

REPUBLIQUE DU SENEGAL
MINISTÈRE DES FORCES ARMÉES
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE THIES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

PROJET DE
FIN D'ÉTUDES

TITRE : TASSEMENTS ET
STABILITÉ DES
FONDACTIONS SUPERFICIELLES :
ÉTUDE D'UN TERRIL DE
PHOSPHOGYPSE.

AUTEUR : AMADOU WANE GUISSÉ

COLLABORATEUR : BOUKARY PAKODTOGO

ENCADREURS : VICTOR CIUBOTARIU
ISMAÏLA GUEYE
MICHEL BORNAT

A

- Tous ceux qui sont morts pour la cause de L'Islam
- Mon père, ma mère
- Mon homonyme, Almany Ghannouchi
- tous les amis.

REMERCIEMENTS

Allah est grand. Mohameth est son envoyé (Paix sur lui).

Toute réussite est l'œuvre d'une croyance d'abord, d'une collaboration soutenue ensuite.

Cette croyance a généré toute la volonté dont nous avons fait preuve pour mener à bien ce travail.

Je collaboration quant à elle, des sages comme Victor Gubotariu (professeur à l'VEPT), Ismaila Guéya (professeur à l'VEPT), Michel Bornat (Technicien à l'VEPT), Georges Henri Noord (professeur à l'VEPT), Gaye (ICS), Boukary Pakotogo (étudiant à l'VEPT) n'ont pas manqué, une seule fois, de la soutenir, de la réhausser une de l'embellir sous ses différentes facettes les plus représentatives. Merci infiniment à eux.

Je remercie, enfin, tous ceux qui de près ou de loin ont contribué favorablement à l'avancement des travaux.

SOMMAIRE

La production de l'acide phosphorique engendre celle d'un résidu appelé phosphogypse, dans les proportions de 1 à 5, entièrement mis en terril par voie sèche non loin des unités de production des I.C.S. Cette mise en terril a généré un certain nombre de problèmes préoccupants qui ont incité les responsables des I.C.S. à prendre contact avec L'Ecole Polytechnique de Ghies pour qu'une étude soit faite sur:

- les causes de la fissuration importante constatée sur le terril;
- une éventuelle rupture de la fondation sous le poids du terril;
- les tassements probables d'un terril sous son poids propre;
- la stabilité des pentes.

Pour répondre à leurs préoccupations nous avons cherché à identifier les matériaux dans un premier temps, interpréter leurs propriétés mécaniques dans une seconde partie et, enfin, définir des recommandations pratiques pour la constitution d'un terril en phosphogypse.

Il découle des essais d'identification que le phosphogypse est un silt contenant très peu de particules colloïdales, que la fissuration est concomitante à une baisse de teneur en eau et que le sol d'assise est constitué d'un sable assez compact dont la portance et les tassements ne sauraient limiter les dimensions du terril établies à partir des calculs de stabilité des pentes effectués par PAKODTODD.

Le processus de consolidation du phosphogypse, étroitement lié à ses propriétés physico-chimiques, est fondamentalement différent de celui qui s'opère dans les sols argileux. Il a été interprété et évalué par analogie avec la théorie de L. Bjerrum sur les corps à forte compressibilité secondaire - Son amplitude est assez importante pour être préjudiciable et les recommandations qui en découlent sont données dans la dernière partie du projet -

TABLE DES MATIERES

Chapitres	Titres	Pages
1	INTRODUCTION	1
2	GENERALITES	3
2.1	HISTORIQUE DU PHOSPHOGYPSE	3
2.2	OBTENTION	5
2.3	LIEUX DE PRODUCTION - QUANTITES Produites	6
2.4	Le TERRIL des ICS	6
3	REVUE de la DOCUMENTATION	8
3.1	CAPACITE PORTANTE	8
3.2	TASSEMENTS	11
3.2.1	Definition et but	11
3.2.2	Calcul des contraintes dans le sol	11
3.2.3	Différentes formes de tassements	15
4	CARACTERISTIQUES GENERALES	28
4.1	CARACTERISTIQUES PHYSICO-CHIMIQUES	28
4.1.1	Morphologie cristalline	28
4.1.2	Impuretés	28
4.1.3	Acidité du phosphogypse	29
4.1.4	Composition chimique	29
4.2	RESULTATS DE LABORATOIRE	30
4.2.1	Teneur en eau	30
4.2.2	Granulométrie et Perméabilité	30
4.2.3	limites d'Atterberg	32
4.2.4	Retrait et Gonflement	32
4.2.5	Masses volumique des grains	33

4.2.6	Essai de compactage	33
4.2.7	Masse volumique sèche en place	34
4.2.8	Cisaillement	34
4.2.9	Compressibilité	37
5	HYPOTHESES et PREVISIONS du COMPORTEMENT	49
5.1	Analogie avec les sols à forte COMPRESSION SECONDAIRE	49
5.2	INTERPRETATION et APPLICATION au PHOSPHOGYPSE	50
6	CONCLUSION et RECOMMANDATIONS	61
	BIBLIOGRAPHIE	64
	ANNEXES	66
	I - ABAQUES pour le calcul des contraintes dans le sol	67
	II - Feuilles de mesures	73
	III - Relevés TOPOGRAPHIQUES	88
	IV - Une VUE DU TERRIL.	91

1. INTRODUCTION

Trop souvent les problèmes n'intéressent les chercheurs que pour leurs causes et l'ingénieur que pour leurs conséquences. Le chercheur analyse dans leurs moindres détails les innombrables paramètres importants ou pas, et l'ingénieur plus avare de son temps ne désire connaître qu'un résultat numérique. L'un et l'autre perdent beaucoup à s'ignorer et nous pouvons apprécier, comme étudiants, la chance d'avoir accès, depuis plusieurs années, aux théories les plus récentes et, en même temps de rencontrer de nombreux problèmes de Mécanique des Sols posés par les entreprises comme c'est le cas du présent projet.

En effet l'évolution de l'industrie des engrais, pour obtenir des produits plus concentrés et plus maniables, a conduit à produire de l'acide phosphorique en traitant le phosphate de calcium naturel par l'acide sulfurique. On a vu dès lors apparaître un sous produit, le phosphogypse, qui est un sulfate de calcium di-hydraté contenant les impuretés diverses de la matière première.

Un très grave problème d'élimination se pose d'autant plus important que la production est considérable. En fait les ICS produisent 3000 tonnes/jour de phosphogypse.

Devant cet état de fait, la première approche consista à rechercher un débouché dans les industries utilisant le gypse naturel comme matière première. Ce problème technique était alors celui des impuretés contenues dans le phosphogypse.

Des résultats intéressants ont pu être obtenus dans le domaine de la plâterie ; mais là ne saurait être la solution unique, en raison des quantités en présence.

C'est cette prise de conscience du problème quantitatif qui incita les responsables de cette entreprise à prendre contact avec l'École Polytechnique de Ghies pour qu'une étude soit faite sur les problèmes de stabilité et de tassements qui pourraient être à l'origine de catastrophes sociales et économiques.

Trois problèmes se posent alors :

- Rupture du sol de fondation
- tassement probable d'un terril de phosphogypse sous son poids propre
- fissuration importante sur le terril.

Dans ce projet nous nous donnons la tâche de déterminer la capacité portante du sol d'assise, d'identifier géotechniquement le phosphogypse, de définir les différentes causes possibles de la fissuration, d'évaluer le tassement d'un terril en phosphogypse ou d'une tranche de phosphogypse soumise à de fortes charges concentrées et, enfin, d'interpréter les résultats pour aboutir à des recommandations pratiques sur la constitution d'un terril en phosphogypse.

Seulement nous avons jugé nécessaire de présenter la chaîne de fabrication du phosphogypse et une revue de la documentation avant d'attaquer les études proprement dites.

2. GENERALITES

Avant d'entreprendre l'étude des conditions de mise en terril du phosphogypse, il a paru nécessaire de faire une visite détaillée des principales unités de production. Ses principaux éléments recueillis concernent notamment les capacités de production, la nature des minerais traités, les types de chaîne de fabrication et les différentes phases d'élaboration seront présentés dans les chapitres suivants.

2.1 HISTORIQUE DU PHOSPHOGYPSE

La tâche de mettre sur les rails l'unité industrielle ayant nécessité le plus gros investissement jamais réalisé dans nous, pourrait paraître démesurée. Au plan économique les ICS figurent en priorité parmi les investissements retenus par le plan de redressement économique et financier à moyen terme. Ses avantages qu'en attend notre pays sont, en effet, considérables : la valorisation de la matière locale, la diversification des productions exportées, la garantie du maintien et du développement d'une intégration verticale de l'industrie des engrais, l'accroissement de 10% de la valeur ajoutée industrielle du pays, la réduction du coût des engrais jusque là produits et commercialisés par la SIE S...

Le complexe des ICS comprend une usine d'acide sulfurique et une usine d'acide phosphorique installées à TAÏBA DARDU KHOUBOSS et ayant nécessité un investissement de 28.5 milliards de frs. CFA, une

unité d'au moins à MBAD (13.4 milliards), un terminal pétrolier à DAKAR qui permet la réception et le stockage des matières premières (soufre, ammoniac) avant de les remettre vers les différentes plates formes de production. Il y a aussi d'autres composantes telles les unités ferroviaires et hydrauliques, qui donnent aux ICS une totale autonomie dans sa chaîne d'exploitation (SEFICS, SONES, ...). La CSP de TAÏBA assure l'approvisionnement en phosphate.

L'unité d'acide sulfurique a une capacité nominale de 1700t/j et peut produire 56100t/an de H_2SO_4 sous forme d'acide à 98.5% et 22000t/an de P_2O_5 sous forme d'acide phosphorique à 54% de P_2O_5 .

L'usine de production d'au moins implantée à MBAD produit 45000t/an de TSP et 16500t/an de DAP.

Les ICS assurent une bonne partie de la consommation des pays de l'Afrique Occidentale en engrais. Elles ont signé un contrat à long terme avec les Indiens pour leur approvisionnement en P_2O_5 . La Société ICS, dont le principal intérêt est que sa production est essentiellement destinée à l'exportation, a permis la création de 400 emplois.

Les investissements de la Société ICS sont financés pour 40% sur fonds propres et 60% sur prêt à long terme. Les principaux actionnaires sont le Sénégal (23.3%), la Côte d'Ivoire (9.4%), la Nigéria (9.4%), le Groupe EHC (9.8%), l'Inde (18.8%), la BID (9.4%), la CSP (6%).

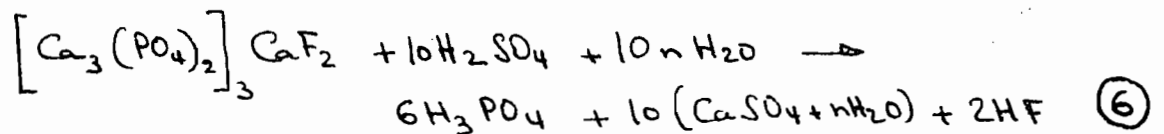
Le phosphogypse, résidu de la production d'acide

phosphorique, est, avec l'azote et le potassium, l'un des trois éléments nécessaires à la croissance des végétaux. Une première génération d'engrais phosphatés a été constituée par les superphosphates obtenus par traitement d'une partie de phosphate naturel par deux parties d'acide sulfurique: ces superphosphates sont un mélange de phosphate monocalcique et de gypse; ce produit qui a l'avantage de ne pas produire de résidu conduit à un produit très dilué.

Ces dernières années, pour obtenir des produits plus concentrés, plus maniables et réduire les coûts de transport, on a été amené à produire l'acide phosphorique en traitant une partie de phosphate naturel par trois parties d'acide phosphorique (P_2O_5) et trois parties de gypse qui est dans ce procédé séparé sur des filtres.

2.2 OBTENTION

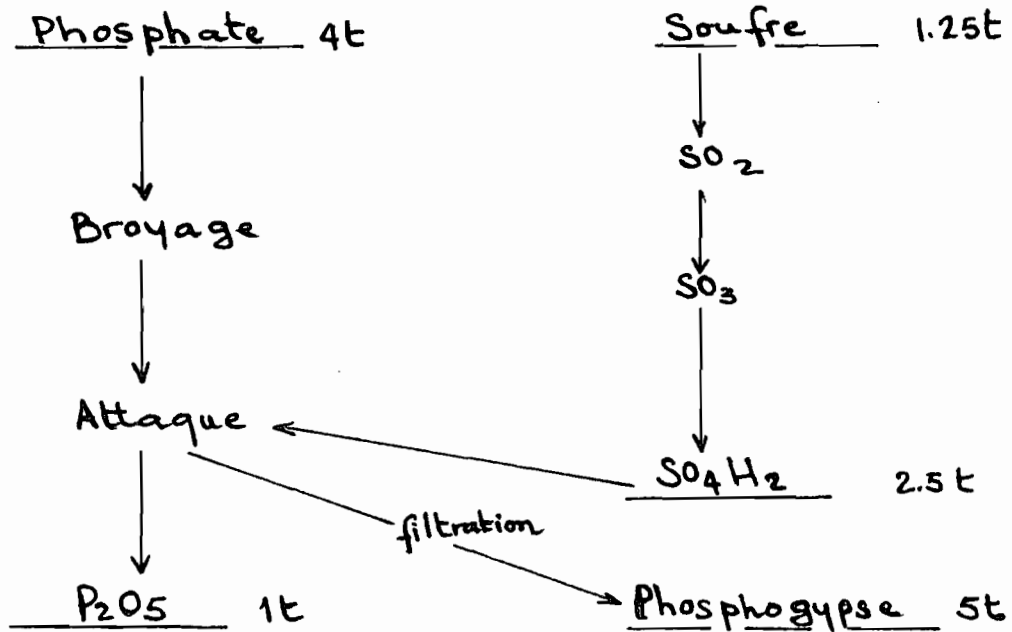
L'acide phosphorique est obtenu par attaque de la fluorapatite (composé de phosphate tricalcique et de fluorure de calcium) $[Ca_3(PO_4)_2]_3 CaF_2$ et le carbonate de calcium par l'acide sulfurique suivant la réaction:



A l'issue du procédé au di-hydrate ($n=2$) le phosphogypse se retrouve sous forme ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$). Ce procédé s'effectue à $80^\circ C$ et donne un acide

6

acide de concentration moyenne (30% P_2O_5)



1 tonne de P_2O_5 correspond donc à la production de 5 tonnes de phosphogypse.

2.3. LIEUX de PRODUCTION - QUANTITES

PRODUITES (phosphogypse).

Sénégal. (ICS)	3000t/j
France	7millions de tonnes/an
Etats-Unis	18 —
URSS	13 —
Chine	7 —
Canada	6 —

La production mondiale se situe vers 75 millions de tonnes (Japon, Belgique, Finlande, Danemark, Italie).

2.4. La TERRIL des ICS.

Il s'agit d'un immense tas de phosphogypse, d'une pente de 1/10 sur une longueur de 350m avec une hauteur avoisinant les 35m, qui est implanté à

proximité immédiate de l'usine. Les autorités des ICS veulent l'élargir sur une longueur de 2000 m avec une hauteur de 70 m.

Le terril a été entièrement mis en stock par voie sèche de la manière suivante :

La surface de dépôt a été préparée pour recevoir les rails sur lesquels circule le "Stacker",

le phosphogypse extrait des galettes de filtration est conduit par un convoyeur relié au "Stacker",

Des caterpillards se chargent de répartir le matériau sur la surface, de respecter la pente du terril et d'assurer un léger compactage par des passes.

Ces opérations n'occupent en permanence qu'une équipe pour une mise en dépôt de plus de 3000 t/j et présentent les avantages suivants :

- absence d'eau de transport, donc pas de dispositif de recyclage ;
- opération de neutralisation éventuellement non indispensable ;
- matériau plus sec, ayant une teneur en eau plus homogène, se trouvant donc dans un état plus tolérant vis à vis des conditions atmosphériques ;
- matériau non ségrégué permettant une extraction en brute.

Le terril repose, enfin, sur un sable assez compact dont les caractéristiques sont les suivantes (en moyenne) : $c=0$ $\phi=35^\circ$ $\gamma=22,4 \text{ kN/m}^3$.

Le problème de la portance est donc à craindre.

3. REVUE DE LA DOCUMENTATION

3.1 CAPACITE PORTANTE

Avant de calculer les tassements, il faut dimensionner la fondation de manière à être certain qu'elle soit stable, c'est à dire que le massif d'assise ne sera le siège d'aucune rupture par déformation due au dépassement de la résistance au cisaillement du sol. Pour cela on calcule la contrainte moyenne de rupture sous la fondation que l'on appelle aussi contrainte de poinçonnement (q_p), puis on détermine la contrainte admissible (q_a)

$$q_a = \frac{q_p}{F_s} \quad (8)$$

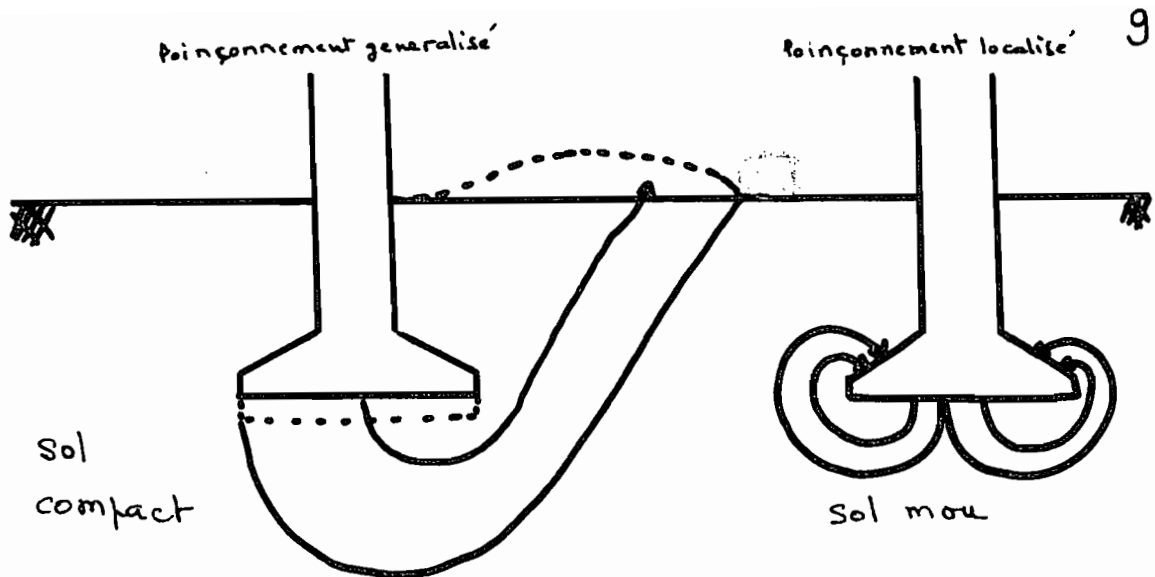
où F_s est le facteur de sécurité.

Le problème du calcul de la contrainte de poinçonnement q_p a été résolu par Terzaghi, puis repris par de nombreux chercheurs; les travaux de Meyerhof étant les plus importants.

Le phénomène de rupture d'une fondation par poinçonnement du sol d'assise est fort différent selon que le sol est compact ($\gamma < 20 \text{ kN.m}^3$) ou mou ($\gamma > 20 \text{ kN.m}^3$)

Si le sol est compact il se produit un phénomène de rupture analogue à un glissement de terrain, selon une surface de rupture bien délimitée. On dit qu'il y a poinçonnement généralisé.

Si le sol est mou, il se comporte comme une pâte dans laquelle la fondation s'enfonce; les zones de ruptures se limitent au voisinage de la fondation et n'atteignent pas, en général la surface du sol. On dit qu'il y a poinçonnement localisé.

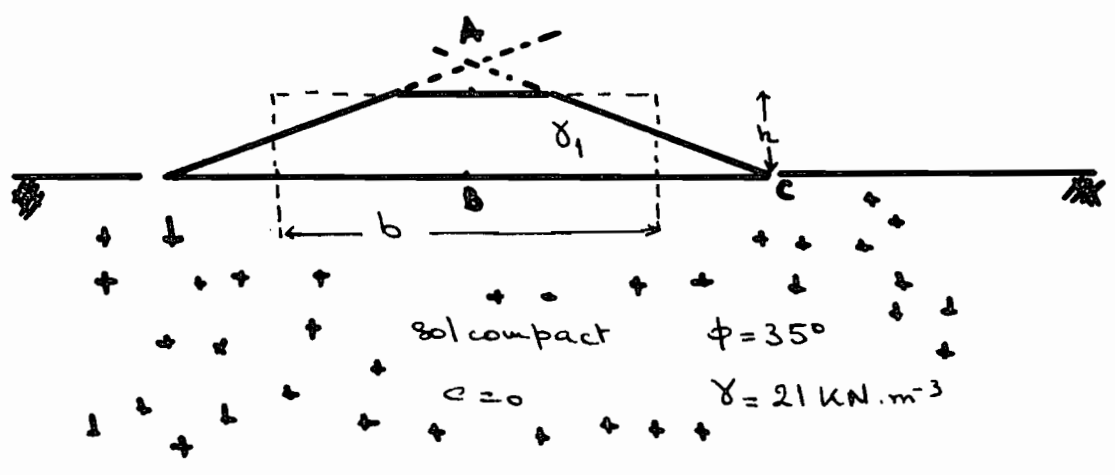


Seul le phénomène de poinçonnement généralisé a été analysé mathématiquement par Terzaghi comme problème de stabilité au glissement. Dans le cas de poinçonnement localisé, ce sont des données expérimentales et empiriques qui ont conduit à l'équation:

$$q_p = \frac{2}{3} A_1 c N'_c + \gamma t N'_q + A_2 \gamma \frac{b}{2} N'_\gamma \quad (8)$$

- q_p : charge de poinçonnement (KN.m^2)
- γ : poids volumique apparent humide (KN.m^{-3})
- t : profondeur d'appui (m)
- c : cohésion (KN.m^{-2})
- A_1, A_2 : coefficients de forme
- N'_c, N'_q, N'_γ : coefficients des termes.

Exemple: Stabilité d'un remblai sur sol compact:



La pression maximale exercée par le remblai sur surface est de :

$$q = \tan \beta \times BC = \gamma_1 \left(\frac{h}{AB} \right) = \gamma_1 h$$

Généralement on connaît la pente du remblai ; ce dernier étant symétrique, la connaissance de b permet de déduire la hauteur critique h .

La contrainte de poinçonnement q_p est donnée par la formule de Terzaghi :

$$q_p = A_1 c N_c + \gamma t N_q + A_2 \gamma \frac{b}{2} N_\gamma \quad (8)$$

- si $b/b > 10$ $A_1 = A_2 = 1$

- fondation superficielle $t = 0$

donc $q_p = \gamma \frac{b}{2} N_\gamma$

pour $\phi = 35^\circ \rightarrow N_\gamma = 48$

- Nappe phréatique au niveau du terrain

γ est remplacé par $\gamma' = \gamma - \gamma_w$

- Nappe à une profondeur intermédiaire

faire le calcul dans le premier cas, puis dans un cas où la nappe serait à une profondeur t (γ est remplacé par γ' dans l'expression $\gamma \frac{b}{2} N_\gamma$) et choisir judicieusement la valeur adéquate.

- facteur de sécurité

sols compacts : $35^\circ < \phi$ $F_s = 5$

$30^\circ < \phi < 35^\circ$ $F_s = 4$

$\phi < 30^\circ$ $F_s = 3$

la contrainte admissible $q_a = \frac{q_p}{F_s}$ limite la hauteur du remblai puisque :

$$q = \gamma_1 h < q_a = A_2 \gamma \frac{b}{2} N_\gamma \times \frac{1}{F_s}$$

$$\text{donc } h < \frac{\gamma}{\gamma_1} \cdot \frac{b}{2} \cdot N_\gamma \cdot \frac{A_2}{F_s}$$

3.2 TASSEMENTS

3.2.1 DEFINITION ET BUT:

Lorsqu'on applique une charge à la surface d'un sol il y a variation de contraintes donc déformation de celui-ci. Comme ces charges sont le plus souvent verticales, ces déformations sont particulièrement marquées dans la direction des forces appliquées qui s'ajoutent à la pesanteur: les déformations verticales du sol prennent alors le nom de tassements.

Ceci met bien évidence le rapport étroit qui lie tassement et compressibilité selon que la couche compressible est en contact direct, ou non, avec la surface du sol.

Après avoir déterminé les contraintes qui existent dans les matériaux et vérifié qu'elles sont inférieures aux limites admissibles vis à vis de la rupture, il est nécessaire de contrôler que les déformations qui en résultent sont compatibles avec la superstructure et n'entraînent aucun désordre.

3.2.2 CALCUL DES CONTRAINTES DANS LE SOL:

L'analyse de la figure 1 nous montre qu'un sol n'est pas un solide élastique au sens de la résistance des matériaux. On peut tenter de définir des valeurs de module d'élasticité mais on conçoit facilement qu'il est presque impossible de trouver ce terme avec exactitude. Heureusement le cas le plus fréquent permet de simplifier les calculs en rendant la contrainte indépendante de E et ν (coefficient de

Poisson): il s'agit d'un sol à surface horizontale soumis à l'action des charges toutes verticales.

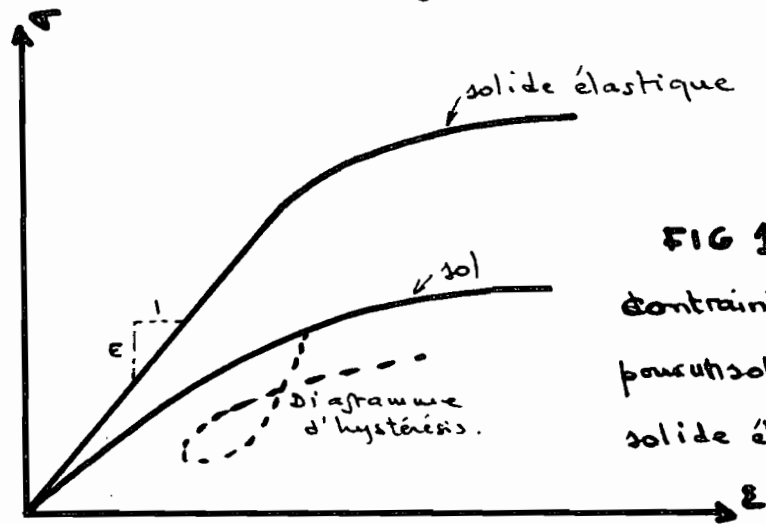


FIG 1 : courbes contraintes/déformations pour un sol et pour un solide élastique

Ceci nous place parfaitement dans les conditions de l'essai oedométrique (voir plus loin) qui est la base de la théorie des tassements, bien que généralement le sol n'est pas surchargé sur une surface infinie ; cependant très souvent la surface surchargée est très grande par rapport à la profondeur z et les résultats de l'essai oedométrique restent valables.

Le calcul élastique suppose un sol infini, limité par un plan horizontal non pesant. Le principe de la superposition nous permettra d'écrire :

$$\sigma_z = \gamma \cdot z + \sigma_{zq} \quad (4)$$

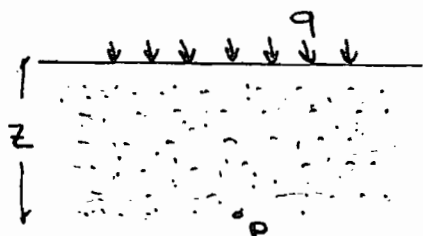
avec : γ : poids volumique apparent humide du sol

z : profondeur à laquelle on calcule la contrainte

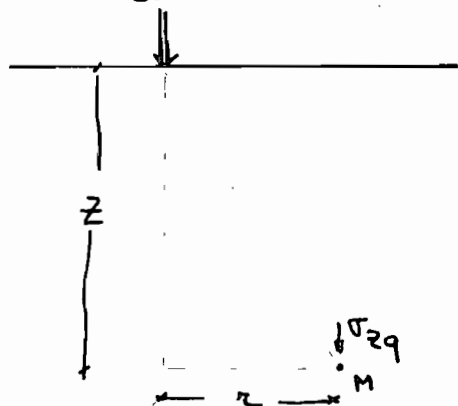
q : surcharge

σ_{zq} : contraintes dues aux surcharges.

σ_{zq} : contraintes dues aux surcharges.



Q • Charge ponctuelle :



$$\sigma_{zq} = \frac{3Q}{2\pi} \times \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}}$$

en posant

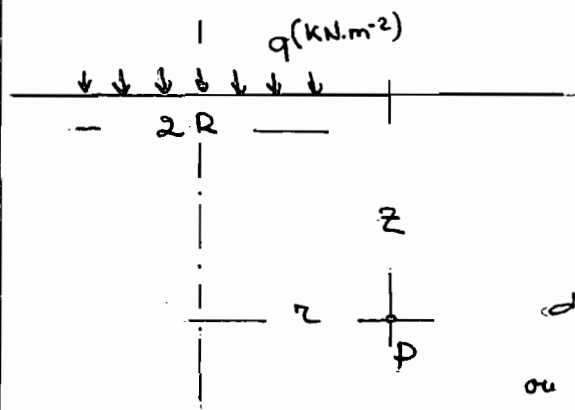
$$N = \frac{3}{2\pi \left(1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right)^{5/2}} \quad (4)$$

on obtient

$$\sigma_{zq} = \frac{Q}{z^2} \cdot N \quad \text{les}$$

valeurs de N sont généralement données par les abaques en fonction de $\frac{r}{z}$.

• Surface chargée circulaire :



$$\sigma_{zq} = q \cdot I_{\sigma}$$

I_{σ} : coefficient d'influence

donné par l'abaque N° 1 (voir annexe)

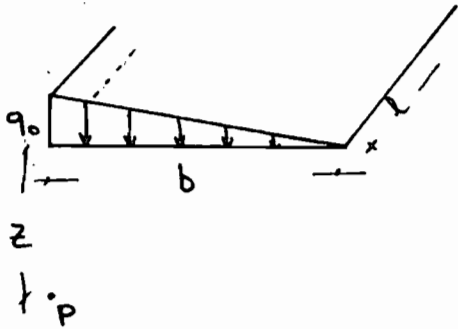
ou par la formule :

$$I_{\sigma} = \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right)^{3/2} \right] \quad (4)$$

• Surface chargée rectangulaire :

$$\sigma_z = q_0 \cdot I_{\sigma}$$

charge triangulaire (remblai)



$$n = \frac{l}{z}$$

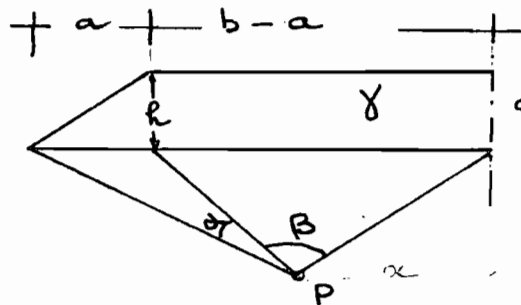
$$m = \frac{b}{z}$$

I_σ est fonction de n et

m - x est donné par l'abaque

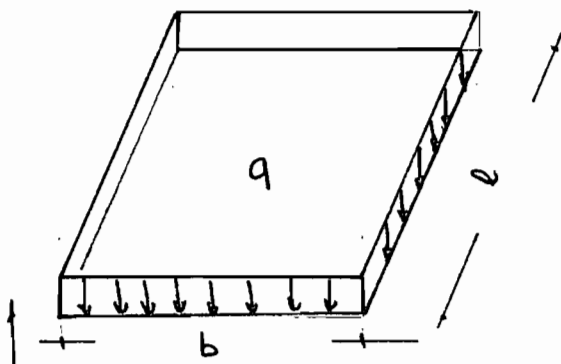
N° 2.

Remblai : section trapézoïdal



$$I_\sigma = \frac{1}{\pi} \left[\frac{x\alpha}{a} - \frac{a+b-x}{b} \beta \right] \textcircled{9}$$

charge rectangulaire



$$\sigma_z = q \cdot I_\sigma$$

$I_\sigma = f(m, n)$ donné
par l'abaque N° 3

z

$$n = \frac{l}{z}$$

$$m = \frac{b}{z}$$

P

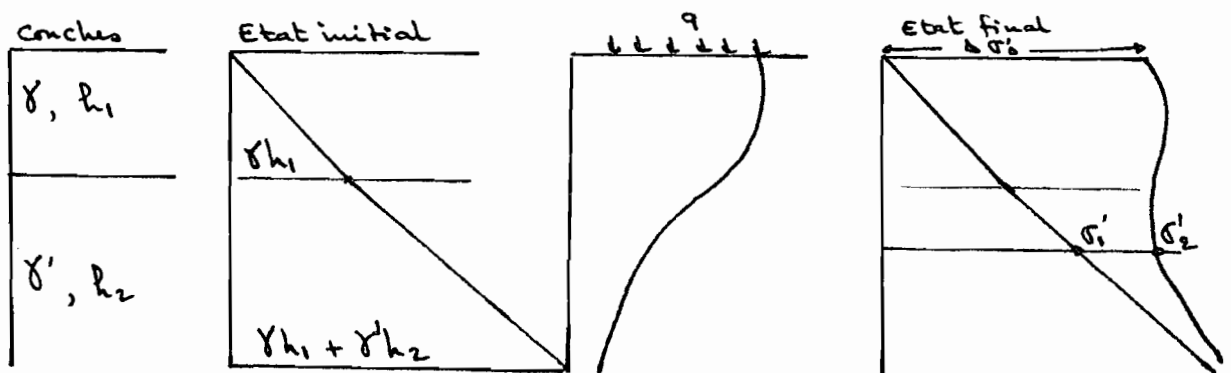
Surface quelconque

On utilise un abaque d'influence dû
à Newmark.

o Charge enterrée :

Mindlin propose de considérer 45% du tassement qu'aurait produit une charge identique placée en surface.

En pratique pour chaque cas le calcul des contraintes se visualise de la manière suivante :



Le tassement n'est calculé que pour les couches où $\Delta\sigma' = \sigma'_2 - \sigma'_1$ est plus grand ou égal au $1/10$ de l'augmentation de contrainte $\Delta\sigma'_0$ au niveau d'appui de la fondation.

3.2.3 DIFFERENTES FORMES DE TASSEMENT :

Les tassements consécutifs au chargement du sol peuvent être dus à :

- une rupture du sol sous fondation ;
- une déformation de la fondation elle-même ;
- une déformation au cisaillement du sol de fondation ;
- une consolidation du sol.

Le tassement total d'un sol compressible, saturé et chargé peut se décomposer de la manière suivante :

$$\Delta H_t = \Delta H_i + \Delta H_c + \Delta H_s + \Delta H_f$$

ΔH_t : tassement total

ΔH_i : tassement immédiat ou deflexion

ΔH_c : tassement de consolidation primaire

ΔH_s : tassement secondaire

ΔH_f : tassement dû aux déplacements latéraux du sol de fondation.

3.2.3.1 Gassement immédiat

Les déformations immédiates dues à l'application instantanée ou quasi-instantanée d'une charge à la surface du sol se font sans expulsion d'eau interstitielle. Elles se produisent donc à volume constant et au voisinage immédiat d'une semelle flexible Boussinesq a calculé le tassement de la manière suivante:

$$\Delta H_i = qB \frac{1-\nu^2}{E} I \quad (4)$$

q : pression de chargement (KN.m^{-2})

B : largeur de la semelle (m)

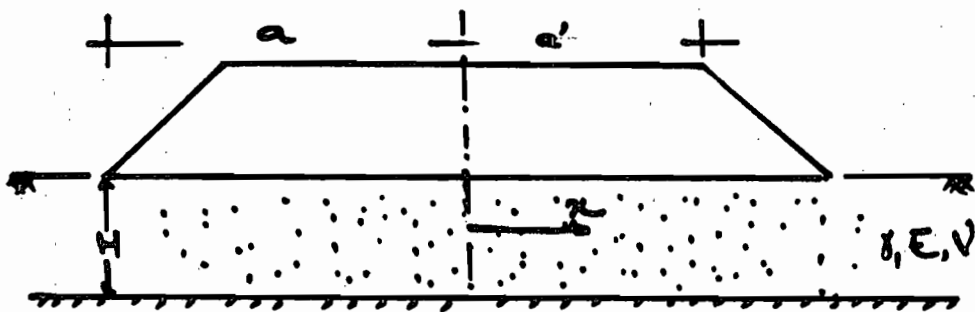
ν : coefficient de Poisson

E : module de Young (KN.m^{-2})

I : coefficient d'influence

Pour un remblai de section trapézoïdale on trouve:

$$\Delta H_i = \frac{\gamma H}{E} \cdot \frac{a^2}{a-a'} \left[\tau_H - \left(\frac{a'}{a}\right)^2 \tau'_H \right] \quad (9)$$



τ_H et τ'_H sont déterminés à partir d'abaque (voir annexes) en fonction de $(\frac{H}{a}, \frac{x}{a})$ et $(\frac{H}{a}, \frac{x}{a'})$.

Il a été question du module E dans les chapitres précédents et on avait conclu quant à la difficulté

à en trouver un, qui puisse caractériser le matériau dans son ensemble. Seulement on propose, en pratique, de faire un essai au triaxial (non consolidé, non drainé) et de prendre la pente de la partie rectiligne du diagramme effort/déformation comme module E de la couche.

3.2.3.2 Tassement primaire:

Ce type de tassement résulte de la dissipation de la surpression interstitielle qui est apparue lors du chargement. Ce phénomène appelé consolidation est très complexe dans la mesure où il fait intervenir à la fois la vitesse et l'amplitude des déformations. Le calcul de cet tassement et son évolution dans le temps se fait par la théorie de consolidation de Terzaghi.

En mécanique des sols, on entend par consolidation le rétrécissement progressif d'un sol. Ce rétrécissement peut avoir différentes causes apparentes (poids d'un édifice, rabattement de la nappe phréatique, anéichement, etc...) mais pouvant toutes être considérées comme une surcharge, c'est à dire un accroissement soudain ou progressif de la charge qui formait avec le sol un système équilibré avant l'application de la surcharge.

Le sol et la surcharge forment donc un système dynamique (forces - déplacements - temps). Évidemment, si les contraintes suscitées par la surcharge dépassent la résistance du sol, il y aura rupture, c'est à dire,

déformation subite et à grande échelle.

La consolidation (l'amplieur de la déformation et le temps qu'elle requiert) est fonction des :

- propriétés du sol ;
- caractéristiques de la surcharge ;
- conditions aux limites.

On peut imaginer la consolidation comme un rétrécissement du squelette formé par les particules solides, retardé par l'écoulement visqueux de l'eau interstitielle. On s'attend donc à ce que la consolidation soit un phénomène particulièrement caractéristique aux sols cohérents (argiles) dont la structure admet des changements de volume importants et dont la faible perméabilité limite fortement la mobilité de l'eau interstitielle.

En milieu parfaitement 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 ayant repris en chaque point la pression initiale telle qu'elle existait avant la mise en charge du milieu qui se consolide sous l'action des forces extérieures considérées.

La figure 2 rend bien compte du phénomène de

de consolidation :

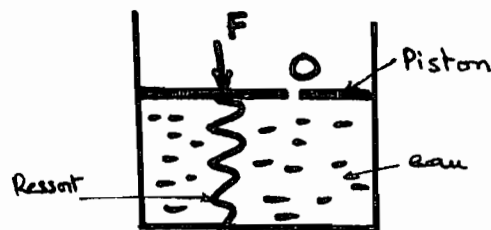


Fig 2 : modèle de Terzaghi

Le ressort représente les grains solides qui peu à peu prennent les charges extérieures à la place de l'eau ambiante qui s'évacue plus ou moins lentement par les interstices entre grains représentés schématiquement par l'orifice O. L'équilibre final en milieu saturé se produit donc au bout d'un certain temps qui peut varier de quelques minutes dans les milieux sablo-graveleux, à plusieurs années ou dizaines d'années dans les argiles imperméables.

Connaissant la valeur de la pression effective p_0 (à tout niveau) avant surcharge et $p_0 + \Delta p$ après surcharge, si e_0 est l'indice des vides au niveau z avant surcharge et $(e_0 - \Delta e)$ après surcharge correspondant à la pression effective $p_0 + \Delta p$, une hauteur de sol $1 + e_0$ aura tassé de Δe . Le tassement global de la couche d'argile de hauteur H sera donc :

$$\Delta H_{\text{total}} = \int_0^H \frac{\Delta e}{1 + e} dz. \quad (4)$$

Avec l'essai œdométrique on mesure les tassements sous chacune des charges et on en déduit la variation de l'indice des vides (e) en fonction de la pression effective p . (voir plus loin).

Le tassement final (après consolidation primaire) est influencé par la possibilité de déformations latérales

Lorsque l'aire chargée est de grande dimension par rapport à l'épaisseur de la couche compressible, les conditions de l'expérience oedométrique représentent bien la réalité ; mais il n'en est pas ainsi dans de nombreux cas et le tassement (à l'oedomètre) devient une approximation grossière du tassement total. C'est ainsi que Skempton et Bjerrum ont apporté la correction au tassement résultant de l'essai oedométrique de la manière suivante :

$$\Delta H_{ci} = C \Delta H_{oed}. \quad (4)$$

ΔH_{ci} : tassement primaire corrigé

C : facteur de correction dépendant de la hauteur du sol compressible, de la largeur (ou diamètre) de la fondation et du coefficient A de pression interstitielle.

Cette correction C doit être appliquée avec beaucoup de discernement parce qu'il est difficile d'obtenir le coefficient A avec précision, et les estimations basées uniquement sur le rapport de surconsolidation du sol risquent d'entraîner des erreurs considérables, de plus, la signification de la correction pour les sols non saturés n'est pas établie. Dans les cas douteux il est probablement préférable de donner le tassement brut comme valeur limite et d'indiquer l'amplitude de l'incertitude en mentionnant la valeur corrigée.

Le coefficient A est obtenu à partir d'un essai non drainé de cisaillement au triaxial ou estimé à partir de l'histoire des contraintes auxquelles le

sol a été soumis.

Skempton et Bjerrum ont montré par de nombreux essais effectués sur triaxial que l'accroissement de la pression interstitielle est donné par :

$$\Delta u = B \left[\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \right] \quad (9)$$

$\Delta \sigma_1$: augmentation de la contrainte verticale

$\Delta \sigma_3$: " " " horizontale

B : pourcentage de contrainte repris par le fluide ($B=1$ si le sol est saturé)

Dans tout ce qui précède on ne s'est pas préoccupé de la variable temps ; or le phénomène du tassement n'est pas instantané. Il peut durer parfois plusieurs années si la couche compressible est épaisse et sa perméabilité faible. Comme on l'a vu précédemment le tassement est proportionnel à l'augmentation de la contrainte effective. Donc l'utilisation du coefficient de consolidation C_v , qui détermine la diminution de la pression interstitielle au cours du temps est fort utile.

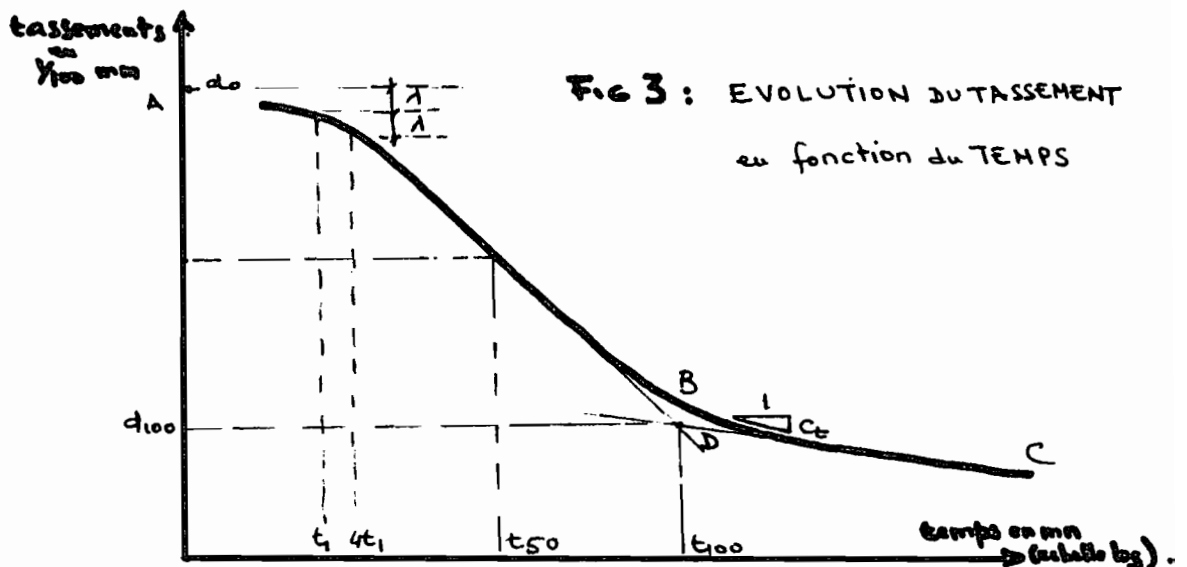
Il existe plusieurs méthodes pour déterminer le coefficient de consolidation ; citons, entre autres, la méthode de Casagrande, la méthode de Cour, la méthode de Taylor. Pour cette dernière méthode la détermination de t_{90} est généralement influencé par la consolidation secondaire. A ce point de vue Léonards pense que la méthode de Casagrande est meilleure.

Naylor et Doran ont proposé en 1948 une méthode

d'approximations successives pour le calcul de c_v .
On dira simplement que ces auteurs partent de la
valeur de s_0 obtenue par la méthode de Taylor
(\sqrt{t}, s) et celle de s_{100} obtenue par Casagrande
($\lg t, s$).

Méthode de Casagrande :

On se propose de déterminer en fonction du temps,
le seul tassement primaire. La figure 3 donne l'allure
de la courbe ($s, \lg t$).



Les parties droites des tracés AB et BC se coupent en D.
L'ordonnée du point D donne par définition 100% du
tassement. Pour obtenir l'ordonnée au temps
 $t=0$, on suppose qu'en coordonnées ordinaires, la
courbe représentative au voisinage du point A est
une parabole. On choisit donc un temps voisin de
l'origine, t_1 , et on prend un temps 4 fois plus grand,
 $4t_1$. On reporte au-dessus du point A, la différence Δ
d'où la lecture initiale cherchée s_0 . Ayant ainsi
déterminé s_0 et s_{100} , la valeur moyenne s_{50}

correspond à 50% de consolidation, soit U_{50} d'où l'on déduit par lecture directe sur le graphique le temps t_{50} exprimé en minutes. On obtient alors :

$$C_v = \frac{0.197 H_0^2}{t_{50} \times 60} \quad (4)$$

t_{50} en minutes

C_v en cm^2/sec

0.197 étant la valeur du facteur T_v (dépendant des caractéristiques du sol) pour 50% de consolidation.

L'oedomètre permet donc de calculer la valeur du coefficient C_v . Il sera, ensuite possible d'évaluer à l'aide du tableau suivant le temps t nécessaire pour obtenir dans la couche compressible d'épaisseur $2H_0$ un pourcentage de consolidation fixé à l'avance.

$U\%$	T_v	t	
10	0.008	0.008	$\frac{H_0^2}{C_v}$
20	0.031	0.031	$\frac{H_0^2}{C_v}$
30	0.071	0.071	$\frac{H_0^2}{C_v}$
...
50	0.197	0.197	$\frac{H_0^2}{C_v}$
...

La courbe $u = f(T_v)$ que nous venons d'utiliser suppose que le chargement est instantané. Soit (C) cette courbe (fig 4). En réalité il faut un certain temps pour construire un ouvrage. Soit t_1 la durée de construction - On suppose que le tassement à l'instant t_1 est le même que si la charge finale P_1 avait été appliquée pendant le temps $\frac{t_1}{2}$. On obtient ainsi le point B de la courbe corrigée (C') qui, à partir du point A, se

déduit de la courbe (C) par la translation A B.

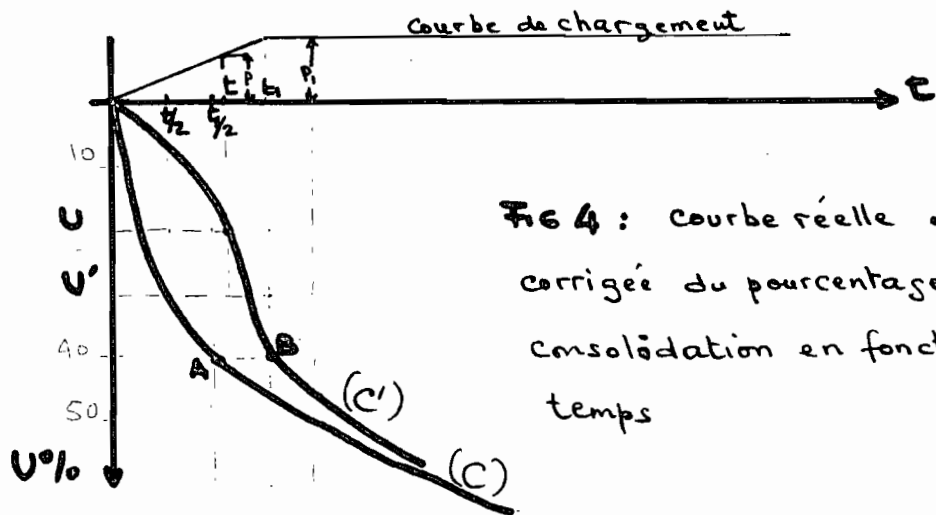


Fig 4 : courbe réelle et courbe corrigée du pourcentage de consolidation en fonction du temps

Pour avoir la courbe corrigée à l'instant t , tel que $t < t_1$, on considère l'instant $t/2$, qui, rappelé sur la courbe (C) donne le pourcentage de consolidation U' . Ce pourcentage correspond à la charge réduite $p < p_1$. Le pourcentage de consolidation réel à l'instant t pour la charge p_1 est donc :

$$U = U' \frac{p}{p_1} \quad (4)$$

En effet à l'instant t considéré (inférieur à t_1) le tassement ΔH_t a pour valeur

$$\Delta H_t = m_v \cdot H \cdot \frac{U'}{100} \quad (4)$$

m_v : indice de changement de volume = $\frac{\Delta v}{1+e}$

Δv : indice de compressibilité.

3.2.3.3 Tassement secondaire : ΔH_s

- Dissipation des excès de pression interstitielle;
- sol se déforme sous contraintes constantes;
- conséquences d'un réajustement plastique des particules du sol et de l'eau adsorbée.

Pour les sols organiques et pour certains limons minéraux, par contre, le tassement secondaire est

beaucoup plus important et d'un ordre de grandeur comparable à celui du tassement primaire. Il devient très difficile de distinguer les deux phénomènes et dans certains cas, la consolidation secondaire masque même complètement l'effet primaire. La courbe de consolidation $(s, \lg t)$ relevé au laboratoire n'a plus, alors, aucun rapport avec celle de la figure 3.

Les ingénieurs Hollandais ont dû se préoccuper très tôt de ces cas dans lesquels les tassements secondaires deviennent prépondérants. À la suite des travaux de Buisman (tassements séculaires), l'équipe du labo de Delft a mis au point une méthode fort intéressante de détermination des tassements pour ces matériaux très particuliers. Mais la méthode de A. W. Koppejan (1948) est beaucoup plus simple et donne des résultats voisins. Elle postule, en effet, que le tassement relatif d'une couche de sol, dû à la compression secondaire, varie linéairement en fonction du log du temps et ceci indépendamment de l'épaisseur de la couche considérée.

Si l'on charge un échantillon consolidé sous la pression σ_0 et dont la hauteur est alors h_0 , le tassement relatif est :

$$\frac{\Delta h_0}{h_0} = 2.3 \left(\frac{1}{C_p} + \frac{1}{C_s} \lg t \right) \log \frac{\sigma_0 + \Delta \sigma}{\sigma_0} \quad (3)$$

C_p et C_s étant des coefficients déterminés de la manière suivante : si l'on appelle $(\Delta h_1)_{\sigma_1}$ et $(\Delta h_{10})_{\sigma_1}$, les tassements à 1 et 10 jours sous σ_1 , et si l'on pose :

$$\Delta S_1 = (\Delta h_1)_{2\sigma_1} - (\Delta h_1)_{\sigma_1}$$

$$\Delta S_{10} = (\Delta h_{10})_{2\sigma_1} - (\Delta h_{10})_{\sigma_1}$$

Où a :

$$\frac{1}{C_p} = \frac{\Delta S_1}{0.69 h_0} ; \quad \frac{1}{C_s} = \frac{\Delta S_{10} - \Delta S_1}{0.69 h_0} \quad (3)$$

L. Bjerrum, pour interpréter ce type de tassement, a fait son analogie avec les sols à forte compression secondaire et en a déduit :

$$\frac{\Delta H}{H} = B \log \frac{t}{t_0} \quad (6)$$

t_0 étant le temps à partir duquel débute le tassement secondaire. En se référant à la figure 3 on trouve $t_0 = t_{100}$ et :

$$\Delta H = \Delta \sigma \cdot H \cdot \alpha \log \frac{t}{t_{100}} \quad (9)$$

$$\alpha = \frac{C_c}{1 + e_0} \quad C_c \text{ étant défini à la fig 3.}$$

3.2.3.4 Tassement dû aux déplacements latéraux :

La production d'un fluage (lent) latéral du sol provoque des tassements non pris en compte dans les tassements de consolidations primaire et secondaire. Ce tassement supplémentaire ΔH_f ne peut être chiffré à l'avance et on trouve fort peu de renseignements à ce sujet dans la littérature internationale spécialisée.

3.2.3.5 Tassements différentiels et tassements admissibles.

Lorsque les tassements sont uniformes, ils ne sont pas en général, préjudiciables si l'ouvrage considéré possède une certaine raideur (les immeubles d'Anney tassent de 10 à 25 cm sans aucun dommage).

Ce qui peut être gênant, ce sont les dénivellations

entre différents points d'une fondation que l'on appelle tassements différentiels - Ils peuvent causer des désordres très graves comme on en a vu à Bologne, au Mexico, à Pise, etc.

Ces tassements sont considérés comme admissibles lorsqu'ils peuvent être absorbés sans inconvénient par la superstructure qui est alors soit souple, soit rigide.

4. CARACTERISTIQUES GENERALES

Après filtrage le phosphogypse se présente sous la forme d'un silt humide dont les caractéristiques dépendent essentiellement de l'origine du minerai utilisé et du procédé d'attaque. Cette forme dépend du mode de séparation du phosphogypse au cours de la fabrication de l'acide phosphorique et les différents traitements avant rejet ou avant réutilisation.

4.1 CARACTERISTIQUES PHYSICO-CHIMIQUES

4.1.1 MORPHOLOGIE CRISTALLINE :

Le phosphogypse peut se présenter sous forme :

- de cristaux aciculaires ou tabulaires qui sont lamellaires (longueur, largeur et épaisseur) ;
- de cristaux compacts qui sont des cristaux tabulaires dont l'épaisseur peut atteindre plusieurs dizaines de microns ;
- d'agrégats polycristallins qui sont des assemblages de cristaux en forme de "hérisson" s'inscrivant dans une sphère de 50 à 100 µm de diamètre.

4.1.2 IMPURETÉS :

- les impuretés solubles : sels ou acides non éliminés par lavage ;
- les impuretés insolubles ;
- les impuretés syncristallisés : ions PO_4H inclus dans la maille cristalline du gypse.

4.1.3 ACIDITÉ DU PHOSPHOGYPSE.

Le phosphogypse présente un pH de 2 à 3 environ, dû aux traces d'acide libre et de sels solubles; l'essentiel de cette acidité provenant de l'acide phosphorique libre restant dans le gypse après lavage.

4.1.4 COMPOSITION CHIMIQUE

Sulfate	45 à 45.6%
Calcium	33.1 à 32.7%
Phosphate	0.11 à 0.24%
Fluore	0.7 à 0.79%
Perte au feu	15.0 à 15.2%
Pureté en $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	97.8 à 99.0%
P_2O_5	1%
H_2O (de constitution)	26.5% du poids de CaSO_4
Des traces de fer, d'aluminium, etc...	

4.2 RESULTATS de LABORATOIRE

4.2.1 TENEUR en EAU

In plus de l'eau interstitielle, le phosphogypse est doté d'une eau de constitution susceptible de se libérer à certaines températures. Sous la forme $(CaSO_4 \cdot 2H_2O)$ le phosphogypse perd $\frac{1}{2}$ mole H_2O à $60^\circ C$, il perd ses deux moles à $120^\circ C$ et se retrouve à l'état de plâtre. Pour éviter, enfin, d'attaquer cette eau de constitution on a soumis aux échantillons provenant des galottes de filtration un séchage de 72 heures dans une étuve réglée à $40^\circ C$ seulement. Il a été question, aussi, d'appliquer la procédure Standard qui consiste à un séchage de 24 heures à $105^\circ C$, tout en ajoutant à la fin la masse d'eau de constitution susceptible de se libérer.

Les résultats sont donnés au tableau 1 mais on peut noter d'ores et déjà que, du fait du remaniement anarchique au niveau du terril, des variations importantes de masse volumique et des conditions météorologiques, il est extrêmement difficile d'extrapoler à un volume de matériau déterminé une ou quelques mesures de teneur en eau effectuées sur le terril à un moment donné et par là, de prévoir avec exactitude, à partir de moyens de reconnaissances simples, les conditions de teneur en eau que l'on sera susceptible de trouver au moment de l'extraction du phosphogypse dans le terril.

4.2.2 GRANULOMETRIE :

La phase solide du sol est composée de grains indépendants. On appelle granulométrie le classement des grains d'un échantillon de sol suivant leur dimension. On la représente

par une courbe granulométrique donnant en abscisse la dimension des grains et en ordonnée le pourcentage en poids correspondant.

Le phosphogypse correspond à la classe des fins ($d < 0.074 \text{ mm}$) puisqu'il traverse entièrement le tamis 200 après lavage. On a ensuite tenté de réaliser l'essai suivant la méthode sédimentométrique en utilisant une solution d'hexameta-phosphate de sodium. Les particules en suspensions se déposent presque instantanément et la lecture donnée par l'hydromètre reste constante. Ceci confirme que le phosphogypse est très fin et que ses grains ont pratiquement la même dimension mais ne donne aucune indication sur sa nature comme silt ou argile. Des spécialistes ont trouvé que l'utilisation d'une solution saturée donne l'allure d'une courbe granulométrique ; mais il est préférable de faire la distinction entre silt et argile à l'aide des limites d'Atterberg comme nous l'indiquons plus loin.

La granulométrie d'un sol conditionne sa perméabilité, mesurée par le coefficient, K , de DARCY qui varie dans un très large domaine. Nous avons admis que la perméabilité du phosphogypse est très faible (cas des sols fins : K est de l'ordre de 10^{-4} cm/s) parce que l'appareillage pour faire l'expérience n'était pas disponible. Seulement pour le terril les percolations peuvent être plus sensibles (problème de compactage) - elles imposent en outre l'imperméabilisation du terrain naturel sur lequel sera construit le terril si des risques de pollution de nappes sont à craindre -

4.2.3 LIMITES D'ATTERBERG.

De récentes études ont montré la relation entre les limites d'Atterberg et les phénomènes physico-chimiques qui conditionnent le comportement des sols fins.

La dénomination des sols fins se fait à l'aide du diagramme de Casagrande d'après la valeur de leur limite de liquidité et de leur indice de plasticité. Pour le phosphogypse, la détermination de ses limites s'est avérée irréalisable. Le phosphogypse provenant d'une mise en œuvre par voie hydraulique donne une limite de liquidité de 27%. Quant à la limite de plasticité, rien n'a été trouvé et ceci confirme l'absence, du moins apparente, de toute propriété de type colloïdal.

On peut donc en conclure que le phosphogypse est un silt contenant très peu de particules colloïdales lui conférant une cohésion apparente, fonction de la teneur en eau, mais pas assez suffisantes pour lui attribuer une certaine plasticité. A l'état de bloc il est très friable.

4.2.4 RETRAIT et GONFLEMENT

La nécessité de telles mesures peut surprendre étant donné l'absence de tout caractère argileux du matériau et, en apparence du moins, de tout phénomène de prise hydraulique. Ce sont toutefois les importantes fissures observées sur le terrain qui ont conduit à y penser.

En effet les fissures commencent à apparaître dans le premier mètre supérieur et elles sont concomitantes à une baisse de teneur en eau par rapport à la teneur

en eau de mise en œuvre. Une telle baisse se traduira dans le corps d'un teril en phosphogypse par l'apparition de fissures dont le maillage sera d'autant plus serré et la largeur des fissures plus grande que la variation de teneur en eau sera importante et la granulométrie sera fine. On peut s'attendre par ailleurs à ce que, une fois formé, ce réseau soit permanent dans les conditions de régime hydrauliques habituelles des terrils. On ne peut donc empêcher que les fissures commencent de se manifester et de se prolonger lentement vers le bas. En revanche, des problèmes de gonflement ne semblent pas à craindre dans l'éventualité d'une imbibition du corps de teril. L'étude de ce problème peut se poursuivre par des mesures sur des ouvrages en semi-grandeur.

4.2.5 MASSE VOLUMIQUE des GRAINS : G_s

Différents essais (voir annexes) à la fiole pycnométrique ont été réalisés sur des échantillons provenant du teril et des galettes de filtration. Les résultats montrent que dans l'ensemble la masse volumique des constituants solides est de 2.51 g/cm^3 .

4.2.6 ESSAI de COMPACTAGE

Les résultats obtenus dans les deux essais (Standard et modifié) sont donnés dans les feuilles de mesures en annexes. Pour le premier essai $\gamma_{opt} = 1.403 \text{ t/cm}^3$ pour $w_{opt} = 18\%$ alors que pour le second $\gamma_{opt} = 1.72 \text{ t/cm}^3$ pour $w_{opt} = 7\%$.

Le phosphogypse est un matériau granulaire insensible

à l'eau. À une énergie de compactage donnée, la masse volumique dépend peu de la teneur en eau de compactage; par contre quelle que soit la granulométrie, la fragilité des cristaux fait que l'énergie de compactage joue un rôle important dans la mesure de la masse volumique. Les cristaux se brisent d'autant plus qu'on les compacte énergiquement et les fragments viennent combler les vides intergranulaires.

4.2.7 MASSE VOLUMIQUE SECHE en PLACE.

(dans le terril)

Les valeurs obtenues n'ont de signification que pour les sites étudiés. Il est facile de comprendre que la partie sous le "stacker" est plus dense, plus compacte que la partie sous les rails qui est elle-même plus dense que les parties où le compactage est assuré uniquement par des passes d'engins. Il est d'ailleurs aussi simple d'imaginer l'ampleur que peuvent avoir des affaissements différentiels dus à la concentration de charges en un lieu bien déterminé comme par exemple sous le "stacker".

La méthode du cône de sable a permis d'obtenir les résultats fournis par le tableau 2, qui proviennent d'échantillons prélevés dans la partie compactée par les engins.

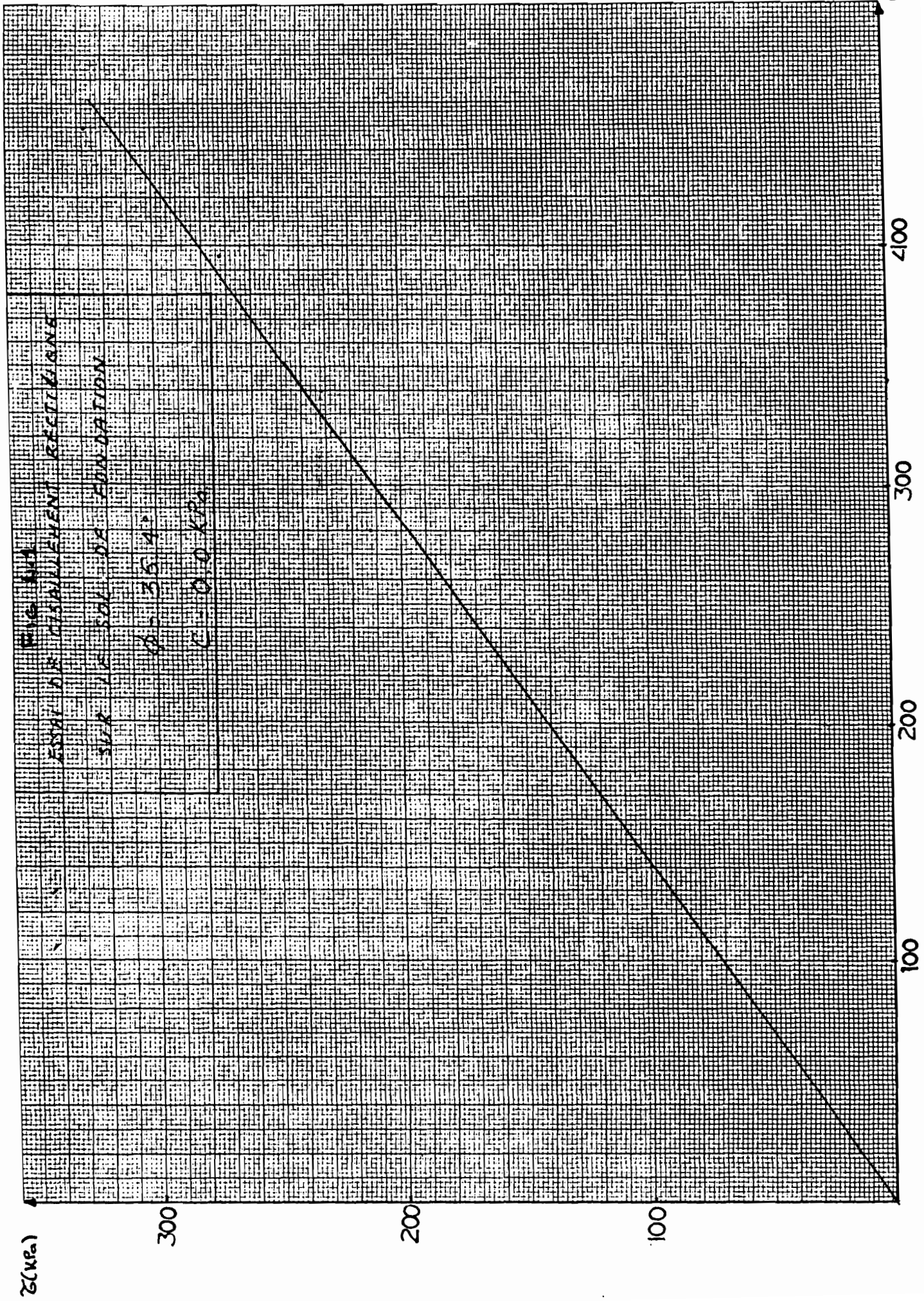
4.2.8 CISAILLEMENT

Pour le phosphogypse on a trouvé les résultats suivants:

angle de frottement $\varphi = 29^\circ$

Cohésion $c = 3.0 \text{ kPa}$

les résultats concernant le sol d'assise sont traduits

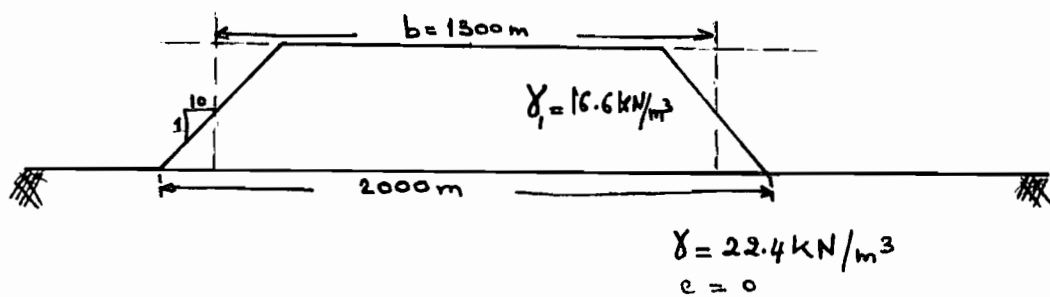


par la figure 4.1. Au fait on a :

$$\varphi = 35.4^\circ$$

$$c = 0.0 \text{ kPa}$$

Le problème de la portance du sol d'assise a été posé au début de l'exposé. Seulement, au regard des dimensions du terril, on peut facilement admettre qu'il n'est pas possible de constater un piédonnement généralisé. En effet on a :



$$q_p = \frac{\gamma}{2} A_2 N_s b$$

$$N_s = 48 \quad b = 1300 \quad l/b = 1 \quad A_2 = 0.80$$

$$q_p = \frac{22.4}{2} \times 0.80 \times 48 \times 1300 = 559 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$$

$$q_a = \frac{q_p}{F_s}$$

$$q_a = \frac{559 \cdot 10^3}{4} = 140 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$$

comme $q < q_a$ on aura

$$\gamma_1 h < 140 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow h < \frac{140 \cdot 10^3}{16.6} = 8.75 \cdot 10^3 \text{ m}$$

La hauteur du terril au sommet ne pouvant pas dépasser 100m, on admet qu'il est plus judicieux de fixer la hauteur critique et de prévoir la stabilité du sol d'assise (dont on ignore les caractéristiques en profondeur) à partir des calculs de stabilité développés par PAKOSTOQO.

Le problème de tassement (instantané) se pose aussi pour le sol d'assise. la difficulté réside à ce niveau

dans la détermination des facteurs E (module d'élasticité) et ν (coefficient de Poisson) dans la formule:

$$\Delta H = \frac{\gamma H}{E} \frac{a^2}{a-a'} \left[\tau_H - \left(\frac{a'}{a} \right)^2 \tau'_H \right]$$

On peut seulement admettre que ce tassement est plus important à l'aplomb du milieu du tirail où la pression est plus grande.

4.2.9 COMPRESSIBILITÉ du PHOSPHOGYPSE.

4.2.9.1 Méthodologie pratique de détermination des tassements:

L'étude des tassements s'effectue à partir de l'essai œdométrique - Cet essai a pour objet essentiel l'étude de la consolidation d'éprouvettes saturées de sols intacts ou remaniés, soumise à des charges verticales uniformes, drainées suivant cette direction et maintenues latéralement par une paroi rigide.

Pratiquement, il permet de prévoir l'importance et la durée des tassements des terrains sous une charge donnée. Pour un sol en place (échantillon intact), il fournit les caractéristiques suivantes:

C_c, C_r : indices de compression et de recompression;

P_c : pression de pré-consolidation;

C_v : coefficient de consolidation;

d_{90} et t_{90} : tassement et temps correspondant à 90% de consolidation;

P'_0, e_0 : état du sol en place.

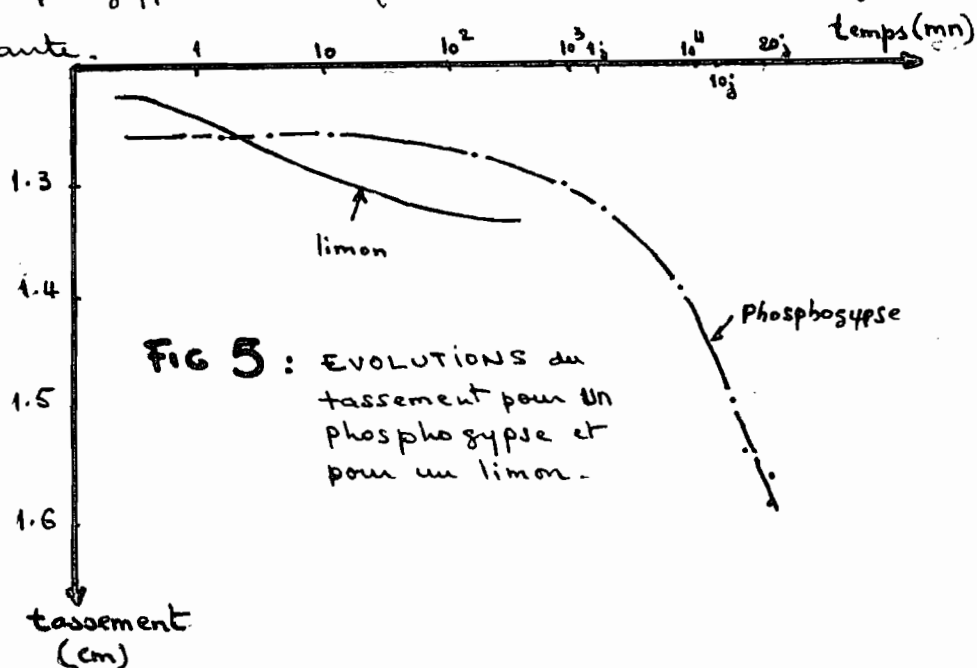
L'œdomètre est un appareil métallique. Son diamètre est de 7.5 cm et l'échantillon a généralement une

hauteur de 1.2 à 2.4 cm - Deux pierres poreuses permettent de drainer et d'évacuer l'eau qui est expulsée au cours de l'essai, car pour les argiles on opère le plus souvent sur des échantillons saturés afin d'éliminer l'influence des forces capillaires. Des comparateurs au 1/100 mm servent à la mesure des déformations. Les charges sont appliquées sur le piston par l'intermédiaire d'un levier dont l'extrémité porte un plateau et qui permet d'avoir directement la pression exercée sur le matériau en fonction du poids supporté par le plateau. Après l'application de la charge, on observe le tassement de l'échantillon et l'on attend pour poursuivre le chargement que ce tassement soit stabilisé (si deux mesures effectuées à 12 heures d'intervalle ne diffèrent pas de plus de 5 microns on admet que le tassement s'est stabilisé).

Comme nous l'avons déjà exposé, dans un oedomètre, en fonction des charges et du temps, on mesure les tassements d'un échantillon de hauteur $2H_0$ (de l'ordre du centimètre) drainé vers le haut et vers le bas. On retient spécialement la charge la plus voisine de la pression moyenne à laquelle est soumis le milieu après construction de l'ouvrage, et pour cette charge particulièrement au tracé, en fonction du temps exprimé en minutes à l'échelle logarithmique, les tassements mesurés (fig 3). Le graphique ainsi obtenu permet de calculer c_v . On notera d'abord que la courbe de déformations en fonction du temps

comporte deux parties caractéristiques. La première AB correspond à l'expulsion de l'eau en compression hydrostatique: c'est le tassement primaire; la seconde BC est due au fluage des grains après consolidation, c'est à dire après dissipation de la supression hydrostatique: c'est le tassement secondaire.

Il faut toutefois noter que le processus de consolidation du phosphogypse est fondamentalement différent de celui qui s'opère dans les sols, puisqu'il n'y a pratiquement jamais de pressions interstitielles induites, mais seulement tassement par fragmentation des grains. La fig 4 permet de comparer l'évolution du tassement pour un phosphogypse et celle pour un limon sous charge constante.



En étudiant la loi du comportement du limon on constate que la phase solide a un comportement élastique: elle réagit immédiatement aux sollicitations qui lui sont imposées et tout le retard dans l'évolution du

tassement est dû à la viscosité de l'eau qui a besoin d'un certain temps pour s'échapper. Or, pour le phosphogypse, on remarque une évolution du tassement en fonction du temps même en l'absence de saturation, c'est à dire sans mouvement d'eau. Ce phénomène ne peut s'expliquer qu'en admettant que la phase solide du sol possède une certaine viscosité. Physiquement ceci est peut-être dû à la présence d'eau adsorbée sur les particules de phosphogypse ou de l'eau entre les lamelles d'une structure cristalline tabulaire, d'autant plus que les propriétés mécaniques pour de tels sols dépendent moins de la dimension des particules que des phénomènes physico-chimiques très complexes qui se développent entre elles du fait de leur plus grande surface spécifique.

L'eau contenue dans le sol est donc soumise à un champ électrique près de la surface des grains. Les molécules d'eau sont alors orientées par rapport à la paroi des grains et n'ont plus les mêmes propriétés physiques de l'eau normale: c'est "l'eau liée" ou "l'eau solide".

Chaque grain est ainsi enveloppé d'un film d'eau de nature spéciale, la couche adsorbée dont l'épaisseur peut atteindre 5 microns. La force nécessaire pour faire décrocher cette eau est d'autant plus grande que la distance entre la partie solide du grain et l'eau est faible.

Dans le cas d'une structure tabulaire il peut exister un glissement entre les lamelles suivi d'un écoulement visco-élastique.

Les molécules d'eau orientées qui relient la surface du grain à l'eau interstitielle forme une chaîne le long de laquelle les propriétés de l'eau varient graduellement: au voisinage du grain, ce sont celles d'un solide; à plus de 0.1 micron de la surface des particules, on retrouve les caractéristiques de l'eau libre.

Mais on peut se représenter assez simplement la couche adsorbée comme un film visqueux qui entoure le grain.



Ce complexe d'adsorption a un rôle essentiel sur le comportement mécanique du phosphogypse qui contient une eau de constitution.

L'eau interstitielle qui baigne les grains n'est jamais pure, elle contient en solution un certain nombre d'ions. Ces ions peuvent être attirés par les couches adsorbées et se fixer à leur surface ou pénétrer à l'intérieur de la couche. C'est pourquoi on précise souvent la nature du cation qui prédomine dans les couches adsorbées, on parlera ainsi de bentonite Na ou de bentonite Ca.

Schématiquement, tout ce qui précède peut être représenté par des systèmes visco-élastiques tels que celui proposé par J. P. GIROUD, le modèle visco-élastique linéaire de KELVIN (les contraintes dans l'élément

élastique et dans l'élément visqueux s'ajoutent, alors que la déformation est la même dans les deux éléments). La courbe donnée par le modèle de Kelvin est presque analogue à celle obtenue pour le phosphogypse. Le tassement ne s'est pas stabilisé après 20 jours sous charge constante et la pente de la courbe laisse penser que les déformations se poursuivraient encore plus longtemps. Le temps de consolidation est très court et ne peut être observé à l'oedomètre. La courbe que l'on obtient peut donc être assimilée à de la compression secondaire. Cette forme de courbe est également obtenue dans les vases et les tourbes, matériaux réputés à très forte compression secondaire.

4.2.9.2 Consolidation du phosphogypse: évolution du tassement en fonction du temps.

Les résultats suivants ont été obtenus à partir de l'essai réalisé sur un échantillon de phosphogypse dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$G_s = 2.57 \text{ g/cm}^3$$

	Etat initial	état final
γ (g/cm ³)	1.31	1.5
w %	27.9	32.8
Sr %	68	98

L'essai a débuté le 29 janvier 1985. Le 1^{er} Mars 1985 les tassements ne s'étaient pas encore stabilisés sous la charge de 10kg, qui correspond ^{à une pression} de 200kPa (levier à la position 9:1 donc 1kg sur le plateau correspond à une pression de 20kPa sur le matériau) soit l'équivalent d'une hauteur de remblai de 12.05m ($\gamma_h = 16.6 \text{ kN/m}^3$)

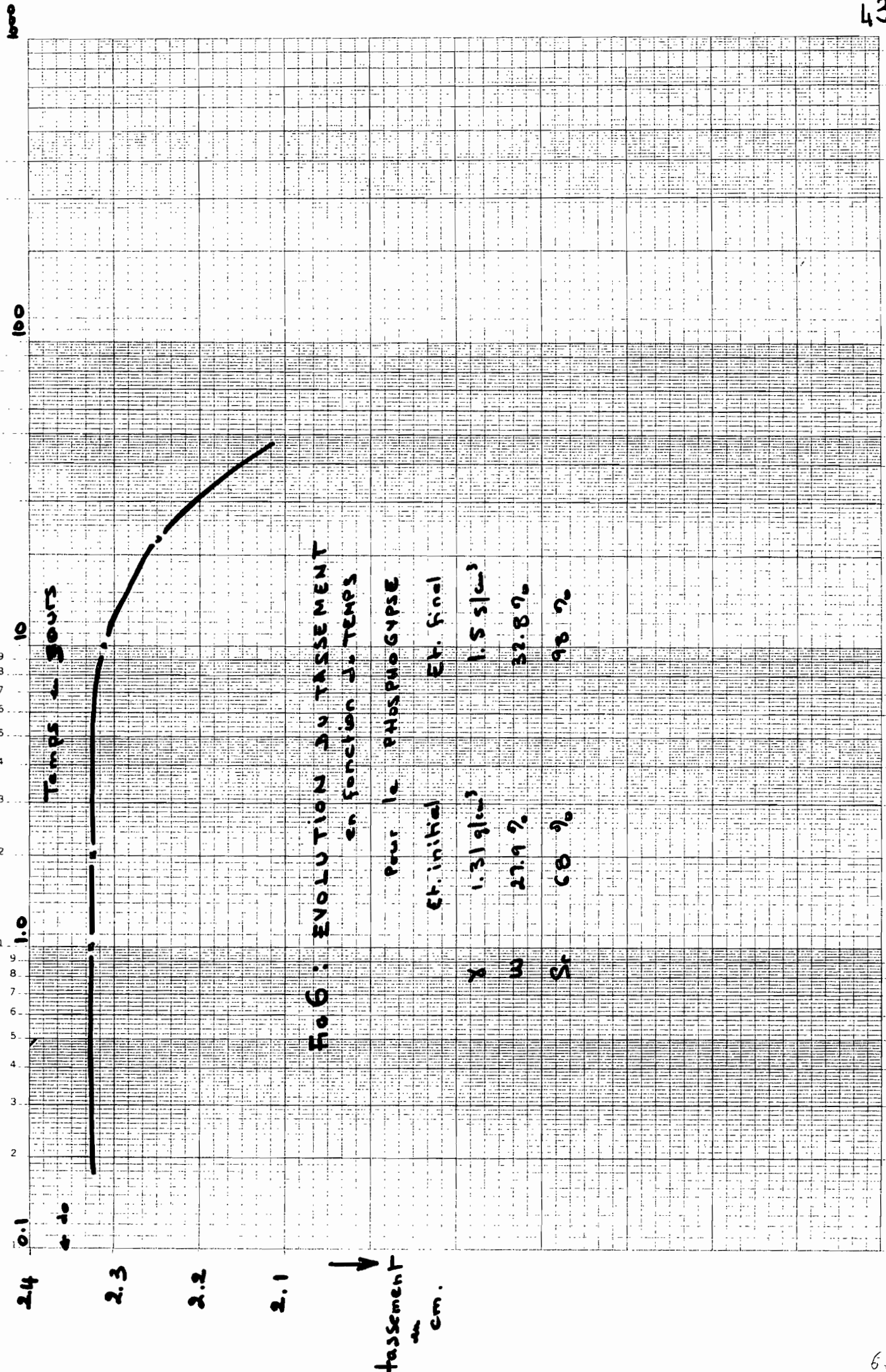


FIG 6 : EVOLUTION DU TASSEMENT
en fonction du TEMPS

Pour le PHOSPHOGYPSE

	Et. initial	Et. final
X	1.31 g/cm ³	1.55 g/cm ³
w	27.9 %	32.8 %
Sr	68 %	98 %

2.4
0.1
2.3
2.2
2.1

↓
tassement
en
cm.

4.2.3.3 Compressibilité du phosphogypse:

On a soumis chacun des échantillons à un essai œdométrique en exerçant sur le piston de l'œdomètre des pressions croissantes de 200kPa, 400kPa, 800kPa, ...

Sous chaque pression, on devait attendre la consolidation totale du matériau avant de passer à la suivante. Cependant l'évolution du tassement en fonction du temps pour un tel matériau montre que la stabilisation ne se fait pas rapidement.

Pour simuler le schéma de chargement d'un remblai mal compacté, nous avons augmenté les pressions de 200 en 200kPa et ceci journalièrement.

Le test a été fait sur un phosphogypse ayant les caractéristiques ci-dessous et les résultats sont donnés au tableau 3 (mesures en annexe).

poide spécifique des grains	$G_s = 2.51 \text{ g/cm}^3$	
section horizontale de l'œdomètre	$A = 44.18 \text{ cm}^2$	
Poids sec de l'échantillon	$W_s = 72.66 \text{ g}$	
hauteur des éléments solides	$D = H_0 = \frac{W_s}{G_s \cdot A} = 0.66 \text{ cm}$	
hauteur initiale de l'échantillon	$H_i = 1.4 \text{ cm}$	
hauteur initiale des vides	$d_0 = H_0 = H_i - H_0 = 0.74 \text{ cm}$	
	Etat initial	Etat final
γ	1.53 g/cm^3	1.76 g/cm^3
w	44%	49.2%
S_r	67.2%	97.6%
lecture	1.400 mm	3.433 mm
e	1.12	0.81
	tassement = $3.433 - 1.400 = 2.033 \text{ mm}$.	

$e_0 = \frac{H_v}{H_0}$: indice des vides initial.

H_{vf} : hauteur des vides finale = $e_f H_0 = \frac{w_s W_s}{A} H_0$

$$H_{vf} = 0.53 \text{ cm.}$$

Soient e_1, e_2, e_3, \dots les indices des vides intermédiaires sous les pressions P_1, P_2, P_3 et $\rho_1, \rho_2, \rho_3, \dots$ les variations intermédiaires de hauteur sous les mêmes pressions.

$$e_1 = \frac{H_0 - \rho_1}{H_0}, \quad e_2 = \frac{H_0 - \rho_1 - \rho_2}{H_0}, \text{ etc...}$$

TABLEAU 3 : VALEUR DES RÉSULTATS :

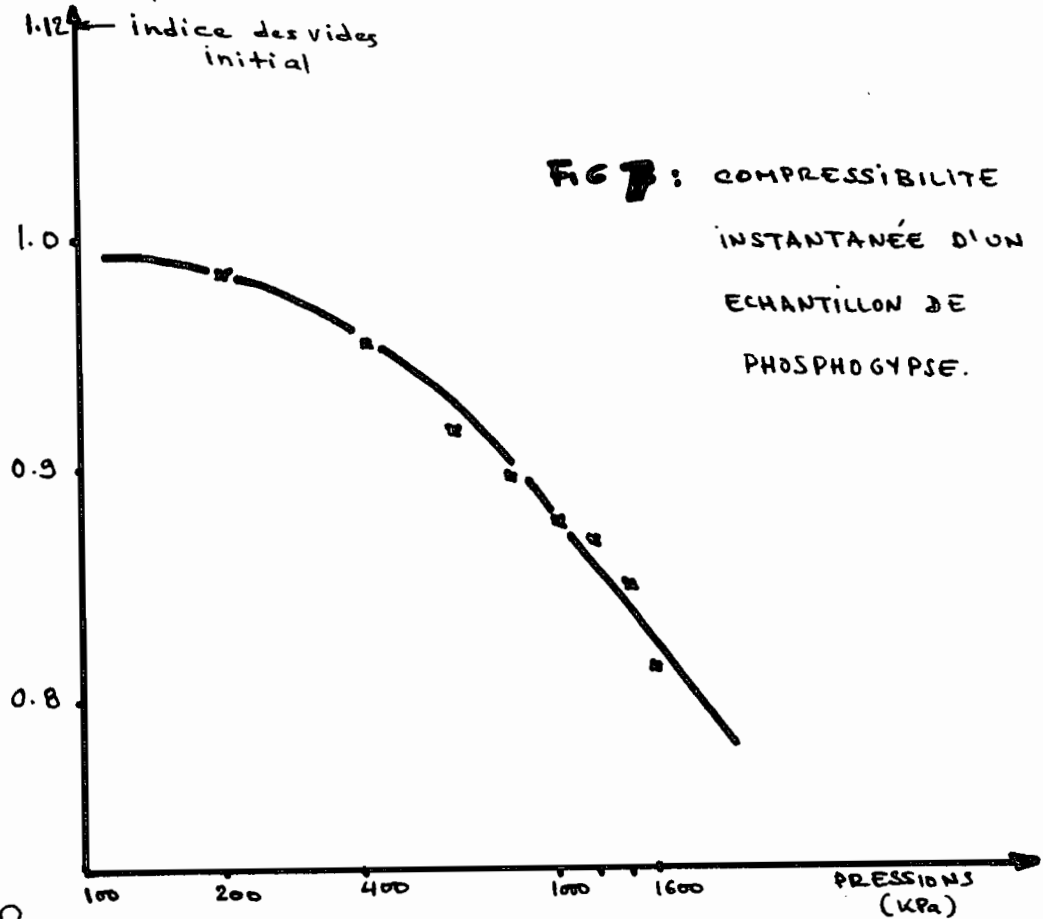
P (kPa)	Lecture finale (cm)	ρ (cm)	$\Delta e = \rho/H_0$	e
0	0.1400			1.120
200	0.2285	0.0885	0.134	0.986
400	0.2493	0.0208	0.032	0.954
600	0.2748	0.0255	0.039	0.915
800	0.2893	0.0145	0.022	0.893
1000	0.3016	0.0123	0.019	0.874
1200	0.3150	0.0134	0.020	0.854
1400	0.3267	0.0117	0.018	0.836
1600	0.3433	0.0166	0.025	0.811

Ces résultats sont reproduits par la fig 7.

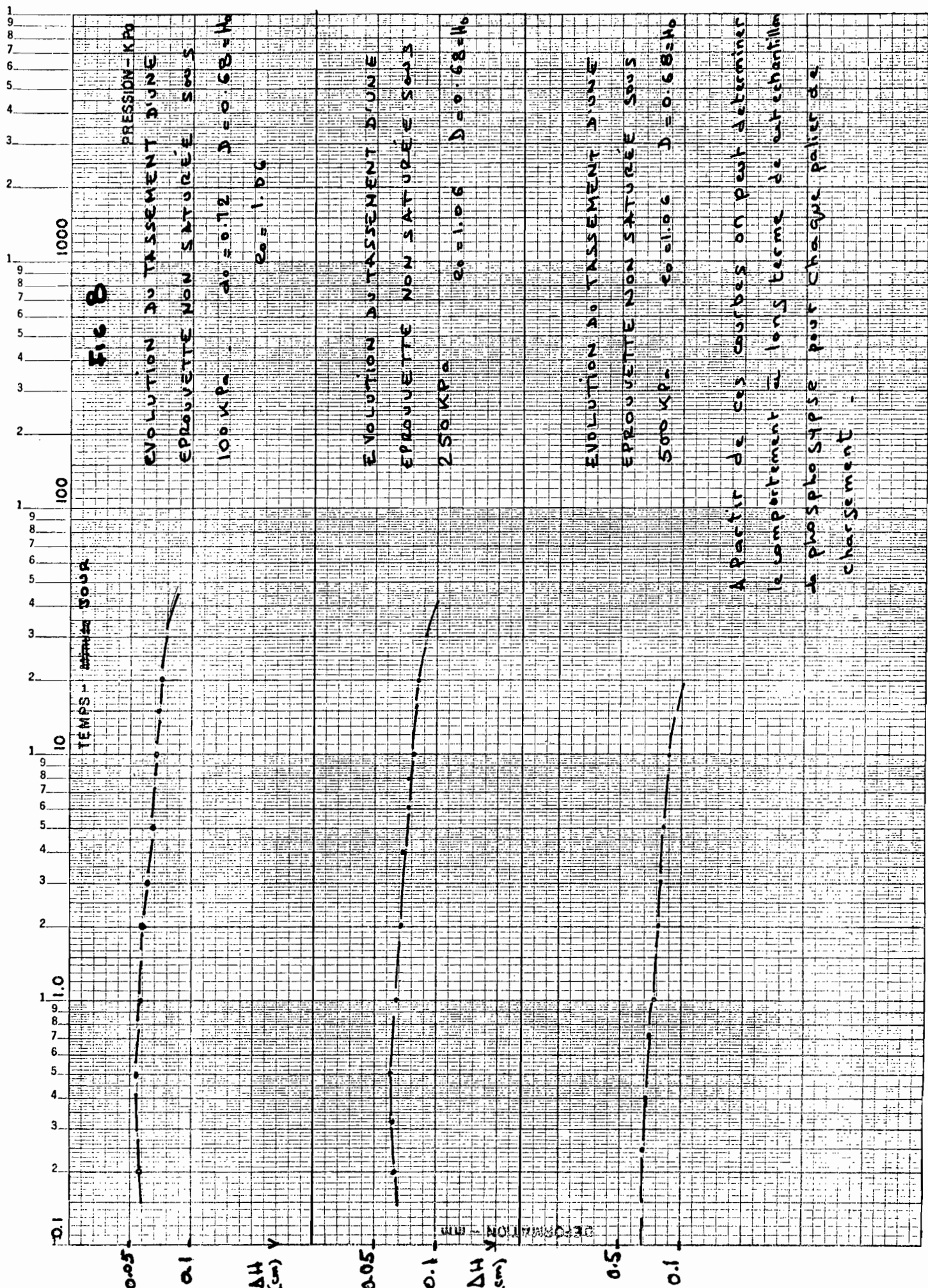
D'autres essais ont été faits sur l'évolution du tassement et sur la compressibilité du phosphogypse. Dans le premier cas on a reproduit la même procédure que le premier essai, alors que dans le second on a procédé comme pour l'essai standard (c'est à dire par chargement progressif: 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa, 800 kPa, ...). Les

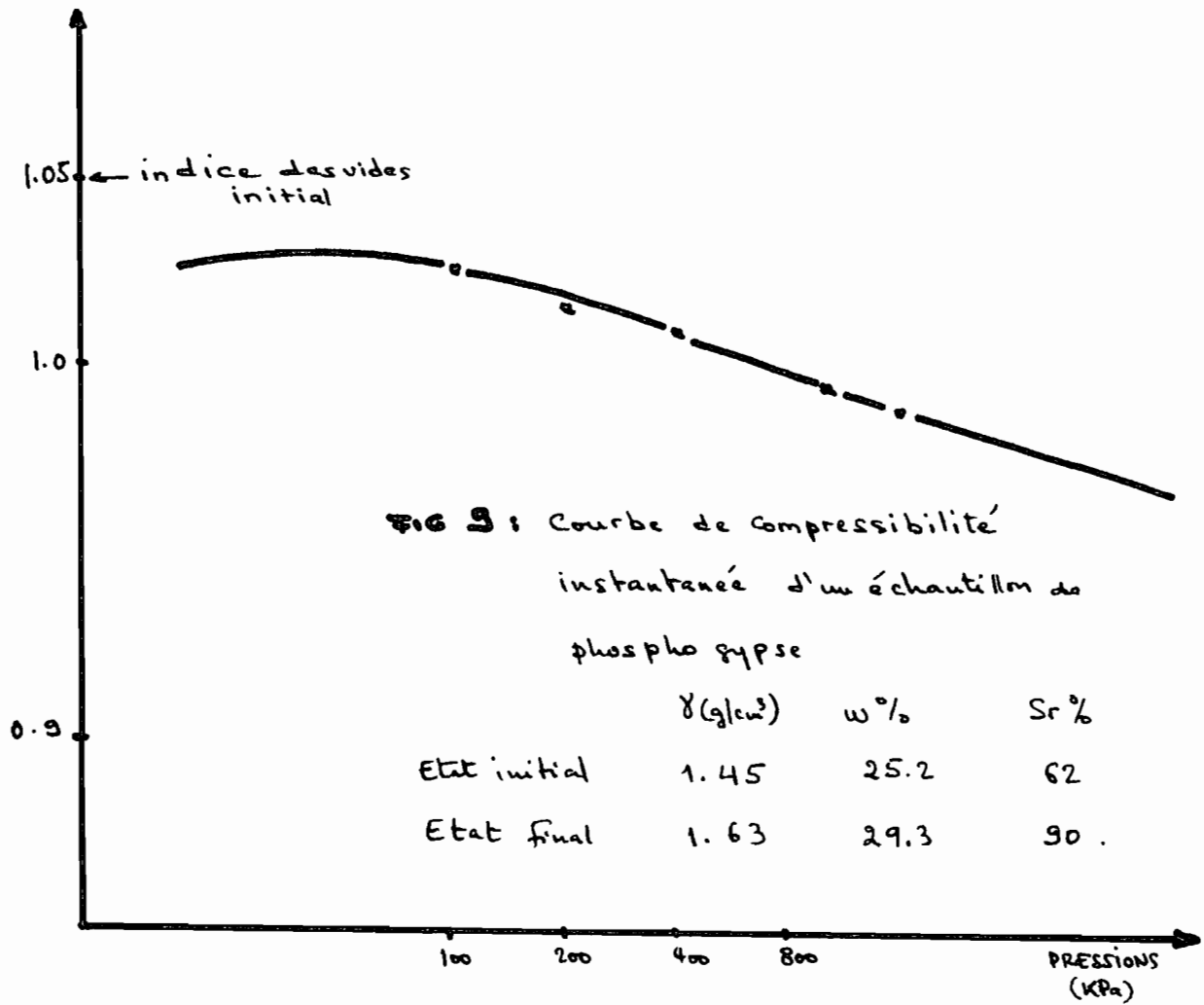
46

résultats sont donnés par les courbes de la figure 8 en ce qui concerne l'évolution du tassement et par la figure 9 pour la compressibilité.



Les courbes sur l'évolution du tassement vont permettre d'évaluer l'amplitude des tassements à long terme pour ces échantillons et d'en déduire les courbes de compressibilité à long terme. Avec ces dernières on pourra évaluer le tassement d'un remblais ou d'une épaisseur quelconque de phosphogypse soumise à une pression P pour un temps t donné.





5. HYPOTHESES ET PREVISIONS DU COMPORTEMENT

5.1 ANALOGIE avec les SOLS à FORTE COMPRESSION SECONDAIRE.

Pour des matériaux à forte compression secondaire, il est souvent admis que le tassement dû à la compression secondaire est une fonction linéaire du temps :

$$\frac{\Delta H}{H} = B \log \frac{t}{t_0} \quad (6)$$

où ΔH est le tassement

H l'épaisseur de la couche compressible

t le temps

t_0 le temps à partir duquel débute le tassement secondaire.

Si dans la représentation graphique on commet une erreur sur la valeur de t_0 , la courbe obtenue n'est plus une droite.

Dans le cas présent on a supposé que cette loi logarithmique était applicable, mais que la courbe de tassement n'était pas linéaire parce que la valeur de t_0 est inconnue.

Afin de comprendre les phénomènes observés et de déterminer la valeur de t_0 , les courbes de tassement en fonction du temps à l'échelle logarithmique ont été interprétées en utilisant la loi de comportement des argiles à forte compression secondaire proposée par L. Bjerrum

5.2 INTERPRETATION de L. BJERRUM et APPLICATION AU PHOSPHOGYPSE :

5.2.1 Interprétation :

Au cours de la sédimentation, un échantillon de sol se trouve progressivement soumis à une pression σ'_0 correspondant au poids de sédiments sus-jacents. Sous cette pression l'échantillon va se consolider et subir la compression secondaire.

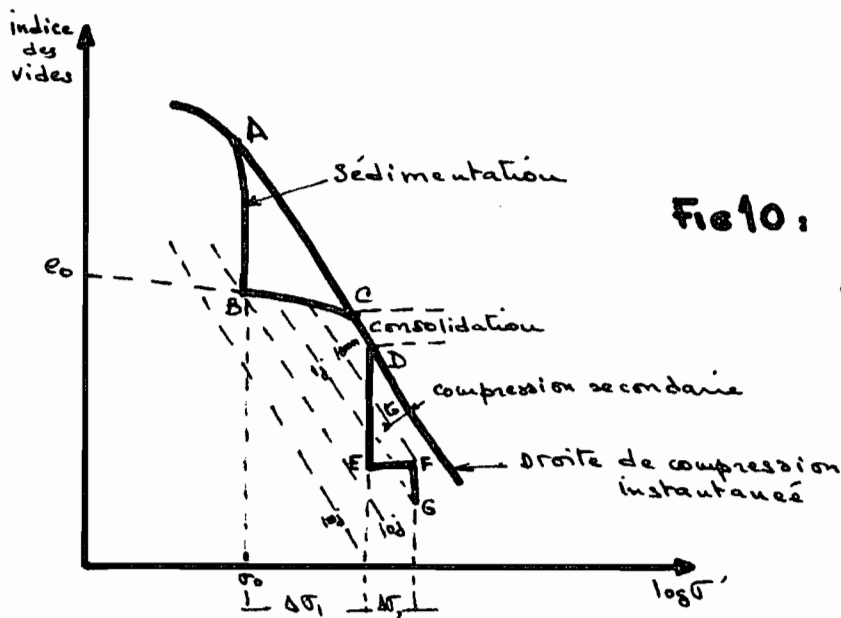


Fig 10 : Analyse du
Comportement d'un
sol d'après L. Bjerrum

Dans le graphique de la Fig 10, son point représentatif $(e, \lg \sigma')$ suivra, par exemple, la courbe AB. Si on applique ensuite à cet échantillon un incrément de charge $\Delta \sigma_1$, son point représentatif suivra la courbe BCDE :

- la portion de courbe BC correspond à un tassement de type élastique ;
- la portion CD est un tassement de consolidation et se trouve sur la courbe de compression instantanée sur laquelle se déplacerait le point représentatif $(e, \lg \sigma')$ s'il n'y avait que la consolidation ;

- la portion DE est un tassement à contrainte effective constante - Elle traduit la compression secondaire.

Sous un incrément de charge $\Delta\sigma_2$ plus faible qui ne permet pas au point représentatif de l'état de l'échantillon de rejoindre la courbe de compression instantanée, il y aura un tassement élastique EF, puis uniquement de la compression secondaire FG.

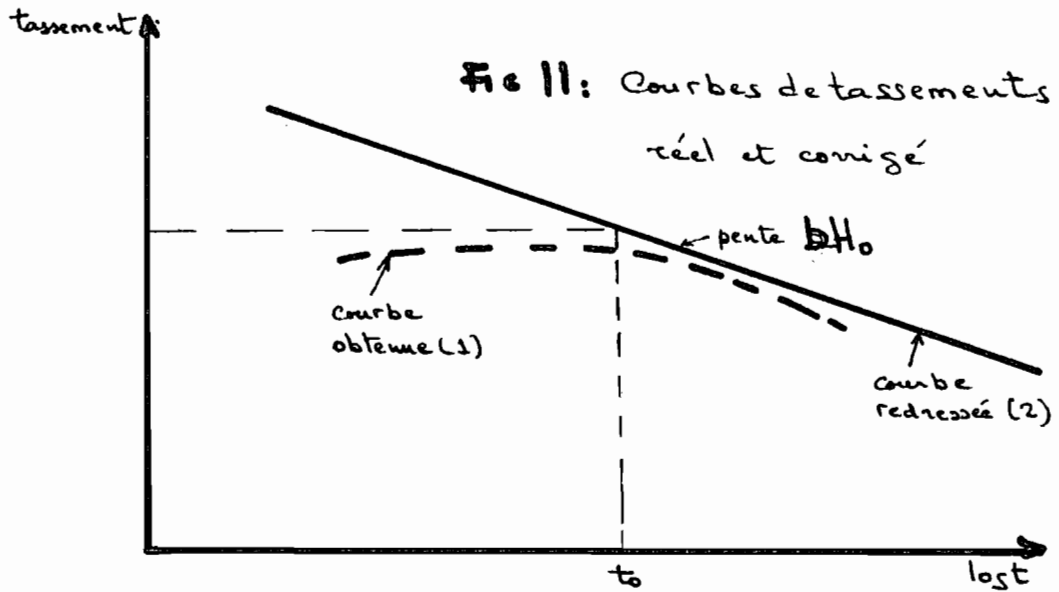
Les droites du type DE et FG permettent de définir les courbes, parallèles à la courbe de compression instantanée, lieux des points représentatifs de l'état de l'échantillon après différents stades de compression secondaire.

Lors ce qui concerne le phosphogypse, la courbe de sédimentation correspondrait au compactage.

Ensuite, les charges mises en place à l'œdowète sur l'échantillon seraient du type « $\Delta\sigma_1$ » ou « $\Delta\sigma_2$ »

Les courbes de compression secondaire n'étant pas linéaires, il semble donc que les charges appliquées soient insuffisantes pour permettre au point représentatif de l'état de l'échantillon ($e, \log t'$) de rejoindre la courbe de compression instantanée. On aurait donc obtenu des courbes du type EF qui sont linéaires dans un diagramme (tassement, logarithme du temps) si on connaît la situation du point E dans ce graphique, donc la valeur de t_0 .

5.2.2 Application au phosphogypse.



La fig 11 donne une courbe du tassement en fonction du temps (échelle log), telle qu'elle a été tracée après l'essai (courbe 1). L'interprétation ci-dessus montre qu'il aurait fallu tracer cette courbe à partir d'une valeur du temps t_0 qu'il reste à déterminer (courbe 2).

Pour ce faire on a estimé que dans les fortes valeurs de temps, les deux courbes 1 et 2 avaient la même pente b/H_0 (H_0 : hauteur initiale de solides).

Le paramètre b est calculé à partir des variations d'indice des vides correspondant à plusieurs intervalles de temps pour chaque palier de chargement.

En effet entre les temps t_1 et t_0 nous avons la relation :

$$e_1 - e_0 = b \log \frac{t_1}{t_0} \quad (6)$$

de même entre les temps t_2 et t_1 :

$$\Delta e = e_2 - e_1 = b \log \frac{t_2}{t_1} \quad (6)$$

$$\text{d'où } b = \frac{\Delta e}{\lg \frac{t_2}{t_1}} \quad (6)$$

Entre deux valeurs d'indice des vides e_1 et e_0 correspondant à une période de 10 jours, par exemple, les relations :

$$e_1 - e_0 = \Delta e = b \lg \frac{t_1}{t_0} \quad (6)$$

et $t_1 - t_0 = 10 \text{ jours}$

permettent de calculer une valeur approchée de t_0 .

Connaissant b et t_0 il est possible de déterminer les courbes de compression instantanée et de compressibilité d'un essai donné à 20j, 1an, 10ans, 50ans, etc... On supposera que ces courbes sont à peu près parallèles dans le cas du phosphogypse (hypothèse à vérifier dans le domaine des faibles contraintes).

Appliquons la méthode à l'échantillon de phosphogypse ayant subi des compressions sous 100kPa, 250kPa et 500kPa (Fig 8).

$$P = 100 \text{ kPa}$$

$$e_0 = 1.06 : \text{indice des vides initial}$$

Soient $t_1 = 1 \text{ jour}$ $t_{10} = 10 \text{ j}$; ΔH_1 et ΔH_{10} les tassements correspondants à ces temps :

$$\Delta H_1 = 0.056 \text{ cm} \quad \Delta H_{10} = 0.072 \text{ cm}$$

$$\text{On a : } e_1 = e_0 - \frac{\Delta H_1}{H_0} = 1.06 - \frac{0.056}{0.68} = 0.978$$

$$e_{10} = e_0 - \frac{\Delta H_{10}}{H_0} = 1.06 - \frac{0.072}{0.68} = 0.956$$

De la formule :

$$e_{10} - e_1 = b \lg \frac{t_{10}}{t_1}$$

$$\text{on tire } b = e_{10} - e_1 = \Delta e = 0.956 - 0.978 = -0.022$$

$$\text{puisque } \lg \frac{t_{10}}{t_1} = \lg \frac{10}{1} = 1.$$

On sait aussi que :

$$e_{10} - e_0 = b \log \frac{t_{10}}{t_0}$$

on peut alors en déduire :

$$\log \frac{t_{10}}{t_0} = \frac{e_{10} - e_0}{b} = \frac{0.956 - 1.06}{-0.022} = 4.73$$

→

$$t_0 = 1.87 \cdot 10^{-4} \text{ j} \quad \text{et} \quad t_{10} - t_0 = 10 \text{ j} - 1.87 \cdot 10^{-4} \text{ j} \approx 10 \text{ j}$$

$$r \quad e_1 - e_0 = - \frac{\Delta H_1}{D} = b \log \frac{t_1}{t_0}$$

$$e_2 - e_0 = - \frac{\Delta H_2}{D} = b \log \frac{t_2}{t_0}$$

$$e_t - e_0 = - \frac{\Delta H_t}{D} = b \log \frac{t}{t_0}$$

donc on peut écrire :

$$\frac{\Delta H_t}{D} = -b \log \frac{t}{t_0}$$

ou bien

$$\Delta H = -bD \log \frac{t}{t_0}$$

ΔH étant le tassement corrigé à l'instant t .

b , D et t_0 étant connus. On effectue :

$$b = -0.022 \quad D = 0.68 \text{ cm} \quad t_0 = 1.87 \cdot 10^{-4} \text{ j}$$

$$\Delta H = 0.0149 \log \frac{t}{1.87 \cdot 10^{-4}}$$

cette courbe est une droite (fig 12)

t en jours	ΔH (cm)
1 j	0.06
10 j	0.07
20 j	0.08
1 an	0.09
10 ans	0.11
50 ans	0.12

On refait les mêmes calculs pour les pressions de 250 kPa et 500 kPa - les résultats sont donnés à la page suivante et tracés à la fig 12.

$$P = 250 \text{ kPa}$$

$$b = -0.02$$

$$t_0 = 1.10^{-5} \text{ j}$$

$$\Delta H = 0.0136 \log \frac{t}{1.10^{-5}}$$

t (j)	ΔH (cm)
1j	0.07
10j	0.08
20j	0.09
1an	0.10
10ans	0.12
50ans	0.13

$$P = 500 \text{ kPa} :$$

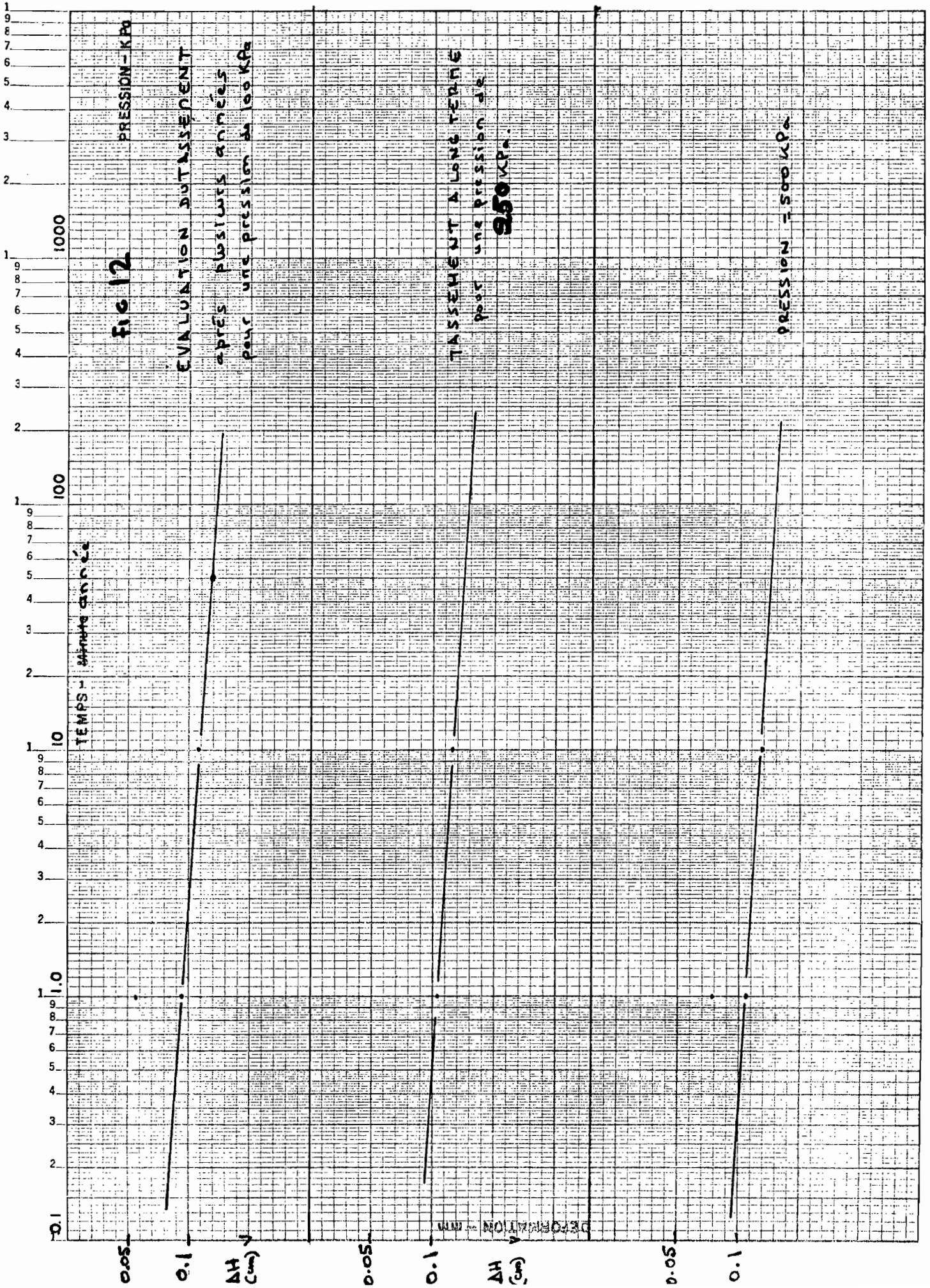
$$b = -0.016$$

$$t_0 = 6.4 \cdot 10^{-8} \text{ j}$$

$$\Delta H = 0.01088 \log \frac{t}{6.4 \cdot 10^{-8}}$$

t (j)	ΔH (cm)
1j	0.078
10j	0.09
20j	0.092
1an	0.106
10ans	0.118
50ans	0.125

Les courbes corrigées des tassements permettent de tracer les courbes de compressibilité à long terme



On effectue pour chaque palier de chargement ou procédés de la façon suivante :

- on détermine le tassement ΔH à l'instant t ;
- on calcule l'indice des vides correspondant à cet instant par la formule :

$$e = e_0 - \frac{\Delta H}{D}$$

- on obtient alors l'indice des vides en fonction du temps et du chargement. Pour chaque temps on peut donc obtenir une courbe de compressibilité.
- le calcul a donné les résultats suivants :

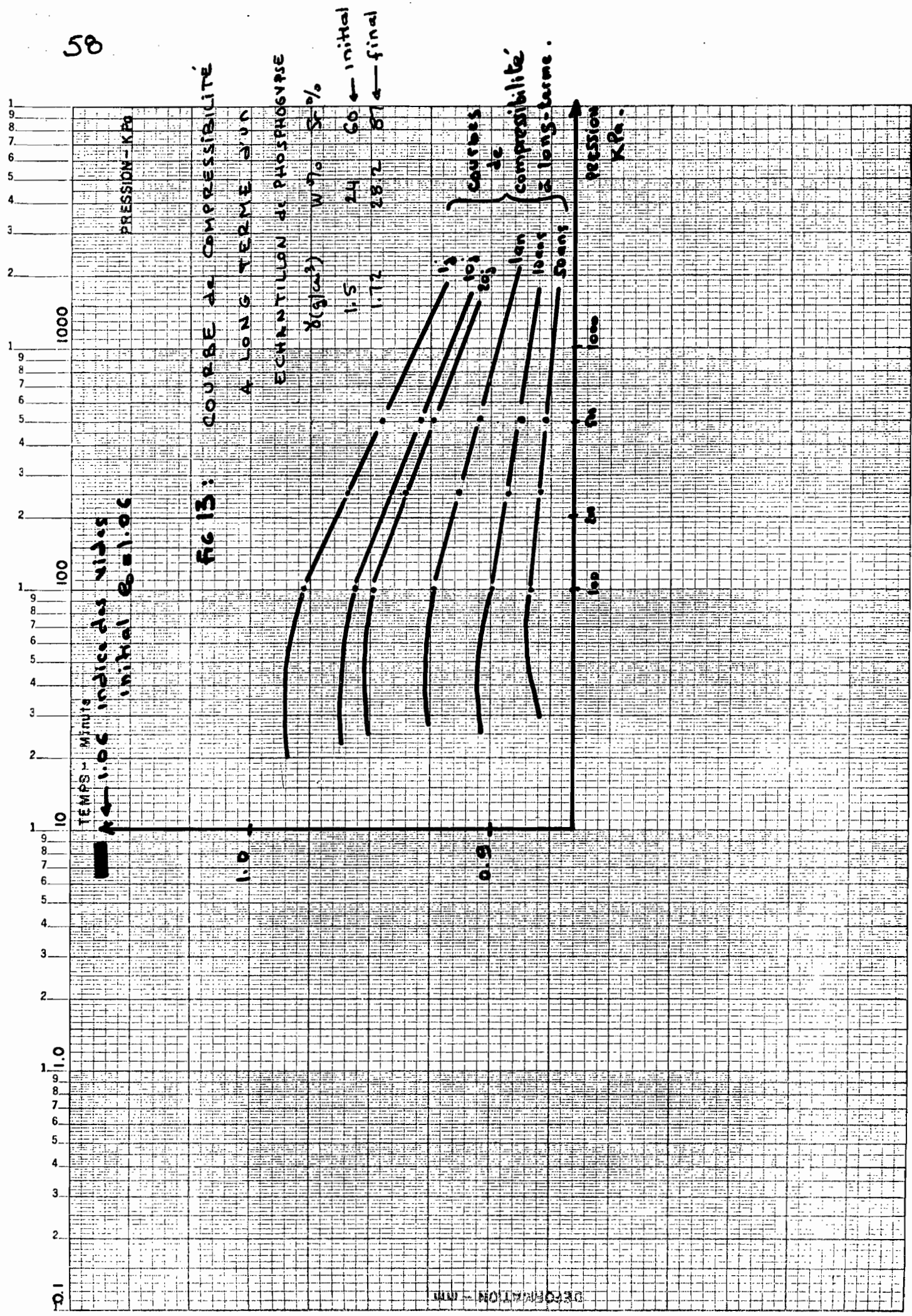
	e_{1j}	e_{10j}	e_{20j}	e_{1an}	e_{10ans}	e_{20ans}
100 kPa	0.978	0.956	0.949	0.924	0.900	0.884
250 kPa	0.96	0.940	0.935	0.913	0.892	0.88
500 kPa	0.945	0.929	0.924	0.905	0.887	0.877

Ces résultats sont reproduits à la fig 13.

À partir de ces courbes on peut maintenant évaluer le tassement d'un remblai (ou d'une hauteur quelconque de phosphogypse soumise à une charge comme la partie sous le "stacker") en phosphogypse.

On calcule la pression maximale exercée par le remblai qui doit avoir les mêmes caractéristiques que l'échantillon qu'on a utilisé pour faire les expériences.

Cette pression rapportée aux courbes de compressibilité à long terme nous donne les indices des vides à $t_j, 10_j$



20j, 1an, 10ans, 50ans. Connaissant ces valeurs et les équations établies par l'interprétation de L. Bjerrum on obtient l'équation de la droite corrigée des tassements qui est :

$$\Delta H = -b H_0 \log \frac{t}{t_0}$$

avec $b = e_0 - e_1$

et $\log \frac{t_1}{t_0} = \frac{e_1 - e_0}{b}$.

Soit H la hauteur de l'échantillon, on sait que le tassement relatif de l'éprouvette est assimilable au tassement relatif du remblai (théoriquement).

$$\frac{\Delta H}{H} = \left(\frac{\Delta H}{H} \right)_{\text{remblai}}$$

Connaissant $\frac{\Delta H}{H}$ on peut facilement évaluer $\Delta H_{\text{remblai}}$:

$$\Delta H_r = \frac{\Delta H}{H} \times H_r$$

Appliquons ceci à des remblais de hauteurs égales à 15m, 30m, 50m.

$$H_r = 15\text{m} \quad P = 250\text{KPa}$$

$$H_r = 30\text{m} \quad P = 500\text{KPa}$$

$$H_r = 50\text{m} \quad P = 830\text{KPa}$$

Pour les deux premiers remblais on a déjà obtenu les résultats correspondants au tassement de l'éprouvette.

On fait le calcul pour $H_r = 50\text{m}$.

En se référant à la fig 13 on trace une droite parallèle à l'échelle d'indice des vides et passant par 830KPa. On lit alors :

$$e = 0.935$$

$$e_0 = 0.92$$

Sachant que $e_0 = 1.06$ $D = H_0 = 0.68\text{m}$ $H = 1.4\text{cm}$.

on obtient : $b = e_0 - e = -0.015$

$$e - e_0 = b \log \frac{t_1}{t_0}$$

$$\Rightarrow t_0 = 4.64 \cdot 10^{-9}\text{j}$$

$$\text{Soit } \Delta H = -bD \log \frac{t}{t_0}$$

$$\text{ou bien } \frac{\Delta H}{H} = -\frac{bD}{H} \log \frac{t}{t_0}$$

ce qui donne :

$$\begin{aligned} \Delta H &= H \left(-\frac{bD}{H} \log \frac{t}{t_0} \right) \\ &= 50 \left(-\frac{0.015 \times 0.68}{1.4} \log \frac{t}{4.64 \cdot 10^{-3}} \right) \\ &= 0.364 \log \frac{t}{4.64 \cdot 10^{-3}} \end{aligned}$$

les résultats sont donnés dans le tableau 4.

TABLEAU 4: EVOLUTION DU TASSEMENT DES
REMBLAIS en PHOSPHOGYPSE.

Hauteur de Remblais	Tassements en m				
	10j	20j	1an	10ans	50ans
15m	0.88	0.92	1.10	1.24	1.35
30m	1.93	1.97	2.27	2.53	2.68
50m	3.39	3.51	3.97	4.33	4.58

Le "stacker", quant à lui, repose sur une dalle de béton de 25 m² de surface et de 4m de hauteur (5x5x4). La pression de l'ensemble s'exerce sur une hauteur moyenne de phosphogypse égale à 30m. On ne connaît pas le poids total de l'ensemble "stacker" - dalle mais on peut imaginer facilement que son action peut avoir trois effets :

- tassement absolu important sous le stacker ;
- pression latérale importante à proximité de la surface limitée par la dalle ;
- force importante sur les rails qui ne se tassent pas de la même manière.

On peut s'attendre à ce que le tassement dépasse 2m en 20j puisque le sol lui-même a un tassement voisin de cette valeur.

6. CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Le phosphogypse est un matériau plus perméable qu'un limon. Sa perméabilité sera voisine de celle d'un sable fin. Cette propriété empêche d'observer convenablement une phase de consolidation à l'œdomètre. Les essais œdométriques mettent cependant en évidence un tassement qui s'étend sur une très longue période. Il n'a pas été possible d'atteindre la stabilisation totale du tassement après 15 à 30 jours à charge constante.

Cette déformation, qui semble analogue à celle des corps à forte compression secondaire, a été interprétée dans ce sens pour prévoir l'amplitude et l'évolution du tassement des remblais en phosphogypse ou des parties soumises à de fortes charges.

La capacité portante et les tassements du sol d'assise ne sauraient limiter la hauteur du teril dont les tassements sont inévitables mais peuvent être réduits si on tient compte des recommandations suivantes :

- les zones fortement chargées (sous le "stacker") doivent être bien compactées avant l'application de ces charges;
- faire progresser le teril longitudinalement en prenant soin de bien compacter les couches successives avant l'application des autres couches. On peut, par exemple, faire des couches élémentaires de 0.50m jusqu'à atteindre 5m de hauteur, puis de 1m jusqu'à 15m, ensuite de 2m jusqu'à 50m et ainsi de suite ;

62

- détruire le réseau des fissures par un foisonnement du matériau sur une épaisseur raisonnable, suivi d'un compactage;
- Éviter la mise en teuil dans les zones inondables non seulement pour éviter le contact eau-phosphogypse mais aussi pour éviter un éboulement du sol d'assise;
- Bien faire la pente du terril pour qu'il n'y ait pas des zones de concentration d'eau en saison des pluies;
- Chercher à tirer profit du matériau en essayant de le valoriser. Des études très poussées ont été faites par le Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées (France) concernant son utilisation en terrassement, son utilisation comme engrais, comme régulateur de ciment et son utilisation dans l'industrie du plâtre.
- Enfin les rejets en mer ou dans les rivières ne peuvent être envisagés compte tenu de la nature polluante du matériau.

Nous terminons cette étude sur une note de Karl von Terzaghi lors du 1^{er} Congrès de Mécanique des Sols à Harvard, 1936.

" Il y a seulement dix ans, les études de sols étaient considérées comme une entreprise dont les résultats paraissaient très hypothétiques. Le succès, en matière de fondation, est seulement possible par la recherche des propriétés négligées dans les anciennes théories; malheureusement les caractéristiques d'un

sol ne se représentent pas, comme celle d'un béton, par deux ou trois paramètres. Les couches que l'on rencontre dans la nature ne sont pas homogènes et leur épaisseur varie d'un point à un autre. La plupart des problèmes de fondation conduisent, même après de nombreuses hypothèses simplificatrices, à des développements mathématiques compliqués. La théorie des fondations ne donne la plupart du temps que des approximations reposant sur les résultats d'essais de laboratoire, dont l'exactitude ne peut se vérifier que par des observations sur les ouvrages exécutés."

BIBLIOGRAPHIE

1. J. H. ATKINSON : lecturer in Civil
Structural Engineering University
College, Cardiff et P. L. BRANSBY:
Head, Materials Handling Division
Warren Spring Laboratory

THE MECHANIC
OF SOILS: AN
INTRODUCTION
TO CRITICAL STATE
SOILS MECHANICS
2. JOSEPH. E. BOWLES

ENGINEERING
PROPERTIES OF
SOILS AND THEIR
MEASUREMENT,
6^e édition, 1978
3. HENRI CAMBEFORT

INTRODUCTION A LA
GEOTECHNIQUE
EYROLLES, 1971
4. COSTET ET SANGLERAT

COURS PRATIQUES DE
MECANIQUE DES SOLS:
CALCUL DES OUVRAGES,
DUNOD PARIS 1969
5. JEAN PIERRE GIROUD

TASSEMENTS ET
STABILITE DES FONDATIONS
SUPERFICIELLES : TOME I
Presses Universitaires de
GRENOBLE, 1975

6. LABORATOIRE CENTRALE
DES PONTS ET CHAUSSEES

LE PHOSPHOGYPSE
Bulletin N° spécial
Nov 1978

7. MICHEL MOREAU ET
GEORGES PILOT

STABILITE DES REMBLAIS
SUR SOLS MOUS (ABAQUES
DE CALCULS), Editions
ENROLLES, 1973

8. E. RECORDON

GEOTECHNIQUE ET
FONDATION, Ecole
Polytechnique de LAUSANNE
1981

9. Oumar THIAM

PROJET DE FIN D'ETUDES,
Ecole Polytechnique de
Thies, 82-83

ANNEXES

I. ABAQUES de CALCULS.

II. FEUILLES DE MESURES.

IIa - Teneur en EAU.

IIb - Poids spécifique des constituants solides.

IIc - Essai de compactage.

IId - Essai de "DENSITÉ IN SITU".

IIe - Essai de cisaillement direct (Sol de fondation).

II f - "Consolidation test".

II g - Compressibilité.

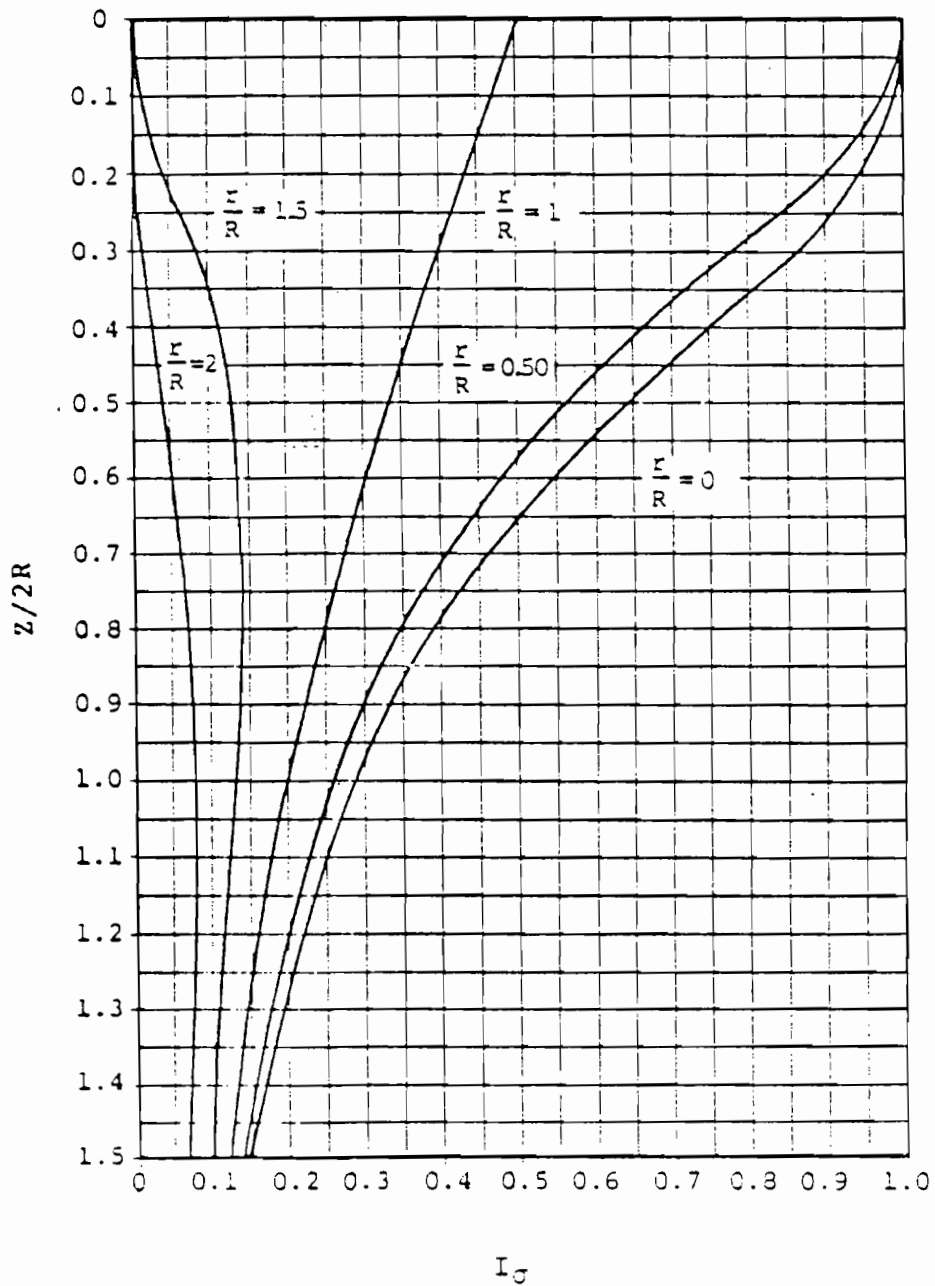
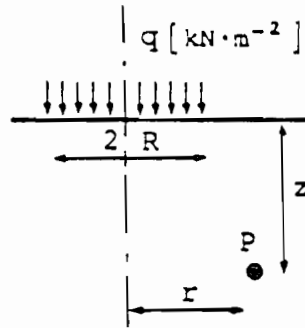
III. RELEVES TOPOGRAPHIQUES.

IV. UNE VUE DU TERRIL.

ANNEXES I

CONTRAINTES VERTICALES σ_z DANS LE SOL AU-DESSOUS D'UNE SURFACE CHARGÉE CIRCULAIRE

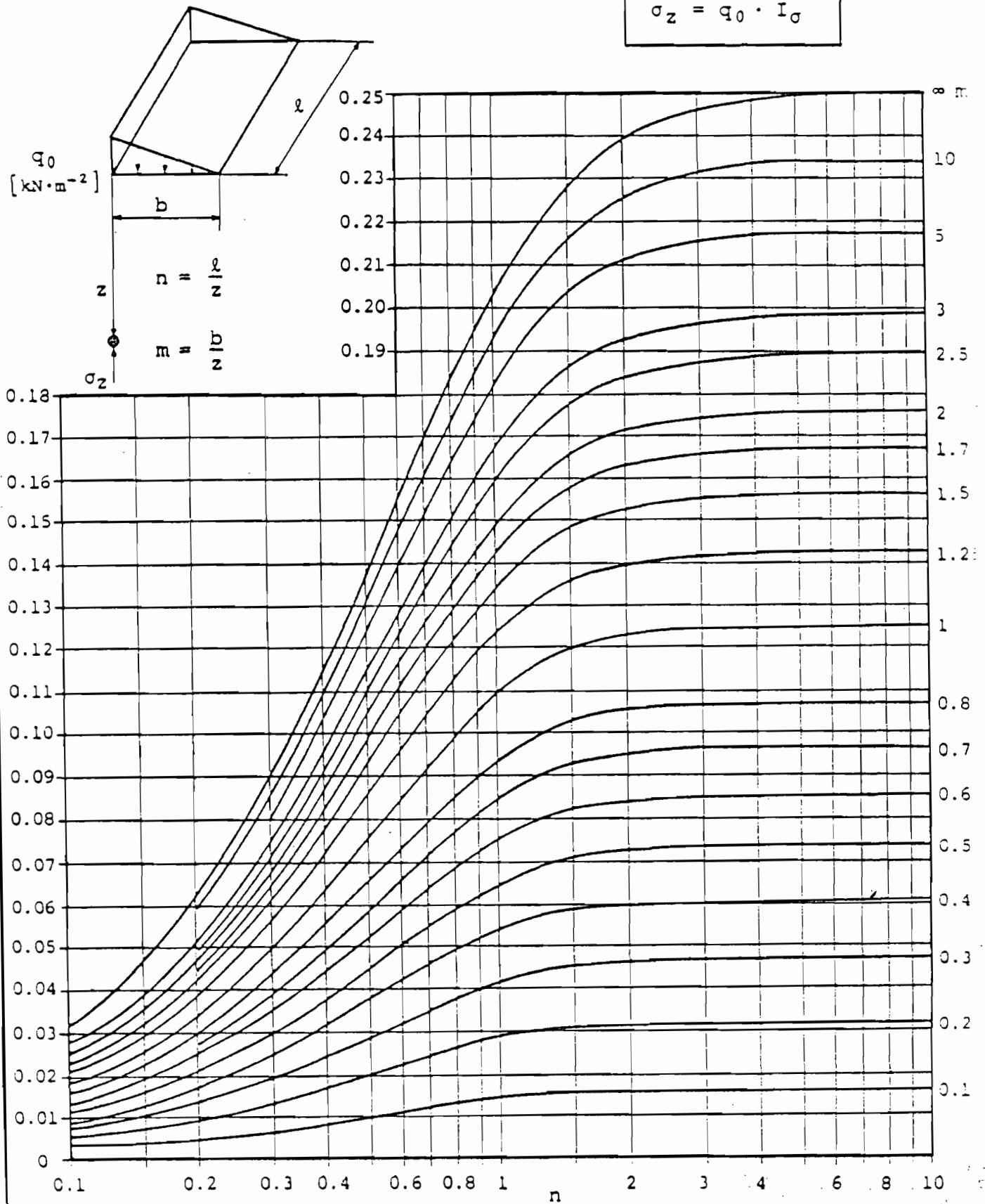
$$\sigma_z = q \cdot I_\sigma$$



CONTRAINTES VERTICALES σ_z DANS UN SOL
AU-DESSOUS D'UNE SURFACE CHARGÉE RECTANGULAIRE

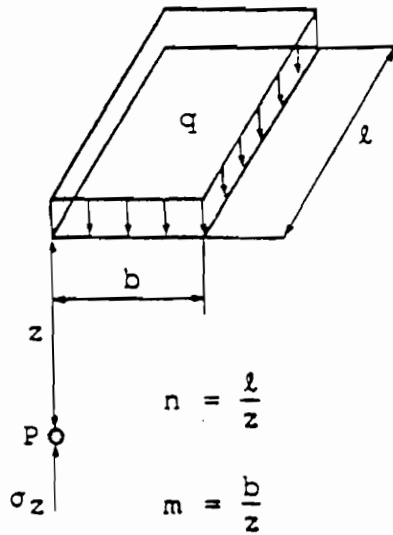
Charge triangulaire (remblai)

$$\sigma_z = q_0 \cdot I_\sigma$$

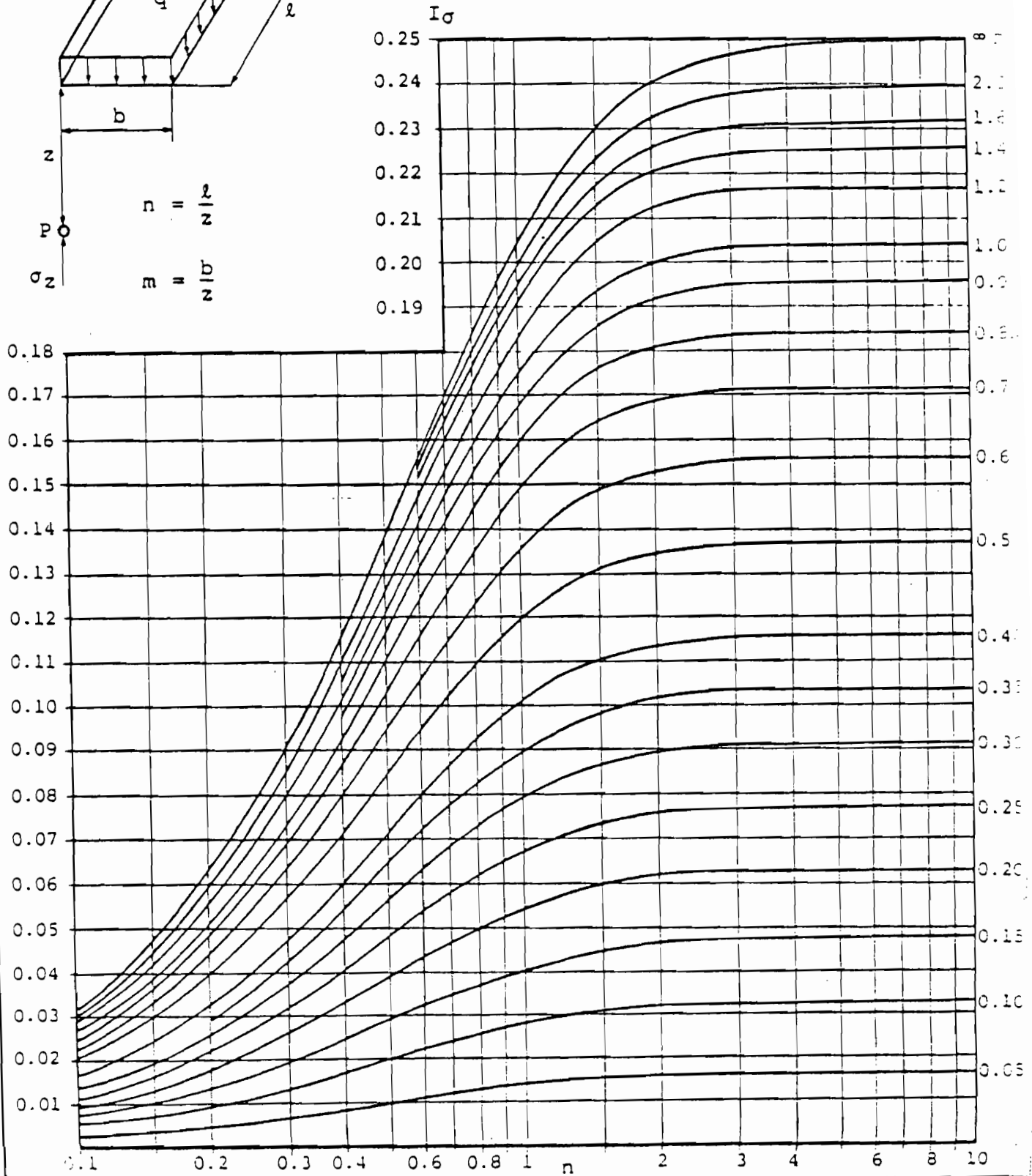


CONTRAINTES VERTICALES σ_z DANS LE SOL
AU DESSOUS D'UNE SURFACE CHARGÉE RECTANGULAIRE

Charge uniforme

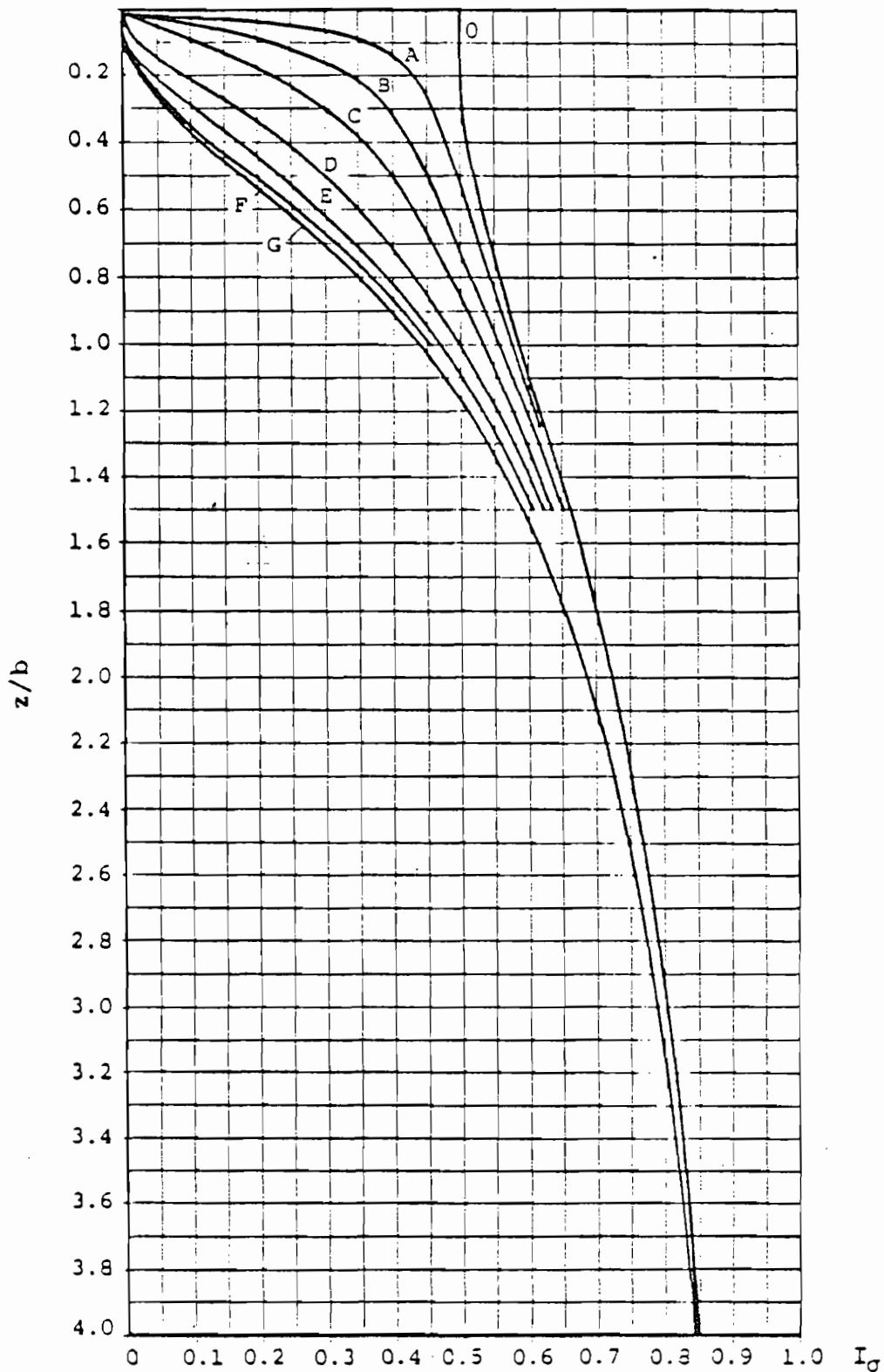
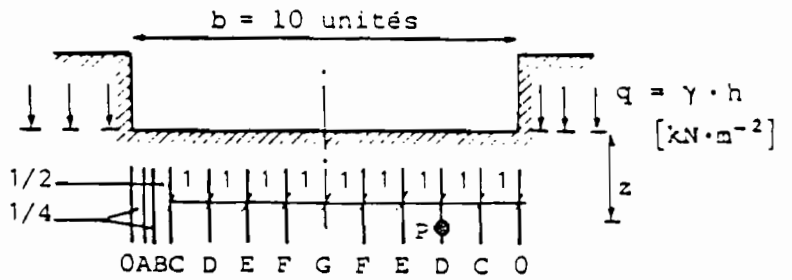


$$\sigma_z = q \cdot I_\sigma$$

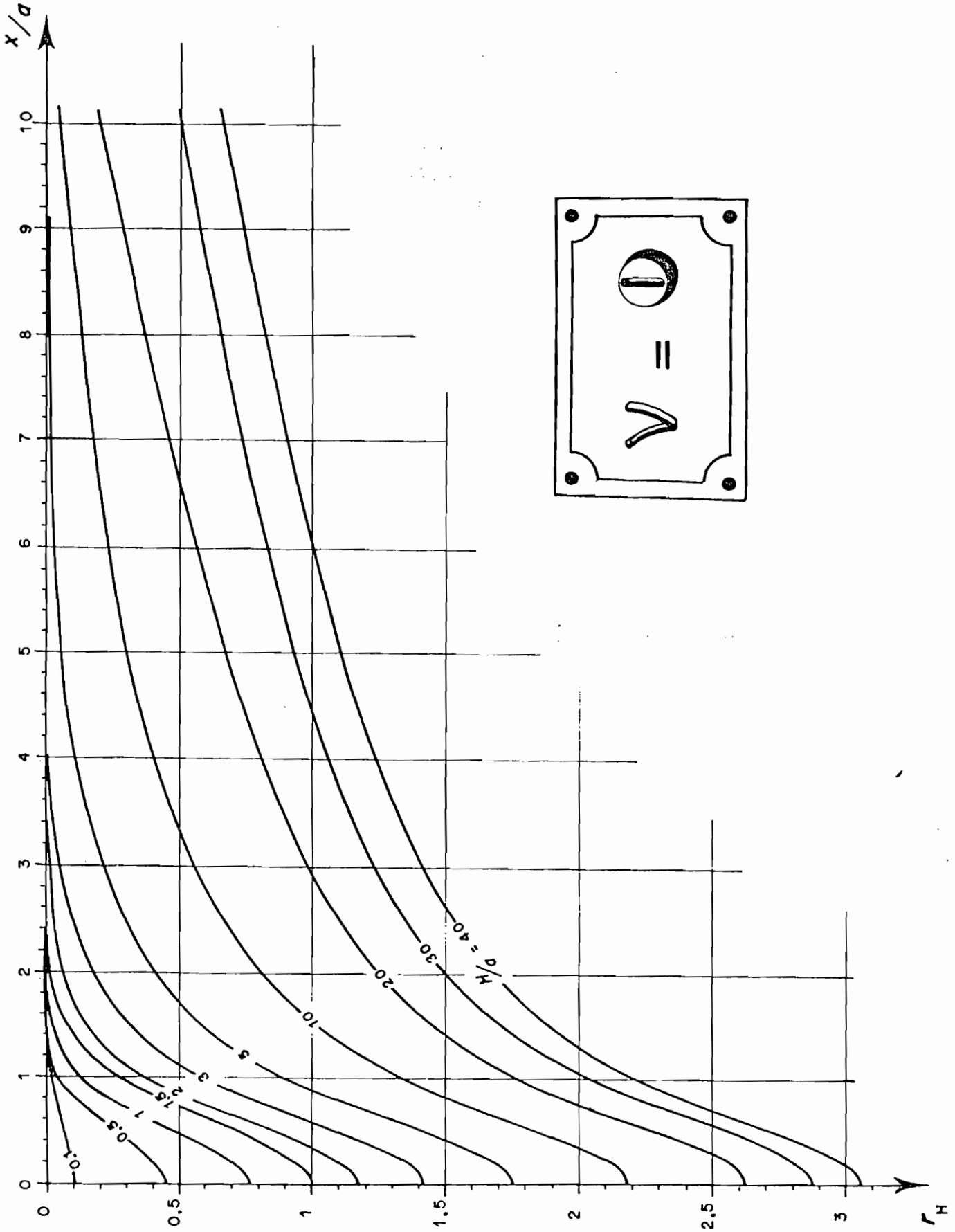


CONTRAINTES VERTICALES σ_z DUES AU POIDS DES TERRES
LATERALES; CAS D'UNE FOUILLE INFINIMENT LONGUE

$\sigma_z = q \cdot I_\sigma$



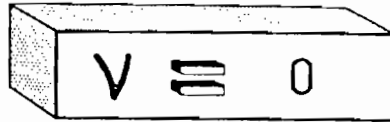
440



Section 6-11

441

r_H



x/a

	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.5	2	3	4	5	10
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	0.100	0.082	0.062	0.042	0.022	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
0.2	0.193	0.163	0.122	0.082	0.041	0.006	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
0.3	0.283	0.243	0.183	0.121	0.061	0.011	0.001	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
0.4	0.368	0.321	0.244	0.162	0.083	0.019	0.000	0.001	0.002	0.002	0.002	0.002
0.5	0.449	0.391	0.304	0.204	0.107	0.029	-0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.002
0.6	0.524	0.466	0.363	0.246	0.133	0.043	-0.001	-0.000	0.001	0.002	0.002	0.002
0.7	0.593	0.533	0.419	0.289	0.162	0.059	-0.000	-0.002	0.001	0.002	0.002	0.002
0.8	0.658	0.594	0.473	0.332	0.192	0.079	0.003	-0.003	0.001	0.001	0.002	0.002
0.9	0.718	0.652	0.524	0.374	0.224	0.100	0.007	-0.003	-0.000	0.001	0.001	0.002
1.0	0.774	0.706	0.573	0.414	0.256	0.123	0.014	-0.003	-0.001	0.001	0.001	0.002
1.1	0.826	0.756	0.619	0.454	0.288	0.148	0.023	-0.002	-0.002	0.001	0.001	0.002
1.2	0.874	0.804	0.662	0.492	0.320	0.173	0.033	0.001	-0.003	0.000	0.001	0.002
1.3	0.920	0.848	0.704	0.529	0.351	0.198	0.045	0.004	-0.004	-0.001	0.001	0.002
1.4	0.963	0.890	0.743	0.565	0.382	0.224	0.059	0.009	-0.004	-0.001	0.001	0.002
1.5	1.003	0.929	0.781	0.599	0.412	0.249	0.073	0.015	-0.005	-0.002	0.000	0.002
1.6	1.041	0.967	0.817	0.632	0.441	0.275	0.088	0.022	-0.005	-0.003	-0.000	0.002
1.7	1.077	1.003	0.851	0.664	0.470	0.300	0.104	0.031	-0.004	-0.003	-0.001	0.002
1.8	1.112	1.037	0.883	0.694	0.498	0.325	0.121	0.040	-0.003	-0.004	-0.001	0.001
1.9	1.144	1.069	0.914	0.724	0.525	0.349	0.137	0.050	-0.001	-0.005	-0.002	0.001
2.0	1.175	1.100	0.944	0.752	0.551	0.372	0.154	0.060	0.001	-0.005	-0.003	0.001
2.5	1.312	1.235	1.076	0.879	0.670	0.483	0.239	0.119	0.021	-0.003	-0.005	0.001
3.0	1.425	1.348	1.184	0.987	0.773	0.581	0.321	0.182	0.051	0.007	-0.005	0.000
3.5	1.522	1.444	1.282	1.079	0.863	0.668	0.397	0.245	0.090	0.025	0.001	-0.001
4	1.606	1.527	1.365	1.160	0.943	0.745	0.467	0.307	0.130	0.049	0.012	-0.003
5	1.746	1.668	1.504	1.298	1.079	0.878	0.591	0.419	0.216	0.106	0.047	-0.006
6	1.862	1.783	1.618	1.412	1.191	0.989	0.697	0.518	0.298	0.170	0.093	-0.005
7	1.959	1.880	1.716	1.509	1.287	1.084	0.788	0.606	0.374	0.232	0.143	0.000
8	2.044	1.965	1.800	1.592	1.371	1.167	0.870	0.684	0.445	0.294	0.194	0.011
9	2.119	2.040	1.874	1.667	1.445	1.240	0.942	0.754	0.509	0.353	0.244	0.026
10	2.185	2.106	1.941	1.733	1.511	1.307	1.007	0.818	0.569	0.407	0.293	0.045
11	2.246	2.167	2.002	1.794	1.571	1.366	1.066	0.876	0.624	0.458	0.338	0.067
12	2.301	2.221	2.057	1.849	1.627	1.421	1.120	0.929	0.675	0.506	0.384	0.091
13	2.352	2.273	2.107	1.899	1.676	1.471	1.170	0.979	0.722	0.551	0.427	0.115
14	2.399	2.320	2.155	1.947	1.724	1.519	1.217	1.025	0.767	0.594	0.469	0.140
15	2.443	2.364	2.198	1.990	1.767	1.562	1.259	1.067	0.809	0.634	0.505	0.166
16	2.484	2.405	2.240	2.031	1.808	1.603	1.300	1.108	0.849	0.673	0.541	0.192
17	2.522	2.443	2.277	2.069	1.846	1.641	1.338	1.145	0.885	0.707	0.575	0.216
18	2.559	2.479	2.314	2.106	1.883	1.677	1.374	1.181	0.920	0.742	0.609	0.241
19	2.593	2.514	2.348	2.140	1.917	1.712	1.408	1.215	0.954	0.777	0.641	0.266
20	2.626	2.547	2.381	2.173	1.950	1.744	1.441	1.247	0.986	0.806	0.671	0.290
25	2.767	2.688	2.523	2.314	2.091	1.885	1.582	1.387	1.124	0.942	0.804	0.403
30	2.880	2.801	2.635	2.427	2.204	1.998	1.694	1.499	1.235	1.052	0.913	0.499
40	3.063	2.984	2.818	2.610	2.387	2.181	1.877	1.682	1.417	1.232	1.091	0.655
50	3.205	3.126	2.960	2.751	2.528	2.322	2.018	1.823	1.558	1.373	1.231	0.799
100	3.638	3.559	3.393	3.185	2.962	2.756	2.451	2.256	1.990	1.805	1.662	1.221
1000	4.964	4.885	4.720	4.511	4.288	4.082	3.778	3.582	3.316	3.130	2.988	2.544
∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞

TABLEAU 1 : TENEUR en EAU
40°C à 72 heures

CAPSULE n°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
$W_T + T$	230.92	266.69	295.17	49.60	51.51	269.11	42.15	48.38	698.40	329.60	587.76
$W_S + T$	197.98	224.18	249.79	44.31	45.83	230.08	38.26	43.40	612.85	293.30	524.39
W_w	32.94	42.51	45.38	5.27	5.68	39.03	3.89	4.98	85.55	36.30	63.37
Tare	53.54	54.15	53.85	21.95	22.03	55.56	22.0	22.61	240.91	139.58	253.38
W_S	144.44	170.03	195.94	22.36	23.80	174.52	16.26	20.79	371.94	153.72	271.01
$w\%$	22.80	25.00	23.16	23.57	23.86	22.36	23.92	23.95	23.00	23.60	23.38

Soit une moyenne de :

$$\underline{w = 23.5\%}$$

école polytechnique de thiers

ANNEXES IV. b

POIDS SPÉCIFIQUE DES CONSTITUANTS SOLIDES

Mécanique des sols

PROJET: <i>de fin d'études</i>	LOCALISATION: <i>E.P.T</i>
SONDAGE: <i>/</i>	ÉCHANTILLON no. <i>/</i>
Profondeur de <i>/</i> à <i>/</i>	ÉTAT DE L'ÉCH. <i>Remanié</i>
DESCRIPTION: <i>PHOSPHOGYPSE - I.C.S</i>	
ESSAI PAR <i>Pakodégo</i> le <i>12.84</i> VÉRIFIÉ PAR <i>GUISSE</i> le <i>12.84</i>	
PRÉPARATION DE L'ÉCHANTILLON (à sec, humide, trappage, % passant tamis de réf., etc...)	

ESSAI no.			1	2	3	4
PYCNOMÈTRE no.			1	2	3	1
VOLUME DU PYCNOMÈTRE	ml		250	250	250	250
Méthode de désaération (vide, ébullition)						
$P_{pic} + P_{eau} + P_{sol}$	P_{pes}	g	383.13	388.38	385.38	384.82
TEMPÉRATURE	T	°C	27	27	27	30
$P_{pic} + P_{eau}$ (à T°C)	P_{pe}	g	358.08	362.60	360.90	359.17
Récipient d'évaporation n°						
Précipiant + Sol sec		g	289.66	285.30	284.13	287.37
Précipiant (Tare)		g	248.16	242.10	243.33	245.17
P_{sol} sec	P_s	g	41.50	43.20	40.80	42.20
$V = P_s + P_{pe} - P_{pes}$			16.45	17.42	16.32	16.55
G_s à T°C = P_s / V			2.52	2.48	2.50	2.55
Facteur de correction α à T°C (table)			0.99832	0.99832	0.99832	0.99745
G_s à 20°C = G_s à T°C x α			2.52	2.48	2.50	2.54

Faire la moyenne d'au moins 3 essais G_s moyen = 2.51 g/cm³

REMARQUES

DENSITÉ RELATIVE DE L'EAU DISTILLÉE ET FACTEUR DE CORRECTION α

$$\alpha = \frac{\text{DENSITÉ RELATIVE DE L'EAU DISTILLÉE À T°C}}{\text{DENSITÉ RELATIVE DE L'EAU DISTILLÉE À 20°C}}$$

T°C	DR	α	T°C	DR	α	T°C	DR	α
4	1,00000	1,00177	22	0,99780	0,99957	30	0,99568	0,99745
'			23	0,99757	0,99934	31	0,99537	0,99713
16	0,99897	1,00074	24	0,99733	0,99910	32	0,99505	0,99681
17	0,99880	1,00057	25	0,99708	0,99885	33	0,99472	0,99648
18	0,99862	1,00039	26	0,99682	0,99853	34	0,99438	0,99614
19	0,99844	1,00021	27	0,99655	0,99832	35	0,99403	0,99579
20	0,99823	1,00000	28	0,99627	0,99804			
21	0,99802	0,99979	29	0,99598	0,99775			

M.B. Avr. 1985

école polytechnique de thès

ANNEES II.c

ESSAI DE COMPACTAGE

PROJET: DE FIN D'ETUDES
 EMPLACEMENT: E.P.T. ESSAI No: /

CARACTÉRISTIQUES DU MATÉRIAU DESCRIPTION: PHOPHOGYPSE
 PROVENANCE: IGS
 REMARQUES: /

ESSAI PAR: Pakadteya LE: 01.85 CALCULÉ PAR: Pakadteya LE: 01.85 VÉRIFIÉ PAR: GUISSÉ LE: 01.85

NORMES A.S.T.M. POUR ESSAI PROCTOR	MÉTHODE	MOULE			Y _T = W _T x por ₁ = $\frac{1000}{V}$	ESSAI STANDARD (A.S.T.M. D 698)			ESSAI MODIFIÉ (A.S.T.M. D 1557)		
		ESSAI SUR MATÉRIAU PASSANT LE TAMIS:	Ø	VOLUME		MARTEAU DE 2.5 kg - CHUTTE DE 30.5 cm	POIDS MINIMUM DE MATÉRIAU	NOMBRE DE COUCHES	NB DE COUPS PAR COUCHE	MARTEAU DE 4.5 kg - CHUTTE DE 45.7 cm	POIDS MINIMUM DE MATÉRIAU
A	NO 4	10.2	943,89	1,059 442	2,5 kg	3	25	3,0 kg	5	25	
B	NO 4	15.2	2123,76	0,470 876	6,5 kg	3	56	7,5 kg	5	56	
C	3/4"	10.2	943,89	1,059 442	4,5 kg	3	25	5,5 kg	5	25	
D	3/4"	15.2	2123,76	0,470 876	10,0 kg	3	56	11,5 kg	5	56	

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI

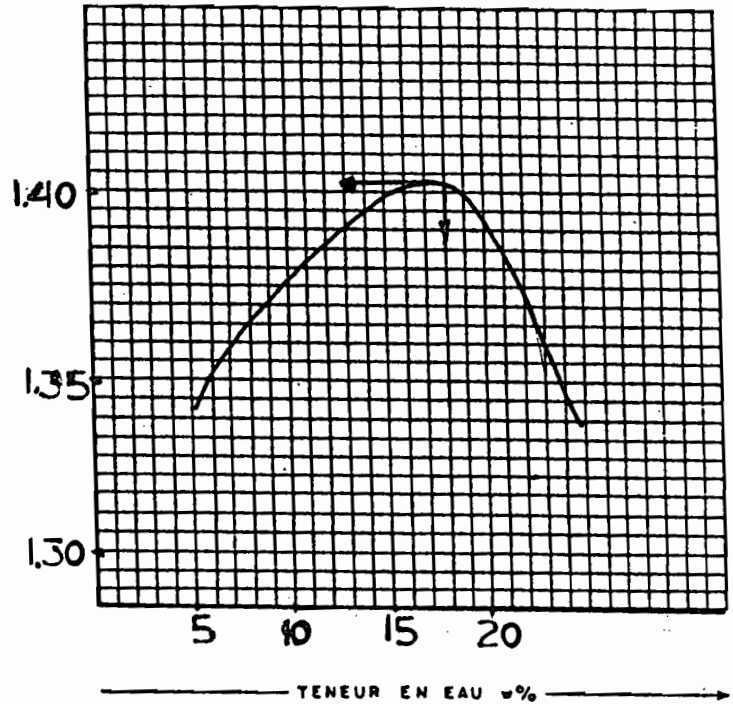
EFFORTS DYNAMIQUES
ESSAI "PROCTOR"
(VOIR NORMES A.S.T.M.)

ESSAI STD. MOD. MÉTHODE: _____
 % RETENU SUR TAMIS $\frac{19 \text{ mm}}{(3/4")}$ NO 4: _____
 MOULE: DIAMÈTRE = 10.2 - VOLUME = 943,89 cm³
 POIDS DU MARTEAU: 2.5 kg - HAUTEUR DE CHUTTE = 30.5 cm
 NB DE COUCHES: 3 NB DE COUPS / COUCHE: 25
 OBSERVATIONS: _____

PRESSIONS STATIQUES
(SUivant NORMES)

TYPE D'ESSAI: _____
 TAMIS DE RÉFÉRENCE: _____ % RETENU: _____
 MOULE: DIAMÈTRE: _____ VOLUME: _____
 PISTON: DIAMÈTRE: _____ PRESSION: _____
 NB DE COUCHES: _____ NB DE COUPS / COUCHE: _____
 OBSERVATIONS: _____

POIDS UNITAIRE SEC γ_d en t/m³



RÉSULTATS DE L'ESSAI

γ_d maximum = 1.40 t/m³ - w% optimum = 18.0

POIDS UNITAIRES	ESSAI NO	% approximatif d'eau ajoutée	1	2	3	4	5	6
		POIDS DU SOL HUMIDE + MOULE	W ₁ (kg)	5801	5799	5730	5665	5615
	POIDS DU MOULE	TARE (kg)	4269	4269	4269	4269	4269	4269
	POIDS DU SOL HUMIDE	W ₁ - TARE = W _T (kg)	1532	1530	1461	1361	1396	1567
	POIDS UNITAIRE TOTAL	W _T x ($\frac{1000}{V}$) = γ_T (t/m ³)	1.62	1.62	1.55	1.48	1.43	1.66
	POIDS UNITAIRE SEC	$\gamma_T / 1.0 + (w\% / 100) = \gamma_d$ (t/m ³)	1.40	1.32	1.38	1.37	1.35	1.39

TENEURS EN EAU	RÉCIPIENT NO	1	2	3	4	5	6	
		POIDS DU RÉCIPIENT	TARE (g)	22.40	21.67	21.62	21.20	21.68
	POIDS DU SOL HUMIDE + RÉCIPIENT	W ₁ (g)	50.39	93.70	47.50	46.71	46.36	47.04
	POIDS DU SOL SEC + RÉCIPIENT	W ₂ (g)	46.61	80.53	44.70	44.84	45.03	43.03
	POIDS DE L'EAU	W ₁ - W ₂ = W _w (g)	3.78	13.17	2.80	1.87	1.33	4.01
	POIDS DU SOL SEC	W ₂ - TARE = W _s (g)	24.21	58.86	23.08	23.64	23.35	20.45
	TENEUR EN EAU	(W _w / W _s) x 100 = w%	15.6	22.4	12.1	7.9	5.7	19.6

M.B. - AVRIL 85

ESSAI DE COMPACTAGE

PROJET : DE FIN D'ETUDES
 EMPLACEMENT : EPT ESSAI No: /

CARACTÉRISTIQUES DU MATÉRIAU DESCRIPTION: PHOSPHOGYPSE
 PROVENANCE: ICS
 REMARQUES: /

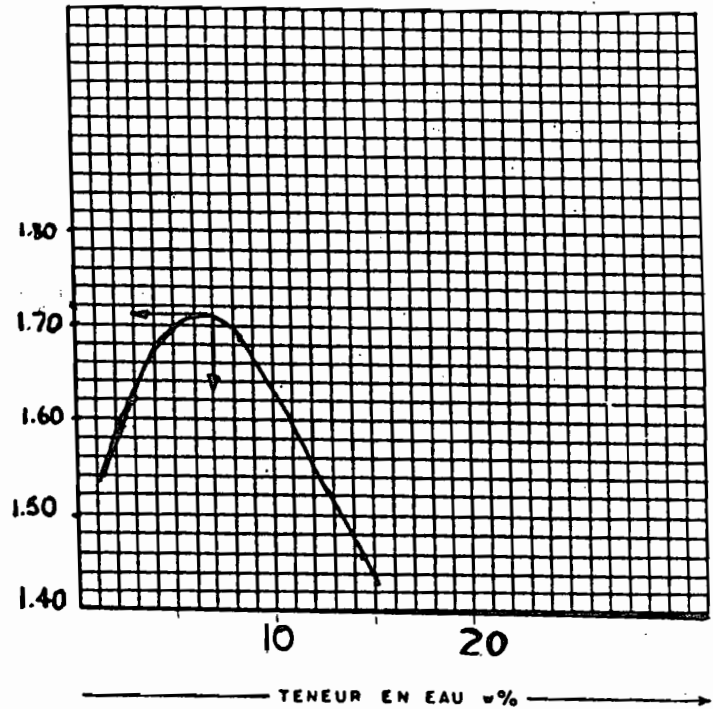
ESSAI PAR: Pakodtoga LE: 01.85 CALCULÉ PAR: Pakodtoga LE: 01.85 VÉRIFIÉ PAR: GUISSE LE: 01.85

NORMES A.S.T.M. POUR ESSAI PROCTOR	MÉTHODE	MOULE			Y _T = WT × 100 / V	ESSAI STANDARD (A.S.T.M. D 698) MARTEAU DE 2.5 kg - CHUTTE DE 30.5 cm			ESSAI MODIFIÉ (A.S.T.M. D 1557) MARTEAU DE 4.5 kg - CHUTTE DE 45.7 cm		
		ESSAI SUR MATÉRIAU PASSANT LE TAMIS:	Ø cm	VOLUME cm ³		POIDS MINIMUM DE MATÉRIAU	NOMBRE DE COUCHES	NB DE COUPS PAR COUCHE	POIDS MINIMUM DE MATÉRIAU	NOMBRE DE COUCHES	NB DE COUPS PAR COUCHE
A	NO 4	10.2	943,89	1,059 442	2,5 kg	3	25	3,0 kg	5	25	
B	NO 4	15.2	2123,76	0,470 876	6,5 kg	3	56	7,5 kg	5	56	
C	3/4"	10.2	943,89	1,059 442	4,5 kg	3	25	5,5 kg	5	25	
D	3/4"	15.2	2123,76	0,470 876	10,0 kg	3	56	11,5 kg	5	56	

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI

EFFORTS DYNAMIQUES (ESSAI "PROCTOR" - VOIR NORMES A.S.T.M.)
 ESSAI STD. MOD. MÉTHODE: _____
 % RETENU SUR TAMIS 19 mm (3/4") NO 4: /
 MOULE: DIAMÈTRE = 15.2 - VOLUME = 2123.76 cm³
 POIDS DU MARTEAU: 4.5 kg - HAUTEUR DE CHUTTE: 45.7 cm
 NB DE COUCHES: 5 NB DE COUPS / COUCHE: 56
 OBSERVATIONS: /

PRESSIONS STATIQUES (SUIVANT NORMES)
 TYPE D'ESSAI: _____
 TAMIS DE RÉFÉRENCE: / % RETENU: /
 MOULE: DIAMÈTRE: / VOLUME: /
 PISTON: DIAMÈTRE: / PRESSION: /
 NB DE COUCHES: / NB DE COUPS / COUCHE: /
 OBSERVATIONS: /



RÉSULTATS DE L'ESSAI

γ_d maximum = 1.72 t/m³ - w% optimum = 7.0

POIDS UNITAIRES	ESSAI NO	% approximatif d'eau ajoutée	1	2	3	4	5	6	
	POIDS DU SOL HUMIDE + MOULE	W1 (kg)	9072	9399	9314	9066	9239		
	POIDS DU MOULE	TARE (kg)	5519	5519	5519	5519	5519		
	POIDS DU SOL HUMIDE	W1 - TARE = WT (kg)	3553	3880	3795	3547	3720		
	POIDS UNITAIRE TOTAL	WT × (1000 / V) γ _T (t/m ³)	1.67	1.83	1.79	1.67	1.75		
	POIDS UNITAIRE SEC	γ _T / 1.0 + (w% / 100) = γ _d (t/m ³)	1.46	1.69	1.70	1.62	1.41		
TENEURS EN EAU	RÉCIPIENT NO		1	2	3	4	5		
	POIDS DU RÉCIPIENT	TARE (g)	22.15	21.96	22.53	21.86	21.96		
	POIDS DU SOL HUMIDE + RÉCIPIENT	W1 (g)	45.62	49.17	77.10	54.83	68.65		
	POIDS DU SOL SEC + RÉCIPIENT	W2 (g)	42.64	47.09	74.50	53.87	59.51		
	POIDS DE L'EAU	W1 - W2 = Ww (g)	2.98	2.08	2.60	0.96	9.14		
	POIDS DU SOL SEC	W2 - TARE = Ws (g)	20.49	25.13	51.97	32.01	37.55		
TENEUR EN EAU	(Ww / Ws) × 100 = w%	14.5	8.3	5.0	3.0	24.3			

M.B. AVRIL 85

**TABLEAU 2 : ESSAI DE DENSITE "IN SITU"
(Torril).**

ESSAI N°	1	2	3
Poids initial de l'appareil (Bouteille, cône, sable) a	7987	6812	7671
Poids final de l'appareil (g) b	3105	2515	3393
Poids du sable dans le trou et le cône (g) $a-b=c$	4282	4297	4278
Poids du sable dans le cône avec plaque de base (g) d	1713	1713	1713
Poids du sable dans le trou (g) $c-d=e$	2569	2584	2565
Poids unitaire du sable calibré (g/cm ³) f	1.523	1.523	1.523
Volume du trou (cm ³) $e/f=g$	1686.8	1696.7	1684.2
Poids total humide (g) h	3130	3194	3133
Poids du récipient (g) i	335	335	335
Poids net humide (g) $h-i=j$	2795	2841	2798
densité humide γ_h $j/g = k$	1.66	1.67	1.66
Teneur en eau w (%) l	22.5	21.8	23.1
densité sèche en place m	1.36	1.37	1.35
Densité "in situ" moyenne = 1.36	Degré de compacité		
Densité maximale normale = 1.40	(97%)		
Densité maximale modifiée = 1.72	(79%)		



LABORATOIRE DE GEOTECHNIQUE												
ESSAI DE CISAILLEMENT DIRECT								ASTM D 3080				
IDENTIFICATION <u>SOL DE FONDATION DU TERRIL</u>												
Récupéré _____			Echantillon prélevé à <u>TAIBA</u>				Manipulateur <u>PAKOSTOGO</u>					
Appareil n° _____		Calculé <u>PAKOSTOGO</u>			Vérlifié <u>GUISSÉ</u>		Date <u>AVRIL 85</u>					
ÉTAT DE L'ÉCHANTILLON : Sec <input type="checkbox"/> Humide <input type="checkbox"/> ; Remanié <input type="checkbox"/> non remanié <input type="checkbox"/> ; Remarques : _____												
ANNEAU de CHARGE			POIDS UNITAIRES DE L'ÉCHANTILLON					CHARGE NORMALE				
No. (capacité) <u>7KN</u>			Tare (moule ou récip. No.) <u>/</u>					γ humide = <u>1.74</u> t/m ³				
Facteur (BN/div) <u>4.75</u>			Poids Init. + T = <u>688.51</u> g					Etrier = 4 kg				
			Poids Final + T = <u>550.40</u> g					Bras horiz. = 19 kg				
			Poids Tare = <u>/</u> g					Sup. vert. = 1 ou 3,5 kg				
			Poids sol = <u>138.11</u> g					Bras de levier = 10				
MOULE			Hauteur éch. = <u>2.2</u> cm					Poids suppl. = <u>4</u> kg				
6 x 6 cm Aire = 36 cm ²			Volume éch. = <u>79.2</u> cm ³					Charge totale (en kg) <u>98</u>				
h = 2 cm Vol. = 72 cm ³			W% = <u>/</u>					(x 0,00981) = F _n = <u>0.9614</u> kN				
Note: A _{nit.} = 0,0036 m ²												
A' = 0,0036 - (0.06 x Δhor.)			Vitesse de cisaillement = _____ mm/min.									
LECTURES												
TEMPS		ANNEAU	DEPLACEMENT		FORCE	AIRE	CONTRAINTÉ		TENEUR EN EAU			
min	sec	(div.)	Horizon. (mm)	Vertical (mm)	F _c (BN)	A' (m ²) x 10 ⁴	τ (kPa)	σ _n (kPa)	τ/σ _n	Récip.	INITIALE	FINALE
0.00	0	0.0	0.000		0.00	36.00	0.0	267.1	0.000	Ph+T	/	
0.25	15	0.0	0.030		0.00	35.98	0.0	267.2	0.000	Ps+T		
0.50	30	0.0	0.050		0.00	35.97	0.0	267.3	0.000	Peau		
1.00	60	0.0	0.075		9.50	35.96	2.6	267.3	0.010	Tare		
1.50	90	22.5	0.120		106.86	35.93	29.7	267.6	0.111	Psec		
2	120	43.0	0.210		204.25	35.87	56.9	268.0	0.212	W%		
3	180	72.0	0.430		342.00	35.74	95.7	269.0	0.356			
4	240	96.0	0.680		456.00	35.59	128.1	270.1	0.474			
5	300	115.0	0.940		546.25	35.44	154.1	271.3	0.568			
6	360	130.8	1.210		621.30	35.27	176.2	272.6	0.646			
7	420	141.0	1.500		669.75	35.10	190.8	273.9	0.697			
8	480	147.5	1.800		700.62	34.92	200.6	275.3	0.729			
9	540	157.2	2.100		718.20	34.74	206.7	276.7	0.747			
10	600	153.0	2.420		726.75	34.55	210.3	278.2	0.756			
11	660	153.5	2.740		729.12	34.36	212.2	279.8	0.758			
12	720	152.8	3.060		725.80	34.16	212.5	281.4	0.755			
13	780	151.1	3.360		717.72	33.98	211.2	282.9	0.746			
14	840	147.8	3.700		702.05	33.78	207.8	284.6	0.730			
15	900	144.0	4.020		684.00	33.59	203.6	286.2	0.711			
										CONSOLIDATION		
TEMPS		Déplac. vertical		Hauteur échant.								
min	sec	Δv ()		h _c - Δv								
										RÉSULTATS		
										τ rupt. = <u>212.5</u> kPa		
										σ rupt. = <u>281.4</u> kPa		
Remarques : _____												

M.B. Mars 1985

CONSOLIDATION TEST (Time-compression data)

Data Sheet 14

Project Consolidation test Job No. 1
 Location of Project Ecole Polytechnique de Ghies Boring No. — Sample No. —
 Description of Soil Phosphogypse Depth of Sample —
 Tested By Guisse Date of Testing —

Loading Test Data

Load 10 Kgf ^{test}
 Date applied 29.01.85
 Applied by —

Load 10 Kgf ^{test}
 Date applied —
 Applied by —

Clock time and date	Elapsed time, min	Dial readings × 10 ⁻¹	
		Original	Adjusted
	0	23.358	2.3358
	0.1		
	0.25		
	0.5	23.342	2.3342
	1	23.341	2.3341
	2	23.341	2.3341
	4	23.340	2.3340
	8	23.338	2.3338
	15	23.335	2.3338
	30	23.333	2.3333
	60	23.331	2.3331
	110 1150	23.319	2.3319
	240 2460	23.309	2.3309
	480 2880	23.305	2.3305
	1440 8280	23.275	2.3275

Clock time and date	Elapsed time, min	Dial readings × 10 ⁻¹	
		Original	Adjusted
	5960	23.269	2.3269
	14068 0.1	23.140	2.3140
	18238 0.25	22.940	2.2940
	19663 0.5	22.889	2.2889
	20218 1	22.870	2.2870
	21126 2	22.830	2.2830
	21328 4	22.825	2.2825
	24053 8	22.725	2.2725
	32693 15	22.498	2.2498
	34133 30	22.480	2.2480
	35651 60	22.452	2.2452
	37073 120	22.418	2.2418
	38453 240	22.400	2.2400
	39893 480	22.388	2.2388
	41333 1300	22.369	2.2369
	42773 1430	22.35	2.2350

Figure 13-7 (Continued)
 b) Data to plot dial reading vs. time curves shown in Fig. 13-8

ANNEXES

II. g

CONSOLIDATION TEST

Data Sheet 13

Project Consolidation test Job No. 2Location Ecole Polytechnique d'Elgie Boring No. Sample No. Description of Soil Phosphoryse Depth of Sample Tested By GUISSE Date of Testing Consolidometer type Floating ring Ring no. 1Multiplication ratio of load device Hydraulic systemRing dimensions: Diam. 7.5 cm Area, A 44.18 Ht. 2 cmInitial ht. of soil, H_i 1.4 cm = 2-0.6Specific gravity of soil, G_s 2.51Wt. of ring + specimen
at beginning of test = 516.47Wt. of ring = 421.84Wt. of wet soil, W_t = 94.63Computed dry weight
of soil, W_s = Oven dry wt. of soil, W_s = 72.66Computed Ht. of solids^a $H_o = W_s/G_s A = 72.66 / (2.51 \times 44.18) = 0.66 \text{ cm}$ Initial Ht. of voids, $H_v = H_i - H_o = 1.4 - 0.66 = 0.74 \text{ cm}$ Initial degree of saturation, $S_r = (W_t - W_s) / (H_v - H_o) A = (94.63 - 72.66) / (0.74 \times 44.18) = 67.2\%$ Initial void ratio $e_o = H_v / H_o = 0.74 / 0.66 = 1.12$

Final Test Data (obtained at end of load testing)

Initial dial reading 1.400 mmFinal dial reading 3.433 mmChange in sample ht. 2.033 mmFinal ht. of voids, H_v 0.54 cmFinal void ratio, $e_f = H_v / H_o$ 0.82

Water content determination	
Wt. of can + wet soil	= <u>130 g</u>
Wt. of can + dry soil	= <u>97.02 g</u>
Wt. of can	= <u>22.05 g</u>
Wt. of water	= <u>32.98 g</u>
Wt. of dry soil	= <u>74.97 g</u>
Initial water content w_i	= <u>44%</u>

Final water content determination	
Final wet wt. + ring	= <u>950.27</u>
Final dry wt. + ring	= <u>914.52</u>
Oven dry wt. of soil, W_s	= <u>72.66</u>
Final water content, w_f	= <u>49.2%</u>
Final degree of sat. S	= <u>97.6%</u>

^aObtained from Final Test Data below.^bIf it appears that any soil is lost from sample, use W_s .^cBe sure to include any soil extruded from ring which is in consolidometer.

Figure 13-7

Typical preliminary data from a consolidation test.

84576
Wt. of air

CONSOLIDATION TEST (Time-compression data)

Data Sheet 14

Project Consolidation test Job No. _____
 Location of Project _____ Boring No. _____ Sample No. _____
 Description of Soil _____ Depth of Sample _____
 Tested By _____ Date of Testing _____

Loading Test Data

Load 10 kgf test

Load 20 kgf test

Date applied 8-03-85

Date applied 09-03-85

Applied by _____

Applied by _____

Clock time and date	Elapsed time min	Dial readings × 10 ⁻⁴	
		Original	Adjusted
10h 15	0	1.400	
	0.1	2.09	
	0.25	2.11	
	0.5	2.124	
	1	2.138	
	2	2.15	
	4	2.162	
	8	2.174	
	15	2.186	
	30	2.199	
11h 19	45	2.214	
11h 36	120	2.219	
17h 30	240	2.256	
09-03-85 15h 10	480	2.285	
	1407.30		

Clock time and date	Elapsed time, min	Dial readings × 10 ⁻⁴	
		Original	Adjusted
15h 12	0	2.285	
	0.1	2.328	
	0.25	2.332	
	0.5	2.334	
	1	2.338	
	2	2.342	
	4	2.348	
	8	2.358	
	15	2.368	
	30	2.383	
	60	2.401	
	120	2.420	
10-03-85 9h	240	2.493	
	480		
	1300		
	1435		

Figure 13-7 (Continued)
 (f) Data to plot dial reading vs. time curves shown in Fig. 13-8

CONSOLIDATION TEST (Time-compression data)

Data Sheet 14

Project Consolidation test Job No. _____
 Location of Project _____ Boring No. _____ Sample No. _____
 Description of Soil _____ Depth of Sample _____
 Tested By _____ Date of Testing _____

Loading Test Data

Load 30 Kgf tsf
 Date applied 10-03-85
 Applied by _____

Load 40 Kgf tsf
 Date applied 11.03.85
 Applied by _____

Clock time and date	Elapsed time min	Dial readings x 10 ⁻⁴	
		Original	Adjusted
9h00	0	2.493	
	0.1	2.508	
	0.25	2.512	
	0.5	2.518	
	1	2.519	
	2	2.52	
	4	2.522	
	8	2.526	
	15	2.532	
	30	2.544	
10h03	50	2.612	
11h0	120	2.639	
16h21	240	2.691	
20h04	480	2.715	
11.03 8h43	1407.30	2.746	
9h08		2.7478	

Clock time and date	Elapsed time, min	Dial readings x 10 ⁻⁴	
		Original	Adjusted
9h10	0	2.748	
	0.1	2.760	
	0.25	2.762	
	0.5	2.762	
	1	2.763	
	2	2.7638	
	4	2.7648	
	8	2.766	
	15	2.768	
	30	2.773	
	50	2.775	
16h	120	2.7908	
15h55	240	2.830	
12-03 8h54	480	2.844	
11h	1300	2.893	
	1435		

Figure 13-7 (Continued)
 b) Data to plot dial reading vs. time curves shown in Fig. 13-8

CONSOLIDATION TEST (Time-compression data)

Data Sheet 14

Project Consolidation test Job No. _____
 Location of Project _____ Boring No. _____ Sample No. _____
 Description of Soil _____ Depth of Sample _____
 Tested By _____ Date of Testing _____

Loading Test Data

Load 50 kgf^{1st}
 Date applied 12-03-85
 Applied by _____

Load 60 kg^{1st}
 Date applied 13-03-85
 Applied by _____

Clock time and date	Elapsed time, min	Dial readings × 10 ⁻⁴	
		Original	Adjusted
10 ^h 55	0	2.894	
	0.1	2.902	
	0.25	2.903	
	0.5	2.905	
	1	2.906	
	2	2.9064	
	4	2.907	
	8	2.908	
	15	2.909	
	30	2.912	
	60	2.918	
13 ^h 00	120	2.927	
15 ^h 05	240	2.945	
15 ^h 55	480	2.950	
17 ^h 15	1407.50	2.958	
13-03 10 ^h 40		3.016	

Clock time and date	Elapsed time, min	Dial readings × 10 ⁻⁴	
		Original	Adjusted
10 ^h 40	0	3.016	
	0.1	3.026	
	0.25	3.027	
	0.5	3.027	
	1	3.028	
	2	3.028	
	4	3.030	
	8	3.031	
	15	3.033	
	30	3.035	
	60	3.04	
14-03 10 ^h 0	120	3.138	
15 ^h 08	240	3.150	
	480		
	1300		
	1435		

Figure 13-7 (Continued)
 b) Data to plot dial reading vs. time curves shown in Fig. 13-8

CONSOLIDATION TEST (Time-compression data)

Data Sheet 14

Project Consolidation test Job No. _____
 Location of Project _____ Boring No. _____ Sample No. _____
 Description of Soil _____ Depth of Sample _____
 Tested By _____ Date of Testing _____

Loading Test Data

Load 70 kgf ^{tsr}

Load 80 kgf ^{tsr}

Date applied 14.03.85

Date applied 15.03.85

Applied by _____

Applied by _____

Clock time and date	Elapsed time, min	Dial readings × 10 ⁻⁴	
		Original	Adjusted
15H 10'	0	3.150	
	0.1	3.160	
	0.25	3.170	
	0.5	3.171	
	1	3.171	
	2	3.171 ⁸	
	4	3.172	
	8	3.172 ⁶	
	15	3.172 ⁸	
	30	3.174 ²	
	50 45	3.175 ⁶	
16H 55'	120	3.182 ⁶	
16.03 9h	240	3.244 ⁶	
11h	480	3.252 ⁶	
16H 19'	1407.30	3.266 ⁶	

Clock time and date	Elapsed time, min	Dial readings × 10 ⁻⁴	
		Original	Adjusted
16H 26'	0	3.270	
	0.1	3.278	
	0.25	3.279	
	0.5	3.279	
	1	3.279	
	2	3.279 ⁶	
	4	3.280	
	8	3.281	
	15	3.281	
	30	3.283	
	60	3.298 ⁸	
17H 34'	120	3.299 ⁶	
16-03 9H 0'	240	3.365	
11H 0'	480	3.371	
17.03 9H 04'	1300	3.432 ⁶	
	1435		

Figure 13-7 (Continued)
 b) Data to plot dial reading vs. time curves shown in Fig. 13-8

ANNEXE VI

