+00 | 0.792E+01 | 0.814E+01 | 0.844E+01 | 0.818E+01 | 0.842E+01 |
| | 0.818E+01 | 0.844E+01 | 0.814E+01 | 0.792E+01 | 0.000E+00 | |
| 31 | 0.000E+00 | 0.766E+01 | 0.818E+01 | 0.840E+01 | 0.821E+01 | 0.839E+01 |
| | 0.821E+01 | 0.840E+01 | 0.818E+01 | 0.766E+01 | 0.000E+00 | |
| 36 | 0.000E+00 | 0.742E+01 | 0.821E+01 | 0.837E+01 | 0.823E+01 | 0.837E+01 |
| | 0.823E+01 | 0.837E+01 | 0.821E+01 | 0.742E+01 | 0.000E+00 | |
| 41 | 0.000E+00 | 0.721E+01 | 0.822E+01 | 0.835E+01 | 0.825E+01 | 0.835E+01 |
| | 0.825E+01 | 0.835E+01 | 0.822E+01 | 0.721E+01 | 0.000E+00 | |
| 46 | 0.000E+00 | 0.700E+01 | 0.822E+01 | 0.834E+01 | 0.826E+01 | 0.834E+01 |
| | 0.826E+01 | 0.834E+01 | 0.822E+01 | 0.700E+01 | 0.000E+00 | |
| 51 | 0.000E+00 | 0.681E+01 | 0.821E+01 | 0.833E+01 | 0.827E+01 | 0.833E+01 |
| | 0.827E+01 | 0.833E+01 | 0.821E+01 | 0.681E+01 | 0.000E+00 | |
| 56 | 0.000E+00 | 0.664E+01 | 0.819E+01 | 0.832E+01 | 0.828E+01 | 0.832E+01 |
| => | 0.828E+01 | 0.832E+01 | 0.819E+01 | 0.664E+01 | 0.000E+00 | |

| | | |
|-----------------------------|---|-----------|
| la hauteur est | = | 19,385 |
| le nombre de division | = | 10,000 |
| la valeur du coefficient cv | = | 0,800E-03 |
| le pas d iteration | = | 50,000 |
| le temps total | = | 2880,000 |

CONCLUSION :

L'étude de la consolidation, nous a permis de :

-comprendre le comportement dans le temps des sols sous l'effet des charges permanentes.

-l'appréhension du calcul des tassements sous les ouvrages.

*estimation du tassement définitif.

*estimation de l'évolution du tassement dans le temps.

La théorie de la consolidation est à la base des méthodes destinées à accélérer la vitesse de tassement dont on cite deux :

*préchargement du sol.

*réalisation de drain de sable, de carton ou de textile.

Cette accélération qui a pour but de provoquer la majeure partie de ceux-ci pendant la phase de construction des ouvrages de façon à éviter les désordres en cours de service.

BIBLIOGRAPHIE:

- Fondations et ouvrages en terre(G PHILIPPONNAT)
- Cours pratiques de mécanique des sols(J.COSTET /G SANGLERAT)
- Problèmes pratiques de mécanique des sols et fondation
(G SANGLERAT/G OLIVARI/B CARBOU)
- Soil Mechanics(JUMIKIS)

