

INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

Essais de Compression Répétée sur Matériaux Granulaires

Repeated Compression Tests on Granular Materials

G.H.D.DESCORNET Dr.Sc., Chercheur, Centre de Recherches Routières, Bruxelles, Belgium

RESUME Dans le but de déterminer les paramètres mécaniques nécessaires au calcul prévisionnel de la déformation permanente des chaussées sous l'effet des sollicitations induites par le trafic, une large gamme de matériaux granulaires, comportant divers sables et empierrements, a été soumise à l'essai triaxial répété. Les 183 essais effectués sur 12 compositions différentes ont permis d'établir les lois expérimentales suivantes : 1°/ Le module E de déformation réversible dépend du premier invariant I_1 (contrainte hydrostatique) du tenseur des contraintes selon la formule : $E = \bar{E} \cdot (I_1/\bar{\sigma})^m$ dans laquelle \bar{E} et m sont des constantes propres au matériau compacté ($\bar{\sigma}$ est une contrainte de référence égale à 100 kN/m^2). 2°/ L'évolution de la déformation axiale totale ϵ_{zt} en fonction du nombre N de répétitions est bien décrite par la formule $\epsilon_{zt}(N) = \epsilon_{zt}(1) \cdot N^\alpha$; $\alpha = S \cdot \epsilon_r / \sigma_0$ dans laquelle : ϵ_r est la déformation réversible axiale, σ_0 est la pression de confinement de l'éprouvette (contrainte isotrope), S est une constante propre au matériau compacté et qui caractérise sa "susceptibilité à la déformation permanente". 3°/ La déformation axiale ne s'accompagne d'une déformation transversale permanente mesurable qu'à la condition que le critère $(\sigma_0 + \sigma_1) / \sigma_0 > R^*$ soit respecté, σ_1 étant le déviateur maximum et R^* étant une caractéristique du matériau compacté. Sont en outre présentés des résultats décrivant l'influence sur la susceptibilité S , du pourcentage de vides et de la teneur en eau.

INTRODUCTION

Les méthodes rationnelles, développées au cours de ces dernières années dans le domaine de la construction routière, font appel à des connaissances spécifiques relatives à la mécanique des sols et de matériaux apparentés tels que sables et empierrements qui constituent généralement les couches de fondations ou sous-fondations des chaussées.

La méthode de dimensionnement des chaussées, élaborée par le Centre de Recherches Routières (Belgique) (Verstraeten, Romain et Veverka, 1977) est basée sur la résolution de deux problèmes :

- 1°/ prévision des contraintes induites par les véhicules au sein d'une structure multicouche,
- 2°/ prévision de la déformation permanente de la structure sous l'effet de la répétition des charges.

La validité de la méthode, confirmée par la comparaison avec une route expérimentale observée durant dix années, est conditionnée par la connaissance des propriétés mécaniques réelles de matériaux qui ne correspondent en général à aucun modèle théorique connu. En ce qui concerne les matériaux granulaires, la méthode est basée, d'une part, sur les travaux théoriques et expérimentaux de Veverka (1975) relatifs aux contraintes et déformations réversibles (1er problème), et, d'autre part, sur l'étude expérimentale, décrite ci-après, des lois qui régis-

sent l'évolution de la déformation permanente des matériaux granulaires soumis à l'essai triaxial répété (2ème problème).

Quoique bon nombre de travaux aient fait usage de ce type d'essai, la plupart des auteurs se sont intéressés à la déformation réversible. Les informations relatives à la déformation permanente sont moins complètes ; notamment, les résultats de Le Tirant et Sarda (1965), Morgan (1966), Barksdale (1972), Brown (1974) ne fournissent pas de loi générale appropriée à l'application envisagée. Une des raisons en est que la rareté des arguments théoriques (en matière d'essais dynamiques) susceptibles de guider l'interprétation des phénomènes ne permet pas de généraliser les observations effectuées sur quelques matériaux particuliers.

Aussi, un des objectifs du travail décrit ci-après est de fournir des résultats pratiquement utilisables sans trop d'extrapolation grâce, notamment, à un large choix de matériaux parmi ceux que l'on emploie couramment en construction routière.

APPAREILLAGE ET PROCEDURE EXPERIMENTALE

a) Préparation de l'éprouvette

Les dimensions de l'éprouvette sont : 50 cm de hauteur et 25 cm de diamètre. Le matériau y est en-

touré d'une membrane imperméable en caoutchouc, de 0,5 mm d'épaisseur, s'adaptant hermétiquement, à la base et au sommet, à deux flasques d'acier de 30 mm d'épaisseur.

Le matériau, maintenu par deux coquilles semi-cylindriques en acier, est compacté, en cinq couches successives à l'aide d'une dame vibrante. Cette procédure tend à reproduire au mieux la technique de mise en oeuvre dans les conditions réelles du chantier. L'importance de cette précaution est apparue au cours des essais préliminaires où l'on a constaté une différence appréciable de comportement entre deux échantillons de même densité compactés par des procédés différents (soit à la dame, soit sur la table vibrante).

Après le compactage et la mise en place de la flasque supérieure, une contrainte isotrope permanente comprise entre 10 et 100 kN/m² est établie par évacuation de l'air à l'intérieur de l'éprouvette. Les coquilles sont ensuite ôtées. La pression isotrope est contrôlée au moyen d'un tube barométrique à mercure et stabilisée à + 0,1 kN/m² près par un manostat interposé entre la pompe et l'éprouvette.

b) Dispositif de chargement vertical

La force verticale répétée, qui peut atteindre 40 kN est fournie par un vérin pneumatique de 25 cm d'alésage alimenté par un compresseur de 5,5 kW. La fréquence de répétition, déterminée par un circuit pneumatique auto-oscillant, est de 3 cycles/sec, ce qui permet d'atteindre 100.000 cycles au cours d'une durée normale d'expérience de 9 heures.

La variation de la force verticale au cours du temps présente la forme d'une onde rectangulaire à flancs amortis. Son amplitude au cours de la demi-période de repos (fig. 1) peut être choisie indépendamment de son amplitude maximum ; la fluctuation de ces deux valeurs ne dépasse pas 1 % au cours de la durée de l'expérience.

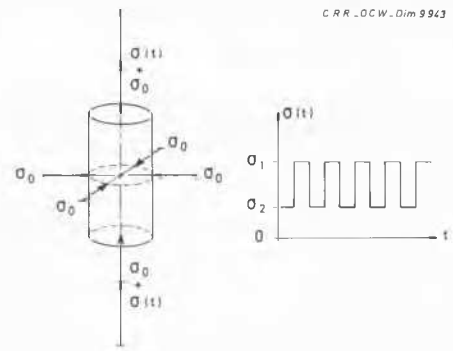


Fig. 1 Représentation schématique des conditions de sollicitations de l'éprouvette.

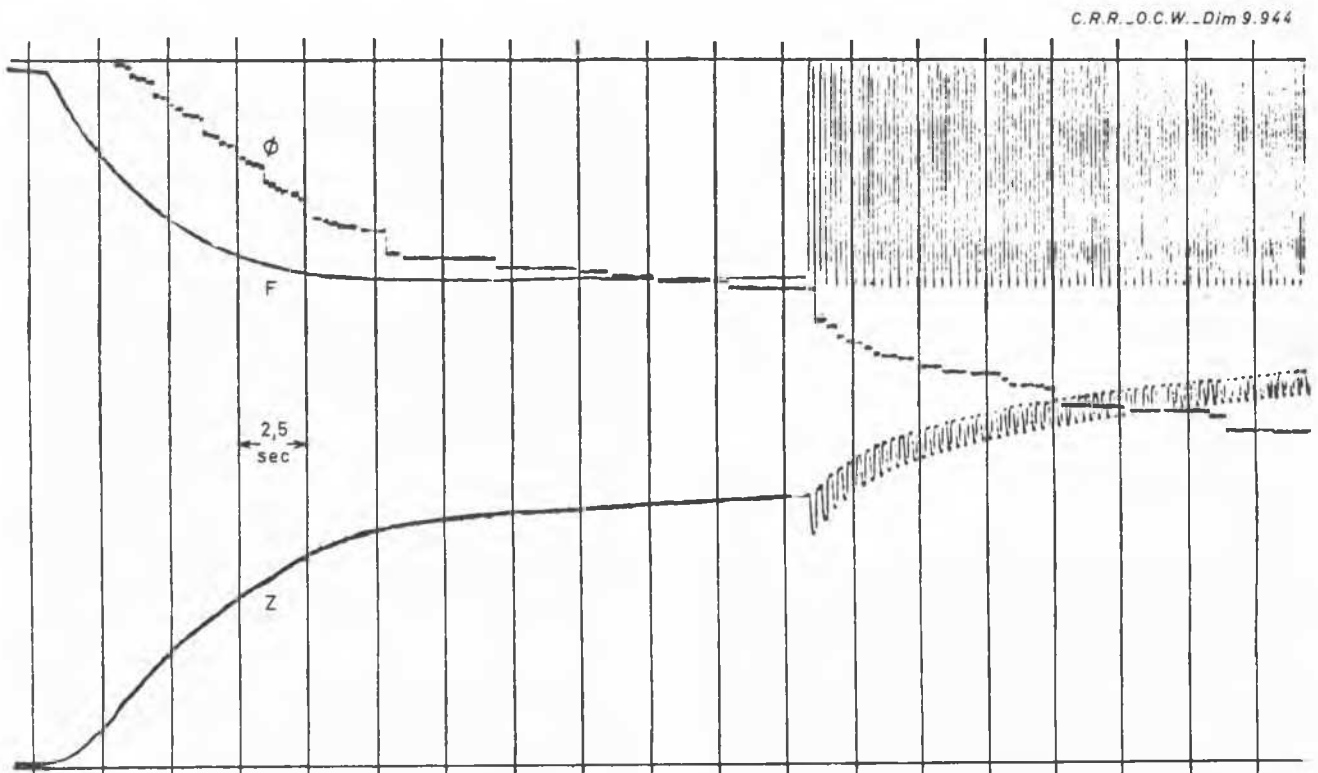


Fig. 2 Démarrage de l'essai.

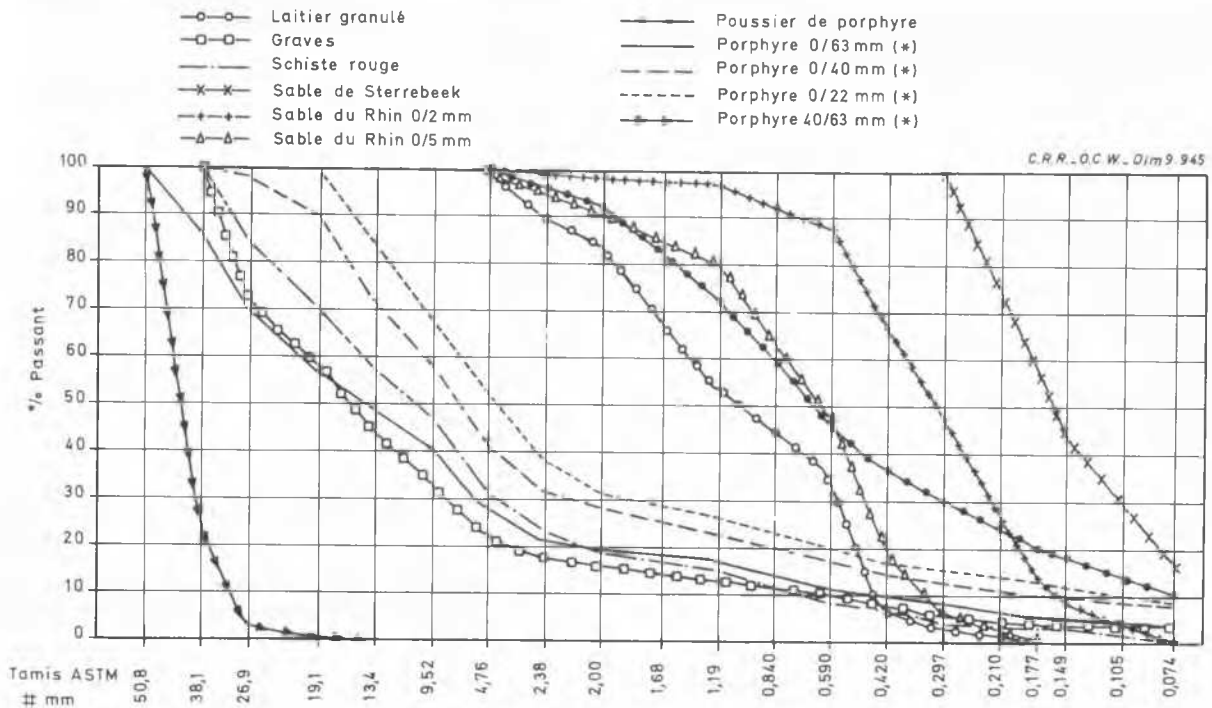


Fig. 3 Courbes granulométriques [(*) Passoires à trous ronds]

c) Appareillage de mesure

La force verticale est captée par une cellule dynamométrique située entre le piston du vérin et le centre de la flasque supérieure de l'éprouvette. Le signal force est séparé électroniquement en deux composantes : la valeur de crête et la composante alternative. La précision de mesure sur l'une et l'autre est de ± 50 N. Le déplacement vertical du centre de la flasque supérieure de l'éprouvette est mesuré à l'aide d'un capteur à variation d'induction, par rapport à la base de l'éprouvette avec une précision de $\pm 0,01$ mm. La composante réversible est séparée électroniquement du déplacement total.

La déformation diamétrale totale (la composante réversible n'est pas mesurée) est mesurée au moyen de trois anneaux d'acier souples ouverts, enserrant l'éprouvette à trois niveaux et soumis à une tension constante de 4 N; l'écartement de leurs extrémités est transmis par câbles à trois capteurs de déplacement potentiométriques. Ce système tolère une erreur systématique de $\pm 0,07$ % du diamètre dépendant de l'ajustement des anneaux au départ de l'expérience.

d) Démarrage d'un essai

Un jeu d'écrans permet d'amener sans déplacement du piston la rotule du dynamomètre en contact avec le sommet de l'éprouvette sous une précharge initiale de 100 N. Après mise à zéro des signaux de

déplacement, la force verticale maximum est appliquée par une montée en charge progressive. Lorsque le déplacement vertical est stabilisé à sa valeur au premier cycle, la séquence de répétition est établie et maintenue sans interruption jusqu'à la fin de l'expérience. La figure 2 illustre le démarrage de l'essai tel qu'observé sur un enregistreur galvanométrique à U. V. qui permet de contrôler à tout instant la forme des signaux : force verticale (F), déplacement vertical (Z), déformation diamétrale moyenne (ϕ).

MATERIAUX

Des 183 essais effectués, 67 l'ont été sur un même matériau : le sable du Rhin 0/2 mm. Cette série principale d'essais, au cours de laquelle l'influence des principaux paramètres a été étudiée, a servi de base à l'établissement des lois expérimentales proposées ci-après.

La généralité de ces résultats a ensuite été vérifiée par une série de 116 essais pratiqués sur 11 compositions différentes comportant 2 autres sables naturels (sable du Rhin 0/5 mm, sable de Sterrebeek 0/1 mm), un sable de concassage (poussier de porphyre 0/2 mm), 3 empièvements à granulométrie continue (porphyre 0/22, 0/40 et 0/63 mm), 2 em-

pierrements à granulométrie discontinue (porphyre 40/63 mm + sable du Rhin 0/2 mm et porphyre 40/63 mm + poussier de porphyre 0/2 mm) et 3 matériaux d'usage moins fréquent (schiste brûlé, laitier granulé et grave de rivière). Les courbes granulométriques de ces divers constituants sont reproduites sur la figure 3.

RESULTATS

a. Module de déformation réversible

En accord avec les travaux précédents de Le Tirant et Sarda (1965), Seed et al. (1965), Morgan (1966), Barksdale (1972), Allen and Thompson (1973), Brown (1974), nos résultats indiquent que la déformation réversible ϵ_r tend rapidement vers une valeur asymptotique constante qui peut être considérée comme atteinte, à la précision de mesure près, après quelques dizaines de cycles.

Lorsque la contrainte isotrope σ_0 et le déviateur au repos σ_2 sont fixés (fig. 1), le module de déformation réversible $E = (\sigma_1 - \sigma_2) / \epsilon_r$ est, en bonne approximation, indépendant de σ_1 (figure 4).

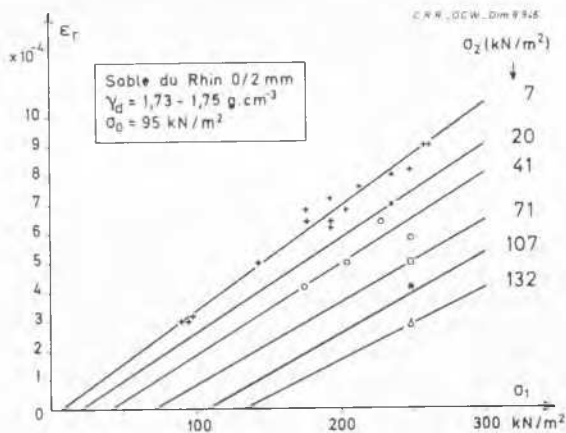


Fig. 4 Déformation réversible (ϵ_r) en fonction du déviateur maximum (σ_1) et minimum (σ_2).

Lorsque l'état de contrainte au repos est isotrope ($\sigma_2 = 0$) la relation entre E et σ_0 est bien connue (cfr. notamment : Veverka, 1975) et confirmée par nos mesures :

$$E = C \cdot \sigma_0^m \quad (1)$$

Lorsque $\sigma_2 \neq 0$ (état de contrainte au repos non-isotrope), on observe (fig. 4 et 6) que E croît avec σ_2 , σ_0 étant constante. Sur ce point, nos résultats sont compatibles avec la généralisation proposée par Barksdale (1972) et Seed et al. (1965) qui consiste à remplacer dans la formule (1) la contrainte isotrope σ_0 par le premier invariant I_1 du tenseur des contraintes (contrainte hydrostatique moyenne). Dans nos conditions d'expérience, I_1 est variable :

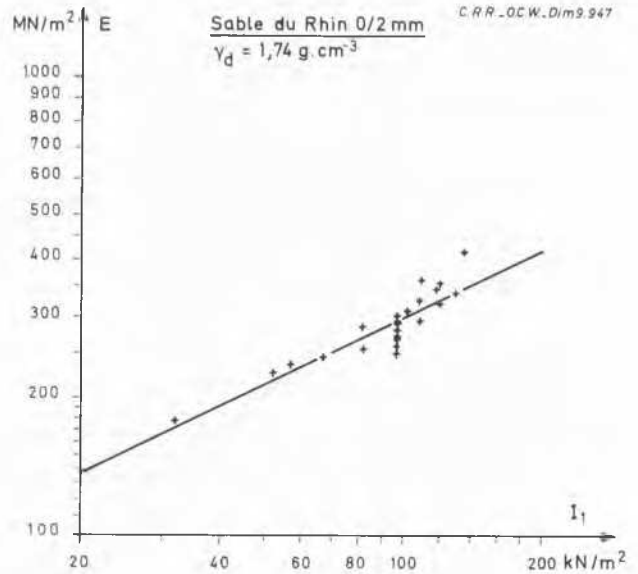
$$I_1 = \sigma_0 + 1/3 \sigma_1 \text{ pendant la } 1/2 \text{ période de chargement,}$$


Fig. 5 Module de déformation réversible (E) en fonction de la contrainte hydrostatique moyenne (I_1).

$I_1 = \sigma_0 + 1/3 \sigma_2$ pendant la 1/2 période de repos (fig. 1). Eu égard au fait expérimental que E ne dépend pas de σ_1 lorsque σ_2 est fixée, c'est la valeur de I_1 pendant la 1/2 période de repos qui a été retenue (fig. 5).

Le module de déformation réversible en compression répétée s'écrira donc : $E = \bar{E} ((\sigma_0 + 1/3 \sigma_2) / \bar{\sigma})^m$ (2) \bar{E} et m sont des constantes propres au matériau compacté ; $\bar{\sigma}$ est une contrainte de référence égale à 100 kN/m². Le bon ajustement de la formule (2) aux résultats de mesures relatifs aux compositions qui ont subis les essais avec σ_2 non nulle peut être appréciée sur la figure 6.

b. Déformation permanente axiale

Dès 1965, Le Tirant et Sarda décrivaient leurs premiers résultats d'essais triaxiaux répétés sur sols fins comme obéissant à une loi "hypergéométrique":

$$\epsilon_{zp}(N) = A + B \cdot \log N + C_1 \cdot N^{\alpha_1} + C_2 \cdot N^{\alpha_2} + \dots \quad (3)$$

dans laquelle $\epsilon_{zp}(N)$ représente la déformation permanente axiale au Nième cycle.

Nos essais, effectués aussi bien sur des sables fins que sur des empierrements, peuvent en effet être bien décrits par une telle formule. Toutefois, il est clair que la multiplication des paramètres nuit, d'une part, à la précision avec laquelle ils peuvent être déterminés, et réduit, d'autre part, leur signification, en ce sens que la recherche de leurs relations avec les paramètres expérimentaux devient de plus en plus hasardeuse.

Aussi, vu la reproductibilité généralement médiocre des résultats d'essais sur la catégorie de matériaux considérée, une formule comportant plus de deux

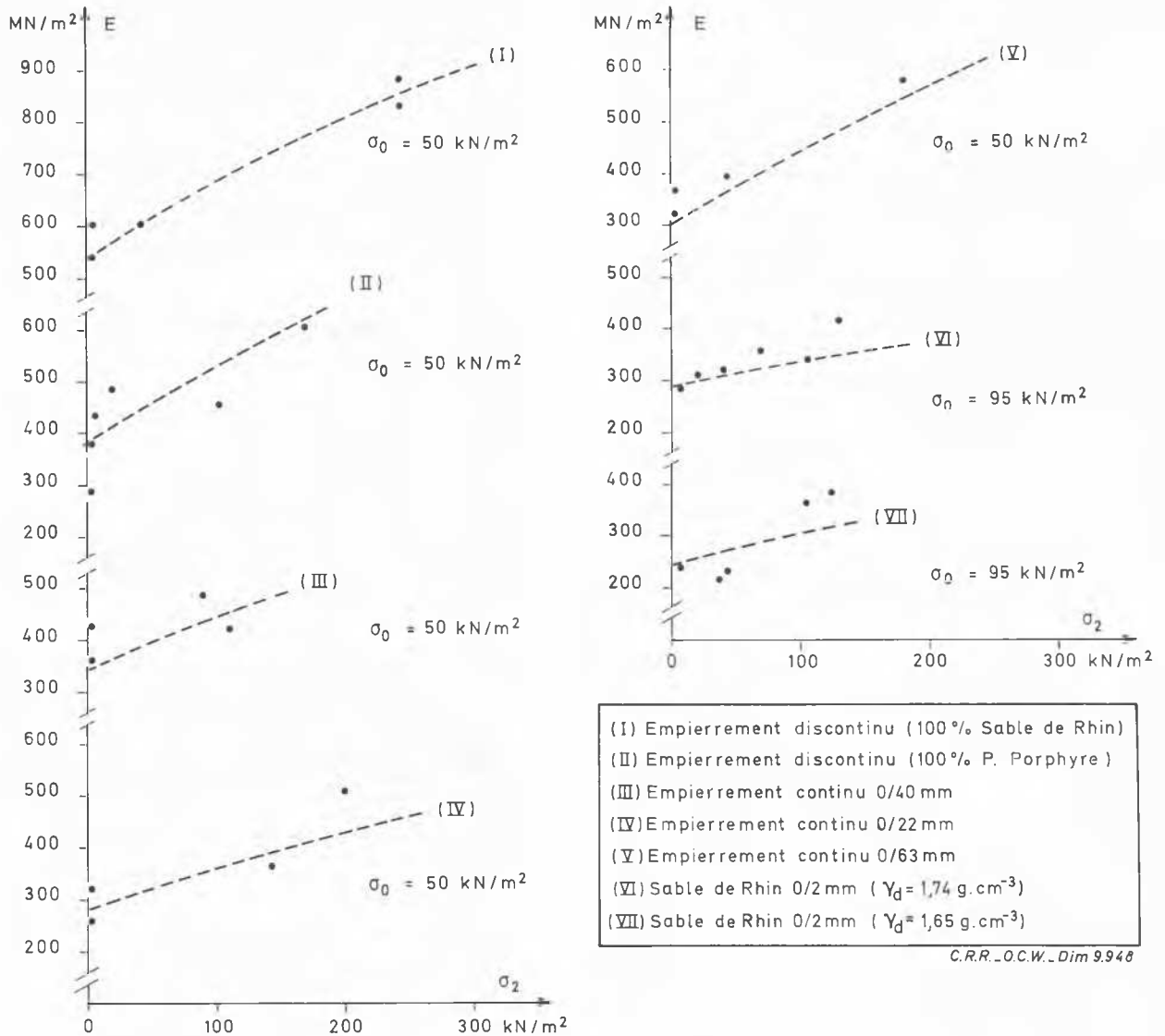


Fig. 6 Influence sur le module E, du déviateur minimum σ_2 : (●) valeurs mesurées ; (---) courbe calculée par la formule (2).

paramètres ne se justifie pas. Parmi les formes simplifiées de (3), nos résultats sont le mieux représentés par la loi parabolique : $\epsilon_{zt}(N) = \epsilon_{zt}(1) \cdot N^\alpha$ (4) dans laquelle ϵ_{zt} est la déformation totale (permanente + réversible) (figure 7).

Pour un matériau et un mode de compactage donnés, le paramètre α dépend des trois contraintes : σ_0 , σ_1 et σ_2 . Lorsque σ_0 est fixée, les deux paramètres σ_1 et σ_2 peuvent être avantageusement remplacés par un seul : on constate que l'évolution (caractérisée par α) de la déformation totale est directement liée à la déformation réversible ϵ_r , ce qui se traduit par la relation de proportionnalité : $\alpha = C \cdot \epsilon_r$ (figure 8), dans laquelle la constante est fonction de σ_0 .

L'ensemble des résultats relatifs au sable du Rhin 0/2 mm (figure 9) conduisent à définir une nouvelle constante (S), qui a les dimensions d'une contrainte : $\alpha / \epsilon_r = S / \sigma_0$ et qui ne dépend plus que du matériau compacté. Nous l'appellerons : "susceptibilité à la déformation permanente".

Compte tenu de la loi du module (2), l'évolution de la déformation totale s'écrit explicitement en fonction des contraintes :

$$\epsilon_{zt}(N) = \epsilon_{zt}(1) \cdot N^\alpha; \quad \alpha = \frac{S}{\bar{E}} \cdot \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_0} \cdot \left(\frac{\bar{\sigma}}{\sigma_0 + \frac{1}{3} \sigma_2} \right)^m$$

La validité de cette représentation analytique a été vérifiée sur les douze autres compositions. A partir des constantes S, \bar{E} et m (cfr. Tableau I)

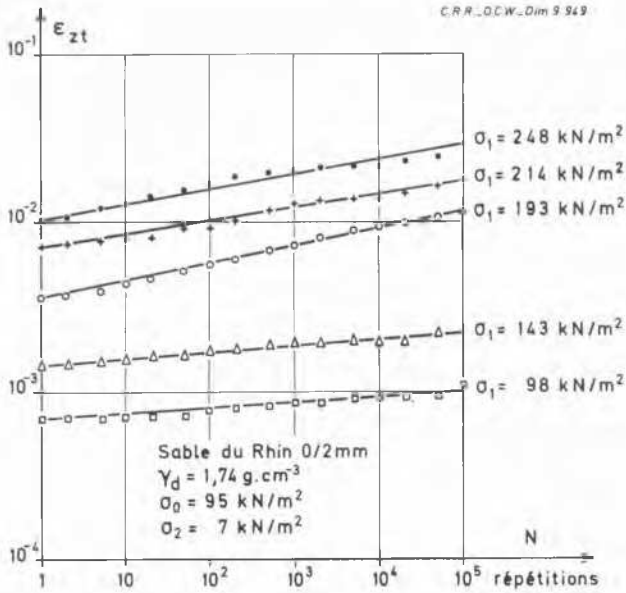


Fig. 7 Exemples typiques d'évolution de la déformation axiale totale (ϵ_{zt}) en fonction du nombre de répétitions (N).

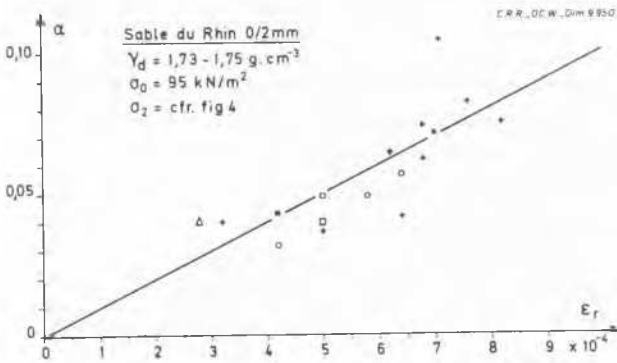


Fig. 8 Influence de la déformation réversible.

déterminées par régressions sur chaque série de résultats correspondant à un même matériau, dans un même état initial de compacité et d'humidité, les valeurs recalculées de ϵ_{zt} (N) (*) s'accordent aux valeurs mesurées avec un coefficient de corrélation de 0,960 sur l'ensemble de nos résultats, soit 2421 mesures. L'examen du tableau I, qui synthétise l'ensemble de nos résultats, livre quelques indications sur l'influence de certaines caractéristiques géotechniques sur la susceptibilité :

- 1/ La comparaison, d'une part, entre les sables du Rhin 0/2 et 0/5 mm et d'autre part entre les empierrements continus 0/22, 0/40 et 0/63 mm, indique que, à teneur en vide égale, la courbe granulométrique influence peu la susceptibilité.
- 2/ A teneur en vide égale, le remplacement du sable de concassage (poussier de porphyre) par un sable

(*) Pour $N = p.10^q$ avec : $p = 1, 2, 5$ et $q = 0, 1, 2, 3, 4$.

naturel (sable du Rhin 0/2 mm) comme matière d'agrégation dans l'empierrement discontinu accroît sensiblement la susceptibilité ; d'autre part la comparaison directe des susceptibilités des échantillons composés uniquement de l'un ou l'autre de ces sables (à teneur en vide et teneur en eau égales) suggère que l'angularité des grains joue un rôle important.

3/ Deux facteurs importants ont été étudiés plus extensivement : le pourcentage de vides initial (n) et la teneur en eau (w). Les figures 10 et 11 montrent que la susceptibilité S est fonction croissante aussi bien de n que de w.

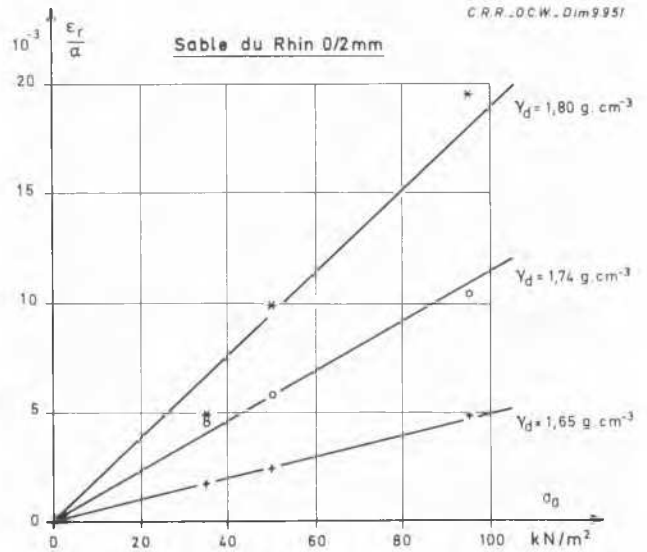


Fig. 9 Influence de la contrainte isotrope.

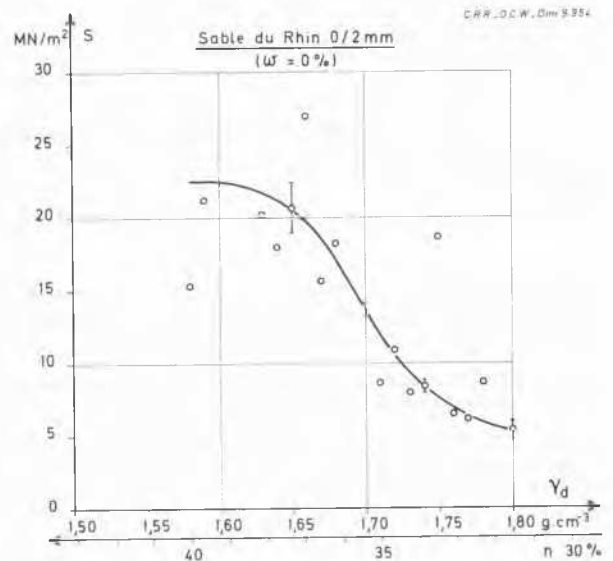


Fig. 10 Influence du pourcentage de vides (n) sur la susceptibilité (S).

TABLEAU I

Composition	$P_N/P_C^{(1)}$	γ_d	n	w	S ⁽⁴⁾	$\bar{E}^{(4)}$	m ⁽⁴⁾	R* ⁽²⁾ (4)	Nbr. essais
	% / %	g. cm ⁻³	%	%	10 ⁻¹ MN/m ²	10 ² MN/m ²	-	-	
Sable du Rhin 0/2 mm		1,80	31,6	0	54 + 6	3,39 + 0,19	0,35 + 0,05	3,68 + 0,36	6
		1,78	32,3	0	87	3,11	-	-	1
		1,77	32,7	0	62	3,05	-	-	1
		1,76	33,1	0	65	3,06	-	-	1
		1,75	33,5	0	187	2,81	-	-	2
		1,74	33,9	0	84 + 4	2,99 + 0,24	0,49 + 0,05	3,03 + 0,25	23
		1,73	34,2	0	80 + 5	2,84 + 0,11	-		
		1,72	34,6	0	107	2,97	-	-	1
		1,71	35,0	0	86	2,69	-	-	1
		1,68	36,1	0	182	2,72	-	-	2
		1,67	36,5	0	156	3,19	-	-	1
		1,66	36,9	0	270 + 12	2,62 + 0,09	-	-	3
		1,65	37,3	0	207 + 17	2,54 + 0,34	0,69 + 0,08	2,47 + 0,33	13
		1,64	37,7	0	180	2,35	-		
		1,63	38,0	0	202	2,23	-		
	1,59	39,6	0	212	1,87	-	-	2	
	1,58	40,0	0	152	2,24	-	2,58	2	
Sable du Rhin 0/5 mm		1,85	30,9	0	93 + 9	3,19 + 0,32	0,41 + 0,11	2,31 + 0,40	3
		1,60	40,3	0	259 + 32	1,53 + 0,15	0,37 + 0,11	2,16 + 0,23	3
Sable de Sterrebeek		1,27	51,8	0	35 + 5	1,66 + 0,10	0,44 + 0,07	2,31 + 0,09	3
		1,52	42,4	2,0	38 + 7	2,17 + 0,15	0,37 + 0,07	1,86 + 0,07	3
		1,35	48,8	2,0	60 + 6	1,86 + 0,12	0,33 + 0,07	1,73 + 0,35	3
		1,68	36,3	5,0	44 + 10	2,44 + 0,27	0,27 + 0,11	2,91 + 1,01	3
		1,47	44,3	5,0	127 + 28	1,91 + 0,19	0,26 + 0,10	2,52 + 0,48	3
		1,81	31,4	8,0	77 + 18	2,68 + 0,07	0,26 + 0,03	3,65 + 1,89	4
Poussier de porphyre		1,65	37,4	8,0	84 + 18	2,56 + 0,33	0,61 + 0,13	≤ 3,5	3
		1,72	36,9	0	24 + 1	1,94 + 0,22	0,64 + 0,12	3,19 + 0,55	5
		1,60	41,3	0	42 + 5	1,53 + 0,37	0,95 + 0,25	2,12 + 0,23	5
		1,90	30,3	2,0	24 + 3	2,08 + 0,22	0,52 + 0,11	3,99 + 0,47	5
		1,70	37,6	2,0	57 + 9	1,21 + 0,19	0,44 + 0,16	2,15 + 0,18	3
		2,00	26,6	5,5	29 + 2	2,59 + 0,10	0,62 + 0,04	5,08 + 0,40	5
		1,90	30,3	5,5	58 + 8	1,51 + 0,05	0,23 + 0,03	2,69 + 0,35	3
Porphyre 40/63 mm + Sable du Rhin 0/2 mm + Poussier porphyre	0/100	2,24	17,8	0	41 + 4	5,89 + 0,90	0,63 + 0,13	6,2 + 1,2	11
	25/ 75	2,26	16,8	0	74	5,63	-	-	1
	50/ 50	2,32	13,4	0	73	5,93	-	-	1
	75/ 25	2,30	14,7	0	76	7,01	-	-	1
	88/ 12	2,23	17,3	0	99	8,43	-	-	2
100/ 0	2,24	16,7	0	165 + 16	7,49 + 0,63	0,48 + 0,06	7,4 + 1,9	8	
Porphyre 0/22 mm		2,20	19,3	4,0	46 + 4	3,97 + 0,50	0,51 + 0,11	6,8 + 2,4	8
Porphyre 0/40 mm		2,24	17,8	3,0	37 + 4	4,90 + 0,89	0,52 + 0,17	8,3 + 1,8	8
Porphyre 0/63 mm		2,21	18,9	1,5	41 + 2	5,06 + 0,73	0,75 + 0,13	6,8 + 1,8	8
Laitier granulé		1,23	55,3 ⁽³⁾	0	80 + 10	1,36 + 0,10	≈ 0	2,11 + 0,24	4
Schiste rouge		1,90	26,4	2,5	36 + 7	2,41 + 0,16	0,19 + 0,08	≤ 4,5	3
Grave naturelle		2,20	14,7	5,0	57 + 7	3,03 + 0,13	≈ 0	3,6 + 1,8	3

(1) L'empierrement discontinu est constitué de 65 % (en poids) de porphyre 40/63 et 35 % de matière d'agrégation elle-même composée de p_C % de sable de concassage (poussier de porphyre) et p_N % de sable naturel (sable du Rhin 0/2 mm)

(2) Déterminé par régression linéaire sur les points pour lesquels n n'est pas strictement nul (cfr. fig. 13)

(3) Y compris, pour le laitier, le volume des pores des grains

(4) Valeurs accompagnées de leur écart-type expérimental, pour les séries de plus de deux essais.

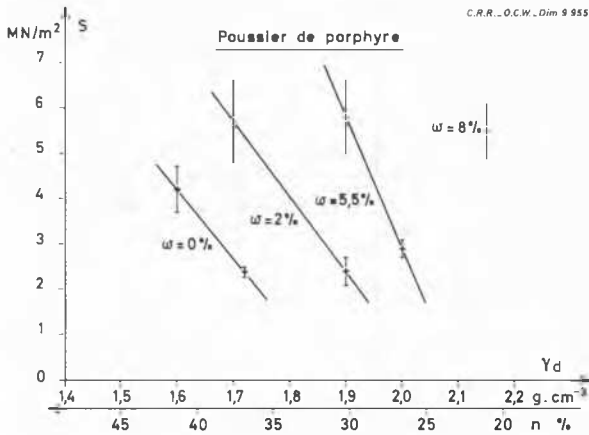


Fig. 11 Influence de la teneur en eau (w) sur la susceptibilité (S).

c. Déformation diamétrale

Au cours d'un essai triaxial statique, la déformation axiale ϵ_{zt} s'accompagne d'une déformation diamétrale $\epsilon_{\phi t}$; leurs accroissements sont dans un rapport $\beta = \Delta \epsilon_{\phi t} / \Delta \epsilon_{zt}$ variable qui peut être mis en relation avec le rapport des contraintes principales R, ce que Rowe (1962) a montré théoriquement.

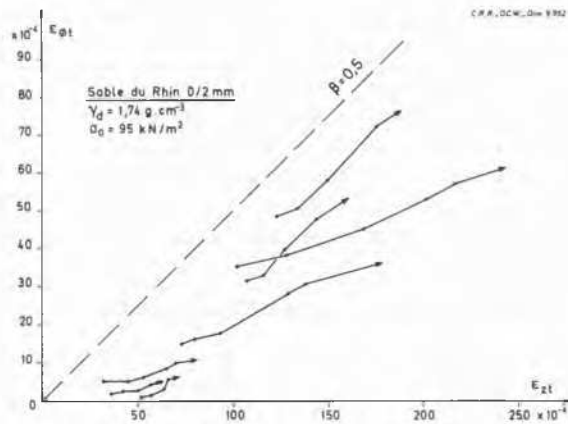


Fig. 12 Evolution de la déformation diamétrale totale ($\epsilon_{\phi t}$).

Dans l'essai triaxial répété, la valeur maximum de R étant constante, nos résultats indiquent que β peut être considéré, en bonne approximation, comme constant également pour un essai donné (fig. 12) : la relation entre $\epsilon_{\phi t}$ (N) et ϵ_{zt} (N) est linéaire : $\epsilon_{\phi t}$ (N) = $\beta \epsilon_{zt}$ (N) + δ (5) Le terme δ , généralement faible, peut être considéré comme non-significatif : sur l'ensemble des essais, sa moyenne est quasi nulle : $\langle \delta \rangle = -0,9 \cdot 10^{-4}$ et son écart-type $\sigma_{\delta} = 16 \cdot 10^{-4}$ s'explique en partie par l'erreur systématique ($\pm 7 \cdot 10^{-4}$) que tolère le système de mesure.

Le paramètre β dépend du rapport (maximum) des contraintes $R = 1 + \sigma_1 / \sigma_3$, comme le montre la figure 13. On constate qu'il existe, pour chacune des compositions examinées, une valeur critique R^* telle que

- 1/ pour $R < R^*$, l'éprouvette ne présente aucune déformation diamétrale mesurable dans nos conditions d'expérience : $\beta = 0$.
- 2/ pour $R > R^*$, β croît avec R, sans toutefois (sauf 6 essais sur 183) dépasser la valeur 0,5 quelle que soit la sévérité des contraintes appliquées (*)

Cela implique que le matériau tend constamment, en compression répétée, vers une compacité plus élevée, puisque l'accroissement de la déformation volumique s'écrit : $\Delta \epsilon_{vt} = 2 \Delta \epsilon_{\phi t} - \Delta \epsilon_{zt} = (2\beta - 1) \Delta \epsilon_{zt}$

Il est clair que ce comportement ne peut se maintenir indéfiniment sans mettre en défaut l'une ou l'autre des lois expérimentales (4) et (5). Cependant, il est raisonnablement permis d'inférer à partir de nos résultats que la limitation du rapport des contraintes en deçà de R^* offre pratiquement une certaine garantie quant à la résistance du matériau à plus long terme.

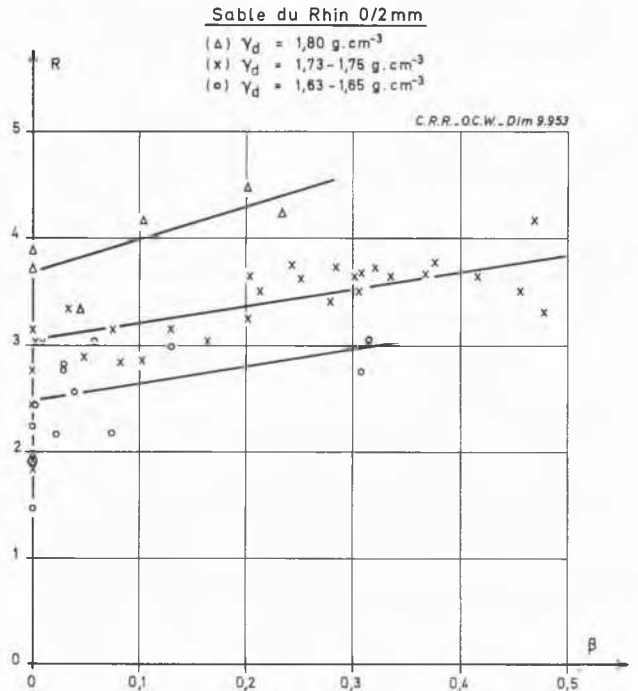


Fig. 13 Relation entre R et β .

CONCLUSIONS

La catégorie des matériaux examinés présente une homogénéité de comportement qui permet de décrire de façon générale leurs propriétés mécaniques en compression répétée par les lois expérimentales suivantes :

(*) Rappelons que R est limité par la résistance au cisaillement du matériau.

I. Le module de déformation réversible \bar{E} dépend de la composante hydrostatique I_1 , du tenseur des contraintes, selon la formule

$$E = \bar{E} (I_1 / \bar{\sigma})^m \quad \bar{\sigma} = 100 \text{ kN/m}^2$$

dans laquelle \bar{E} et m sont deux caractéristiques du matériau compacté.

II. L'évolution de la déformation axiale totale ϵ_{zt} en fonction du nombre de répétitions N est bien décrite par la loi

$$\epsilon_{zt}(N) = \epsilon_{zt}(1) N^S \frac{\epsilon_r}{\sigma_0}$$

dans laquelle ϵ_r est la déformation axiale réversible, σ_0 la contrainte isotrope et S un paramètre qui caractérise la susceptibilité à la déformation permanente du matériau compacté. Pour un matériau donné, S est fonction croissante et de la teneur en eau et de la teneur en vides.

III. Les résultats relatifs à la déformation diamétrale totale mettent en évidence l'existence, pour une composition donnée, d'un seuil R^* du rapport des contraintes principales R tel que pour $R < R^*$, la déformation du matériau se limite à un post-compaction, c'est-à-dire un tassement vertical sans déformation diamétrale. Cette observation est susceptible de fournir un critère pratique simple de limitation de la déformation permanente, moyennant étude plus approfondie, notamment de la relation possible entre R^* et l'angle de frottement interne.

REMERCIEMENTS

Ce travail a été financé par l'IRSIA (Institut pour l'Encouragement de la Recherche Scientifique dans l'Industrie et l'Agriculture) à qui l'auteur exprime ici ses remerciements.

L'auteur est en outre reconnaissant envers Monsieur J. Reichert, Directeur du Centre de Recherches Routières ainsi que Messieurs J. Verstraeten et V. Veverka, initiateurs de la recherche et qui en ont supervisé le déroulement.

Bruxelles, septembre 1976.

REFERENCES

Allen, J. J. et Thompson, M. R. "The effects of non-constant lateral pressures on the resilient response of granular materials" University of Illinois, Urbana, Illinois (1973).

Barksdale, R. D. "Repeated load test evaluation of base course materials" GHD Research Project n° 7002, Final Report, Georgia Institute of Technology (1972).

Brown, S. F. "Repeated load testing of a granular material" Journal of the Geotechnical Engineering Division (ASCE) p. 825, July 1974.

Le Tirant, P. et Sarda, J. P. "Chargements répétés des sols fins compactés et non saturés", Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 14, Juillet-août 1965.

Morgan, J. R. "The response of granular materials to repeated loading" Proc. IIIrd Conf. of the Australian Research Board, Vol. III, p. 1178 (1966).

Rowe, P. W. "The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact" Proc. Roy. Soc. (London), A 269, pp. 500-527 (1962).

Seed, M. B., Mitry, F. G., Monismith, C. L., Chan, C. K. "Prediction of pavement deflections from laboratory repeated load tests" NCHRP Report n° TE-65-6. University of California, Berkeley (1965).

Verstraeten, J., Romain J. E., Veverka, V. "The Belgian Road Research Center's overall approach to asphalt pavement structural design" Proceedings IVth Int. Conf. on Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, Michigan, USA (Aug. 1977) (A paraftre).

Veverka, V. Rapport belge présenté au XVIème Congrès Mondial de la Route, A. I. P. C. R., Question II, chapitre 3, § 3.2.1., pp. 17-24, Mexico (1975).