

N° d'enregistrement au C.N.R.S.

THESE DE DOCTEUR-INGENIEUR

présentée

à l'Université Pierre et Marie CURIE
— Paris 6 —

par Monsieur Bogdan MANOJLOVIC

pour obtenir le titre de DOCTEUR-INGENIEUR

Sujet de la thèse :

**CONTRIBUTION A L'ETUDE DES CARACTERISTIQUES MECANIQUES
D'UN MATERIAU ARGILEUX NON-SATURE**

2ème sujet :

Propositions données par l'Université sur les applications des Thermopompes

soutenue le 04, MAI, 1979

devant le jury composé de :

- Monsieur R. SIESTRUNCK (Professeur) Président
- Monsieur R. VICHNIEVSKY (Professeur) Examineur
- Monsieur J. DUNGLAS (Docteur-Ingénieur). Examineur
- Monsieur E. ABSI (Délégué général scientifique au CEBTP). Membre invité

TH-M30
GC15

**CONTRIBUTION A L'ETUDE DES CARACTERISTIQUES MECANIQUES
D'UN MATERIAU ARGILEUX NON-SATURE**

AVANT-PROPOS

Les études et expérimentations dont les résultats sont exposés dans ce mémoire ont été réalisées, en majeure partie, à la Division Mécanique des Sols et Génie Civil du Centre Technique du Génie Rural des Eaux et des Forêts (C.T.G.R.E.F.) Groupement d'Antony, ainsi qu'au service Sols et Fondations du Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics (C.E.B.T.P.) à Paris et enfin au Laboratoire de la Mécanique des Milieux Continus de l'Ecole Centrale des Arts et Manufactures de Paris. J'exprime ma sincère reconnaissance aux personnalités de ces Organismes pour tous les moyens mis à ma disposition.

Je remercie tout particulièrement Monsieur le Professeur R. SIESTRUNCK de l'Institut de Mécanique Théorique et Appliquée à l'Université Pierre²Marie CURIE (Paris VI), d'avoir bien voulu me faire l'honneur de présider ce jury ; je le remercie également de l'intérêt qu'il a bien voulu porter à ce sujet.

Je remercie très vivement le Professeur R. VICHNIEVSKY de l'Institut de Mécanique Théorique et Appliquée à l'Université Pierre et Marie CURIE (Paris VI) pour avoir bien voulu accepter de faire partie du jury.

J'exprime ma pleine gratitude à Monsieur J. DUNGLAS, Ingénieur en Chef du GREF, pour le soutien moral et matériel qu'il a manifesté à mon égard ainsi que la bienveillance avec laquelle il a suivi le développement progressif de mes recherches.

Il m'est agréable d'exprimer ici mes très vifs remerciements à Monsieur E. ABSI, Délégué Général Scientifique au Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics, pour avoir bien voulu faire partie du jury, pour m'aider à cerner le sujet, pour m'avoir facilité l'accès du laboratoire de son Institution ainsi que pour les encouragements qu'il n'a pas manqué de prodiguer à mon encontre dès le début de mon travail.

Toute ma reconnaissance va également à Monsieur le Professeur A.W. BISHOP, du Collège Impérial de Sciences et Technologie de Londres, pour l'accueil qu'il m'a toujours réservé et pour ses précieux conseils.

Mes remerciements profonds vont également à Monsieur D. LOUDIERE, Ingénieur du GREF, Chef de la Division de la Mécanique des Sols et Génie Civil du C.T.G.R.E.F. pour la compréhension dont il a fait preuve à l'égard des mes recherches et pour les conseils dont il a bien voulu me faire bénéficier en certaines occasions.

Je tiens à remercier tout spécialement Madame S. OBERLIN, Messieurs F. STEPHAN et M. TANGARA ainsi que leurs collaborateurs à la Division Calcul du C.T.G.R.E.F. pour les avis éclairés relatifs à l'utilisation de l'équipement informatique au Groupement d'Antony.

Que Monsieur D. GRIMM, Professeur à l'Ecole Centrale des Arts et Manufactures, qui m'a permis de continuer et terminer mes expériences dans les laboratoires de l'Ecole, trouve ici le témoignage de ma profonde gratitude pour les conseils judicieux qu'il m'a donnés et pour le temps qu'il a bien voulu me consacrer.

Je remercie en outre Messieurs J. PERRIN, I.D.T.R., Chef du laboratoire de la Mécanique des Sols du C.T.G.R.E.F., et A. RAMPON, Docteur es Sciences, Ingénieur hydrogéologique au C.T.G.R.E.F., qui ont bien voulu accepter avec tant d'amabilité que de patience de relire rapidement ces textes.

J'associe enfin dans un même hommage toutes les autres personnes qui, en France et à l'étranger, m'ont guidé ou encouragé au cours de ce travail et qui, par là directement ou indirectement, ont également contribué à l'élaboration de ce mémoire.

TABLE DES MATIERES

	pages
Principaux symboles et relations.	VI à XVII
INTRODUCTION	1
PREMIERE PARTIE : Recherche bibliographique et Considérations théoriques	6
– Recherche bibliographique.	7
– Considérations Théoriques	21
. Les constituants solides.	22
. Les constituants liquides	30
. La phase gazeuse	33
. Sur la nature de la cohésion et des facteurs qui l'influence	35
. Les paramètres mécaniques de la résistance des sols cohérents	44
. Influence de l'eau sur la résistance des argiles	56
. Les théories physico-chimiques.	70
DEUXIEME PARTIE : (Etude expérimentale)	80
Matériau utilisé	81
Méthodes d'investigations expérimentales.	87
A. – Analyse Physico-chimique.	88
. Utilisation du rayonnement	88
a) Rayons X	88
b) Microscope électronique.	90
. Utilisation de la thermodynamique	90
a) Analyse thermique différentielle	90
b) Analyse thermo-pondérale	93
. Mesure du pF	93
B. – Analyse des caractéristiques physiques et mécaniques	95
. Essais d'identification	95
a) Sédimentométrie	95
b) Limites d'Atterberg	96
c) Poids spécifique ou Masse volumique	105
d) Teneur en carbonates	106
e) Teneur en matières organiques	107
. Essais de compressibilité oedométriques.	110
a) Etude de la consolidation.	110
b) Etude de la compressibilité	110
. Essais de la résistance mécanique	115
a) Les essais triaxiaux (généralités)	115

Classement schématique des essais triaxiaux	122
[A] Essais non drainés.	123
1.— Sol saturé.	123
1.1 — Essais non consolidés non drainés.	123
1.2 — Essais consolidés non-drainés.	124
2.— Sol non-saturé	129
2.1 — Essais non consolidé-non drainés	129
2.2 — Essais consolidés non-drainés.	131
[B] Essais drainés.	134
b) Essais de compression diamétrale (essai "brésilien")	136
c) Essai de traction	140
Précision concernant la distinction entre le matériau quasi-saturé (Q-SAT) et le matériau non-saturé (P-SAT)	145
TROISIEME PARTIE (Analyse et interprétation des résultats).	150
— Généralités	151
— Liste des paramètres et de leurs définitions	155
— Résultats obtenus à partir des essais de résistance mécanique grâce à la cons- truction de Mohr.	159
— Relations entre les paramètres φ "pic", Cu "pic", Cu "pal", Ic , Ei , $e_{\gamma d}$, Sr et σ_{pc} présentées par des graphiques faits à la main	185
— Relations ne figurant pas dans le groupe précédent, toutes illustrées graphiquement et dessinées à l'aide de la table traçante et l'ordinateur	210
— Quelques considérations sur les banques de données et leur importance pour le développement de la géotechnique	275
CONCLUSION	283
ANNEXE.	287
BIBLIOGRAPHIE	345

PRINCIPAUX SYMBOLES ET RELATIONS (1)

I - GENERALITES

α	: +5,14159*
e	: 2,7183 base des logarithmes naturels*
$\ln a$: logarithme naturel de a *
$\log a$: logarithme de a (base 10)*
t	: temps*
m	: masse
g	: 9,81 m/s ² : accélération de la pesanteur*
Γ	: accélération : $F = m \cdot \Gamma$
F_N, F_T	: composantes normale et tangentielle de la force
V	: volume - ΔV : variation du volume*
W	: poids*
M	: moment*
F	: facteur de sécurité - à définir chaque fois*

II - CONTRAINTES - DEFORMATIONS

u	: pression interstitielle*
u_w	: pression interstitielle de l'eau
u_a	: pression interstitielle de l'air
u_0	: contrepression initiale dans le triaxial
σ	: vecteur contrainte totale sur un élément de plan ; contrainte normale*

(1) Notations et symboles recommandés par la Société Internationale de Mécanique des Sols lors du Vè Congrès (Paris - 1961) sont indiqués par un astérisque Cf. aussi la liste complémentaire à la page 155.

Note : l'indice e caractérise les états consolidés ou écrouis.

u_i : composantes du déplacement
 $\epsilon = \frac{\Delta l}{l} = \frac{\Delta H}{H}$: déformation relative ; constante diélectrique

ϵ_{ij} : tenseur des déformations

On noté couramment : $\epsilon_{xx} = \epsilon_x$

$\epsilon_{xy} = \gamma_x$

v_i : composantes de la vitesse d'un point

d_{ij} : tenseur vitesse de déformation $d_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v_i}{\partial x_j} + \frac{\partial v_j}{\partial x_i} \right)$

g_{ij} : tenseur gradient de vitesse $g_{ij} = \frac{\partial v_i}{\partial x_j}$

ui petit : élasticité infinitésimale $\left[d_{ij} \simeq \frac{d}{dt} \epsilon_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij} \right]$

η : coefficient de viscosité (rapport de la contrainte à la vitesse de déformation relative).*

III - PROPRIETES DU SOL

III - 1 Nature et état

- Géométrie -

Volume		Poids	
V_a	Air	$W_a = 0$	W
V_w	Eau	$W_w = V_w \gamma_w$	
V_s	Particules solides	$W_s = V_s \gamma_s$	

$V = V_s + V_w$

$V_w = V_a + V_w$

$W = W_s + W_w$

$W_a = 0$

$e = \frac{V_w}{V_s}$ indice des vides

$e = \frac{n}{1 - n}$

$n = \frac{V_w}{V}$ porosité

$n = \frac{e}{1 + e}$

VIII

- $\vec{\sigma}$: vecteur contrainte effective sur un élément de plan
 $\vec{\sigma} = \vec{\sigma}^n + u$; contrainte effective normale *
- $\vec{\sigma}_n, \vec{\sigma}_t$: composantes normale et tangentielle du vecteur contrainte
- δ : inclinaison de $\vec{\sigma}$ sur la normale au plan
- σ_{ij} : tenseur de contrainte en 1 point
- $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: directions principales du tenseur - contraintes principales

On note aussi couramment : $\sigma_{xx} = \sigma_x$
 $\sigma_{xy} = \tau_z$

- σ_{sat} : contrainte latérale (isotrope) suffisamment forte pour provoquer la saturation d'un matériau non-saturé
- τ : contrainte tangentielle *
- ν : coefficient de Poisson *
- E : module de déformation linéaire *

$$(\sigma_{ij}) = \begin{pmatrix} i & 0 & 0 \\ 0 & i & 0 \\ 0 & 0 & i \end{pmatrix} + (\bar{\sigma}_d)$$

σ_i ou p : partie isotrope du tenseur $\sigma_i = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$
 $\bar{\sigma}_d$: partie déviatoire du tenseur

La partie déviatoire peut être caractérisée par 2 paramètres ρ et φ , coordonnées polaires de l'extrémité du vecteur contrainte dans le plan déviateur.

$$\rho = \sqrt{-2 \left[\sigma_2 \sigma_3 + \sigma_3 \sigma_1 + \sigma_1 \sigma_2 - \frac{2}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)^2 \right]} =$$

$$= \sqrt{-2 \left[\frac{1}{2} (\sigma_{ii}^2 - \sigma_{ij} \sigma_{ji} - \frac{2}{3} \sigma_{ii}^2) \right]} = \sqrt{\sigma_{ij} \sigma_{ji} + \frac{1}{3} \sigma_{ii}^2}$$

ρ_σ est un scalaire qui définit (incomplètement) l'état déviatoire en contrainte.

- M a s s e -

γ_w	—	poide volumique de l'eau*
$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$		poide volumique des grains solides*
$\gamma_d = \frac{W_s}{V}$		poide volumique du sol sec *
$\gamma_{sat} = \frac{W_s + V_v \cdot \gamma_w}{V}$		poide volumique du sol saturé
$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$		poide volumique du sol immergé
$G = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$		densité des grains solides
γ_c		poide volumique critique
$w = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100$		teneur en eau
$w_{sat} = \frac{V_v \cdot \gamma_w}{W_s} \cdot 100$		teneur en eau du sol saturé
w_{nat}		teneur en eau naturelle des sols en place
$S_r = \frac{V_w}{V_v}$		degré de saturation
$\theta = \frac{V_w}{V}$		teneur en eau volumétrique

Valeur de	En fonction de					
	n	e	γ_d	γ_{sat}	γ'	w_{sat}
Porosité		$\frac{e}{1+e}$	$1 - \frac{\gamma_d}{G \cdot \gamma_w}$	$\frac{G \cdot \gamma_w - \gamma_{sat}}{(G-1) \cdot \gamma_w}$	$1 - \frac{\gamma'}{(G-1)\gamma_w}$	$\frac{G \cdot w_{sat}}{1+G \cdot w_{sat}}$
Indice des vides	$\frac{n}{1-n}$		$\frac{G \cdot \gamma_w}{\gamma_d} - 1$	$\frac{G \cdot \gamma_w - \gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w}$	$\frac{(G-1) \cdot \gamma_w}{\gamma'}$	$G \cdot w_{sat}$
Poids volumique sec	$G(1-n) \cdot \gamma_w$	$\frac{G}{1+e} \cdot \gamma_w$	γ_d	$\frac{G \cdot \gamma_{sat} - \gamma_w}{G-1}$	$\frac{G}{G-1} \cdot \gamma'$	$\frac{G \cdot \gamma_w}{1+G \cdot w_{sat}}$
Poids volumique saturé	$(G-n(G-1)) \cdot \gamma_w$	$\frac{(G+e) \cdot \gamma_w}{1+e}$	$\frac{G-1}{G} \gamma_d + \gamma_w$		$\gamma' + \gamma_w$	$\frac{(1+w_{sat})G\gamma_w}{1+G \cdot w_{sat}}$
Poids volumique immergé	$(G-1)(1-n) \cdot \gamma_w$	$\frac{G-1}{1+e} \cdot \gamma_w$	$\frac{G-1}{G} \cdot \gamma_d$	$\gamma_{sat} - \gamma_w$		$\frac{(G-1) \cdot \gamma_w}{1+G \cdot w_{sat}}$
Teneur en eau de saturation	$\frac{n}{G(1-n)}$	$\frac{e}{G}$	$\frac{\gamma_w}{\gamma_d} - \frac{1}{G}$	$\frac{G \cdot \gamma_w - \gamma_{sat}}{(\gamma_{sat} \gamma_w) G}$	$\frac{(G-1) \cdot \gamma_w}{G \cdot \gamma'}$	$\frac{1}{G}$

$$s_r = \frac{w}{w_{sat}} = \frac{w}{\gamma_w \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)} = \frac{\theta}{n}$$

$$\gamma_s = G \cdot \gamma_w$$

$$\theta = s_r \cdot n$$

		Phase liquide : humidité	
		Teneur en eau W	Degré de saturation Sr
Phase solide : compacité	n-	$\gamma = G \cdot \gamma_w \cdot (I-n) (I+w)$	$\gamma = [G(I-n) + nS_r] \cdot \gamma_w$
	e	$\gamma = \frac{G \cdot \gamma_w}{I+e} \cdot (I+w)$	$\gamma = \frac{G + e \cdot S_r}{I + e} \cdot \gamma_w$
	γ_d	$\gamma = \gamma_d \cdot (I + w)$	$\gamma = \frac{G - S_r}{G} \cdot \gamma_d + S_r \cdot \gamma_w$
	γ_{sat}	$\gamma = \frac{G}{G-I} (\gamma_{sat} - \gamma_w) (I-w)$	$\gamma = \frac{G - S_r}{G - I} \cdot \gamma_{sat} \cdot \frac{G(S_r-I)}{G - I} \cdot \gamma_w$
	γ'	$\gamma = \frac{G}{G-I} \cdot \gamma' (I + w)$	$\gamma = \frac{G - S_r}{G - I} \cdot \gamma' + S_r \cdot \gamma_w$
	w_{sat}	$\gamma = \frac{G \cdot \gamma_w}{I+G \cdot w_{sat}} (I + w)$	$\gamma = \frac{I + S_r \cdot w_{sat}}{I + G \cdot w_{sat}} \cdot G \cdot \gamma_w$

Nota bene : La connaissance de γ_d , $G \cdot \gamma_w$, W permet celle de tous les termes définis.

Généralement, on prend $\gamma_w = 1 \text{ g/cm}^3$

Pour G , si on n'en dispose pas, on peut adopter $G = 2,7$

Les caractéristiques de masse se réduisent alors à la connaissance de γ_d , W .

- Particules solides ("grains") -

D_x dimensions des éléments à x% de tamisat

$U = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ coefficient d'uniformité

$C_a = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ coefficient de courbure

$\frac{\Sigma}{n}$ facteur de SCHON

- Consistance -Sols cohérents

W_L limite de liquidité

W_P limite de plasticité

W_S limite de retrait

$I_P = W_L - W_P$ indice de plasticité

$I_L = \frac{w - W_P}{I_P}$ indice de liquidité

$I_C = \frac{W_L - w}{I_P}$ indice de consistance

$S_t = \frac{\text{Résistance à la compression simple (éch. int.)}}{\text{Résistance à la compression simple remaniée}} = \frac{R_c}{R_c \text{ remaniée}}$: sensibilité
ou sensibilité

Sols pulvérulents

c_{max} indice des vides dans l'état le plus meuble

e_{min} indice des vides dans l'état le plus dense

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \text{ indice de compacité. } D_r \text{ est aussi utilisé}$$

CPN indice d'un paramètre mesuré à l'optimum au Proctor Normal

CPM indice d'un paramètre mesuré à l'optimum au Proctor Modifié

$W_p = 20$ teneur en eau optimum pour une contrainte d'écroutissage de 20 bars

- Activité -

$$I_A = \frac{I_P}{\% < 2 \mu} \text{ activité colloïdale (Skempton 1953)}$$

III - 2 Liquide

h : charge hydraulique

$$h = \frac{p}{\gamma_w} + z + \frac{v^2}{2g}$$

i : gradient hydraulique

μ : coefficient de viscosité dynamique

$$dF = \mu ds \frac{dv}{dn}$$

k : coefficient de perméabilité de Darcy

v : vitesse moyenne de l'écoulement

$$v = -ki$$

q : débit

j : force de filtration par unité de volume

III - 3 Relations contraintes - déformations

Chemin "triaxial" ou isotrope

$$E = \frac{G_1}{\epsilon_1} \text{ module de Young}$$

$$\nu = \frac{\epsilon_2}{\epsilon_1} \text{ coefficient de Poisson}$$

XIV

$E_{0,1-1}$ module de Young mesuré entre = 0,1 bar et = 1 bar

$E_{g,1-0,1}$ module de Young mesuré entre = 1 bar et = 0,1 bar

$E_i = \frac{\sigma_i}{\epsilon_i}$ module isotrope

E_d module déviatoire

$K = \frac{\sigma_j}{3 \epsilon_j}$ module de déformation volumique sous pression hydrostatique*

λ coefficient de Lamé

μ module de distorsion

$G = \mu = \frac{E_d}{2}$ module de déformation par glissement

Chemin oedométrique

$\bar{E} = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \epsilon}$ module oedométrique
pente de la courbe de charge sur le diagramme $(\frac{\Delta h}{h}, \sigma)$

\bar{E}_g module oedométrique
pente de la courbe de déchargement sur le diagramme $(\frac{\Delta h}{h}, \sigma)$

$m_v = \frac{-\Delta e}{(1+e) \Delta \sigma}$ coefficient de compressibilité $m_v = \frac{1}{E}$

$c_c = \frac{-\Delta e}{\Delta \log_{10} \sigma}$ indice de compression
pente de la courbe sur le diagramme $(\log_{10} \sigma, e)$

c_v coefficient de consolidation $c_v = \frac{k \cdot \bar{E}}{\gamma_w}$

T_v	facteur temps $c_v = \frac{Tv \cdot \bar{a}^2}{t}$ (d parcours de drainage)
ξ	tassement
U	degré de consolidation = $\frac{\xi - \xi_0}{\xi_{\infty} - \xi_0}$
$u_z = -1 - \frac{u}{u_0}$	pourcentage de dissipation de la pression interstitielle

Relation entre les différents paramètres en élasticité infinitésimale

Les relations entre les σ_{ij} et ϵ_{ij} sont linéaires

Elles dépendent de 21 coefficients dus à Cauchy

Pour les sols dans le cas le plus général de la symétrie de révolution par rapport à un axe, ces 21 paramètres se réduisent à 5.

Dans le cas de l'isotropie, ils se réduisent à 2

$$\sigma_{ii} = 2\mu \epsilon_{ii} + \lambda (\epsilon_{ii} + \epsilon_{jj} + \epsilon_{kk})$$

$$\tau_{ij} = \mu \gamma_{ij} \text{ soit } \sigma_{ijk} = \mu \cdot \epsilon_{ijk}$$

Relations entre les différents paramètres en isotropie

en fonction de paramètres	\bar{E} et λ	E_i et E_d	E et ν	λ et μ	G et ν
Module oedométrique \bar{E}	\bar{E}	$\frac{E_i + 2E_d}{3}$	$\frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$	$\lambda + 2\mu$	$\frac{2G(1+\nu)}{1-2\nu}$
Module isotrope E_i	$\bar{E} + 2\lambda$	E_i	$\frac{E}{1-2\nu}$	$3\lambda + 2\mu$	$\frac{2G(1+\nu)}{1-2\nu}$
Module déviatoire E_d	$\bar{E} - \lambda$	E_d	$\frac{E}{1+\nu}$	2μ	$2G$
Module de Young E	$\frac{(\bar{E}-\lambda)(\bar{E}+2\lambda)}{\bar{E}+\lambda}$	$\frac{3E_i \cdot E_d}{2E_i + E_d}$	E	$\frac{\mu(3\lambda + 2\mu)}{\lambda + \mu}$	$2G(1+\nu)$
Coefficient de Poisson ν	$\frac{\lambda}{\bar{E} + \lambda}$	$\frac{E_i - E_d}{2E_i + E_d}$	ν	$\frac{\lambda}{2(\lambda + 2\mu)}$	ν
Coefficient de Lamé λ	λ	$\frac{E_i - E_d}{3}$	$\frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}$	λ	$\frac{2G\nu}{1-2\nu}$
Module de distortion μ	$\frac{\bar{E} - \lambda}{2}$	$\frac{E_d}{2}$	$\frac{E}{2(1+\nu)}$	μ	G

III - 4 Surfaces limites (en contraintes ou déformations)

Courbes intrinsèques (espace $\sigma_p - \tau$)

Les paramètres sans ' sont utilisés pour les caractéristiques apparentes ou totales

Les paramètres avec ' sont utilisés pour les caractéristiques intergranulaires

C : ordonnée à l'origine d'une droite intrinsèque = cohésion

ψ : $tg \varphi$: pente d'une droite intrinsèque = angle de frottement

$$H = \frac{C}{tg \varphi}$$

γ_c : poids volumique du sol en plasticité parfaite (fonction de l'état de contrainte)

C et φ dépendant du critère choisi

Indice en haut PF ou r : critère de plasticité parfaite (déformation continue à contrainte constante)

Indice en haut M : enveloppe maximale de tous les cercles de Mohr

Indice en haut E : limite élastique

F 100 : limite de fatigue (pour 100 cycles par ex.)

C et φ dépendant des conditions hydrauliques pendant l'essai

Indice en bas D : essai drainé

Indice en bas U : essai non drainé

Indice UU : essai non consolidé non drainé

Indice en bas CU : essai consolidé mais non drainé pendant l'écrasement ; dans ce cas donc l'échantillon a connu une procédure de drainage avant le chemin triaxial (dans la phase de consolidation)

Indice CD : essai consolidé drainé

III - 5 Essais mécaniques particuliers

$R_c = q_s =$ résistance à la compression simple

IV - OUVRAGES

$K_0 =$ coefficient des terres au repos

K coefficient sans dimension intervenant dans l'expression de la contrainte normale sur l'écran, à utiliser avec différents indices (cas de Rankine)

a : état actif sur l'écran ou poussée sur l'écran

o : état passif sur l'écran ou butée sur l'écran;
coefficient qui désigne le rapport entre σ_u et σ_v

H hauteur verticale du talus (ou de l'échantillon lors des essais en laboratoire)

D_z profondeur de la couche dure sous le pied du talus

β angle d'inclinaison du talus avec l'horizontale

INTRODUCTION

Ce sont les problèmes soulevés par le contrôle, la conception et l'étude des barrages en terre*et plus particulièrement celui relatif à la variation des propriétés mécaniques du matériau utilisé au contact "sol-eau", qui nous a incité à entreprendre cette étude.

Lors de la construction et durée de la vie d'un ouvrage en terre, par conséquent dans un intervalle de temps allant de quelques mois à quelques décennies, il n'est pas impossible que des modifications des propriétés mécaniques du matériau constituant l'ouvrage interviennent. Une fois survenues ces modifications des caractéristiques originelles peuvent provoquer, bien entendu, de plus ou moins graves dégâts de l'ouvrage difficilement prévisibles ou non calculables car méconnus au stade du projet ; ces modifications des caractéristiques et leurs conséquences pour l'ouvrage ont été difficilement concevables par avance puisqu'ils dépendaient également de l'interaction de très nombreux facteurs.

Dans le but de quantifier quelques uns de ces phénomènes et donc les rendre utilisables dans la pratique, nous avons entrepris une recherche systématique concernant l'évolution de la cohésion et l'angle de frottement interne, dans le cadre d'une théorie de la rupture, en fonction d'un certain nombre de paramètres ; ces paramètres ont été choisis de manière à caractériser le plus convenablement possible les propriétés physiques et mécaniques d'un matériau argileux non-saturé.

Ultérieurement cette étude a été complétée et réexaminée au moyen d'une analyse détaillée des relations entre la plupart de ces paramètres, appartenant ou non à l'"état initial".

Ce complément d'étude est motivé pour les raisons suivantes : d'une part, parceque en replaçant ces quelques paramètres, du départ, dans un contexte plus large et en les confrontant avec un plus grand nombre d'autres paramètres, certaines interdépendances obtenues pourront éventuellement nous aider à préciser, avec plus de certitude, les phénomènes ayant lieu dans un matériau argileux non-saturé; d'autre part parceque, ces dernières années, de très importants progrès ont été réalisés dans le domaine du calcul appliqué à la mécanique des sols, tandis que le développement est relativement ralenti dans la pratique de mesure et collecte des données, cette disproportion nous semble s'accroître. En tout état de cause — "l'amélioration de nos connaissances repose sur deux piliers dont l'un est la méthode expérimentale, mère de la science moderne. L'autre pilier, se sont les méthodes de calcul nécessaires à l'interprétation et à l'exploitation rationnelle des données expérimentales"*.*

* Pour les matériaux utilisés dans la construction des barrages en terre "... on désire en général : une bonne stabilité de volume (ni gonflement, ni retrait), une bonne résistance (si possible à la compression et au cisaillement, mais aussi à la traction), la maîtrise de la perméabilité. Ces trois aspects n'étant d'ailleurs pas indépendants ..." cf. bibliographie 204.

** Cf. bibliographie 314.

La Méthode Expérimentale a été, soulignons-le, la méthode de base de notre étude ; l'expérimentation en laboratoire a débuté à la fin de l'année 1969 et la plus grande partie en a été achevée en 1976.

N'ayant expérimenté que sur un matériau argileux et non-saturé, comportant par conséquent le maximum de complications, nous étions obligé d'adopter dans la procédure expérimentale les conditions limitatives suivantes :

- 1 — notre cadre expérimental a été celui du laboratoire et nos préoccupations concernaient uniquement celui-ci ;
- 2 — sont essentiellement considérés ici, pour un matériau bien défini, la plupart des caractéristiques mécaniques intervenant dans les problèmes de stabilité* ;
- 3 — nous n'avons utilisé, rappelons le, qu'un seul type de matériau argileux (l'argile kaolinique de Provins) étant habituellement considéré comme homogène. Les résultats quantitatifs de nos essais ne sont donc valables a priori que pour le matériau utilisé. Il serait d'ailleurs fort utile et intéressant de comparer nos résultats avec des résultats obtenus à partir des essais sur un autre type de matériau, en se plaçant dans les mêmes conditions d'expérimentation bien entendu ;
- 4 — nous n'avons utilisé qu'un seul mode de préparation de nos éprouvettes destinées aux essais de la résistance mécanique (exception faite pour quelques éprouvettes à 0 % de saturation confectionnées directement à partir de la poudre sèche à 0 % de teneur en eau). Il serait également nécessaire de confronter nos résultats avec les résultats d'essais effectués sur les éprouvettes du même matériau mais préparées d'une autre manière ou bien, sur les éprouvettes intactes prélevées "in-situ" ;
- 5 — la consolidation de nos échantillons peut être considérée isotrope aussi bien dans la phase de "préconsolidation" en grosses cellules triaxiales (milieu saturé) que lors de la consolidation supplémentaire, due à la dessiccation des échantillons (milieu partiellement saturé) ;
- 6 — nous avons uniquement utilisé la déshydratation sans avoir jamais procédé à une quelconque réhumidification. Il serait, évidemment, très important de refaire

* Il est d'usage, en mécanique des sols, de considérer séparément les problèmes de stabilité — utilisant des hypothèses de rupture ou de plasticité — et ceux de tassement ou de déformation examinés à l'aide des hypothèses d'élasticité.

les mêmes essais avec le même matériau mais en faisant croître progressivement le degré de saturation de 0 % à 100 % des éprouvettes destinées à être rompues, suivant ainsi l'autre branche de l'hystérésis "hydratation-déshydratation" ;*

- 7 — nous n'avons pu mesurer directement la pression interstitielle de l'eau ni celle de l'air, tout procédé de telles mesures ayant d'ailleurs été pratiquement abandonné quand il s'agissait d'un milieu non-saturé.

Enfin signalons que nous n'avons constaté aucune variation mesurable de volume des éprouvettes lors des essais triaxiaux. La température n'a pas varié non plus.

En ce qui concerne l'évaluation de la pression de "préconsolidation" relative aux éprouvettes non-saturées, il n'était pas possible de la mesurer directement. Cependant nous avons pu estimer le taux de pression de consolidation "équivalente" à partir de la relation entre la densité sèche et la pression de préconsolidation correspondante à un matériau complètement saturé.

L'ouvrage est divisé en trois parties. Dans la première on trouve des recherches bibliographiques suivies de quelques considérations théoriques concernant d'une part l'eau et l'argile en général, et d'autre part l'interaction entre les constituants solides et liquides d'un matériau argileux. Puis, nous avons parlé de la cohésion et de l'angle de frottement interne pour ce qui est de leur signification physique. Cette première partie se termine par un rappel de la théorie de la double couche diffuse, la théorie d'absorption moléculaire et enfin de la théorie des "processus de taux de déformation".

La deuxième partie est consacrée à l'expérimentation en laboratoire des sols et plus particulièrement aux différents types d'essais triaxiaux.

En premier lieu nous avons parlé du matériau utilisé et avons décrit, en détail, les étapes successives concernant la préparation de nos éprouvettes, leur montage dans les appareils ainsi que les essais eux-mêmes avec quelques remarques concernant les problèmes particuliers apparus lors de nos manipulations. Puis, nous parlons de deux grands groupes d'essais constituant notre programme expérimental, d'une part l'analyse physico-chimique (rayons X, microscope électronique, mesure du pF) et d'autre part l'analyse des caractéristiques mécaniques (essais d'identification, de compressibilité oedométriques et de résistance mécaniques).

* On a démontré que pour une même valeur finale de l'humidité de l'air un sol contient plus d'eau si on opère par dessèchement que par humidification : il y a un retard à la dessiccation ; les valeurs du pF sont plus élevées dans la dessiccation que les valeurs du pF correspondantes lors de la réhumidification, etc.

L'analyse et l'interprétation de nos résultats ont été exposées dans la troisième partie. Une liste des paramètres, ainsi que leur analyse, figure juste après quelques remarques générales sur nos procédés utilisés.

Tous les résultats ont été classés en *trois groupes principaux*, commentés et illustrés par quelques centaines de figures et diagrammes.

- I — *Le premier groupe* contient les résultats obtenus à partir d'essais de résistance mécanique, grâce à la construction de Mohr ; nous avons pu ainsi déterminer la cohésion et l'angle de frottement interne de notre matériau argileux en fonction de la variation de son degré de saturation et sa densité sèche.
- II — On trouvera dans un *deuxième groupe* les formes des différentes relations entre un certain nombre de paramètres qui sont suivies d'un commentaire et illustrées par des graphiques faits à la main.
- III — *Le troisième groupe* est composé d'un grand nombre de relations entre divers paramètres, différentes de celles commentées dans le deuxième groupe, et construites à l'aide de la table traçante du type "Benson", connectée à un ordinateur.

Un certain nombre de conclusions et de directives pour les futures recherches terminent cette troisième et dernière partie du mémoire.

Néanmoins une importante précision sur les bases de notre méthode d'approche est nécessaire à la fin de cette sommaire introduction.

Il existe, en général, pour un problème deux modes d'approche diamétralement opposés apparemment : soit celui de partir d'un cas concret et particulier en essayant de remonter vers des conclusions de plus en plus générales, soit celui d'examiner systématiquement, à la fois, tous les cas possibles pour pouvoir, grâce à ces renseignements, procéder le moment venu, à la construction d'une notion ou d'un savoir ou à la résolution d'un problème concret*.

C'est ce dernier mode d'approche que nous avons préféré à suivre dans la mesure du possible en se demandant tout au long du travail lequel de ces deux modes d'approche serait le plus utile et efficace à l'ingénieur et dans quelles conditions.

* Il ne manque pas d'analogies entre ce premier mode d'approche, l'analyse et l'induction d'une part, entre le deuxième mode d'approche, la synthèse et la déduction, d'autre part.

Sans entrer dans des considérations épistémologiques, ajoutons, en passant, qu'il ne s'agissait pour nous que de savoir si l'ordre qui va des principes aux conséquences répond mieux à l'attente de qui veut acquérir un savoir, que l'ordre qui remonte des conséquences aux principes.

PREMIERE PARTIE

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE ET CONSIDERATIONS THEORIQUES

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE *

Un grand nombre d'études a été consacré au comportement des sols non saturés. Les conséquences des effets de la saturation partielle des sols mises en évidence par ces études ont été estimées surtout dans un sens qualitatif par les ingénieurs concernés, utilisant différents matériaux à grains fins compactés, ou bien travaillant dans des couches des sols naturels se situant dans la zone de dessiccation.

Haines (1925) est probablement l'un des premiers qui ait tenté d'analyser l'intensité des contraintes intergranulaires engendrées par la pression de l'eau interstitielle dans un sol non saturé présentant une déficience d'eau plus ou moins grande. Le travail de Haines a été développé ultérieurement par Fisher (1926).

L'approche théorique de Haines et Fisher suppose que le sol soit constitué de particules sphériques homogènes arrangées systématiquement en paquet, l'arrangement étant connu préalablement.

Rutledge (1947) (cité en référence par Leonards 1953) apporte beaucoup d'informations sur la résistance au cisaillement des argiles partiellement saturées. Il conclut que pour celles-ci les quatre variables majeures qui influencent leur résistance sont les suivantes : la contrainte principale mineure, la densité sèche du matériau, la teneur en eau du matériau et le degré de la saturation.

D'après ce même auteur, dans le cas des sols compactés, il faut leur ajouter encore les deux suivantes : les méthodes de compactage et les conditions pendant le compactage * *

Rutledge conclut que la relation entre la résistance à la compression et la teneur en eau à la fin de l'essai varie avec la contrainte principale mineure. Il sera utile de remarquer qu'il a considéré surtout la résistance totale au lieu de considérer séparément le frottement et la cohésion comme les deux composants physiques distinctes de la résistance.

Léonards (1953) est l'un des premiers à avoir fait une étude systématique de la résistance des argiles compactées et partiellement saturées. A partir de cette recherche il conclut que le modèle concernant la variation de la résistance des argiles compactées non saturées peut être représenté par une relation entre l'indice des vides à la rupture—

* Les références bibliographiques sont groupées à la fin de l'ouvrage (pp 341-382).

** Toutes les deux ont un effet nettement moins important sur la résistance du sol obtenu lors de l'essai.

(reporté graphiquement sur l'échelle arithmétique) et la valeur maximale de la différence des contraintes principales, ou bien entre ce même indice et la résistance à la compression (représenté graphiquement en échelle logarithmique). Léonards a démontré que, pour un ensemble particulier des conditions initiales, cette relation est indépendante : de la pression latérale, du drainage permis, de la teneur en eau, et du degré de saturation. Lui, comme Rutledge, considèrent la résistance à la compression sans la séparer en frottement et cohésion.

Mitchell (1955), en discutant le travail de Leonards, a remarqué l'importance de l'influence de la structure de sol sur sa résistance, et il a suggéré que l'effet de la structure devait être en général significative.

Donald (1956) a effectué une série d'essais de résistance sur les sables fins saturés et non saturés ainsi que les silts aux gros grains et il a tenté d'établir la relation entre les contraintes effectives et la pression de l'eau interstitielle due à la plus ou moins grande déficience d'eau.

Aitchison (1957) relate la résistance à la compression simple de deux argiles dont la tension superficielle est de 100 kg/cm^2 environ.

Croney et Coleman (1961) ont remarqué une variation linéaire entre la résistance à la compression simple et la succion* dans une gamme de 0 à $15,4 \text{ kg/cm}^2$. Dans ces études l'indice des vides du sol et la teneur en eau variaient continuellement. Malgré l'application d'une succion aussi élevée que celle de $15,4 \text{ kg/cm}^2$, le sol était pratiquement toujours complètement saturé.

Dans le but d'étudier les effets du climat et de la saturation partielle sur la caractéristique de résistance mécanique, Blight (1966) a entrepris une étude détaillée sur les sols argileux. Deux types de sol ont été utilisés, une argile montmorillonique et une argile kaolinique. Les échantillons de ces deux argiles ont été gardés dans différentes atmosphères d'humidité relative**, jusqu'à l'équilibre complet ; les échantillons ont été ensuite testés en ce qui concernait leur résistance mécanique et leur variation de volume. Dans cette relation représentée graphiquement, la résistance à la compression simple a été reportée en fonction de la teneur en eau. Cependant, étant donné que les valeurs de l'indice des vides ont varié d'un échantillon à l'autre, on n'a pas pu considérer cette étude utile ni efficace.

* La succion d'un sol à une teneur en eau donnée est la dépression à la quelle il faut soumettre l'eau libre et pure au contact avec le sol, pour que l'eau et le sol soient en équilibre.

** De 0 à 100 %

La validité du concept de contrainte effective, en ce qui concerne les sols saturés, a été approuvée d'une façon catégorique par les travaux de Rendulic (1936) Bishop et Eldin (1950), Henkel (1959, 1960) et Skempton (1961) ; ce concept a été par conséquent accepté et utilisé pour la plupart des prévisions quant au comportement du matériau complètement ou quasi saturé.

Plusieurs exceptions relatives à la possibilité d'applications générales du concept des contraintes effectives ont été signalées par Leonards (1962), dont la plupart concernaient le comportement de matériaux à long terme. Comme facteurs importants on a mentionné le temps et les effets de fatigue.

L'utilité du concept de contrainte effective dans des sols saturés conduit à un désir d'élaborer également un concept semblable pour les sols partiellement saturés.

Terzaghi, en 1943, a évoqué l'existence d'une force capillaire qui a lieu dans un milieu partiellement saturé. Il écrivait : "... l'eau est maintenue dans un état de tension, et les particules solides qui se trouvent de chaque côté du point de contact sont maintenues ensemble par une force égale et opposée à la force de tension ...".

Bishop (1955, 1959) est un des tout premiers à avoir élargi la loi de Terzaghi concernant la contrainte effective dans des sols saturés pour les sols partiellement saturés.

Hilf (1956) présentait des résultats qui indiquaient que la pression interstitielle négative se développe dans un sol cohésif compacté, c'est-à-dire qu'un tel sol possède une pression interstitielle négative. Hilf a tenté aussi de formuler une équation de la contrainte effective pour les sols non saturés.

Aitchinson et Donald (1956) ont essayé aussi une évaluation de la contrainte effective dans des sols partiellement saturés. Ils considèrent séparément les sols non cohésifs et les sols cohésifs. Pour les sols non cohésifs ils présentent un modèle constitué de particules sphériques, homogènes et de dimensions uniformes arrangées en paquets "lâches" ou "denses" qui ont été utilisés pour prédire la contrainte effective en fonction des variations de la teneur en eau, du degré de saturation et de la pression interstitielle négative. Le concept a été basé sur un ancien travail de Haines (1925) et Fisher (1926). Aitchinson (1961) a étudié les conséquences des composantes de la contrainte due à l'humidité ("moisture stress") sur les composantes de la contrainte effective dans des sols partiellement saturés.

Jennings (1961) modifie l'équation des contraintes effectives de Terzaghi* relative au sol partiellement saturé de la manière suivante :

$$\sigma' = \sigma + \beta p$$

p — force de succion d'eau dans le sol

β — un paramètre égal à 1 pour des valeurs élevées du degré de saturation, étant exprimé statiquement comme le rapport entre des aires (de l'eau et de l'air) tout au long d'une surface plane passant à travers un massif en terre.

Croney, Coleman et Black (1958) établissent également une équation des contraintes effectives concernant la résistance au cisaillement des sols partiellement saturés. L'équation avait la forme suivante :

$$\sigma' = \sigma - \beta' u$$

σ — contrainte totale normale

β' — facteur dépendant du degré de saturation

u — pression interstitielle de l'eau

La "Conférence sur la pression interstitielle et la succion dans les sols" (1961) rassemble toutes les écoles précédentes basées sur le même principe.

Dans une critique écrite à propos de cette conférence, Aitchinson et Bishop (1961) proposent que l' "équation de contraintes effectives" pour les sols partiellement saturés prenne la forme suivante : $\sigma' = \sigma + \chi (u_a + u_w) - u_a$. La quantité $[\chi u_w + (1 - \chi) u_a]$ peut être considérée comme un équivalent de la pression interstitielle.

Lambe (1960) introduit une équation dans laquelle il définit la contrainte effective en termes de "pressions internes" dans un système particulier du sol étudié. Il tente de relier le système des forces agissant dans un matériau sur une échelle microscopique, au comportement de ce même matériau sur une échelle macroscopique. Lambe démontre qu'une nouvelle équation de contrainte effective peut être établie en considérant : les forces de contact de particule minérale à particule minérale, celles du contact entre l'air et le minéral, celles du contact entre l'eau et le minéral ou l'eau et l'eau, et enfin les forces électriques.

Un examen de l'équation de contraintes effectives (cité plus haut) d'Aitchinson et de Bishop (1961) montre qu'il est nécessaire d'évaluer le paramètre χ pour un complexe de sol naturel.

* Cette équation $\sigma' = \sigma - [u_a - \chi(u_a - u_w)]$ applicable aux sols non-saturés correspond à l'équation $\sigma' = \sigma - u$ pour les sols complètement saturés.

Bishop et Coleman (1960) et Bishop (1961), utilisant le résultat obtenu à partir des essais exécutés soigneusement, ont étudié la variation de χ en fonction du degré de saturation. Il a été suggéré que la valeur de χ pourrait ne pas dépendre uniquement du degré de saturation, mais aussi de la structure du sol ainsi que du cycle d'humidification — dessiccation ou bien de la variation de la contrainte produisant une valeur particulière du degré de saturation.

Pour vérifier la validité de l'équation (citée à la page 10), Bishop et Donald (1961) effectuent des essais triaxiaux sur un silt argileux partiellement saturé, en faisant varier u_a , u_w , σ_3 , de telle manière que les deux quantités $(u_a - u_w)$ et $(\sigma_3 - u_a)$ demeurent constantes tout au long de l'essai. On constate que ces variations n'ont pas d'effet sur la courbe effort-déformation obtenue. Cependant une variation isolée, soit de $(\sigma_3 - u_a)$, soit de $(u_a - u_w)$ aurait une influence certaine sur la forme de la courbe effort-déformation, mais ce type isolé de variation est difficilement concevable dans la nature.

Jennings et Burland (1962), à partir des résultats des essais oedométriques ainsi que des essais de compression à soutien latéral isotrope⁺, ont conclu que le comportement ne peut être expliqué en se référant uniquement aux variations de la contrainte effective. Ils ont présenté des exemples évidents de l'effondrement de la structure et de la compression supplémentaire causés par l'imbibition d'une argile partiellement saturée⁺⁺.

Léonards (1962) n'est pas tout à fait d'accord avec Jennings et Burland et remet en question leurs conclusions.

Le M.I.T. (1963) a entrepris une étude sur le comportement des sols partiellement saturés destinés à l'usage du Génie civil. Cette étude a réuni en majeure partie les renseignements sur la résistance au cisaillement et les caractéristiques de la compressibilité des sols. Elle essaie de réexaminer la validité de l'équation $\sigma' = \sigma + \chi(u_a - u_w) - u_a^{+++}$ plus spécialement encore les variations du paramètre χ causée par les variations du degré de saturation.

Bishop et Blight (1963) ont aussi examiné (dans un programme d'essais en laboratoire) le sens et la signification du concept de la contrainte effective dans des sols non saturés, ainsi que la variation de χ en fonction du degré de saturation, et l'importance du chemin de contrainte^{*} effective, puis les chemins relatifs aux expressions : $(\sigma_3 - u_a)$ et $(u_a - u_w)$.

⁺ - "allround compression test"

⁺⁺ - à ce sujet voir aussi Terzaghi "Mécanique des sols appliqués"; Dunod 1965, p. 132

⁺⁺⁺ - l'évaluation quantitative de la pression interstitielle négative, figurant dans cette équation, pose de sérieux problèmes quant à l'utilisation de cette dernière.

^{*} - Chemin des contraintes, c'est-à-dire évolution que suivent les contraintes en fonction du temps.

Blight (1967) fait une étude de plus sur l'évaluation de la contrainte effective et suggère aussi un nouveau procédé pour l'évaluation de celle-ci dans le cas de sols non saturés. Dans sa nouvelle méthode les composantes des deux grandeurs ($\sigma'_3 - u_a$) et ($u_a - u_w$) sont comparées par des points successifs le long du chemin de contrainte dans des sols non saturés, permettant ainsi d'obtenir une valeur moyenne de χ pour chaque accroissement $\Delta \tau$ de la résistance au cisaillement ou de la déformation volumétrique ($\Delta T/V$). Cette méthode évite l'hypothèse selon laquelle les paramètres de la résistance au cisaillement demeurent les mêmes si le degré de saturation est supérieur ou légèrement inférieur à 100 %

Un bon aperçu de la littérature existante sur la pression interstitielle de l'eau dans un milieu non saturé a été donné par Croney et Coleman (1961), Bishop (1961) et Langfelder (1964). La pression interstitielle de l'eau d'après leurs travaux, a un effet direct, semble-t-il, sur l'état de contrainte dans le sol, plus particulièrement sur la contrainte effective (l'équation citée à la page 10).

Vraisemblablement l'étude de la plus ancienne définissant la succion du sol humide (ou la tension), a été faite par Briggs (1897) et Buckingham (1907) dans le cadre d'une recherche sur l'écoulement à travers un sol partiellement saturé. Depuis ce temps-là, beaucoup de chercheurs ont entrepris des études sérieuses pour mesurer la pression interstitielle négative de l'eau, telle qu'elle existe à l'intérieur d'un échantillon du sol.

Le dispositif le plus couramment utilisé dans le laboratoire est une plaque de succion (Croney, Coleman et Bridge 1952), qui est capable de mesurer la pression interstitielle de l'eau jusqu'à environ - 1,5 bar.

Le tensiomètre de Spangler (1951) est un dispositif semblable à la plaque de succion pour la mesure des valeurs de la pression interstitielle négative d'environ - 1,5 bar également. Avec l'appareil de Richards (1947), on a pu mesurer une gamme de valeurs plus étendue. La gamme maximale des valeurs mesurées grâce à ces dispositifs est déterminée par la valeur d'entrée de l'air de la pierre poreuse*.

Or, avec l'appareil classique de mesure de la pression interstitielle ("l'appareil à zéro"), la mesure de la pression interstitielle négative de l'eau au-delà de - 1 bar environ n'est plus possible. Hilf (1956), lors de sa tentative de mesure de la pression négative, remarque à juste titre qu'il est nécessaire d'utiliser pour cela une fine pierre

* = "air entry value"

poreuse. Bishop (1951), en faisant la critique de la mesure de la pression interstitielle négative de l'eau, souligne l'importance des valeurs élevées de l'entrée de l'air de la pierre poreuse.

Alpan, Blight et Donald s'occupent du même problème. Lambe (1961) étudie les facteurs et paramètres qui influencent la mesure de la pression interstitielle négative de l'eau. Il a étudié principalement le matériau compacté et il a conclu que l'intensité de la pression initiale interstitielle négative de l'eau dépend de la teneur en eau de compactage, du type et du taux d'énergie, du côté où se trouve la teneur en eau de compactage (du côté sec ou humide de l'optimum Proctor), puis de la température, et enfin de la pression du soutien latéral (σ_3).

Comme on l'a déjà signalé, une étude plus poussée a été entreprise par le M.I.T. en 1963, pour rechercher le comportement des sols non saturés. La technique de la translation des axes a été utilisée pour mesurer la pression interstitielle négative de l'eau.

Gardner (1920) a démontré que le potentiel capillaire dans n'importe quel point d'une masse du sol est numériquement égal à la tension de l'eau dans le sol à ce point, mais du signe opposé.

L'étendue de l'échelle de la succion a suggéré à Schofield (1935) l'introduction du pF ; ainsi le concept du potentiel capillaire se trouvait élargi et sous une forme plus convenable.

Edlefsen et Andersen (1943) y incluent le potentiel des forces de gravitation, ainsi que le potentiel osmotique en y ajoutant une composante due au champ de force, en appelant cela le potentiel total. Bolt et Miller (1958), dans une approche semblable, définissent le potentiel total comme étant la somme du potentiel osmotique, de pression, de gravitation et d'absorption.

Keen (1924), supposant le sol composé de particules sphériques, et utilisant l'équation capillaire, conteste la pression due à la formation du ménisque pour la compacité élevée de matériaux. Il a aussi démontré que la fusion entre les ménisques commence à avoir lieu lorsque $\theta = 15^\circ$ pour la densité élevée et $\theta = 22,5^\circ$ pour la densité faible*

* - θ désigne l'angle de contact.

Aitchinson (1956) dans un panorama de la littérature relative à la pression interstitielle négative de l'eau, divise l'eau interstitielle en eau adsorbée⁽¹⁾ et en eau interstitielle tout court ; cette dernière est "... avant tout absolument libre de forces attractives dans le sol et suit les lois normales de l'hydrodynamique ..."

Beaucoup de travaux ont été consacrés à l'étude des particules d'argiles, à leur arrangement, et aux forces interparticulaires dans les sols et à la nature de l'eau dans le sol.

Les travaux de Lambe (1953, 1958), de Rosenqvist (1955, 1959), de Low et de Lovell (1959), de Bolt (1956), et de Grim (1953) ont apporté une contribution très importante à l'étude de ces problèmes fort complexes. Léonard et Andersland (1960) démontrent la réduction de la résistance au cisaillement causée par la rupture des structures de l'eau interstitielle dans le sol. Seed et al. (1961), Léonards et Girault (1961) indiquent que le rôle de la molécule orientée de l'eau est simplement d'agir comme un matériau de remplissage entre les particules, ne servant que de médium au travers duquel les forces des particules sont transmises. Cependant, ce médium joue une rôle secondaire fort important dans l'intensité des forces interparticulaires.

Murayama et Shibata (1961), Mitchell (1964), Christensen et Wu (1964) utilisent la théorie des processus de taux de déformation pour prévoir le comportement du sol en supposant qu'un glissement par contacts des particules du sol obéit au concept apporté à l'appui de cette théorie. Ce modèle admet que les particules du sol sont en contact les unes avec les autres.

On considère que les deux sortes de forces, attractives et répulsives, existent entre des particules d'argile, et qu'elles sont d'une nature électrique⁽²⁾. Ces forces, en général, appartiennent aux trois catégories suivantes : liaisons primaires ou chimiques, liaison hydrogène, liaison de Vander Waals .

Lambe (1958) souligne que "... la plus grande importance pour l'ingénieur qui s'occupe du sol, quant aux liaisons chimiques et aux liaisons hydrogènes, réside dans le fait que ces liaisons sont le siège des forces électriques ; mais ce sont les liaisons de type secondaire (physiques) qui sont les plus importantes, puisque celles-ci sont considérablement influencées par l'état de contraintes appliquées au sol lors de la construction, et aussi par les variations de la nature du complexe sol-eau ..."

(1) - définie comme "... eau qui se trouve sous l'influence de forces attractives du sol dans une certaine mesure suffisante pour modifier son comportement hydrodynamique".

(2) - Lambe (1953, 1958) ; Rosenqvist (1955) ; Kruyt (1949).

Les forces répulsives entre les particules ont été attribuées principalement aux forces électrostatiques (Lambe 1953, 1958 ; Rosenqvist 1955, Trollope 1960).

La théorie de la double couche telle qu'elle a été présentée par Verwey et Overbeek (1948) et Bolt (1955) démontre qu'un accroissement de la constance diélectrique du fluide interstitiel ou qu'une diminution de la contraction électrolytique, de la valence des cations ou de la température, peut conduire à une augmentation des forces répulsives (Lambe 1958, Seed, Mitchell, Chan, 1960).

La nature et l'expression mathématique des conditions à l'intérieur de la double couche ont été traitées par Verwey et Overbeek (1949), Bolt (1955), Low (1959), parmi les autres recherches.

En ce qui concerne les considérations sur la résultante des forces d'attraction, voir Seed et al. (1960), Quirk (1960), etc.

La publication d'un article de Terzaghi (1925) sur les conceptions modernes des travaux de fondations attire l'attention sur l'importance de la structure du sol.

Casagrande (1932), élargissant l'idée de Terzaghi, propose le concept le plus universellement reconnu de la structure en "nid d'abeille".

Lambe (1958) utilise la théorie de la double couche pour postuler que le sol compacté à gauche de l'optimum Proctor (côté sec) a une "double couche insuffisamment développée", ce qui est la conséquence directe de la déficience d'eau.

Seed et Chan (1959) ont publié un grand nombre de renseignements et de résultats sur la structure et les caractéristiques de la résistance des argiles compactées. Ils considèrent l'influence de la teneur en eau de compactage et la méthode de compactage sur l'orientation des particules, l'influence de la structure sur le retrait, le gonflement, la pression de gonflement, les caractéristiques de la relation contrainte-déformation, la résistance non drainée et les pressions interstitielles.

Dans leur études, ils examinent en détail la résistance des argiles compactées après l'imbibition et l'influence de la structure du sol sur la résistance des sols argileux imbibés. Ils ont aussi démontré qu'en dépit du fait que la structure du sol peut avoir un effet considérable sur la résistance non-drainée dans le domaine des petites déforma-

tions, à cause de son influence sur les pressions interstitielles de l'eau, par contre il semble qu'elle n'a pas ou très peu d'influence sur les caractéristiques de la résistance du sol exprimées en termes de contraintes effectives. Par la suite, leurs études ont été élargies et complétées (Seed, Mitchell, Chan 1960) dans le but d'expliquer la composition et la structure des argiles compactées ainsi que la manière dont la nature de tels sols pourrait influencer leurs caractéristiques de la résistance au cisaillement.

La structure du sol a aussi été commentée dans sa relation avec la consolidation et avec les processus de cisaillement. Bolt (1956) montre que lorsque les paillettes d'argile sont parallèles, le processus de compression peut être réversible. Lambe (1958) déclare qu'il existe des données sûres attestant le fait que la consolidation uni-dimensionnelle tend à aligner les particules dans une direction perpendiculaire à la charge appliquée. En examinant critiquement le mécanisme concernant la compressibilité des argiles, Leonards et Altschaeffl (1964) ont souligné que le glissement qui a lieu entre les particules sous les variations de la contrainte effective ainsi que le fluage des particules dépendent étroitement de la structure d'argile. Leonards (1962) signale que la plupart des dépôts des sols naturels des matériaux argileux ont une structure floculée qui est l'objet d'altération considérable lors des processus de cisaillement. La déformation au cisaillement tend vers un arrangement des particules en type de structure dispersée (Seed et Chan 1959). Skempton (1954) annonce l'existence des bandes continues à l'intérieur desquelles les particules d'argile ont été fortement orientées dans la direction des forces de cisaillement.

Par conséquent, il est évident que le milieu physico-chimique et l'histoire des contraintes du sol sont associés aux changements correspondants dans l'arrangement des structures à l'échelle microscopique*.

A. Sridharan (1968) étudie la résistance au cisaillement des argiles non-saturées à partir de l'état "sec" jusqu'au degré modéré de saturation en tenant compte de l'indice des vides, de la structure du sol, de la méthode de préparation, du type de sol et de la manière dont l'eau se maintient dans les interstices. Le type d'essai utilisé est l'essai dit de "compression simple". Il montre pour les argiles en général que la variation des forces attractives et répulsives en fonction du degré de saturation, agit sur la variation de la résistance au cisaillement jusqu'à 35 % environ de saturation. Pour les degrés

* Il serait utile de noter que les feuillets individuels d'argiles ne sont pas l'unique chemin pour décrire la déformation du sol. Les agrégations des particules existent aussi et elles sont de même impliquées dans la déformation.

de saturation plus élevés, la variation de la résistance au cisaillement est influencée, semble-t-il, en premier lieu par la variation de la tension de l'eau dans les pores, laquelle peut être déterminée, d'une manière satisfaisante, en utilisant : (a) l'équation capillaire, (b) la distribution et dimension des pores et (c) les données concernant l'aire totale des surfaces de contact. La répartition des dimensions des pores dans le sol, d'après A. Sridharan, dépend, primordialement du type de sol, et en second lieu de la méthode de préparation des échantillons, tandis que l'influence de l'indice des vides est beaucoup moins importante.

M. Bouche (1967 à 1974) a entrepris une étude sur les propriétés hydrauliques et mécaniques des sols fins compactés, complétée par des considérations sur l'action des produits hydrophobants. Il conclut que les forces colloïdales permettent d'expliquer les phénomènes de cohésion, de gonflement et de compressibilité. L'orientation des particules microscopiques d'un sol est fonction, en particulier, de la teneur en eau et de la méthode de compactage : donc du mode de préparation des échantillons. La structure microscopique conditionne la résistance au cisaillement et en particulier dans le cas de faibles déformations ; son influence est peu appréciable quand il s'agit de faibles teneurs en eau de compactage mais peut devenir très importante dans le cas de teneurs en eau élevées.

En discutant les équations $\tau = \bar{C} + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)] \operatorname{tg} \bar{\varphi}^*$
 et $-\frac{\Delta V}{V} = C \cdot \Delta [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)]^{**}$

il souligne que, pour l'utilisation de ces relations, il est indispensable de connaître les valeurs du paramètre χ dont la détermination fait encore l'objet de controverses. Il ajoute, par la suite, que "l'étude de la résistance des sols non-saturés et de l'influence sur cette dernière d'un traitement par produits hydrophobants, n'a pas été abordée sous l'angle fondamental du principe des contraintes effectives. Elle a été réalisée au moyen d'essais de compression simple ..." Il souligne, au sujet de la résistance des sols non-saturés, que "les sols qui ... contiennent une fraction notable d'éléments argileux, ont en effet leur comportement profondément influencé par les propriétés de cette phase argileuse. Dans un tel sol compacté à une teneur en eau peu élevée, les forces d'attraction entre les particules microscopiques prédominent et conduisent à une structure microscopique, dite floclée (Lambe 1958) dans laquelle les particules d'argile forment entre elles des angles importants. Quand la teneur en eau augmente, les forces de répulsion interparticulaires tendent à croître et les sols acquièrent, de ce fait, une structure dispersée, dans laquelle les particules sont orientées avec un degré de parallélisme important. Enfin, il constate que "... pour des sols à une teneur en eau donnée, et une densité donnée, compactés suivant un procédé identique, le changement de structure microscopique entraîne des variations importantes dans les résistances et les déforma-

* où : τ désigne la résistance au cisaillement d'un sol non-saturé (en termes de contraintes effectives).

\bar{C} désigne la cohésion effective et $\bar{\varphi}$ l'angle de frottement effectif.

** où : $\frac{\Delta V}{V}$ désigne la déformation volumétrique relative

C désigne le coefficient de compressibilité du sol, mesuré dans l'intervalle de variation ΔV .

tions". Bien que, ajoute l'auteur, "les résistances à la rupture soient souvent peu affectées, le comportement aux petites déformations peut être très différent".

Depuis de nombreuses années les recherches détaillées, concernant les forces de cohésion et l'eau liée dans les argiles, ont été entreprises, sous la direction de E. M. Sergeev, à la chaire de sciences des Terres et de Géologie de l'ingénieur à l'Université de Moscou. On y étudie différentes forces de cohésion qui apparaissent entre les particules minérales dans les argiles, les différentes formes d'eau liée dans le sol et leur influence sur les propriétés mécaniques des sols argileux dans le but de démontrer que "la consistance et la résistance mécanique des argiles varient, non pas en fonction d'une simple variation de la teneur en eau mais en fonction de leur teneur en différentes formes d'eau". On reviendra sur ce type de recherches et leurs conclusions dans un chapitre ultérieur consacré aux considérations théoriques.

C. R. Camp (1967), C.R. Camp et W. R. Gill (1969) étudient l'effet de la dessiccation sur les paramètres de résistance mécanique C et φ pour trois sols cohésifs, en utilisant la cellule triaxiale modifiée par Vandenberg (1966) avec le dispositif permettant de mesurer la section de l'échantillon à n'importe quel point sur la longueur de celui-ci lors de la phase d'écrasement.

Ils confirment, dans la conclusion, que les deux paramètres C et φ croissent avec la dessiccation tout au moins en ce qui concerne les trois sols étudiés. L'accroissement de la résistance du sol et de ses paramètres par ce procédé de dessiccation est fonction du type de sol.

Pour un des trois sols étudiés — l'argile de Lloyd — il semble qu'il y avait lors des processus de dessiccation d'autres facteurs, en dehors de l'effet de retrait, qui influençaient les valeurs de C et φ et par conséquent la résistance au cisaillement de ce matériau.

Au cours des vingt dernières années S. Andrei a dirigé des recherches sur l'influence de l'eau dans les sols non-saturés, plus particulièrement : l'étude du rôle d'interaction eau-squelette solide dans le phénomène d'effondrement de la structure du sol par humidification, l'évaluation des échanges d'énergie afférents au développement des processus de drainage — humectation de retrait — de gonflement, de filtration, de compression, de cisaillement, les phénomènes liés à la rétention et au transfert de l'eau à travers les corps poreux hydrophiles etc. Il confirme que l'élément essentiel qui condi-

tionne les propriétés des sols non-saturés est l'existence d'une pression interstitielle négative (suction), qui est due à l'interaction entre les trois phases constituant le sol, et qui caractérise la capacité de rétention de celui-ci. La suction est influencée en même temps par la teneur en eau et la densité. Tout cela concerne les sols à degré de saturation relativement élevé. Il tente d'élaborer une méthodologie pour l'étude de l'influence de la porosité et de la teneur en eau sur les propriétés hydrauliques (suction, perméabilité) et mécaniques (résistance à la compression simple, résistance au cisaillement et paramètres φ et C , module de déformation, etc.) des sols non-saturés. L'auteur conclut en signalant une possibilité d'approche des processus ayant lieu dans les sols à l'aide des lois de la conservation de la masse et de l'énergie. Dans le cas des sols saturés, ajoute l'auteur, on fait d'habitude appel seulement à la loi de conservation de la masse. Par contre, pour le cas plus général des sols non-saturés où il n'existe pas de relation univoque entre l'état d'humidité et l'état de serrage, on est obligé de recourir aux deux équations de bilan, celle de la masse et celle de l'énergie. Sur cette base, selon Andrei il sera possible de développer à l'avenir une mécanique des sols non-saturés.

En conclusion de ce chapitre il s'avère que toutes ces méthodes de mesure de diverses caractéristiques d'un milieu argileux non-saturé, basées sur des suppositions incertaines et restrictives, demeurent toujours très difficilement applicables dans la pratique courante de l'ingénieur.

Par exemple, dans les cas où la mesure de la pression interstitielle de l'eau a été faite, il a été supposé que le film d'eau est continu dans sa totalité, ce qui n'est plus vrai dès que l'on descend au-dessus de 90 % de degré de saturation. Par conséquent, pour les sols argileux, aux degrés de saturation moyens et faibles, la mesure soulève de très grands problèmes puisque le film d'eau n'est pas continu. Pour cette raison, la plupart des mesures ont été faites sur des sols de degré de saturation élevé, donc sur des sols dont le comportement mécanique ne diffère que peu de celui des sols complètement saturés.

Il en résulte que malgré de nombreuses recherches approfondies du concept de la contrainte effective dans les sols non-saturés, un peu partout dans le monde ces dernières années, il y a encore beaucoup à faire pour une meilleure compréhension du comportement de tels sols.

L. I. Kul'chitskij (1969)*, à la suite des études des processus d'hydratation et de déshydratation, remet en question, même dans le cas des argiles saturées, le concept classique de Terzaghi relatif à la contrainte effective (Cf. pages 10 et 21).

* L. I. Kul'chitskij "Application d'un modèle osmotique à l'étude de la compressibilité et du gonflement des argiles saturées". Coopération technique et scientifique franco-soviétique en mécanique des sols, L.C. P.C., 72.T.30. (Bibliographie 334).

et affirme que la pression externe appliquée au système "eau-minéral argileux" ne peut être décomposée en pression effective et en pression interstitielle ; il propose, pour des argiles saturées, un autre modèle plus élaboré ("modèle osmotique").

CONSIDERATIONS THEORIQUES

La mécanique des sols classique a étudié, essentiellement, le comportement d'un matériau dans lequel les interstices (vides) ont été complètement remplis d'eau. L'étude d'un sol argileux non-saturé n'est pas conforme au modèle classique de comportement des sols complètement saturés. La prédiction du comportement des sols partiellement saturés est difficile et leur étude fort complexe du fait qu'ils contiennent, simultanément, plusieurs phases plus ou moins instables. Depuis la dernière vingtaine d'années il y a eu plusieurs tentatives d'étude du point de vue théoriques des propriétés mécaniques des sols non-saturés. Les efforts basés sur les relations physico-chimiques pour prédire quantitativement le comportement d'un sol non-saturé ont été les plus prometteurs. Calquées sur le modèle élaboré par la théorie des "processus de taux de déformation", ces études utilisent des variations de forces attractives et répulsives, des données concernant l'aire de surface de contact, la distribution et la dimension des pores et des variations de la pression interstitielle de l'eau pour examiner le comportement des sols non-saturés en fonction de leur degré de saturation.

Mais la mesure expérimentale de la pression interstitielle de l'eau et de l'air, surtout à un degré de saturation moyen et peu élevé, pose de sérieux problèmes entraînant des suppositions très discutables. Pour résoudre ces problèmes on a été obligé d'utiliser d'autres moyens, comme par exemple l'équation classique de capillarité etc., ne donnant que des valeurs très approximatives.

Même dans un sol argileux saturé, certains chercheurs (L.I. KULCHITSKIJ) contestent les hypothèses de Terzaghi sur le concept de contraintes effectives, en signalant qu'il n'est pas possible de décomposer, pour un tel matériau, la pression extérieure appliquée au système en pression effective et interstitielle. Pratiquement, la pression interstitielle d'une argile saturée ne se mesure pas au sein même de l'argile mais à l'extérieur par l'intermédiaire de l'eau expulsée, lorsque la pression extérieure demeure supérieure à la pression osmotique. Ce "modèle osmotique" opposé ou "modèle mécanique" de Terzaghi, montre qu'entre la phase liquide d'une argile saturée et l'eau qui ne fait pas partie de l'argile, il n'existe aucun lien hydraulique direct (on suppose l'existence dans l'argile d'un système osmotique autonome).

Quant au matériau argileux non-saturé, celui-ci comporte, comme déjà souligné, trois phases : solide, liquide et gazeuse. Pour connaître le comportement global d'un tel matériau et ses propriétés mécaniques il faudrait connaître préalablement le comportement de chacune de ces phases ainsi que celui de leur interaction. Si l'on applique à un tel matériau un système de contraintes celles-ci (les contraintes) définis-

sent, très schématiquement, trois autres systèmes agissant respectivement sur chacune des phases, solide, liquide et gazeuse.

Les propriétés mécaniques et physiques de chacune de ces trois phases, prises séparément sont les suivantes :

Les constituants solides — Ce qui différencie à première vue un solide des autres états de la matière (gaz, liquides, plasmas), c'est la résistance qu'il oppose à des forces mécaniques, sa tendance à garder un volume constant. La **cohésion** des solides est assurée par des forces attractives entre atomes qui sont formés d'un noyau chargé positivement, entouré d'un nuage d'électrons. L'ensemble des propriétés des solides est lié à la fois aux propriétés particulières des atomes, à l'arrangement géométrique de ceux-ci et à la mobilité des électrons dans le solide. Parmi celles qui dépendent plutôt de la nature des atomes et de leur arrangement géométrique, il faut citer les propriétés ELASTIQUES et PLASTIQUES, la propagation de vibrations sonores, la piézo-électricité, la ferro-électricité et la plupart des propriétés anisotropes des solides. Par contre, les propriétés électriques, thermiques et magnétiques dépendent surtout de la structure électronique du solide.

Les effets des forces attractives interatomiques deviennent importants et conduisent à la formation de solides quand les atomes sont suffisamment proches et que la température est suffisamment basse. Le potentiel d'interaction est attractif à grande distance, mais répulsif à courte distance ce qui exprime le fait que les atomes ne s'interpénètrent pas. L'origine des forces d'interaction peut toujours être attribuée en dernier ressort à des forces coulombiennes et elles peuvent être divisées en deux types. Les cristaux atomiques de VAN DER WAALS, cristaux formés à partir des atomes de gaz rares, et les cristaux ioniques font partie de la première catégorie, les cristaux covalents et métalliques de la seconde.

D'autres types de liaisons existent, mais elles sont souvent des combinaisons des liaisons précédentes. Afin de fixer les idées, on appellera **liaison chimique** toute interaction entre atomes différents ou identiques entre eux qui conduit à la formation d'agrégats permanents. Elles sont de nature électrique et leur origine provient de la structure propre à l'atome .

A côté de ce type de liaison dit "liaisons fortes" il existe des liaisons physiques, dites secondaires liant les molécules ou groupes d'atomes entre eux-mêmes. Les argiles ont été pendant longtemps considérées comme des colloïdes d'abord parce qu'on ne savait pas mettre en évidence leurs propriétés cristallines mais surtout en raison de leurs propriétés absorbantes, soit vis-à-vis des molécules soit vis-à-vis des ions.

Le concept de molécule n'était pas valable pour les minéraux argileux ; ces minéraux sont constitués par des couches d'oxygène alternant avec des couches d'éléments positifs ; cela a conduit à supprimer le concept de molécules ou, ce qui revient au même, à considérer tout le cristal comme une molécule unique. Avant l'introduction du concept des macromolécules*, des molécules géantes formées de plusieurs dizaines ou centaines de milliers d'atomes, la substance argileuse a été envisagée d'une manière vague, comme des associations de molécules classiques, appelées micelles, responsables des caractères colloïdeux de leurs solutions. Aujourd'hui la science des macromolécules a permis de comprendre la constitution et d'expliquer les propriétés des silicates, des alumino-silicates (argiles) et de nombreux corps minéraux simples ou composés.

Structure et classification sommaire des minéraux argileux :

Quant à la structure des minéraux argileux, il existe deux types d'assemblages d'oxygène résultant de la superposition soit d'une couche hexagonale et d'une couche compacte (on obtient des tétraèdres à coeur de silicium) soit de deux couches compactes (on forme des octaèdres à coeur d'aluminium). La structure des minéraux argileux est constituée par l'empilement de couches hexagonales et de couches compactes. Les principaux groupes de minéraux argileux sont ainsi caractérisés par un nombre constant de ces couches formant un ensemble : le feuillet. L'épaisseur de celui-ci est l'une des caractéristiques essentielles du minéral. Le cristal se trouve caractérisé par des mailles alignées plus ou moins régulièrement, suivant les différents plans d'orientation tri-dimensionnelle.

La plupart des minéraux argileux sont en forme de feuilles (une propriété caractéristique très importante quant à son comportement), d'où leur nom de phyllite, faisant partie du groupe de phyllosilicates.

* C'est le chimiste allemand H. STAUDINGER qui, vers 1926, substitua à la théorie micellaire, la notion de macromolécules, construites, comme les molécules habituelles, par des enchaînements atomiques covalents, mais considérablement plus étendus dans une, deux (argiles) ou trois directions de l'espace.

PRINCIPALES FAMILLES		ESPÈCES MINÉRALES		
		composants principaux		
		Si et Al	Si et Mg	Si et Fe
minéraux à 2 couches		kaolinite dickite halloysite	antigorite	greenalite berthiérine
minéraux à 3 couches	illites	illite vermiculite	ledikite vermiculite saponite	glauconite
	montmorillonites	montmorillonite beidellite	stevensite	montronite
	chlorites	sudoïte	penninite	thuringite
	pyrophyllite et talc	pyrophyllite	talc	
	interstratifiés	illite-montmorillonite (allevardite)	corrensité	berthiérine- chlorite
minéraux fibreux (palygorskites)		attapulgite	sépiolite	

tabl. 1 - Classification sommaire des minéraux argileux.

(in Encyclopædia Universalis)

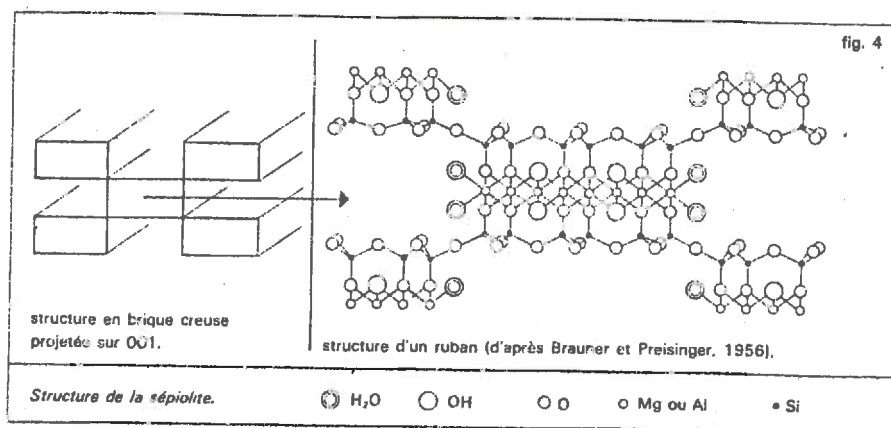
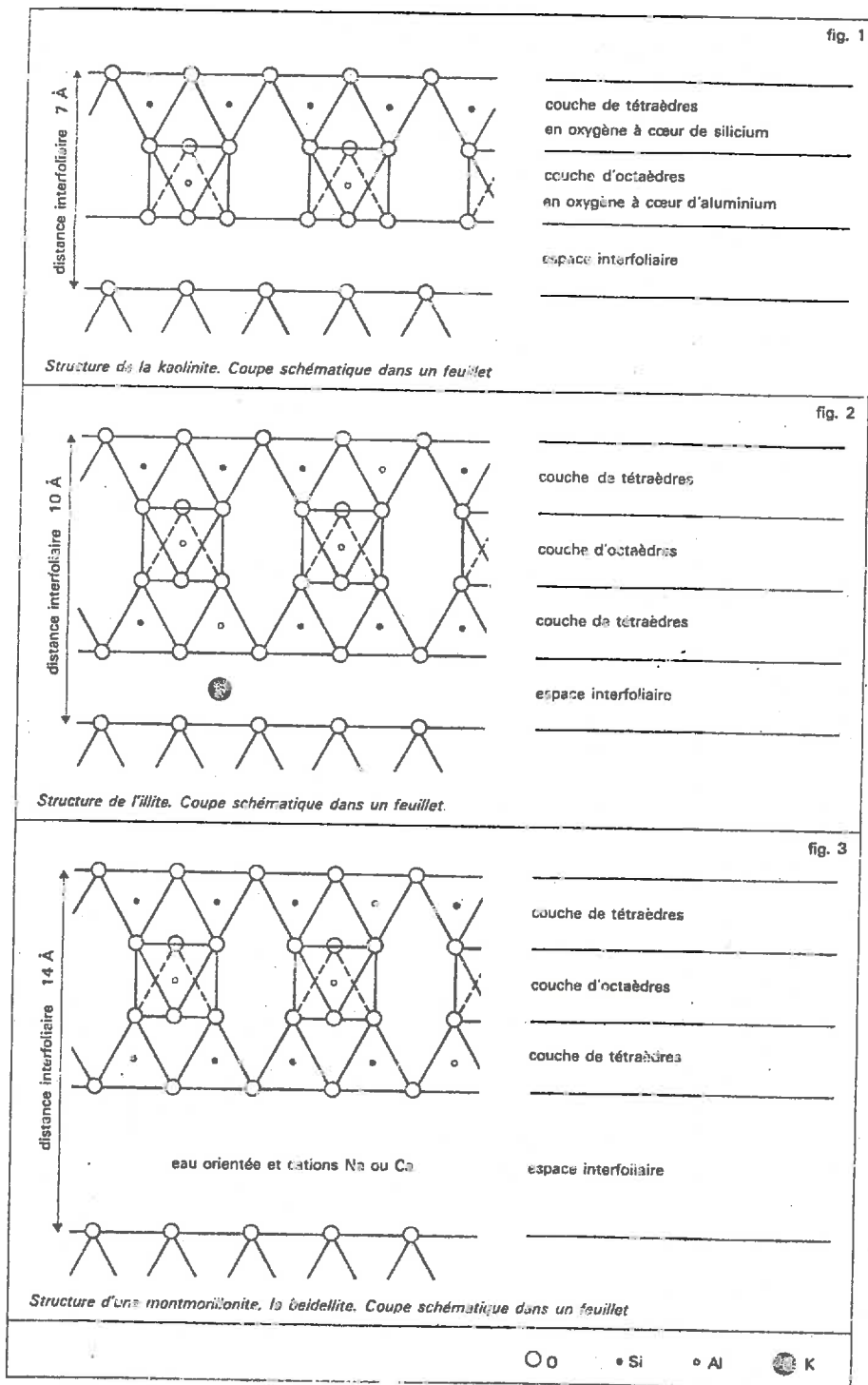
Chaque cristal ou phyllite est composé de quelques dizaines ou centaines de feuillets. Et la structure de ces feuillets détermine celle des minéraux, de même que les propriétés à la limite du cristal — notamment des propriétés absorbantes analogues à celles de colloïdes.

Comme dans la plupart des silicates, la structure des minéraux est déterminée par l'arrangement des oxygènes et des hydroxyles, de taille très supérieure à celle des cations. Toutes les charges électriques sont équilibrées, si bien que le feuillet est neutre. La distance d'un feuillet au suivant est, pour la kaolinite, de 7 Å (Cf. fig. n° 1 page suivante).

La cohésion des cristaux moléculaires est assurée par les forces de Van der Waals. La cohésion cristalline se manifeste d'abord dans les propriétés élastiques des solides. Dans le cristal parfait, au repos, chaque atome se trouve dans son puits de potentiel. Si l'on exerce une traction sur un cristal fixé par un côté, les atomes quittent leur position d'équilibre. On dit que la déformation est élastique si tous les atomes reviennent à leur position d'équilibre dès qu'on supprime la force appliquée.

On remarque également que, pour les déformations plus fortes, le glissement des plans est d'autant plus facile que ces plans sont plus compacts.

ARGILES ET MINERAUX ARGILEUX



Avant de préciser la notion délicate d'une **particule d'argile**, il sera nécessaire de définir l'état argileux par un concept d'argile. Après de nombreuses controverses et discussions étayées ou non d'expériences, les gens sont à peu près tous d'accord sur la définition suivante des argiles, que nous adopterons aussi :

"l'état argileux est caractérisé par la présence de minéraux extrêmement divisés de formes lamellaires et présentant de ce fait, des propriétés plastiques* et des propriétés adsorbantes vis-à-vis de certains liquides, dont l'eau, vis-à-vis des cations et d'un certain nombre d'anions, enfin la prépondérance des forces de surface vis-à-vis des forces de volume et la possibilité de substitutions ioniques."**

Depuis longtemps on s'étonnait des propriétés colloïdales des argiles, et il est intéressant de remarquer combien la définition des argiles ci-dessus se rapproche de celle des colloïdes : "Système de particules où les forces de surfaces jouent un rôle prépondérant, ce qui implique des particules d'une taille de l'ordre du micron et moins". L'état argileux est donc bien compris dans la définition d'état colloïdal. Soulignons aussi qu'un état si finement divisé (inférieur à 2 microns) implique une **surface spécifique** extrêmement élevée qui explique les propriétés adsorbantes et catalytiques des argiles.

Quant à la définition de la **particule d'argile**, il est très difficile de la définir, a priori, dans le sens opérationnel nécessaire dans la pratique de l'ingénieur, puisqu'elle dépend essentiellement de la méthode utilisée pour l'isoler et la quantifier ainsi que du type d'argile considéré.

On précisera, pour fixer les idées, qu'une particule est le **plus petit empilement typique de feuillets** que l'on peut isoler au laboratoire, autrement dit elle est formée d'un empilement de feuillets élémentaires, chacun des feuillets lui-même constitué par la superposition de trois (7\AA), quatre ($9,5\text{\AA}$) ou six (14\AA) couches d'oxygène ("compactes" ou bien "hexagonales"). Ainsi la montmorillonite Na, où les substitutions isomorphes sont importantes et les liens entre feuillets faibles, dispersée dans l'eau se présente sous la forme de feuillets élémentaires. Nous appellerons, par conséquent, **particule** un seul feuillet. Dans le cas de montmorillonite Ca, sa **particule** est composée de plusieurs feuillets, tandis que pour la kaolinite la **particule** contient environ 150 feuillets (d'épaisseur à peu près $0,1\ \mu$) élémentaires puisqu'on n'a pu réussir à séparer complètement les feuillets de ce type d'argile. Une particule d'illite, par contre, aura un diamètre de $0,3\ \mu$ et une épaisseur de $0,01\ \mu$ ce qui représente un empilement d'une dizaine de feuillets, (cf. figure 5).

* Dans le sens qu'il peut se déformer au point d'acquiescer un nouvel aspect d'une manière permanente sans se rompre.

** Les techniques modernes d'observations et d'investigations nous permettent de constater qu'il existe une quantité considérable d'états argileux et de minéraux argileux.

La surface des particules argileuses porte des charges électriques **négative** conditionnant les deux mécanismes suivants :

- des substitutions d'atomes non contrebalancées dans la structure du cristal peuvent exister soit dans les couches tétraédriques, soit dans les couches octaédriques des feuillets. Dans les couches tétraédriques, le remplacement de Si par Al libère une valence qui est à l'origine des **charges négatives** des faces externes et internes des feuillets. Dans les couches octaédriques (montmorillonite), des ions de basse valence (Mg^{2+}) peuvent remplacer l'aluminium (Al^{3+}), créant ainsi des charges négatives ;
- le long des bords cassés des minéraux, il peut y avoir des liaisons rompues. C'est particulièrement le cas de la kaolinite qui ne présente pas de déficit de charge dans son réseau.

Suivant la façon dont le cristal a été cassé, deux solutions se présentent ou bien la face présente des oxygènes et il y a localement un excès de charges négatives, ou bien la face présente un cation (situé au centre d'un octaèdre), et il y a localement un excès de charges positives.

Les conséquences pratiques de cette distribution des charges propres à une particule argileuse sont les suivantes : la charge nette qui se développe sur les particules a une influence directe sur l'eau entourant les particules, dans la mesure où cette eau a une structure dipolaire. Les cations présents dans le milieu sont adsorbés à la surface des particules, de façon que l'électroneutralité de l'ensemble soit préservée.

Les propriétés physiques d'un **sol naturel** qui renferme une forte proportion de particules très fines dépendent dans une large mesure de la pression sous laquelle le sol a été consolidé. Si la pression de consolidation selon **K. Terzaghi** n'a pas dépassé la valeur d'environ 10 bar, le sol est généralement "plastique", dans le sens qu'il peut être roulé, dans un certain intervalle de teneur en eau, en rouleaux de faible diamètre. La plasticité est une propriété **colloïdale**. En effet, aucun minéral n'est doué de plasticité à moins d'être réduit en une poudre composée de particules de dimension colloïdale. L'aptitude au **mouvement brownien** et à la **floculation** en présence d'un électrolyte constitue aussi une propriété colloïdale. Cependant ces propriétés (mouvement Brownien et floculation) sont caractéristiques de toutes les substances à l'état colloïdal, alors que la **plasticité** n'est caractéristique que d'un très petit nombre de colloïdes. Le quartz en poudre n'est jamais plastique, mais tous les minéraux argileux le sont. Ce caractère

colloïdal des éléments très fins rend fort complexe l'interaction entre les constituants solides et liquides.

Si la pression de consolidation à laquelle le sol était soumis était très élevée, précise K. Terzaghi, le sol est dur et fragile. On dit dans ce cas qu'il se trouve à l'état solide.

TABLEAU N°2

Distance (Å)	Constante diélectrique (ϵ)
1	4,7
2	7,8
3	13,0
4	19,0
5	24,8
6	31,2
7	38,4
8	45,8
9	51,6
10	56,4
11	60,8
12	64,3
13	67,7
14	70,3
15	73,0
16	75,0
17	76,6
18	77,2
19	77,8
20	78,0
21	78,1

La variation de la constante diélectrique de l'eau
en fonction de sa distance d'une particule argileuse chargée.

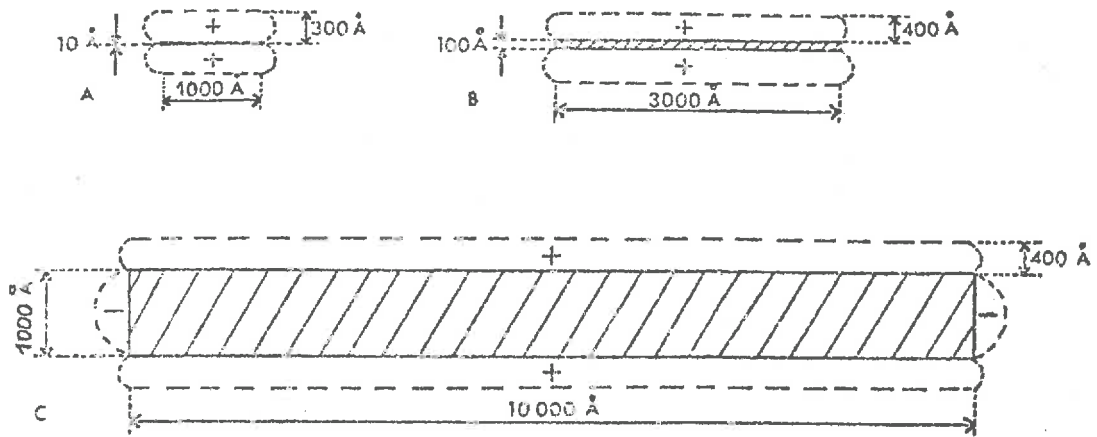


Figure 5 : Morphologies de particules d'argile entourées de leurs doubles couches : A, montmorillonite ; B, illite ; C, kaolinite. D'après LADD (1969).

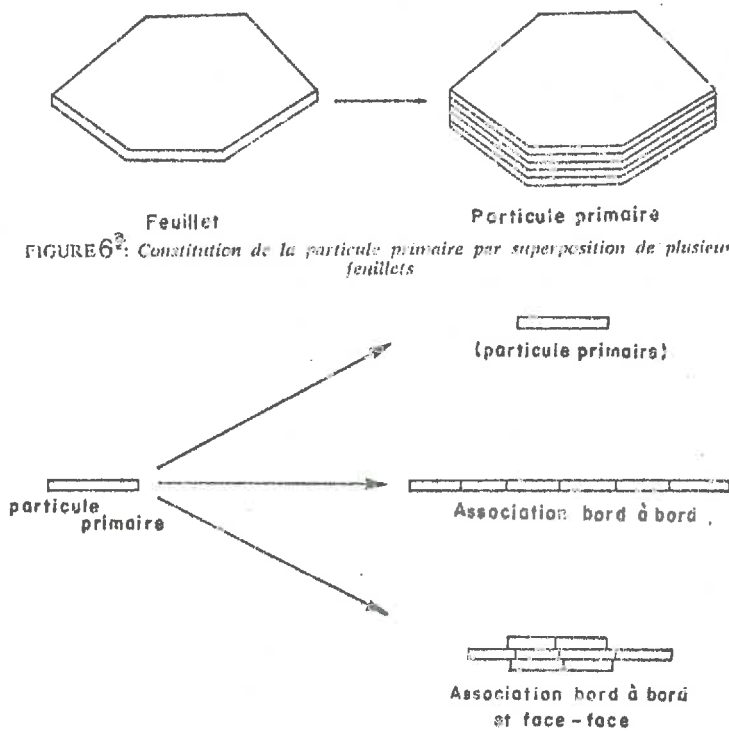


FIGURE 6^b: Constitution de l'unité morphologique par association bord à bord et/ou face-face de plusieurs particules primaires

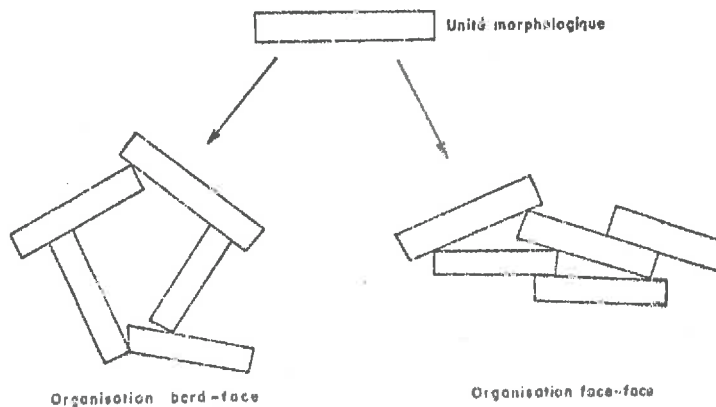


FIGURE 6^c: Organisation des unités morphologiques : (a) organisation bord-face (b) organisation face-face

Les constituants liquides —

Le rôle joué par les liquides dans le comportement mécanique et physique d'un matériau argileux n'est pas à négliger. L'action d'un liquide donné dépend entre autres, de la façon dont il peut "lubrifier" la surface des particules, de son action dissolvante sur les cations (constante diélectrique) et de sa viscosité propre.

Pour la présente étude on a seulement utilisé l'eau comme fluide interstitiel. Rappelons donc brièvement sa structure et son comportement physique ce qui nous permettra de mieux comprendre son interaction avec les particules d'argile.

Pour comprendre le comportement physique de l'eau dans le sol nous avons besoin d'une représentation imagée de la structure de molécule d'eau. Celle-ci (fig. 7) est composée de deux atomes d'hydrogène et un atome d'oxygène. La molécule d'eau est chargée positivement d'un côté et négativement de l'autre constituant ainsi un dipôle. Par conséquent la molécule d'eau est une petite molécule angulaire et symétrique au moment dipolaire élevé (1,83 debyes) lequel ne peut être expliqué que par l'existence de deux paires d'électrons libres orientées.

La structure de la charge électrique de la molécule d'eau ressemble à un "tétraèdre" avec l'atome d'oxygène près du centre, deux de ses sommets chargés positivement, ce qui est dû aux protons partiellement saturés de l'hydrogène, et les deux autres sommets du tétraèdre sont chargés négativement, ce qui est dû aux deux paires de "paire isolée d'électrons". Cet arrangement fait de la molécule d'eau un dipôle. c'est-à-dire une extrémité de la molécule tend à être positive tandis que l'autre tend à être négative.

La structure électrique spéciale de la molécule d'eau confère à ce groupe des caractéristiques particulières. D'après certains auteurs (1951), les électrons négatifs appartenant à la "paire isolée d'électrons" d'une molécule d'eau sont attirés vers un proton partiellement équilibré d'une autre molécule d'eau. Ainsi chaque sommet du tétraèdre d'eau peut être lié, par l'attraction électrostatique, aux quatre autres molécules tétraédriques dans la solution. Ce type de liaison est appelé "liaison hydrogène"⁽¹⁾ et cette liaison ne concerne pas nécessairement les liaisons entre des molécules semblables. D'après certains auteurs, un système de signe positif suffisamment fort, tel que le système de cations, peut dévier suffisamment la distribution de la "paire isolée d'électrons" pour que ces électrons se trouvent partagés entre deux systèmes. Le type de liaison qui en résulte est appelé "la liaison covalente". Low (1961), dans une excellente synthèse de la littérature actuelle, résume cela en disant que l'eau se maintient sur la

1) cf. page 32.

surface des particules d'argile par la liaison du type hydrogène entre les molécules d'eau se trouvant dans la solution, et par la liaison du type covalente entre hydroxyles à la surface d'argile.

Comme complément à ces deux types de liaison, les paires isolées des électrons de la molécule d'eau peuvent être attirées électrostatiquement vers certains cations tel le cation de sodium, lesquels peuvent être adsorbés sur la surface des particules d'argile.

La structure dipolaire de l'eau influence certaines propriétés physiques de celle-ci telles que : diffusion, viscosité, point de gel et **tension superficielle**. C'est un cas particulier de la liaison inter-moléculaire ayant pour origine un caractère électrostatique, semble-t-il ; toutefois, son mécanisme n'est pas encore complètement éclairci.

Selon **Pauling**, il y aurait dans l'eau deux hydrogènes très près d'un oxygène et deux autres plus éloignés, disposés tétraédriquement, et jamais les mêmes à tout instant. Signalons que c'est une liaison lâche, facilement rompue mais facilement régénérée aussi. D'autre part, étant donné la faible dimension de l'atome d'hydrogène, ce dernier ne peut donner lieu qu'à un seul partage.

En ce qui concerne les températures de fusion et d'ébullition — l'eau (de même pour HF et pour NH₃) montre des anomalies, lesquelles sont attribuées au fait que l'on doit rompre des liaisons H pour le changement d'état.

Les spectres infra-rouges montrent pour la glace, l'eau et sa vapeur, des "pas" d'adsorption différents pour la fréquence de vibration de O — H.

Un cas particulier de la liaison hydrogène est celui de la **Chélation**. La liaison est exceptionnellement **intra-moléculaire** (c'est une configuration stérique qui le permet). Pour une synthèse récente de la littérature des toutes dernières années concernant la structure de l'eau, voir **Horn** (1967).

Une théorie basée sur la notion de squelette à liaisons H distordues mais non rompues, rend compte de la constante diélectrique (Pople).

Dans l'eau naturelle, on trouve les composés des isotopes ¹H, ²H, et ³H (hydrogène léger, hydrogène lourd et tritium) et les isotopes ¹⁶O, ¹⁷O et ¹⁸O.

Les combinaisons de ces six isotopes sont au nombre de dix-huit.

Malgré l'extrême importance de la dissociation et de la présence d'isotopes dans l'eau (assez limités dans la nature), on peut considérer que l'eau est en majeure partie constituée par des molécules non dissociées de formule H^2O . On peut connaître la nature de la molécule d'eau d'après les spectres d'émission et d'absorption aux diverses longueurs d'onde, et en considérant la constante diélectrique. On en conclut que les deux liaisons $O - H$ sont parfaitement équivalentes et forment un angle d'environ 105° , très voisin de celui des liaisons tétraédriques ($109^\circ 28'$) du centre à deux sommets du tétraèdre régulier de l'atome de carbone. Les distances entre le centre de l'atome d'oxygène et le centre de chacun des deux atomes d'hydrogène sont de $0,9 \text{ \AA}$. La liaison est du type covalent, entre deux atomes.

Entre deux molécules d'eau s'établit la liaison hydrogène. En effet, le noyau de l'hydrogène chargé positivement (proton) qui a, en partie, cédé son électron à l'atome d'oxygène, se trouve presque hors de la molécule d'eau ; il exerce une certaine attraction, faible toutefois, sur les électrons, chargés négativement, des autres molécules d'eau. Ce type de liaison, d'importance considérable, s'établit entre l'une et l'autre molécule parfois dans le sein même de la molécule.

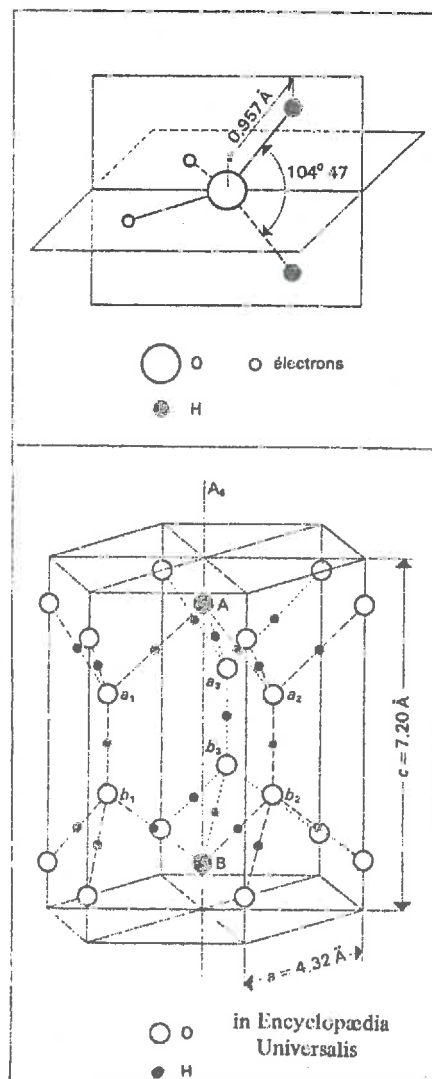


Fig. 7 - La molécule d'eau et le cristal de glace

La phase gazeuse — Dans un milieu partiellement saturé l'air et l'eau occupent une grande partie du sol. En général, pour un sol moyen d'après Buckman et Brady, l'air et l'eau peuvent remplir jusqu'à 50 % de l'espace interparticulaire et la matière minérale et organique 50 %.

Puisqu'ils occupent un pourcentage aussi élevé dans le sol, il est donc raisonnable de penser que cet air et cette eau jouent un rôle important quant aux propriétés physiques et mécaniques des sols argileux.

C'est la phase gazeuse qui est, en majeure partie, responsable de l'instabilité du complexe : solide-liquide-gaz. Dans un sol non saturé, où l'espace entre les particules solides est rempli d'eau et d'air*, il intervient, entre autres, soit des phénomènes d'adsorption de la phase gazeuse d'une part par la phase solide**, et d'autre part par la phase liquide, soit au contraire, des processus de dégazage***, suivant les variations de la pression, de la température, etc. Dans le sol en place, par exemple, il s'établit une sorte d'équilibre entre la phase gazeuse et la phase liquide pour une température donnée avec différence entre la pression de l'air et la pression de l'eau interstitielle. Si le sol est soumis à un gradient de température, il y a transport liquide par l'intermédiaire de la phase gazeuse.

On remarque que lorsqu'on calcule le volume de l'air par différence entre celui des vides et celui de l'eau, il faut tenir compte du fait que le volume de l'eau pour de faibles teneurs en eau, correspond au poids de cette eau divisé par une densité supérieure à 1, sinon on est conduit à des volumes d'air trop faibles.

Au-dessus de la nappe phréatique, il peut subsister quelques pour-cents d'air, en volume, rapporté au volume des grains comme l'ont montré des expériences de congélation faites par les russes : il s'agit d'air adsorbé par les particules solides.

Les constituants gazeux interviennent également et d'une manière importante, dans le phénomène de surconsolidation à la suite de processus de dessiccation. Remarquons, schématiquement, qu'en raison de la tension superficielle la pression interstitielle de l'eau u_w est toujours inférieure à celle de l'air u_a ou plus exactement à l'excédent de celle-ci sur la pression atmosphérique, ce qui se trouve représenté à gauche sur la figure suivante :

* La proportion d'air dépend donc de celle de l'eau.

** Ce phénomène est utilisé en laboratoire pour mesurer la surface spécifique des argiles après dessiccation.

*** La libération d'un gaz dissous préalablement dans un liquide ou absorbé par un solide.

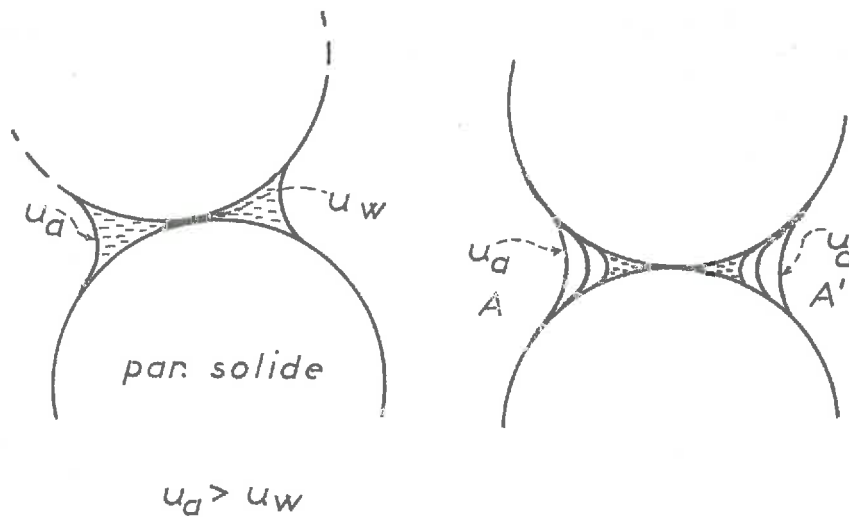


Fig. 8 — Interfaces air-eau : augmentation de la courbure du ménisque avec la dessiccation (cf. aussi la fig. 131 page 147).

A droite sur la figure, on a considéré une section AA' , à travers un échantillon de sol argileux dans lequel il y a contact des ménisques. Avec la dessiccation, au point de vue purement mécanique*, la phase liquide regresse, autrement dit l'eau s'évapore et le ménisque, entre deux particules d'argile, décroît (le pourcentage de la surface occupée par le ménisque diminue) et par conséquent sa courbure augmente, ce qui entraîne l'augmentation considérable des forces d'attraction faisant ainsi office de forces de liaison qui interviennent entre l'eau et la particule solide. A la suite de nos expériences en laboratoire, nous avons pu évaluer à une centaine de bars le montant de ces forces provoquées par la dessiccation.

Les constituants gazeux jouent un rôle important dans le compactage du matériau argileux destiné à la construction d'un remblai, d'une digue ou lors d'essais en laboratoire. Si l'on compacte un sol à saturation d'eau et par conséquent sans air, il se produit une pression interstitielle de l'eau qui tendra par la suite à desserrer les particules. Soulignons aussi que plus la phase fluide (mélange de gaz et d'eau) contient d'air, plus elle sera compressible, ce qui aura comme effet l'augmentation de la pression du fluide. En revanche, après le compactage, le squelette solide se relâche et la pression de l'eau peut devenir négative.

* Nous n'avons pas considéré ici la composition chimique de la phase fluide ni les processus qui peuvent en découler.

SUR LA NATURE DE LA COHESION ET DES FACTEURS QUI L'INFLUENCENT

Généralités – Le terme "cohésion*" désigne les forces d'attraction qui agissent entre les molécules d'une même substance ou d'un mélange homogène, par contraste avec les forces d'adhésion agissant entre des substances différentes.

De nombreuses propriétés des solides (élasticité, résistance au cisaillement, à la rupture, etc.) et des liquides (tension superficielle) sont en rapport étroit avec l'existence des forces de cohésion.

L'idée que la cohésion est due à l'existence de forces attractives entre les particules d'un corps est très ancienne. Elle ne fut pourtant développée davantage qu'à une époque relativement récente (1826) par Lord Kelvin** qui pensait pouvoir expliquer la cohésion uniquement en l'attribuant à des forces gravitationnelles importantes dues à la faible distance existant entre les particules d'un même corps. La première théorie capable d'expliquer de façon satisfaisante la cohésion, et ceci pour un type particulier de solide, a été la **théorie ionique des sels**. Elle attribue la cohésion aux forces électrostatiques qui s'exercent entre des ions de charge opposée. Cette théorie simple permet de calculer, aujourd'hui encore d'une façon satisfaisante, l'énergie de cohésion pour les différents sels, mais elle n'explique pas la nature des forces de cohésion dans les métaux et dans les cristaux covalents. Cette explication n'a été possible que grâce au développement de la mécanique quantique. On a constaté que la répartition spatiale et l'énergie des électrons des couches internes de l'atome dans une solide sont analogues à celles de l'atome libre, mais que l'énergie moyenne des électrons de valence diminue quand on passe d'un système d'atomes libres au repos à un système d'atomes dans un solide ; d'où il découle qu'un solide est plus stable que le système d'atomes libres correspondant. Les forces de Van Der Waals, responsables de la cohésion dans les gaz et dans les cristaux moléculaires, sont très faibles, comme le confirme aussi la faible valeur du point de fusion de tels solides.

Les forces responsables de la cohésion varient suivant le type de solide. Selon les liaisons mises en jeu entre les atomes dans un cristal, on distingue : les cristaux ioniques, les cristaux de valence, les cristaux moléculaires, etc. Dans les cristaux moléculaires, constitués de gaz solidifiés, de composés organiques ou particules d'argile***,

* d'après le dictionnaire "Robert", le premier sens du mot cohésion (du latin : "cohaesio", radical cohaerere : adhérer ensemble) est : "force qui unit les parties d'une substance matérielle (molécules)". La date correspondant au premier emploi connu du mot "cohésion" en langue française se situe à la fin du XVIII^e.

** C'est le même Lord Kelvin qui a dénoncé dès 1852 les gaspillages d'énergie par usage des chaudières et a proposé l'utilisation des pompes à chaleur.

*** Les lois quantitatives d'attraction électrostatiques de Coulomb, connues dans la terminologie moderne sous la forme : $F_e = K q^1 \times q^2 / r^2$, expriment la force répulsive (si q^1 et q^2 sont de même signe) ou attractive (de signes opposés) s'exerçant entre deux charges ponctuelles q^1 et q^2 situées dans le vide et séparées par la distance r .

la liaison entre atomes d'une même molécule est forte, mais la liaison intra-moléculaire est faible. Dans ce cas la cohésion est due aux forces de Van Der Waals. Dans les cristaux ioniques (de loin les plus courants), la liaison est due à l'attraction électrostatique* entre les ions. Dans les matériaux à liaison covalente (par exemple le diamant), la cohésion est due au partage d'un couple d'électrons de valence entre atomes voisins. Dans les métaux, la théorie de la liaison est plus compliquée. La cohésion explique de nombreuses propriétés de la matière ; la liquéfaction d'un gaz, par exemple, se produit quand ses molécules, sous l'action des forces attractives, se rapprochent jusqu'à donner une structure liquide. La tension superficielle des liquides est due à l'attraction, non contrebalancée, dirigée vers l'intérieur et exercée sur les molécules superficielles. La cohésion contrôle aussi l'expansion et la compressibilité des liquides et des solides. Un changement d'état, comme la vaporisation d'un liquide ou la fusion d'un solide ne se produit que quand l'énergie thermique, cédée au solide ou au liquide, altère leurs forces d'attraction.

L'état de la matière correspond à un équilibre d'une certaine manière entre les forces de cohésion et les forces de répulsion. Cela se traduit mathématiquement par un **minimum de l'énergie potentielle**. Lorsqu'on s'écarte de cette position d'équilibre, il faut fournir un travail pour éloigner ou rapprocher des atomes ou des molécules d'un corps.

Forces de cohésion dans les argiles — Au cours des opérations de travail du sol, qu'elles soient conduites en Génie Civil ou en Agriculture, le résultat du passage d'un instrument dépend du comportement mécanique du matériau traité. Il en est de même des déformations du terrain dues aux déplacements de véhicules, aux travaux de terrassement, à la charge de super-structure, ou bien des déformations qui se produisent sous l'effet des pressions exercées par les racines lors de leur croissance, etc.

Quelle que soit l'échelle à laquelle on se situe, la terre présente à cet égard des propriétés variables en fonction de sa constitution physique et surtout de ses caractéristiques mécaniques et de son humidité.

La principale de ces caractéristiques est la cohésion ou selon le terme plus général mais obscur : **la résistance au cisaillement**, liée directement à la **compacité** et à la teneur en eau.

* Selon certains auteurs qui supposent cette éventualité pour expliquer leurs théories.

Lorsque la contrainte effective appliquée est nulle, il y a cohésion entre deux particules s'il est nécessaire de dépenser de l'énergie pour rompre le contact entre ces particules. Cette énergie doit être appliquée pour surmonter les forces attractives nettes agissant entre les particules. Etant donné que l'énergie du système formé par deux particules dépend de la distance interparticulaire, la cohésion en dépend aussi, et on peut également diminuer la cohésion d'une argile en accroissant les forces de répulsion interparticulaires (en fonction de la distance interstitielle entre les particules).

Si l'on considère du point de vue physico-chimique la cohésion des argiles du type "kaolinite" (où le rapport : surface des bords de la particule/surface totale est de l'ordre de 0,10 ou plus, par conséquent le pourcentage des bords est important par rapport à la surface totale), on constate que le comportement de ces argiles est dominé par l'attraction électrostatique entre bords et faces chargés de signes opposés. Par conséquent, la cohésion de ces matériaux argileux diminue lorsqu'il se produit : soit une augmentation de la constante diélectrique du milieu et une diminution de la concentration en ions du liquide interstitiel, soit une diminution de la valence des ions, soit une augmentation du pH, c'est-à-dire en résumé quand la tendance à la dispersion augmente. Si ces paramètres varient en sens contraire, il y a floculation.

Signalons que pour les argiles de types "montmorillonite" et "illite" (où pour la particule le rapport : surface des bords/surface totale est inférieur à 0,08) la théorie de la double couche permet de prédire le comportement de celles-ci et lorsque l'épaisseur* augmente, les doubles couches se dilatent, les forces de répulsion augmentent et il y a tendance à la dispersion et donc une cohésion faible**. Si l'épaisseur de la double couche diminue, il y a tendance à l'agrégation des particules (la cohésion croît) et non plus la floculation.

Un certain nombre d'essais effectués au M.I.T. confirment ce qui a été dit précédemment et prouvent par exemple que la cohésion augmente avec la concentration. On compare deux types d'argile (l'une à 35 % < 2 μ , l'autre à 52 % < 2 μ) et on remarque que l'activité et le pourcentage de particules d'argile étant plus élevés pour les échantillons du deuxième type sa cohésion est plus grande à concentration égale car il y a, semble-t-il, plus de contacts avec des forces attractives résultantes agissant dans ce deuxième cas. On confirme également, par ces expériences, que la cohésion et le module d'élasticité croissent avec l'augmentation de la concentration en ions du liquide interstitiel. C'est à dire que la floculation augmente avec la concentration en ions ; plus une argile est floculée, plus sa structure est rigide et donc plus module de déformation doit être élevé ***.

$$K = \frac{D K T}{8 \pi M_0 \cdot e^2 \cdot z^2}$$

** La cohésion de tels types d'argiles diminuera dans les mêmes conditions et suivant les mêmes facteurs qu'une argile de type "kaolinite".

*** Plus la densité sèche augmente et plus le module E est grand, donc avec augmentation de la densité la structure devient de plus en plus du type floculé et par conséquent de plus en plus rigide.

Pour ce qui est des variations de cohésion en fonction du pH pour une kaolinite, on constate que l'attraction électrostatique bord-face dont dépend la cohésion de celle-ci est à peu près insensible aux variations de pH lorsqu'il est compris entre 4,5 et 7,0*. Par contre, si la solution devient très basique, il y a hydrolyse des bords de la particule : l'attraction électrostatique diminue et la cohésion aussi. Puis, pour vérifier que c'est bien à l'attraction bord-face qu'est due la cohésion de la kaolinite, on a déterminé la cohésion de deux échantillons immergés dans des solutions différentes appropriées**.) La cohésion diminue dans les deux cas considérablement et devient même nulle pour la deuxième solution (un dispersant bien connu). Dans les deux cas, soit les ions chargés négativement (venant du dispersant) se placent sur les bords de particules neutralisant ainsi leurs charges positives et donc diminuent la cohésion, soit en accroissant la concentration en ions (la solution Na_2CO_3), on diminue la répulsion de la double couche, mais ceci ne suffit pas à compenser la chute de l'attraction électrostatique bord-face et il en résulte une diminution de la cohésion. On remarque que, dans ce cas, l'attraction bord-face l'emporte sur la répulsion de la double couche.

Par conséquent, la cohésion des argiles varie avec "l'environnement" et la pression de consolidation, laquelle augmente le nombre de contacts entre les particules. Pour une argile naturelle, où la théorie de la double couche s'applique (c'est-à-dire lorsque les contacts bord-face ne sont pas prépondérants), afin de quantifier la variation de la cohésion en fonction de la concentration du liquide interstitiel, la formule suivante peut être utilisée : $C \text{ gr/cm}^2 = \alpha \cdot \log_{10} (\text{concentration du liquide interstitiel en eq}^+/l \text{ avec } \alpha = 45, C = \text{cohésion})$.

En somme, la théorie de la double couche s'applique aux argiles dont l'épaisseur des particules est suffisamment petite par rapport à leur longueur ce qui permet aux doubles couches, s'exerçant sur les faces, de couvrir ou de masquer les bords des particules.

Dans le cas de la kaolinite, au contraire, le rapport typique entre l'épaisseur et la longueur des particules est tel que l'aire des bords représente 10 à 12 % environ de l'aire totale. Les réactions citées ci-dessus ne se produisent donc pas et les attractions bord-face exercent une influence prépondérante sur la cohésion de kaolinite***.

* Dans notre cas la valeur de pH de l'argile de Provins a été située entre ces deux valeurs.

** Une solution étant de chlorure de sodium, et l'autre de tétraphosphate de sodium.

*** Les densités de charge sur les bords et sur les faces sont du même ordre de grandeur, dans le cas de la kaolinite, alors que dans le cas de la montmorillonite, la densité des charges sur les bords ne dépasse pas 5 % de celle des faces.

Les expériences conduites dans ce sens confirment assez bien ces hypothèses.

On remarque que plus les particules sont petites plus la résistance, la compressibilité et l'indice des vides initial sont élevés. La compressibilité de montmorillonite est supérieure à celle de l'illite, elle-même supérieure à celle de la kaolinite puisque dans une argile saturée, l'indice des vides est une mesure de la teneur en eau $e = w \cdot \gamma_s$ ($e = 2,7 w$) et vice versa (ainsi, les argiles aux particules plus petite — montmorillonite — absorbent plus d'eau*). Également, la cohésion non-drainée de montmorillonite est supérieure à celle de l'illite elle-même supérieure à celle de la kaolinite pour la même teneur en eau et par conséquent pour une même valeur de la cohésion non-drainée la teneur en eau décroît de la montmorillonite à la kaolinite.

En ce qui concerne l'étude de l'influence de la concentration de l'électrolyte sur la compressibilité et le gonflement des différents systèmes "argile-eau", on mentionnera ici le cas du système "kaolinite-eau".

La surface des bords d'une particule de kaolinite, comme il a déjà été souligné, représente à peu près 10 à 12 % de la surface totale de cette particule, elle-même beaucoup plus grosse que celle de montmorillonite ou d'illite.

Donc il semble bien que pour la kaolinite l'effet des bords va participer d'une manière significative au contrôle du comportement. Cet effet dépend de la charge électrique nette (positive ou négative) qui existe sur les bords. Pour une charge négative (pH faible), l'arrangement des particules sera floculé et rigide ; si elle est positive (pH élevé ou présence de défloculant), la structure sera défloculée (dispersée). Les expériences d'Olsen illustrent fort bien ces concepts**.

Quant à l'influence des cations échangeables dans les argiles, les expériences de Samuels sur la kaolinite donnent des résultats très différents de ceux obtenus sur la montmorillonite. L'influence du type de cation échangeable sur l'indice des vides est beaucoup moins grande dans le cas de la kaolinite que dans celui de la montmorillonite, et la relation entre l'indice des vides et la valence des cations est inverse pour ces deux types d'argile ; la kaolinite flocule plus facilement avec des ions à valence élevée ayant pour conséquence un indice des vides plus grand, pour de tels ions***.

* Le degré de saturation est important à connaître parce qu'il conditionne la perméabilité, la cohésion et la compressibilité. On pourrait poser : $S_r = e \cdot \gamma_w / w \cdot \gamma_s$, et à la saturation ($S_r = 1$) $e = w \cdot \gamma_s / \gamma_w$ comme $\gamma_w \cong 1 \text{ gr/cm}^3 \Rightarrow e = w \cdot \gamma_s$.

** Il s'agit d'essais de "compression-gonflement" à Poedomètre faits avec une kaolinite de sodium (sodique). Cf. l'article de Bouche à ce sujet.

*** Pour la montmorillonite au contraire plus la valence des cations est élevée, plus l'épaisseur de la double couche est faible, donc plus l'indice des vides sera faible.

Dès maintenant, on pourrait dire, au sujet de la théorie de la double couche qu'elle permet une étude semi-quantitative de certains types d'argile pure (dans le cas de la kaolinite par exemple cette théorie n'est plus valable).

On soulignera que toutes ces observations ont été faites sur des systèmes simples (mélange d'un seul type d'argile avec des solutions ne contenant qu'un seul électrolyte).

Matériaux argileux de consistance solide — Au sujet de la résistance des matériaux argileux possédant une densité proche des densités utilisées dans la pratique, P. Habib fait remarquer dans sa thèse (1952) que :

“Nous pouvons ensuite établir une relation entre la résistance au cisaillement et la compacité. Nous avons déjà signalé que pour les essais de cisaillement direct, la fragilité du plan de rupture donnait une certaine dispersion des résultats. Il semble plus indiqué de comparer les résistances en compression simple. Ceci revient donc à comparer des valeurs voisines de celle de la cohésion prise au sens de Coulomb. Il est évidemment difficile de comparer la cohésion de corps dont le frottement est, soit nul, soit important, d'autant plus que les essais sur les matériaux où $\rho = 45^\circ$ ont bien montré qu'il est difficile de séparer φ et C, et qu'il est au contraire plus normal de parler globalement de résistance au cisaillement. Cependant, cette comparaison est utile, même à titre d'ordre de grandeur. Nous constatons, en particulier, que la cohésion des poudres comprimées est voisine et même supérieure à celle des argiles consolidées ayant même compacité. Il apparaît alors un aspect inhabituel de la cohérence des corps. Celle-ci semble être due, en grande partie, aux liaisons moléculaires qui apparaissent entre particules rapprochées par le frittage ou par tout autre moyen ; l'eau interstitielle ne paraît pas ajouter à cet édifice de liaisons supplémentaires comme il est souvent admis, mais peut-être même, elle en détruirait certaines, puisque la cohésion de l'argile naturelle est plus faible”*.

Pour Terzaghi, l'origine la plus probable de la cohésion semble être, non pas l'interaction moléculaire directe entre les particules de sol aux points de contact, mais la résistance au cisaillement des couches adsorbées qui séparent les grains en ces points. Cette hypothèse se trouve corroborée par le fait que, à une teneur en eau donnée, la cohésion d'un échantillon composé d'éléments très fins dépend, dans une large mesure de la nature du complexe d'adsorption. Si la teneur en eau d'un sol à éléments très fins, saturés, est réduite par consolidation ou par évaporation superficielle, le volume des vides occupés par l'eau liquide décroît sans que le volume occupé par les substances adsorbées varie. Par conséquent, quand la teneur en eau diminue, la cohésion augmente.

* On peut chercher d'autres critères ; en particulier si on range par dureté croissante les échantillons de poudre compactée d'argile séchée après retrait, en présence ou non de mouillant, le classement sera fait dans l'ordre des densités croissantes ; malheureusement, cette méthode ne permet pas de comparer une argile sèche et une argile humide, l'une étant fragile et l'autre plastique.

Pour Terzaghi, dans le cas de phénomène thixotropique, le ramollissement de l'échantillon puis ensuite la réapparition de la cohésion semblent due à la destruction et au rétablissement consécutif de la structure moléculaire des couches adsorbées.

En réalité, "les notions de frottement et de cohérence, souligne Habib, pour des corps dont l'état de division est très poussé, sont extrêmement obscures", ce qui est logique, car le caractère colloïdal des éléments très fins rend beaucoup trop complexe l'interaction entre les constituants solides et liquides ou fluides. A juste titre, Habib remarque que la notion de cohérence est encore plus obscure que celle concernant le frottement.

Parmi les quatre types classiques de liaisons entre atomes*, cités par Habib, il lui semble que c'est la première qui est à l'origine de la cohérence de l'argile, à cause de la présence de **liaison cristalline** entre les particules. Il considère l'argile comme des "amas de micelles" liés par des attractions électrostatiques. Autour de ces amas, des couches monomoléculaires d'eau viennent se fixer. La structure réticulée de cette eau lui confère des propriétés proches de celles du cristal et une liberté de plus en plus faible au fur et à mesure qu'on approche de la particule. Si deux réseaux réticulaires d'eau liés viennent en contact sous l'effet de fortes pressions, ces réseaux peuvent se compléter et, de cette imbrication peut naître la cohérence de l'argile. Il est possible aussi que les particules de silicates complexes d'argile aient entre elles des liaisons de même type. On a démontré que la valeur de la cohérence des corps solides, remarque Habib, mesurée par la résistance **en traction** dépend de l'état de surface de l'éprouvette ; ce phénomène est moins important pour les matériaux plastiques, mais ne doit pas être négligé.

Quant au frottement, rappelle Habib, son coefficient interne concernant les sables se rattache aisément au coefficient de frottement défini par la Mécanique rationnelle. Par contre, pour les argiles, le problème est plus complexe, à cause de la présence d'un fluide interstitiel. De toutes façons dans les problèmes de frottement, le rapport effort tangentiel/effort normal n'est constant qu'en première approximation. Si un lubrifiant est interposé entre les solides, dont on mesure le coefficient, le résultat peut être tout à fait différent, l'angle de frottement étant une fonction décroissante de la charge verticale. En présence d'un lubrifiant le coefficient de frottement est influencé en plus par la température. Enfin, le coefficient de frottement dynamique est plus faible que le coefficient statique ; il diminue avec la vitesse de glissement.

* I Liaisons hétéropolaire ou d'électrovalence ou ionique
 II " homopolaire ou de covalence
 III " métallique
 IV " résiduelles de Van der Waals.

Ces différents phénomènes peuvent se produire dans les action de contacts des particules d'argile. En particulier, lorsqu'un ensemble granulaire est soumis à un système de contraintes, il est certain que les pressions normales aux différents points de contact doivent être très différentes en intensité ; il en est sûrement de même des vitesses de glissement lorsqu'on approche de la rupture*. De plus, les propriétés lubrifiantes de l'eau interstitielle sont très mal connues, bien que, certainement, très importantes. D'une façon générale d'ailleurs, l'eau diminue l'angle de frottement. L'état de surface des particules en contact a une importance qui n'est peut-être pas à négliger (les sols naturels contenant de très fines lamelles de mica peuvent avoir un comportement mécanique différent de ceux qui n'en contiennent pas).

Habib insiste sur le fait qu'il est plus recommandé d'utiliser globalement la résistance au cisaillement dont l'expression de Coulomb sera considérée comme un développement en série limité à deux termes, valable pour un domaine de charges à définir.

Dans le cas de l'angle de frottement interne des essais effectués sur la poudre sèche de l'argile compactée, montrent que l'angle φ de celle-ci est voisin de 30** ; l'auteur*** en déduit que la poudre d'argile débarrassée de l'eau se comporte comme un sable quant à l'orientation du plan de rupture.

Les essais effectués sur la poudre d'argile saturée de benzène ainsi que sur un matériau argileux dans lequel on a remplacé la plus grande partie de l'eau interstitielle par du benzène*** montrent que les caractéristiques mécaniques de tels matériaux sont indépendantes d'un tel liquide qui ne mouille pas les grains d'argile. La perméabilité de l'argile en présence de benzène est forte, ce qui montre qu'aucune liaison n'existe entre solide et liquide. En revanche lorsque l'eau constitue le liquide interstitiel, cette eau et la particule argileuse présentent une grande affinité ; de même les essais de perméabilité montrent que la surface des particules minérales immobilise en partie l'eau interstitielle. Cela nous autorise à considérer comme très possible que, pour une argile complètement saturée ou presque, l'eau isole les particules, lubrifiant les contacts entre celles-ci et donc que les particules d'argile ne se touchent pas ; la relation $\rho = \pi/4 - \varphi_v/2$ correspond effectivement à un φ_v nul ; s'il y a moins d'eau, le frottement (macro et micro-dilatance) est plus grand, et la résistance au cisaillement plus élevée.

* La dispersion des résultats devient importante dès qu'on a à faire à des argiles raides (fragiles) ; ceci est sans doute dû à un réseau de fissures qui couvre pratiquement tous les prélèvements ou préparation en laboratoire. De plus, l'isotropie n'est pas toujours aussi parfaite qu'on peut avoir tendance à le croire. On a observé des échantillons naturels dont la résistance mécanique était de 50 % supérieure, dans le sens vertical, à celle que l'on mesurait dans le sens horizontal.

** Par conséquent l'orientation du plan de rupture correspond également à cette ordre de grandeur

$$\left(\rho = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

*** P. HABIB (1951 - 1952), (Bibliographie 259).

Selon Rosenqviste, le frottement est composé de trois termes :

- la **macro-dilatance** qui est le soulèvement d'un grain minéral sur un côté du plan de cisaillement
- la **micro-dilatance** dans laquelle la résistance est due à la rugosité des particules qui doivent être soulevées avant de pouvoir glisser sur les autres particules (ce glissement étant gêné par la rugosité des surfaces)
- le **frottement non-dilatant** dans lequel la résistance au cisaillement est due à des forces entre les atomes de deux particules différentes. Avec l'augmentation de la contrainte normale, l'aire de contact entre particules augmente et la distance entre les atomes de deux particules voisines diminue, alors les forces d'attraction augmentent.

Il est certain que la cohésion et l'angle de frottement sont des grandeurs de même nature et leur séparation n'est qu'une convention qui va nous permettre de mieux saisir les différents phénomènes rattachés au comportement du sol.* Dans notre étude la cohésion et l'angle de frottement interne sont considérés comme des caractéristiques de la matière ainsi que des états de celle-ci.

* Cf. aussi à ce sujet les pages 76 et 207.

Les paramètres mécaniques de la résistance des sols cohérents — Considérons maintenant le sol cohérent en général mais du point de vue purement mécanique et dans le cadre d'une théorie de la rupture. On exprimera dans ce cas les conditions à la rupture de ce matériau soit en terme de contrainte de cisaillement limite (appelée "résistance au cisaillement") soit comme fonction des contraintes principales. Ces deux formes de conditions à la rupture sont souvent interchangeables.

L'expression la plus ancienne et encore la plus largement utilisée pour la résistance au cisaillement est le critère de rupture de Coulomb : $\tau_f = \sigma_f \cdot \tan \varphi + C$, où σ_f désigne la contrainte normale sur le plan de rupture, φ désigne l'angle de frottement interne et C désigne un paramètre, appelé "cohésion". Cette équation est relativement simple, mais les valeurs de C et φ dépendent d'un grand nombre de facteurs et peuvent varier dans une large gamme de valeurs ; le champ d'application de cette équation est également limité aux conditions mêmes (ou très proches) de celles existantes lors des essais à partir desquels ces paramètres ont été déterminés. Ils existe, d'une part, une masse surabondante des données expérimentales indiquant que la résistance au cisaillement des sols est fonction d'une contrainte définie d'une manière précise et appelée contrainte normale effective. Mais d'autre part, grâce aux connaissances actuelles du comportement des sols, on ne peut plus considérer que la résistance au cisaillement, sur une surface quelconque, dépende seulement de la contrainte effective qui agit sur cette surface ; cette résistance est fonction également : de l'histoire du matériau, de l'indice des vides de celui-ci, de l'angle de frottement, de la cohésion, de la composition du matériau (pourcentage respectif des phases solide, liquide et gazeuse), puis la température, de la déformation et de son gradient, de la pression interstitielle, de la structure des constituants solides, etc. En plus, ces facteurs ne sont pas tous des variables indépendantes mais ils peuvent subir des modifications au cours du cisaillement et dans le temps.

Avec cette réserve et en simplifiant considérablement les inter-actions réellement existantes, supposons que la résistance au cisaillement sur une surface quelconque dépend principalement de cette contrainte normale effective agissant sur cette surface.

$$\text{Ainsi } \tau_{\text{rupture}} = f(\sigma_{\text{rupture}}) + C \dots \dots \dots \quad (01)$$

où τ_{rupture} désigne la contrainte de cisaillement sur la surface de rupture et au moment de la rupture.

σ_{rupture} désigne la contrainte normale effective qui contrôle la résistance limite du cisaillement*.

et C désigne une constante appelée conventionnellement "cohésion".

* définition et examen de cette contrainte mérite une beaucoup plus grande attention.

Afin de pouvoir établir des expressions concernant les grandeurs intervenant dans le calcul de la résistance d'un sol non-saturé, considérons deux particules se trouvant sur la surface de cisaillement et isolons les forces qui agissent entre elles. Remarquons également que le cisaillement a lieu entre les particules et non à travers celles-ci. Soit donc une aire "a" passant entre ces particules et à travers laquelle le plan de cisaillement va passer, et on désigne par :

a_{m1} = la fraction de l'aire "a" qui présente le contact de la minéral-minéral

a_a = la fraction de l'air "a" présentant le contact de minéral-air

a_w = la fraction présentant le contact de minéral-eau ou eau-eau

R' = la résultante moyenne (statistique) des forces interparticulaires de répulsion.

La résultante de la contrainte interparticulaire étant : $R = R'/a$.

A' = la résultante moyenne des forces interparticulaires d'attraction ; la résultante de la contrainte interparticulaire étant : $A = A'/a$

u_w = la pression interstitielle de l'eau :

- à la valeur d'environ 1 atm le signe +
- inférieur à 1 atm le signe -

u_a = la pression interstitielle de l'air :

- à la valeur d'environ 1 atm le signe +
- inférieur à 1 atm le signe -

C' = la contrainte du contact physique relative à l'aire de contact

σ = la contrainte externe appliquée sur l'unité de l'aire.

On peut ainsi établir la relation : $a_m + a_w + a_a = 1^*$ (02)

Puis, d'après les lois de la statique :

$C' \cdot a_m \cdot a = \sigma_a - u_w \cdot a_w \cdot a - u_a \cdot a_a \cdot a - R' + A'$ (03.a)

En divisant tous les termes l'expression par "a" et en posant :

$R'/a = R$ et $A'/a = A$

On obtient : $C' \cdot a_m = \sigma - u_w \cdot a_w - u_a \cdot a_a - R + A$ (03.b)

Dans l'équation (03 b), tous les termes sont en contrainte unitaire. Puisque $a_m + a_w + a_a = 1$, et étant donné que la valeur de a_m est négligeable pour les sols, plus particulièrement pour les sols argileux (Rosenquist 1959, Lambe 1960), on est autorisé à écrire :

$a_w + a_a = 1$ (04.a)

* On peut mentionner ici que a_m , a_w et a_a étant seulement des fractions de l'unité de surface "a", ces grandeurs sont sans dimension.

$$u_a = (1 - a_w) \dots \dots \dots (04^b)$$

Ainsi : $u_w a_w = u_w$ représente la pression interstitielle effective de l'eau, $u_a (1 - a_w) = \bar{u}_a$, la pression interstitielle effective de l'air et : $C' a_m = \bar{C}$ la contrainte effective de contact. Par conséquent, l'équation de base (l'équation 03) peut maintenant s'écrire :

$$\bar{C} = \sigma - u_w - u_a - R + A \dots \dots \dots (05)$$

L'équation (05.) est générale et pourra être applicable dans tous les cas. Le paramètre \bar{C} représente la contrainte de contact entre les particules et peut être appelée : contrainte interparticulaire vraie. Une hypothèse a été émise selon laquelle la contrainte de contact \bar{C} est la contrainte qui contrôle la résistance au cisaillement.

Cette contrainte intergranulaire est semblable à la contrainte effective, utilisée conventionnellement, σ' , quand \bar{u}_a , R et A n'existent pas (par exemple dans les matériaux granuleux et saturés).

Si la pression atmosphérique est gardée comme donnée et si u_a est maintenu à la pression atmosphérique, et uniquement dans ce cas : $\bar{u}_a = 0$.

L'équation (05.) peut alors être écrite de la façon suivante :

$$\bar{C} = \sigma - u_w - R + A \dots \dots \dots (06.)$$

Lorsque la pression interstitielle effective de l'eau u_w est négative comme c'est le cas des sols non-saturés et si la contrainte extérieure n'est pas appliquée (c'est-à-dire : $\sigma = 0$) et si $u_a = 0$, l'expression (06) devient :

$$\bar{C} = \bar{u}_w + A - R \dots \dots \dots (07.)$$

Si la teneur en eau est nulle, dans ce cas $u_w = 0$; et si $\sigma = 0$, et $u_a = 0$ (c'est-à-dire que le sol est sec), alors :

$$\bar{C} = A - R \dots \dots \dots (08.)$$

Selon l'équation (01.), la résistance limite au cisaillement τ_f sera dans un certain sens fonction de la contrainte résultante interparticulaire de contact.

Ainsi : $\tau_f = (\bar{C}) + c \dots \dots \dots (09^a)$

ou $\tau_f = f(\sigma - u_w - R + A) \dots \dots \dots (09^b)$

On distingue quatre types de contrainte qui contrôlent essentiellement la résistance limite au cisaillement du sol :

- (1) σ , la contrainte normale appliquée de l'extérieur ayant tendance à pousser les particules les unes vers les autres ;
 - (2) u_w , la pression interstitielle effective de l'eau ; si cette pression est positive, elle tend à séparer les particules et si elle est négative, elle tend à les resserrer entre elles ;
 - (3) A , la résultante des pressions attractives qui tend à resserrer les particules entre elles ;
- et
- (4) R , la résultante des pressions répulsives qui tend à séparer les particules (à les éloigner les unes des autres).

L'équation (09.) est générale et pourra être appliquée à tous les cas communs concernant les sols non-saturés.

Précédemment on a déjà signalé le fait que le "modèle capillaire" peut être utilisé pour la détermination de la pression interstitielle négative de l'eau, plus particulièrement pour de faibles valeurs du degré de saturation.

Supposons que les interstices soient de forme cylindrique, la pression capillaire serait donnée dans ce cas par l'expression :

$$p = \frac{2 T \cos \theta}{r} \dots \dots \dots (10.)$$

où θ , est l'angle de mouillage entre les particules d'argile et l'eau,

r , le rayon de l'interstice,

T la tension superficielle ;

la valeur de θ peut être supposée égale à zéro pour le système concerné : sol-eau (Aitchison 1961, Olson, Langfelder 1965).

A une température constante donnée, la tension superficielle T est une quantité constante pour l'eau. Par conséquent, la pression capillaire est une fonction inversement proportionnelle au rayon des interstices. La structure des interstices d'un échantillon va varier d'un sol à l'autre, ainsi que pour un même sol, en fonction des caractéristiques suivantes : la façon dont le sol a été formé, l'histoire des déformations qu'il a subies, la méthode de préparation des échantillon.

Pour une répartition donnée des dimensions des interstices*, quand le degré de saturation augmente à partir de l'état sec (en tenant l'échantillon dans une atmosphère d'humidité relative constante), l'eau commence par humidifier la surface des particules puis elle se trouve attirée vers les capillaires, les plus fines, géométriquement convenables pour la remontée de l'eau (Ingles, 1962). Cela suggère que l'eau adsorbée** se forme d'abord sur la surface de la particule comme une seule couche moléculaire (monocouche). L'excès de l'eau restant disponible va en partie vers la surface de la particule et forme l'eau capillaire***, et comme la teneur en eau croît de plus en plus, les interstices plus larges sont remplis à leur tour.

La relation entre la teneur en eau et le nombre de couches d'eau adsorbée sur les surfaces des particules d'argile peut être calculée à partir de "l'aire de surface spécifique****" laquelle peut être mesurée de façon suffisamment exacte.

Le nombre minimal de couches au-delà desquelles toute l'eau va vers le réseau capillaire dépend du type de sol, des dimensions et de la géométrie des "tubes" capillaires*****.

Il se crée une étape transitoire au cours de laquelle l'eau est attirée par la force de surface des particules aussi bien que par la force capillaire. À partir de ce qui est dit précédemment, on peut constater, qu'en connaissant le type du sol, l'aire de surface spécifique et la répartition des dimensions des interstices on pourra à partir de la teneur en eau donnée délimiter, de manière raisonnable la quantité d'eau transformée en eau adsorbée de celle retenue comme au capillaire.

Ainsi, une fois connus la teneur en eau, la répartition des dimensions des interstices, le nombre de couches adsorbées de l'eau et l'aire de surface spécifique, on peut déterminer les interstices de diamètres supérieurs remplis d'eau, et ainsi la pression capillaire***** ($-u_w$) peut être calculée en utilisant l'équation (10).

La pression interstitielle effective de l'eau, \bar{u}_w ne peut être déterminée que si l'on connaît a_w qui est la fraction de l'aire unitaire à travers laquelle la pression interstitielle négative de l'eau ($-u_w$), est transmise entre les minéraux ; ce mécanisme de transmission n'est pas encore très bien connu. On suppose que cette grandeur serait directement proportionnelle au pourcentage du volume total des vides rempli d'eau par rapport à une valeur particulière de la teneur en eau. Une fois que la relation entre la teneur en eau et le pourcentage du volume des vides remplis est connue, a_w peut être calculée.

* Ce que l'on pourrait appeler "la granulométrie des vides".

** On suppose dans ce cas que l'eau adsorbée est sous l'influence des forces attractives du sol de manière à modifier significativement leur comportement hydrodynamique.

*** On suppose ici que l'eau capillaire est libre des forces attractives du sol et qu'elle suit les lois normales d'hydrodynamique.

**** On suppose que l'ensemble des particules est assimilable à des disques dont on néglige la surface latérale.

***** Rosenqvist 1955 ; Langfelder 1964.

***** ou "la pression interstitielle négative de l'eau".

Les corrections concernant le diamètre de l'interstice peuvent être faite par soustraction de l'épaisseur des couches d'eau adsorbée (2,8 Å par couche) afin d'arriver à une dimension correcte de pores. Si la dimension des pores est très grande, en comparaison de l'épaisseur de'eau adsorbée, dans ce cas, cette correction est négligeable.

D'après ce qu'on a dit précédemment, à propos de la pression interstitielle effective de l'eau on peut écrire l'expression suivante :

$$\bar{u}_w = a_w u_w = f \frac{(Sr)}{r} \dots \dots \dots (11.)$$

où r est le rayon maximal d'un tube rempli, pour une humidité relative donnée.

Pour une valeur très faible de Sr , les plus petits pores sont remplis (c'est-à-dire que r est très petit) et pour un degré de saturation plus élevé, les pores plus grands sont remplis, Parce que r et Sr croissent en même temps, le maximum de u_w est atteint quand le rapport Sr/r est maximum. Cela dépend entièrement de la valeur de la répartition des dimensions des interstices.

Une fois de plus on se rend compte que cette méthode importante pour la recherche, n'est pas encore utilisable pour la résolution des problèmes concrets.

Dans le but d'étudier l'effet de la variation du degré de saturation sur la résistance limite au cisaillement du sol nous rappellerons que lorsque le degré de saturation (Sr) est nul, le milieu interparticulaire est constitué d'air et ainsi la constante diélectrique est égale à 1.

Quand le degré de saturation est de 100 % , le milieu environnant (agent) est d'abord l'eau libre et sa constante diélectrique est de 80,4 (à 20°C). Ainsi, la constante diélectrique varie considérablement pour des valeurs de Sr comprises entre 0 % et 100 %. Il a été démontré que la constante diélectrique du milieu environnant est impliqué dans beaucoup de ces systèmes de force et responsable donc des forces électriques de répulsion et d'attraction. C'est pourquoi la constante diélectrique a été prise souvent comme une variable principale dans les études concernant la résistance du sol.

Une variation du degré de saturation peut provoquer, tout les autres facteurs resatant constants, la variation de la constante diélectrique effective. Cownie et Palmer (1952), en utilisant une argile humide non-précisée trouvent que la constante diélectrique croît d'une valeur de 4 à 30 environ, pour un accroissement de la teneur en eau de 0 à 47 % environ.

En supposant que la constante diélectrique effective de l'eau la plus proche des minéraux argileux varie, suivant une loi exponentielle, d'environ 3 pour l'eau liée jusqu'à environ 80 pour l'eau libéré, Palmer (1952) arrive à évaluer théoriquement

différentes valeurs de la constante diélectrique d'une pâte argileuse en fonction de sa teneur en eau. Ce résultat a été assez bien confirmé expérimentalement*. Comme le supposait Palmer, la relation entre la grandeur $1/\epsilon$ et la teneur en eau, qui a été représentée graphiquement sur la figure 9 (cf. page 51), est de forme hyperbolique (hyperbole équilatère.**).

Palmer, Cunliffe et Hough (1952) remarquent, que la constante diélectrique de l'eau décroît (avec l'épaisseur calculée du film adsorbé) à partir de plus de 20 pour des films de 5 microns d'épaisseur environ, jusqu'à moins de 10 pour des films d'environ 2 microns d'épaisseur.

Conway, Bockris et Ammar (1961) ont publié certaines données provenant de leur premiers travaux sur la variation de la constante diélectrique de l'eau avec la distance d'une surface chargée. Ils utilisent ces données pour calculer la constante diélectrique en fonction de diverses positions dans la double couche diffuse.

Le tableau 2 à la page 28, montre cette relation, c'est-à-dire la variation de la constante diélectrique de l'eau en fonction de sa distance d'une particule argileuse chargée. A partir de : l'indice des vides, "l'aire de surface spécifique" du sol et des résultats du tableau 2, on a pu construire la figure 9 pour montrer la variation de $1/\epsilon$ en fonction du degré de saturation.

Bottcher (1945) a publié une formule concernant le calcul de la constante diélectrique d'un cristal compact, à partir des mesures de la constante diélectrique des poudres cristallines homogènes. La formule de Bottcher est la suivante :

$$\frac{\epsilon - \epsilon_2}{3\epsilon} = \delta \frac{\epsilon_1 - \epsilon_2}{\epsilon_1 + 2\epsilon} \dots \dots \dots (12)$$

où : ϵ , est la constante diélectrique de la poudre cristalline

ϵ_1 , la constante diélectrique du cristal compact

ϵ_2 , la constante diélectrique de l'air

et δ , la fraction du volume occupé par la poudre.

En appliquant l'équation de Bottcher au système "eau-air" et en supposant que l'eau et l'air sont distribués uniformément et d'une manière homogène, on a :

ϵ_1 : constante diélectrique de l'eau

ϵ_2 : constante diélectrique de l'air

ϵ : constante diélectrique du mélange

δ : fraction du volume occupé par l'eau ($\delta = Sr$)

* Cowrie et Palmer, 1952

** On reparlera de cette forme hyperbolique de relation existante entre différents paramètres dans la troisième partie.

Comme il était prévu par l'équation de Bottcher (cf. p. 50) la relation entre : $1/\epsilon$ d'un mélange "air-eau" et le degré de saturation (l'équation 12) peut être représentées par les hyperboles sur la figure 9 (pour la constante diélectrique de l'eau, on a pris la valeur de 80,4).

A partir des figures 9a et 9b, on peut déduire une concordance générale entre les différentes approches qui déterminent la variation de la constante diélectrique en fonction du degré de saturation ou de la teneur en eau.

Sur la figure n° 9a on remarque que $1/\epsilon$ décroît rapidement lorsque le degré de saturation croît. La variation de ce paramètre $1/\epsilon$ devient négligeable à partir du moment où le degré de saturation atteint 60 %.

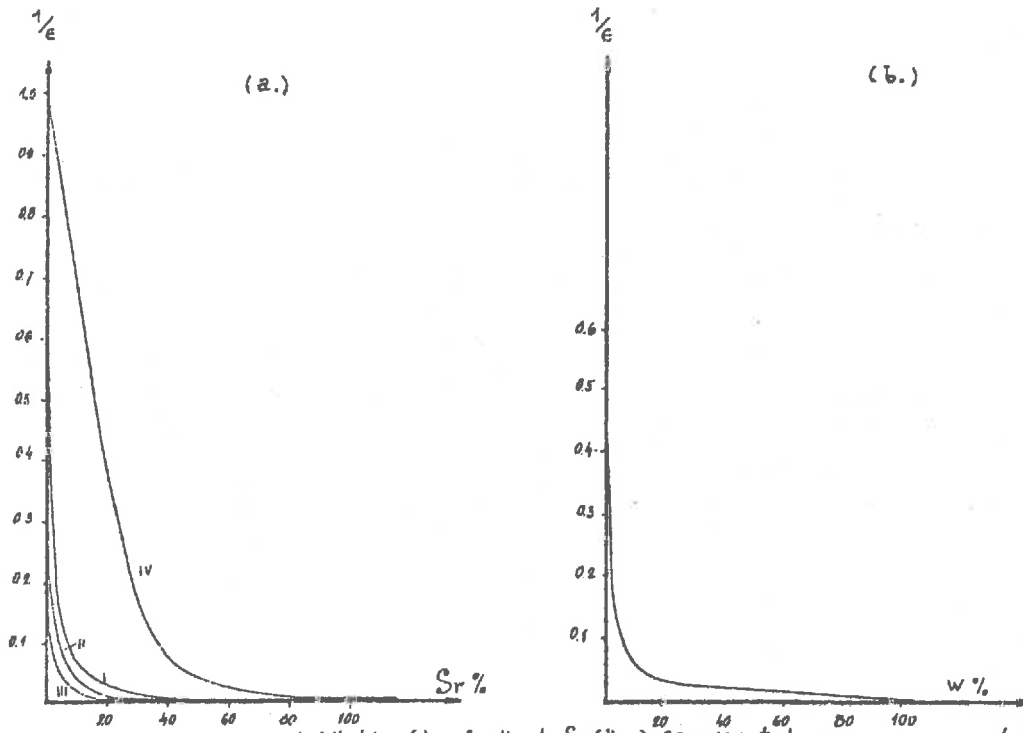


Figure 9: Variation de la constante diélectrique (ϵ) en fonction de Sr (d'après CONWAY et al.: I, II, III, ainsi que selon la formule de BOTTCHER: IV) et en fonction de w (d'après PALMER, 1952).

Nous n'avons pas étudié expérimentalement l'influence de la vitesse de déformation ni celle du temps sur les caractéristiques mécaniques des matériaux argileux. Ce problème n'est pas encore tranché d'une manière satisfaisante.

Pour ce qui est de la **vitesse de déformation**, certains auteurs supposent que C et φ , en sont fonction dans le domaine des contraintes totales ; cependant pour la phase intergranulaire, seul C' dépendrait de la vitesse de déformation, tandis que φ resterait constant, alors que " u " serait fonction des conditions de drainage.

Quoi qu'il en soit, l'état de nos connaissances actuelles ne nous permet pas d'établir la relation nette entre la cohésion réelle et la vitesse de déformation ; il est fort probable que celle-ci joue d'une manière beaucoup plus complexe qu'on ne l'imagine dans les modèles déjà élaborés.

Une centaine d'expériences, en cours, au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, relatives à ce problème donnent des résultats pour le moment non-concluants, car très dispersés.

En ce qui concerne l'influence du **temps** sur le comportement mécanique des matériaux argileux, en général on ne dispose pas d'une quantité suffisante d'informations pour pouvoir préciser davantage et d'une manière quantifiable le rôle du temps. On est pourtant sûr que ce rôle peut être très important : "... des fissures et d'autres discontinuités physiques, remarque Skempton (1964), peuvent ne pas être les seules causes des glissements dans certaines argiles dont la résistance "in-situ" s'avererait bien au-dessus de la valeur conventionnelle du "pic" obtenue au laboratoire. La résistance du "pic", comme cela a pu être mesuré lors des essais triaxiaux d'une durée de quelques semaines au maximum, peut être considérablement supérieure à la résistance qui pourra être développée dans certaines argiles, lors de la durée de l'application des contraintes dépassant quelques années, quelques décennies ou quelques siècles". Il sera nécessaire par conséquent de prendre en considération des effets du **fluage** de ces matériaux*.

Pour plus de détails sur les composantes de la résistance qui dépendent du temps nous renvoyons le lecteur aux remarquables compte-rendus de "The Research Conference on the Shear Strength of Cohesive Soils"*** qui présente une synthèse des plus complètes sur ce sujet.

* D'autres facteurs influencent aussi les valeurs du "pic" d'une manière importante et leurs actions se superposent à l'action du fluage (comme taux de déformation, épaisseur de la zone dans laquelle la relation "contrainte-déformation" s'approche de son état critique, etc.).

** Cf. référence bibliographique 485.

Nous avons jugé utile d'extraire de cet important ouvrage la figure n° 10 illustrant les composantes de la résistance au cisaillement pour l'indice des vides constants, selon Hvorslev ; cette figure est accompagnée d'un commentaire succinct.

Sur celle-ci la résistance totale au cisaillement τ_f , obtenue à partir des essais en laboratoire (pour les valeurs de "e" constantes), est représentée par la ligne droite de l'enveloppe de cercles de Mohr, AB, dite "ligne de résistance au cisaillement". A n'importe quel temps t cette résistance totale τ_f serait constituée de quatre composantes :

$$\tau_f = \tau_\varphi + \tau_d + C_u + C_v$$

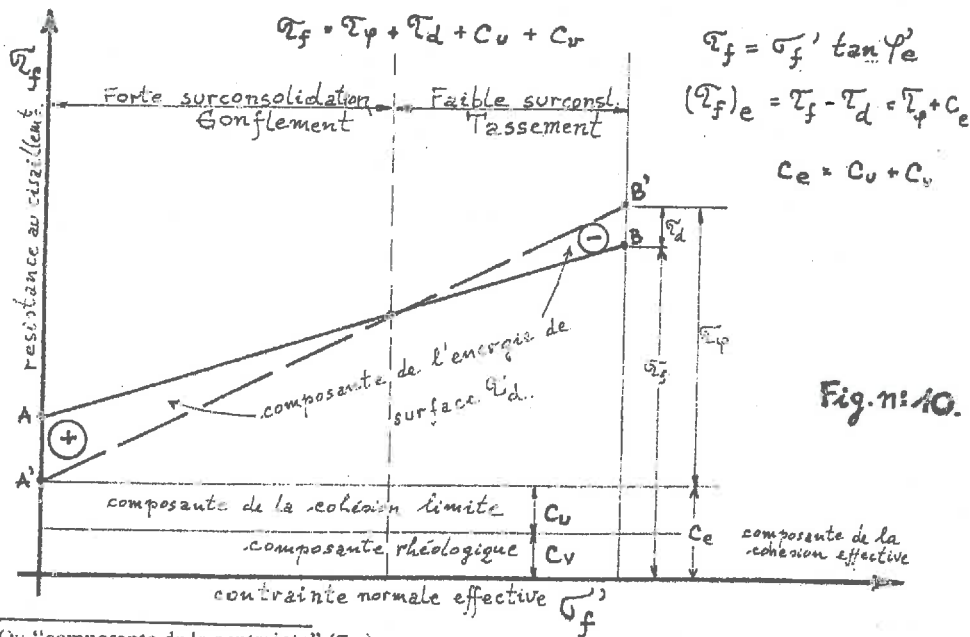
où τ_φ désigne la composante du frottement effectif (intergranuleux), c'est-à-dire la partie résiduelle de la résistance au cisaillement*

τ_d désigne la composante de l'énergie de surface (appelée aussi : "changement de volume" ou encore la "composante de la dilatation" de résistance au cisaillement)

et C_u désigne la composante de la cohésion limite

C_v désigne la composante rhéologique**.

A partir de cette figure, on remarque qu'en soustrayant la composante de l'énergie de surface τ_d de la résistance au cisaillement observée τ_f on obtient ce que l'on appelle la résistance au cisaillement effective $(\tau_f)_e$: $(\tau_f)_e = \tau_f - \tau_d = \tau_\varphi + C_u + C_v$



* Ou "composante de la contrainte" (τ_φ)

** On pourrait l'appeler aussi la "composante de viscosité" car la déformation de la plupart des sols cohérents est du type visco-élastique, mais comme les autres facteurs que la viscosité entrent en jeu, sensible-t-il, on a finalement adopté le terme "composante rhéologique" (C_v).

Elle est représentée par la ligne droite de cercles de Mohr corrigée A' B' (la ligne en traits interrompus sur la figure 10).

Ajoutons également que la composante rhéologique C_v , a été définie comme étant la partie "transitoire" de la composante de la cohésion effective C_e *. La valeur de C_v converge vers zéro avec le temps ou lorsque le taux de déformation décroît ; en revanche la valeur de C_e , dans le même temps, s'approche de sa valeur limite C_u , appelée la "composante de la cohésion limite".

Ainsi pour n'importe quelle durée de l'essai ou n'importe quel taux de déformation on peut écrire que $C_e = C_u + C_v$.

La partie résiduelle de la résistance au cisaillement est la composante du frottement effectif τ_φ , fonction de la contrainte effective σ'_f . Cette composante est définie à partir de la "ligne de résistance au cisaillement", représentée sur la fig. 10, lorsque la contrainte normale effective (σ'_f) varie tout en maintenant la cohésion et les composantes rhéologiques constantes ; on fait dans ce cas des corrections dues aux variations de "la composante de l'énergie de la surface" τ_d^{**} , celle-ci étant due à la variation de volume lors du cisaillement.

La prise en compte de τ_d se traduit par une légère augmentation de l'inclinaison de la ligne droite, (enveloppe de cercles de Mohr) et une petite diminution de la valeur de son ordonnée à l'origine.

La valeur de τ_d décroît avec l'augmentation de la durée de l'essai et lorsque cette durée est très longue tend probablement vers zéro. Cette valeur est également nulle pour tous les essais non-drainés ou effectués à volume constant.

Ajoutons pour en revenir à la composante du frottement effectif, τ_φ , que celle-ci est exprimée habituellement par la relation suivante :

$$\tau_\varphi = \sigma'_f \operatorname{tg} \varphi'_e = (\sigma_f - u) \operatorname{tg} \varphi'_e$$

où : "u" désigne la pression interstitielle qui peut être une variable dépendante du temps ;

σ_f et σ'_f désignent les contraintes normales à la rupture (respectivement totale et effective) ;

φ'_e désigne l'angle de frottement effectif.

* ou la "composante de l'indice des vides"

** On l'appelle aussi "changement de volume" ou la composante de la dilatation.

Selon Hvorslev (1960), l'angle φ'_e dépend de la composition de l'argile et aussi de la possibilité de l'orientation des particules d'argile (en forme de feuillets) ou de l'orientation des zones de la stratification existant le long de la surface de rupture ; cependant on considère que φ'_e est indépendant de l'indice de vide, c'est-à-dire de la densité ; en plus, selon le même auteur, la valeur de φ'_e serait indépendante du temps et du taux de déformation*.

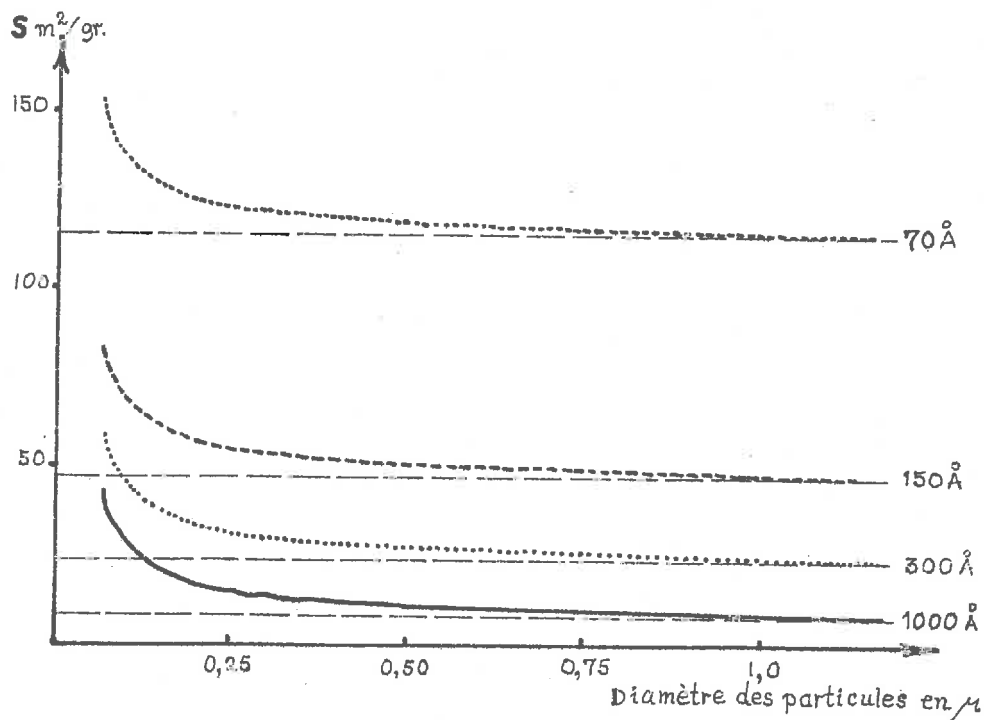


FIG. : 11. Variations de la surface externe d'une argile à 7 Å en fonction du diamètre et de l'épaisseur des particules (d'après G. PEDRO).

* Cette hypothèse peut être contestée ; sa justification entière demanderait des recherches ultérieures.

Influence de l'eau sur la résistance des argiles — Comme on pouvait remarquer tous les travaux publiés montrent que l'eau liée a des propriétés différentes de l'eau normale. En revanche le problème de la structure de l'eau liée a été très discuté et de nombreuses solutions ont été proposées. Les propriétés de l'eau des argiles sont encore mal connues. On distingue couramment trois types de l'eau : l'eau fortement adsorbée, l'eau de la double couche* et l'eau libre ou interstitielle (qui pourra être déplacée par les moyens mécaniques d'intensité modérée de l'ordre de celle utilisée en Génie Civil). Un quatrième type d'eau dite de "constitution", chimiquement liée avec des cristaux solides, a été révélée, par l'analyse thermo-différentielle. C'est un cas limite.

Il n'existe pas, on s'en doute, une séparation nette entre ces différents types d'eau ; la distinction précitée n'est que très **schématique**. La température d'évaporation ou la pression de consolidation provoquant l'expulsion de l'eau servent comme critères pratiques de distinction entre ces types d'eau. Tout le monde d'ailleurs n'utilise pas rigoureusement la même répartition des différents types d'eau dans les argiles. L'énergie avec laquelle l'eau est adsorbée dépend du type de cation. Cette influence a été mise en évidence par l'analyse thermique différentielle. Ainsi par exemple le **pic triple** des montmorillonites à Mg ou alcalino-terreux correspond à **trois déshydratations** : le premier pic à celle du cation, le deuxième à celle de la première couche d'eau adsorbée, et le troisième à celle d'une deuxième couche d'eau adsorbée.

Avant de parler des propriétés de chacun de ces types d'eau, rappelons brièvement un certain nombre de constatations importantes relatives à la structure de l'eau liée. On rappelle que les faces des feuillets d'une argile portent des charges électriques **négligables** dues principalement à des substitutions isomorphes, autrement dit à la présence, dans le réseau cristallin, d'atomes de valence différente de celle des atomes de cristal de base (on a démontré que des charges **négligables** étaient associées aux faces et des charges **positives** aux bords des particules). La condition d'électroneutralité d'un système implique que les charges négatives de la particule argileuse soient compensées par un excès de cations sur les anions à proximité de sa surface. Les extrémités **positives des dipôles** d'eau pourraient se tourner vers la surface négative de la particule puisque, comme on l'a déjà signalé, les "cristaux" de minéraux argileux se comportent comme des **dipôles** à cause de la distribution nonsymétrique de leurs électrons. Il se formerait ainsi une première couche d'eau offrant une autre surface de charges négatives, propres à bâtir une nouvelle couche. Ce processus se continuerait indéfiniment, si l'eau ne possédait une énergie thermique et ne se trouvait pas en état continu d'agitation. Par conséquent le degré d'orientation diminuerait à mesure que l'on s'éloigne de la surface du cristal, ou plutôt, du champ électrique créé par les charges susceptibles de développer tout un

* L'eau fortement adsorbée est une couche très mince 10 \AA , au voisinage immédiat de la surface "solide" tandis que l'eau de la double couche est une couche des propriétés anisotropes et d'épaisseur beaucoup plus importante, 400 \AA , que la précédente.

système de forces attractives ou répulsives. La couche dite de Gouy est notamment le résultat de l'équilibre entre l'attraction électrostatique des ions par la surface argileuse et la tendance de diffusion de ces ions due à l'énergie thermique et à l'énergie d'hydratation de ces mêmes ions dans la solution d'équilibre. Cette distribution de Gouy doit être corrigée par des facteurs tenant compte de la nature et de la dimension des ions et des particules (ces facteurs n'interviennent, en effet, qu'à faible distance de la surface argileuse).

Lorsque deux particules se rapprochent suffisamment pour que leurs doubles couches réagissent, on observe un phénomène de **répulsion** électrique. Ces forces électrostatiques, de répulsion et d'attraction, joueront un rôle fondamental dans les propriétés des solutions diluées d'argile.

Tandis que pour Hendricks et Jefferson la nature de l'eau adsorbée est liée à une orientation des molécules d'eau, selon une structure dépendant de la configuration des oxygènes ou des hydroxydes de la couche basale des minéraux argileux. Quand la surface de la particule porte des hydroxydes (**kaolinite**, **halloysite**), une partie des hydroxydes est libre pour se lier, par l'intermédiaire des hydrogènes, aux atomes d'oxygène de la couche d'eau. La présence de la première couche favoriserait la formation d'une seconde couche et la structure de l'eau se propagerait ainsi à partir de la surface du minéral.

Pour certains auteurs, l'eau adsorbée possède un haut degré d'ordre structural et de rigidité, ce qui la rend plus résistante aux tensions normales et de cisaillement. En revanche, d'autres considèrent l'eau comme essentiellement fluide (même plus que l'eau ordinaire) dans une direction parallèle à la surface du minéral ; un tel arrangement rendrait l'eau plus résistante aux contraintes normales, mais certainement moins résistante aux forces de cisaillement que l'eau ordinaire.

Dernièrement, grâce à la méthode de résonance magnétique nucléaire* on a réussi à mettre en évidence que la structure de l'eau fortement liée était différente suivant la composition des minéraux argileux. Ainsi, dans la **kaolinite**, l'eau fortement liée est voisine de l'état solide. Par contre dans la **montmorillonite** cette eau possède une structure voisine de celle d'un liquide, ses molécules ayant une plus grande mobilité. D'après Fripiat**, dans la **montmorillonite**, tout se passe comme si on injectait entre les feuillets des molécules d'eau qui serviraient de piliers : **fonction d'ouverture**. Puis les espaces entre piliers seraient comblés : **fonction de remplissage**. Il y aurait un échange continu de molécules d'eau entre la région où elles sont immobiles (piliers)⁺ et la région

* M.V. SLONIMSKAJA (1967)

** Ce chercheur étudie l'hydratation de minéraux argileux (1970). Il remarque que lorsque l'humidité relative augmente le nombre de molécules d'eau adsorbée augmente : c'est un phénomène analogue à la condensation. Les molécules d'eau se fixent d'abord sur les sites d'adsorption offrant les énergies les plus basses : d'abord les cations, puis les ponts hydrogènes, en fin, les molécules d'eau déjà présente sur la surface. (Cf. page 340).

⁺ (cf. figure à la page 58).

où elles sont mobiles. De même il n'y a pas de formation de pont hydrogène entre les molécules d'eau et la surface du feuillet, ce qui "gèlerait" la structure et empêcherait l'échange. En revanche les ponts hydrogènes ne se forment qu'entre les molécules d'eau.

Dans la kaolinite la surface est couverte d'hydroxyles. Les molécules d'eau adsorbées sont peu mobiles puisque les OH du réseau peuvent "accrocher" un certain nombre d'oxygènes de l'eau, et il se développe des ponts hydrogènes, ce qui rigidifie la structure et la rend plus résistante aux efforts de cisaillement.

Les chercheurs soviétiques, de l'université de Moscou étudient plus particulièrement les propriétés physico-chimiques et mécaniques des différents types d'eau dans les argiles. On résumera ci-après (cf. p. 59) l'essentiel de leurs travaux de ces dernières années.

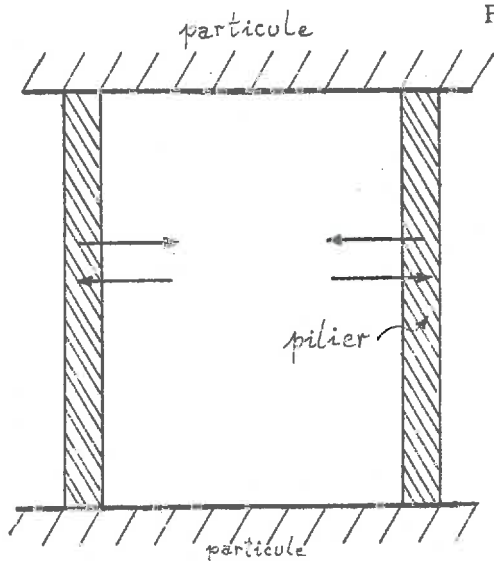
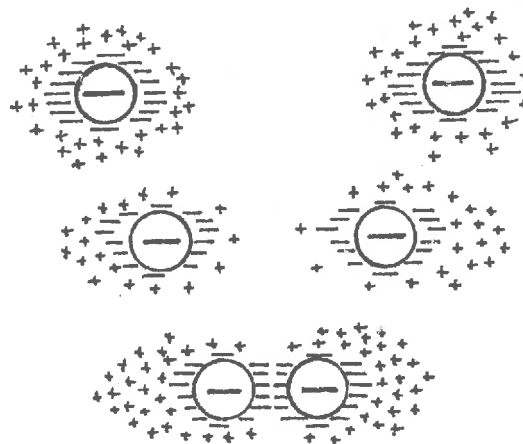


Fig. : 12 — Fonction d'ouverture des piliers d'eau dans la montmorillonite. D'après FRIPIAT (1970).

Fig. 13 — Répartition des ions des atmosphères de deux particules, lors du rapprochement de ces particules. D'après SERGEEV (1969).



S'il y a des chercheurs pour qui la résistance mécanique des sols argileux semble être due aux forces d'interaction entre les particules d'argile et d'autres pour lesquels cette résistance apparaît comme la résultante de l'interaction "fluide - particules argileuses". la position des chercheurs de l'Université de Moscou est plus nuancée et intermédiaire entre ces deux points de vue "...L'apparition et la présence d'eaux liées dans les argiles dépendent des forces de cohésion qui apparaissent auant entre les particules minérales elles-mêmes qu'entre les particules et l'eau interstitielle. Si l'on parle de la résistance d'une argile en fonction des teneurs en eau, cette résisiance dépend plutôt de la teneur de différentes formes d'eaux liées dans l'argile. L'existence de l'eau libre dans l'argile, selon eux, entraîne une consistance liquide, pour laquelle "la grandeur de la résistance mécanique n'a pas d'importance pratique".

Ces auteurs confirment que le rôle joué par les liaisons chimiques*, est relativement faible dans le cas des argiles.

L'interaction électrique entre des atomes se trouve à la base de ces forces : elles déterminent des liaisons à caractère de cristallisation. Ils constatent aussi que la cohésion des argiles est due principalement aux forces moléculaires, magnétiques et électrostatiques.

Ils envisagent deux particules d'argile très éloignées l'une de l'autre, et trouvent dans ce cas, qu'ils n'y a entre elles aucune interaction. Quand ces particules se rapprochent, la situation se modifie brusquement. Par suite du recouvrement des atmosphères ioniques, il se produit une nouvelle répartition des ions de la couche diffuse, et il apparaît des forces de répulsion entre deux particules de même charge. (cf. fig. 13 page 58)

Par conséquent, les particules subissent d'une part une attraction moléculaire, et d'autre part l'action de forces de répulsion ioniques-électrostatiques. L'équilibre de ces forces déterminera ainsi le caractère de l'interaction entre les particules dans le cas des sols humides.

* Ils distinguent dans les roches quatre types de liaison suivant leur nature :

- liaisons chimiques résultant de la précipitation à partir de solutions salines interstitielles, soit le silice colloïdale, soit d'hydroxydes de fer, de leur vieillissement et de leur cristallisation aux contacts intergranulaires.
- liaisons moléculaires : dans le cas des sols fins humides, on les appelle "liaisons ioniques-électrostatiques-moléculaires"
- liaisons à caractère magnétique l'effet magnétique dans les systèmes fortement dispersés est lié à la présence de substances ferromagnétiques, selon Osipov, se trouvant à la surface des minéraux sous formes de films minces possédant un moment magnétique "rigide", le vecteur aimantation d'un film se trouvant dans son plan. C'est ainsi que, si le film magnétique se trouve adsorbé sur un feuillet argileux, l'ensemble (la part argile + le film) commence à réagir sous l'action d'un champs magnétique.
- liaisons électrostatiques, dues à une différence de potentiel de contact entre les surfaces de deux particules minérales se trouvant en contact direct l'une de l'autre.

Sur la figure 14 p.64 les auteurs, en rapportant les forces de répulsion et d'attraction en fonction de la distance entre deux particules, donnent la "courbe de potentiel de l'interaction de deux particules chargées, de même signe, entourées d'une double couche électrique".

Pour les **grandes distances** (supérieures à 1 000 Å), on remarque que la courbe résultante se trouve du côté des forces d'attraction, cela veut dire que les forces moléculaires d'attraction l'emportent légèrement sur les forces (électrostatiques) de répulsion, assurant un système de liaisons structurales faibles.

A **distance moyenne** (de l'ordre de 1 000 Å), correspondant à l'épaisseur des couches ioniques, les forces de répulsion entre les particules commencent à devenir prépondérantes.

Puis, à **faible distance** (de l'ordre de 10 Å ou moins), on remarque que ce sont de nouveau les forces d'attraction que l'emportent.

Ces auteurs ont tendance à considérer le maximum positif (répulsion) de la courbe résultante comme une **barrière énergétique** empêchant un rapprochement trop étroit des particules ainsi que l'établissement entre elles de liaisons structurales solides. Elles augmentent, signalent-ils, avec la charge des particules et l'épaisseur de la couche diffuse d'ions environnants ; elles sont donc dépendantes de l'**hydrophilie** de la particule, de la nature des cations échangeables et de la quantité d'électrolytes présents dans la solution extérieure.

Par contre, la valeur de la barrière énergétique décroît lorsque la charge électrique des particules diminue et leur couche diffuse se contracte (à la suite de l'augmentation de la concentration de la solution en électrolytes ou si l'on ajoute des cations polyvalents dans le complexe échangeable). Cela permet aux particules de se rapprocher à une distance telle que les forces d'attraction commencent à l'emporter sur les forces de répulsion (électrostatiques) conduisant à la formation des micro-agrégats-solides.

Quant aux liaisons électrostatiques les mesures faites à l'aide d'un électromètre* ont montré que toutes les particules minérales se trouvant dans un état sec, à l'air, acquièrent une charge électrique par suite du frottement (il faudrait évidemment définir les termes : "sol sec", "état sec", etc., au préalable) ; le signe et la valeur de cette

* Ces recherches détaillées ont été effectuées à la Chaire de la Science des sols et de la Géologie de l'ingénieur de l'Université de Moscou. (B i b l. 523.)

charge dépendent d'une série de facteurs : composition minéralogique, dimension des particules, présence de films adsorbés à la surface de ces particules* etc.

L'intensité de la charge acquise par frottement commence par augmenter avec la dispersion**, puis chute considérablement après avoir atteint un maximum correspondant à une fraction granulométrique déterminée. L'accroissement de l'intensité de la charge en fonction de la dispersion et de la finesse s'explique par une augmentation du nombre de contacts par lesquels il y a transfert d'électrons, alors que la diminution de la charge est provoquée par la décharge dans l'air, l'agrégation et l'adsorption mutuelle des particules.

Lorsque le degré d'humidité de l'air est élevé, les charges électrostatiques apparaissant à la surface des particules, "s'écoulent" rapidement. Cette constatation amène les auteurs à se demander s'il ne faut pas tenir compte de l'influence des liaisons électrostatiques (des charges superficielles) entre les particules que dans le cas des sols secs.

L'approche de ces chercheurs était d'isoler, parmi la complexité extraordinaire des phénomènes, un ou deux de ceux-ci dans des conditions très simplifiées et bien déterminées, pour pouvoir suivre plus rationnellement leurs interactions réciproques et avec l'environnement.

A côté de la composition chimique et minéralogique des argiles conditionnant leurs forces de liaisons, les particularités de structure et de texture des roches argileuses ont aussi selon ces auteurs "une grande influence sur la manifestation des forces qui conditionnent les liaisons structurales et par conséquent sur la grandeur de la résistance mécanique. Au fur et à mesure qu'augmente la densité, la résistance des roches argileuses augmente, mais non indéfiniment***. Par la suite, on introduit la notion de "charge optimale de compactage des roches argileuses" (correspondant à notre concept de "l'énergie de compactage"). On constate, alors, que la résistance mécanique des éprouvettes augmente dans tous les cas avec la charge de compactage, jusqu'à une certaine limite au-delà de laquelle la résistance reste plus ou moins constante pour la plupart des sols****. La charge permettant d'atteindre une résistance pratiquement maximale est

* Certains minéraux ont une charge plus forte (biotite, muscovite, gypse), d'autres acquièrent une charge moins intense (quartz, microcline, amphibole) ; d'autres minéraux occupent une place intermédiaire (calcite). Le signe de charge varie suivant les minéraux : charges négatives pour quartz, amphibole et micas, positives pour calcite et gypse. Le microcline a une charge variable selon la dimension des particules.

** L'intensité dépend aussi de l'humidité de l'air, l'état surface des particules, de la température, etc.

*** Cela a été démontré, en ce qui concerne l'URSS, par A.F. Lebedev, V.V. Ohotin et ainsi que les chercheurs de la Chaire de la Science des Sols de Moscou.

**** A l'exception de limons morvaniens dont la résistance continue d'augmenter légèrement.

variable suivant les sols. On introduit "l'indice d'accroissement de la résistance" I_{ar}^* , pour savoir si cette charge optimale a été atteinte et qui se définit comme étant le rapport de l'augmentation de la résistance des éprouvettes à l'accroissement de l'énergie de compactage. On a constaté également qu'après le même compactage, les éprouvettes humides ont une résistance mécanique plus faible qu'à l'état sec à l'air. Pourtant, la résistance maximale est atteinte pour la même charge optimale de compactage.

Il semble que, selon les auteurs, sous la charge optimale de compactage, on atteint une structure caractérisée par une réorientation, un rapprochement et une "interpénétration" des particules tels que le sol atteint alors une **compacité** suffisante pour que les forces d'attraction se manifestent de façon complète.

Il y a certes d'autres facteurs qui jouent également avec plus ou moins d'importance. Dans cette série de facteurs, dont deux ont déjà été abordés**, on présentera l'idée et les résultats des chercheurs moscovites sur le troisième facteur qui est, pour nous, le plus intéressant et le plus significatif : la teneur en eau liée.

Comme d'habitude, ils divisent l'eau dans l'argile en deux grandes catégories :

- I – L'eau liée,
- II – L'eau libre.

Ensuite, l'eau liée est à son tour subdivisée schématiquement en deux classes :

- a) l'eau liée fortement,
- b) l'eau faiblement liée.

La figure 15** illustre la variation de la teneur en eau liée*** en fonction de la pression appliquée. Les courbes représentées sur cette figure s'aplatissent nettement à partir d'une certaine pression comprise entre 200 et 500 bars. Pour une pression inférieure à cette dernière, la teneur en eau décroît rapidement. Puis, à partir de cette pression, la teneur en eau diminue très peu même lorsque la pression atteint plusieurs milliers de bars. Ils constatent qu'une partie de l'eau liée est retenue très fortement par les particules d'argile et qu'une autre partie de l'eau liée peut en être expulsée beaucoup plus facilement (cf. TAB 4 , page 66).

$$* I_{ar} = \frac{p_2 - p_1 \text{ la résistance en g/cm}^2}{P_2 - P_1 \text{ la charge de compactage en kg/cm}^2}$$

** Le premier évoqué est "la composition chimique et minéralogique des argiles" et le second : "les particularités de structure et texture".

*** Ces observations ont été faites sur les éprouvettes d'argile ne contenant que l'eau liée.

*+ page 64.

a) L'eau liée fortement* n'est pas prise non plus comme un bloc "monolithique" (c'est ce qui fait l'originalité de cette étude) au contraire on peut en distinguer trois fractions différentes, en fonction de l'énergie de liaison des molécules d'eau avec les particules minérales :

1 - "l'eau des arêtes et des cassures de la surface du réseau cristallin" provient de liaisons ayant un niveau énergétique maximal qui se forment lorsque des molécules d'eau entrent en contact avec les éléments superficiels du réseau cristallin.

2 - "l'eau d'hydratation proche des ions" (surtout des cations) se forment lors de l'hydratation des cations échangeables**.

Ces deux premières parties de l'eau liée fortement constituent, selon les auteurs, un dixième de "la teneur en eau hygroscopique" maximale des sols. En l'état actuel de leurs connaissances, ils ne savent pas encore comment varient les propriétés des sols en fonction de chacune de ces fractions d'eau fortement liées, ne possédant que quelques résultats de leur influence globale. Il leur semble possible de confondre ces deux fractions d'eau fortement liée en une seule et de constater que la présence de celles-ci dans des sols (cohérents) fins ne diminue pas notablement la résistance mécanique de ces matériaux du fait que ces deux fractions ne forment pas autour des particules des films d'eau continus, mais sont disposées en zones irrégulières dispersées aux endroits énergétiquement les plus actifs - les cassures et les arêtes du réseau cristallin. Les surfaces des feuillets des minéraux argileux sont pour ainsi dire "sèches" et peuvent réagir entre elles directement***.

3 - une dernière fraction de l'eau liée fortement est nommée "l'eau des surfaces des feuillets des minéraux argileux". Elle est répartie sur les surfaces des feuillets des minéraux et réagit avec les groupes OH et O de ces surfaces, principalement par des liaisons hydrogènes****. Contrairement aux deux premières fractions, elle constitue des films continus autour des particules. Lorsque cette eau est présente, l'intensité des liaisons entre les particules minérales diminue, ce qui provoque un abaissement de la résistance mécanique des sols.

Une diminution de résistance déjà assez importante est constatée lorsqu'un sol argileux contient toutes les fractions d'eau fortement liée***** (Cf. TAB 4.).

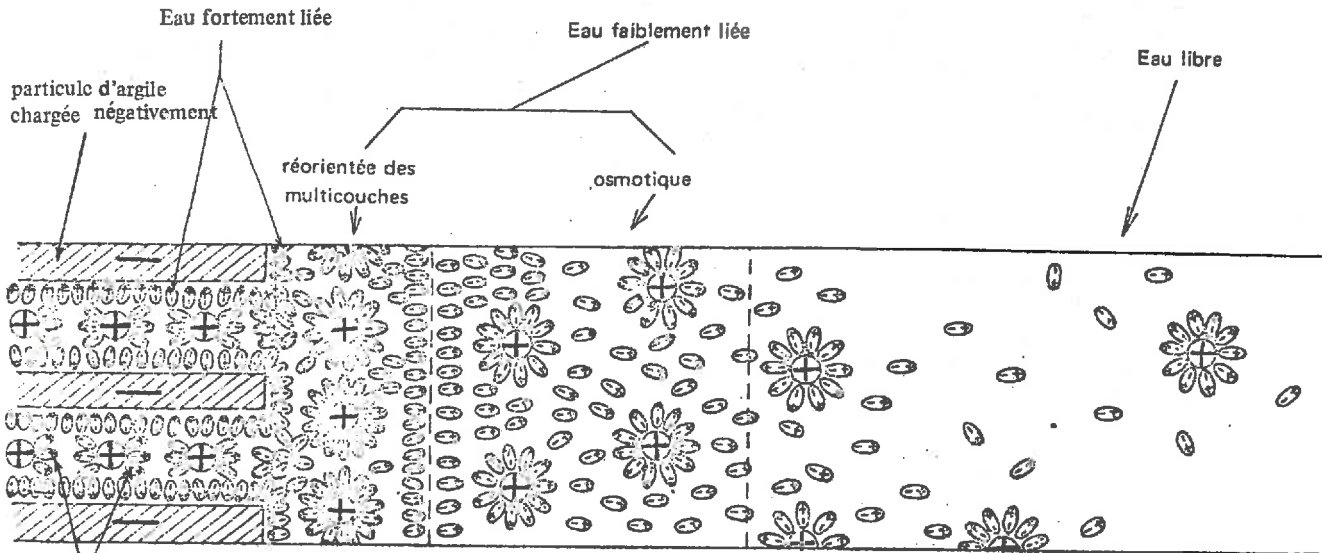
* Elle correspond à peu près à la teneur en "eau hygroscopique" maximale ici désignée par w_M . C'est la teneur en eau du sol obtenue par adsorption sous forme de vapeur, la tension de vapeur étant égale à 100 %

** Et cela par suite de liaisons électrostatiques qui apparaissent entre ces ions et les molécules d'eau. [Pour une argile pouvoir d'hydratation est d'autant plus grand que le rapport silice/alumine est plus grand].

*** On trouve, dans ce cas, une résistance mécanique voisine du maximum.

**** Son niveau de liaison énergétique avec les particules minérales est inférieur à celui des deux premières fractions, et elle est caractérisée par une faible mobilité et des propriétés qui la différencient de l'eau libre.

***** La teneur en eau du matériau est voisine de la teneur en eau hygroscopique maximale, l'eau rempli complètement les espaces entre les paquets de particules. L'humidité relative de la phase gazeuse du sol est égale à 100 %.



Eau d'hydratation
"proche" des cations
échangeables

Fig. 14 — Répartition des différentes formes d'eau liée (d'après SERGEEV, 1969).

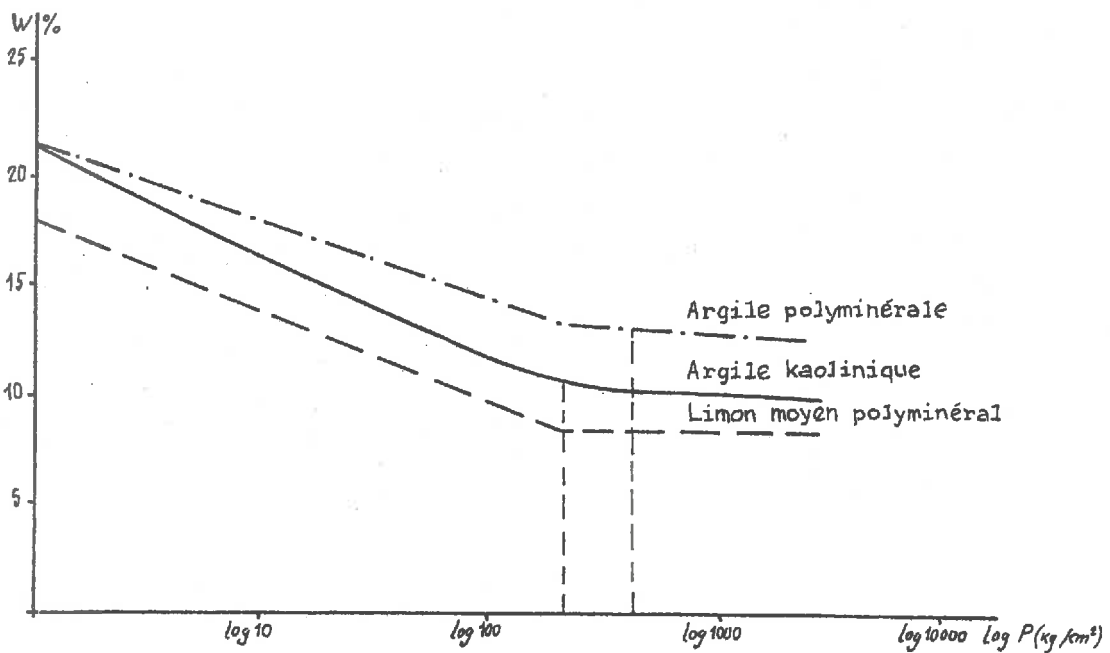


Fig. 15 — Variation de la teneur en eau de divers sols argileux en fonction de la pression appliquée (d'après SERGEEV, 1969).

A la suite des recherches de M.V. Slonimskaia (1967) qui utilisa la méthode de résonance magnétique nucléaire, on a pu entrevoir une division ultérieure encore plus poussée de l'eau liée fortement dont la structure semble dépendre de la composition des minéraux argileux. Le rapport entre les différentes fractions de celle-ci variera en fonction des particularités cristalochimiques des minéraux argileux.

b) L'eau faiblement liée :

Lorsque la teneur en eau des sols augmente au-delà de la valeur de la teneur en eau hygroscopique maximale (l'argile contient alors toutes les fractions d'eau fortement liée), cela a comme conséquence l'apparition de l'eau faiblement liée laquelle se différencie nettement de l'eau liée fortement et diffère peu de l'eau libre par ces propriétés. Cette eau a un niveau de liaison énergétique plus faible que l'eau liée fortement et a été divisée, elle aussi, en deux parties :

1 – "l'eau réorientée des multicouches" se constituant autour des particules et des ions adsorbés, grâce à des liaisons moléculaires, et formant autour des particules une sorte de film*. La somme des teneurs en eau (l'eau liée fortement et l'eau réorientée des multicouches) constitue la teneur en eau appelée "teneur en eau moléculaire maximale" (w_M) par Lebedev.

2 – "l'eau osmotique" représente le deuxième aspect d'eau faiblement liée et se forme par suite de la pénétration de molécules d'eau, en provenance d'une solution, vers la couche diffuse des micelles, où la concentration en ions s'avère être plus grande que dans la solution. L'eau retenue par les forces osmotiques est difficile à distinguer de l'eau capillaire contenue dans des capillaires de petits diamètres.

Les auteurs attribuent la plasticité des sols, dans un domaine donné de teneur en eau, à la présence d'eau osmotique c'est-à-dire à une teneur en eau supérieure à la valeur de la teneur en eau moléculaire maximale. Lorsque, en plus de l'eau liée, un sol contient de l'eau libre, la plasticité tend à disparaître. On va vers le domaine de la consistance liquide de matériau au sens de Terzaghi.

*"L'eau pelliculaire" selon A.F. Lebedev.

TABLEAU 3 -- DIFFERENTS TYPES D'EAU DANS L'ARGILE

		EAU LIEE		EAU LIBRE	
Division habituelle		eau de constitution		eau adsorbée	
		eau liée fortement		eau faiblement liée	
Diversions selon les chercheurs de l'Université de Moscou	1) Eau des arêtes et des cassures de la surface du réseau cristallin.	2) Eau d'hydratation "proche" des cations échangeables.	3) Eau de surface de feuilletés des minéraux argileux	D) Eau réorientée des multicouches	ID) Eau osmotique
	Structure	Structure rigide, s'approchant d'un corps solide mais très différent de celle de la glace ; on distingue diverses propriétés de structures en fonction de la composition des minéraux argileux (dans la kaolinite par exemple, la structure est voisine d'un corps solide, dans la montmorillonite d'un corps liquide).		Sa structure se situe entre celle de l'eau liée fortement et celle de l'eau libre	
Propriétés	Se rapprochant d'un corps solide		Se distingue considérablement de celles de l'eau fortement liée, mais diffère peu de l'eau libre		du liquide
Température de gel	- 78 °C		- 1,5 °C		+ 4,0 °C
Température d'évaporation	de 300 °C à 150 °C	Supérieur à 100 °C	inférieur à 100 °C		inférieur à 100 °C
Masse volumique	en moyenne égale à 2 g/cm ³ (comprise entre 1,2 et 2,4 g./cm ³)		voisine de l'eau libre		1,00
Viscosité à 20 °C	considérable		*		négligeable (relativement)
Résistance au cisaillement	importante		Beaucoup plus faible que la résistance du groupe précédent		négligeable (relativement)
Module de cisaillement	2kg/mm ² pour une épaisseur de film égale à 0,09 micron (environ 200 fois plus faible que celui du plomb)		*		négligeable -- n'a pas d'importance pratique
Tension de vapeur	Inférieure à celle de l'eau libre		Plus près de celle de l'eau libre (intermédiaire entre eau fortement liée et celle de l'eau libre).		Supérieure à celle de l'eau liée
Mobilité ou mouvements moléculaires	Très faible car le mouvement est très limité, mais cela dépend aussi du type d'argile : par exemple plus grande mobilité dans la montmorillonite que dans la kaolinite.		Plus accentuée que pour l'eau fortement liée mais plus faible par rapport à l'eau libre et est la fonction de la température.		Très élevée (fonction de la température)

(à 0°C → 88,5)
(à 100°C → 55,9)

MINÉRALOGIE

Répartition du film d'eau au tour de la particule	discontinu, l'eau dispersée en petites zones isolées	plus ou moins continu	Ce type d'eau forme au tour des particules un film d'eau impliquant les propriétés d'adhésivité.	forme aussi autour des particules un film d'eau la plasticité des argiles est imputable à ce type d'eau.	continu, l'eau remplit plus ou moins tous les vides
Niveau de liaison énergétique avec les particules minérales.	Très important	Moins important que le groupe 1, mais aussi très élevé.	Inferieur au groupe 2, mais bien plus élevé que celui de l'eau faiblement liée.	Beaucoup plus faible que le niveau du groupe précédent (faible liaison avec la surface des particules).	*
Participation quantitative de différents types d'eau dans l'argile. Teneur en eau des argiles.	1/10 de la teneur en eau hygroscopique maximale (W_M)	Teneur en eau hygroscopique maximale (W_M)	Teneur en eau moléculaire maximale (W_m)	Limite de plasticité (W_p)	Limite de liquidité (W_l)
Propriétés caractéristiques des argiles.	Résistance de matériau argileux très élevée	Moins importante que la précédente mais reste élevée	Beaucoup plus basse que la précédente. L'argile devient collante et adhésive	Résistance faible tout en restant collante. L'argile devient plastique	La résistance est pratiquement nulle. L'argile se comporte comme un corps liquide.

A propos des constatations des pages précédentes, les conclusions d'une expérience récente de Moore et Mitchell (1974) nous intéressent plus particulièrement. Il s'agissait du système : "argile-eau-ions". Sur des sols argileux contenant des fluides interstitiels aux constantes diélectriques variables* trois différents types d'essais ont été exécutés :

- détermination d'énergie d'activation (lors des essais de fluage)
- essais de cisaillement au scissomètre
- essais de cisaillement à l'appareil triaxial.

C'est le minéral kaolinite qui a été sélectionné pour cette étude.

Les auteurs avancent l'hypothèse suivante :

Si la force d'attraction interparticulaire croît, les paramètres de la résistance du sol lors d'une déformation quelconque augmentent eux aussi ; pour la vérifier expérimentalement, il a été entrepris trois types d'essais cités ci-dessus. Les résultats de ces expériences confirment cette hypothèse (la seule exception était le "formamide" utilisé comme fluide interstitiel ; cela a été attribué aux phénomènes de gonflement du squelette minéral de kaolinite ; par la suite, cela a été confirmé par des analyses aux rayons X).

Il s'avère que les valeurs enregistrées par la résistance au cisaillement à la rupture ainsi que par l'énergie d'activation varient en fonction des constantes diélectriques du fluide interstitiel.

Sur la figure n° 16 (cf. page 77) on a montré cette relation en rapportant la constante diélectrique statique en fonction des forces d'interaction (électrostatiques, électrodynamiques, résultante nette). En se référant à cette figure, on constate que si la valeur de la constante diélectrique est égale à 4 (c'est la valeur de la constante diélectrique statique des particules d'argile), la force de Van Der Waals est égale à zéro.

Physiquement, cela signifie que lorsque le matériau entre les particules d'argile reste identique au matériau constituant les particules elles-mêmes, la force de Van Der Waals est grosso-modo égale à zéro**.

* Le fluide interstitiel, dans les échantillons à tester, tous préparés préalablement avec de l'eau pure, a été remplacé par une percolation lente (six mois environ) à volume du matériau constant, ainsi on a pu obtenir des séries d'éprouvettes identiques ne différant que par leurs constantes diélectriques. Il est important de noter que les fluides interstitiels de remplacement ont été infiniment miscibles avec de l'eau pour assurer un remplacement complet de celle-ci, (cela a évidemment limité le choix des substances de remplacement).

** En réalité, même si le fluide interstitiel a une constante diélectrique statique égale à celle des particules argileuses, il paraît invraisemblable que la courbe des effets diélectriques résultants totaux (courbe totale des fréquences diélectriques) soit identique et pour les particules argileuses et pour le fluide interstitiel.

Ainsi, si l'on a calculé ces valeurs en utilisant l'équation complète (élaborée par les auteurs) au lieu de l'équation simplifiée $[F(l) = \frac{\pi^2}{240} \cdot \frac{h \cdot c}{14} \cdot \frac{1}{\sqrt{\epsilon_{30}}} \cdot \frac{\epsilon_{10} - \epsilon_{30}}{\epsilon_{10} + \epsilon_{30}} \cdot \phi \cdot DD \cdot \left(\frac{\epsilon_{10}}{\epsilon_{30}}\right)]$ la courbe des forces de Van der Waals, sur la fig. n° 16 (p. 77), ne tendrait probablement pas d'une manière très précise vers zéro.

Pour les auteurs c'est une conséquence logique, puisque les forces de Van Der Waals sont dues à la perturbation des champs électro-magnétiques.

Si la valeur de la constante diélectrique du fluide interstitiel devient différente de celle de la particule d'argile, l'attraction de Van Der Waals croît de manière définie selon l'équation donnée par les auteurs (cf. Réf. 421).

La courbe résultante d'interactions, montrée sur la fig. n° 16 — est la somme algébrique de l'attraction de Van Der Waals et de la répulsion électrostatique.

Les valeurs spécifiques de la courbe résultante des forces d'interaction semblent être dépendantes :

- a) des propriétés diélectriques des particules argileuses,
- b) des arrangements spaciaux des particules (le volume et la répartition d'orientation des particules étant constants),
- c) de la température (constante lors des essais),
- d) de la valence et de la concentration des ions du fluide interstitiel (valeurs qui n'ont pas été déterminées avec précision),
- e) des propriétés diélectriques du fluide interstitiel : la constante diélectrique étant la variable principale du programme expérimental entrepris.

Par conséquent, lorsque la résultante des forces interparticulaires devient plus attractive, on peut s'attendre à ce que la résistance au cisaillement croisse, ainsi que l'énergie d'activation. Au contraire, quand les forces interparticulaires de répulsion augmentent, on peut espérer que la résistance au cisaillement et l'énergie d'activation décroissent. Donc, quand la constante diélectrique du fluide interstitiel devient différente de celle des particules d'argile à la suite d'un accroissement ou d'un décroissement des valeurs d'une constante l'une par rapport à l'autre, la résultante des forces d'interaction devient de plus en plus positive (attractive). L'effet de la force électrostatique (de répulsion) est de diminuer l'attraction pour des valeurs élevées de la constante diélectrique du fluide interstitiel.

Ces conclusions de Moore et Mitchel sont une contribution fort importante à la compréhension du rôle joué par l'eau dans la résistance au cisaillement des argiles kaoliniques. Cependant, une fois encore, cette étude ne permet pas de distinguer clairement le contour de la dite "particule d'argile" de celui des différents types d'eau dans l'argile. Les auteurs mentionnent que tous les échantillons ont été préparés à volume constant, mais n'indiquent pas la valeur de la densité des matériaux étudiés

(probablement beaucoup plus faible que les densités rencontrées dans la pratique).
Il en est de même pour les variations de la résistance en fonction des différents fluides interstitiels.

Les théories physico-chimiques – Bien qu'elles aient apporté d'importants renseignements sur les systèmes argileux, les théories physico-chimiques actuellement utilisées pour les argiles ne pouvaient décrire de façon complète leur comportement mécanique.

C'est ainsi que la théorie de la double couche électro-chimique a bien permis de prévoir d'une manière approchée les critères de floculation des suspensions argileuses, le gonflement de certaines argiles, leurs propriétés d'échange cationique, mais elle renseigne peu sur les grandeurs mécaniques proprement dites liées à ces phénomènes physico-chimiques ; cette théorie est d'ailleurs difficilement applicable dans le cas d'une argile kalolinique.

De même, la théorie de l'adsorption moléculaire n'est utile en elle-même que qualitativement pour interpréter les propriétés mécaniques aux faibles teneurs en eau.

Les deux théories se complètent bien en recouvrant toute la gamme des teneurs en eau (des suspensions au produit argileux pratiquement sec), mais n'offrent à leurs utilisateurs que la possibilité de faire des prévisions très approximatives sur les propriétés mécaniques. Par conséquent, il serait préférable d'essayer d'introduire une théorie à caractère unitaire.

La théorie des "processus de taux de déformation", appliquée aux sols* par Mitchell et ses collaborateurs, nous semble beaucoup plus prometteuse et capable de répondre à ce souci. On abandonne l'idée de calculer, par exemple, la cohésion à partir des forces qui s'exercent entre deux particules et on préfère utiliser une méthode plus globale,** en considérant directement une masse argileuse et on procède à l'aide de la thermodynamique (plus précisément, l'application au sol des travaux concernant la vitesse des réactions chimiques).

* D'après la théorie de "Rate Processus" de Glasstone, Laidler et Eyring, élaborée pour calculer les vitesses de réaction chimique ("vitesses réactionnelles").

** Il y aurait deux possibilités : A) – celle de ne considérer que les forces qui peuvent être calculées entre deux particules et pour pouvoir passer de deux particules à une masse argileuse, on assimile le sol à un modèle très simple ne représentant que de très loin la réalité ; il est donc nécessaire de faire des expériences sur des systèmes réels pour vérifier que les résultats (numériques) obtenus à partir de notre modèle ne sont pas trop éloignés de la réalité. L'alternative adoptée par ceux qui utilisent la théorie de la double couche de Gouy-Chapman (les résultats sont en général qualitatifs).

B) – En revanche, la deuxième possibilité est d'abandonner l'idée de calculer les forces d'interaction entre deux particules et on préfère utiliser une méthode globale.

Les chercheurs* qui ont entrepris de développer une théorie physico-chimique des propriétés mécaniques des argiles se donnèrent comme point de départ les trois raisons suivantes :

- 1 — La portée insuffisante des théories actuelles ;
- 2 — La composition chimique exceptionnelle du système eau-argile qui permet l'utilisation de modèles très simples ;
- 3 — Le fait que la **déformation** de la matière correspond à un processus tout-à-fait assimilable aux **processus de diffusion**. (cf. fig. 17, p. 78).

Puis ils ont choisi un modèle** représenté par un ensemble de sphères rigides entre lesquelles existent des interactions considérées en termes énergétiques. Ce modèle a été suggéré par l'omniprésence remarquable de l'élément oxygène dans chacune des phases (solide, liquide, fluide et gazeuse).

Ils admettent l'idée qu'un corps, qu'il soit solide, liquide ou gazeux, est susceptible de subir des déformations sous l'action des forces extérieures ; ensuite, on l'assimile à un ensemble de sphères et, en excluant le cas de la déformation élastique, ils traduisent toute déformation par un **déplacement** ou mieux un **réarrangement** dans un tel ensemble. Ensuite, pour pouvoir traiter le problème, on fait correspondre à l'idée de déplacement la notion de **diffusion** (diffusion propre sans forces externes, diffusion forcée s'il y a des forces externes) ; les vitesses de déformation peuvent alors être calculées de la même manière qu'un chimie-physique. On calcule des **vitesses de diffusion** ou de **réaction** ; on introduit dans ce cas la notion d'énergie d'activation du phénomène (notée E^{***} qui est la barrière énergétique que doit franchir l'espèce diffusante**** ou réagissante. En l'absence de toute force extérieure, la hauteur de cette barrière énergétique ne dépend que du degré de liberté de l'unité mobile, laquelle pourra évidemment diffuser d'autant moins que E est plus élevé puisque la valeur de E représente le surcroît momentané d'énergie que doit acquérir cette unité pour se "libérer des liens" qui la retiennent sur un site donné.

* On pense ici plus particulièrement aux chercheurs de l'Université de Grenoble et de l'Université de Californie (cf. bibliographie, n° 167, 421 et 507).

** Il est souhaitable de prendre un modèle simple dans un premier temps et de le compléter ensuite par l'élimination progressive des hypothèses simplificatrices pour se rapprocher de plus en plus près du modèle réel.

*** Van t'Hoff a étudié un phénomène anciennement observé, à savoir que la vitesse d'une réaction est fonction de la température et qu'au dessous d'une certaine température la vitesse est pratiquement nulle. Selon Van t'Hoff et Arrhenius la relation entre la constante de vitesse (k) et la température a la forme suivante : $k = B \cdot e^{-E/RT}$, où T représente la température absolue, R la constante des gaz parfaits et où E et B dépendent du type de réaction et des conditions expérimentales. La grandeur E possède les dimensions d'une énergie ; Arrhénius l'appela énergie d'activation.

**** Ce sont les atomes et les molécules considérés lors des processus de déformation.

Cette théorie "des processus de taux de déformation" (qui demeure actuellement le centre d'intérêt de nombreux chercheurs) part du principe qu'une certaine énergie d'activation est nécessaire pour que des particules puissent se déplacer de leurs positions d'équilibre vers de nouvelles positions, l'énergie thermique du matériau et les forces extérieures étant considérées comme les sources possibles de cette énergie. La formation se fait à une vitesse dictée par la fréquence avec laquelle les particules peuvent acquérir une énergie suffisante pour surmonter les barrières d'énergie entre les positions d'équilibre.

Les espèces diffusantes, prenant part à un processus de déformation, sont empêchées de se mouvoir les unes par rapport aux autres à cause de la présence de barrières énergétiques qui séparent les positions d'équilibre avoisinantes. Le déplacement des atomes et des molécules vers de nouvelles positions exige qu'ils soient "activés" par l'acquisition d'une énergie ΔF suffisante pour surmonter la barrière (la valeur ΔF est appelée énergie libre d'activation).

Les espèces diffusantes ne sont pas au repos, d'après les données de la mécanique statistique, mais vibrent à cause de leur énergie thermique propre*.

On appelle fréquence d'activation le nombre de fois par seconde qu'une espèce diffusante acquiert une énergie thermique suffisante pour passer la barrière de hauteur ΔF . En l'absence de forces appliquées au matériau, les barrières sont traversées avec des fréquences égales dans toutes les directions. Dans le cas d'un échantillon qui attend d'être cisailé, il n'y a pas de forces extérieures et les barrières énergétiques étant traversées par des fréquences égales dans toutes les directions, il n'y a pas de déformation. Sous l'effet d'une force extérieure, qui peut être par exemple une force de cisaillement, appliquée à l'échantillon, l'amplitude de la barrière change ; la barrière est devenue dissymétrique, le seuil d'énergie à franchir a diminué, et la déformation a donc lieu plus facilement. Cette force de cisaillement f apporte une contribution d'énergie égale à $f\lambda^{**}$. L'effet de la force f est donc d'abaisser la barrière (supposée symétrique au départ) de $f\frac{\lambda}{2}$ dans la direction de la force et de la relever de $f\frac{\lambda}{2}$ (de la même quantité) dans la direction opposée.

Désignons la force totale de cisaillement agissant sur le matériau par unité d'aire par τ , et on peut définir le paramètre S structure de sol par la relation : $S = \tau/f$, où S représente le nombre d'espèces diffusantes par unité d'aire, autrement dit le nombre de contacts interparticulaires par unité d'aire sur la coupe observée.

Afin qu'une espèce diffusante puisse se déplacer, il faut rompre des forces inter-atomiques ou inter-moléculaires, c'est-à-dire rompre des liens de façon à ce que l'espèce soit libre d'aller occuper une nouvelle position d'équilibre. Le déplacement d'une espèce diffusante correspond, par hypothèse, à la rupture d'un lien unique (le nombre d'espèces diffusantes est égal, par conséquent, au nombre de liens).

* Avec une fréquence égale à $\nu_0 = \frac{B \cdot T}{h}$ où B_0 = constante de Boltzmann, h = constante de Planck et T = température absolue (K °)

** où λ représente la distance entre des positions d'équilibre successives.

La validité des expressions élaborées par la théorie des "processus de taux de déformation" a été vérifiée par de nombreux essais de laboratoire.

Grâce à ces expressions il serait possible de calculer également le nombre de liens interparticulaires à condition d'écrire ces expressions sous une autre forme, afin de permettre ce calcul.

Résumons ici quelques-unes des conclusions intéressantes données par Mitchell à la fin de l'exposé sur sa théorie des processus de taux de déformation : la résistance au cisaillement pour un σ donné et pour un indice des vides donné serait fonction des caractéristiques C et φ , de la contrainte normale effective, ainsi que de la structure, de la vitesse de déformation et de la température ; l'application de cette théorie permet la dérivation d'une expression, laquelle fournit des termes fonctionnels, grâce auxquels on peut établir un rapport entre deux caractéristiques C et φ , d'une part et la contrainte déviatoire d'autre part ; l'équation résultante pour la résistance au cisaillement, élaborée par l'auteur, montre que pour les valeurs constantes des contraintes effectives et des caractéristiques de frottement, les variations de la vitesse de déformation, de la structure et de la température n'influencent que la résistance due à la cohésion ; dans les conditions de constance de structure, de vitesse de déformation et de température, l'équation assez compliquée de Mitchell peut être mise sous la forme analogue à l'équation de Coulomb ($\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \varphi$) ; le calcul, fait dans le cadre de cette théorie, montre aussi pourquoi la vraie cohésion (due uniquement aux forces physico-chimiques dans l'argile, sans forces extérieures) n'est significative que dans des argiles ; le nombre des contacts interparticulaires par unité de l'aire de la coupe transversale du sol semble être le facteur le plus significatif influençant la valeur de la cohésion ; le logarithme de la vitesse de déformation est directement proportionnel à la contrainte déviatoire (en accord avec les prévisions théoriques) dans des conditions de constance : de structure, de température et de contrainte normale effective ; l'accroissement de la température, pour tous les autres facteurs constants, conduit à la diminution de la résistance au cisaillement ; l'influence de la structure du sol sur sa cohésion apparaît qualitativement en accord avec les hypothèses suivant lesquelles les argiles "flocuées" présentent une plus grande cohésion que les argiles dites "dispersées" ; ce procédé, avec ces hypothèses, conclut l'auteur, ne prétend pas fournir une méthode pour le calcul quantitatif de la résistance à partir des propriétés fondamentales du sol. Un tel calcul est, en effet, impossible à présent à cause de manque de méthodes permettant de déterminer toutes les quantités nécessaires pour cela. Cependant, cela peut bien servir comme point de départ afin de progresser plus vite dans la connaissance de la résistance au cisaillement et comme un guide des études expérimentales ultérieures.

* Les termes "floculé" ou "dispersé" auront un sens assez différent de celui que leur donne le chimiste ; il est convenu d'appeler "sol dispersé" un sol dans lequel les forces interparticulaires prédominantes sont des forces de répulsion, et "sol floculé" un sol dans lequel les forces prédominantes sont des forces d'attraction. L'arrangement des particules d'un sol dispersé sera sensiblement parallèle, celui des particules d'un sol floculé sera en revanche désordonné (cf. la référence n° 131).

Par la suite un certain nombre d'essais a été entrepris à l'Université de Calivornie (Berkeley) et il en a été tiré les résultats suivants :

- 1 — l'énergie d'activation, en ce qui concerne le fluage*, ne dépend pas de la pression de consolidation et de l'indice des vides ; elle est la même pour une argile humide ou sèche. Les valeurs de cette énergie sont du même ordre de grandeur pour les sables et les argiles (de 30 à 45 Kcal/mol.) ;
- 2 — une diminution du nombre de rupture de liens et de la contrainte effective a été constante lors du remaniement d'une argile (mais, le rapport entre le nombre de liens et la contrainte effective est la même que pour une argile non remaniée).
- 3 — la résistance à la compression [c'est-à-dire $(\sigma_1 - \sigma_3)_{pic}$ dans le triaxiale] est proportionnelle au nombre de liens par unité d'aire (le nombre d'espèces diffusantes est égal au nombre de liens) ;
- 4 — Une raltion linéaire est établie entre le logarithme du nombre de liens et la teneur en eau (variable depuis les argiles desséchées jusqu'aux argiles saturées) ;
- 5 -- le nombre de liens par unité d'aire est approximativement cent fois plus grand pour l'argile desséchée que pour l'argile humide ;
- 6 -- la **surconsolidation** entraîne, pour la même contrainte effective, un accroissement dans le nombre de liens par rapport à la consolidation normale ;
- 7 — pour tous les sols étudiés, on trouve la même relation de proportionnalité entre la **résistance et le nombre de liens.**

A propos de l'utilité de la théorie "des processus de taux de déformation" il est important de mentionner ici un certain nombre de constatations et de conclusions qui ont été faites à ce sujet.

— L'ordre de grandeur (de 30 à 45 Kcal par mole) de l'énergie d'activation** pour la déformation d'un sol ne prouve pas que les liaisons soient du type chimique puisque la rupture simultanée de plusieurs liens d'un type de liaison plus faible pourrait donner des énergies de l'ordre de grandeur observé. Par contre, ces valeurs de 30 à 45 Kcal mol sont compatibles avec celles mesurées pour la diffusion d'oxygène dans les minéraux silicatés et, par conséquent, sont en accord avec l'idée de Rosenqviste sur le fluage dans les sols qui résulterait d'une lente diffusion des ions oxygène à l'intérieur et autour des

* Il est possible de déterminer l'énergie d'activation expérimentalement grâce à un essai de fluage avec variation de température (Mitchell, Campanella et Singh).

** Généralement, les réactions chimiques mobilisent des énergies d'activations de l'ordre de 10 à 100 Kcal par mole et la rupture d'une liaison chimique primaire nécessite une énergie supérieure à 10 Kcal par mole.

contacts interparticulaires. Les sables et les argiles sont des silicates et leurs couches de surfaces sont formées d'atomes d'oxygène reliés par des atomes de silice. De l'eau, sous une forme non encore précisée, sera très proche de la surface des particules. La structure de l'eau est faite d'atomes d'oxygène reliés par de l'hydrogène et n'est pas très différente de la structure des couches silicatées dans les minéraux argileux (et sableux).

— Tout ce qui est dit précédemment ainsi que l'idée, selon laquelle une **frontière distincte entre la surface des particules et l'eau n'est pas directement discernable**, nous conduit à admettre qu'une structure plus ou moins continue se propagerait à travers les contacts interparticulaires. Dans cette hypothèse, l'espèce diffusante sera constituée par un oxygène individuel (ce qui est corroboré par des valeurs égales obtenues pour les énergies d'activation d'argiles humides et sèches, et des sables).

— Les zones de contacts interparticulaires sont les seules régions où les contraintes normales et tangentielles effectives peuvent être transmises, au moins pour la grande majorité des sols naturels.

Il est possible que pour certains systèmes colloïdaux particuliers* les contraintes effectives normales peuvent être entièrement supportées par la pression de répulsion de la double couche. Cependant, ces systèmes sont rares.

— Pour des sols plus typiques, il paraît probable que le rôle prédominant des forces d'interaction de double couche et des autres forces physico-chimiques est de contrôler l'arrangement initial des particules du sol et de modifier la force transmise au point de contact par rapport à ce qu'elle aurait été si les contraintes appliquées avaient été les seules agissantes.

— Un contact interparticulaire peut contenir de nombreux liens. Le nombre de liens à chaque contact dépend de la force de compression transmise à ce contact. La théorie de l'adhésion de frottement de Terzaghi-Bowden et Tabor pourrait être applicable au contact. Selon cette théorie, l'aire de contact A_c est donnée par : $A_c = \frac{N}{\sigma_y}$ où N est la force nominale et σ_y la contrainte de rupture du matériau. Le nombre de liens interatomiques formés au contact est supposé proportionnel à l'aire de contact. Si on suppose qu'il y a établissement de liens directs entre les atomes à la surface des minéraux constituant le sol, alors la résistance de chacun de ces liens devrait être à peu près du même ordre de grandeur. En revanche, la résistance à la rupture d'un contact particulier variera sur une grande échelle en fonction du nombre de liens par contact. De plus, la résistance totale le long d'un plan donné serait proportionnelle au nombre de liens (et non le nombre de contacts dans ce plan).

* Par exemple : une montmorillonite au sodium, bien dispersée.

– Les résultats des essais montrent que la contrainte effective et la résistance sont toutes deux proportionnelles au nombre de liens ; cela démontre rationnellement le fait bien connu que la résistance est proportionnelle à la contrainte effective.

– Les liens interparticulaires peuvent se former en réponse à des forces de contact interparticulaires engendrées par des forces extérieures ou par des forces physico-chimiques d'interaction ou par les deux. Les liens interparticulaires existant en l'absence de forces extérieures sont responsables de la cohésion "vraie". En l'absence de forces physico-chimiques, les aires de contact sont formées par l'action des forces extérieures appliquées au sol et la résistance est uniquement constituée par du frottement. Il n'y a pas de différence, cependant, entre le frottement et la cohésion au point de vue du processus de cisaillement. La différence entre ces deux "composantes" de la résistance au cisaillement provient uniquement de l'origine de la force de contact interparticulaire qui engendre l'aire de contact.

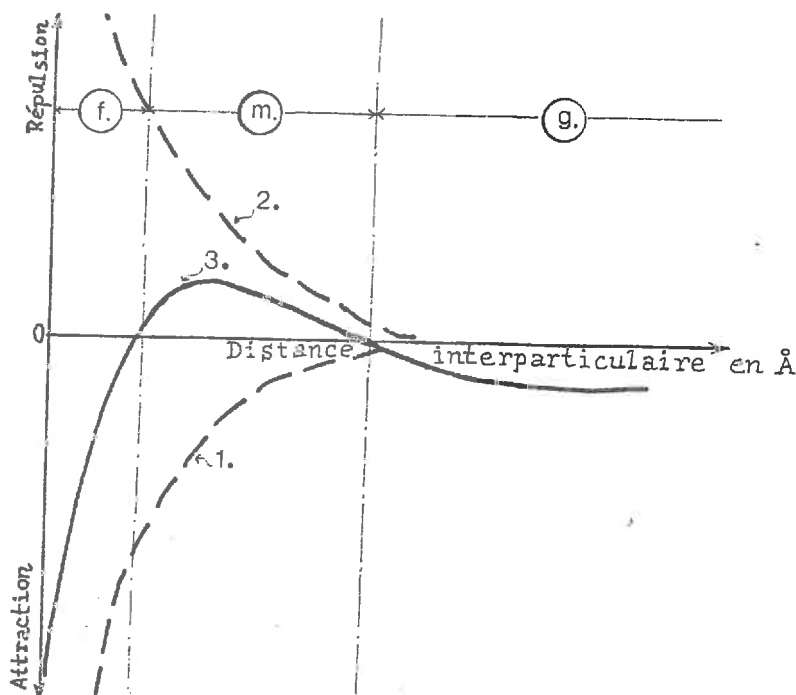


Fig. 16a— Il est prouvé que la surface des particules argileuses porte des charges électriques. Van Olphen (1963) a montré que des charges négatives étaient associées aux faces (0,01) et des charges positives aux bords des particules. Il va ainsi se développer tout un système de forces attractives ou répulsives, et à rayon d'action plus ou moins grand*. La liste, même incomplète, des forces existant dans le système

argile-eau montre la multiplicité des interactions possibles. A l'heure actuelle on n'est pas en mesure d'élaborer un modèle unique mettant en jeu tous les paramètres. Dans la théorie de la double couche on simplifie énormément le problème en ne considérant que deux des forces existantes : la répulsion due à la double couche et l'attraction moléculaire (attraction de Van der Waals). La figure 16a représente un courbe de potentiel caractéristique de l'interaction de particules chargées de même signe en fonction de la distance inter-particulaire, entourées d'une double couche électrique. La courbe (1) caractérise la variation de l'énergie d'attraction moléculaire (Van der Waals), tandis que la courbe (2) montre la variation de l'énergie de répulsion des doubles couches des particules. Enfin, la résultante (3) schématise l'équilibre énergétique entre l'attraction et la répulsion ; les forces d'attraction l'emportent pour de grandes distances (g) supérieures à 1000Å, à des distances moyennes, de 10 à 1000Å (correspondant à l'épaisseur des couches diffuses) les forces de répulsion commencent à devenir prépondérantes, en revanche, à des distances faibles (de l'ordre de 10Å), ce sont les forces d'attraction qui l'emportent de nouveau, puisque la double couche ne peut se développer (d'après Overbeek 1952, et Sergeev 1969).

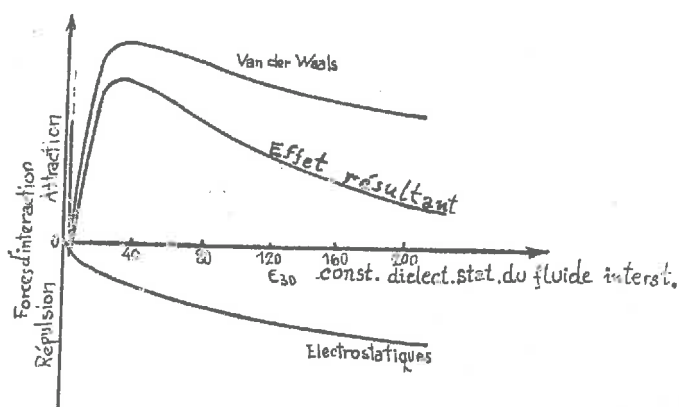


Fig. 16b — Variations des forces électrostatiques (répulsion) en fonction de la constante diélectrique statique du fluide interstitiel séparant les particules (d'après Moore et Mitchell, 1974).

* Ce sont : répulsion due à la double couche, attraction de Van der Waals, répulsion de Born, répulsion osmotique, hydratation de la surface des particules d'argile, hydratation des ions, attraction électrostatique bord-face, liaisons chimiques primaires, etc.

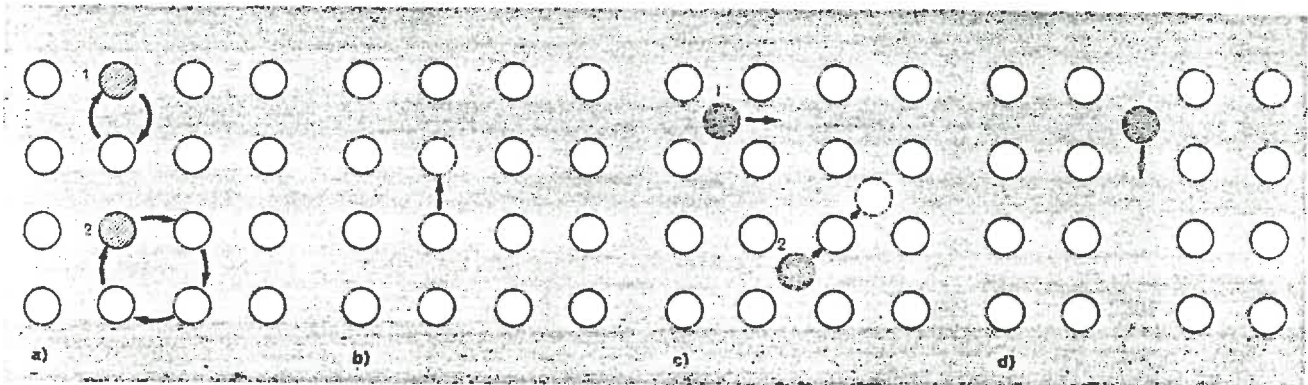


Fig. 17 - Schématisation de différents mécanismes de diffusion: a) 1 simple échange de deux atomes adjacents, 2 échange cyclique faisant intervenir la permutation de deux ou trois atomes adjacents; b) échange lacunaire; c) 1 diffusion d'atomes en position interstitielle vers une position voisine, 2 mécanisme interstitiel indirect, un atome interstitiel prend la place d'un atome voisin et « pousse » ce dernier en position interstitielle; d) diffusion le long du joint des grains, ce mécanisme n'intervient qu'à des températures relativement basses. (in "EIST" - Paris 1975).

Fig. 17

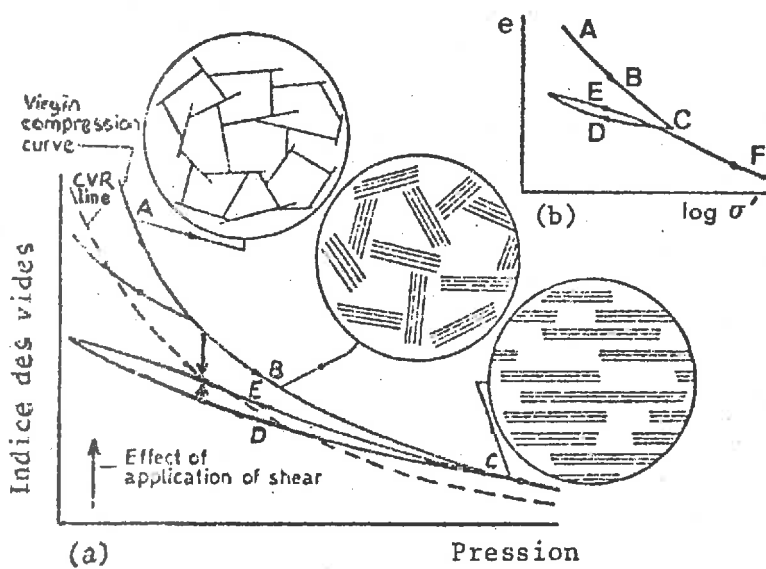
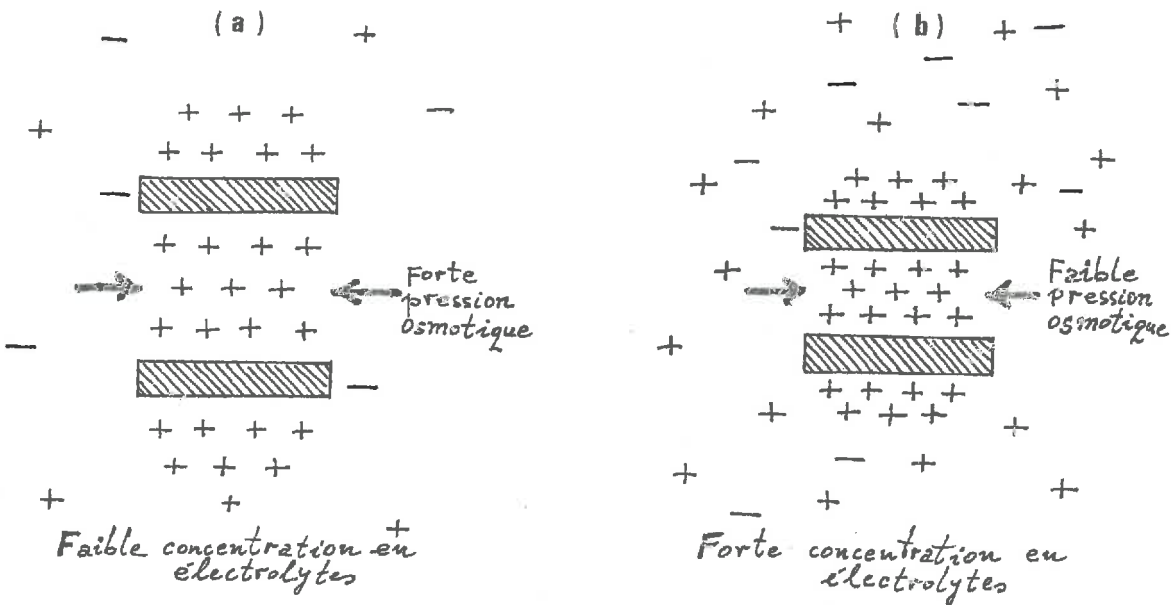


Fig. 18 - changements de structure pendant la consolidation et le gonflement d'une argile (in Runacher, 1970).

Fig. 19 — Lorsque deux particules d'argile immergées dans l'eau et poussées l'une vers l'autre jusqu'à une certaine distance, par une contrainte effective σ' , les deux doubles couches, c'est-à-dire particules, ions échangeables et eau, se chevauchent. La concentration en ions de l'eau à l'intérieur des doubles couches est plus grande que dans l'eau "libre". Les cations sont attirés à la surface des particules par le champ électrique dû à la charge négative des particules. Ces cations sont ainsi "emprisonnés" entre les deux particules, tandis que l'eau peut entrer ou sortir. Le champ électrique se comporte comme une membrane semi-perméable (l'eau peut entrer dans les doubles couches, mais les cations ne peuvent en sortir). La concentration en ions de l'eau "libre" détermine l'amplitude et la direction de la pression osmotique.



- Lorsqu'un agrégat de particules argileuses (avec des ions adsorbés) se trouve humidifié par une eau à faible concentration en électrolytes, la pression osmotique est forte et "pousse" l'eau entre les particules : l'agrégat gonfle (Fig. 19a). Si la concentration en électrolytes est forte la différence entre la concentration en cations à la surface du minéral et celle de la solution est moindre, et la pression osmotique est moindre : l'argile a moins tendance à fongler (Fig. 19b).

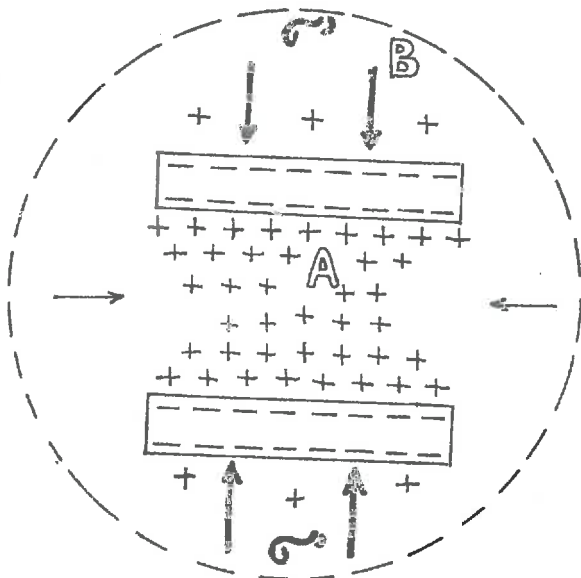


Fig. 20 — L'eau va couler de B vers A par suite de la différence de concentration en ions entre les milieux A et B. Pour empêcher le gonflement, il faudrait exercer une pression effective σ' qui contrebalancerait la pression de répulsion.

DEUXIEME PARTIE

ETUDE EXPERIMENTALE

DEUXIEME PARTIE

ETUDE EXPERIMENTALE

Matériau utilisé

Après avoir examiné plusieurs types d'argiles plastiques de la région parisienne, nous avons enfin choisi l'argile de Provins* du fait de sa qualité très homogène et mono-minérale (composée presque uniquement de kaolinite) ; également, c'est aussi une des argiles la plus rencontrée dans la nature et utilisée en construction. La roche argileuse kaolin formée de kaolinite presque pure appartient au groupe d'hydro-silicate d'alumine (famille de phyllosilicates dont le feuillet élémentaire est composé de deux couches).

Ce matériau, avant le début de toute manipulation en laboratoire, a subi pendant plusieurs mois le traitement d'homogénéisation et d'uniformisation suivant :

— une fois prélevées, au même endroit** et le plus homogène possible, les trois tonnes de ce matériau ont été transportées à la Station Expérimentale Saint-Paul du CEBTP (Sant-Rémy-les-Chevreuses), puis mises en petites mottes, séchées lentement à l'air et ensuite à l'étuve à 60° C. Puis, une fois sèche, cette argile a été transformée par broyage en poudre fine, inférieure à 2 μ , laquelle a été ensuite homogénéisée dans un énorme "bac" étanche, de plusieurs mètres cube, dans lequel on a procédé à un mélange et à un mixage de la poudre en évitant la perte d'éléments très fins.

— une fois bien homogénéisé, on a placé ce matériau dans des sacs en plastique et on l'a stocké dans les laboratoires du CTGREF d'Antony et CEBTP de Paris : plus tard une partie de ce matériau a été transporté à l'Ecole Centrale (Chatenay-Malabry). Notre but a été d'avoir une grande quantité de matériau parfaitement homogène*** pour qu'il serve de support matériel à nos expériences et que les phénomènes s'y dessinent toujours dans les mêmes conditions et avec le plus de "relief" possible. Ensuite, en laboratoire, on a procédé, à partir de la poudre sèche homogénéisée, à la confection des échantillons proprement dits afin d'effectuer différents essais mécaniques.

La procédure, suivie pour la fabrication de nos échantillons a été celle mise au point et souvent utilisée dans la section "sol-recherche" du CEBTP selon la démarche suivante : la poudre argileuse "sèche" (à 3 % d'humidité environ) est mise en place dans un moule perforé**** en "resserrant" légèrement les particules d'argile à l'aide d'un petit "pieu" en bois et en intercalant entre le matériau et les parois du moule le papier filtre continu, de même qu'un dispositif de serrage vertical était prévu pour s'opposer à tout gonflement.

* Appartenant à la série d'éocènes inférieure (formée il y a 50 millions d'années environ).

** Une carrière d'argile à quelques km de la ville de Provins, à 70 km à l'Est de Paris.

*** Une sorte de "matériau de référence" pour l'analyse des sols.

**** Les dimensions du moule : hauteur 350 mm et diamètre 150 mm.

Le moule rempli et serré est ensuite placé dans l'étuve à 60°C pendant 24 heures puis sorti de l'étuve et laissé quelques instants à refroidir un peu et enfin mis sous une cloche-à-vide après avoir resserré encore une fois le dispositif "anti-gonflement"

L'ensemble est maintenu sous la cloche-à-vide pour le dégazage pendant trois ou quatre jours, puis, toujours sous vide, la cloche est remplie de bas en haut très progressivement d'eau désaérée, de manière à faire partir vers le haut les bulles d'air piégées. La saturation de l'échantillon sous vide se poursuit pendant une dizaine de jours, jusqu'à 98 % environ, ensuite, une fois démoulé et aussitôt entouré d'une gaine en caoutchouc imperméable, l'échantillon est placé dans une grosse cellule triaxiale (de $\Phi = 150$ mm) pour sa consolidation isotrope finale sous la pression latérale désirée. En ce qui concerne notre expérimentation nous avons fait varier la pression de préconsolidation (σ_{pc}) de 1 à 5 bars et même parfois d'avantage, en fonction des possibilités de l'installation dont nous avons pu disposer. En effet, dans la plupart des cas, la capacité limitée des installations ne nous a pas permis de dépasser cette gamme assez restreinte de valeurs, de 1 à 5 bars.

Après un délai de 5 à 6 mois, la consolidation étant terminée, l'échantillon ainsi obtenu, c'est-à-dire une colonne d'argile relativement dense, a été découpé en trois parties et placées dans des containers métalliques puis paraffinées. Après la solidification totale de la paraffine, on a procédé au découpage des échantillons ($\Phi = 35$ et $H = 85$ mm environ) destinés à nos essais mécaniques, soit à rompre immédiatement, soit à tester à la suite d'une dessiccation plus ou moins avancée.

Notre souci de perturber le moins possible les échantillons lors des manipulations différentes préliminaires nous a fait nous heurter avec, entre autres, les trois problèmes majeurs suivants :

- 1 - Problèmes de la dessiccation "contrôlée"
- 2 - Problèmes de la mesure des dimensions et du poids des échantillons
- 3 - Problèmes de montage des échantillons dans l'appareil même de cisaillement, qu'il s'agisse des essais triaxiaux de compression, de traction ou de ceux dits "brésiliens".

* Car on a remarqué que le volume de la poudre diminue relativement après le passage à l'étuve ; cela est dû probablement à l'augmentation du volume du moule avec température et en partie au départ du "fluide interstitiel".

** Environ 10 % de la hauteur de l'échantillon par 24 h.

*** La teneur en eau après le démoulage est d'environ 42 %

**** Il n'y avait plus de mouvement du fluide interstitiel.

***** Les valeurs de la densité humide étaient comprises entre 1,90 et 2,15 gr/cm³.

***** Les dimensions de chacune de ces parties étaient : $H = 100$ mm et $\Phi = 150$ mm environ.

* Ces échantillons constituent notre série dite "quasi-saturée".

** Ce qui a eu lieu dans la première phase de nos expériences et avant le début de la phase de cisaillement elle-même.

1 - Problèmes de la dessiccation "contrôlée" :

Nous avons adopté la vitesse de dessiccation proposée par Camp et Gill et nous nous sommes proposé de ne jamais dépasser 1 % de la teneur en eau de l'échantillon en 24 h. Dès les premières tentatives de la diminution du degré de saturation de nos échantillons, on a été confronté à des difficultés considérables pour maintenir les échantillons le moins perturbés possible et préserver au mieux leur homogénéité.

Pendant plusieurs mois, nous avons essayé de nombreuses méthodes en s'efforçant de maîtriser le mieux possible la dessiccation et ses effets sur la géométrie même des échantillons. Certaines de ces méthodes ont donné une diminution de la teneur en eau plus rapide que souhaitée, d'autres une diminution beaucoup trop lente et d'autres encore ont donné lieu à des déformations rendant les échantillons plus ou moins inutilisables.

Finalement nous avons adopté une méthode basée sur la tension de vapeur imposée* laquelle semblait nous donner les meilleurs résultats et nous paraissait la plus convenable au but que nous nous étions fixé.

On a donc imposé la tension de vapeur par l'intermédiaire d'une solution d'acide sulfurique et d'eau dans une enceinte fermée (un dessiccateur en l'occurrence). Grâce aux abaques élaborés par la section Thermique du CEBTP, on a pu déterminer la quantité nécessaire de solution pour neutraliser une quantité déterminée d'eau libérée des échantillons se trouvant dans le dessiccateur. Par conséquent, en connaissant la teneur en eau et la densité humide de chaque échantillon on a pu calculer la densité sèche de chacun d'eux avant même que la dessiccation ne soit entreprise. Une fois la densité sèche connue on a pu évaluer, à tout instant au cours de la dessiccation, la teneur en eau et la densité de chaque échantillon, en mesurant simplement son poids humide du moment donné. A partir du poids total humide des échantillons, on a pu calculer le poids total d'eau libérée de l'argile et absorbée par la solution. Ainsi on a pu déterminer la concentration et la quantité de la solution nécessaire pour diminuer progressivement la teneur en eau des échantillons en respectant la cadence qu'on s'était imposée (1 % en 24 h). Une fois que l'échantillon avait atteint la teneur en eau voulue, c'est-à-dire, une des valeurs suivantes : 22, 18, 14, 10 et 5 % on l'a sorti du dessiccateur afin de procéder en laboratoire à la mesure de ses propriétés mécaniques**. L'hétérogénéité de teneur en eau dans les différentes parties d'un échantillon était négligeable (la différence n'a pas dépassé 0,40 % ce qui était d'ailleurs à la limite de précision de la méthode utilisée.

* Cette méthode est utilisée couramment par le service thermique du C.E.B.T.P.

** Soulignons une fois de plus, que nous avons évité toute réhumidification.

2 – Problèmes de la mesure des dimensions et du poids des échantillons

Il s'agit en effet d'un grand nombre de mesures (quelques dizaines de milliers) pour lesquelles il a fallu procéder rapidement et avec précaution. C'est-à-dire on a été obligé, pour les mesurer, de sortir les échantillons du dessiccateur un minimum de temps afin de ne pas perturber les processus de dessiccation. Et comme il s'agissait par ailleurs de matériaux très plastiques et déformables, en particulier au début de la dessiccation, il était indispensable de les manipuler doucement et avec beaucoup de soin pour éviter de ne pas les remanier, ce qui a fait prolonger considérablement le temps des mesures et donc pourrait compromettre le rythme de la dessiccation.

Il a donc fallu trouver une méthode rapide et peu coûteuse, mais cependant suffisamment précise et efficace. Nous avons essayé plusieurs méthodes plus ou moins compliquées. Finalement, ayant un budget de recherche très limité, pour les mesures des dimensions des éprouvettes, nous avons utilisé exclusivement le pied-à-courlis (précision 1/20 de mm) adapté spécialement pour les matériaux déformables et collants. Pour la mesure de leurs poids, humide ou sec, nous avons utilisé une balance électrique donnant une précision de 0,025 gr. Entre le plateau et l'échantillon, on a intercalé un certain matériau auquel le sol, même mouillé, n'adhérait pas. Il a fallu faire toutes ces manipulations rapidement car la température ambiante a dépassé largement 20°C* et en plus au contact des mains, le matériau se desséchait rapidement.

3 – Problème de montage des éprouvettes concernant les trois types d'essais : triaxiaux de compression, brésiliens et de traction.

En dehors des problèmes courants de montage, il a fallu prendre les précautions suivantes :

- a) il a été nécessaire de procéder plus rapidement au montage que lors des essais standards, afin de préserver la teneur en eau désirée car c'est en fonction de ce paramètre que l'on se proposait d'étudier l'évolution des autres ;
- b) d'autre part, en maintenant la rapidité de montage, il fallait éviter à tout prix de perturber ou d'abimer l'échantillon. Malgré toutes nos précautions, cela s'est produit cependant quelquefois et il nous a fallu remplacer l'échantillon abimé. Pour cela, nous avons été obligés de préparer un plus grand nombre d'échantillons qu'il n'était nécessaire pour les essais.

Dans le cas où tout se passait bien, les échantillons, restant donc inutilisés dans cette série d'essais, ont été ajoutés, en abaissant leur teneur en eau, à une série suivante ayant une teneur en eau plus faible. Quelquefois, avec ces échantillons on a doublé un essai qui ne nous paraissait pas satisfaisant.

* La crise de l'énergie n'étant pas encore d'actualité les locaux étaient souvent surchauffés.

Le nombre total d'échantillons rompus dans les essais (triaxiaux, "brésiliens" et de traction) a dépassé 230 et le nombre total d'échantillons préparés pour nos expériences a atteint environ 450, dont une centaine a été utilisée pour des "essais préliminaires" c'est-à-dire dans la phase de la mise au point de nos méthodes de dessiccation, lors des différentes mesures de dimension, d'adhérence etc.

Pour préparer une trentaine d'échantillons*, à partir de la poudre sèche, en passant par la saturation, la consolidation, le démontage, le paraffinage et le découpage (par carottage) des échantillons, il a fallu 6 mois environ, temps auquel s'ajoutait le temps de la dessiccation souvent assez long et qui n'était pas toujours continu du fait qu'elle était parfois interrompue et reprise. Heureusement, nous avons pu assez souvent employer simultanément deux ou trois grandes cellules de consolidation.

c) Une fois l'échantillon monté, nous avons eu à résoudre les difficultés concernant le maintien de sa teneur en eau constante lors de l'essai : en particulier d'eau entre l'échantillon et le papier filtre. Pour cela nous avons fait en sorte que l'échantillon et le papier filtre aient une teneur en eau voisine (la plus proche possible).

d) Dans le cas de grandes cellules opaques produites par Chamberod-Gronoble et supportant jusqu'à 200 bar de pression latérale**, le montage a été particulièrement délicat. Un échantillon sur trois seulement a pu être monté et écrasé avec un succès plus ou moins satisfaisant d'ailleurs.

La cellule triaxiale que nous avons utilisée était en acier et, de ce fait, opaque. Ce détail est très gênant puisqu'il ne permet pas au manipulateur d'observer le moment où la tête de l'échantillon entre en contact avec la tête du piston de la cellule. Ainsi, certaines courbes effort-déformation demeurent incertaines, du moins au début de l'essai. En plus, la surface du piston étant d'une trentaine de cm^2 , avec la pression latérale de plusieurs dizaines de bars, on a obtenu une poussée considérable du piston sur l'anneau dynamométrique. De ce fait, on a été obligé d'utiliser des anneaux dynamométriques très puissants, malgré une résistance relativement faible des échantillons (plus particulièrement dans le cas des degrés de saturation élevés). Cela a influencé évidemment la précision de la lecture de chargement et par la suite l'interprétation d'essai.

* C'était le maximum en une seule fois, car la colonne du sol consolidée (de dimensions finales fixes, de 150 mm de diamètre et 300 mm environ de hauteur) a été découpée en trois parties de dimensions : $\varnothing = 150$ mm et $H = 100$ mm, chacune donnant lieu à une dizaine de prélèvements ($\varnothing = 35$ mm et $H \approx 85$ mm).

** Cet appareil se trouve à l'École Centrale de Paris (Chatenay-Malabry).

Ne disposant pour notre recherche que d'un appareillage* utilisé pour les études courantes qui n'offre qu'une gamme de valeurs très limitée de pression latérale (de 0 à 10 bars) et comme il nous a fallu étendre considérablement cette gamme de valeurs, nous avons dû utiliser cet appareillage**, peu adapté aux essais de sols, ce qui a soulevé les grandes difficultés précitées, mais qui nous a permis néanmoins d'appliquer des pressions latérales atteignant jusqu'à 100 bars. Ces valeurs relativement élevées par rapport à celles de la pratique courante dans le Génie Civil, se rencontrent fréquemment dans nos expérimentations lorsqu'il s'agit de mesurer les effets d'une dessiccation prolongée.

* Appareillage qu'il ne nous a pas été possible de trop modifier, étant donné son utilisation parallèle dans les études courantes.

* Dont la grosse cellule de "CHAMBEROD" fait partie.

II – METHODES D'INVESTIGATION EXPERIMENTALES

Nous avons utilisé les types d'essais suivants :

A – ANALYSE PHYSICO-CHIMIQUE

1 – Utilisation du rayonnement

- a) Rayons X
- b) Microscope électronique

2 – Utilisation de la thermodynamique

- a) Analyse thermique différentielle
- b) “ thermo-pondérale

3 – Mesure du pF

B – ANALYSE DES CARACTERISTIQUES PHYSIQUES ET MECANIQUES

1 – Essais d'identification

- a) Sédimentométrie
- b) Limites d'Atterberg
- c) Masse volumique
- d) Teneur en carbonates
- e) Teneur en matières organiques

2 – Essais de compressibilité oedométriques

- a) Etude de la consolidation
- b) Etude de compressibilité

3 – Essais de la résistance mécanique

- a) Essais triaxiaux (compression)
- b) Essais “brésiliens” – essais de compression diamétrale
- c) Essais de traction

A — ANALYSE PHYSICO-CHIMIQUE

1 — Utilisations de rayonnements

“L'utilisation des rayonnements électromagnétiques a été tout-à-fait déterminante pour l'étude des minéraux argileux ... L'adsorption du rayonnement infra-rouge fournissant des informations plus nombreuses que la méthode optique est toujours applicable quel que soit l'échantillon et constitue une méthode précieuse dont l'emploi se généralise. Mais c'est à l'utilisation des rayons X que l'on doit les progrès les plus sensibles dans le domaine de l'étude des argiles”*

a) Rayons X :

Les structures cristallines étant, en général, des arrangements périodiques d'atomes ou de groupes d'atomes (ou d'ions), il existe nécessairement des plans, dans une telle répartition, qui seront toujours parallèles et équidistants. Rappelons que les rayons X sont des radiations électromagnétiques (les valeurs de λ comprises entre 10^{-2} et 10^2 Å).

L'idée de base (Laüe, 1912) est la suivante : si un rayonnement, dont la longueur d'onde est du même ordre de grandeur que ces distances inter-réticulaires, tombe sur une surface cristalline, il y aura interaction des rayons X et de la matière (il se produit un rayonnement de courtes longueurs d'ondes appartenant à la gamme des rayons X). Lorsqu'un rayonnement parallèle de longueur d'onde λ arrive sur un cristal, il pénètre partiellement à l'intérieur de ce dernier et se trouve diffracté par plans réticulaires du cristal. On conclut finalement qu'il sera possible, les argiles étant des particules cristallines d'empilements de feuillets élémentaires, de déterminer les distances interfeuillets** et par des traitements adéquats d'échantillons en vue d'une méthode analytique, de déterminer également la constitution du matériau argileux. D'autre part, des études sur les argiles “gonflantes” pourront être faites. La diffraction de rayons X peut être un moyen d'investigation pour étudier les relations entre propriétés mécaniques et nature des matériaux argileux. L'intensité d'un pic caractéristique étant proportionnelle au nombre de plans touchés, pourra servir d'estimation de l'orientation des feuillets dans un échantillon, et de l'évolution de cette orientation sous contrainte, par exemple. L'analyse de notre matériau qui a été faite au laboratoire de sédimentologie de Monsieur le Professeur A. Rivière (Faculté des Sciences d'Orsay), confirme qu'il s'agit bien du minéral kaolinite omniprésent avec des traces du quartz.

(cf. Diffractogramme d'Argile de Provins, page n° 89)

* S. Caillière et S. Henin (“Minéralogie des argiles”) (cf. bibliographie 142).

** On peut mesurer des distances inter-réticulaires au moyen de rayons X en connaissant λ par une mesure de l'angle θ (dit “l'angle d'incidence” sur le plan). C'est à Bragg que l'on doit la formule simplifiée qui rattache la longueur d'onde des rayons X, l'équidistance des plans du cristal et l'angle sous lequel le rayonnement tombe sur ces plans (l'angle θ).

21°05 → 2,45
20°55 → 2,55

14092 → 2,55

302



11°36 → 4,58

2°16 → 2,17 G.

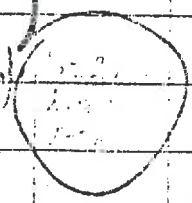
2,89004



4°17 → 43,80 A.

Kaolin

1°10 MANCO (average H₂O - displacement)
Anticline Co ~



40 kV
7 mA.

Fig. 100.

b) Microscope électronique :

Dès l'instant où la Mécanique Ondulatoire a démontré qu'une particule en mouvement est associée à une onde pilote, nous considérons légitime de placer l'emploi des électrons dans l'utilisation des rayonnements. "Les effets produits sont dans une certaine mesure analogues à ceux obtenus avec un rayonnement de longueur d'onde λ , mais la différence de nature entre électrons et photons permet de les utiliser dans des conditions différentes". La différence avec les rayons X réside dans le fait qu'il est possible de déformer le faisceau électronique grâce à des lentilles électrostatiques et magnétiques ; il pourra donc être envisagé une optique électronique, et plus particulièrement une **microscopie**. Par microscopie électronique* on "visualise" les particules argileuses (x 50 000) et leurs détails mêmes, à condition d'avoir un objet assez fin et d'effectuer une préparation minutieuse.

"Le principe du microscope électronique consiste à utiliser un faisceau d'électrons lancés à grande vitesse pour "observer" l'objet. L'optique d'un tel microscope est constituée par une série de champs électrique ou magnétiques et l'on rend visible le faisceau d'électrons en le recevant sur un écran fluorescent ou sur une plaque photographique". Du point de vue technique, il faut placer l'objet à examiner à l'intérieur de la chambre où se déplacent les électrons et où règne un vide extrêmement poussé afin d'éviter l'ionisation par chocs des particules de gaz ; on ne peut examiner, par conséquent, que des objets pratiquement secs. Aussi, les électrons étant animés d'une grande vitesse, même avec les préparations très minces, on distingue mal le modelé (on ne voit que leurs contours). Les photographies des surfaces de cisaillement de nos échantillons d'argile de Provins** ont été prises par Monsieur Le Roux (Département de Géotechnique du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) et reproduite à la page n° 91.

2 -- Utilisation de la thermodynamique

Lorsqu'on chauffe un minéral argileux, celui-ci subit un certain nombre de transformations. Il s'agit, dans la plupart des cas, de déshydratation***, puis de désorganisation, enfin de recristallisation au fur et à mesure des montées en température****.

a) Analyse thermique différentielle (A.T.D.)

L'analyse thermique différentielle l'une des trois méthodes thermiques** utilisées pour l'investigation des matériaux argileux. Elle est basée sur les adsorptions ou dégagements de chaleur consécutifs aux transformations physico-chimiques subies par le minéral. Le principe de la méthode est le suivant :

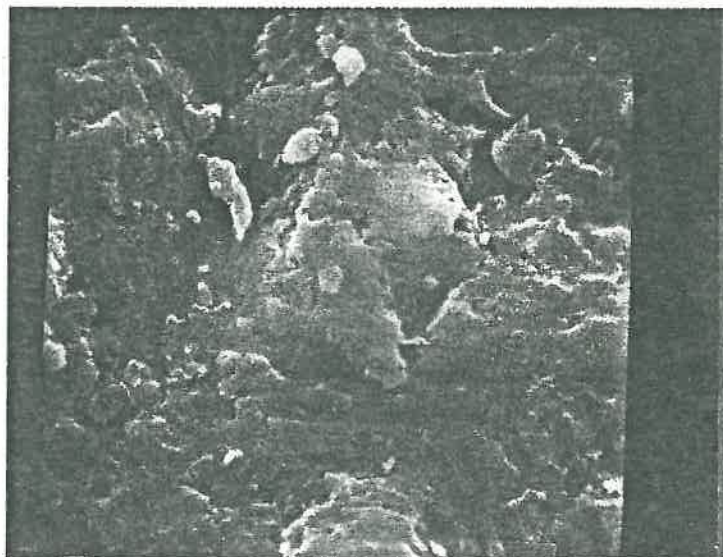
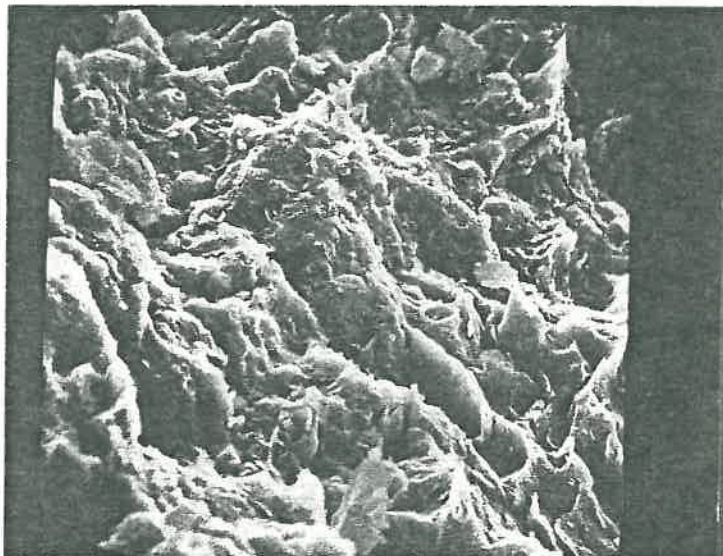
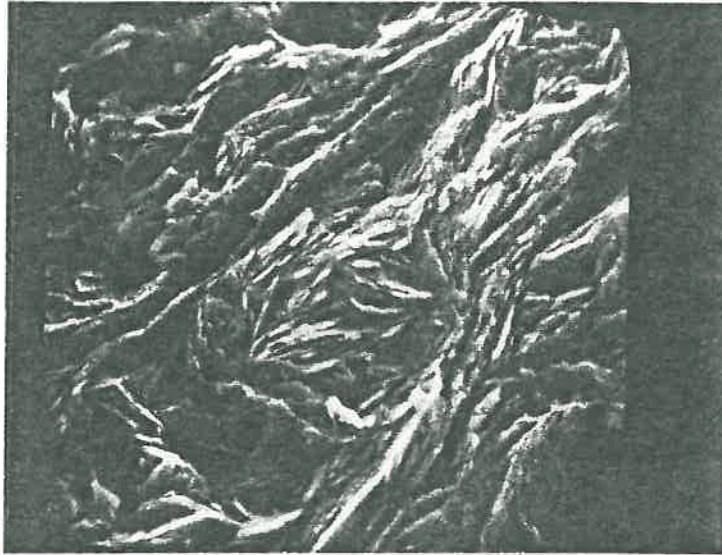
* Le pouvoir séparateur d'un microscope optique est de l'ordre de 0,3 à 0,4 μ , tandis que le pouvoir séparateur d'un microscope électronique est de 50 Å environ.

** Ces surfaces de cisaillement ont été obtenues lors de nos essais sur la résistance mécanique effectués en laboratoire.

*** Dans le domaine des "basses" températures (de l'ordre d'une centaine de degrés Celsius).

**** L'ordre de grandeur des températures les plus élevées étant de 700 à 1 000 °C.

***** L'analyse thermopondérale (A.T.P.) cf. biblio.n°142 et l'analyse dilatométrique (cf. bib. 142) étant les deux autres méthodes auxquelles il faut ajouter les techniques d'adsorption (B.E.T., Isothermes, Aires spécifiques).



X 12000.

Fig. 101 : Surfaces de cisaillement vues au microscope électronique (argile de Provins)

Il faut mettre en évidence la quantité de chaleur résultant des transformations subies par l'échantillon à l'aide de deux thermo-couples (un témoin inerte et un échantillon) ; puis on suit, lors d'un chauffage progressif et régulier, les différences de température dans l'échantillon et le témoin inerte (thermo-couple en opposition). Ainsi, à l'aide d'un troisième thermo-couple destiné à mesurer la température du témoin, on peut déterminer avec précision les températures auxquelles se manifestent des dégagements ou adsorptions de chaleur. Des courbes étalons de corps argileux purs permettent l'identification de l'argile étudié.

Si nous portons en ordonnées les différences de températures enregistrées et en abscisses les températures de l'élément témoin, on obtient un diagramme qui comporte un crochet (fig. 102). A un moment donné, il y a baisse de température de l'argile naturelle par rapport au témoin, donc phénomène endothermique. Il y a perte des hydroxyles dans la structure cristallisée du feuillet, c'est-à-dire perte d'eau de constitution.

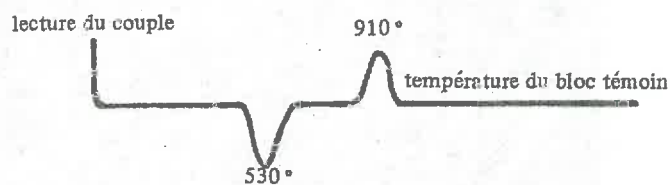


fig. 102 : Analyse thermodifférentielle
d'une argile kaolinique
(cf. bibliographie n° 149)

La position de ce crochet, pour des conditions d'expériences normalisées, est caractéristique de la formule du matériau. A une température supérieure, il y a souvent au contraire une pointe au sens inverse, c'est-à-dire un phénomène exothermique correspondant à une recristallisation.

Le crochet endothermique à 530° et le crochet exothermique à 910° caractérisent la kaolinite.

Ainsi, on peut distinguer grâce à cette expérience un premier type d'eau existant dans l'argile nommé couramment : "l'eau de constitution" (l'eau chimiquement liée). A l'opposé, schématiquement parlant, existe une eau qui peut circuler dans les interstices des microagrégats et qu'on appelle "l'eau interstitielle". Entre ces deux catégories se trouve un troisième type d'eau, "l'eau adsorbée". L'analyse de notre échantillon d'argile kaolinitique de Provins a été effectuée au laboratoire de Sédimentologie de Monsieur le Professeur A. Rivière (Faculté des Sciences d'Orsay).

b) L'analyse thermopondérale (A.T.P.)

Cette analyse met en évidence les pertes de poids subies par l'échantillon à la suite des traitements (réaction de décomposition). Pour plus de détails, voir ouvrage – Bibliographie n° 142 et 712.

Les trois premières techniques* abordées brièvement ci-dessus sont les plus employées actuellement pour les argiles et sont très utiles en tant que moyens de mesures, de vérifications et de contrôles dans une laboratoire de mécanique des sols mais leur rôle dans l'investigation des propriétés mécaniques des argiles reste encore relativement peu développé.

3 – Mesure du pF

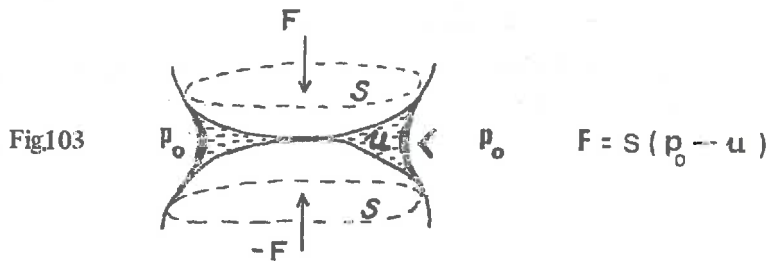
Si l'on place en contact deux morceaux du même sol (Buckingham 1907), mais à teneurs en eau différentes, un courant liquide s'établit du sol humide vers le sol sec. En empruntant le langage de la théorie des champs, nous disons donc que le mouvement de l'eau du sol humide vers le sol sec est associé à une **différence de potentiel** de l'eau dans le sol sec et dans le sol humide. Nous pouvons définir ce potentiel** comme étant l'énergie qu'il faut fournir à l'unité de masse d'eau pour la transporter depuis un plan d'eau libre jusque dans le sol, à la teneur en eau donnée (w_n), à la même température et à la même cote.

Cette énergie ou plutôt, le niveau d'énergie de l'eau du sol par rapport à celui de l'eau libre pure, nous pouvons la mesurer par le dispositif suivant : un échantillon de sol intact est placé sur une plaque poreuse en contact avec de l'eau libre, dont le volume est repéré dans un tube gradué. Le sol placé sur la plaque poreuse a tendance à s'imbiber d'eau du fait de la différence des niveaux d'énergie de l'eau du sol et de l'eau libre. Pour empêcher que l'eau libre ne pénètre dans le sol, il faut lui appliquer une dépression, une **succion**. La succion d'un sol à une teneur en eau donnée (w_n) et par conséquent la **dépression** à laquelle il faut soumettre l'eau libre et pure pour que l'eau et le sol soient en équilibre. Quant à la nature physique de la succion elle est en effet résultante de trois phénomènes : (1) capillaires, (2) d'adsorption et (3) osmotiques. L'importance de la contribution de chacun de ces phénomènes dépend essentiellement de la teneur en eau w_n : elle est d'autant plus grande que le sol est plus sec. L'étendue considérable de l'échelle de succion a suggéré à Schofield (1935) l'introduction du pF défini comme étant le **logarithme décimal** de la colonne d'eau équivalente, à la valeur de succion, exprimée en centimètres. Dans l'échelle du pF, la succion des sols varie entre $-\infty$ et +7.

* Les rayons X, le microscope électrique et l'analyse thermique différentielle.

** Buckingham l'a appelé "potentiel capillaire".

Pour ce qui est des sols quasi saturés, l'air peut se dissoudre dans l'eau si la pression interstitielle augmente (loi de Henry). Dans le cas des sols non-saturés* (on est donc plus ou moins loin de la saturation) l'eau peut exercer une contrainte de consolidation plus ou moins grande. Sur la figure n° 103, en observant la courbe du ménisque entre les particules d'un tel sol non-saturé, on constate que $u < p_0$



La différence $p_0 - u$ peut être exprimée en centimètres d'eau. Le logarithme décimal de cette mesure étant par définition le pF ($pF = \log \Psi$)

L'obstacle majeur au développement de cette méthode dans la pratique du Génie Civil réside dans la difficulté de contrôler et de maintenir constante la densité du matériau testé (il serait par exemple intéressant de mesurer le pF dans l'appareil triaxial, avant et après l'écrasement). Les résultats de nos expériences sur l'argile de Provins, "en vrac", effectuées aux laboratoires de l'I.N.A. (rue Arbalète, 5°), ont été représentés sur le diagramme ci-dessous (fig. 104).

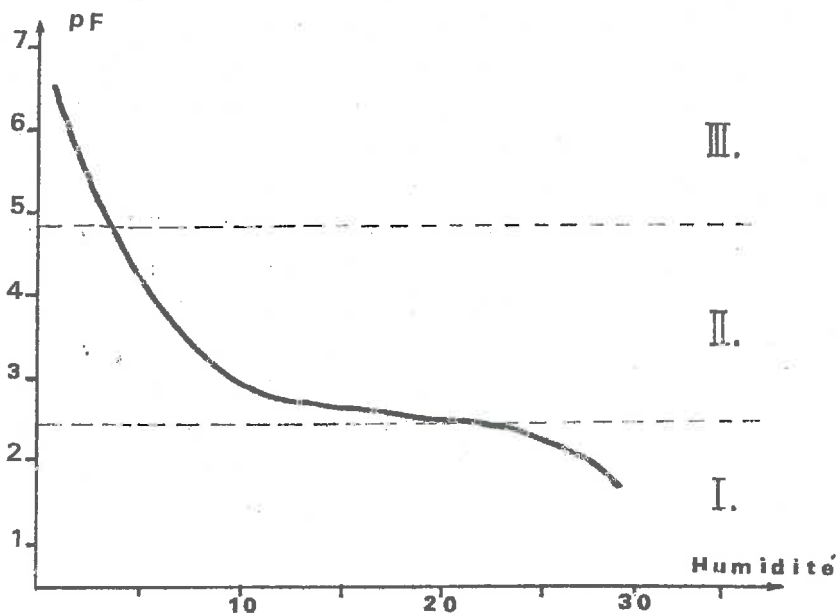


Fig. 104 : Courbe pF obtenue sur l'échantillon d'argile de Provins. I Echantillon quasi-saturé à saturé, II Echantillon quasi-sec à quasi-saturé, III Echantillon sec à quasi-sec (état solide).

* La dynamique de l'eau est alors influencée par les forces de liaison intervenant entre l'eau et le sol, c'est-à-dire le potentiel capillaire (ψ).

Au total, l'ensemble de ces erreurs se solde généralement par une trop forte proportion d'éléments fins, erreur qui est dans le sens de la sécurité pour l'ingénieur, les éléments fins étant les plus dangereux.

Tout ceci montre que les analyses granulométriques qui sont souvent pratiquées comme une routine, doivent être accueillies avec réserve en ce qui concerne l'analyse des dimensions des particules fines.

On retrouve ici le caractère un peu arbitraire des essais de la mécanique des sols. Pour aboutir à des résultats comparables, on est obligé de se référer à des standards d'essais exécutés dans des conditions bien précises et celles-ci se révèlent souvent difficiles à respecter.

En dépit de leurs imperfections, les analyses granulométriques et sédimentométriques sont très utiles car les propriétés physiques des sols fins telles que la perméabilité, la capillarité sont reliées étroitement à la dimension des particules, de même que les propriétés des argiles sont étroitement associées au pourcentage des minéraux de dimensions inférieures à deux microns.

En général, les résultats d'analyses sédimentométriques servent à compléter les courbes granulométriques du matériau. Dans notre cas, nous n'avons eu que des courbes "sédimentométriques" étant donné que les particules de notre matériau étaient inférieures ou au plus égales à 2 microns (cf. TAB. 10).

Les résultats de nos essais sont représentés à la page 97 et 98.

b) Limites d'Atterberg (ou limites de consistance) – La consistance d'un sol cohérent pourra être examinée en mesurant la teneur en eau à l'aide des limites d'Atterberg définissant les quatre états suivants : (1) état liquide ou fluide, (2) état plastique, (3) état solide avec retrait, (4) état solide sans retrait, ces états étant déterminés par les trois limites : de liquidité, de plasticité et de retrait.

La consistance du sol varie pratiquement avec la quantité d'eau interstitielle que contiennent les pores du sol, et l'épaisseur des couches d'eau adsorbée qui enrobent les particules.

Les essais d'Atterberg sont intéressants en raison de l'assez grande fidélité des résultats expérimentaux qui fait contraste avec le caractère un peu simpliste de

CENTRE NATIONAL D'ETUDES TECHNIQUES ET DES RECHERCHES TECHNOLOGIQUES POUR L'AGRICULTURE, LES FORETS ET L'EQUIPEMENT RURAL
 "C. E. R. A. F. E. R."

LABORATOIRE DE MÉCANIQUE DES SOLS

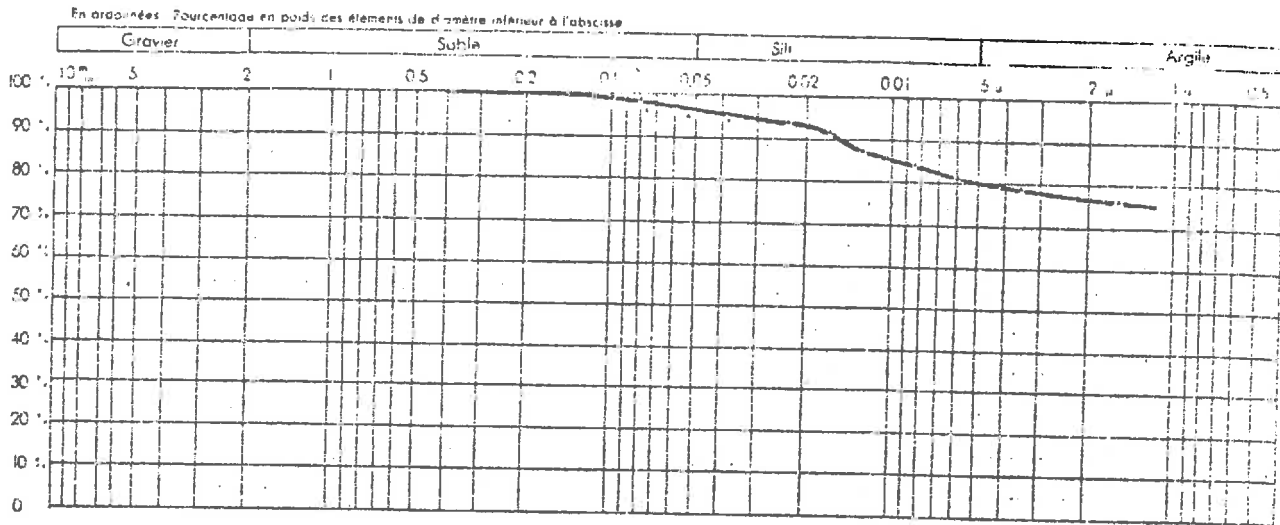
ANALYSES GRANULOMÉTRIQUES

Echantillon n° 1

Sondage N°

Provenance **ARCILE DE PROVINS**

Profondeur **SOL TAMISÉ**



a)

Feuille n° 1

CENTRE NATIONAL D'ETUDES TECHNIQUES ET DES RECHERCHES TECHNOLOGIQUES POUR L'AGRICULTURE, LES FORETS ET L'EQUIPEMENT RURAL
 "C. E. R. A. F. E. R."

LABORATOIRE DE MÉCANIQUE DES SOLS

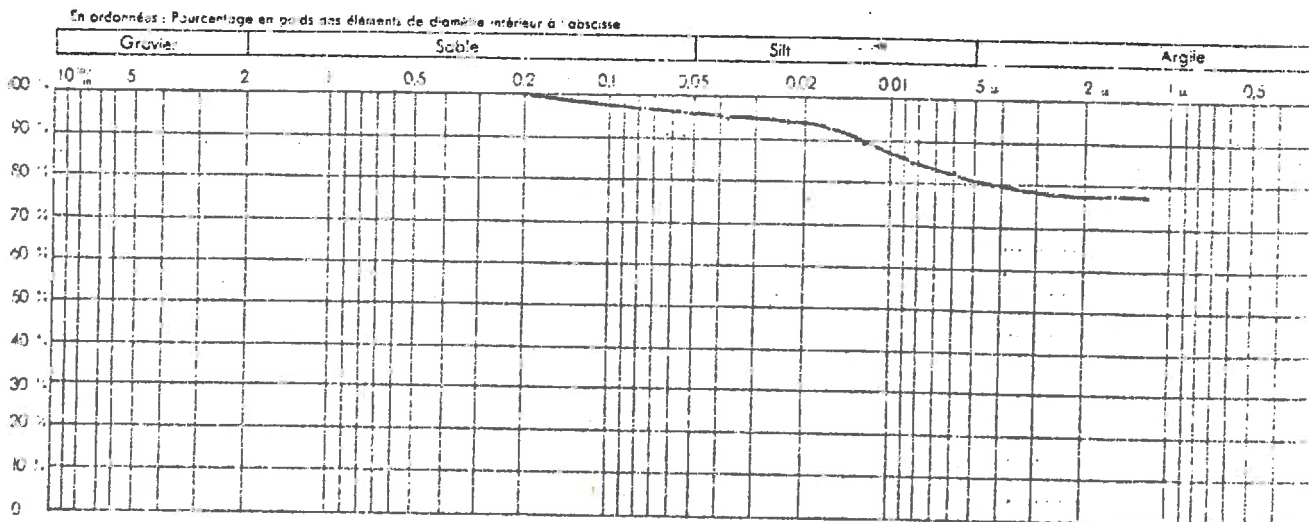
ANALYSES GRANULOMÉTRIQUES

Echantillon n° 2

Sondage N° ... ÉLÉMENTS COMPLETS

Provenance **ARGILE DE PROVINS**

Profondeur **SOL NON TAMISÉ**



b)

Feuille n° 1

Date 18.02.70

Fig. 105

CENTRE NATIONAL D'ETUDES TECHNIQUES ET DES RECHERCHES TECHNOLOGIQUES POUR L'AGRICULTURE, LES FORETS ET L'EQUIPEMENT RURAL
"C. E. R. A. F. E. R."

LABORATOIRE DE MÉCANIQUE DES SOLS

ANALYSES GRANULOMÉTRIQUES

Densimètre Merieux

Provenance Argile de Provins

Résultats moyens de la distribution dimensionnelle
des constituants solides, (résultats obtenus à partir
d'une vingtaine de courbes sédimentométriques).

En ordonnées : Pourcentage en poids des éléments de diamètre inférieur à l'abscisse.

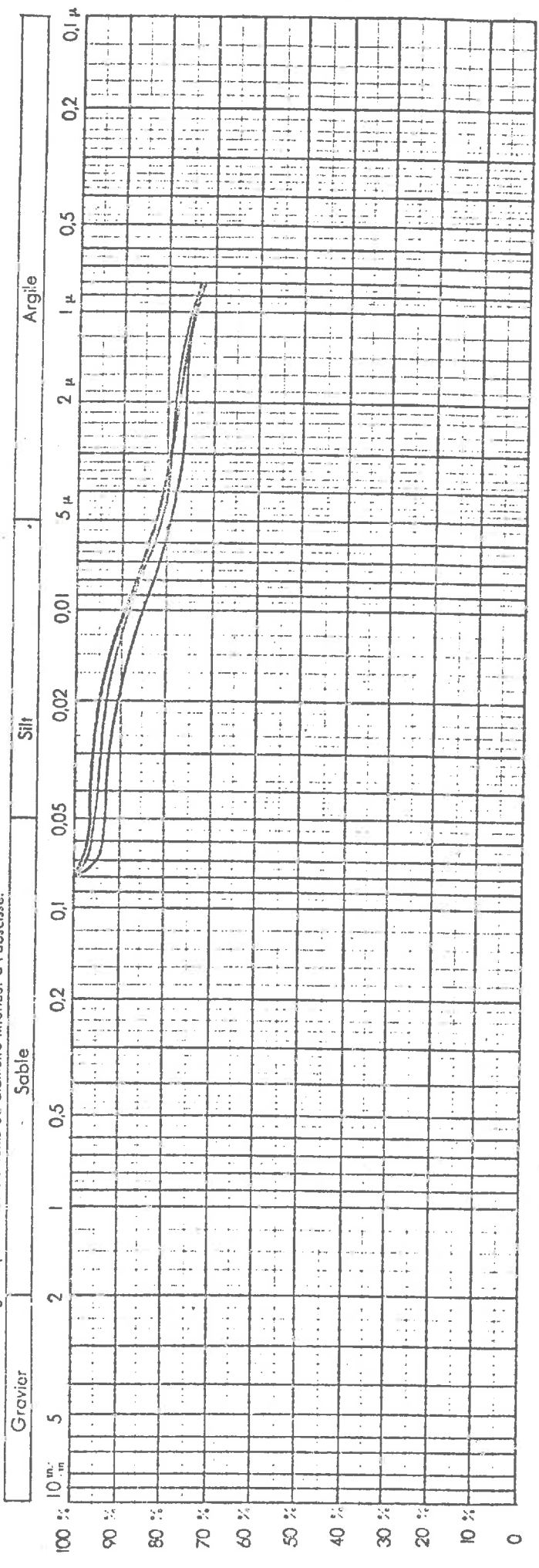


Fig. 106.

l'appareil expérimental. Ce sont des essais d'identification et de classification très utiles pour l'ingénieur.

La plasticité d'un sol au sens le plus courant peut être définie par son "aptitude à se modeler". Etant donné la grande surface spécifique des particules d'argile, les forces de masse n'ont en général qu'un rôle négligeable et les effets prédominants sont essentiellement dus aux forces colloïdales. Cette propriété de pouvoir subir de grandes déformations sans pour cela perdre de leur continuité est, par exemple, une des propriétés colloïdales*.

Les limites "de liquidité" et "de plasticité" sont les deux essais le plus communément utilisés pour la classification des sols cohérents. Il a été écrit beaucoup sur le mode opératoire et l'appareillage, mais il demeure qu'il n'a rien été dit sur leur interprétation physique. Si les limites d'Atterberg étaient utilisées uniquement pour une classification des sols, ceci ne serait pas trop gênant. Pourtant, dans les dernières années, il est devenu de plus en plus courant d'établir des corrélations entre certaines propriétés des sols ou certains paramètres** et les limites d'Atterberg, ainsi que d'utiliser ces corrélations pour établir des nouvelles règles ou pour prédire le comportement du sol quand on projette un ouvrage. C'est une situation dangereuse qui ne sera corrigée que lorsque l'on prendra conscience que l'on ne connaît que peu de choses sur le comportement des sols au cours de ces essais et sur les facteurs qui l'influencent.

— Limite de liquidité (w_L) — Elle marque le passage de l'état liquide à l'état plastique. Elle est définie par la teneur en eau pour laquelle les deux moitiés d'une masse de sol, placées dans une coupelle et divisées en deux parties par une rainure, arrivent à se rejoindre sur une longueur déterminée (1 cm) sous l'influence d'un nombre déterminé de chocs (25) imprimés à la coupelle***. La masse de la coupelle et la masse du sol "mort" dépend cependant de son volume et de son poids spécifique. Le volume total du sol de la coupelle (et ainsi approximativement celui du sol "mort") pourrait être rendu constant en limitant la hauteur du sol et en adoptant un calibre standard. En outre la densité du sol dépend également de sa teneur en eau et du poids spécifique des grains solides et ainsi sera une grandeur variable. Egalement la masse de sol affectée par le mouvement

* Ace propos, remarquons qu'aucun minéral n'est doué de plasticité à moins d'être réduit à une poudre composée de particules de dimension colloïdale. L'aptitude au mouvement brownien et à la floculation en présence d'un électrolyte constitue également une propriété colloïdale. Cependant ces propriétés (mouvement brownien et floculation) sont caractéristiques de toutes les substances à l'état colloïdal, alors que la plasticité n'est caractéristique que d'un très petit nombre de colloïdes, comprenant parmi eux tous les minéraux argileux.

** Quelques uns parmi eux étant considérés comme fondamentaux.

*** Le nombre de chocs pour obtenir la fermeture lors du premier essai devra être compris entre 15 et 20.

de la coupelle* aura le volume sensiblement constant (si le volume total du sol dans la coupelle était constant), mais comme il a été mentionné ci-dessus la densité du sol est variable et par conséquent la masse aussi.

On trouve les mêmes imprécisions au niveau des propirétés du socle et de ses pieds en caoutchouc dont le rôle est de réduire le mouvement de la masse du sol de telle manière que la force de résistance soit proportionnelle au déplacement.

De ces quelques remarques il ressort que l'essai de limite de liquidité n'est pas un essai de résistance dynamique comme on le pense généralement, mais plutôt un essai à contrainte dynamique et à déplacement contrôlé dans lequel on ne mobilise pas la résistance maximale.

Aussi, bien que l'appareillage et le mode opératoire puissent être normalisés, le test est fondamentalement imparfait et difficilement interprétable car le comportement du sol, et de ce fait la limite de liquidité, dépend de la densité du sol testé.

Les résultats de nos essais sont donnés à la page 104 auxquels on a ajouté ceux d'autres laboratoires qui ont été effectués sur de l'argile de Provins dont la préparation différait légèrement de la nôtre.

– **Limite de plasticité (w_p)** – L'étude de cette limite se fait après la limite de liquidité. On se servira de la même pâte dont on fera décroître progressivement la teneur en eau. Etant donné que la détermination de cette limite est encore moins standardisée que dans les deux autres**, le "facteur opérateur" entre considérablement dans la dispersion des résultats en général.

Ici, le contrôle de la densité du matériau aurait été encore plus souhaitable que pour la limite de liquidité. Et cependant, rappelons que dans cet essai on ne connaît pas non plus la densité du matériau testé.

Conventionnellement on a atteint la limite de plasticité lorsque le rouleau*** se sépare en petits tronçons de 1 à 2 mm de long au moment où son diamètre parvient à 3 mm. Il est important de vérifier que les rouleaux ainsi obtenus soient bien pleins.

Cette limite marque le passage de l'état plastique à l'état solide et est donc définie par la teneur en eau pour laquelle un sol de forme et de dimensions déterminées commence à s'effriter.

* Causant ainsi le resserrement des bords de la rainure.

** C'est-à-dire la limite de liquidité et la limite de retrait.

*** Le rouleau est obtenu à partir d'une boulette que l'on roulera sur le marbre pour l'amincir afin d'obtenir un fuseau de 3 mm de diamètre et de 5 à 6 cm de long, comparé avec un rouleau étalon.

La définition est ainsi basée sur la méthode (roulé et évaporation d'eau), le mode de rupture (effritement) et le diamètre du cylindre à la rupture, mais comme au départ l'essai avait simplement un but de classification, on n'a fait aucun effort pour relier le comportement du sol à certaines propriétés de celui-ci en ce qui concerne cet essai. Le mode de rupture n'a pas été précisé davantage. Il semblerait que l'effritement soit dû à une rupture par cisaillement et traction.

D'après ces quelques remarques l'essai de limite de plasticité apparaît comme une version plutôt compliquée de l'essai de compression diamétrale* : d'abord on roule l'échantillon, ce qui fait qu'on lui applique une rotation de contraintes, puis comme on continue à rouler l'échantillon pour en réduire le diamètre (et également la teneur en eau), les conditions d'essai sont beaucoup plus à déformations contrôlées qu'à contraintes contrôlées. D'ailleurs, comme le mécanisme de ce procédé n'a jamais été entièrement étudié, il est possible que le comportement du sol suggéré ici soit mal interprété et que quelques autres facteurs, comme la fatigue, exercent une influence prépondérante.

Les différentes relations établies à partir des limites de liquidité et de plasticité, ainsi que de la teneur en eau considérée, sont indiquées à la page XII. Les résultats de nos essais ainsi que la position de notre matériau sur l'abaque de plasticité** sont donnés à la page 104.

La base théorique de ces essais n'a pas été encore élaborée et cependant ces essais nous apportent déjà beaucoup de renseignements pratiques et ils sont utilisés bien souvent pour établir des relations avec d'autres caractéristiques (cf. figures 109 et 110, pages 106 et 107).

Tout en étant conscients de ces lacunes théoriques, nous avons essayé nous-mêmes d'établir quelques relations entre ces limites d'Atterberg et un certain nombre d'autres caractéristiques mécaniques du matériau étudié (cf. la troisième partie, page 185).

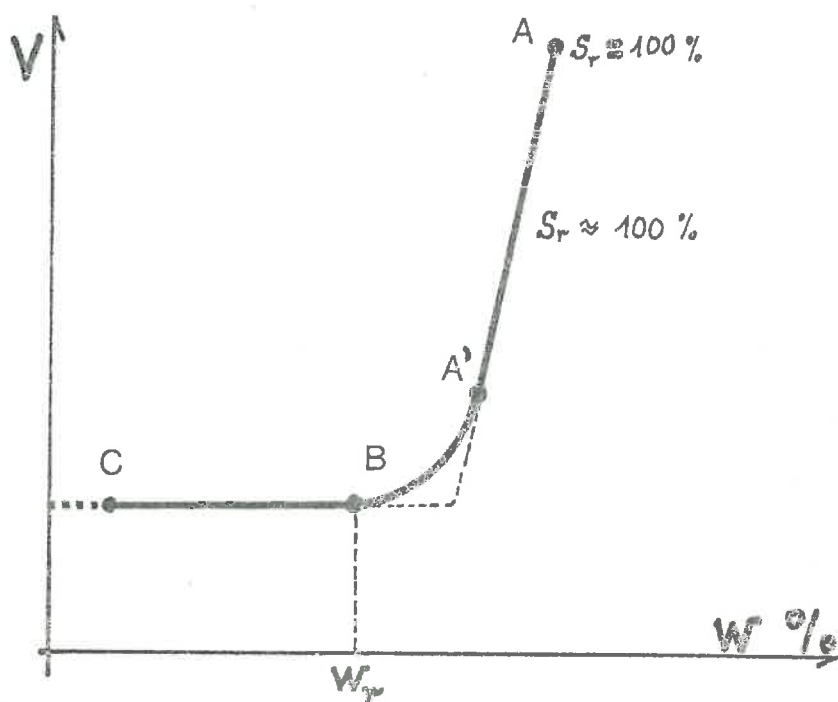
— Limite de retrait (w_p) — La limite de retrait marque le passage de l'état solide avec retrait à l'état solide sans retrait. Pour toutes les argiles Ca le phénomène de retrait est essentiellement un phénomène interparticulaire***.

La limite de retrait est définie par la teneur en eau à partir de laquelle le volume de l'échantillon cesse de diminuer quand sa teneur en eau décroît, ou commence à augmenter quand sa teneur en eau croît.

* Connu sous le nom d'"essai brésilien" dont on parlera davantage à la page 136.

** Dans cet abaque les données représentent l'indice de plasticité et les abscisses la limite de liquidité correspondante.

*** Cf. bibliographie 687.



AA' : matériau Q-SAT
 A'B : matériau P-SAT
 BC : matériau Q-SEC

Fig. 107

Considérons un échantillon, au voisinage de sa limite de liquidité, de volume V_i et de poids P_i . Après dessiccation, soit V_f et P_f son volume et son poids. Le poids d'eau contenu dans l'échantillon était donc $E_i = P_i - P_f$.

Au cours du séchage de l'échantillon, un retrait se produit. L'échantillon décrit d'abord le chemin A - B. Lorsqu'il arrive à l'état B, il se trouve à la limite de retrait et le séchage se poursuivra sans variation de volume. Si on admet que l'échantillon était au départ complètement saturé, nous pouvons écrire que la variation de volume de l'échantillon correspondait à l'excès d'eau que contenait l'échantillon en A et donc à la quantité d'eau perdue entre le point A et B soit $E_p = V_i - V_f$ (cf. figure 107).

L'eau contenue dans l'échantillon quand l'état B est atteint est donc égale à $E_i - E_p$, d'où :

$$w_r = \frac{(E_i - E_p) \times 100}{P_f}$$

La limite de retrait est obtenue par la relation suivante :

$$w_r = \frac{(P_i - P_f) - (V_i - V_f)}{P_f} \times 100$$

On fait la moyenne des trois essais. Les écarts entre les différents essais doivent être inférieurs à 2 %. Enfin, pour vérifier si toutes les bulles d'air ont été bien toutes éliminées, on découpe en plusieurs morceaux les échantillons secs sortis de la coupelle. Dans le cas où on remarque une structure spongieuse de l'échantillon, on recommence l'essai dès le début. Plus le matériau est plastique, plus il est difficile de mener à bien cet essai.

En ce qui concerne notre matériau, il a fallu répéter le même essai plusieurs fois car malgré tous nos soins il était extrêmement difficile d'éliminer toutes les bulles d'air. Cela nous a permis, en même temps, de perfectionner la forme et l'espèce de nos coupelles.

Signalons également que certains auteurs, étudiant plus particulièrement les phénomènes de **retrait**, y distinguent pour le sol, lors d'une dessiccation lente et continue, quatre étapes successives qui sont les suivantes : **retrait structural**, **retrait normal**, **retrait résiduel** et "**sans retrait**". Cela dépend de la proportion de volume réduit par le départ de différents types d'eau liée (cf. les références bibliographiques 267, 322 et 657).

Remarquons que, de tous les essais d'identification, celui de la **limite de retrait** a été le plus utile et le plus significatif pour notre recherche.

Résultats de nos essais des limites d'Atterberg pour un même matériau
(Argile de Provins)

W_L %	W_P %	I_P %	W_R %
75,70	20,046	51,654	
72,37	27,846	44,52	
*115,00	30,00	85,00	
77,00	28,00	49,00	
86,00	30,00	56,00	13,5 à 14,0
77,00	35,00	42,00	
78,00	35,50	42,5	
80,00	33,00	47,00	
76,00	35,00	41,00	
79,00	29,00	50,00	
80,00	29,00	51,00	

valeurs moyennes W_L 79,0 W_P 28,0 I_P 51,0

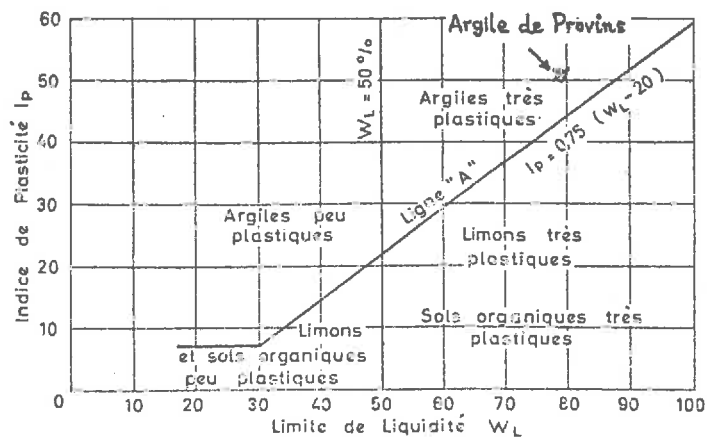
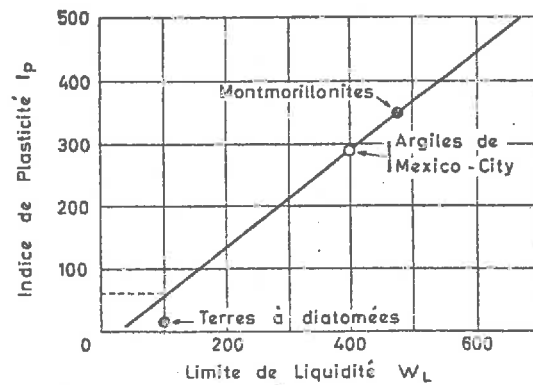


Fig. 108. — Diagramme de la plasticité en fonction de la liquidité.

*Résultat obtenu au C.E.B.T.P.

c) Poids spécifique ou "densité" des particules solides — Pour chaque échantillon ou une partie de celui-ci on considère, en général, un volume Z et un poids T à l'aide desquels on exprime son poids spécifique comme étant le rapport T/Z . D'où on peut définir le poids spécifique ou volumique des particules solides (γ_s) comme le poids par unité de volume des particules solides du sol. Les vides et l'eau qui pourrait y être incluse n'entrent donc théoriquement pas en ligne de compte*.

Mais en pratique on ne sait jamais jusqu'à quel point on a réussi à éliminer l'influence des vides et des différents types d'eau de l'argile. En ce sens c'est un des essais le plus difficile à réaliser correctement en laboratoire et la difficulté augmente avec la plasticité du sol testé car il ne s'agit pas de trier simplement les constituants d'un mélange physique. L'existence de la cohésion "vraie" montre que les constituants les plus fins d'un matériau limoneux ou argileux n'étaient pas simplement juxtaposés mais liés les uns aux autres par des forces dont la nature n'est pas encore bien connue. Pour évaluer le poids spécifique de ces constituants solides il faudrait donc rompre les liaisons dues aux forces interparticulaires afin de libérer les particules "élémentaires" ; cependant après les avoir ainsi libérées du complexe il faudrait les maintenir séparées pendant la durée de l'expérience même tout en éliminant les bulles d'air piégées.

Le problème d'élimination de celles-ci se pose davantage lorsqu'on utilise la méthode dite "du pycnomètre" (notre cas) entraînant des difficultés supplémentaires à assurer un dégazage parfait de l'échantillon, surtout s'il s'agit de sols très fins (notre matériau). Pour cela, il faudrait procéder par exemple à des humectations progressives sous vide, ou élaborer d'autres techniques appropriées. L'étude plus précise de ce paramètre est rendue encore plus fastidieuse par la variation de la densité du liquide due à la modification de l'arrangement des molécules d'eau au voisinage de la surface d'argile (la densité du liquide varie dans cette zone-là)**.

Rappelons aussi que ce poids spécifique des particules solides est pratiquement égal à la densité de celles-ci, c'est-à-dire au rapport du poids d'un volume donné de particules solides et du poids d'un même volume d'eau à 4°C. Il n'y a par conséquent, égalité entre ces deux grandeurs que si le poids du volume d'eau est égal à 1. L'imprécision des mesures est telle que l'erreur serait supérieure à celle qui consiste à assimiler le poids spécifique à la densité.

* Contrairement à la définition du poids spécifique d'un sol tout entier.

** Un certain nombre de chercheurs ont étudié ce phénomène et en comparant la densité de diverses argiles mesurées dans un liquide non-polaire et dans l'eau, ont démontré que la densité était toujours supérieure dans ce dernier cas. On constate que la différence entre la densité dans l'eau et dans un liquide non-polaire, est sensiblement proportionnelle à la capacité d'échange de cations. Cette différence dépend également de la nature du cation échangeable.

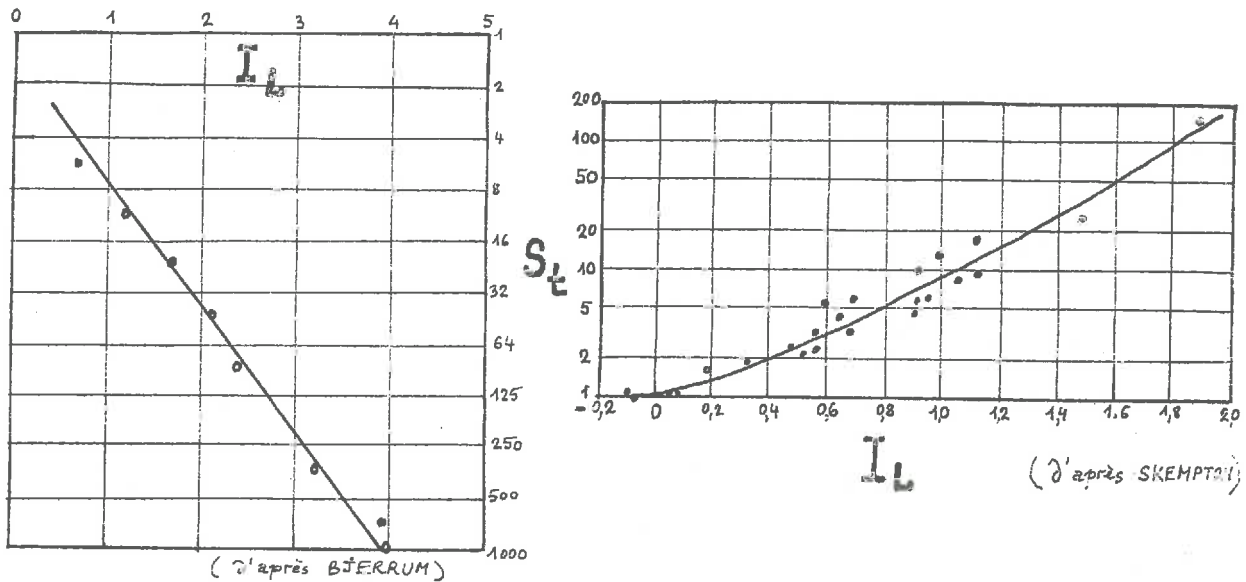


Fig. 109 – Relation entre la sensibilité (S_t)* et l'indice de liquidité (I_L)

Pour ce qui est de notre matériau, très **plastique** la manipulation a été très difficile et délicate ; la dispersion des résultats obtenus est vraisemblablement due, en grande partie, aux inconvénients mentionnés ci-dessus.

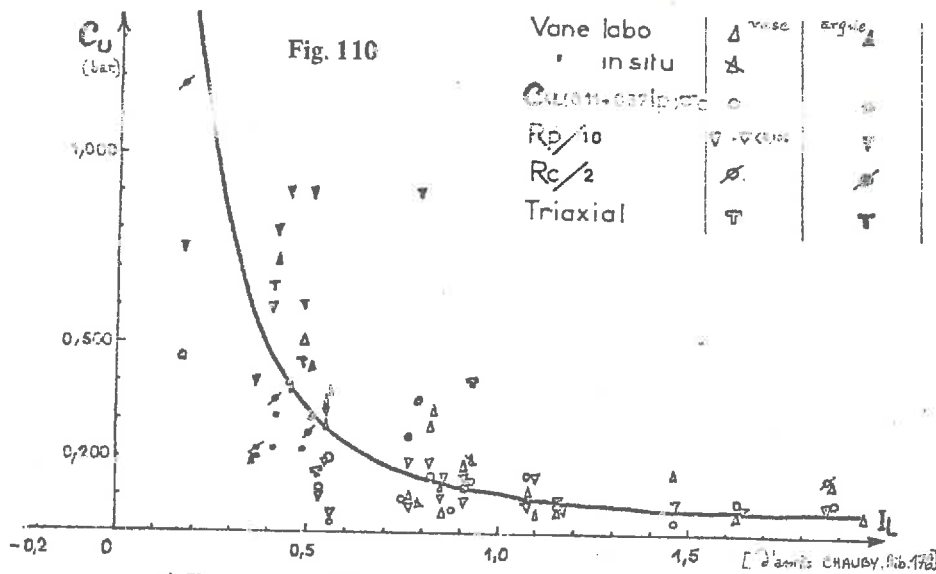
Nos résultats obtenus en majeure partie par la méthode de pycnomètre, ont été indiqués à la page 109 ; une partie des résultats, noté à la fin séparément, ont été obtenus "au porosimètre" (donc uniquement sur le matériau sec en poudre) et ont donné des valeurs de la densité des particules solides bien **supérieures** à celles obtenues au pycnomètre ce qui va dans le sens de notre hypothèse à propos des imprécisions de la méthode de pycnomètre pourtant universellement reconnue et utilisée en mécanique des sols. Il est important à souligner que les valeurs obtenues par cette méthode entrent dans les calculs qui servent à déterminer d'autres caractéristiques de matériaux et notamment le degré de saturation et doivent donc être déterminées le plus exactement possible pour éviter le cumul des erreurs par la suite.

d) Teneur en carbonates – Les carbonates du sol, ce sont, entre autre les carbonates de calcium, de magnésium et de fer. Pour déterminer la teneur en carbonates (plus particulièrement de calcium) de l'argile étudiée nous avons utilisé le calcimètre type "Dietrich-Früling" qui en donne commodément et rapidement le pourcentage, avec une précision suffisante pour ce qui nous concerne.

Le mode opératoire est simple : l'échantillon (poudre sèche d'argile en l'occurrence) est versé dans un flacon à réaction où l'on dépose également avec précaution un tube contenant de l'acide chlorhydrique pur en solution, de densité 1,19. Ce flacon communique avec une **burette à gaz** par l'intermédiaire d'un système réfrigérant. On fait basculer le tube d'acide et on mesure le volume d'anhydride carbonique dégagé par le contact "sol-acide". Grâce à des tables on tient compte facilement de la température, de la pression atmosphérique et de l'absorption d'anhydride carbonique par la solution d'acide chlorhydrique.

* La sensibilité, quoique indépendante du temps, n'est en effet qu'un aspect de la thixotropie (cf. bibliographie 242).

La teneur en carbonates de notre argile de Provins est négligeable, inférieure à 1 %. Cet essai a été entrepris d'une part pour vérifier s'il s'agit d'argile pure* et d'autre part pour s'assurer, une fois de plus, de l'homogénéité de notre matériau. Plusieurs dizaines d'essais ont été effectués sans jamais dépasser le taux de 1 %. Les résultats ont donc été positifs.



e) Teneur en matières organiques – Le pourcentage de matières organiques d'un sol est déterminé en détruisant celles-ci par oxydation.

Divers procédés peuvent être utilisés pour oxyder les matières organiques.

L'essai est réalisé sur environ 100 grammes de sol préalablement desséchés par un passage à l'étuve à 70 °C pendant 24 h. Au cours de l'ébullition, l'addition d'eau oxygénée à 110 volumes est poursuivie tant qu'il y a formation d'écume. Puis l'échantillon est à nouveau desséché par un passage à l'étuve à 105 °C pendant 24 h. Puis une pesée effectuée après chacune de ces dessiccations permet de calculer le résultat.

$$\text{Pourcentage de matières organiques} = \frac{P_1 - P_2}{P_2 - T}$$

avec : P_1 = poids de l'échantillon après l'étuve à 70 °C

P_2 = poids de l'échantillon après l'étuve à 105 °C

T = tare du bécher.

* Le pourcentage (teneur) plus ou moins élevé des carbonates dans l'argile influence considérablement tous les résultats d'analyse en laboratoire, car il s'agit essentiellement des carbonates de calcium solubles dans l'eau, dits "actifs", à l'état de très fines particules, associées à la fraction argileuse offrant une grande surface à l'attaque par les eaux acidulées ou quelconque autre réactif.

Cette méthode très imprécise donne cependant l'ordre de grandeur de la quantité de matières organiques d'un sol. Cette indication permet seulement de se méfier d'un sol dont la teneur en matières organiques ainsi déterminée dépasse 2 %. La teneur en matières organiques de notre matériau est négligeable (inférieure à 0,3 %). Le résultat final est la moyenne des résultats semblables * d'un grand nombre d'essais, ce qui confirme encore l'homogénéité du matériau testé.

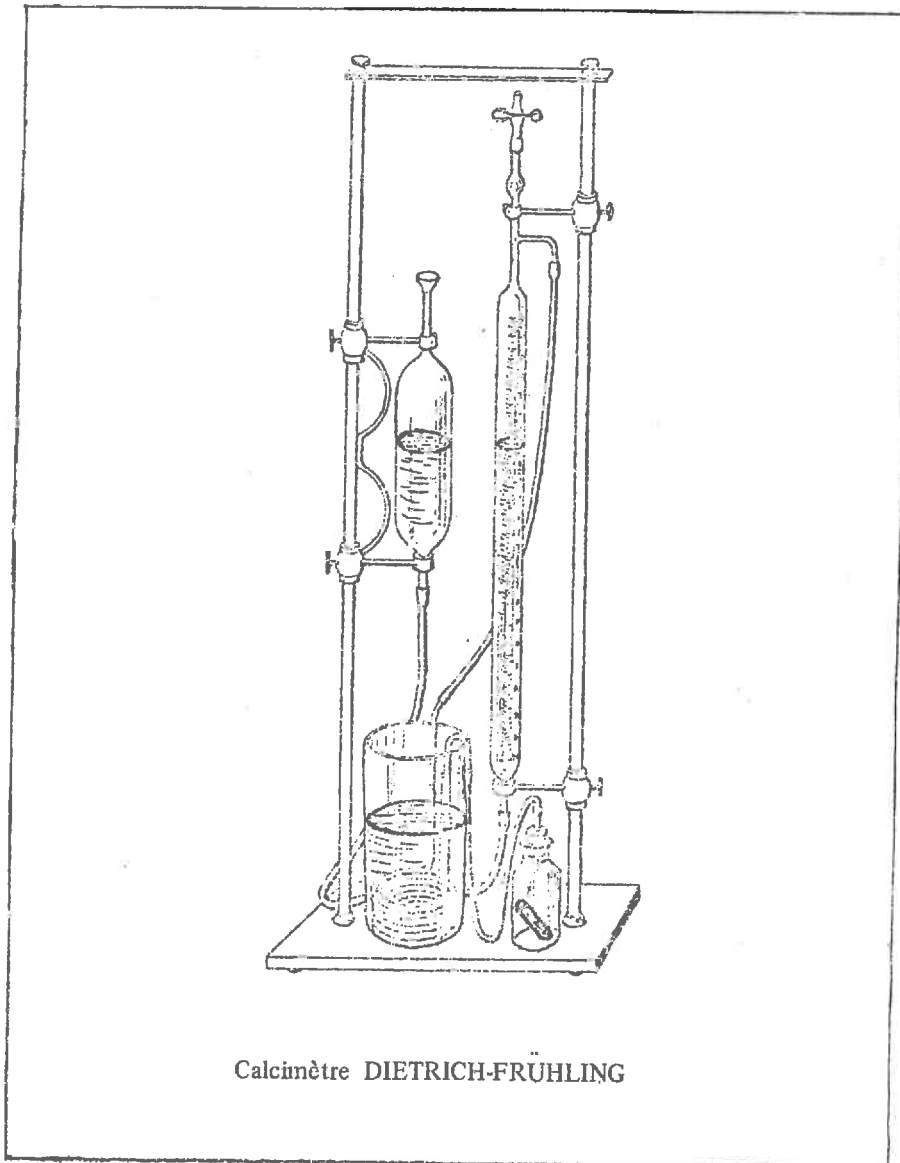


Fig. 111

* Tous situés autour de 0,30 %

2) Essais de compressibilité oedométriques

L'essai oedométrique a pour objet essentiel d'étudier l'importance et l'évolution spatiale et temporelle de la consolidation des échantillons du sol soumis à des charges verticales, drainés habituellement suivant cette direction. Il permet également de déterminer les relations entre les charges et les déformations correspondantes ainsi que le coefficient de perméabilité verticale pour une compacité donnée.

On distingue donc deux étapes :

- (1) Etude de la consolidation (répartition du tassement dans le temps pour une contrainte totale constante).
- (2) Etude de la compressibilité (l'amplitude du tassement en fonction de la contrainte effective entraînant la compressibilité du squelette, l'eau et grains solides étant incompressibles).

L'essai oedométrique est un essai de laboratoire dans lequel σ_1 et σ_3 sont liés par la condition particulière correspondant à $\epsilon_3 = 0$. L'indice des vides (e) et par conséquent E et ν dépendent au moins de deux paramètres indépendants :

— la pression moyenne
$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$$

— le déviateur $\sigma_1 - \sigma_3$ (la différence entre les contraintes extrêmes σ_1 et σ_3).

L'échantillon cylindrique utilisé dans cet essai a 20 mm de haut*, il est placé dans un anneau circulaire rigide de 60 à 70 mm de diamètre, et il est soumis à une contrainte de compression axiale. On peut par conséquent, pour chaque variation $\Delta\sigma$ de la contrainte de compression, mesurer le raccourcissement Δh et, en le rapportant à la hauteur initiale h_0 de l'échantillon, tracer la courbe $\epsilon = \Delta h/h$ ** en fonction de $\Delta\sigma$. Dans le domaine purement élastique pour un matériau tel qu'un métal, par exemple, le coefficient de la proportionnalité de la contrainte à la déformation relative est dénommé le module élastique et désigné par E . En revanche, pour les matériaux argileux on constate expérimentalement qu'il n'y a pratiquement pas de module élastique dans le premier cycle de chargement, mais un module de déformation E' , fonction croissante des contraintes appliquées. Ce module n'est donc pas une caractéristique intrinsèque du sol puisqu'il dépend de la pression effective (le module E' croît avec la pression verticale σ).

Plus le module E' du squelette solide est faible, et plus la quantité d'eau expulsée est grande ; d'autre part, plus le coefficient de perméabilité k est petit, plus cette expulsion est lente. Le temps de consolidation varie donc en sens inverse du produit

* Dans le cas des essais, où l'échantillon a été obtenu à partir d'une pâte argileuse (d'une teneur en eau très supérieure à sa limite de liquidité), celui-ci aura une hauteur initiale deux fois supérieure à la hauteur normale.

** La déformation relative.

E' k. On distingue d'habitude deux phases dans la consolidation*. Une phase primaire s'étendant jusqu'au moment où il n'y a plus de pression interstitielle, correspondant au point N sur la fig. 112 ; et une phase secondaire qui n'a pas de limite dans le temps ; on suppose que le tassement correspondant est un fluage plastique de l'eau adsorbée avec orientation des feuillets d'argile (un ajustement graduel de la structure du sol).

L'étude du paramètre E' en triaxial (désigné dans ce mémoire par E_i) a fourni des résultats s'accordant bien aux résultats oedométriques qui seront donnés en troisième partie.

Trois séries d'essais de compressibilité ont été effectués sur les échantillons de l'argile de Provins dont les résultats moyens** sont les suivants :

— Première série, les échantillons sont obtenus à partir du matériau déjà consolidé isotropiquement en cellule triaxiale ; le diamètre de la section du spécimen étant de 70 mm, on a obtenu ,

$$\sigma_{pc} = 1,250$$

$$C_c = 0,185$$

$$C_v = 1,63 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s (sous 3,00 bars)}$$

— Deuxième série, les échantillons sont obtenus à partir du matériau déjà consolidé isotropiquement en cellule triaxiale et découpé en éprouvettes de 35 mm de diamètre destinées à la dessiccation ; on a obtenu, pour

$$\sigma_{pc} = 1,200$$

$$C_c = 0,130$$

$$C_v = 1,64 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s (sous 3,00 bars)}$$

* D'après certains auteurs, notamment I.L. Kulchitskij, le processus de consolidation ne se déroule pas en deux étapes (primaire et secondaire) mais en une seule, bibliographie 334.

** La moyenne de trois essais pour chacune des trois séries.

- Troisième série, les échantillons sont obtenus à partir d'une boue d'argile non-consolidée d'une teneur en eau bien supérieure à la limite de liquidité (environ 120 %). On a obtenu, pour :

$$\sigma_{pc} = 0$$

$$C_c = 0,445$$

Les courbes oedométriques sont données à la page 113 et 114.

n°2. Argile de Provins.

Consolidation sous 3,000 bars.

$$t_{50} = 1204^s$$

$$c_v = 1,64 \times 10^{-4} \text{ cm}^2 / s$$

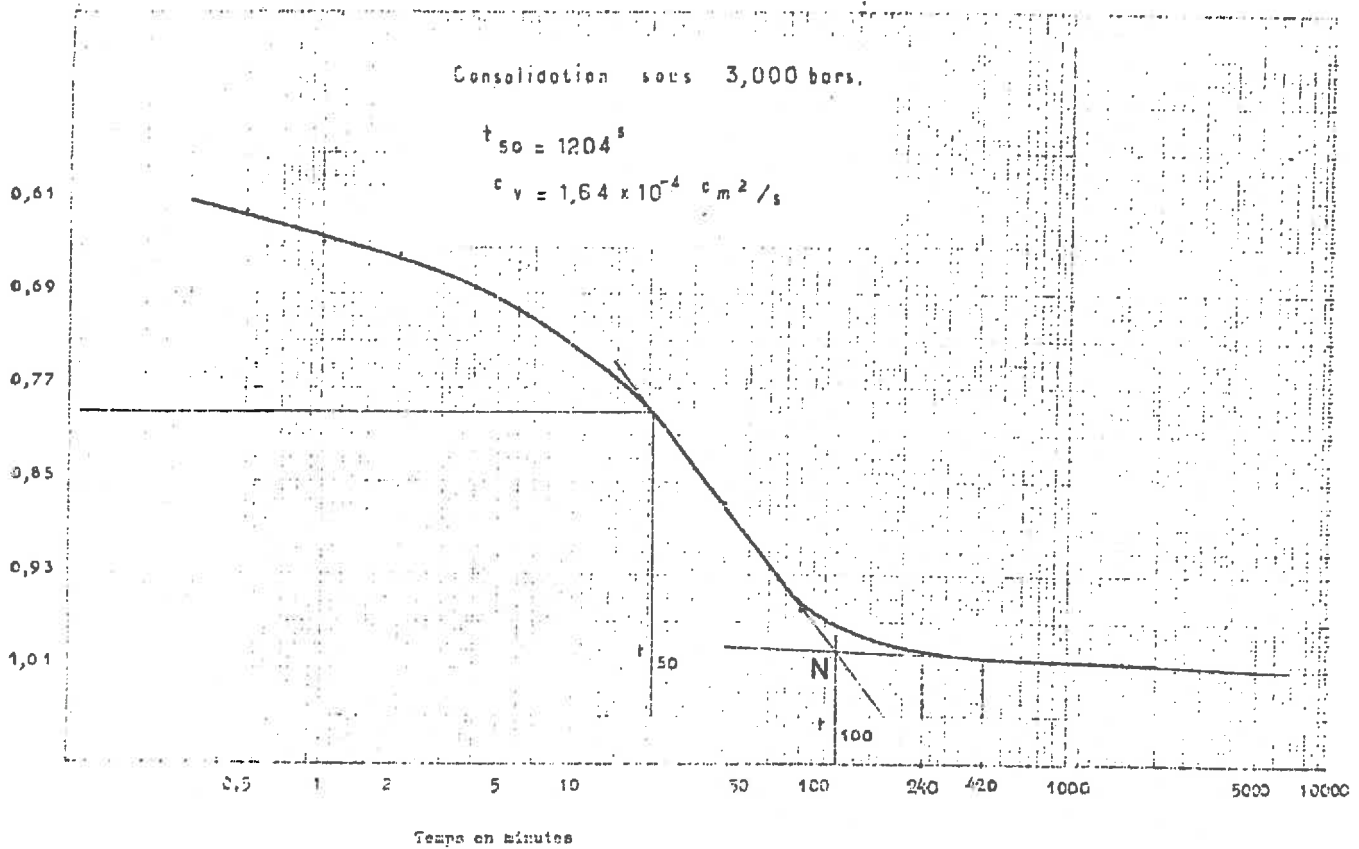


Fig. 112 — Consolidation primaire et secondaire
(essai oedométrique, Argile de Provins)

COMPRESSIBILITÉ

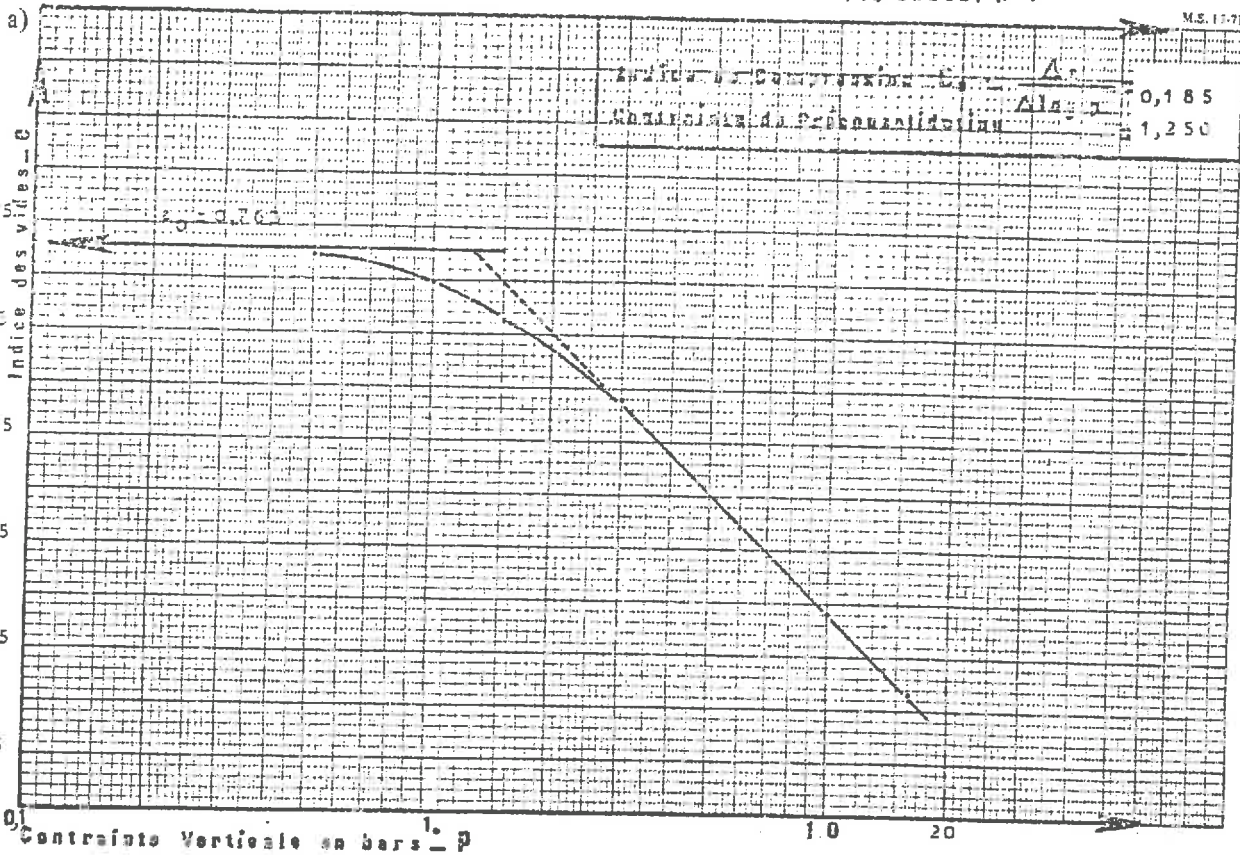
perméabilité: K. en cm/s

Dossier n°:

Sondage n°: 1. Argile de Provins.

Profondeur n°:

M.S. 13-71



n°1. Argile de Provins.

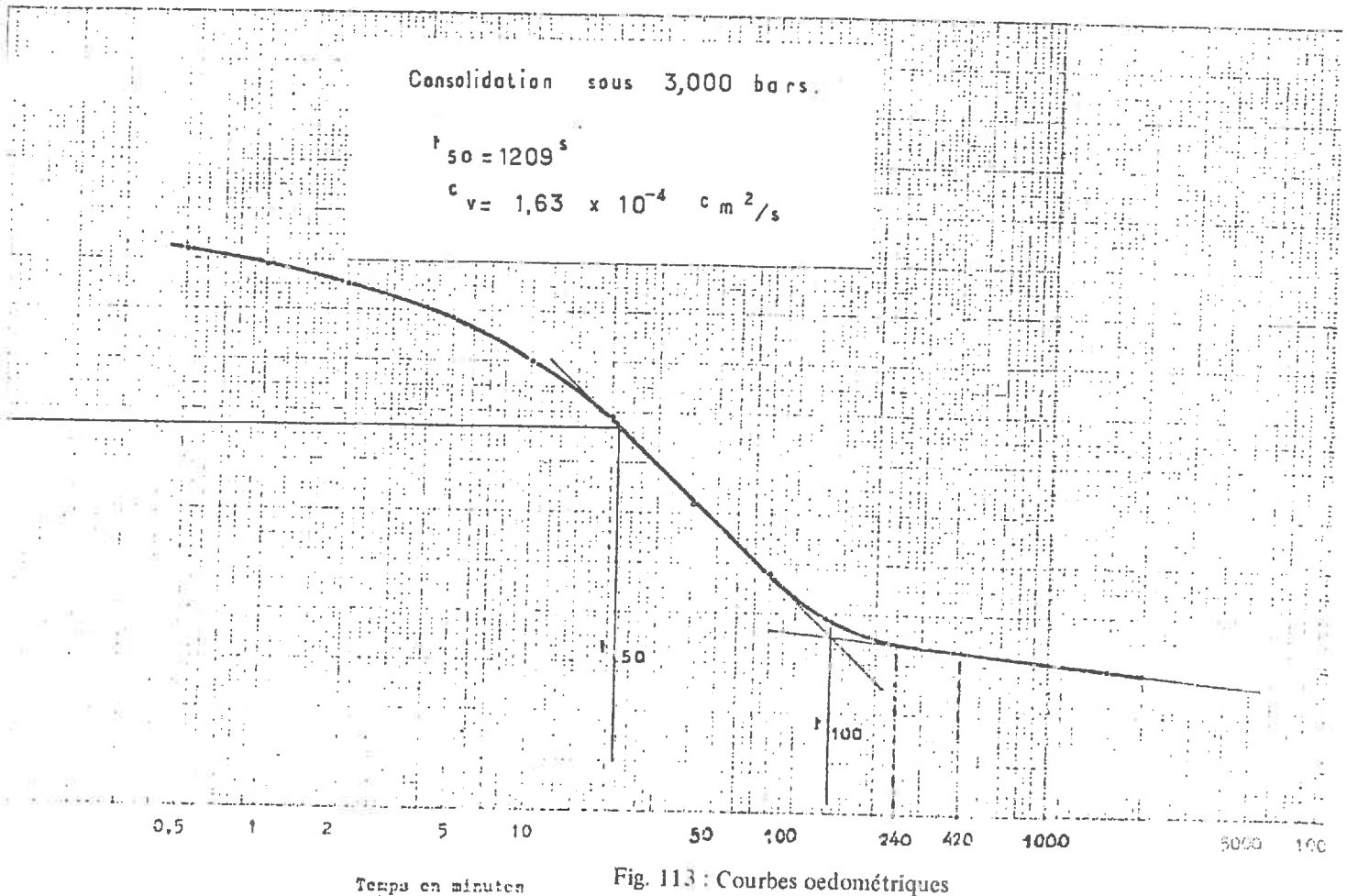


Fig. 113 : Courbes oedométriques

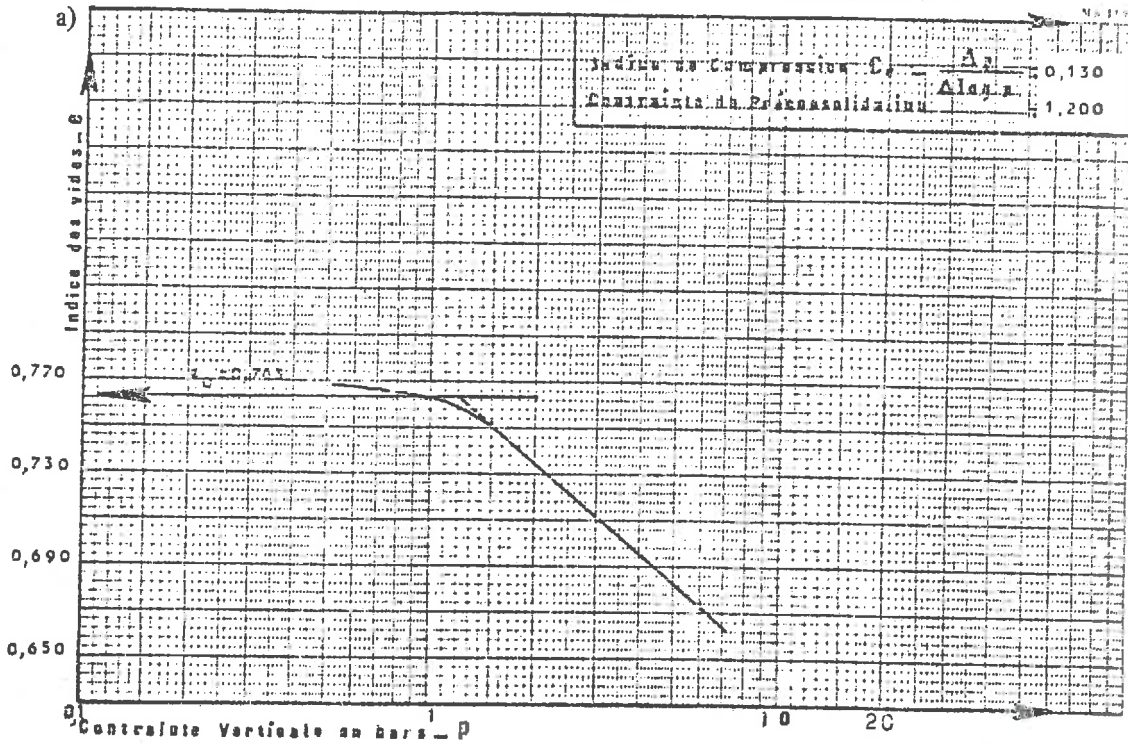
COMPRESSIBILITE

perméabilité K en cm/s

Dossier n°:

Sondage n°: 2. Argile de Provins

Profondeur n°:



COMPRESSIBILITE

perméabilité K en cm/s

Dossier n°:

Sondage n°: 3. Argile de Provins

Profondeur n°:

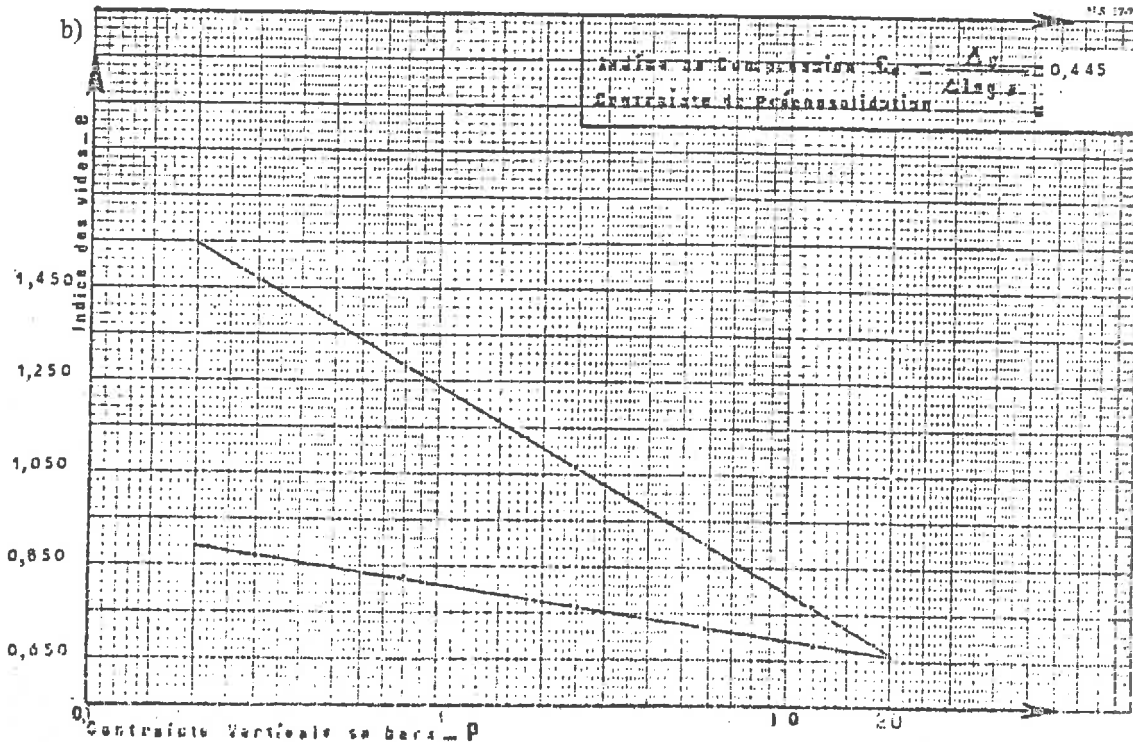


Fig. 114 - Courbes oedométriques

3) Essais de la résistance mécanique

a) Les essais triaxiaux

Introduction — En général on s'efforce d'établir, pour un matériau testé, la relation existante entre contrainte et déformation, autrement dit la **loi de comportement** ; avec les expériences d'aujourd'hui il n'est possible de déterminer cette loi que partiellement*.

Comme on ne peut pas mesurer directement un tenseur-contrainte, ni un tenseur de déformation, de telles expériences doivent être **homogènes**. En plus, on est obligé d'admettre un certain nombre de 'hypothèses simplificatrices ** afin de pouvoir établir cette loi. L'isotropie et l'homogénéité du matériau représentent deux hypothèses simplificatrices que l'on sera obligé de choisir parmi d'autres.

Rappelons que pour un matériau homogène et isotrope les contraintes ainsi que les déformations sont définies par des tenseurs respectifs. La généralisation théorique qui s'en suit consiste à dire que ces deux tenseurs sont proportionnels. Cependant dans la pratique même expérimentale cela n'est pas toujours le cas et par conséquent cette généralisation ne donne pas de résultats conformes. On y remédie en décomposant l'état de contrainte en deux parties : **isotrope** et **déviatoire**. Il en est de même pour les déformations. Puis on suppose la proportionnalité entre ces deux composantes des tenseurs : **isotrope** et **déviatoire**. Le solide correspondant est celui de Hooke (qui est à la base de toute la théorie de l'élasticité). Si à ce type de solide on ajoute le liquide de Newton et le solide de Saint-Venant***, on est en mesure de schématiser la quasi-totalité des corps réels, grâce à certaines combinaisons et en faisant appel aux modèles mécaniques.

Mais, dès que l'on entre dans le domaine de la plasticité, base de la mécanique des sols, **qui ne fait que des calculs à la rupture**, tout devient beaucoup plus complexe. On sera tenté de supposer, en simplifiant considérablement, que les axes principaux des contraintes coïncident avec ceux des accroissements de déformations (on dit aussi "vitesses" de déformations). C'est la théorie de la plasticité classique applicable aux métaux. En revanche on pourra supposer aussi que ces axes ne coïncident pas et plusieurs hypothèses fort complexes ont été avancées dans ce cas. Cette "nouvelle plasticité" explique mieux, semble-t-il, certains phénomènes lors des processus de cisaillement. Pourtant il n'est absolument pas évident qu'une même hypothèse convienne dans tous les cas. On peut plutôt penser que le critère de rupture dépend à la fois de la nature du sol et des sollicitations auxquelles il est soumis.

Pour ce qui est de l'essai triaxial, lui-même, il a pour but principal de déter-

* La connaissance de toute la loi n'est pas obligatoirement nécessaire, il suffit de la connaître dans le domaine pratique concerné.

** Divers phénomènes observés expérimentalement ne s'accordent pas avec ces hypothèses, dans les quelles soulignons-le, on tient compte de l'échelle utilisée en Génie Civil.

*** Ce solide est celui qui se cisaille sous un effort constant aussitôt que cet effort dépasse un certain seuil.

miner la relation $f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0$ qui existe entre les contraintes principales lors du cisaillement. Cependant la forme la plus souvent utilisée pour cette relation est celle de la loi empirique de Coulomb, $\tau_f = C + \sigma_f \cdot \tan \cdot \varphi$ exprimant schématiquement la résistance au cisaillement des sols.

On cherche donc dans cet essai à relier un chemin dans l'espace de contraintes (σ_{ij} , soit six composantes)* à un chemin dans l'espace de déformation (ϵ_{ij} , soit six composantes)* en supposant l'homogénéité du matériau du point de vue spatial. La deuxième hypothèse simplificatrice est celle de l'isotropie du matériau, du point de vue du critère d'écoulement (car l'isotropie caractérise un phénomène et non un matériau). Elle va nous permettre de relier par réduction les éléments trois à trois, c'est-à-dire que l'orientation du tenseur contrainte, dans un tel matériau n'a pas d'importance (cf. fig. 117).

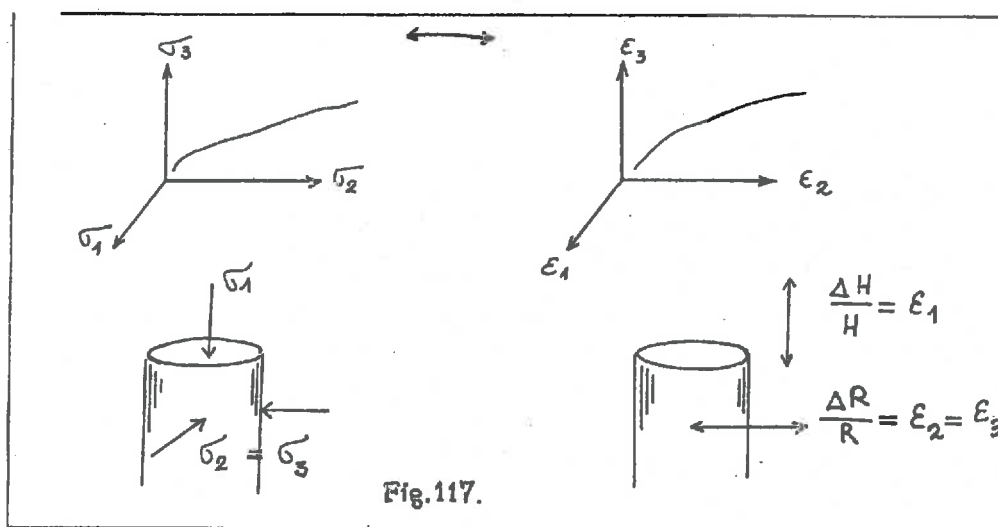


Fig.117.

On remplace donc six composantes par trois contraintes principales et trois paramètres d'orientation. On fait la même chose pour ce qui est des déformations et on passe donc de trois composantes à trois en supposant que les trois directions n'interviennent pas, c'est pour quoi on peut parler de trois composantes principales. Dans le "triaxial classique" il n'en reste plus que deux, indépendantes, les deux contraintes horizontales étant les mêmes : $\sigma_2 = \sigma_3$ et $\sigma_1 \neq \sigma_2$ et $\neq \sigma_3$ également ; de même pour les déformations : $\epsilon_2 = \epsilon_3$ et $\epsilon_1 \neq \epsilon_2$ et $\neq \epsilon_3$. On relie, ensuite, ces deux composantes par le résultat expérimental (caractéristiques propres au matériau testé et obtenues à partir des courbes "efforts - déformations").

Pour traiter un problème concret convenablement il serait nécessaire de

* Nous n'envisagerons que les forces de volumes dues à la pesanteur des particules solides et au mouvement du fluide interstitiel ; il n'existe aucun moment ponctuel, donc les tenseurs de contraintes et de déformations sont définis chacun par six composantes (ou dimensions) : trois composantes de grandeur et trois d'orientation.

suivre des chemins dans les espaces contraintes — déformations afin qu'ils soient aussi voisins que possible de ceux qui auraient lieu dans la réalité.

Malgré les capacités exceptionnelles de l'appareil triaxial on s'est vite rendu compte de l'inconvénient qu'il y aurait à se limiter à des problèmes de symétrie axiale ; d'autre part en laboratoire on a de plus en plus besoin d'un appareil dont l'éventail des possibilités serait encore plus étendu.

A ce propos, Bishop a souligné, il y a vingt ans que "idéalement, l'essai triaxial devrait permettre le contrôle indépendant des trois contraintes principales ; on pourrait étudier ainsi un état de contrainte généralisé y compris le cas spécial, très important, de la déformation plane. Cependant, le degré relativement élevé de la compressibilité du squelette solide et la grandeur des déformations au cisaillement nécessaires pour produire la rupture (ou un glissement important) imposent de telles difficultés mécaniques qu'elles rendent le contrôle indépendant trop compliqué." C'est pour cela qu'un véritable appareil triaxial (T.T.A.) a été mis au point dernièrement. Celui-ci permet d'appliquer à chacune des trois paires de plateaux rigides, mais mobiles, des contraintes normales, différentes et indépendantes. Les plateaux entourent un échantillon de sol parallélépipédique dont le côté a une longueur moyenne de 10 cm. Le T.T.A. fonctionne selon un principe dans lequel les plateaux sont fixés entre eux et glissent relativement les uns par rapport aux autres sans laisser d'intervalle appréciable entre eux. Les axes principaux des contraintes et des déformations ne tourne pas. La déformation linéaire, suivant chaque côté de l'échantillon, peut atteindre $\pm 30\%$. Le principe de base du T.T.A. a été décrit, pour la première fois, par E. Hambly (1969) (cf. le tableau n° 15 à la page 120). Cf. bibliographie 276.

Si l'on compare les résultats obtenus avec cet appareil mais dans un essai* pour lequel deux des contraintes principales sont égales, avec ceux obtenus dans une cellule triaxiale ordinaire, on trouve une très bonne concordance. Les résultats d'autres essais pour lesquelles les trois contraintes principales diffèrent, montrent que la relation effort-déformation avant la rupture n'est pas indépendante de la valeur de la contrainte intermédiaire. La surface de rupture, cependant, pour cette même série d'essais "simples"*** ne dépend pas de la valeur de cette contrainte intermédiaire. La surface observée, dans ce dernier cas, correspond presque exactement à celle du critère de rupture de Mohr-Coulomb.

La compression de la boîte triaxiale est réalisée à l'aide d'un cadre de chargements comprenant trois paires de pistons perpendiculaires (à tout instant l'axe de la force appliquée par chaque piston passe par le centre de l'échantillon). Chaque piston exerce son effort par l'intermédiaire de couches croisées de rouleaux-aiguilles sur l'arrière

* Une série d'essais, dans ce but de comparaison, a été réalisée sur du kaolin remanié dans le véritable appareil triaxial et dans le triaxial "classique" (ordinaire).

*** On distingue deux types de chemins de contraintes : d'une part des chemins "simples", définis par Hyslin comme étant ceux dont la projection sur le plan déviatoire est rectiligne et d'autre part des chemins "complexes" lorsque la projection est courbe.

des plateaux de la boîte triaxiale. Le déplacement de chaque piston peut être réalisé de façon à contrôler, soit les déformations (moteur électrique), soit les forces (système hydraulique).

Le drainage et les mesures de la pression interstitielle sont réalisés par les points d'attache de la membrane, d'une forme appropriée, dans l'un des coins de chaque plateau.

Si l'on suppose que la valeur de la contrainte principale moyenne n'a aucune influence sur le critère d'écoulement, les états de contraintes limites sont caractérisés complètement par leurs cercles de Mohr les plus grands ; c'est seulement dans ce cas que l'enveloppe des cercles de Mohr est une courbe intrinsèque. Cette hypothèse est encore généralement admise pour les sols. Toutefois, dans un certain nombre de cas pratiques, on est bien conscient de l'insuffisance de la loi de Coulomb : d'une part, elle ne permet pas de représenter la contrainte intermédiaire sur le graphique et d'autre part, elle ne tient pas compte de la déformation. C'est pourquoi certains chercheurs, notamment ceux de "l'École de Cambridge", proposent de choisir trois axes sur lesquels, en plus des contraintes, figurent aussi les déformations. Ainsi ils déterminent d'une manière précise et relativement simple les paramètres de contrainte* ainsi que ceux de déformation**.

D'après cette École "l'état" d'une argile est défini par la donnée du triplet (e, p, q) , et à tout état on peut donc associer un point de l'espace (e, p, q) dit "espace de Cambridge". Au cours d'une sollicitation, le matériau passe par une succession d'états infiniment voisins dont l'ensemble forme une ligne caractéristique du mode de chargement.

* Dans le cas de la symétrie "triaxiale", le tenseur des contraintes effectives, exprimé en axes principaux ne dépend que de deux paramètres indépendants. On définit donc ici la contrainte moyenne effective,

$p = \frac{1}{3} (\sigma'_1 + 2 \sigma'_3)$ et la variable dont dépend la partie déviatoire du tenseur-contrainte, $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$

$$\text{On a donc} \quad \begin{bmatrix} \sigma'_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma'_3 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma'_3 \end{bmatrix} = p \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} + q \begin{bmatrix} 2/3 & 0 & 0 \\ 0 & -1/3 & 0 \\ 0 & 0 & -1/3 \end{bmatrix}$$

Pour déterminer le tenseur des contraintes totales on utilise les variables :

$$P = \frac{1}{2} (\sigma_1 - 2 \sigma_3) \quad \text{et} \quad Q = \sigma_1 - \sigma_3$$

Si la valeur de "u" est connue, on a les relations suivantes : $P = p + u$ et $Q = q$

** Le tenseur des petites déformations exprimé en axes principaux dépend aussi de deux paramètres indépendants que l'on établit comme ci-dessous :

$$\begin{aligned} \text{- déformation volumique élémentaire} \quad dV &= -\frac{dV}{V} = \frac{de}{1+e} = \\ \text{- déformation déviatoire élémentaire} \quad d\varepsilon &= -\frac{dL}{L} = \frac{1}{3} \frac{dq}{V} = \end{aligned}$$

Dans ces expressions, "e" désigne l'indice des vides de l'argile, V le volume de l'échantillon sollicité et L sa longueur dans la direction 1.

Les théories de cette Ecole qui ne s'appliqueraient au départ qu'à l'essai "triaxial" à symétrie axiale, commencent à être généralisées dans les cas où les trois contraintes varient indépendamment ainsi que dans le cas, plus particulier, de déformation plane. Il est important de souligner à ce propos que l'étude des résultats expérimentaux d'essais pour lesquels $\sigma'_1 \neq \sigma'_2 \neq \sigma'_3$ nécessite l'adoption de plusieurs nouveaux paramètres de contrainte et de déformation plus généraux. Les paramètres que l'on utilise fréquemment pour décrire les résultats obtenus dans l'appareil triaxial ordinaire ne sont plus suffisants.

Par conséquent un certain nombre de nouveaux paramètres a été proposé par Roscoe, Burland et Pearce.

Pour en revenir à la pratique de l'essai triaxial rappelons que l'application de la pression latérale d'une part et de la contrainte déviatoire d'autre part se fait en deux phases bien distinctes : celle de consolidation et celle d'écrasement (ou de cisaillement). Dans certains cas, on effectue les essais avec σ_1 comme contrainte principale mineure, c'est-à-dire qu'on peut réaliser un essai triaxial en utilisant, dans cette phase d'écrasement, un déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$) positif ou négatif.

La phase de consolidation n'a lieu que dans le cas des essais consolidés et peut être du type isotrope ou encore anisotrope* ; la consolidation est considérée achevée lorsqu'il n'y a plus de mouvement du fluide interstitiel dans le matériau à tester.

Puis, dans la phase d'écrasement lorsque l'on applique le déviateur les valeurs des contraintes varient en cours d'essai "avec le temps", et une fois le critère de rupture atteint il n'y a plus de proportionnalité entre les contraintes et les déformations. On se trouve désormais sur la surface de rupture, dans le domaine "plastique" où les déformations ne sont plus définies. Dès lors le comportement du matériau change, c'est donc une limite à partir de laquelle le matériau se comporte d'une façon tout à fait différente : en-deçà de cette limite, par exemple, le comportement était "élastique" et au-delà de celle-ci, il devient "plastique". Pour pouvoir suivre la relation entre les contraintes et l'accroissement de déformations, dans ce domaine plastique, il nous faut introduire les "lois d'écoulement"**, c'est-à-dire la cinématique. On considère que, dans la zone plastique, la déformation de matériau s'effectue à volume à peu près constant.

* Souvent plus proche des conditions réelles "in situ", la consolidation anisotrope est pourtant bien moins fréquemment réalisée en laboratoire. En effet, le rapport $\sigma_3/\sigma_1 = K_0$, appelé "coefficient des terres au repos" est, en général inférieur à 1 ; c'est une conséquence des conditions particulières de sédimentation et de consolidation en place, sans possibilité de déformation latérale ; K_0 dépend aussi de la nature du matériau : plus I_p est faible et plus K_0 est faible (la limite inférieure de sa variation se situe autour de 0,35).

** On dit encore "critère d'écoulement" ou "seuil d'écoulement" ; ces termes sont cependant moins précis. De toute façon, c'est une relation permettant de relier la limite d'écoulement et l'état de contrainte pour chaque état de contrainte.

INCONVENIENTS

- L'influence de la contrainte principale intermédiaire n'est pas prise en considération puisque $\sigma_2 = \sigma_3$
 - la variation limitée des directions des contraintes principales
 - Il y a fretage aux extrémités de l'échantillon s'opposant à la déformation latérale des bases de celui-ci
 - Il est difficile de déterminer la section maximale (zone qui se déforme le plus) au moment du cisaillement
 - Pour mettre l'échantillon à des dimensions voulues on est souvent obligé de le recharger
 - Durée des essais (souvent assez longue)
- °) par conséquent les contraintes principales majeures ne sont pas verticales à cet endroit ne permettant pas une répartition uniforme des contraintes dans les plans horizontaux de l'échantillon.

- Le T.T.A. ne semble pas être approprié à la réalisation d'essais sur des sables *
- Le cadre de chargement est grand et encombrant
- La construction du cadre de chargement et de la boîte est très compliquée et par conséquent onéreuse
- Avec cet appareil on ne peut pas faire tourner les axes principaux, ce qui présente un inconvenient majeur **)

*) Le type de machine décrit par MO et SCOTT, où les contraintes sont appliquées par six-voches en contact distinctes, donnerait, paraît-il, des résultats meilleurs sur le sable

***) Cependant pour la détermination des propriétés mécaniques des sols un appareil perfectionné doit être capable d'étudier le cas où il y a rotation des axes principaux des contraintes et des déformations.

AVANTAGES

- Il permet de :
- Contrôler les conditions de drainage
 - Mesurer la pression interstitielle
 - Suivre les chemins de contraintes et des déformations ainsi qu'une grande précision dans leurs mesures en cours d'essai
 - Réaliser l'essai dit "homogène" sous certaines conditions
 - Mesurer les variations de volume de l'échantillon (aussi bien dans la phase de consolidation que celle de l'écrasement
 - Contrôler par conséquent la densité du matériau
 - Effectuer toute une série de manipulations telles que : l'écrasement avec le déviateur positif ou négatif, l'écrasement avec diminution de la pression latérale (la force verticale étant constante), la consolidation isotrope ou anisotrope, la mesure du coefficient K ou K_0 ($\epsilon_3 = 0$), l'essai de perméabilité, la détermination du module de déformation, la mesure du coefficient B , etc...

Il permet de :

- Appliquer un chemin de déformation quelconque choisi à l'avance (à condition qu'il n'y ait pas de rotation des axes principaux)
- Produire de grandes déformations linéaires (jusqu'à $\pm 30\%$) de façon indépendante suivant un ou plusieurs axes de l'échantillon *
- Mesurer directement et les contraintes et les déformations avec exactitude (les premières sont mesurées par l'intermédiaire de cellules de chargement et les secondes à l'aide de comparateurs)
- Réaliser l'essai dit "homogène", sans difficulté ni de conditions spéciales (le problème du frottement sur les plateaux est réduit puisque l'échantillon, remanté ou intact, est placé dans une membrane graissée sur sa partie extérieure)
- Enregistrer la lecture des données automatiquement. (le système de mesure est électrique)
- Cisailler l'échantillon dans des conditions contrôlées, soit en force, soit en déformation (les systèmes qui le permettent étant incorporés dans le cadre de chargement)

*) C'est-à-dire qu'un échantillon d'argille remaniée peut être consolidé de façon tri-dimensionnelle sans consolidation initiale unidimensionnelle puis écrasé tel quel sans que l'on ait besoin de le décharger et de le recharger pour le mettre à des dimensions voulues

TABLEAU N° 15. Comparaison entre l'appareil triaxial ordinaire (à symétrie axiale) avec le véritable appareil triaxial (T.T.A.) résolvant leurs avantages et leurs inconvénients.

Avant de décrire les essais non-drainés puis les essais drainés insistons sur les deux remarques suivantes :

- 1) “La rupture” d’un matériau peut être définie suivant plusieurs critères * et selon le critère choisi on obtiendra des caractéristiques différentes pour un même matériau testé (il n’est pourtant pas nécessaire d’obtenir une surface de discontinuité pour qu’il y ait “rupture”).
- 2) Selon l’usage de la Mécanique des sols il a été convenu de compter **positivement** des contraintes de **compression**.

* On peut choisir comme critère :

- le maximum de la contrainte verticale intergranulaire ou totale,
- le maximum du déviateur ($\sigma'_1 - \sigma'_3$),
- le maximum du rapport σ'_1 / σ'_3 ,
- l’état de contrainte pour lequel la vitesse de déplacement commence à augmenter,
- l’apparition des fissures, etc.

CLASSEMENT SCHEMATIQUE DES ESSAIS TRIAXIAUX

	TYPE D'ESSAI	I - PHASE DE CONSOLIDATION	II - PHASE DE L'ECRASEMENT (cisaillement)	
[A] Essais non drainés	Essais non consolidés et non drainés (U.U.)		Sans drainage lors de l'application du déviateur Aucun mouvement vers l'extérieur du fluide inter-granulaire	[A] Essais non drainés
	Essais consolidés et non drainés (C.U.)	Le drainage a lieu lors de l'application de la pression de consolidation*, sous laquelle, après un temps plus ou moins long, l'échantillon est complètement consolidé.		
[B] Essais drainés	Essais consolidés et drainés (C.D.)		Le drainage est permis tout au long de l'essai. La pression interstitielle n'est pas modifiée par le cisaillement, la charge est transmise directement au squelette solide.	[B] Essais drainés

* habituellement isotrope

A – ESSAIS NON DRAINES

Il faut être sûr qu'il n'y a aucun drainage c'est-à-dire qu'il n'y a pas de mouvement du fluide intergranulaire lors de l'exécution de l'essai (la phase d'écrasement). Pour cette raison, on choisit la vitesse de déformation de telle manière que le fluide ne puisse s'échapper de l'échantillon. Cela pose de nombreux problèmes que l'on n'a pas encore tout à fait résolus.

Il sera utile de rappeler les deux cas possibles qui peuvent se présenter lors de l'étude d'un matériau dans l'appareil triaxial (que ce soit un matériau naturel ou bien reconstitué et consolidé artificiellement au laboratoire) :

- 1) le matériau est supposé complètement saturé,
- 2) le matériau est partiellement saturé.

1 – SOL SATURÉ (le paramètre $B = 1$)

1.1 Essais non consolidés non drainés (U.U.) sur les sols cohésifs saturés

La contrainte du déviateur à la rupture est indépendante de la pression latérale (sauf pour les argiles fissurées et siltés compacts avec σ_3 faible). La résistance au cisaillement maximum est exprimée en fonction de la contrainte totale normale par le critère empirique de Coulomb : $\tau_f = C_u + \sigma \cdot t_g \varphi_u$; dans le cas particulier où $\varphi = 0$ la cohésion non drainée est : $C_u = 1/2 (\sigma_1 - \sigma_3)_f$.

Si la pression interstitielle est mesurée au cours de l'essai (dans la phase d'écrasement) on peut en déterminer les contraintes effectives à la rupture.

On n'obtient qu'un seul cercle intergranulaire (cercle de contraintes effectives) à partir des résultats obtenus dans ce type d'essai. L'enveloppe des cercles effective n'a donc pas pu être déterminée. La mesure de "u" n'a pas lieu habituellement dans ce type d'essai. Pour la contrainte à la rupture on prend la valeur maximale du déviateur. Cette valeur devient délicate à déterminer si une courbe effort-déformation montre "un pic". La fin de l'essai est choisie arbitrairement (à n % de la déformation et pour autant conduit généralement à une sous-estimation de la résistance).

Pour les argiles normalement consolidées, le rapport : cohésion non-drainée / contrainte de pré-consolidation* montre une corrélation étroite avec l'indice de plasticité (cf. référence bibliographique 85 et 176).

* C'est-à-dire la contrainte isotrope effective maximale qu'à subie un sol dans son histoire.

1.2 Essais consolidés-non drainés (C.U.) sur les sols saturés

Ce type d'essai permet de déterminer l'enveloppe de cercles de Mohr du complexe : "particule solide - eau". Le mode opératoire consiste, d'abord, à consolider le matériau sous une pression latérale connue (σ_c) et habituellement isotrope. Le drainage reste donc ouvert tout au long de cette phase. Puis, une fois l'échantillon consolidé, on ferme le drainage et on cisaille l'échantillon en appliquant le déviateur (une charge axiale).

La mesure de la pression interstitielle permettra s'il est nécessaire de déterminer l'enveloppe des cercles de contraintes intergranulaires (la courbe intrinsèque) ainsi que les coefficients A^* et A_f^{***} . Si l'on cisaille l'échantillon une fois qu'il est redescendu à une pression latérale inférieure à la pression de consolidation (drainage ouvert), l'échantillon est surconsolidé (par rapport à la pression latérale appliquée lors de l'écrasement). Si on le cisaille en maintenant le drainage fermé avec pression latérale égale ou supérieure à la pression de consolidation, l'échantillon est normalement consolidé, et on obtient le même cercle intergranulaire (étant donné qu'on est dans le milieu saturé).

Pour les échantillons normalement consolidés, le rapport cohésion non drainée/contrainte effective de préconsolidation est constant, et sa valeur dépend du type de sol. Cependant les essais triaxiaux du type "non drainé", consolidé ou non préalablement ainsi que les essais au scissomètre sur les couches naturelles normalement consolidées ("in situ") mais sous la pression de consolidation anisotrope (σ vert. \neq σ horiz.) conduisent à une sous-estimation de la valeur $\frac{C_u}{\sigma_{pc}}$ par rapport aux résultats obtenus au laboratoire sur des échantillons consolidés isotropiquement. La différence croît quand l'indice de plasticité décroît.

*
La valeur de A^{**} qui est la plus sensible à l'effet de surconsolidation, décroît avec l'accroissement du degré de surconsolidation, à partir de sa valeur la plus élevée (qui se situe à la rupture aux environs de 1) jusqu'aux valeurs négatives. Les valeurs négatives sont à leur tour largement responsables des valeurs élevées de la cohésion non drainée.

* Pour différents états de contraintes au cours de l'essai.

** Pour différents états de contraintes de rupture.

*** Rappelons que A est égal à $\frac{\Delta U}{(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)}$; c'est un paramètre empirique qui varie en fonction de la nature du sol, des conditions initiales (normalement consolidé ou sur-consolidé), du rapport des contraintes principales de consolidation (consolidation isotrope ou anisotrope) et d'un grand nombre d'autres facteurs. Dans le cas courant $\Delta \sigma_3 = 0$, ce qui donne $A = \frac{\Delta U}{\Delta \sigma_1} = \frac{\Delta U}{\sigma_1 - \sigma_3}$. Variant suivant l'état de contrainte, le paramètre A à la rupture est désigné par A_f (sa valeur la plus importante) et est le même pour tous les états de contrainte.

Les valeurs de C' et φ' sont obtenues habituellement à partir des cercles de contraintes effectives correspondant au maximum du déviateur. Dans les essais effectués des argiles sur-consolidées et sur des sables, les valeurs limites de C' et φ' peuvent être atteintes avant d'arriver à la valeur correspondante au maximum du déviateur*.

En ce qui concerne le rapport σ_c/σ_{pc} , rappelons que deux cas peuvent se présenter :

- 1) La pression de consolidation est supérieure ou égale à la pression de préconsolidation.
- 2) La pression de consolidation est inférieure à la pression de préconsolidation.

1) La pression de consolidation est supérieure ou égale à la pression de préconsolidation – On augmente σ_c d'une valeur $\Delta\sigma_3$ ($\sigma = \sigma_c + \Delta\sigma_3$) d'où résulte la variation presque immédiate de "u" égale à $\Delta\sigma_3$; puis on comprime l'échantillon jusqu'à la rupture. Quelle que soit la pression latérale, on a toujours la même valeur du déviateur à la rupture (les cercles limites sont donc de même diamètre).

Essais non-consolidé non-drainés – a) On fait passer le premier cercle en contraintes totales par σ_c (pour $\Delta\sigma_3 = 0$, $\sigma = \sigma_c$ et $u = 0$) et l'on observe, lors de l'écrasement, l'apparition d'une variation de la pression-interstitielle exprimé par :

$\Delta u = A (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$. La pression latérale au cours de l'essai demeurant constante est égale à σ_c , pendant que $\Delta\sigma_3$ est nul. Par rapport au cercle "total", le cercle "intergranulaire" limite sera décalé de : $\Delta u_f = A_f (\Delta\sigma_1)_f$.

b) Si l'on appliquait une "pression dans la cellule" quelconque : $\sigma = \sigma_c + \Delta\sigma_3$ (au lieu de prendre la pression latérale égale à σ_c) la variation de "u" à la rupture serait : $\Delta u_f = 1 (\Delta\sigma_3) + A_f (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)_f$. $B = 1$ pour les sols saturés.

Donc, dans le tout premier temps de la phase de l'écrasement**, la variation "initiale" de la pression latérale provoque la variation de "u" ($\Delta u_1 = \Delta\sigma_3$) ; puis, dans un second temps celle-ci est suivie par une variation supplémentaire de la pression interstitielle $\Delta u_2 = A \Delta\sigma_1$ due à l'application du déviateur $\Delta\sigma_1$. D'où :

$$\Delta u = \Delta u_1 + \Delta u_2 = \Delta\sigma_3 + A \Delta\sigma_1$$

A la rupture : $\Delta u_f = \Delta\sigma_3 + A_f (\Delta\sigma_1)_f$. On remarquera donc d'une part que tous les "cercles totaux"*** seront décalés d'une valeur égale à $\Delta\sigma_3$ par rapport au premier (passant par σ_{pc}) et d'autre part qu'ils correspondent tous au même cercle intergranulaire .

* Cette différence n'a d'importance que pour la recherche.

** Tout à fait au début, juste après l'application de $\Delta\sigma_3$.

*** Les cercles obtenus à partir des contraintes totales.

Le premier cercle passant par σ_{pc} est dit **consolidé non drainé**. Tous les autres cercles, avec des valeurs de pressions latérales supérieures à σ_{pc} sont **non-consolidés non-drainés** (cf. référence bibliographique 178).

La droite, enveloppe des "cercles totaux", est horizontale. On en déduit les valeurs de la cohésion non-drainée et de l'angle de frottement interne (celui-ci étant dans ce cas nul).

Essais consolidés non drainés – Si en revanche, au début de chaque essai on a consolidé les échantillons sous différentes pressions latérales, σ_{c_1} et σ_{c_2} , dans ce cas on obtiendra des valeurs différentes du déviateur à la rupture.

Dans ce type d'essai dit "consolidé-non drainé" chaque nouveau cercle de Mohr est donc obtenu sur un même matériau à des densités différentes, celles-ci étant fonction de la pression de préconsolidation* ; pour cette raison il est préférable de prendre γ_d ou e comme variable plutôt que σ_{pc} dont les effets sont moins précis et plus difficiles à contrôler. Pour éviter d'avoir chaque échantillon à une densité différente on pourrait procéder autrement, en consolidant tous les échantillons d'une même série au même taux de préconsolidation, toujours à drainage fermé puis en les cisillant à différentes pressions de soutien latéral (notre procédé se rapproche le plus de ce dernier).

Pour l'un ou l'autre des procédés, on obtient sur le diagramme de Mohr une série de "cercles totaux" dont l'enveloppe est approximativement une droite passant par l'origine et inclinée sous un angle désigné par φ_{cu} .

Les cercles des contraintes effectives ont également une enveloppe qui est une droite passant par l'origine mais inclinée sous un angle φ' supérieur à l'angle φ_{cu} de la droite précédente.

A partir des essais du type consolidé-non drainé on a pu déterminer quatre nouvelles caractéristiques de matériau :

⇒ φ_{cu} et C_{cu} relatifs aux contraintes totales (C_{cu} étant nul dans ce cas)

⇒ φ' et C' relatifs aux contraintes effectives.

* Les valeurs C_{cu} , ainsi obtenues sont directement proportionnelles aux valeurs de la pression de préconsolidation.

2) La pression de consolidation est inférieure à la pression de préconsolidation.

Après avoir reconsolidé le sol sous une contrainte σ égale à σ_{pc} on peut procéder selon deux manières :

– Soit en fermant le drainage et en redescendant la valeur de σ latéral à une valeur inférieure à σ_{pc} . La contrainte effective latérale reste la même, les cercles de Mohr sont les mêmes (car u est le même) et l'enveloppe est la même droite que dans le cas précédent (où $\sigma_c \geq \sigma_{pc}$).

– Soit en ouvrant le drainage et en descendant à une valeur de la pression latérale de consolidation inférieure à la pression de préconsolidation. On procède ensuite à l'écrasement de l'échantillon mais à drainage fermé. Dans ce cas le sol a gonflé ; sa densité décroît, il est donc moins résistant que le matériau de l'exemple décrit ci-dessus (le cercle limite est par conséquent plus petit et la courbe enveloppe descend légèrement vers l'origine). Le sol se trouve ainsi dans un état de surconsolidation par rapport à la pression latérale de l'essai.

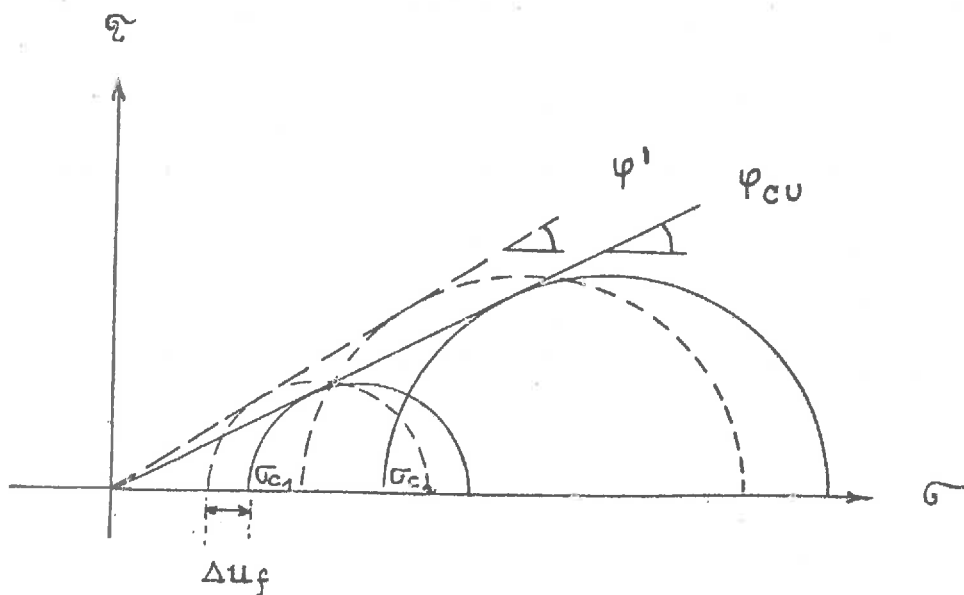
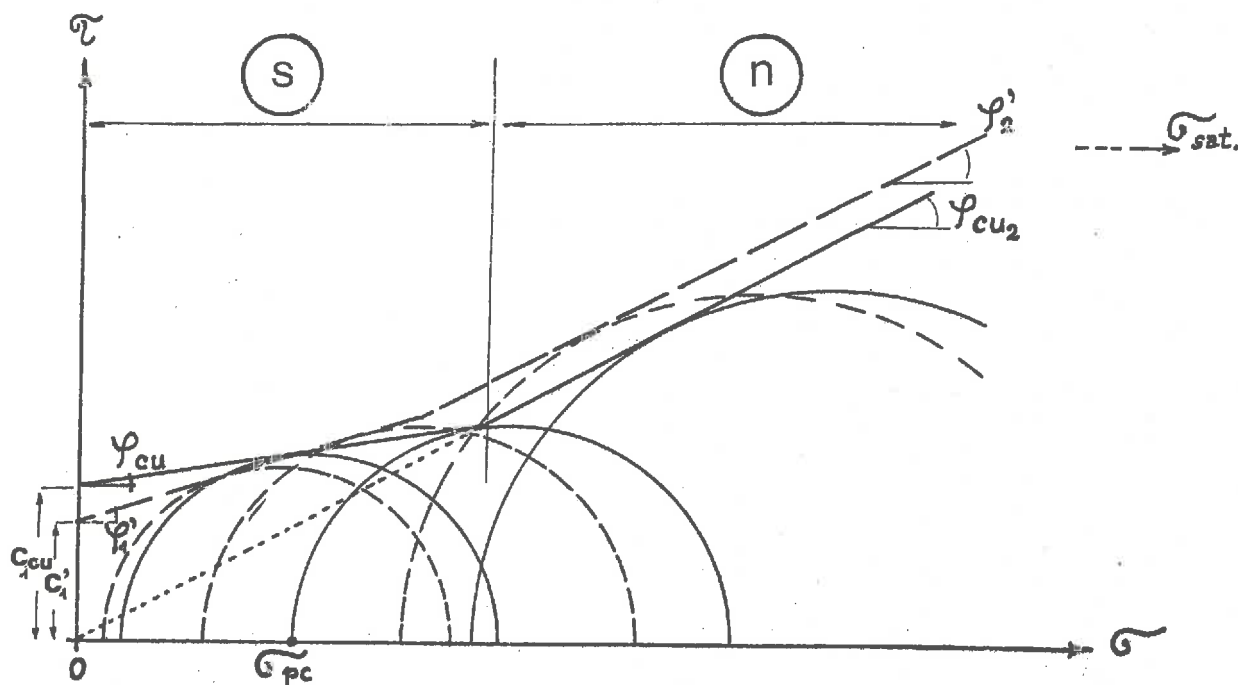


Fig. 118 Les courbes intrinsèques résultant des essais consolidés – non-drainés

On peut en déduire qu'un sol est considéré comme "sur-consolidé" ou comme "normalement consolidé", dans les essais du type "consolidé-non drainé", suivant que l'on cisaille l'échantillon* après l'avoir consolidé au laboratoire sous des pressions latérales inférieures ou supérieures à σ_{pc}^{**} .



(S) : matériau surconsolidé en place par rapport à la pression latérale de l'essai

(n) : matériau normalement consolidé dans le triaxial

$\sigma_{sat.}$: contrainte hypothétique de saturation complète

Fig. 119 – "Courbe intrinsèque" quasi totale.

* Le drainage n'est pas permis, par définition, pendant toute cette phase d'écrasement.

** La pression de préconsolidation peut aussi bien être nulle.

2 – SOL NON-SATURE (partiellement saturé, le paramètre $B < 1$)

a) Si la pression latérale est supérieure à la contrainte isotrope qui provoque la saturation complète de matériau σ_{sat} , on revient théoriquement au cas des sols saturés. Dans la pratique, il n'est possible d'atteindre σ_{sat} que pour un sol compressible (argile, limon) avec un degré de saturation initial suffisamment élevé.

b) Si la pression latérale est inférieure à la valeur de σ_{sat} , le système polyphasique persiste et la contrainte s'applique partiellement aux particules (solides) et partiellement au fluide. En mesurant la pression interstitielle on obtiendra le cercle de contraintes intergranulaires, à la rupture, en le décalant de la quantité Δu_f^* .

L'enveloppe des cercles (de Mohr) sera approximativement une droite si la valeur de σ_{sat} est très élevée, sinon on obtiendra une courbe ayant une concavité vers le bas (cf. fig. 120).

Ce n'est que dans un domaine limité de variation de la contrainte verticale que l'on peut définir une droite (enveloppe des cercles de Mohr) de contraintes totales pour en déduire ensuite φ_u et C_u .

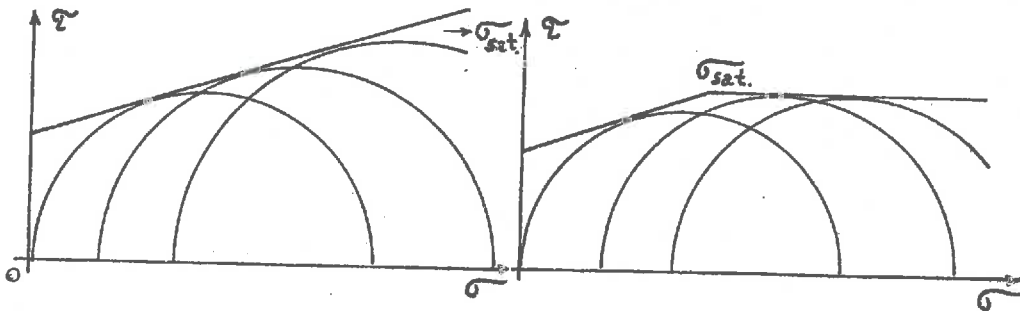


Fig. 120

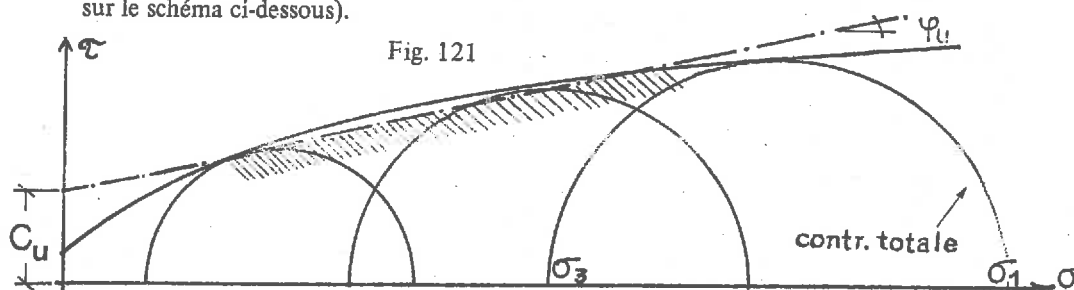
2.1 Essais non consolidé-non drainés (U.U.) sur les sols cohésifs non saturés (partiellement saturés)

Ces essais se font, pour les sols non saturés, sur des échantillons de matériau pour remblais, compactés au laboratoire sous certaines conditions de teneur en eau et de densité, et sur des échantillons non remaniés de couche d'argile non saturée et aussi bien sur des échantillons de remblais en place.

Le déviateur à la rupture croît avec l'augmentation de la pression latérale de l'essai. Au fur et à mesure que l'air comprimé dans les interstices se dissout dans l'eau à la suite de la diminution du volume des vides, l'accroissement du déviateur devient

* Δu_f étant la variation de la pression interstitielle à la rupture.

progressivement de plus en plus petit et finalement cesse lorsque la pression latérale de l'essai devient suffisamment forte pour provoquer la saturation complète. A la rupture l'enveloppe des cercles de Mohr (en terme des contraintes totales) n'est donc pas une ligne droite. C'est une courbe (dans un certain cas appelée "la courbe intrinsèque"). Les valeurs de C_u et φ_u ne sont valables que dans un intervalle spécifique de chargement (hachuré sur le schéma ci-dessous).



Si la pression interstitielle est mesurée, ce qui est moins fréquent et très compliqué à réaliser, l'enveloppe des cercles de rupture peut être exprimée en contraintes effectives.

Dans n'importe quel type d'essais non-drainés, la détermination des valeurs de C' et φ' pourrait être très délicate à cause d'une part, de la difficulté à choisir le critère de rupture pour déterminer la contrainte limite et, d'autre part à cause de l'imprécision des mesures de u_w et u_a . On recommande quelquefois d'utiliser le rapport des contraintes principales maximales σ'_1/σ'_3 comme critère de rupture, surtout dans le cas où la cohésion intergranulaire (C') n'est pas égale à zéro.

Les valeurs de C' et φ' obtenues à partir de l'enveloppe des cercles limites s'accordent fort bien avec les résultats des essais drainés où par définition il n'y a pas, de variation de la pression interstitielle. Cela paraît évident. Cependant l'utilisation des cercles de contraintes correspondant au déviateur maximal a l'avantage pratique de produire un écartement plus étendu donc plus net des cercles entre eux et de contribuer ainsi à une meilleure définition d'enveloppe de cercles de rupture. C'est pourquoi ce critère de rupture, ou "pic du déviateur", sera couramment utilisé sauf s'il n'est pas expressément indiqué de procéder autrement (la même imprécision apparaît dans des essais de type "consolidé-non drainé"*).

Dans le cas où on ne dispose que d'une petite quantité de matériau ou lorsque les échantillons à tester sont très hétérogènes, le fait que les valeurs de C' et φ' restent à peu près constantes pendant un intervalle assez large de déformations**, permet d'effectuer des essais dits "à étapes". On obtient toute une série de cercles sur

* Les résultats comparatifs de ces essais ont été donnés par Bishop et Eldin en 1953.

** Dans l'essai triaxial (lors de la phase de l'écrasement).

un même échantillon. Nous n'avons procédé ainsi que dans un petit nombre de cas, parce que la précision, en ce qui concerne les valeurs de C et φ ainsi que les paramètres A et B obtenus à partir des essais à étapes, est moins bonne que dans les essais courants où, pour chaque augmentation de la pression latérale, on utilise un autre échantillon.

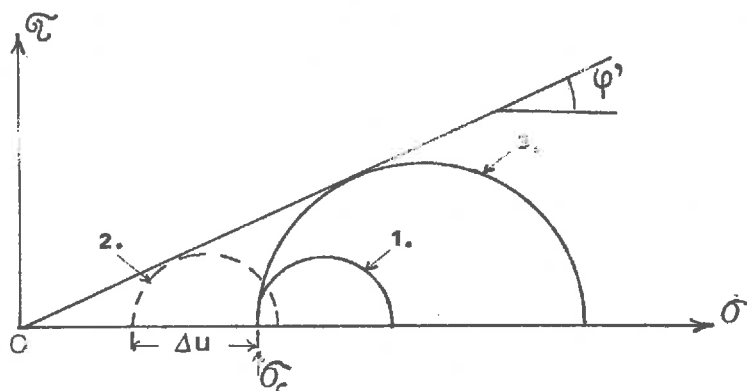


Fig. 122 – Cercles de Mohr relatifs à deux types d'essais : drainé et non-drainé (σ_c = contrainte de consolidation commune)
 1 – Echantillon non-drainé (en contraintes totales)
 2 – “ non-drainé (en contraintes effectives)
 3 – “ drainé (en contraintes totales ou effectives)

2.2 Essais consolidés non-drainés sur des sols cohésifs partiellement saturés

On utilise ce type d'essai pour déterminer la cohésion intergranulaire (C) et l'angle de frottement interne intergranulaire (φ) sur des échantillons intacts ou compactés, afin d'en déduire les caractéristiques à long terme intervenant dans le calcul de stabilité des barrages en terre, par exemple.

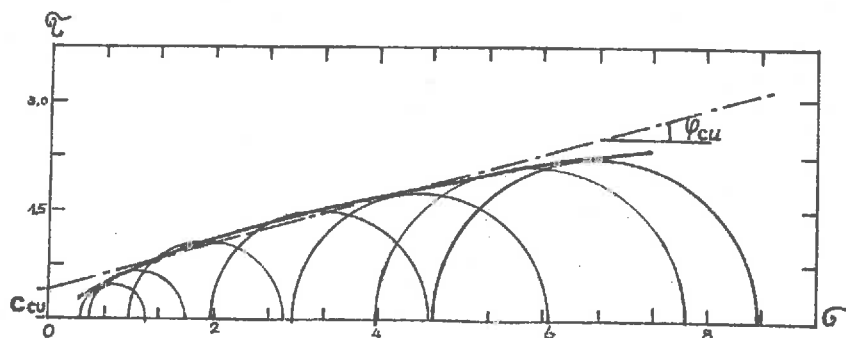


Fig. 123 – Enveloppe des cercles de Mohr en contraintes totales à partir d'essais consolidés-non drainés effectués sur échantillons d'argile sur-consolidés.

Selon Bishop, ces essais consolidés non drainés, sur les sols non-saturés, peuvent être divisés en deux catégories :

1 – Catégorie qui concerne certains essais* dans lesquels on fait circuler de l'eau à travers l'échantillon, avant l'application du déviateur, afin d'examiner les effets de ramollissement dû à la saturation progressive de l'échantillon (jusqu'à la saturation complète).

2 – Catégorie qui concerne d'autres essais** que l'on utilise plus particulièrement lorsque le degré de saturation du matériau est élevé, c'est-à-dire proche de la saturation, car dans ce cas les essais de type "non-consolidé non drainé" ne permettent qu'une interprétation vague et difficile.

Ce type d'essai consolidé-non drainé peut être aussi utilisé pour examiner l'effet sur la cohésion intergranulaire et l'angle de frottement effectif dans le cas de la mise en présence d'eau avec une couche de fondation ou avec des matériaux destinés à la construction des barrages en terre, et pour en évaluer les variations de volume concomitantes. L'inondation, même pendant une période prolongée de plusieurs mois et sous un gradient hydraulique considérable, ne peut pas produire la saturation complète que l'on obtient au laboratoire. C'est pourquoi dans chaque essai de type consolidé-non drainé, la résistance au cisaillement mesurée lors de la phase non drainée de l'essai (la phase d'écrasement), n'est pas indépendante des variations de la pression latérale dans la cellule et ne peut être exprimée par une simple valeur de la cohésion non drainée comme dans le cas d'un sol saturé.

* La procédure est la suivante : la pression latérale dans la cellule est augmentée, jusqu'à la valeur voulue, provoquant une variation de volume de l'échantillon. Lorsque les variations de volume totales cessent on ouvre le robinet en permettant la dissipation de la pression interstitielle. Après la consolidation complète on laisse l'eau monter à travers l'échantillon et au-dessus de celui-ci. A cause de la faible perméabilité des matériaux argileux plusieurs jours seraient nécessaires pour produire un accroissement suffisant de la teneur en eau pour nous permettre d'apprécier, de façon significative, les effets de ramollissement ; on ferme les robinets et on branche l'appareil pour la mesure de "u" (l'accroissement de S_r peut être suivi si en augmentant O_3 , on mesure en même temps l'accroissement de "u" qui l'accompagne) ; puis on rompt l'échantillon.

** La procédure est la suivante : la base de l'échantillon est connectée directement à l'appareil de mesure de la pression interstitielle et non à la burette comme dans le cas précédent. Après avoir augmenté la pression latérale dans la cellule (jusqu'à la valeur voulue) et après avoir pris les lectures relatives à la pression interstitielle et à la variation de volume, on isole l'appareil pour la mesure de "u" (en fermant le robinet) puis en ouvrant un autre on permet la dissipation de la pression interstitielle.

Lorsque la consolidation est complètement achevée, on ferme ce dernier robinet et on rouvre l'autre robinet pour y reconnecter l'appareil de mesure de "u" laquelle est observée (lors de la phase de l'écrasement) comme au cours des essais non-consolidés.

Les essais "consolidés-non drainés" (aussi bien avec, que sans mesure de "u") ont été réalisés également tout à fait au début de nos expériences, mais nous avons dû y renoncer par la suite et cela pour les raisons suivantes (entre autres) :

- les essais de ce type d'expérience ne permettaient pas de réaliser des essais homogènes.
- Chaque série d'essai "consolidé-non drainé" comportait des échantillons de différentes densités.
- ces essais rendent difficile la détermination des paramètres de l'état initial.

C'est donc l'essai de compression triaxial cylindrique "non consolidé-non drainé" que nous avons adopté pour nos expériences le jugeant le plus approprié (voire seul faisable) dans notre cas. Ces essais ont été réalisés dans le champ des contraintes et des déformations homogènes en prenant la précaution d'adopter certains dispositifs, mis au point par nous*, qui permettent la déformation cylindrique de l'échantillon.

Nous n'avons pas mesuré les valeurs de " u_w " ni de " u_a " étant donné les nombreuses difficultés que cela présentait dans un milieu non-saturé, comme nous l'avons mentionné précédemment.

Les résultats de nos essais triaxiaux seront donnés dans la troisième partie en même temps que ceux des essais brésiliens et de traction. Voir également les courbes effort-déformation, obtenues à partir des essais triaxiaux de compression, données en Annexe pp 286–338.

* Remplacement de l'embase classique à pierre poreuse par une embase spéciale en matière plastique, lubrification "optimale" des embases, mise en place d'une pointe d'aiguille verticale (au centre de l'embase) pour maintenir dans l'axe l'échantillon lors de l'écrasement, etc.

B – ESSAIS DRAINES

Ce type d'essai, effectué avec l'appareil triaxial, permet d'obtenir des renseignements sur les variations de volume qui accompagne l'application de la pression de consolidation et du déviateur de "cisaillement".

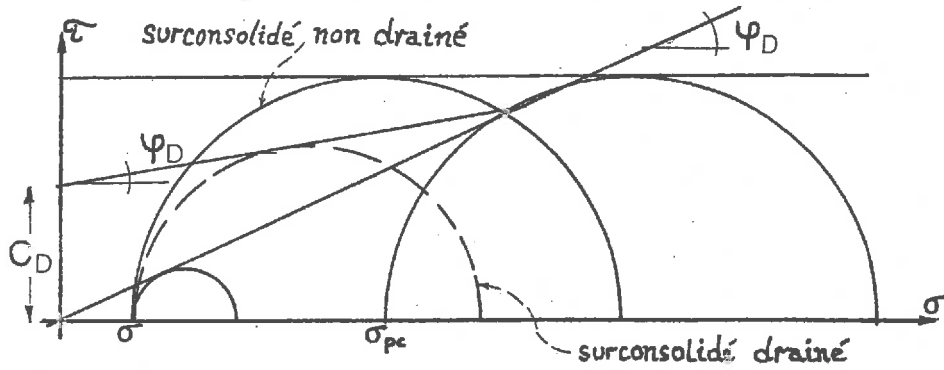


Fig. 124

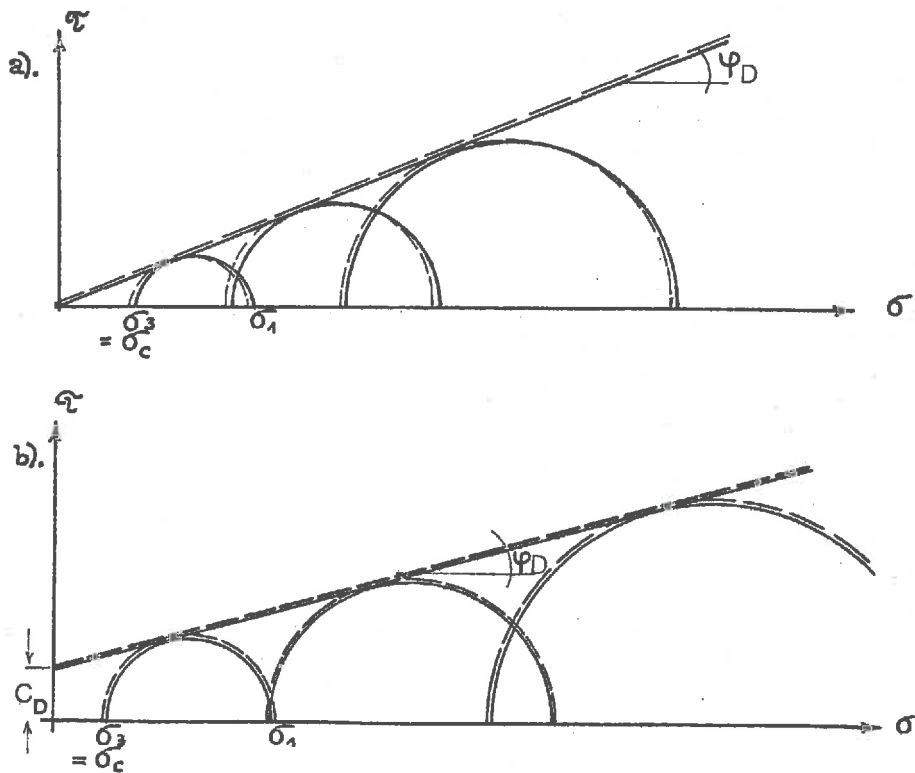


Fig. 125 – Essais drainés

(contraintes effectives égales aux contraintes totales)

a) – normalement consolidés

b) – sur-consolidés

Comme déjà signalé, ce type d'essai est rarement utilisé (dans les études courantes) à cause de sa longue durée.

Dans la **phase de consolidation**, donc à drainage fermé, l'échantillon est consolidé sous une contrainte généralement isotrope (ou éventuellement anisotrope) donnée.

Dans la **phase de l'écrasement**, l'échantillon est cisailé à une vitesse assez lente pour que la pression interstitielle à chaque instant puisse être considérée comme nulle. Cette phase s'effectue donc à **drainage ouvert**.

Pour l'essai "consolidé-drainé" la contrainte principale mineure σ'_3 à la rupture est par conséquent égale à la pression de consolidation ; la contrainte principale majeure σ'_1 est la contrainte axiale. **Tant que la pression interstitielle est égale à 0, les contraintes effectives sont égales aux contraintes totales**, c'est-à-dire que les contraintes appliquées et l'enveloppe des cercles critiques (de rupture) en contraintes effectives sont obtenues directement à partir des cercles de rupture (fig. 125, p. 134 —). Les valeurs de C' et φ' obtenues à partir des essais drainés sont désignées par C_d et φ_d . En général, pour la plupart des sols, l'enveloppe des contraintes totales mène vers une valeur de φ_{cu} supérieure à φ' .

Une appréciation de la relation entre les résultats des différents types d'essais est primordiale pour leur application correcte dans la pratique (nous n'avons pourtant pas pu aborder ce sujet n'ayant utilisé qu'un seul type d'essai).

Etant donné les difficultés de mesure de la pression interstitielle du fluide dans un matériau non-saturé, nous aurions pu utiliser les essais drainés pour déterminer les caractéristiques effectives de la résistance du sol sans mesurer ni " u_w " ni " u_a ", cependant la **durée considérable** de ce type d'essai aurait rendu impossible une telle entreprise.

Les essais, consolidés ou non, sont effectués sur les échantillons de toute sorte de sols : intacts, remaniés, compactés, etc, et les échantillons peuvent être complètement ou partiellement saturés.

Comme pour les essais **non-drainés**, nous distinguons deux cas possibles :

- 1 - $\sigma_{lat} \geq \sigma_{pc}$, les cercles de Mohr sont assez voisins de ceux des essais consolidés-non drainés sur les matériaux saturés.
- 2 - $\sigma_{lat} < \sigma_{pc}^*$, l'échantillon gonfle, lors de l'essai, et, par conséquent la résistance est moindre que dans le cas précédent (c'est-à-dire que les cercles de Mohr sont moins grands que le cercle relatif à σ_{pc}).

* Dit "état de surconsolidation".

b) ESSAIS DE COMPRESSION DIAMETRALE

(Essai "brésilien")

Les premières tentatives pour introduire ce type d'essai ont concerné d'abord l'étude de la résistance du béton, et, ont été faites en 1939 au Brésil puis indépendamment, en 1941 au Japon. Pour ce qui est des sols, une des premières tentatives en France et probablement en Europe est celle de G. Kyvellos au C.E.B.T.P. en 1954.* L'essai consiste à placer une éprouvette cylindrique entre les deux plateaux horizontaux d'une machine de compression, les génératrices étant parallèles aux plateaux. L'échantillon est comprimé jusqu'à la rupture, laquelle se produit presque toujours sous forme d'une ou parfois plusieurs fissures verticales coïncidant avec le plan vertical, passant par les deux génératrices diamétralement opposées et en contact avec les plateaux de la presse. Du fait que le cylindre, ainsi sollicité, reste pratiquement indéformable, dans la direction de son axe, le problème se trouve ramené au cas d'une plaque circulaire soumise aux deux forces diamétralement opposées.

Cela a été étudié en un premier temps par H. Hertz en 1883, puis plus récemment un certain nombre d'études expérimentales et théoriques ont été faites un peu partout dans le monde.

On représente habituellement la répartition des contraintes le long de deux diamètres orthogonaux d'un cylindre élastique soumis à l'essai de compression diamétrale comme cela est indiqué sur la fig. 126.

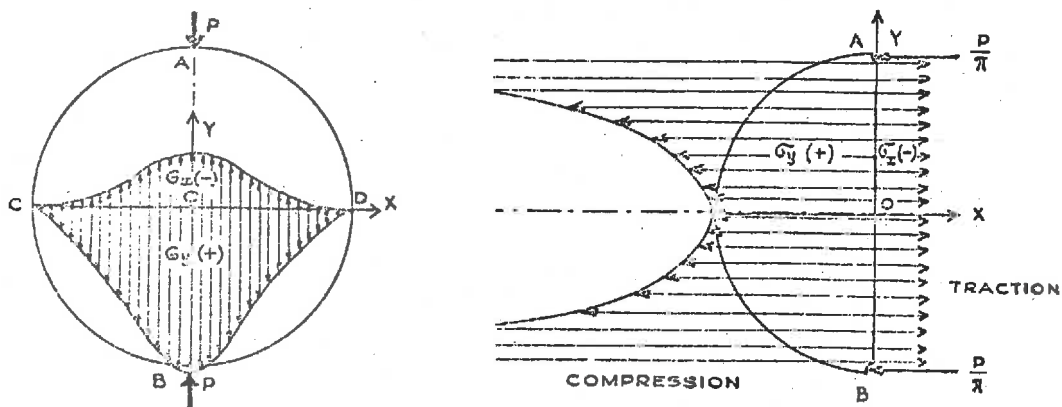


Fig. 126 – Répartition des contraintes dans un cylindre soumis à la compression diamétrale.

* Cf. bibliographie 338.

Sur le diamètre horizontal (axe X), les contraintes sont :

$$\sigma_x = -\frac{2P}{\pi dh} \left[\frac{d^2 - 4x^2}{d^2 + 4x^2} \right]^2$$

$$\sigma_y = \frac{2P}{\pi dh} \left[\frac{4d^4}{(d^2 + 4x^2)^2} - 1 \right]$$

$$\tau_{xy} = 0$$

où P, désigne l'effort total

d, désigne le diamètre de l'échantillon

et h, désigne la hauteur ou la longueur de l'échantillon

Le signe négatif est utilisé dans le cas de la traction.

Sur le diamètre vertical AB (axe Y), les expressions concernant la répartition des contraintes sont les suivantes :

$$\sigma_x = -\frac{2P}{\pi dh}$$

$$\sigma_y = \frac{2P}{\pi h} \left[\frac{2}{d - 2y} + \frac{2}{d + 2y} - \frac{1}{d} \right]$$

$$\tau_{xy} = 0$$

Le long du diamètre, la contrainte de traction est théoriquement constante et égale à :

$$\frac{2P}{\pi dh}$$

Malgré les divergences d'opinions*, l'essai a été admis comme étant très utile pour les essais de résistance concernant le béton puis les sols. Son interprétation par le cercle de Mohr correspondant (dans l'hypothèse élastique), au centre de l'éprouvette, est très commode. Ce cercle coupe l'axe des contraintes normales aux points :

$$-\frac{2P}{\pi dh} \quad \text{et} \quad +\frac{6P}{\pi dh}$$

* D'après A. Caquot, la rupture se produit dans un feuillet très mince, sur toute la longueur du diamètre comprimé. C'est une rupture par micro-cisaillement, ayant lieu sur une infinité de plans de glissements conjugués, à la suite de petits déplacements des points de ce feuillet. La somme algébrique de ces déplacements est pratiquement nulle, à cause du système cinématique imposé.

Par contre, R. L'Hermite admet dans le cadre de sa nouvelle théorie sur la rupture des matériaux qu'il s'agit d'une rupture en traction par arrachement, amorcée près du centre.

R. Peltier croit à une traction simple qui commence, au moins pour les matériaux fragiles, à la zone centrale de l'éprouvette.

Pour ce qui est de la résistance à la traction celle-ci est représentée dans ce cas par la formule : $R_t = \frac{2P}{\pi d h}$

Précisons qu'en appliquant ce type d'essai aux sols compactés, Kyvellos a voulu par cette formule évaluer leur résistance à la traction ; en effet ayant de sérieux problèmes concernant la fixation des extrémités de l'échantillon aux plateaux de la presse, il n'a pas pu lui-même réaliser les véritables essais de résistance à la traction (dans le cas des valeurs relativement élevées de celle-ci tout au moins).

Nous avons effectué une trentaine d'essais sur des éprouvettes d'argile de Provins de teneurs en eau et de densités différentes. La machine de compression utilisée était une presse M. & O., destinée aux essais triaxiaux, munie d'un anneau dynamo-

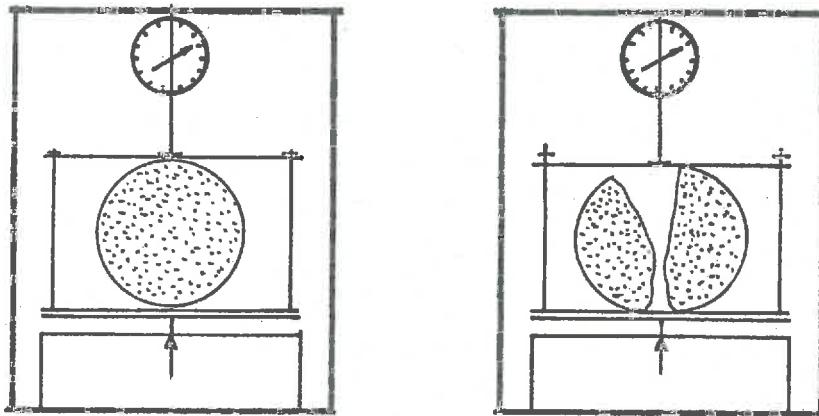


Fig. 127 – Dispositif pour essais de compression diamétrale

métrique et d'un piston à pointe sphérique, permettant le centrage de la plaque d'acier supérieure et l'application correcte de la charge.

Pour empêcher la dessiccation de l'éprouvette, au-delà de son degré de saturation fixé pour cette expérience, nous avons placé, lors de l'essai, cette éprouvette dans une gaine de caoutchouc, en intercalant en même temps, entre les plateaux horizontaux de la machine et la gaine qui enfermait l'échantillon, une plaque mince en papier-carton pour atténuer les irrégularités éventuelles de surface le long des génératrices de contact.

Signalons que les échantillons utilisés pour la compression diamétrale étaient identiques (nature de matériau, mode de préparation, formes et dimensions) aux échantillons cisailés dans l'appareil triaxial. Le plus souvent, d'ailleurs, dans une même série d'éprouvettes, mises en dessiccation, une fois le degré de saturation voulu atteint, une partie était employée pour les essais de compression diamétrale et l'autre partie pour les essais triaxiaux.

Les résultats de nos essais ont permis de tracer les cercles de Mohr et de compléter ainsi les courbes-enveloppes des cercles limites. Les diagrammes seront présentés et interprétés dans la troisième partie de la présente étude. Nous faisons pourtant remarquer que l'on ne peut malheureusement réaliser ce type d'essai dans des conditions dites "homogènes".

Nos propres résultats et les conclusions qui en découlent s'accordent en tous points avec les conclusions de G. Kyvellos, exposées ci-dessous :

- a) — La résistance à la traction et la cohésion sont des fonctions continues et décroissantes du degré de saturation, à caractère exponentiel.
- b) — Les valeurs de cohésion obtenues, soit dans l'hypothèse de la courbe intrinsèque droite, soit d'après l'hypothèse de la courbe intrinsèque parabolique, sont pratiquement les mêmes.
- c) — Les angles de frottement calculés d'après la seconde hypothèse sont supérieurs à ceux de la première. Les valeurs trop élevées de l'angle de frottement des éprouvettes s'approchant de la saturation peuvent s'expliquer par les déformations plastiques survenues pendant l'essai de compression diamétrale et dont nous n'avons pas pu tenir compte dans nos calculs. En effet, pour des valeurs du degré de saturation élevées, les rayons des cercles de Mohr correspondant à l'essai de compression diamétrale doivent être supérieurs à ceux trouvés par nos calculs et, par conséquent, les angles de frottement doivent en réalité être inférieurs.
- d) — A chaque degré de saturation correspond une courbe intrinsèque propre.
- e) — Nous avons constaté que, pour tous les degrés de saturation, la résistance à la compression simple correspondante est de six à neuf fois supérieure à celle de la traction. Si nous tenons compte des déformations plastiques dont nous avons déjà parlé, nous pouvons dire qu'en règle générale le rapport entre ces deux résistances se situe entre 6 et 7.

c) ESSAI DE TRACTION

Pour compléter les résultats de nos recherches, nous avons effectué les essais de traction sur nos échantillons d'argile en variant le degré de saturation et la densité.

Cet essai en général consiste à soumettre un échantillon de forme appropriée (variable avec la nature du matériau à essayer), à un effort de traction jusqu'à la rupture en vue de déterminer une ou plusieurs caractéristiques mécaniques (limite d'élasticité, résistance à la traction, etc).

En ce qui concerne les sols la réalisation de cet essai au laboratoire s'avère très difficile et pose de nombreux problèmes. Le plus gênant est celui de la fixation convenable des extrémités de l'échantillon au dispositif qui les relie aux plateaux de la machine de traction, en évitant toute perturbation du matériau à tester.

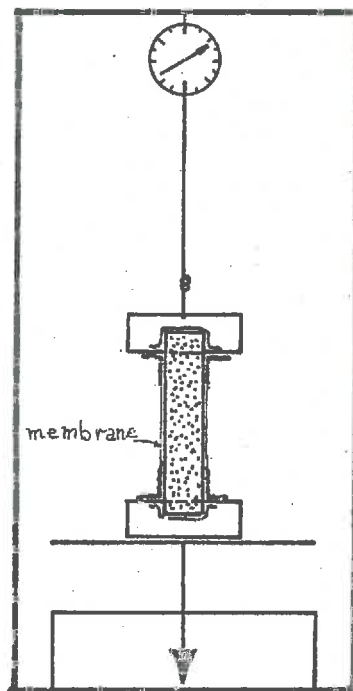


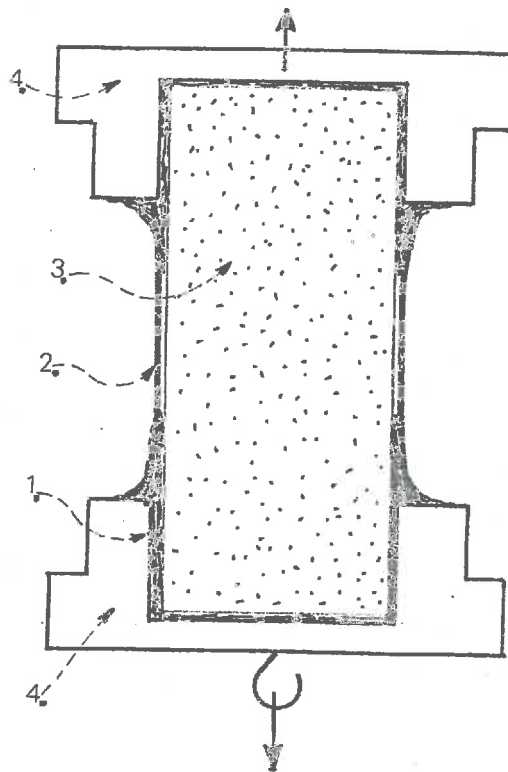
Fig. 128 – Dispositifs d'essais de traction

En plus, il a fallu absolument empêcher la dessiccation ultérieure de l'éprouvette (qui doit garder une teneur en eau constante) lors de ces opérations préliminaires concernant la fixation, le montage, ainsi que pendant la traction même de l'éprouvette (la durée de toutes ces manipulations étant souvent supérieure à 48 heures).

Nous avons essayé, plusieurs méthodes ainsi que différents dispositifs et différents types de colle pendant une année au moins. Signalons que la nature, le mode de préparation, la forme et la dimension des éprouvettes destinées aux essais de traction ont été identiques aux éprouvettes destinées aux essais triaxiaux de compression.

Fig. 129 — Dispositif permettant la fixation des extrémités de l'échantillon aux plateaux de la machine à traction :

- 1) colle (araldite)
- 2) membrane en caoutchouc
- 3) échantillons d'argile (aux différents Sr)
- 4) coupelles



Et cela pour deux raisons :

1 — On a voulu conserver au moins la même forme cylindrique et les mêmes dimensions des échantillons utilisés pour les essais de traction, les essais triaxiaux de compression ainsi que ceux de la compression diamétrale (pour pouvoir au cas échéant mieux comparer leurs résultats), puisque déjà la consistance de matériau variait considérablement avec le degré de saturation et la densité.

2 — Parce que le découpage des échantillons en forme plus appropriée à la traction (profil en forme double T par ex.) remaniera inévitablement ces échantillons, et pour un certain nombre entre eux (dépendant de leurs consistances) un tel "modelage" sera pratiquement impossible.

Le procédé de fixation des extrémités de l'échantillon lors des essais de traction, mis au point par P. Habib en 1952,* consistait à appliquer un effort de traction sur les deux extrémités de l'éprouvette, par l'intermédiaire de deux coquilles cylindriques ("ventouses") adhérant à l'éprouvette par le vide créé à leur fond. Ce procédé a été rapidement abandonné par nous car les fortes résistances à la traction de nos éprouvettes, allant jusqu'à une dizaine de bars et même davantage, rendaient cette méthode pratiquement inutilisable.

Puis, les unes après les autres, on a abandonné toutes les méthodes utilisant les différents dispositifs mécaniques de fixation entre l'échantillon et les plateaux car, en plus de la résistance à la traction relativement élevée, nos éprouvettes (soit fragiles soit plastiques, en fonction de leur degré de saturation) ont été extrêmement vulnérables à toutes ces manipulations. C'était comme si l'on voulait tirer un oeuf sans le casser (avant la résistance maximale à la traction de sa coquille).

Ensuite, nous avons poursuivi nos recherches avec différentes colles à froid, car il n'était pas question d'élever la température des échantillons étant donné que la teneur en eau, c'est-à-dire Sr % était l'un des paramètres qui devait rester constant (d'une valeur bien précise) pour une même série et qu'on a fait varier d'une série à l'autre. Après l'examen de plusieurs colles, on a finalement choisi l'araldite** comme la plus convenable pour nos essais. Il est possible, bien entendu, que d'autres colles conviennent que nous n'avons pas testées. En effet le nombre de colles essayées par nous n'était pas limitatif : il y a probablement d'autres colles mieux adaptées à ce but mais que nous ne connaissons pas. Il nous semble, à ce propos, que la création d'une banque de données spécifiques pourrait éviter de telles recherches qui sont longues, fastidieuses et onéreuses.

Schématiquement, le procédé définitif a été le suivant :

Après une plus ou moins longue dessiccation, l'éprouvette atteint le degré de saturation voulu. On place une extrémité de celle-ci dans une sorte de coupelle de forme et de

* Référence bibliographique 259.

** Araldite AY 101 est une résine époxyde modifiée. Essentiellement destinée à des joints de faible surface. Les matériaux à assembler peuvent être de même nature ou de nature différente. L'araldite AY 101 est de consistance visqueuse. Mélangée à l'un des durcisseurs recommandés ci-dessous, elle peut durcir à la température ambiante ou à température modérée.

Araldite AY 101 est un adhésif de consistance visqueuse. Son poids spécifique est de 1,1. Après adjonction de l'un des durcisseurs décrits ci-dessous (sauf le Durcisseur HY 038), il durcit à la température ambiante, sans application de chaleur ni de pression. Un apport de chaleur accélère toutefois le durcissement et améliore la résistance mécanique du joint. Le retrait au durcissement est très faible puisqu'il ne se dégage aucun constituant volatil. Le produit durci ne présente ni odeur, ni saveur et il est dépourvu de toxicité. Les collures réalisées à l'aide d'araldite AY 101 possèdent de bonnes caractéristiques mécaniques, sont de bons isolants électriques, offrent une bonne tenue à l'humidité et ne provoquent aucun phénomène de corrosion. Voici la liste non limitative des différents durcisseurs qui peuvent être associés à l'araldite AY 101 : Durcisseur HY 951 (liquide de basse viscosité ; les joints ont une bonne tenue à l'humidité), Durcisseur HY 930 (liquide fluide ; les joints ont une résistance à la chaleur meilleure), Durcisseur HY 938 (liquide fluide ; il assure une durée d'utilisation trois ou quatre fois plus longue que celle des autres combinaisons), Durcisseur HY 956 (liquide de basse viscosité et caractérisé par une forte réactivité : très peu de risques d'allergie).

dimensions* spécialement conçues pour cela, préalablement remplie de colle (cf. fig. 129, ainsi que les photos à la page 144). En même temps, pour éviter la dessiccation non désirée de l'éprouvette, on enveloppe celle-ci d'une membrane en caoutchouc (fig. 128 et 129) car la prise de la colle se fait lentement (à 20 ° C, 48 heures)**. Passé ce délai, on procède de la même façon avec l'autre extrémité de l'éprouvette protégée par la gaine que l'on a enfoncé dans une autre coupelle remplie de colle (fig. 129). Les deux coupelles ont des points de fixation aux plateaux de la machine à traction (cf. fig. 128, et les photos, p. 144).

La partie de l'éprouvette ainsi noyée dans la colle se situait entre 50 % et 90 % de la longueur totale de celle-ci. Remarquons qu'une des propriétés la plus importante pour nous de cette colle est "l'absence de constituants volatils"; en effet, si nous avions utilisé une autre colle aux constituants volatiles, le départ de ceux-ci aurait entraîné un certain retrait lors du processus de durcissement, ce qui aurait perturbé l'échantillon d'argile* et aurait également rendu tout le dispositif inefficace par la fissuration ainsi créée.

Le montage complet de l'essai est représenté sur le schéma figurant page 140.

L'essai s'effectue à déformation contrôlée ; on fait la lecture à chaque dixième de millimètre, jusqu'à la rupture ; lors des essais la surface de rupture était propre à ce type de sollicitation et invariable, c'est-à-dire semblable macroscopiquement d'une éprouvette à l'autre presque indépendamment de leur degré de saturation et de leur densité. A partir des intervalles de lecture on peut déterminer le pourcentage de déformation (du reste négligeable) correspondant à chaque charge.

La résistance à la traction est calculée en divisant la charge à la rupture par la surface correspondante de l'éprouvette.

Comme dans le cas de l'essai brésilien, on obtient une seule droite sur le diagramme effort-déformation avec ce type d'essais traction.

Sur un diagramme de Mohr, les résultats d'essais de traction donnent des cercles à la rupture légèrement plus petits que ce que l'on attendait par rapport à l'enveloppe des cercles obtenus à partir des essais triaxiaux.

Les résultats de ces expériences, une trentaine en tout, sont donnés dans la troisième partie.

* Il y avait plusieurs formes et dimensions pour des coupelles de natures différentes durant la mise au point de la méthode.

** Nous avons préféré la température ambiante inférieure à 20 ° C, ainsi la prise a été retardée.

* Rappelons que celui-ci est entouré de la colle et gainé entièrement ; au cours de l'essai-même cette gaine a été découpée en son milieu avant qu'elle ne soit tendue par le mouvement de la presse.

Selon L. Suklje seulement les sols cohésifs pré-consolidés peuvent résister aux efforts de traction. Lorsque des sols pré-consolidés sont exposés aux efforts de traction pure ou à la compression pure on s'attend d'après le même auteur à voir apparaître des moduls différents provenant des effets d'hystérésis qui définiront leur comportement dans le domaine élastique.

Il ne nous a pas été possible d'étudier l'influence de la vitesse de traction sur la résistance du matériau argileux.

Cependant nous ajouterons à ce propos que les résultats de Tschebotariouff et al. (1953) montrent que la résistance à la traction décroît avec la durée d'essai, c'est-à-dire avec la diminution de la vitesse. A long terme, cette résistance tendrait semble-t-il vers une valeur limite négligeable (ce même phénomène serait intéressant à étudier du point de vue microscopique).

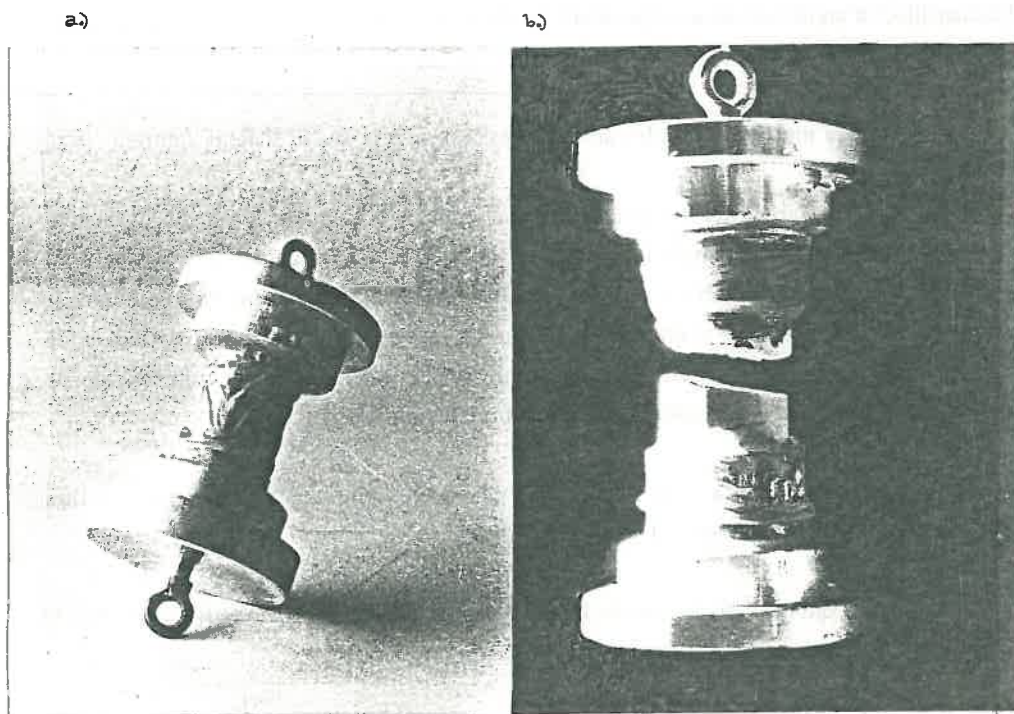


Fig. 130 – a) échantillon d'argile prêt pour essai de traction
 b) “ “ après rupture

Précision concernant la distinction entre le matériau quasi-saturé (Q-SAT) et le matériau non-saturé (P-SAT)

Dans ce mémoire nous étions obligés d'adopter* la distinction habituelle un peu trop schématique entre les matériaux argileux quasi-saturés et les matériaux non-saturés. Afin de nuancer cette distinction classique et manichéenne nous approuvions plutôt celle de L. Barden (1965) beaucoup plus proche de la réalité. Il subdivise les argiles** (compactées et non-saturées) en un certain nombre de catégories moins générales, chacune appartenant à une gamme particulière des valeurs du degré de saturation.

Rappelons préalablement que l'expression "classique" $\sigma' = \sigma - u$, pour un matériau argileux non-saturé, doit être nécessairement modifiée en tenant compte d'une différence considérable entre la pression interstitielle de l'eau (u_w) et celle de l'air (u_a), qui influence considérablement la résistance au cisaillement d'un tel matériau ; par conséquent on écrit :

$$\sigma' = \sigma - [u_a - \chi (u_a - u_w)]$$

où χ désigne un paramètre qui est égal à 1 pour les sols complètement saturés et qui s'annule pour les sols complètement secs. Ces valeurs intermédiaires dépendront de plusieurs facteurs, et en particulier du degré de saturation (Sr).

Ces catégories sont les suivantes :

I — Argiles extrêmement sèches ($Sr < 0,50$). L'eau est fortement liée au squelette solide par des forces capillaires. Les vides remplis d'air sont complètement interconnectés et c'est seulement l'air qui peut s'échapper de l'argile en cours de consolidation. A cause des valeurs basses du degré de saturation, le paramètre χ dans l'équation $\sigma' = \sigma - [u_a - \chi (u_a - u_w)]$ va être très voisin de zéro et par conséquent on peut écrire l'expression ci-dessus sous la forme simplifiée : $\sigma' = \sigma - u_a$

II — Argiles sèches "à l'optimum" ($0,50 < Sr < 0,90$). L'eau ne circule pas encore d'une façon appréciable car il paraît possible que la valeur de la différence capillaire ($u_c - u_w$) soit toujours suffisamment élevée pour assurer que u_w n'excède qu'exceptionnellement la valeur zéro. Les vides remplis d'air sont toujours en communication et l'air est donc toujours le fluide unique qui s'échappe de l'argile comprimée.

III — Il existe également une étape transitoire entre les processus de la circulation unique d'air II et les processus de la circulation du liquide IV.

* Pour des raisons d'ordre purement pratique.

** L'étude est entreprise pour mieux traiter du problème complexe des conditions de continuité. (cf. référence bibliographique 37).

IV – Pour des argiles humides “à l’optimum” ($S_r > 0,90$), l’air se trouve à son état d’occlusion et ne peut pas circuler comme un fluide indépendant et continu. Certaines bulles d’air plus petites peuvent être libérées pour se déplacer avec l’eau interstitielle libre constituant un fluide “homogène” et compressible s’écoulant sous le gradient $\partial u_w / \partial z$ tandis que la plus grande partie de l’air est “statique”, piégée par le squelette solide. A cause des valeurs élevées du degré de saturation, le paramètre χ dans l’équation $\sigma' = \sigma - [u_a - \chi(u_a - u_w)]$ va s’approcher de l’unité et dans ce cas on peut l’écrire sous la forme suivante : $\sigma' = \sigma - u_w$

V – Pour des argiles très humides ($S_r > 0,95$), on peut remarquer que la petite quantité d’air présente serait piégée par le squelette solide et le fluide circulant dans l’argile serait assez incompressible.

Cf. la figure 131, à la page suivante, qui illustre très schématiquement les différents états d’un matériau argileux polyphasique.

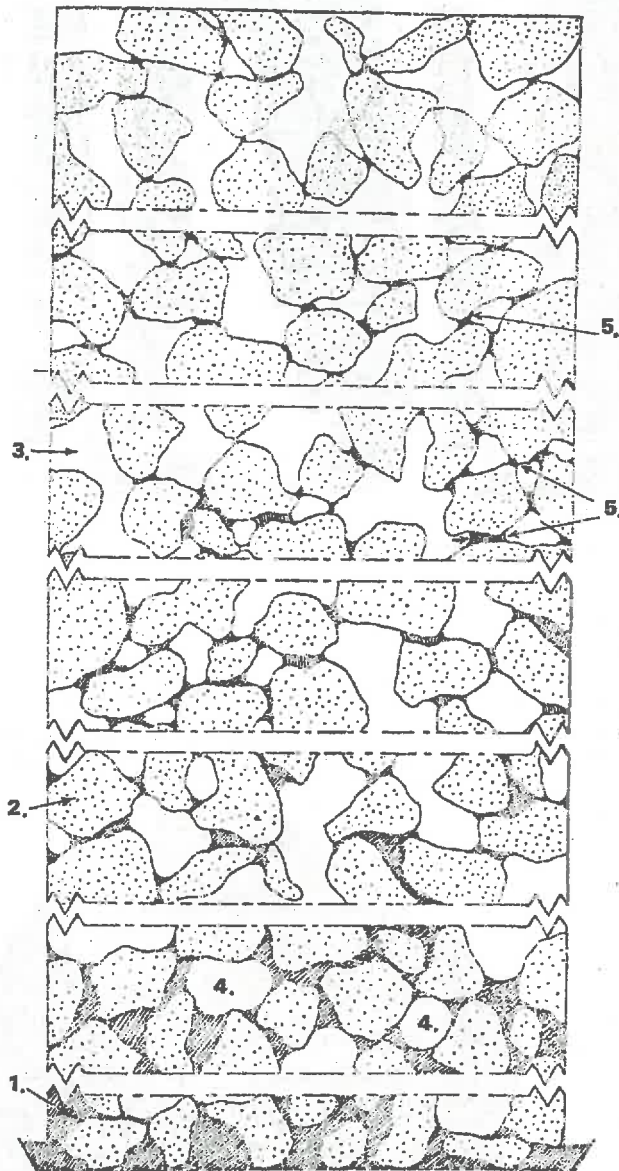


Fig. 131 — Coexistence des constituants solides, liquides et gazeux ainsi que les interfaces air-eau dans un matériau argileux (d'après Gardner et Chatelain) -

- 1) eau
- 2) particule solide
- 3) passages d'air
- 4) air piégé
- 5) interfaces air-eau

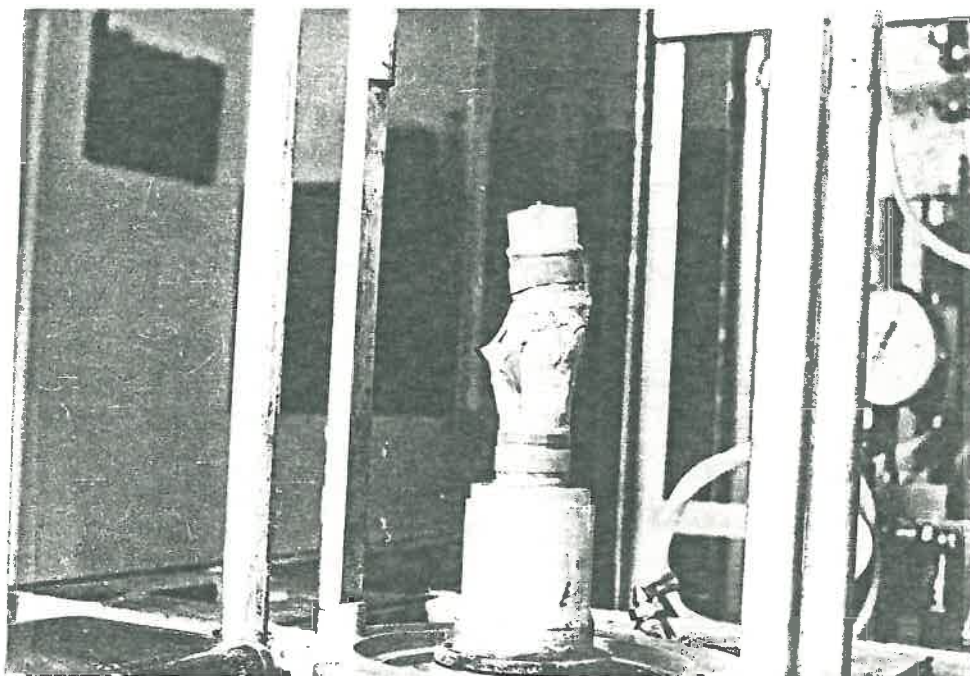
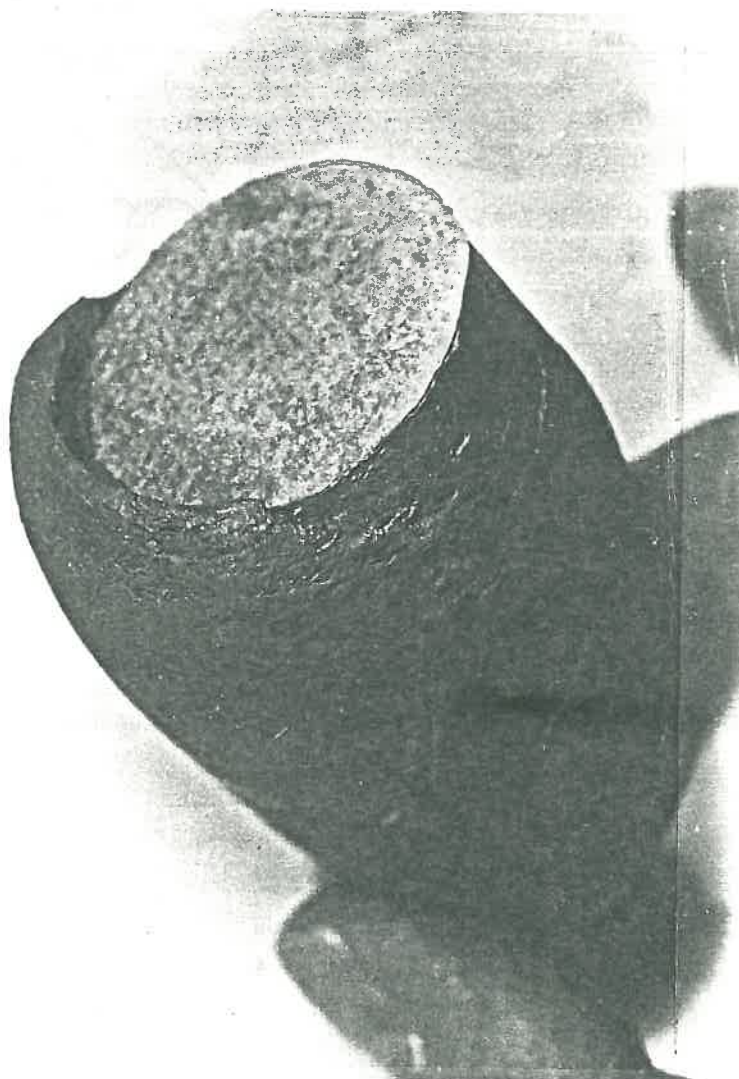


Fig. 132 a : Echantillon d'argile de Provins quasi-sec après rupture dans l'appareil triaxial



Fig, 132 b : Echantillon d'argile de Provins quasi-saturé après rupture dans l'appareil triaxial.



Fig. 133 — Echantillon d'argile de Provins quasi-saturé après rupture dans l'appareil triaxial.



TROISIEME PARTIE

ANALYSE ET INTERPRETATION DES RESULTATS

Analyse et interprétation des résultats — Généralités —

Il est nécessaire de mesurer de nombreux paramètres lorsqu'il s'agit d'étudier des corps solides polyphasiques, et de plus élastiques imparfaits*, à mémoire**, visco-plastiques (avec coefficient de viscosité non constant), à cohésion et frottement interne tels que les matériaux argileux utilisés dans notre expérimentation.

On en déduit une grande variété des relations présentées sous formes différentes ou bien on s'en sert pour faire leurs diverses classifications. Ainsi on établit des "corrélations" entre paramètres, soit tous mécaniques soit par exemple entre un paramètre mécanique et un ou plusieurs autres physiques dont l'accès est plus facile ou la détermination moins onéreuse. Il faut préciser pourtant qu'il est très risqué de définir telle caractéristique mécanique à l'aide de telle autre. Les paramètres d'influence ne jouent pas toujours de manière analogue d'un cas à l'autre, de même que l'influence des uns est dans certaines conditions plus prépondérantes que celles des autres. Il se peut aussi que le comportement final dépende de l'ordre dans lequel ces différentes influences se sont produites***. C'est pourquoi on peut parler d'une certaine "hiérarchie" d'influence. Il serait fort utile, par conséquent, de déterminer cette "hiérarchie" dans la succession d'influence des paramètres pour chaque état et chaque type de matériau examiné. D'autre part, lorsque l'on soumet un matériau argileux non-saturé à un système de contraintes, celles-ci définissent en gros trois autres systèmes agissant respectivement sur chacune des phases, solide, liquide et gazeuse. Par exemple le système relatif à la phase solide produit une variation relative de volume qui, à son tour, provoque une contrainte dans les phases liquide et gazeuse, participant à l'équilibre général. D'un point à l'autre du matériau et d'un instant à l'autre, la variation relative de volume se modifie ; il en résulte un gradient de pression qui provoque l'écoulement des fluides, liquides ou gazeux, de sorte que la répartition du système des contraintes varie non seulement d'un point à l'autre mais en un point donné, en fonction du temps. On constate par conséquent que pour un tel matériau polyphasique, dont la loi rhéologique est fonction de la loi rhéologique de chaque phase en présence, et des lois régissant l'interaction de chacune d'entre elles sur les autres, la détermination des lois de comportement de cet assemblage suppose que l'on a établi préalablement (01) la loi rhéologique de matériau solide (les particules**** d'argile dans notre cas), (02) loi rhéologique de l'eau interstitielle****, (03) loi rhéologique de l'air, (11) loi d'interaction particule sur particule, (12) loi d'interaction eau sur particule, (13) loi d'interaction air sur particule, et enfin (23) loi d'interaction air sur eau ; précisons que, en dépit de cette énumération impressionnante, ce n'est qu'un reflet très schématique de la complexité véritable des phénomènes relatifs à un tel milieu car on n'a pas distingué les phases intermédiaires comme,

*Ils ne répondent pas à la définition de Hooke : les déformations étant partiellement réversible lorsque les sollicitations disparaissent.

** "à mémoire" puisque leurs déformations dépendent des états antérieurs.

*** Dans nos propres expériences, par exemple, l'influence alternée de la contrainte latérale, d'une part, et du degré de saturation, de l'autre, a agi sur la résistance mécanique de notre matériau partiellement saturé lors d'un essai triaxial non-drainé.

**** Voir : la définition d'une particule d'argile et le concept d'argile à la p. . (Rappel : la phase solide est constituée de plaquettes minérales "collées" entre elles par de l'eau "adsorbée" suffisamment liée pour ne pas s'évaporer même à 105 °C dans 24 h).

***** Rappel : l'eau interstitielle libre est, par définition, l'eau qui s'en va par évaporation en chauffant le matériau pendant 24 h dans une étuve à 105 °C.

par exemple, celle de "l'eau solide", celle du "fluide" etc. C'est devant ces complications pour le moment inextricables, et avec notre souci de simplicité, essentiel à l'ingénieur que nous avons préféré et adopté la méthode expérimentale avec la détermination d'un grand nombre de paramètres et leurs interactions, plutôt que les considérations théoriques, souvent peu conforme à la réalité.

D'une façon générale, les variations observées sur chaque paramètre peuvent provenir d'un grand nombre de facteurs de natures diverses ; si plusieurs d'entre eux sont communs aux deux paramètres mis en relation, et si, sur l'un et l'autre leur action s'exerce dans le même sens on constatera entre ces deux grandeurs une corrélation positive.

La nature des causes de variation n'est pas révélée à ce stade par l'analyse statistique, mais celle-ci constitue un guide pour leur recherche*. La liaison entre deux paramètres résulte donc presque toujours d'un schéma complexe d'inter-dépendances. Il serait, par conséquent, utile et préférable d'englober dans l'étude plusieurs autres variables mesurées simultanément. La corrélation entre plus de deux quantités est dite corrélation multiple, et dans ce cas on n'a plus affaire à une droite mais à "un plan de régression" de l'une des quantités par rapport aux autres, ce qui permet alors de définir un coefficient dit coefficient de corrélation multiple ; ces coefficients de corrélation multiple peuvent être exprimés en fonction des coefficients de corrélation simple correspondants.

Dans notre cas, pour la recherche d'une corrélation multiple on s'était proposé d'étudier plutôt une liaison entre deux paramètres pour une valeur donnée du troisième (cf. les figures 1000, 1001 et 1002) autrement dit on assigne des valeurs fixes à tout ou partie de celle-ci**.

Une fois la méthode de travail choisie, après avoir établi notre programme expérimental on a dissocié chacune des difficultés en autant de parties que possibles, afin de mieux les résoudre***.

C'est pour cette raison que dans le champ des contraintes et déformations homogènes on n'a testé qu'un seul type de matériau argileux, le plus homogène et isotrope possible (une sorte de support "matérialisé"), pour que les différents phénomènes et les caractéristiques relatifs au comportement mécanique de ce matériau se détachent d'une manière saillante et discernable ; puis en appliquant la méthode expérimentale on a effectué un nombre relativement élevé de manipulations. Cela a permis de mettre en évidence un certain nombre de caractéristiques de comportement traduites par une quantité de paramètres que l'on a pu classer et examiner en vue d'établir leur inter-dépendance grâce, dans la plupart des cas, aux possibilités exceptionnelles des systèmes

* C'est pour cette raison qu'on a d'abord procédé à la mise en relation systématique entre ces différents paramètres sans avoir à toujours se préoccuper du principe de cause à effet.

** Cf. les paragraphes sur la "méthode expérimentale" et sur la "corrélation statistique".

*** Ainsi on a divisé, par exemple, le comportement mécanique "global" du matériau argileux en ses "séquences comportementales", le procédé déjà bien commun et développé en éthologie.

informatiques (car il s'agit de plusieurs centaines de relations). A partir des résultats qu'on a pu en tirer au fur et à mesure de notre expérimentation les conclusions ont été confrontées avec différentes hypothèses et considérations théoriques puis réintroduites comme "données" en circuit d'expérimentation et ainsi de suite. Cet efficace système alterné de l'hypothèse et de l'observation n'est ni une juxtaposition ni un mélange de ces deux activités de recherche mais une collaboration organisée en alternance, dans laquelle l'une et l'autre reçoivent tour à tour mission de "faire le point" sur le problème étudié. Au cours de cette entreprise longue et ardue, la connaissance empirique et la connaissance rationnelle progressent ensemble, en s'étayant et se contrôlant mutuellement. Suivant cette démarche notre travail, comme chaque travail de ce genre, serait une approximation successive par une suite d'ajustements interminables.

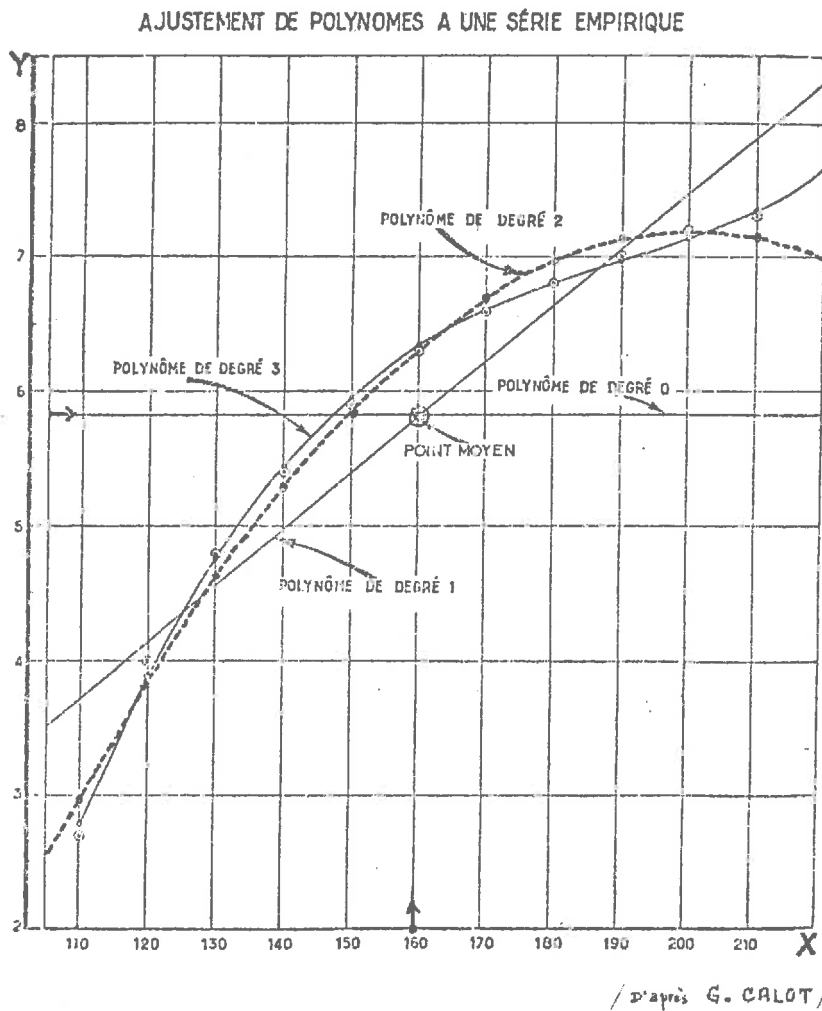


Fig. 200

Les étapes successives concernant la préparation de matériaux (l'argile kaolinique de Provins), l'expérimentation, la collecte des données et leur exploitation ont été les suivantes :

- 1 – Préparation et homogénéisation du matériau argileux.
- 2 – Mise en place, dans des moules perforés, de la poudre sèche et sa saturation à 98 % sous-vide (Méthode utilisée au Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics).
- 3 – Consolidation isotrope d'un tel matériau saturé dans les grosses cellules triaxiales (\varnothing 150 mm), selon différents taux de consolidation variant de 1 à 5 bar en général.
- 4 – Découpage des éprouvettes (\varnothing 35 mm), une fois la consolidation achevée, et leur acheminement soit vers l'appareil triaxial ou d'autres appareils de mesure des caractéristiques mécaniques, soit vers les dessiccateurs où on a procédé à leur deshydratation, ne dépassant pas 1 % de la perte d'eau par 24 h. Puis une fois atteinte la teneur en eau désirée (respectivement : 22 % 18 % 14 % 10 % et 5 %), on rompt l'éprouvette afin d'en déterminer la résistance mécanique* (*remarques* : l'essai triaxial était du type "non consolidé non drainé", sans mesure de la pression interstitielle de l'eau, ni celle de l'air). Egalement on a distingué d'une part les essais faits dans le champ des contraintes et déformations homogènes (essai triaxial sous certaines conditions : anti-fretage, déformation en cylindre, etc.), et d'autre part les essais qui ont été effectués dans le champ des contraintes non-homogènes.

Le matériau argileux a été divisé au point de vue état de saturation en deux grands groupes :

- milieu poreux quasi saturé (Q-SAT)
- milieu poreux partiellement saturé ou non saturé (P-SAT)

5 – Interprétation des résultats des essais, plus particulièrement des essais triaxiaux et leur représentation graphique constituant environ deux cents courbes effort-déformation dessinées par la table traçante connectée à un ordinateur. L'allure de la courbe effort-déformation dépend du mode de chargement, de la vitesse de déformation et des conditions de drainage. Les courbes effort-déformation sont données en Annexe.

6 – A partir de ces courbes effort-déformation, on a pu déterminer graphiquement – pour chaque matériau – la cohésion et l'angle de frottement interne correspondant grâce à la construction de MOHR complétée par les résultats des essais de traction et de compression diamétrale.

7 – A partir des mêmes courbes, on a déduit un certain nombre de paramètres lesquels, associés aux paramètres "C" et " φ " déjà déterminés, ont donné lieu à des études d'ordre statistique, suivies de l'élaboration de quelques centaines de leurs relations (présentées graphiquement, en partie à la main, et en partie dessinées par la table traçante et l'ordinateur).

La liste de tous ces paramètres est donnée à la page suivante.

LISTE DES PARAMETRES ET DE LEURS DEFINITIONS

N°	Symboles	Unités employées	DEFINITIONS
1	W_h	[gr]	& poids humide d'un échantillon ou d'un matériau
2	ϕ	[mm]	& diamètre d'un échantillon de géométrie déterminée
3	H	[mm]	& hauteur ou longueur d'un échantillon de géométrie déterminée, presque toujours de forme cylindrique
4	S	[cm ²]	& section transversale d'un échantillon de géométrie déterminée, presque toujours de forme cylindrique. La "section corrigée" est appelée la section à l'instant d'un échantillon qui se déforme lors de la phase d'écrasement.
5	V	[cm ³]	& Volume d'un échantillon ou d'un matériau ; on en distingue le volume initial (V_i) et le volume final (V_f), lors des processus de la dessiccation ou de cisaillement par exemple.
6	γ_h	[gr/cm ³]	Densité humide d'un échantillon ou d'un matériau
7	W_d	[gr]	& Poids sec d'un échantillon ou d'un matériau
8	γ_d	[gr/cm ³]	Poids spécifique (ou volumique) d'un échantillon du sol sec ou d'un matériau sec est pratiquement égal à la densité sèche du sol, c'est-à-dire le poids sec d'un échantillon de volume égal à l'unité; γ_d est interchangeable avec e et relié avec ce dernier par la relation : $\gamma_d \Leftrightarrow \gamma_s/(1 + e)$
9	σ_{pc}	[bar]	& Contrainte de préconsolidation , c'est-à-dire la contrainte isotrope ou anisotrope effective maximale qu'a subie un sol (ou un matériau) dans son histoire. On distingue la contrainte de préconsolidation initiale (σ_{pc_i}) et finale (σ_{pc_f}).
10	σ_c	[bar]	& Contrainte isotrope effective maximale que l'on fait subir au sol dans l'appareil triaxial lors de la phase de consolidation donc avant le cisaillement (on l'appelle σ_3 lors de la phase de cisaillement)
11	σ_3 ou σ_{11}	[bar]	& Contrainte principale mineure ; dans le triaxial classique elle est égale à σ_2 , contrainte principale intermédiaire. On les nomme aussi dans l'essai triaxial, la "pression horizontale" (ou encore latérale). On les appelle souvent, également, la pression de "soutien" ou "d'étreinte" dans la cellule

* Les paramètres que nous avons utilisés dans nos interrelations, c'est-à-dire ceux qui ont été mesurés directement au laboratoire (marqués d'un signe &) ainsi que ceux obtenus à partir de ces derniers.

N°	Symboles	Unités employées	DEFINITIONS
12	σ_{sat}	[bar]	& Contrainte isotrope assez forte pour provoquer la saturation complète d'un échantillon du sol initialement non-saturé en diminuant suffisamment le volume pour que le gaz se dissolve dans le liquide interstitiel
13	"DEF."	[%]	& Rapport entre le raccourcissement (ou dilatation) axiale et la longueur initiale de l'échantillon ($\Delta H/H$), appelé ici par commodité "déformation"
14	γ_s	[gr/cm ³]	Poids spécifique (ou volumique) des particules solides est pratiquement égale à la densité de celles-ci (ne concerne donc que la phase solide du matériau)
15	w ou w_n	[%]	Teneur en eau d'un sol à un moment donné ; on la définit comme le poids d'eau rapporté au poids des constituants solides, après la dessiccation de celles-ci
16	w_{sat_i}	[%]	Teneur en eau de saturation (i = initiale) : $w_{\text{sat}} = \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$
17	w_{sat_f}	[%]	Teneur en eau de saturation (f = finale) : $w_{\text{sat}} = \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$
18	w_{dess}	[%]	Teneur en eau de dessiccation
19	Sr	[%]	Degré de saturation : $Sr = \frac{w_n}{w_{\text{sat}}}$ ou $\frac{e_w}{e}$
20	e, e_w	[S.D] *	Indice des vides total (e), rapport : volume des vides à celui des particules solides ; " e_w " désigne l'indice des vides interstitiels remplis de l'eau, le paramètre (e) est interchangeable avec γ_d ; on notera la relation $e = (\gamma_s/\gamma_d) - 1$
21	w_L	[%]	Valeur particulière de la teneur en eau appelée "limite de liquidité"
22	w_p	[%]	Valeur particulière de la teneur en eau appelée "limite de plasticité"
23	w_R	[%]	Valeur particulière de la teneur en eau appelée "limite de retrait"
24	I_p	[%]	Indice de plasticité ($I_p = w_L - w_p$)
25	σ_1 "pic"	[bar]	Contrainte principale majeure correspondant au "pic" (valeur maximale) de la courbe "effort" - déformation ; dans l'essai triaxial cette contrainte est supposée appliquer verticalement (contrainte axiale).
26	σ_1 "pal"	[bar]	Contrainte principale correspondant au palier de la courbe "effort-déformation" ; cette contrainte est appelée également "contrainte résiduelle".

* Sans dimensions.

N°	Symboles	Unités employées	DEFINITIONS
27	$\Delta = \sigma_1^{\text{"pic"}} - \sigma_1^{\text{"pal"}}$	[bar]	Différence algébrique entre 25 et 26
28	$\sigma_1^{\text{"pic}} - \sigma_3$	[bar]	Différence algébrique entre 25 et 11, appelée souvent par commodité "déviateur"
29	$\sigma_1^{\text{"pal"}} - \sigma_3$	[bar]	Différence algébrique entre 26 et 11
30	$\sigma_1^{\text{"pic"}/\sigma_3$	[S.D]	Rapport entre 25 et 11 ; en terme des contraintes effectives ce rapport est utilisé parfois comme le critère de rupture
31	$\sigma_1^{\text{"pal"}/\sigma_3$	[S.D]	rapport entre 26 et 11
32	$\sigma_1^{\text{"pic"}/\sigma_1^{\text{"pal"}}$	[S.D]	Rapport entre 25 et 26 ; il serait peut être possible d'élaborer ultérieurement une nouvelle méthode permettant de mieux définir la rupture ou "l'écoulement plastique" en utilisant ce paramètre (ou bien d'autres paramètres semblables)
33	$\sigma_1^{\text{"pal"}/\sigma_1^{\text{"pic"}}$	[S.D]	Rapport entre 26 et 25
34	$\sigma_3/\sigma_1^{\text{"pic"}} = K$	[S.D]	Rapport entre 11 et 25, appelé également "coefficient de pression des terres au repos" pour un déplacement latéral nul (K_0).
35	$\sigma_3/\sigma_1^{\text{"pal"}}$	[S.D]	Rapport entre 11 et 26
36	σ_{pc}/σ_3	[S.D]	Rapport entre 9 et 11, que nous appelons par commodité "degré de surconsolidation"
37	$E_1 = \frac{\Delta \sigma_1^{\text{"pic"}}}{\Delta DEF}$	[bar]	Module tangent que nous appelons module de déformation (fonction croissante des contraintes appliquées) c'est-à-dire pente maximum de la courbe effort-déformation.
38	$f = \frac{\sigma_1^{\text{"pic}} - \sigma_3}{\sigma_1^{\text{"pal}} - \sigma_3}$	[S.D]	Intervenant dans des phénomènes de comportement fragile du sol le paramètre "f" a été proposé conventionnellement pour caractériser un des aspects de cette fragilité ; l'introduction de ce paramètre dans les études de la fissuration des noyaux des barrages à zones, par exemple, s'avère fort utile facilitant l'interprétation des résultats en laboratoire et complétant les observations "in situ".
39	I_c	[S.D]	Indice de consistance, $I_c = \frac{w_L - w_n}{I_p}$
40	$C_u^{\text{"pic"}}$	[bar]	Cohésion non-drainée obtenue à partir des valeurs du "pic" (maximales) du déviateur

N°	Symboles	Unités employées	DEFINITIONS
41	$C_u^{\text{"pal"}}$	[bar]	Cohésion non-drainée obtenue à partir des valeurs résiduelles, celles du "pallier", des contraintes principales
42	$\frac{C_u^{\text{"pic"}}}{\sigma_{pc}} = \lambda$	[S.D]	Rapport entre 40 et 9, établi par Skempton dans le cas des argiles consolidées normalement, et qui montre une bonne corrélation avec l'indice de plasticité : $\lambda = 0,11 + 0,0037 I_p$
43	$\varphi^{\text{"pic"}}$	[(°)]	Angle de frottement interne obtenu à partir des valeurs du "pic" (maximales) du déviateur
44	$\varphi^{\text{"pal"}}$	[(°)]	Angle de frottement interne obtenu à partir des valeurs résiduelles des contraintes principales

Une fois la liste de ces paramètres établie et leur signification physique précisée, on est passé à leur sélection puis à la mise en inter-relations des paramètres suivants :

σ_{pc} , γ_d , w_n^* , S_r , σ_3 , DEF , e , $\sigma^{\text{"pic"}}$, $\sigma^{\text{"pal"}}$
E_1 , f , σ_{pc}/σ_3 , $\sigma_1^{\text{"pic"}}/\sigma_3$, $\sigma_1^{\text{"pal"}}/\sigma_3$, $\sigma_3/\sigma^{\text{"pic"}}$, $\sigma_3/\sigma^{\text{"pal"}}$, Δ^{**} , $\sigma_1^{\text{"pic"}}/\sigma_1^{\text{"pal"}}$
$\frac{\sigma_1^{\text{"pal"}}}{\sigma_1^{\text{"pic"}}$, $\sigma_1^{\text{"pic"}} - \sigma_3$, $\sigma_1^{\text{"pal"}} - \sigma_3$, λ^{**} , I_c , $C_u^{\text{"pic"}}$, $C_u^{\text{"pal"}}$, $\varphi_u^{\text{"pic"}}$, $\varphi_u^{\text{"pal"}}$

A partir de ces paramètres, en les les mettant en relation l'un avec l'autre, on a pu construire plusieurs centaines de graphiques dont la plupart figurent dans ce mémoire.

* Pour divers raisons les relations comportant un de ces paramètres : w_n , $\sigma_3/\sigma_1^{\text{"pal"}}$, $\sigma_1^{\text{"pal"}}/\sigma_1^{\text{"pic"}}$ et $\sigma_1^{\text{"pal"}} - \sigma_3$, ne seront pas représentées ici, avec les autres diagrammes (elles feront partie d'une publication ultérieure).

** Rappel : $\Delta = \sigma_1^{\text{"pic"}} - \sigma_1^{\text{"pal"}}$ et $\lambda = C_u/\sigma_{pc}$.

Toutes ces inter-relations ont été mises sous formes **linéaires** (80 %) ou **hyperboliques** (20 %). On n'a considéré d'abord que les **relations linéaires** (c'est-à-dire celles pour lesquelles les lignes de régression pouvaient être assimilées à des droites), puis lorsqu'il n'en a pas été ainsi, on a pu s'arranger, à l'aide d'une transformation simple, pour retomber sur une loi linéaire (le cas de la relation qui suit une loi exponentielle ou logarithmique). Lorsque cette transformation n'était pas possible, mais que l'aspect du nuage de dispersion suggérait la possibilité d'une corrélation par le groupement des points on a pu encore préciser l'existence de cette relation, dite alors "non linéaire" et qui dans notre cas, suivait la loi hyperbolique. Enfin, pour les deux formes linéaire et hyperbolique, des expressions analytiques ont pu être élaborées de manière à déterminer quantitativement un paramètre en fonction d'un autre.

Dans le paragraphe ci-dessous figurent les résultats récapitulatifs des essais classés en trois groupes principaux :

- (1) Résultats obtenus à partir des essais de résistance mécanique grâce à la construction de Mohr.
- (2) Relations entre les paramètres φ "pic" (φ "pal"), C_u "pic", C_u "pal", I_c , E_i , e , γ_d , S_r et σ_{pc} , présentées par des graphiques faits à la main.
- (3) Relations ne figurant pas dans le groupe précédent (concernant une vingtaine de paramètres) toutes illustrées graphiquement et dessinées à l'aide de la table traçante et l'ordinateur.

- (1) Résultats obtenus à partir des essais de résistance mécanique grâce à la construction de Mohr

Rappelons qu'on a pu distinguer, en ce qui concerne le degré de saturation, le matériau *quasi-saturé* (Q-SAT) et le matériau *partiellement saturé* (P-SAT.) la limite qui les sépare passant approximativement par $S_r = 90\%$ (cf. p. 145 et 146).

L'ensemble des échantillons quasi-saturés appelé la "série A", a été à son tour divisé en cinq sous-séries : A01, A02, A03, A04 et A05 en fonction de leur taux de préconsolidation isotrope respectivement 1, 2, 3, 4 et 5 bar.

Les caractéristiques mécaniques* de la "série A" ont été résumés sur le tableau "A" ci-dessous :

TAB. A

σ_{pc} "i"	C_u pic	C_u pal	φ_u	γ_d
1	0.395 – 0.400	0.200 – 0.220	0	1.455
2	0.655 – 0.660	0.395 – 0.397	0	1.510
3	0.928 – 0.930	0.548	0	1.544
4	1.040 – 1.080	0.552	0	1.572
5	1.180 – 1.200	0.679	0	1.585

On remarque que la différence C_u "pic" – C_u "pal" augmente proportionnellement à σ_{pc} , et que le coefficient $\lambda = C_u \text{ pic} / \sigma_{pc}$ est égal à 0,30 pour l'indice de plasticité (I_p) variant entre 51 et 52 % (cf. fig. 130, page 144).

Les échantillons ayant la teneur en eau de 22 % environ, ont constitué la "série B", laquelle a été, elle-aussi, divisée en cinq sous-groupes selon le taux de préconsolidation initiale dans la grosse cellule triaxiale avant que ne commence la dessiccation. On remarque qu'ici déjà l'effet de la préconsolidation a été presque entièrement effacé par la contrainte de consolidation supplémentaire ("sureconsolidation") due à la dessiccation. Par conséquent les échantillons ont la densité sèche et le degré de saturation voisins et ainsi les valeurs de la cohésion et de l'angle de frottement interne sont semblables à tous les sous-groupes, à quelques rares exceptions près.

Les caractéristiques mécaniques* de la "série B" sont présentées sur le tableau "B" ci-dessous :

TAB. B

σ_{pc}		C_u pic	C_u pal	φ_u		γ_d
"i"	"r"			pic	pal	
1	de 5.5 à 10.0	≈ 1	0.18 – 0.20	14	15	1.634
2		2.05 – 2.10	0.40	11	10	1.649
3		2.15 – 2.20		10	10	1.642
4		2.30 – 2.35	0.35	9	17	1.679 – 1.680
5		2.45 – 2.50	0.45	10	14 – 15	1.679

* Leurs valeurs moyennes (valable pour les séries A, B, C, D, E et F).

On remarque les valeurs presque identiques de l'angle de frottement interne "pic" et celui du "palier". Cu "pic" est deux fois plus grande que celui de la série "A" tandis que les valeurs de Cu "pal" sont légèrement inférieurs à ceux de la série précédente.

Les échantillons dont la densité sèche était comprise entre 1,75 et 1,80 gr/cm³, et même davantage, ont constitué la "série C". On constate que le degré de saturation de cette série demeure pratiquement inchangé, car le volume de l'échantillon diminue proportionnellement à la diminution de la teneur en eau (laquelle tombe à 18 %) ce qui se traduit par une augmentation nette de la densité.

Les caractéristiques physiques et mécaniques de la série "C" sont regroupées sur le tableau "C" ci-dessous :

TAB. C

σ_{pc} "C"	C_u "pic"	C_u "pal"	φ_u		γ_d
			"pic"	"pal"	
de 10	5,0 – 6,0	0,85 – 1,0	22	22	1.750 – 1.777
à 35	5,5 – 6,5	0,90 – 1,0	20 – 21	22 – 22	1,0778 – 1.790
	6,0 – 6,5	0,90 – 1,0	20 – 22	20 – 22	1.791 – 1.800
série "C" et en plus série "D"					
30 à 45	6,5 – 7,0	1,00	22 –	20 – 22	1,800 – 1,840

On remarque que les valeurs de la C_u "pic" de la série "C" sont cinq fois plus élevées que celles obtenues pour un même paramètre dans la série "A". Quant aux valeurs de la C_u "pal" elles sont doublées par rapport à celles de la série "A".

Par rapport à la série "B", les valeurs de la C_u "pic" de la série "C" sont 1,0 à 3,0 fois plus élevées, tandis que celles de C_u "pal" de la même série sont 2,5 à 4,5 fois plus élevées que pour la série "B".

Les valeurs de l'angle de frottement interne de la série "C" sont 1,5 à 4,0 fois plus élevées que les valeurs correspondantes de la série "B".

La teneur en eau des échantillons regroupés dans la série "D" descend à 14 % ce qui correspond à la valeur de la limite de retrait (w_R)*. Le degré de saturation oscille autour de 79 % et les valeurs de la densité sèche correspondante se situent autour de 1,85 gr/m³ et même davantage.

Les caractéristiques physiques et mécaniques de cette série sont résumées sur le tableau "D" ci-dessous :

TAB. D

σ_{pc} "F"	C_u "pic"	C_u "pal"	φ_u		γ_d
			"pic"	"pal"	
de 45	9,5 - 12	2,0	25	22	1.854 - 1.862
à 55	12 - 14	2,0 - 2,5	24	20 - 22	1.864 - 1.862
	13 - 15	2,0 - 3,0	26 - 27	20 - 24	1.875 - 1.877
série "D" et en plus série "E"					
55 à 65	13 - 14	1,5 - 2,0	25 - 26	28	1.881 - 1.889

Les valeurs de la cohésion non drainée sont à peu près deux fois plus élevées que celles de la série précédente, aussi bien dans la catégorie "pic" que celle de "pal". Les valeurs de $\Delta = C_u$ "pic" - C_u "pal" sont de l'ordre d'une dizaine de bars, tandis que les valeurs de l'angle de frottement interne se situent autour de 26° pour φ_u "pic" et d'une vingtaine de degré pour φ_u "pal".

Les échantillons des deux dernières séries, "E" et "F" présentent les teneurs en eau les plus basses qu'on ait pu atteindre par la méthode de dessiccation utilisée (passage dans les dessiccateurs aux tensions de vapeur imposées et contrôlées) ; les valeurs respectives de ces teneurs en eau ont été de 10 % et 5 %.

* Rappel : la limite de retrait (w_R) est définie par la teneur en eau à partir de laquelle le volume d'une éprouvette cesse de diminuer quand sa teneur en eau augmente (car les particules se touchent) ou par contre commence à augmenter quand sa teneur en eau croît.

Les caractéristiques physiques et mécaniques de ces deux séries "E" et "F" réunies à une seule EF sont récapitulées sur le tableau "EF" ci-dessous :

TAB. EF

P _c "F"	C _u "pic"	C _u "pal"	φ _u		γ _d
			"pic"	"pal"	
de 65	14,0 – 14,5	2,0 – 2,5	25 – 26	27	1.890
à 75	14,6 – 16,0	2,5	25 – 26	28	1.890 – 1.920

La tendance nette de tous les paramètres se manifeste par une faible variation, en général, des valeurs de ceux-ci par rapport aux valeurs des paramètres de la série précédente ("D").

Cela est logique étant donné que l'on ne peut augmenter indéfiniment ni la densité sèche ni la cohésion d'un tel matériau, surtout **au-dessous de la limite de retrait** (pour laquelle les particules dites "solides" se touchent). Il y a eu une tentative vaine pour obtenir une densité maximale d'un petit cube d'argile en réduisant son indice des vides à zéro (ou presque) à l'Université de Grenoble. Malgré une pression isotrope considérable (plusieurs milliers de bars) on n'a pas pu arriver à l'indice des vides nul pour ce petit cube.

Du point de vue pratique il s'est avéré difficilement réalisable d'obtenir à partir d'une argile humide un matériau argileux complètement "sec"*.

Ainsi on a été contraints à confectionner nos échantillons secs à partir de la **poudre sèche d'argile** (de Provins), c'est la même qui avait servi à préparer les échantillons des séries "A", "B", "C", "D", "E" et "F" mentionnés plus haut. Le procédé a été le suivant : quelques centaines de grammes de poudre d'argile à 3 % d'humidité ont été placées dans un récipient qui, tout en empêchant la perte des éléments très fins, a assuré un parfait départ de l'humidité sous forme de vapeur. Après le passage à l'étuve à 90° pendant 48 h le récipient contenant la poudre sèche a été mis à côté de l'étuve à refroidir. On a placé l'ensemble, récipient et poudre, préalablement dans un sac en plastique pour empêcher la pénétration de l'humidité ambiante dans le matériau. Puis, une fois la température du matériau suffisamment abaissée, on a procédé à la confection

* Lorsqu'on parle d'un matériau argileux "sec", on pense évidemment d'abord à la perte de toute l'eau "libre" (interstitielle) ainsi qu'une petite partie d'eau liée.

d'échantillons aux dimensions habituelles ($\varnothing = 35$ mm, longueur 87 mm) par compression statique* de la poudre sèche dans un moule métallique spécial jusqu'à la densité désirée, qui avait été préalablement déterminée. Le compactage statique par compression** a été suivi par démoulage, vérification rapide du poids et de la longueur d'éprouvette et montage immédiat de celle-ci dans la cellule triaxiale. L'éprouvette en forme cylindrique a été placée auparavant dans une gaine de caoutchouc conservant la teneur en eau pratiquement nulle lors de l'essai***. Les résultats indiqués ci-dessous montrent une cohésion et un angle de frottement beaucoup plus élevés que ceux de l'argile humide, saturé ou non, à la même densité sèche bien entendu.

On ne peut parler que des valeurs "équivalentes" de ces paramètres puisqu'il faudrait, pour les comparer, d'abord déterminer l'influence des différents modes de fabrication de ce matériau**** sur ses caractéristiques mécaniques, ce qui aurait débordé le cadre de notre étude. De toute façon, dans notre cas concret, l'influence du mode de fabrication des éprouvettes sur leurs caractéristiques mécaniques ne devrait pas être sensible. Les caractéristiques mécaniques de la poudre sèche sont résumées ci-dessous :

γ_d	C_u	φ_u	φ_r %
1,49	2,0	26 - 27	0
1,55	2,5 - 3,0	27 - 28	0
1,58	3,5 - 4,0	28	0
1,62	4,5 - 5,5	29 - 30	0

TAB. M.-SEC

* Il est important de préciser que la résistance du sol fin compacté statiquement peut être quatre fois plus importante que celle du même sol compacté à la même densité par pétrissage. De quatre méthodes de compactage suivantes : par pétrissage, par impact, par vibrations et le compactage statique, la résistance du sol compacté par pétrissage est prise comme unité.

Le cas du compactage par pétrissage est plus près du type de compactage dans le moule CBR tandis que le compactage in situ se rapproche davantage du type statique.

** * D'après S.J. Buchanan, il existe une correspondance entre l'énergie de cette compression statique et la pression de préconsolidation qui est la suivante :

Energie de compactage: $\frac{15 \mid 25 \mid 38 \mid 60 \mid 100 \mid 150}{1 \mid 1,4 \mid 1,8 \mid 2,1 \mid 2,3 \mid 3,5}$ (tm / m³)
 préconsolidation: (kg / cm²)

*** Ce qui a été confirmé par le passage à l'étuve à 110 °C de chaque éprouvette après l'écrasement

**** Ici, en l'occurrence, le mode de fabrication des éprouvettes quasi saturées et non-saturées d'une part et la compression statique de la poudre sèche d'autre part.

Il est difficile de comparer l'argile dans ses différents états de consistance, car la poudre, par exemple, n'est pas un matériau identique à l'argile dont elle provient, et ce pour deux raisons :

- d'une part, les poudres ainsi étudiées n'ont pas de structure préalable avant l'essai ;
- d'autre part, il n'y a pas de liquide interstitiel.

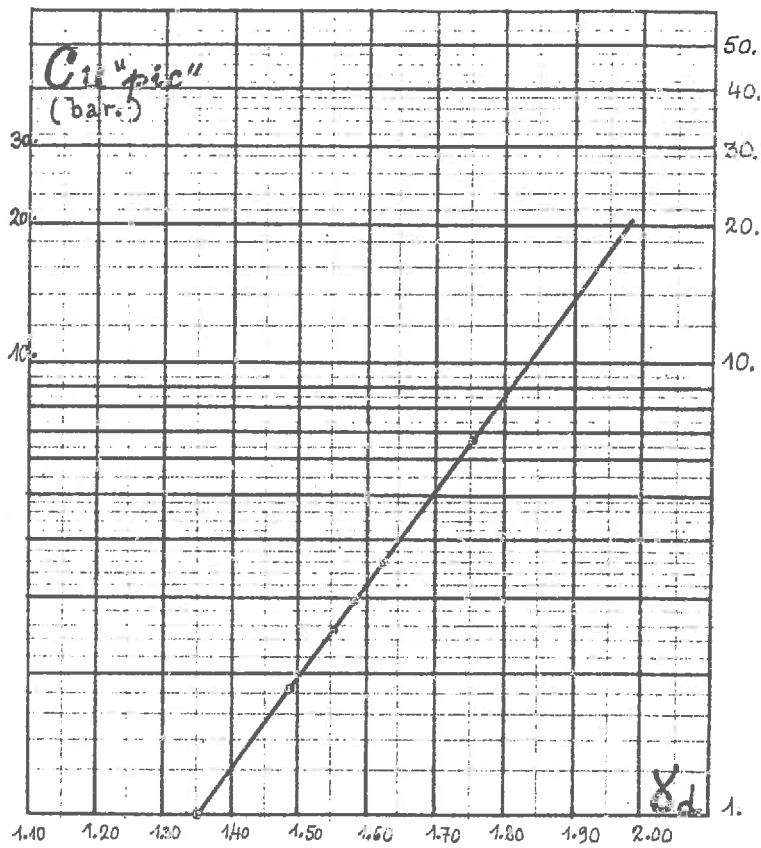
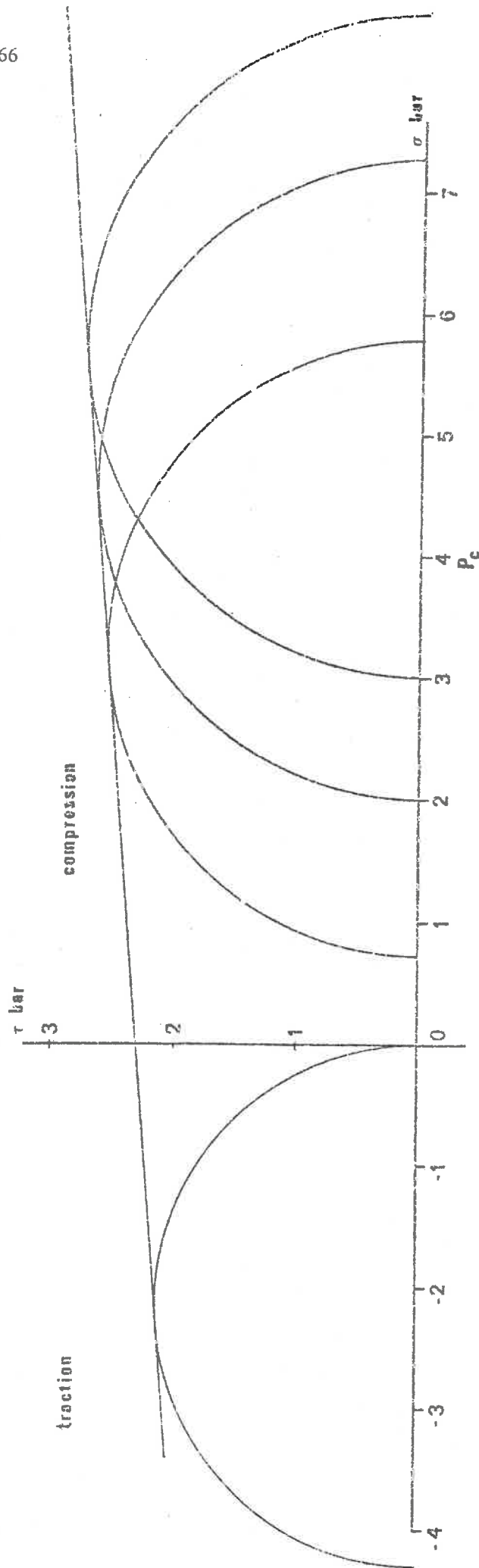


Fig. II-2bis : Relation C_u "pic" - γ_d établie à partir des résultats des essais triaxiaux sur la poudre sèche d'Argile de Provins.

Les cercles de Mohr obtenus à partir des essais triaxiaux de compression, des essais de traction et des essais de compression diamétrale ont été représentés sur les graphiques T-01 à T-19 (pp. 166 à 185).

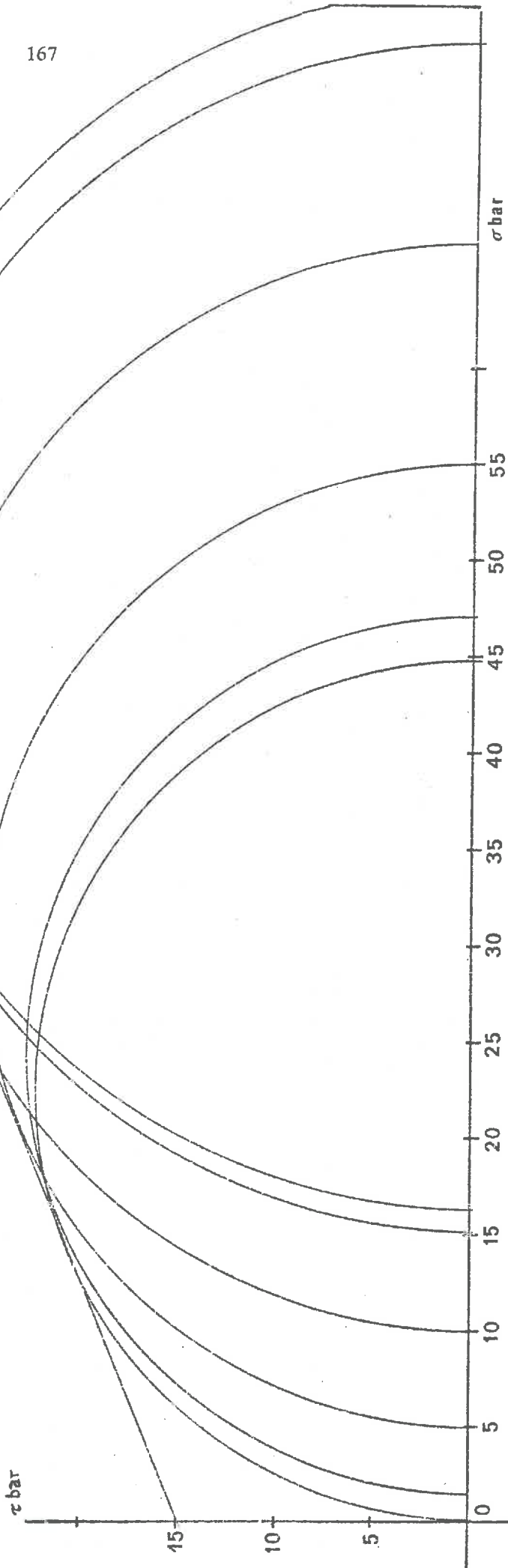
Fig. T-01

ESSAI TRIAXIAL pic de navioateur



$\delta d: 1,64 - 1,68$
 $Sr\%: 87,3 - 89,5$

ESSAI TRIAXIAL pic de deviateur

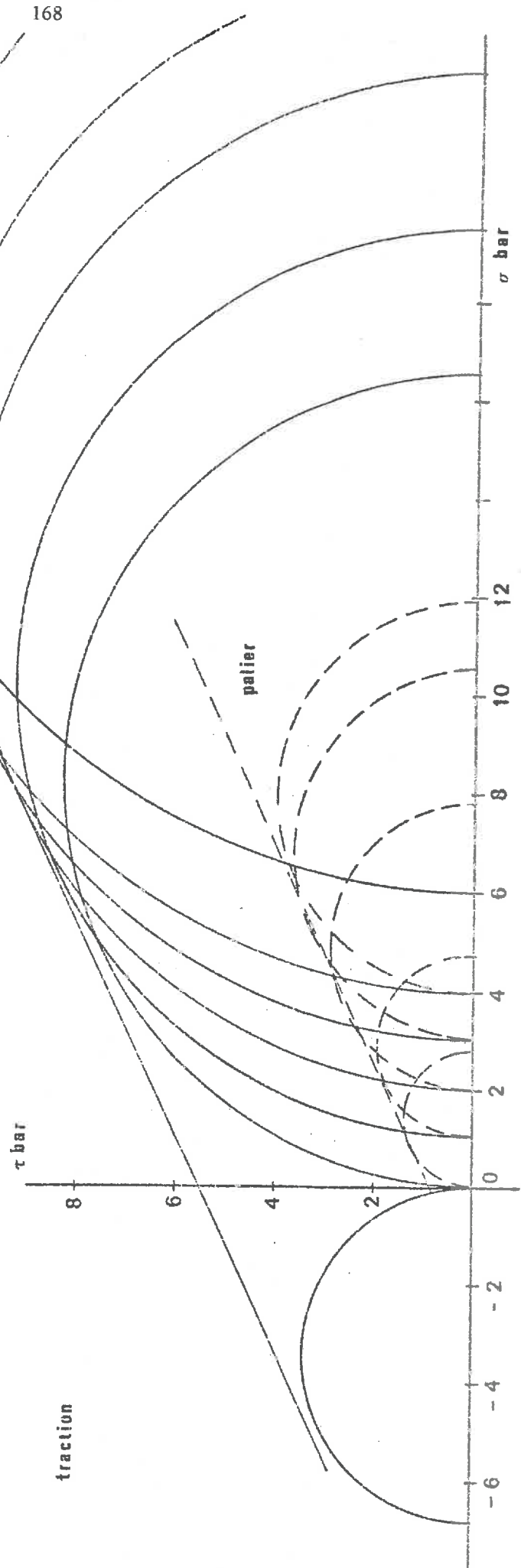


%A : 1,88 - 1,89
Sr % : 56 - 58

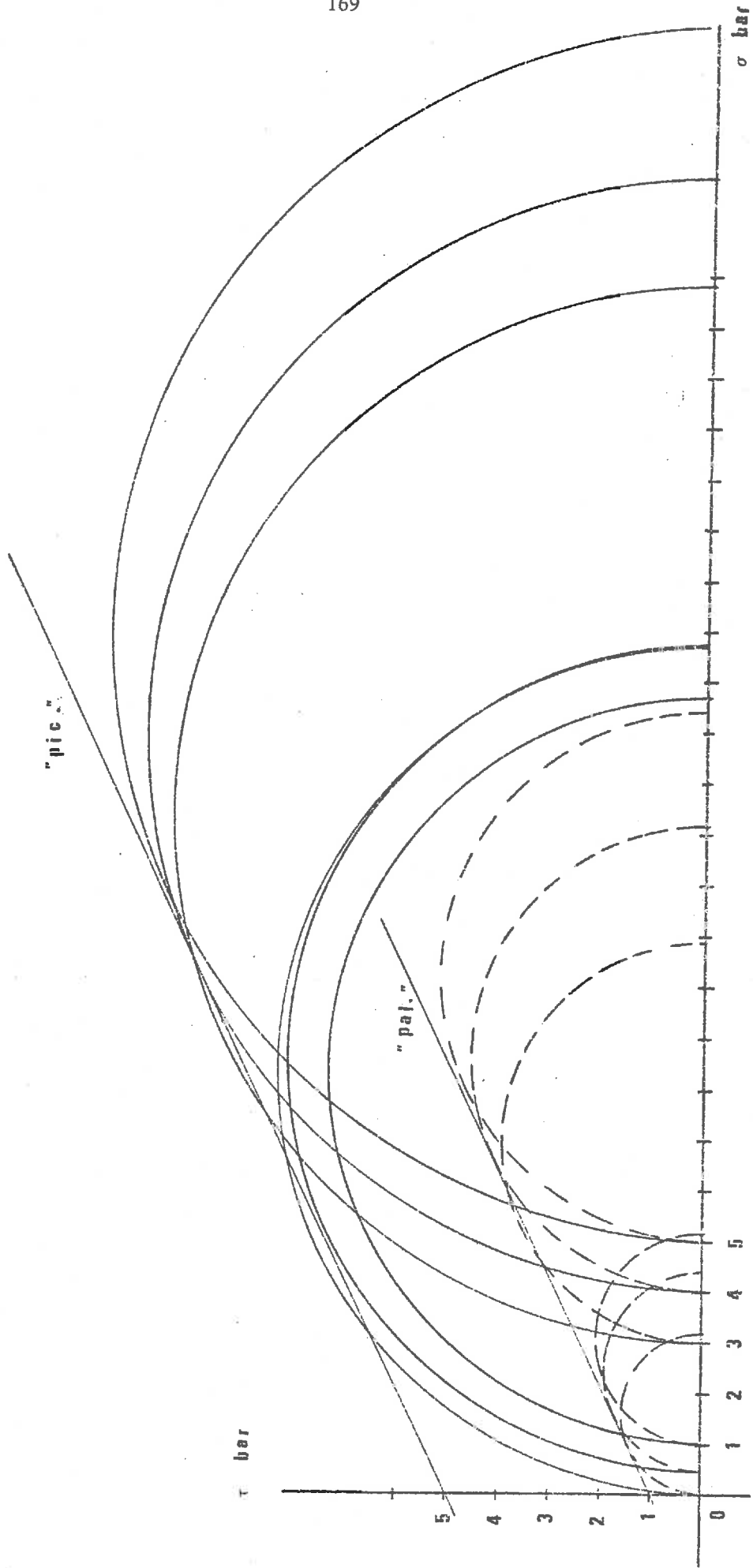
Fig. T-05

ESSAI TRIAXIAL

compression

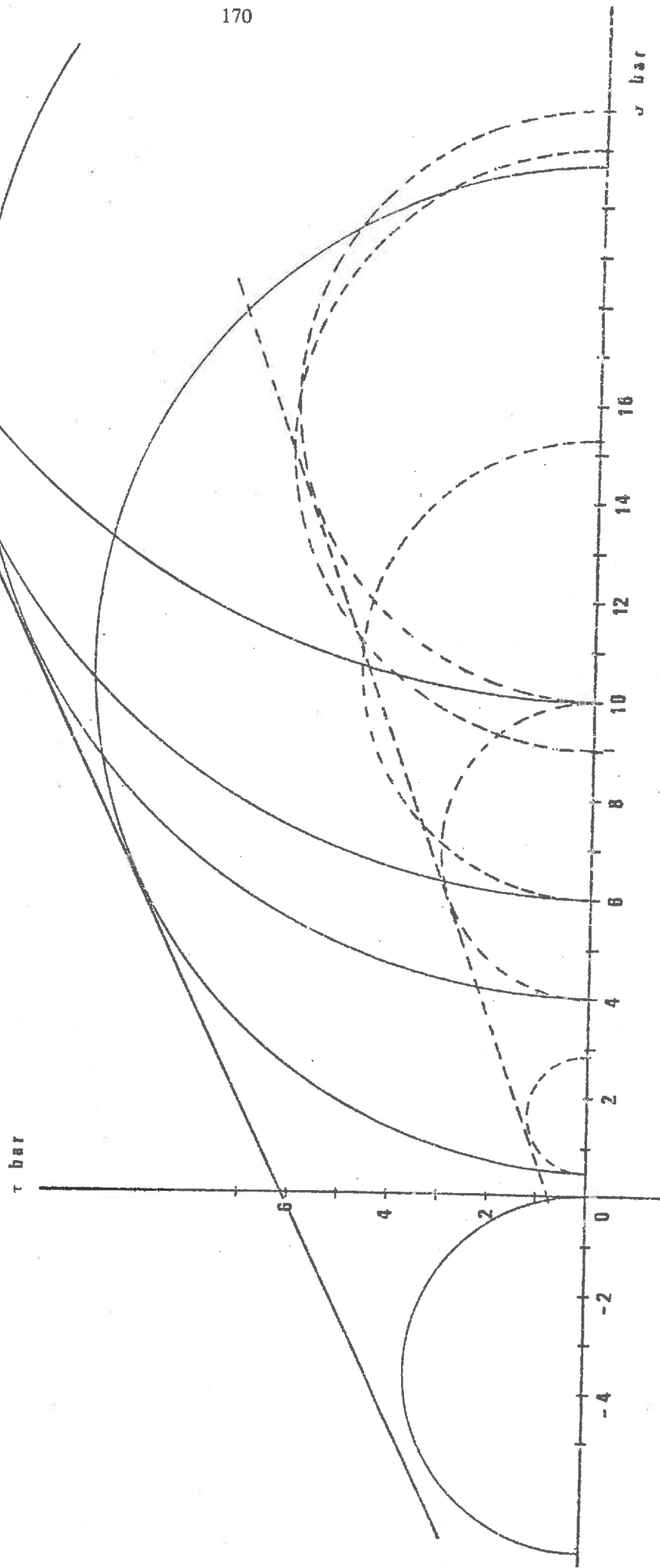


Ød : 125 - 177
5% 875 - 875

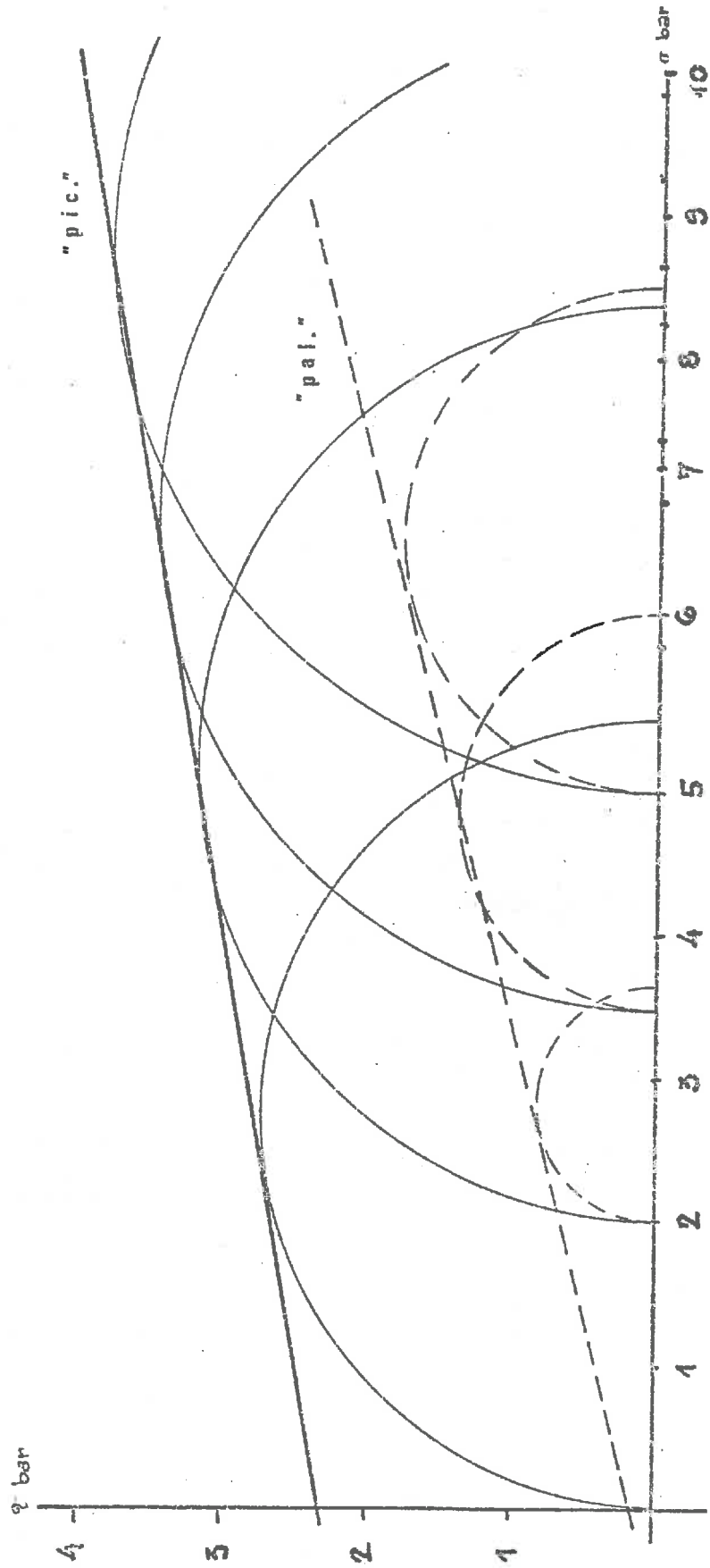


$\chi_d: 1,75$
 $Sr\%: 87,5$

Fig. T-05

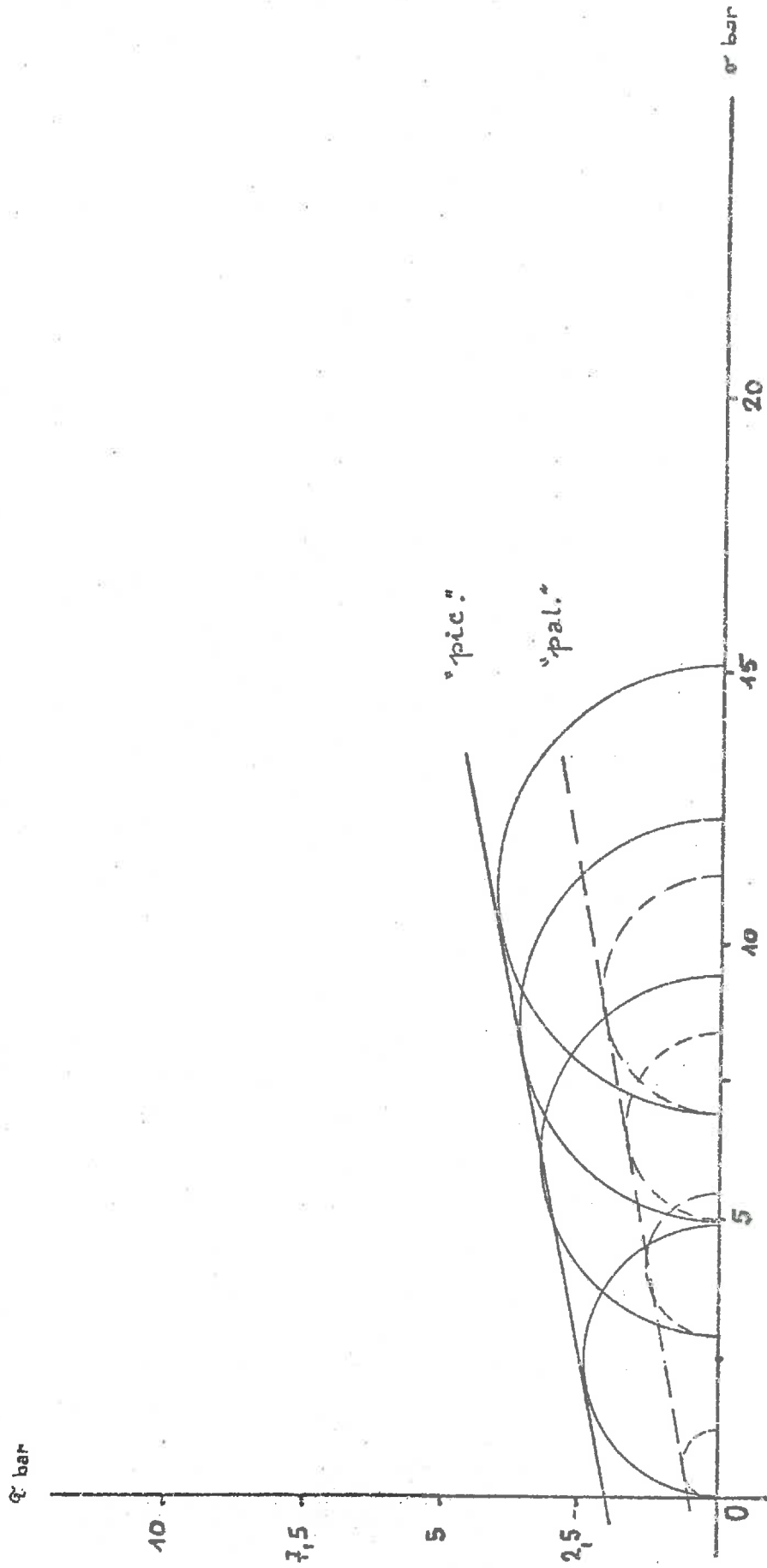


$\delta d: 1,79-1,80$
 $Sr\%: 89,5$

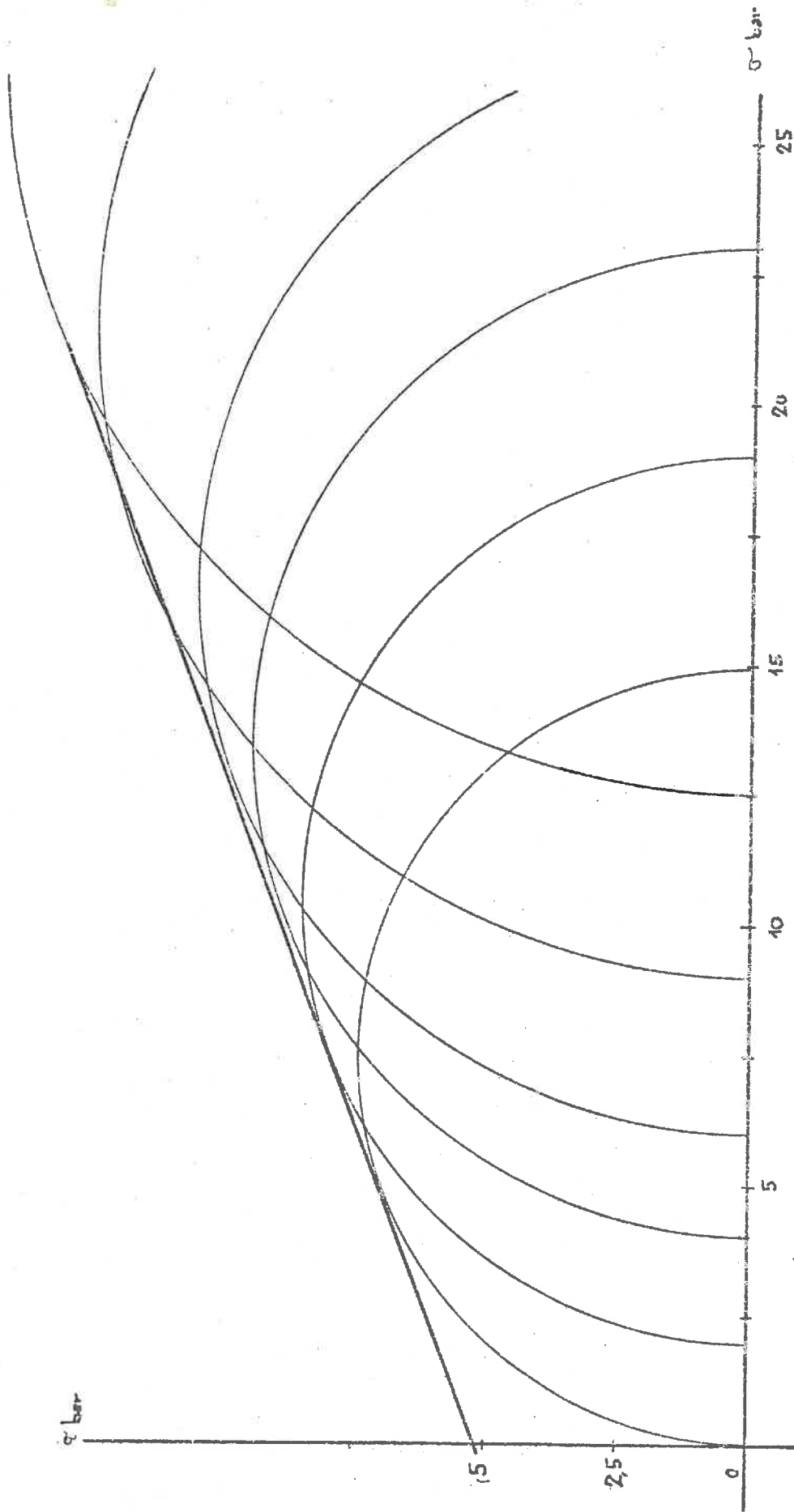


$\gamma_d: 1,64 - 1,68$
 $Sr\%: 87,5 - 89,5$

Fig. T-07

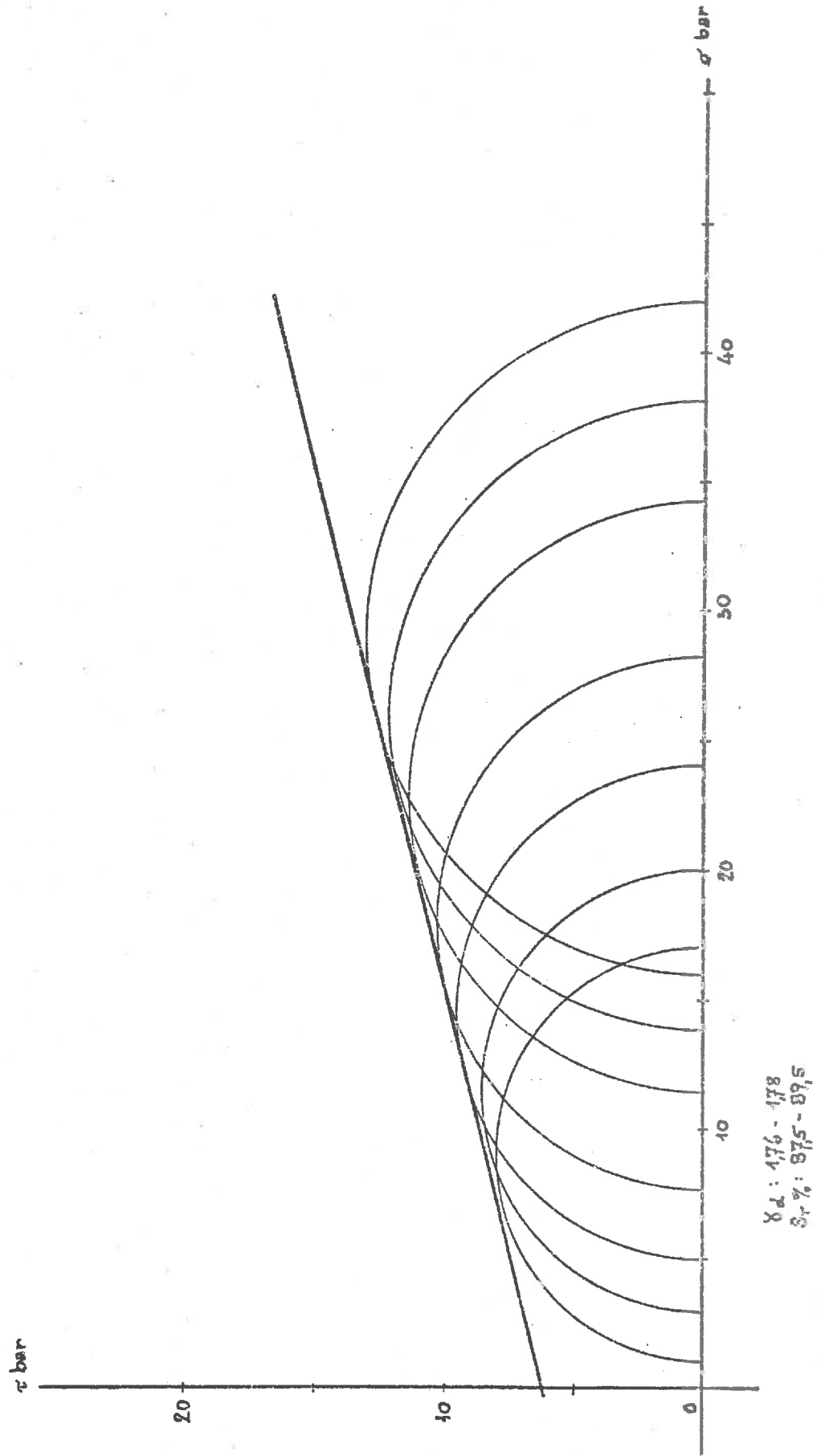


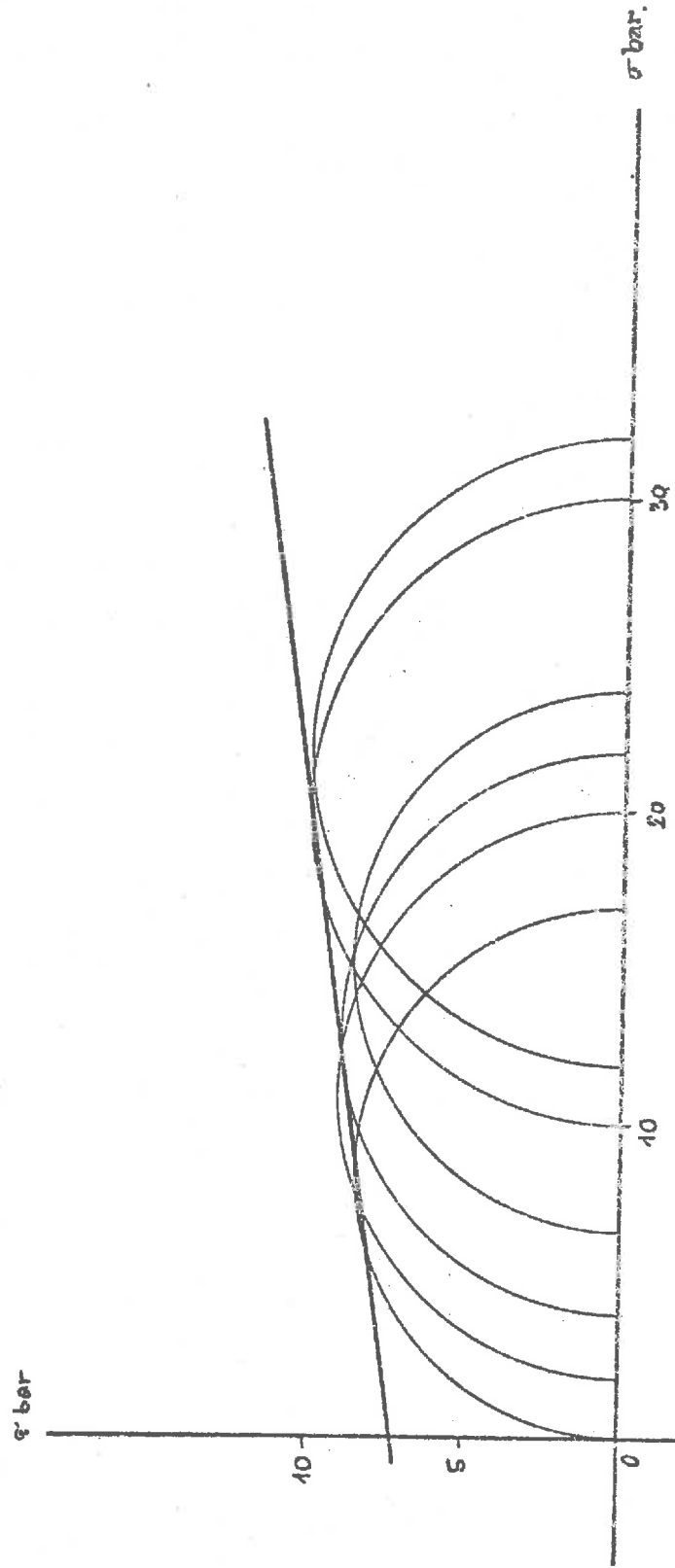
$\gamma_L = 1.64 - 1.65$
 $Sr\% = 87.5 - 89.5$



$\gamma_d : 1,75 - 1,76$
 $\beta : 0,75 - 0,7,5$

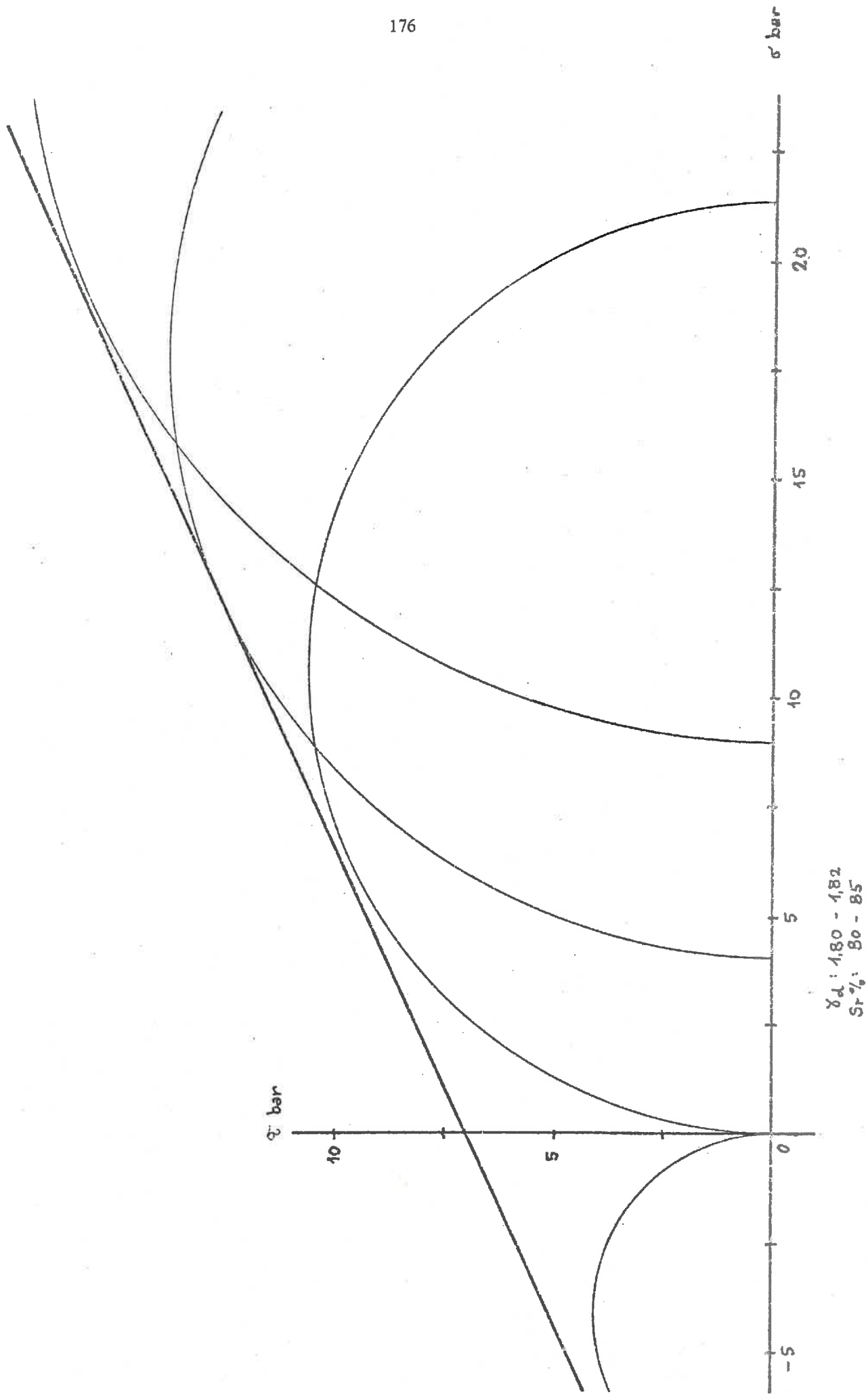
Fig. T-09

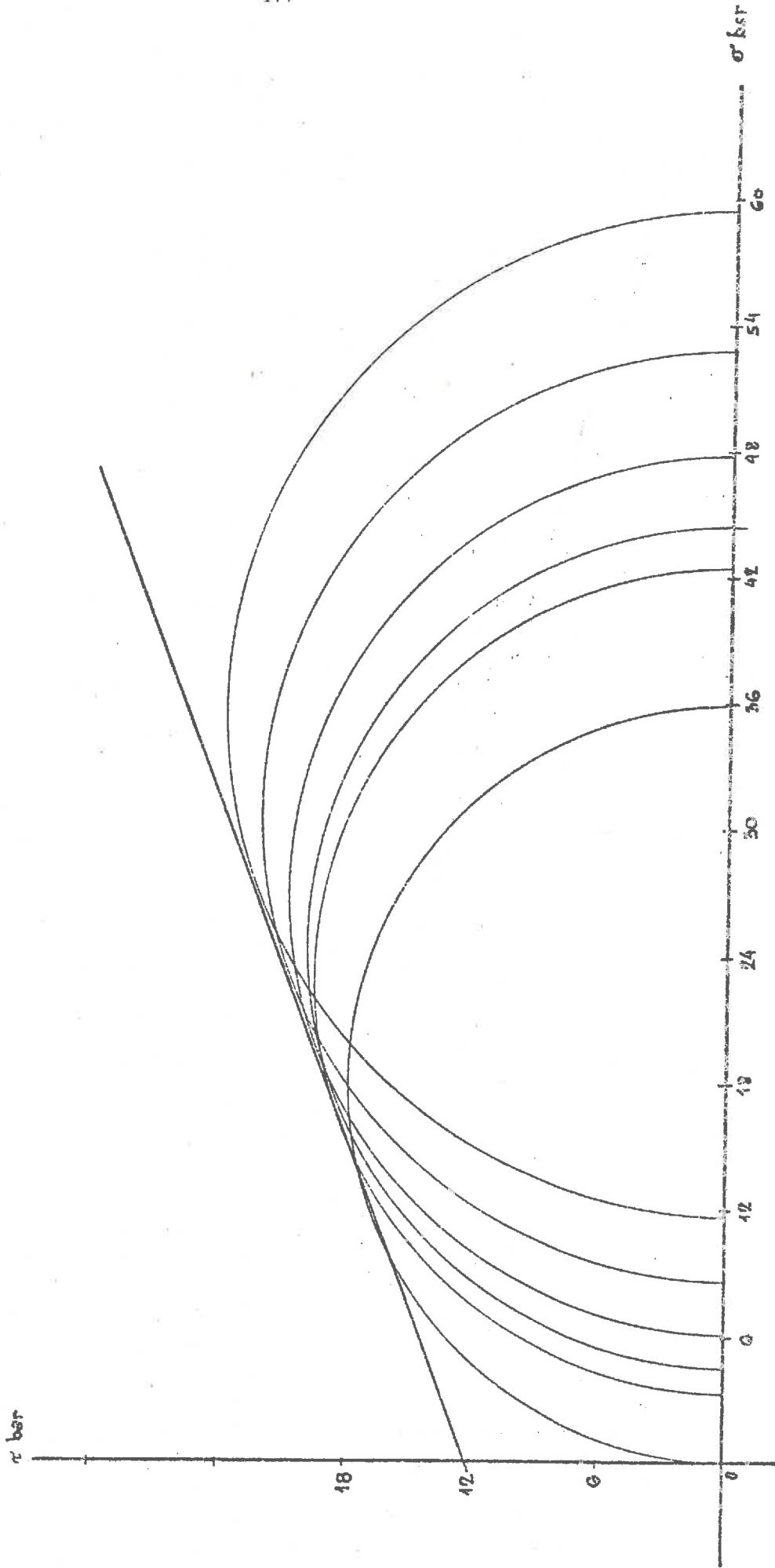




$\sigma_L: 170 - 179$
 $\sigma_T: 87,5 - 89,5$

Fig. T-11

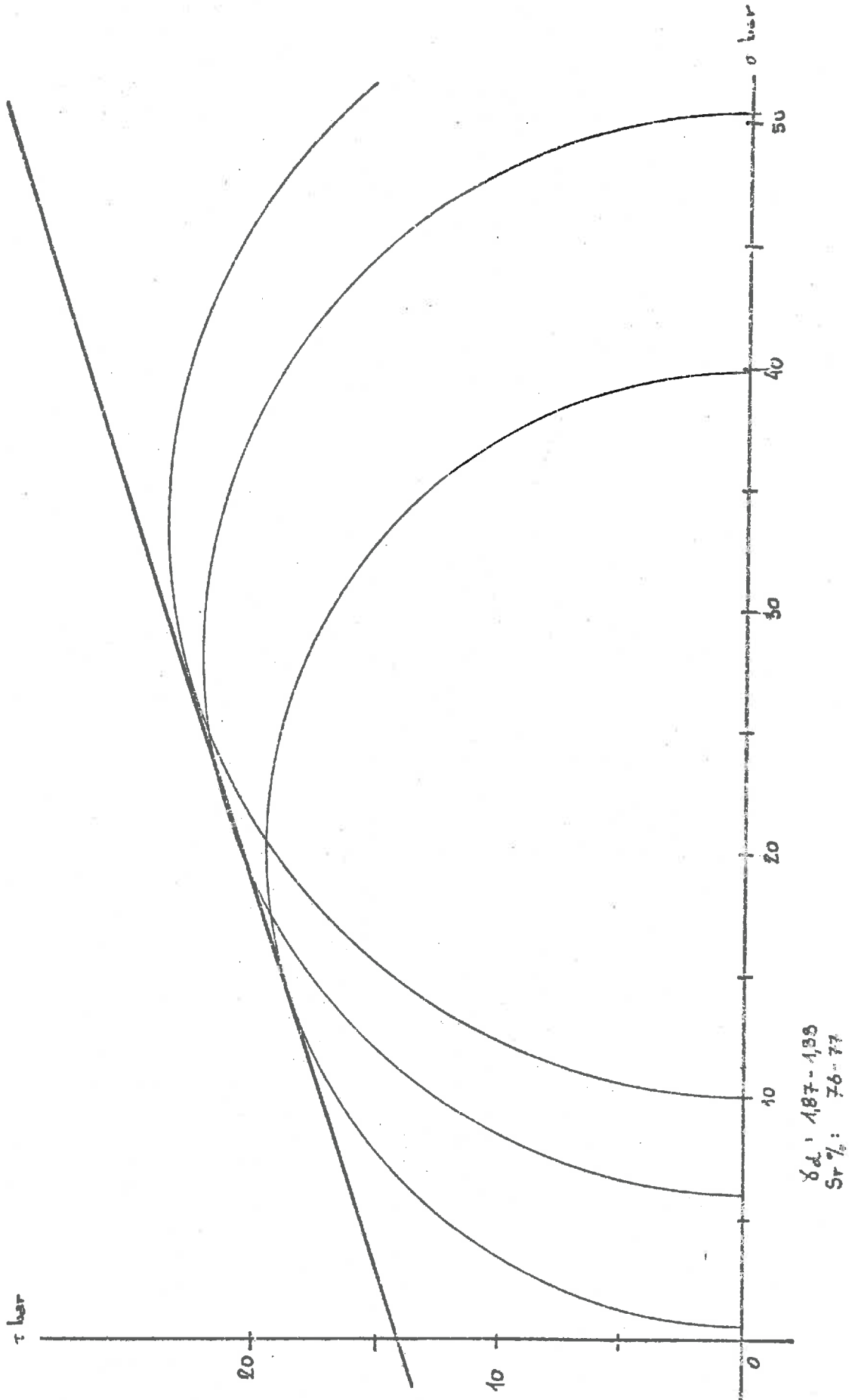




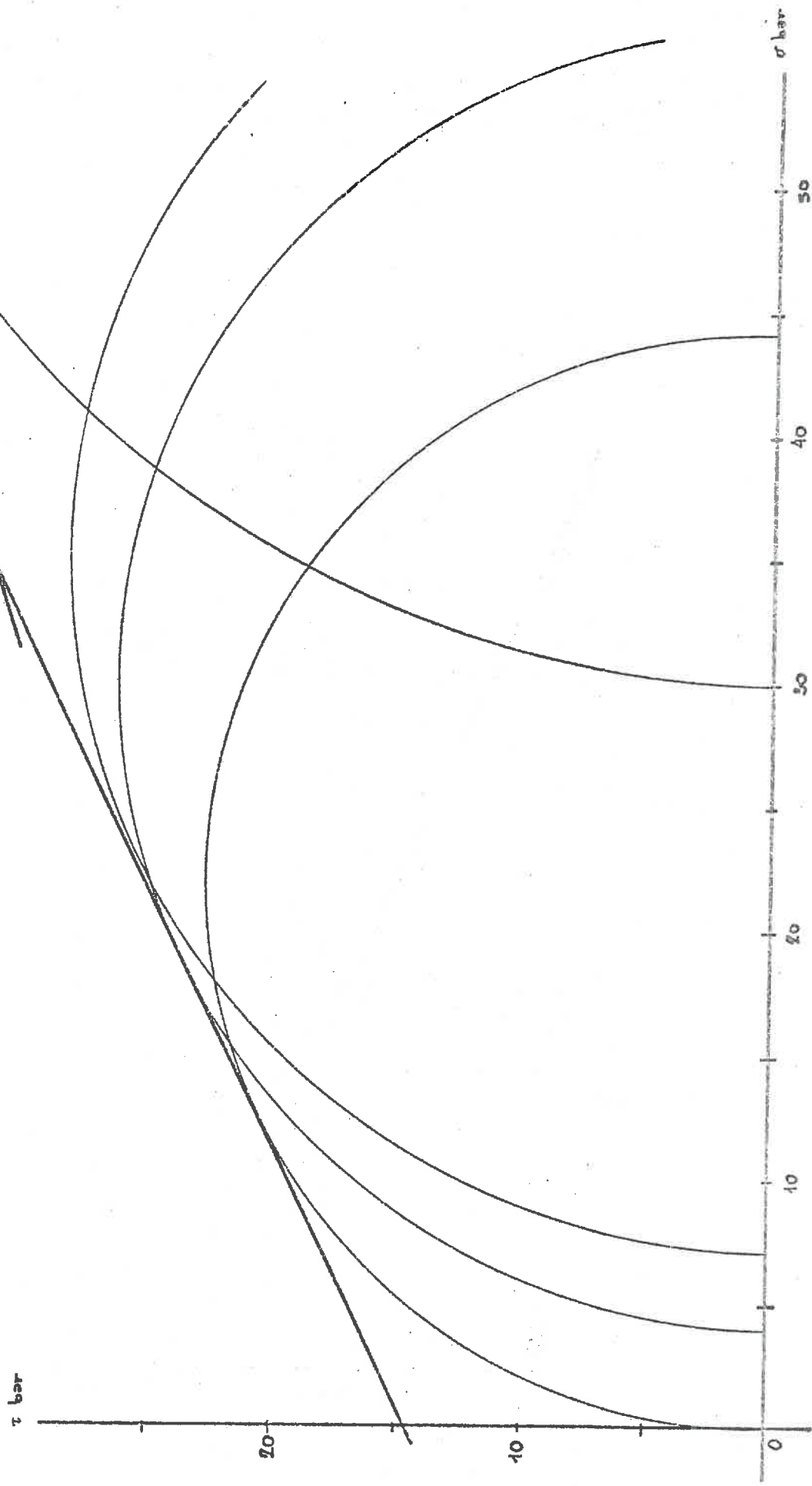
$\gamma_d: 1.86 - 1.87$
 $Sr\%: 77 - 79$

112.1 12

Fig. T-13

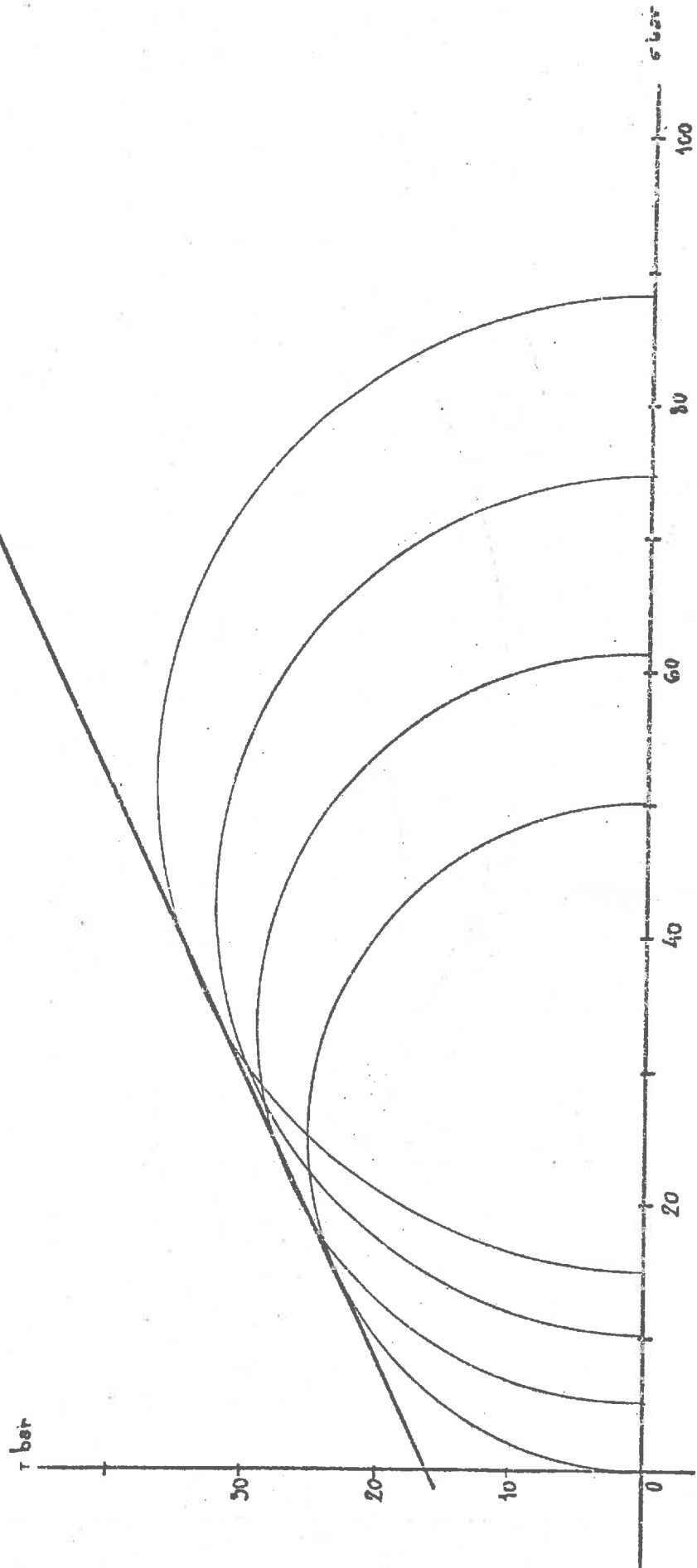


000.1 11

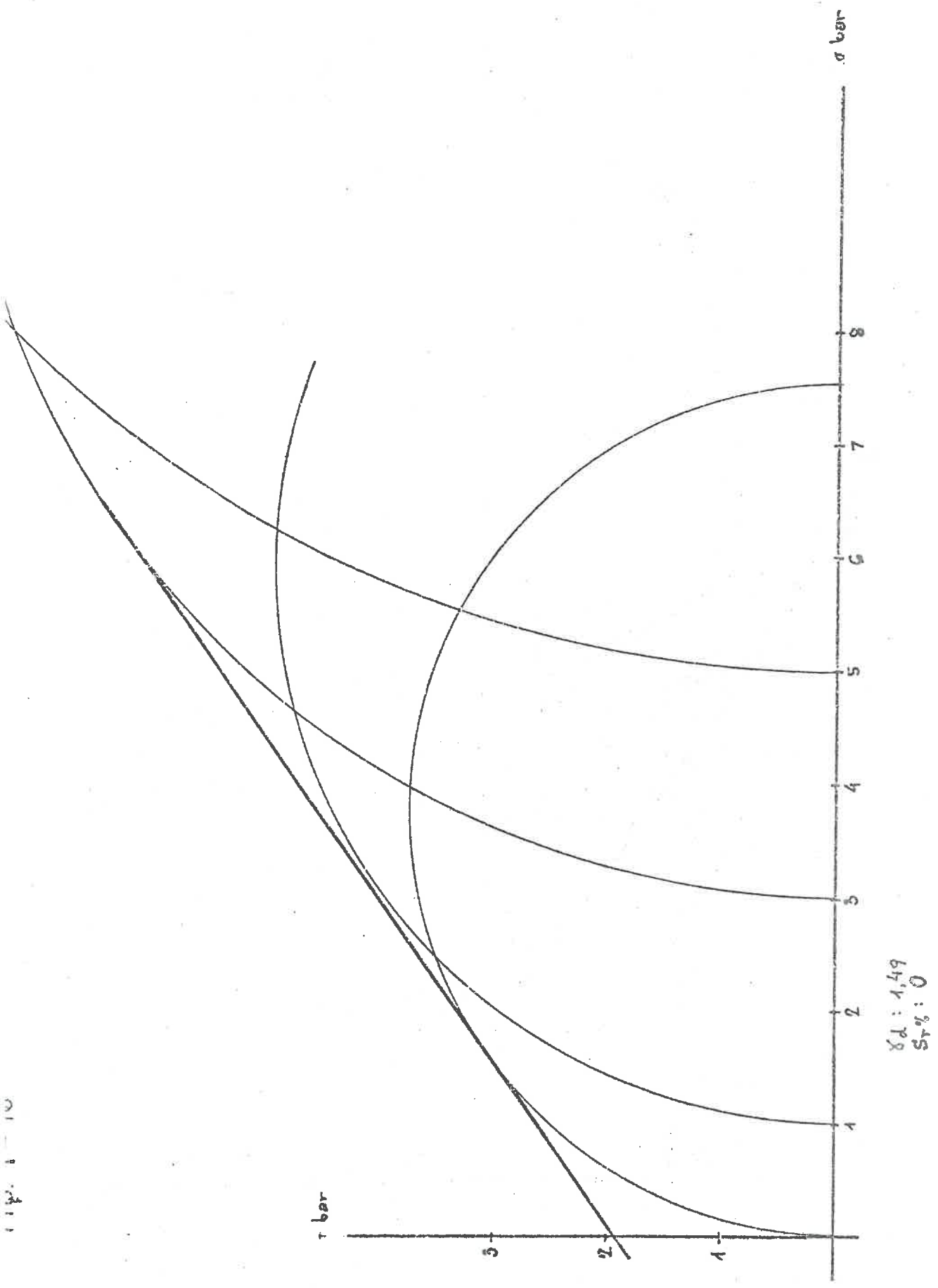


$\gamma_d: 128 - 1,89$
 $Sr\%: 57 - 59$

Fig. T-15



$\gamma_d: 1.89 - 1.91$
 $Sr: 35 - 40$



01-1-10

Fig. T-17

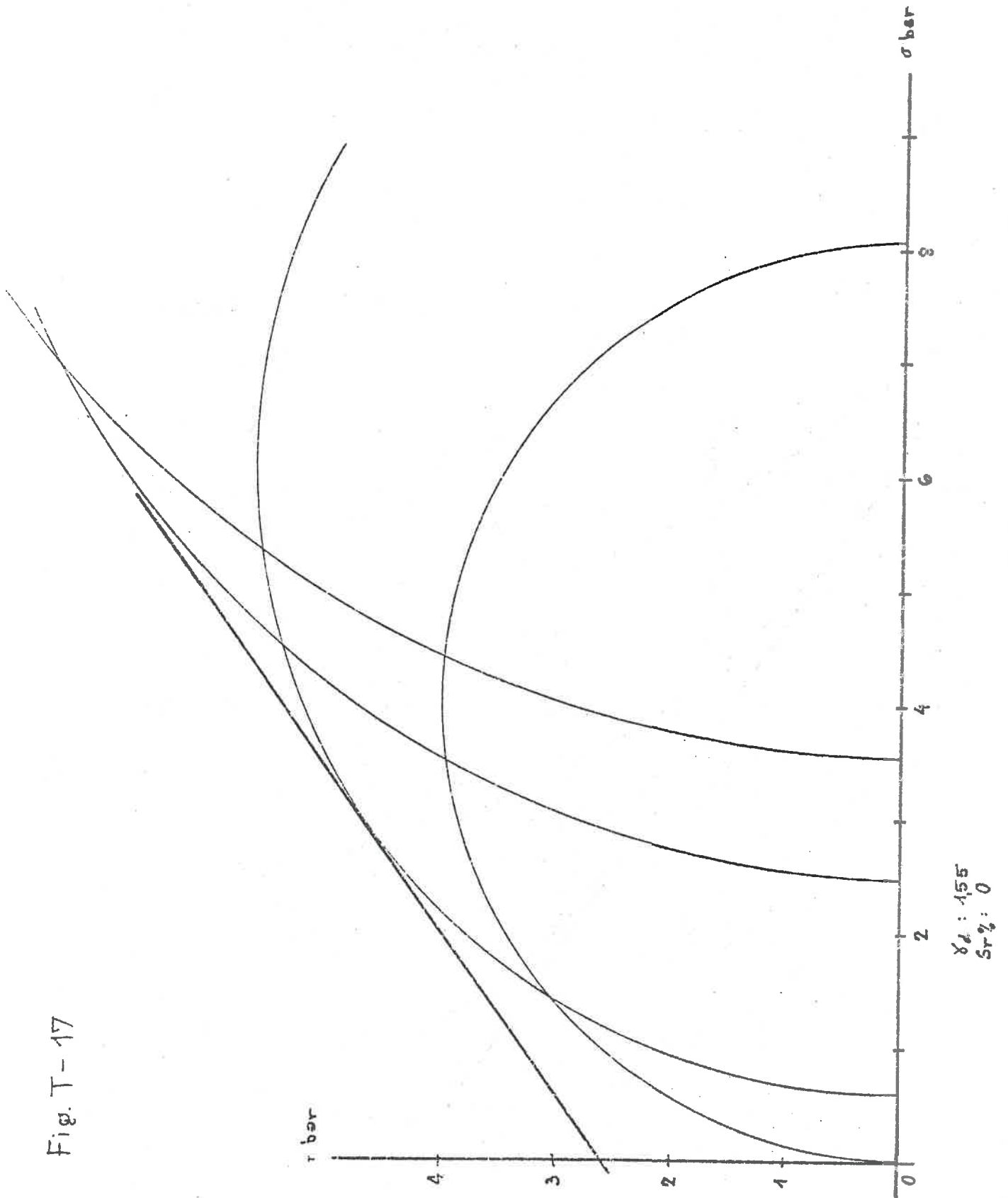


Fig. 1-18

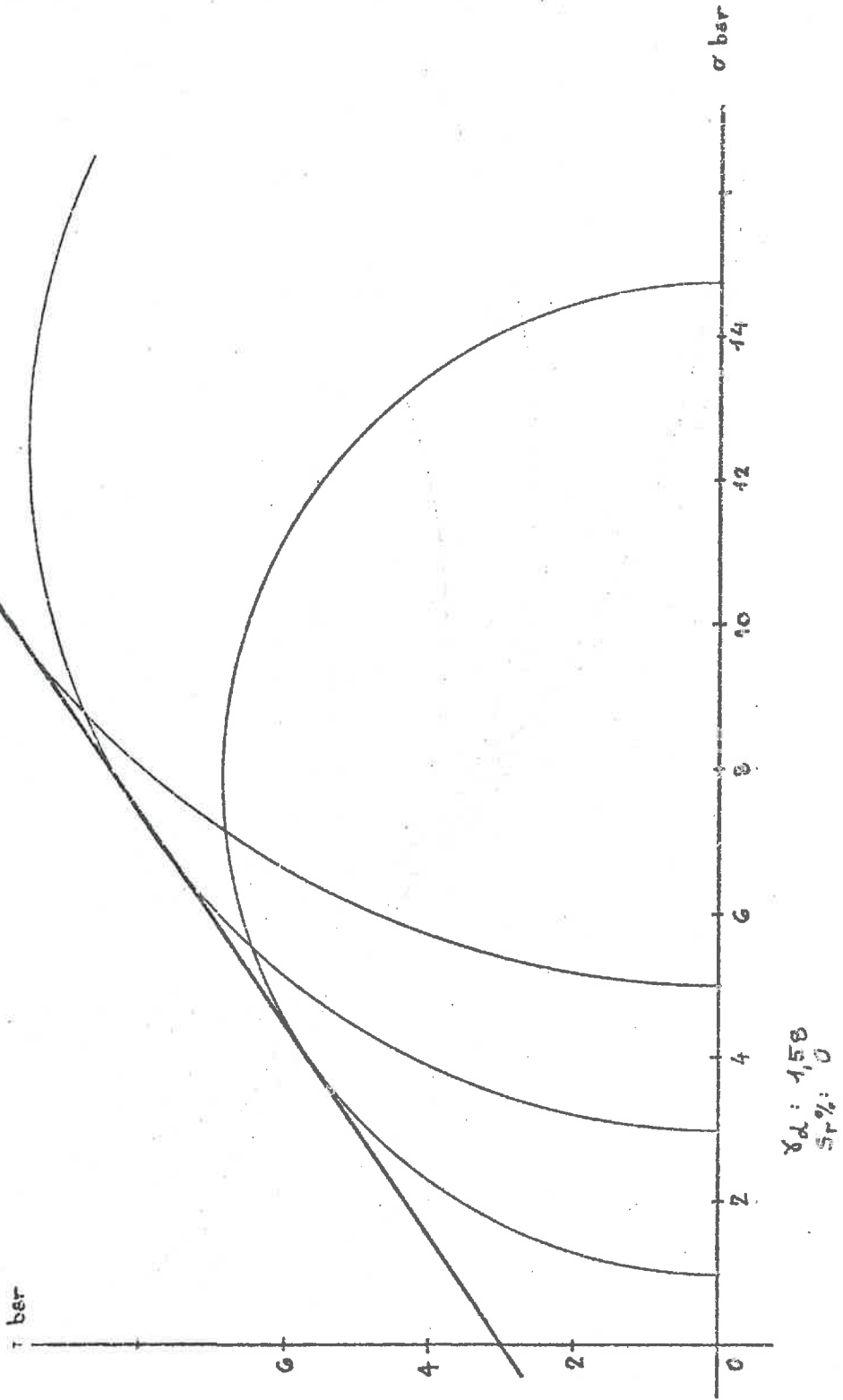
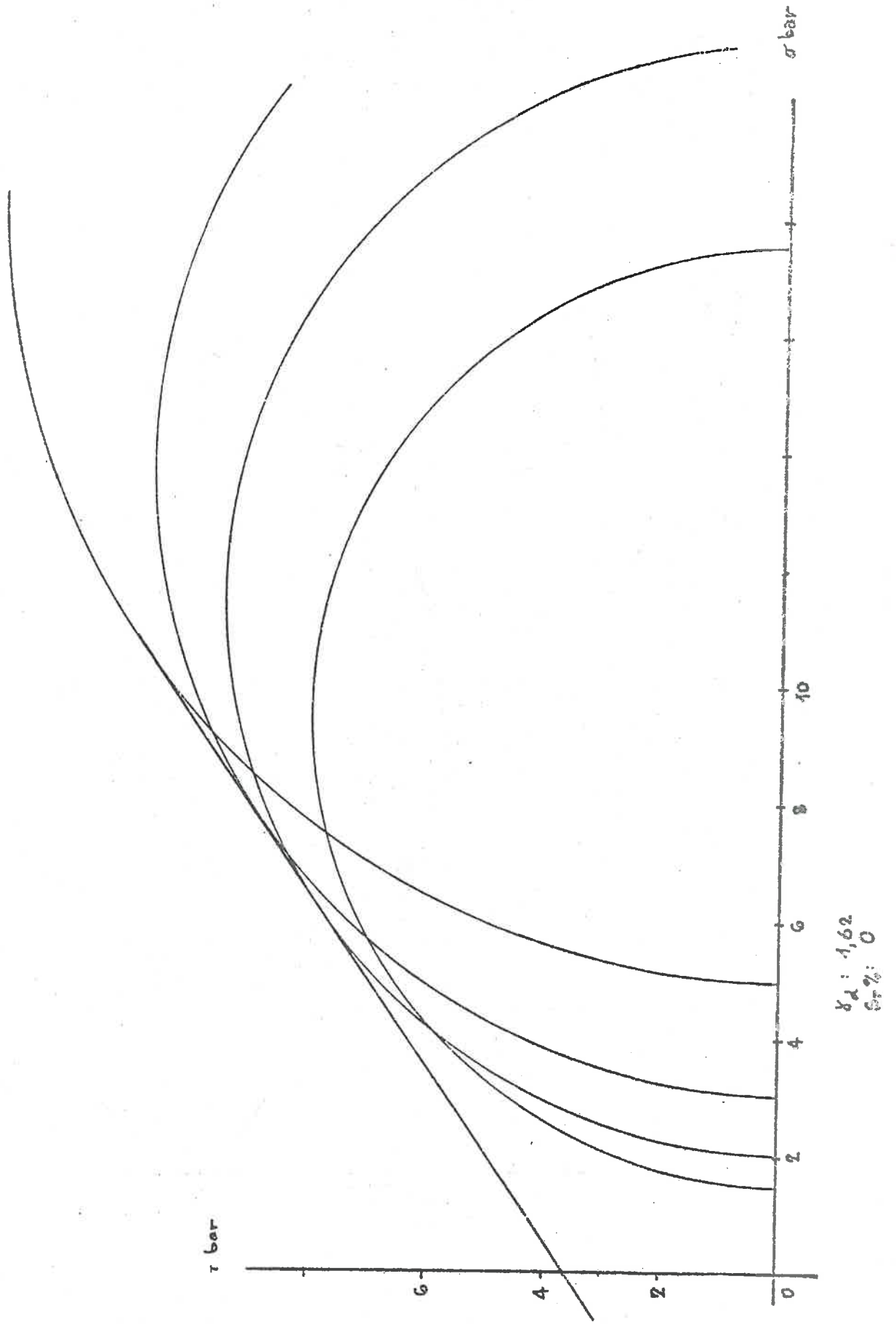


Fig. T-19



(2) – En ce qui concerne les relations entre les paramètres φ_u "pic" (φ_u "pal"), C_u "pic", C_u "pal", I_c , E_i , e , γ_d , S_r et σ_{pc} *, les différentes combinaisons obtenues ont été présentées par des graphiques fait à la main, une trentaine d'inter-dépendances en tout, et se trouvent classées dans le tableau n° 50 ci-dessous :

Y \ X		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
		e	γ_d	S_r	σ_{pc}	E_i	φ_u	C_u	I_c
I	φ_u "pic"	I_1	I_2	I_3	I_4	I_5	/	I_7	I_8
II	C_u "pic"	II_1	II_2	II_3	II_4	II_5	II_6	II_7	II_8
III	C_u "pal"	III_1	III_2	III_3	III_4	III_5	III_6	III_7	III_8
IV	I_c	IV_1	IV_2	IV_3	IV_4	IV_5	IV_6	IV_7	/

Tableau N° 50

Les relations présentées sur ces graphiques ont été obtenues à partir des valeurs moyennes des paramètres entrant en jeu, sans faire obligatoirement la distinction entre les milieux non-saturé et quasi-saturé.

Par conséquent, c'est toujours un aspect global, une tendance générale qu'on a pu montrer sur ces figures**. Il se peut qu'à l'intérieur d'un tel mouvement global prennent naissance d'autres "micro-tendances" orientées différemment (et même de sens opposés à celui d'une tendance générale).

Espérons que, dans l'avenir, grâce à la méthode expérimentale, la collaboration internationale et les possibilités extraordinaires de l'Informatique on pourra dresser un schéma plus détaillé et plus précis de tous ces rapports entre les phénomènes ayant lieu dans un matériau argileux non-saturé conditionnant son comportement mécanique, physique... On voit dans cette optique la possibilité d'obtenir des données plus exactes et fiables que l'on pourra utiliser avec plus de sûreté et de conscience tranquille dans nos calculs de plus en plus complexes et minutieux.

* φ_u "pic", φ_u "pal", C_u "pic", C_u "pal", I_c et E_i appartiennent à la classe des paramètres dépendant de "l'état initial". Les autres paramètres sont ceux de l'état initial.

** Par analogie avec le procédé global semblable utilisé par K. Terzaghi qui a, le premier, eu cette idée de simplifier les n "phases solides" en une phase unique, dite squelette, au sein de laquelle on peut définir des contraintes et des déformations au lieu des forces de contact intergranulaires et des déplacements des grains.

α) Série I ou celle de l'angle de frottement interne (φ "pic")*.

Figure I.1 – La figure illustre les variations de l'angle de frottement interne φ "pic" en fonction de l'indice des vides. On remarque une étroite corrélation entre ces deux paramètres (relation de type linéaire et inversement proportionnelle) tout au moins pour la plage des valeurs déployées dans notre étude : ce sont d'ailleurs les valeurs le plus souvent rencontrées dans la pratique.

Ce graphique permet de passer facilement d'un paramètre à l'autre en tenant compte des réserves signalées au début de ce chapitre. Ainsi, pour les valeurs "e" égale à 0,900 environ par exemple, la valeur de φ "pic" est pratiquement nulle. L'inclinaison de la droite, sur la verticale, est de 38° avec l'échelle que nous avons utilisée. (cf. fig. I.1 page 195).

Figure I.2 – Sur la figure suivante (I.2) on a représenté l'angle de frottement φ "pic" en fonction de la densité sèche (γ_d) du matériau. On en obtient une bonne corrélation linéaire selon laquelle l'angle de frottement interne croît avec la densité sèche. Le graphique permet de déterminer rapidement la valeur d'un paramètre en connaissant l'autre, ce qui donne par exemple, pour une densité sèche de 1,55 gr/cm³ environ, un angle de frottement interne nul, autrement dit le matériau considéré se trouve dans l'état quasi-saturé. Pour une valeur de $\gamma_d = 1,88$, la valeur de l'angle de frottement est de 30° environ.

L'inclinaison de la ligne droite sur l'horizontale est de 44° (avec l'échelle utilisée).

Figure I.3 – La figure I.3 montre l'évolution de l'angle de frottement φ "pic" par rapport au degré de saturation (S_r). On remarque que la relation s'approche d'une branche d'hyperbole équilatère à l'échelle logarithmique, ce qui est la forme de relation caractéristique pour le paramètre S_r ; on constate par ailleurs que l'angle φ "pic" varie en sens inverse du degré de saturation. Soulignons que le changement brusque dans l'allure de la courbe se manifeste au moment où la valeur du degré de saturation correspond à la teneur en eau de la limite de retrait (w_R).

* Dont les valeurs ne diffèrent que peu (dans le domaine considéré) des valeurs de φ "pal", ainsi on n'a considéré que la catégorie "pic"

L'expression analytique de la courbe est la suivante : $Y = 29,5 - \frac{2,63 \cdot 10^{-1}}{(0,96 - x)^{1,531}}$

Ainsi, on détermine que pour la valeur de $S_r = 95\%$ la valeur de φ "pic" est nulle (à l'état donc quasi-saturé), tandis que pour une valeur de 30% de S_r , l'angle de frottement dépasse 28° . Si la dessiccation se poursuit au-delà de cette limite (30%), on remarque que la valeur de φ "pic" varie très peu (cf. fig. I.3, page n° 196).

Figure I.4 – Sur la figure I.4 on a représenté, à l'échelle semi logarithmique, la variation de φ "pic" en fonction de la contrainte de préconsolidation (σ_{pc} étant "équivalente" pour la partie de matériau "non-saturé"). On remarque la proportionnalité directe entre ces deux paramètres, ce qui donne une valeur de 0° de φ "pic", pour les valeurs d'environ 3 bars de σ_{pc} , tandis que pour les valeurs de 70 bars, de ce dernier, l'angle de frottement interne dépasse 20° .

L'inclinaison de la ligne droite sur l'horizontale est de 64° à l'échelle utilisée (cf. figure I.4, page n° 196).

Figure I.5 – La figure I.5 montre la relation, à l'échelle semi-logarithmique, entre l'angle de frottement φ "pic" et le module de déformation (E_i). Ces deux paramètres sont directement proportionnels et la pente de la ligne droite assimilée, est inclinée sur l'horizontale à 61° à l'échelle utilisée.

Ainsi, on peut préciser qu'à la valeur de 70 bars pour E_i , l'angle de frottement interne s'annule, tandis que pour $E_i = 2\,500$ bars sa valeur dépasse 29° .

Figure I.7 – Sur la figure suivante (I.7) on a représenté les variations de l'angle de frottement φ "pic" en fonction de la cohésion non-drainée obtenue à partir des contraintes maximales (C_u "pic"). On retrouve une proportionnalité directe entre ces deux paramètres. La ligne droite passe par l'origine et est inclinée de 66° sur l'horizontale à l'échelle utilisée.

Figure I.8 – La dernière relation considérée, dans cette première série, a été l'inter-dépendance entre l'angle de frottement φ "pic" (en ordonnée) et l'indice de consistance $I_c = \frac{w_L - w}{I_p}$ (en abscisse). On a ainsi obtenu une corrélation étroite entre ces deux grandeurs représentées à l'échelle semi-logarithmique sur la figure I.8 page n° 200. Les valeurs sont directement proportionnelles et la courbe représentant cette relation linéaire passe, elle aussi, par l'origine et est inclinée à 85° sur l'horizontale à l'échelle choisie. C'est-à-dire, lorsque $I_c = 0$, la teneur en eau naturelle de matériau (w_n) est égale à sa limite de liquidité (w_L) et par conséquent φ "pic" est nul.

— Série II ou celle de la cohésion non drainée obtenue à partir des contraintes maximales (le "pic" du déviateur).

Figure II.1 — Sur cette figure (II.1) on a reporté les valeurs de Cu "pic" en fonction de l'indice des vides (e) à l'échelle semi-logarithmique. On remarque que les valeurs de Cu "pic" sont inversement proportionnelles aux valeurs de l'indice des vides. Pour la valeur de $e = 0,800$ par exemple, la valeur de Cu "pic" correspondante est d'environ 1 bar. Dans la gamme des valeurs utilisées à la valeur minimale de e (0,350) correspond la valeur maximale de Cu "pic" dépassant 15 bars. La ligne droite de corrélation est inclinée à 40° sur la verticale, à l'échelle choisie.

Figure II.2 -- Le graphique de la figure II.2, construit en reportant les valeurs de Cu "pic" en fonction de la densité sèche (γ_d), montre une proportionnalité directe entre ces deux paramètres à l'échelle semi-logarithmique. La droite de la proportionnalité est inclinée de 37° sur l'horizontale.

A titre d'exemple, on en déduit que pour $\gamma_d = 1,56$ la cohésion non drainée correspondante est de 1 bar, tandis que pour une valeur de $\gamma_d = 1,90$ la cohésion atteint environ 15 bars.

A cette occasion la figure II.2 a été complétée par la figure II.2 bis présentant la même inter-relation, composant ainsi la Fig. n° VIII.

Nous avons jugé intéressant de l'ajouter dans la mesure où ce graphique contient aussi les résultats concernant les paramètres de la résistance mécanique de la poudre sèche d'argile, obtenus à partir des essais triaxiaux. On en déduit que pour la $\gamma_d = 2,0$ (de la poudre sèche) la valeur de Cu "pic" est égale à 22 bars.

La figure II.2 bis a été reproduite à la page n° 165 du sous-chapitre consacré aux expériences sur la poudre sèche d'argile.

II.3 -- sur la figure II.3 on a reporté les valeurs de la cohésion non drainée Cu "pic" en fonction du degré de saturation (S_r). La relation représentée en coordonnées semi-logarithmiques par une branche d'hyperbole* a comme expression analytique l'équation suivante :

$$Y = 16,2 - \frac{4,21 \cdot 10^{-1}}{(0,96 - x)^{1,225}}$$

A partir de cette expression on a pu déterminer les correspondances suivantes :

Pour la valeur maximale atteinte de S_r (94 %) la valeur de la cohésion non drainée est de 1 bar, tandis qu'à la valeur minimale obtenue par dessiccation de S_r (30 %) correspond la valeur maximale de Cu "pic" trouvée pour ce type de matériau, 15 bars.

* forme de relation caractéristique pour le paramètre S_r .

Rappelons, encore une fois, l'importance du point "M" de la courbe correspondant à la limite de retrait (w_R) c'est-à-dire le point indiquant la valeur de S_r pour laquelle les particules "solides" se touchent. A partir de ce moment l'allure de la courbe change, elle s'applatit brusquement en modifiant sa direction tandis que les valeurs de la cohésion non-drainées Cu^{pic} deviennent presque constantes.

Figure II.4 — La figure II.4 relève, en coordonnées double-logarithmiques,* une excellente corrélation entre la cohésion non-drainée Cu^{pic} et la contrainte de préconsolidation (σ_{pc}). A partir de cette relation et pour le matériau considéré on peut déterminer, pour chaque valeur de σ_{pc} , une valeur correspondante de Cu^{pic} qui lui est directement proportionnelle. L'inclinaison de la droite de corrélation est de 42° sur l'horizontale. Les valeurs "limites", pour les cas observés sont :

- pour σ_{pc} min de 1 bar, Cu^{pic} est de 1,0 bar,
- pour σ_{pc} max de 100 bars, Cu^{pic} est de 15,0 bars environ.

Figure II.5 — Une proportionnalité directe, à l'échelle double-logarithmique, entre la cohésion non-drainée Cu^{pic} et le module de déformation (E_i) a été obtenue et représentée sur la figure II.5.

La corrélation linéaire est étroite et son angle avec l'horizontale atteint 37° . Les valeurs corrélatives extrêmes sont les suivantes :

- pour E_i min 10,0 Cu^{pic} est de 1,00 bar
- pour E_i max 3 600,0 Cu^{pic} est de 15,50

Figure II.6 — La figure II.6 montre une étroite corrélation entre la cohésion non-drainée Cu^{pic} et l'angle de frottement interne φ^{pic} , confirmant ce qui a été déjà dit à propos de la figure I.6. On cite, à titre d'exemple, quelques "valeurs-couples" de cette inter-dépendance :

- pour φ^{pic} min 0 Cu^{pic} est de ≈ 0
- pour φ^{pic} max 30 Cu^{pic} est de 15.5

Remarque — Quant au graphique représentant les valeurs de la cohésion non-drainée Cu^{pic} en fonction de la cohésion non-drainée cu^{pal} voir la figure III.7 page 199.

Figure II.8 — Sur la figure II.8, terminant cette série, on a reporté les valeurs de la cohésion non-drainée Cu^{pic} en fonction de l'indice de consistance I_c . La relation obtenue en coordonnées semi-logarithmiques, s'approche d'une droite d'une allure très semblable à celle de la figure I.8. L'inclinaison de la droite, sur l'horizontale, est d'ailleurs la même que pour la droite de la figure I.8 (85°).

* aussi bien qu'en coordonnées arithmétiques.

Série III ou celle de la cohésion non-drainée obtenue à partir des contraintes résiduelles.

Pour cette série les valeurs de la cohésion ont été obtenues à partir, non plus des contraintes maximales, mais des contraintes "résiduelles" correspondant au "palier" (plage) de la courbe effort-déformation, leur valeur se situant plus précisément à 20 % de "déformation" de l'échantillon.

Avant de passer en revue les interdépendances du paramètre Cu"pal" mis en relation avec les autres paramètres*, faisons remarquer que, dans cette série exceptionnellement pour ce groupe, on a distingué deux états de matériau, quasi-saturé d'une part et partiellement saturé d'autre part représentés cependant sur le même graphique. On remarquera aussi une certaine analogie des formes des inter-relations de la série II (Cu"pic") et celles de la série III (Cu"pal").

Figure III.1 — Si l'on reporte en coordonnées semi-logarithmiques les valeurs de la cohésion non-drainée Cu"pal" en fonction de l'indice des vides (figure III.1. page 201) on obtient une relation linéaire pour le matériau quasi-saturé et une autre relation linéaire pour le matériau non-saturé qui se situe sur le graphique, plus près de l'ordonnée.

Les valeurs de Cu"pal" sont inversement proportionnelles à celles de l'indice des vides et les inclinaisons de deux droites, sur la verticale, sont respectivement de 35° (pour le milieu quasi-saturé) et de 30° (pour le milieu non-saturé).

Figure III.2 — La cohésion non-drainée Cu"pal" reportée, en fonction de la densité sèche, en coordonnées semi-logarithmiques, (la figure III.2) montre deux alignements de points distincts s'approchant d'une droite, le premier correspondant au matériau quasi-saturé, (plus près de l'ordonnée) et le deuxième correspondant au matériau non-saturé.

Les valeurs d'un paramètre sont directement proportionnelles aux valeurs de l'autre avec, respectivement et pour chaque droite d'interdépendance, les angles d'inclinaison de 55° (pour le quasi-saturé) et de 52° (pour le non-saturé).

Figure III.3 — La cohésion non-drainée Cu"pal" reportée en fonction du degré de saturation sur la figure III.3 en coordonnées logarithmiques, donne une courbe de forme caractéristique proche d'une branche d'hyperbole dont l'équation est la suivante

$$Y = 3,5 - \frac{2,34 \cdot 10^{-2}}{(0,94 - x)^{0,554}}$$

On remarque que les valeurs de Cu"pal" sont inversement proportionnelles aux valeurs du degré de saturation (Sr). D'autre part, sur cette figure, on a pu établir (cas unique

* L'indice des vides, de la densité sèche, du degré de saturation, de la contrainte de préconsolidation, du module de déformation, etc.

pour la série III) la courbe intégrale connue aux deux états de matériau, quasi-saturé et non-saturé. La cohésion non-drainée Cu^{pal} , à partir d'état proche de la saturation complète, croît rapidement avec la diminution de S_r obtenue par la dessiccation, puis à partir de la limite de retrait, elle n'augmente que très peu ou on pourrait même dire reste pratiquement constante.

Figure III.4 – Une relation linéaire relie les valeurs de la cohésion Cu^{pal} aux valeurs de la contrainte de préconsolidation σ_{pc} et elle a pu être établie uniquement pour le matériau non-saturé (cf. la figure III.4, page 202). On constate que les deux paramètres sont directement proportionnels l'un à l'autre et que la courbe représentant cette relation linéaire à l'échelle double-logarithmique, est inclinée à 41° sur l'horizontale. Citons ci-après quelques valeurs numériques qui en découlent :

- pour σ_{pc} égale 10 bars, la valeur de Cu^{pal} est 0,65 bar
- pour σ_{pc} égale 70 bars, la valeur de Cu^{pal} est 3,50 bars

Figure III.5 – Si on reporte, à l'échelle double-logarithmique, les valeurs de la cohésion non-drainée Cu^{pal} en fonction du module de déformation (E_i) on constate, (cf. figure III.5, page 202), également une proportionnalité directe entre ces deux paramètres. A partir de ce graphique on peut déterminer que, par exemple, pour une valeur de 120 bars du module de déformation la valeur correspondante de Cu^{pal} n'est que de 0,300 bar, tandis que pour une valeur de 2500 bars du module de déformation, la valeur de Cu^{pal} est dix fois plus grande, soit de 3,00 bars. L'inclinaison de la droite de corrélation est de 37° sur l'horizontale.

Figure III.6 – Les valeurs de Cu^{pal} reportées en coordonnées semi-logarithmiques en fonction de l'angle de frottement interne ($\varphi^{pic} \approx \varphi^{pal}$) présente une proportionnalité directe entre ces deux paramètres. Cette relation linéaire, dont l'inclinaison sur l'horizontale à l'échelle choisie se situe autour de 33° , n'a pu être établie que pour le matériau non-saturé (cf. figure III.6, page 201).

Figure II.7 et III.7 – Les valeurs de la cohésion non-drainée Cu^{pic} sont directement proportionnelles aux valeurs de la cohésion non-drainée Cu^{pal} (cf. figures II.7 et III.7 pages 198 et 201) et vice-versa, cela étant valable tout au moins, pour le matériau et les conditions particulières de nos expérimentations. La relation linéaire entre ces deux paramètres est établie uniquement à partir des résultats obtenus lors des essais sur le matériau non-saturé.

Dans le cas où l'on représente Cu^{pic} en fonction de Cu^{pal} (figure III.7) l'inclinaison de la droite de corrélation est de 76° sur l'horizontale (figure III.7). On constate donc que les valeurs de Cu^{pic} , dans un milieu non-saturé, augmentent, lors de la dessiccation, environ trois fois plus vite que les valeurs correspondantes de Cu^{pal} .

Figure III.8* — Sur la dernière figure appartenant à la série III, on a reporté les valeurs de $Cu''pal''$ en fonction de l'indice de consistance (I_c). On a obtenu comme relation, une courbe proche d'une branche de parabole (l'échelle est arithmétique) dont le sommet est tourné vers le bas. C'est pour la première fois que l'on trouve une relation de cette forme car jusqu'à présent toutes les formes avaient été soit linéaires soit de type hyperbolique.

Les résultats utilisés pour la construction du graphique ont été obtenus uniquement à partir des essais sur le matériau non-saturé puisque pour le milieu quasi-saturé on n'obtient qu'un point sur le graphique.

Série IV ou celle de l'indice de consistance

Une remarque importante s'impose : l'indice de consistance (cf. page 157) est un paramètre à part** puisque c'est le seul qui provienne d'un essai exécuté sans contrôle ni maîtrise de la densité du matériau testé. Il serait pertinent de relier cette particularité avec le fait que presque toutes les formes de relations englobant ce paramètre ne suivent plus étroitement un alignement linéaire mais dans la plupart des cas s'approchent des autres formes d'interdépendance plus compliquées et donc plus difficile à manier.

Presque tous les graphiques de cette série IV ont été construits en considérant le milieu quasi-saturé séparément du milieu non-saturé.

Figure IV.1 — Les valeurs de l'indice de consistance (I_c) sont inversement proportionnelles aux valeurs de l'indice des vides. Le graphique IV.1, construit à l'échelle bi-logarithmique en reportant les valeurs de I_c en fonction de e , s'approche d'une ligne droite dont l'inclinaison, sur la verticale, est de 24° . A partir de ce graphique on a pu obtenir les résultats numériques suivants :

- pour e égal à 0,76 la valeur de I_c se situe autour de 1,02
- pour e égal à 0,49 la valeur de I_c est presque 1,30
- pour e égal à 0,35 la valeur de I_c atteint environ 1,63

Figure IV.2 — Si l'on reporte à l'échelle arithmétique les valeurs de l'indice de consistance (I_c) en fonction de la densité sèche (γ_d) on constate que les deux paramètres sont directement proportionnels.

L'inclinaison de la droite de corrélation, sur l'horizontale, est de 38° à l'échelle utilisée.

* Cette figure n'est pas représentée dans ce mémoire.

** Voir à ce sujet biblio. 41, 44 et 67 ; c'est une propriété analogue à la compacité relative des sols sans cohésion.

On indique ci-dessous, à titre d'exemple, quelques valeurs numériques :

- pour γ_d égale à 1,90, la valeur de $I_c = 1,31$
- pour γ_d " à 1,70, la valeur de $I_c = 1,16$
- pour γ_d " à 1,48, la valeur de $I_c = 1,0$

Figure IV.3 - Lorsque l'on reporte les valeurs de l'indice de consistance (I_c) en fonction du degré de saturation (S_r) on retrouve la courbe caractéristique proche d'une branche d'hyperbole, allant toujours de paire avec le paramètre S_r . L'équation de l'hyperbole est la suivante :

$$Y = 1,43 - \frac{1,12 \cdot 10^{-2}}{(0,96 - x)^{1,151}}$$

La relation est représentée sur la figure IV.3 à la page 204 en coordonnées semi-logarithmiques dont voici quelques exemples numériques :

- pour $S_r = 95\%$, la valeur de $I_c = 1,00$
- pour $S_r = 80\%$, la valeur de $I_c = 1,30$
- pour $S_r = 30\%$, la valeur de $I_c = 1,42$

Figure IV.5 - Si l'on reporte les valeurs de l'indice de consistance en fonction du module de déformation E_i on obtient une proportionnalité entre ces deux paramètres et cette relation est illustrée par le graphique de la figure IV.5, en coordonnées semi-logarithmiques ; l'inclinaison de la droite sur l'horizontale est de 28° (à l'échelle choisie). Les points expérimentaux, obtenus à partir des valeurs moyennes, sont plus ou moins bien alignés. Voici quelques exemples numériques :

- pour $E_i = 62$, la valeur de $I_c = 1,03$
- pour $E_i = 3\ 600$, la valeur de $I_c = 1,40$

Figure IV.7 - La figure IV.7 a été construite en reportant les valeurs de l'indice de consistance en fonction de la cohésion non-drainée C_u "pic". On constate une tendance de proportionnalité entre ces deux paramètres, et les points expérimentaux, obtenus à partir des valeurs moyennes, se trouvent plus ou moins bien alignés. Par conséquent la figure présente un aspect général et schématique de la relation entre ces deux paramètres.

Voici quelques exemples numériques :

- pour C_u "pic" = 1,0 b , la valeur de $I_c = 1,03$
- pour C_u "pic" = 6,0 b , la valeur de $I_c = 1,25$
- pour C_u "pic" = 22,0 b , la valeur de $I_c = 1,42$

Figures IV.4 et IV.6 - Pour les deux dernières relations de cette quatrième série, représentées par les figures IV.4 et IV.6, il ne nous a pas été possible de trouver une interdépendance de forme graphique simple et "opérationnelle".

Sur la figure IV.4 on a reporté l'indice de consistance en fonction de la contrainte de préconsolidation (σ_{pc}), tandis que sur la figure IV.6 le même indice I_c est représenté en fonction de l'angle de frottement interne (φ' "pic").

Dans les deux cas, comme on l'a dit plus haut, on obtient des relations en forme de lettre S n'étant pas pratique à manier et qui, par conséquent, ne figurent pas dans ce mémoire.

Les relations, concernant ce deuxième grand groupe d'interdépendances, sont illustrées par les graphiques figurant sur les pages 195 à 205.

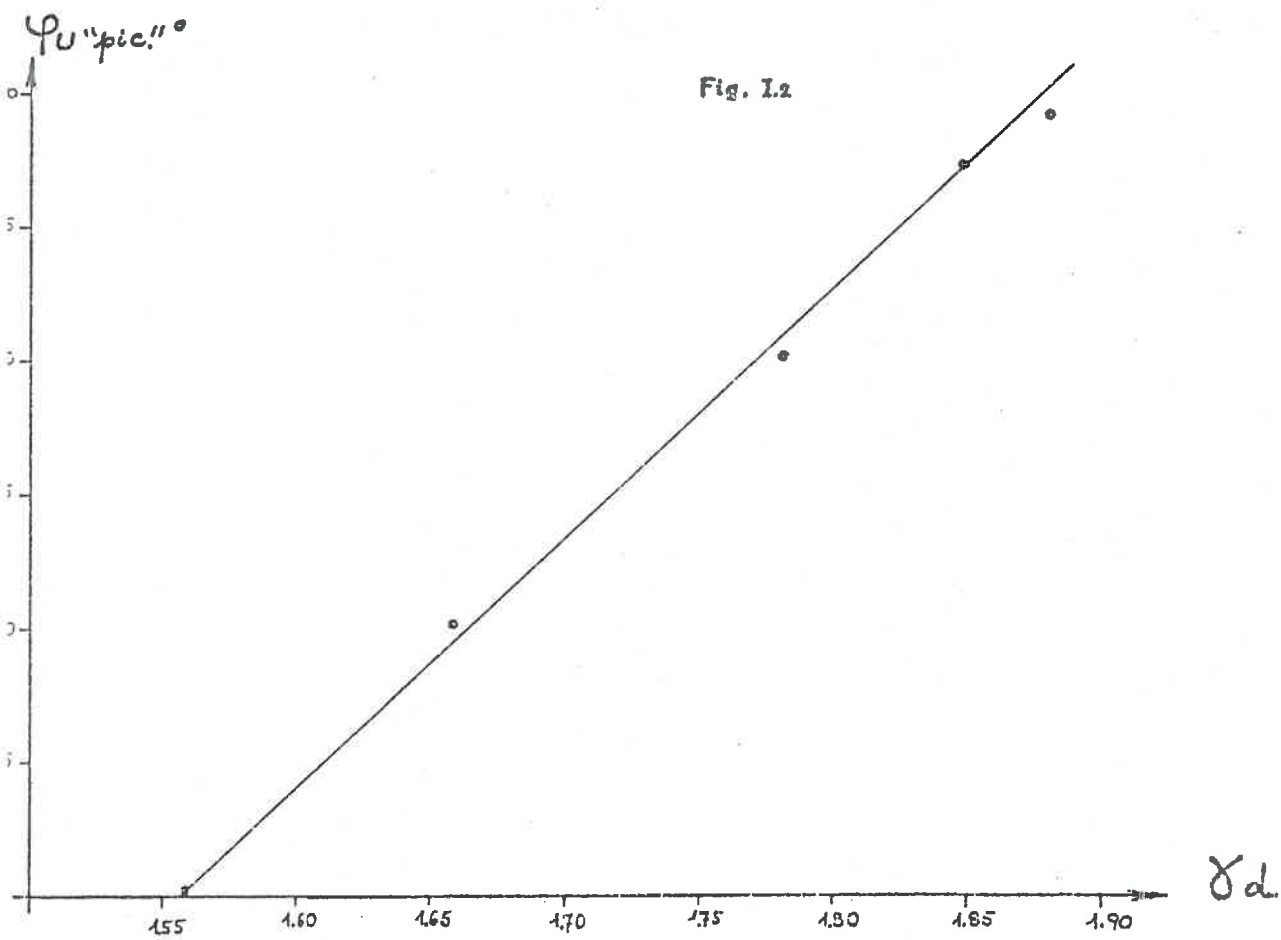
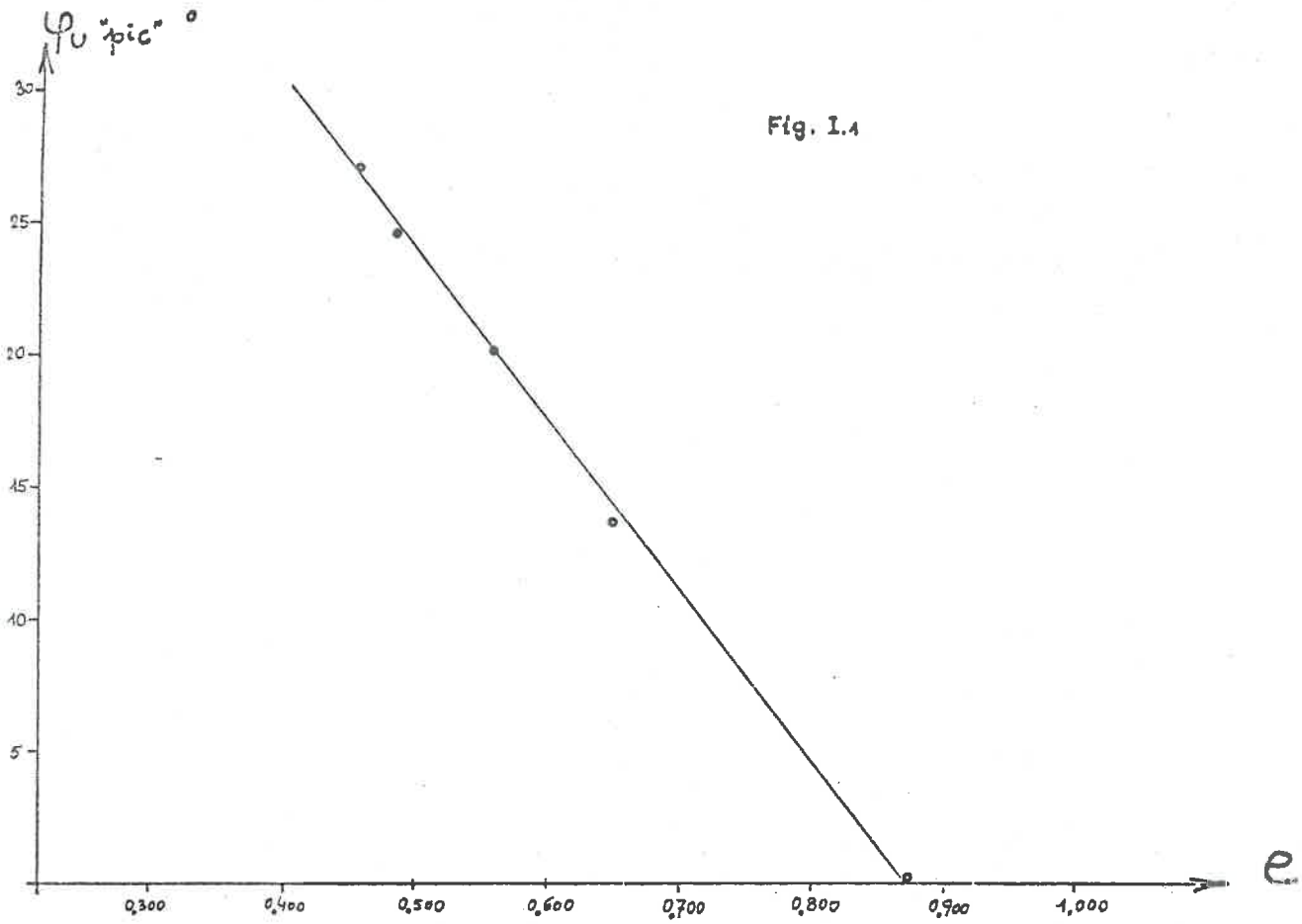


Fig. I.3

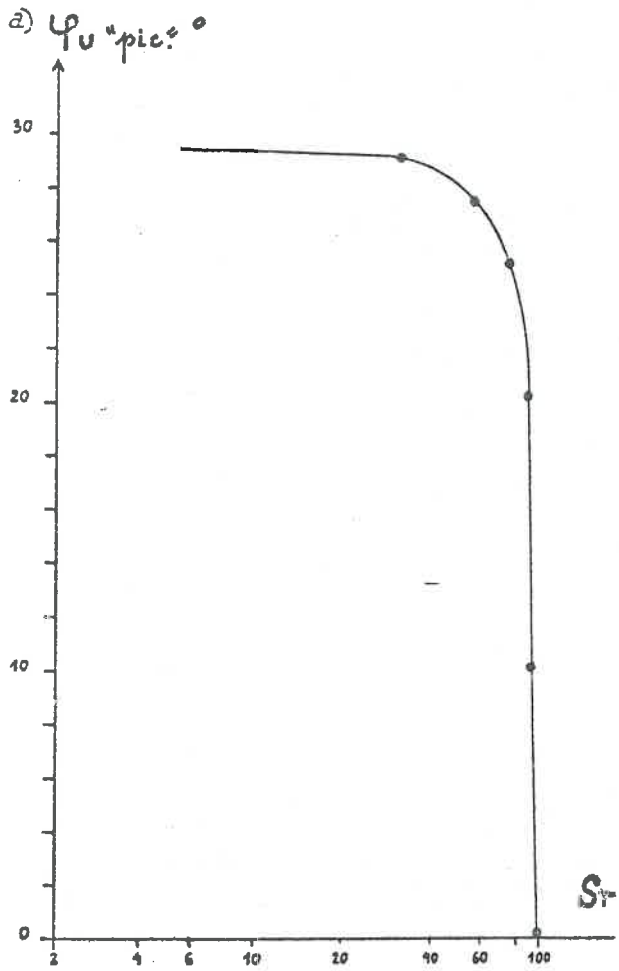
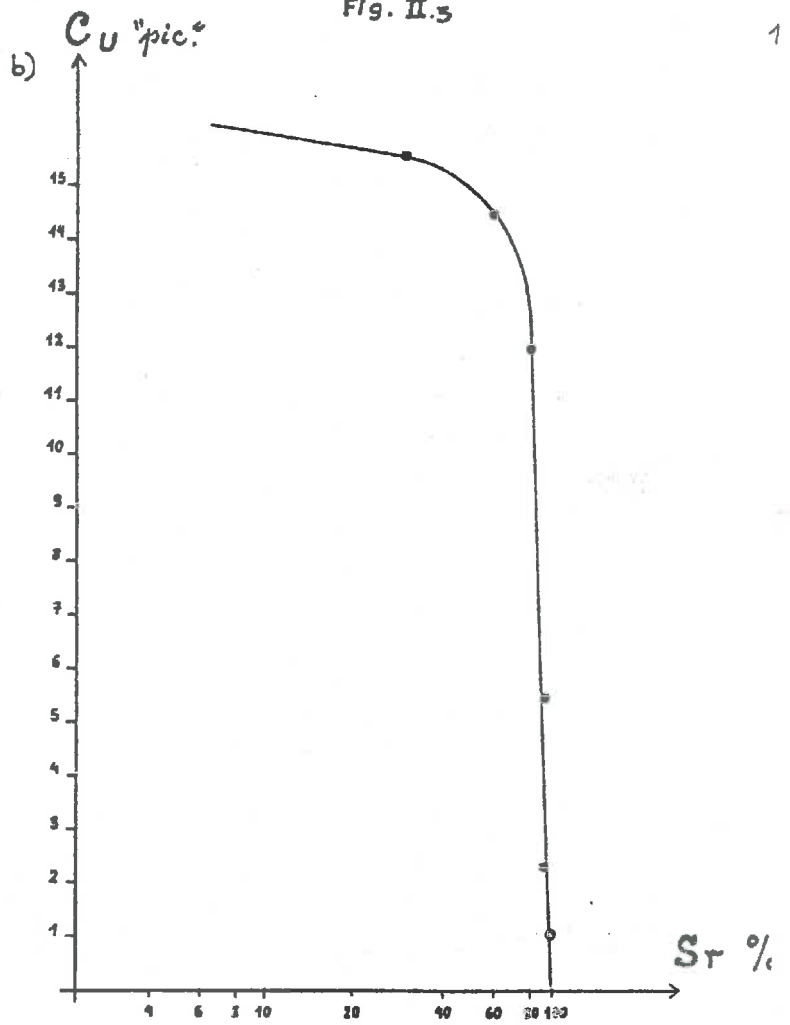
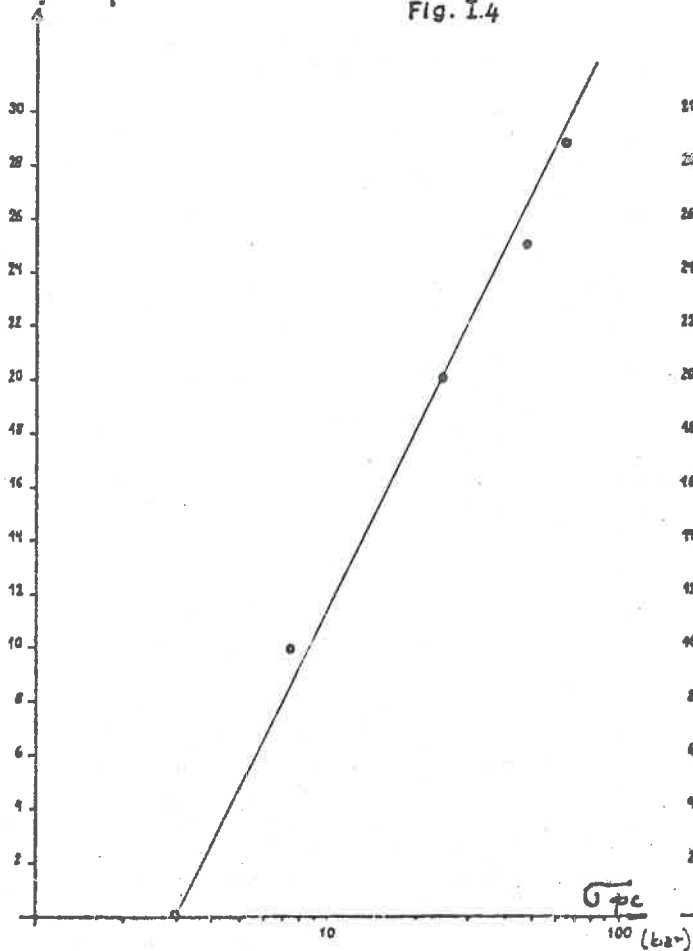


Fig. II.3



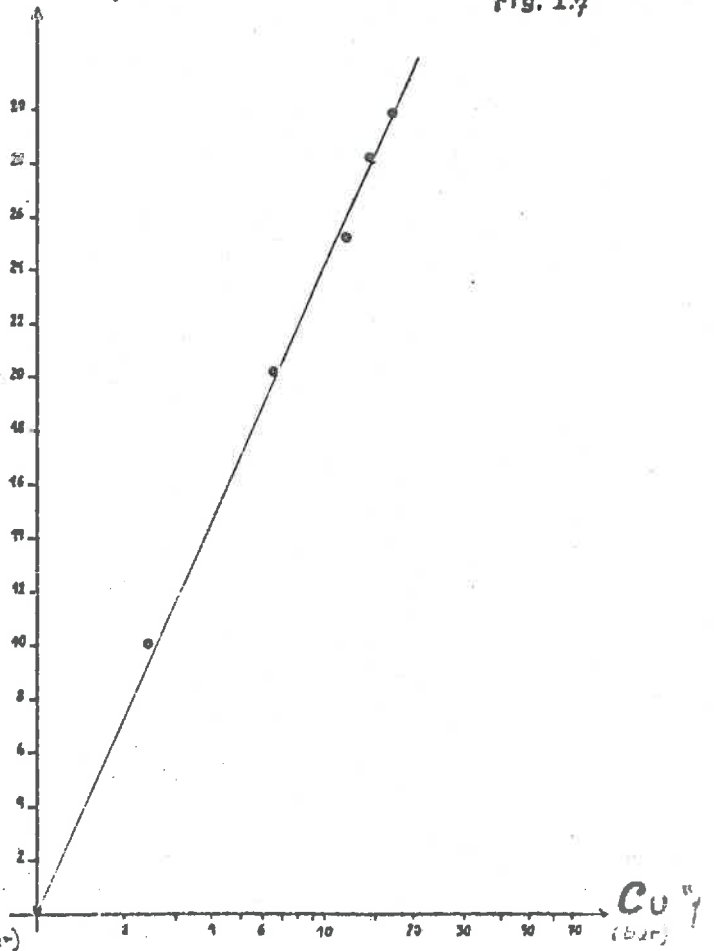
Ψ_U "pic." °

Fig. I.4



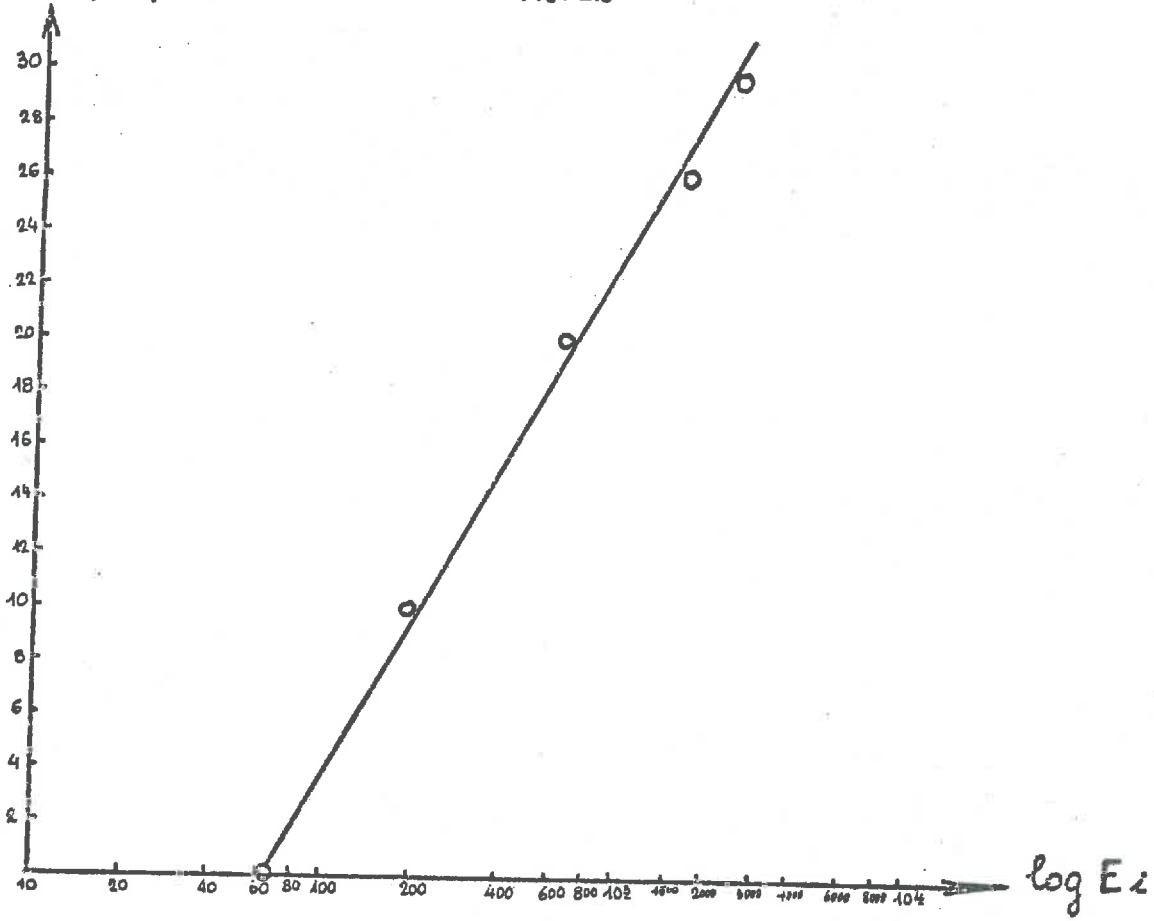
Ψ_U "pic." °

Fig. I.7



ψU^{pic}°

Fig. I.5



$\log C U^{pic}$
(bar)

Fig. II.4

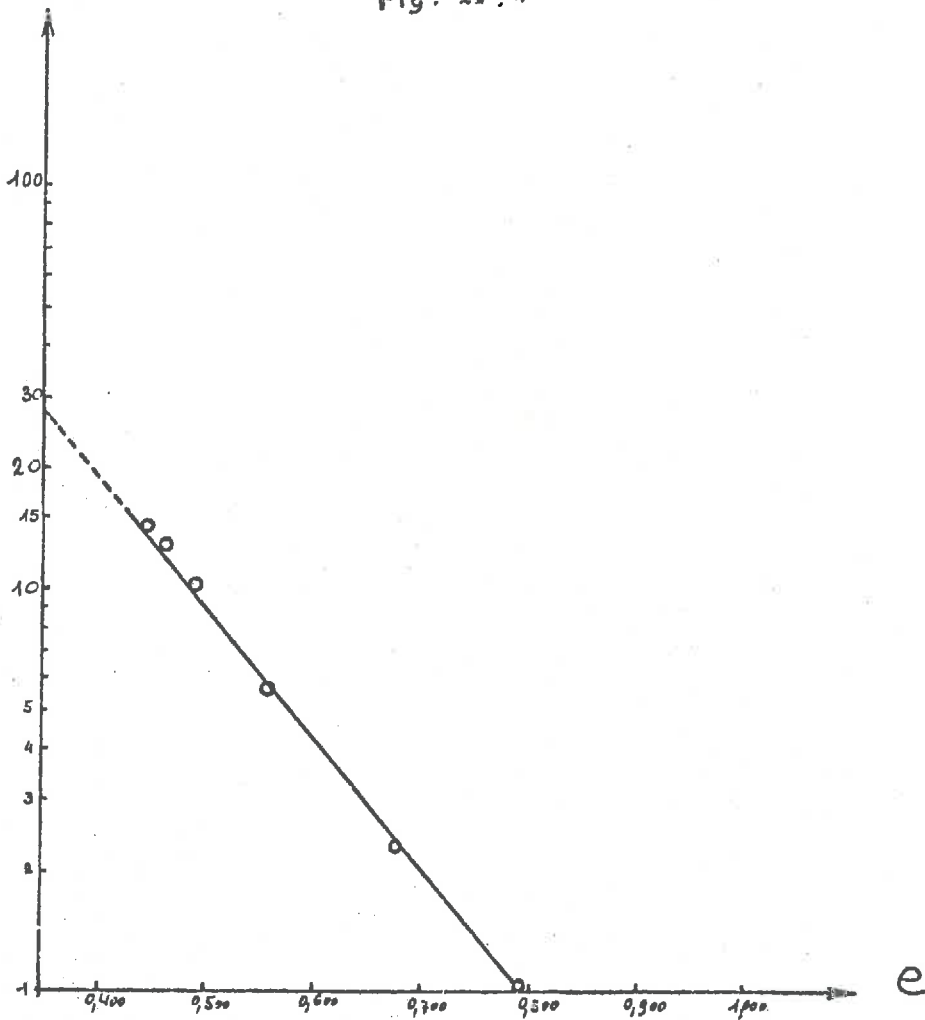


FIG. II.7

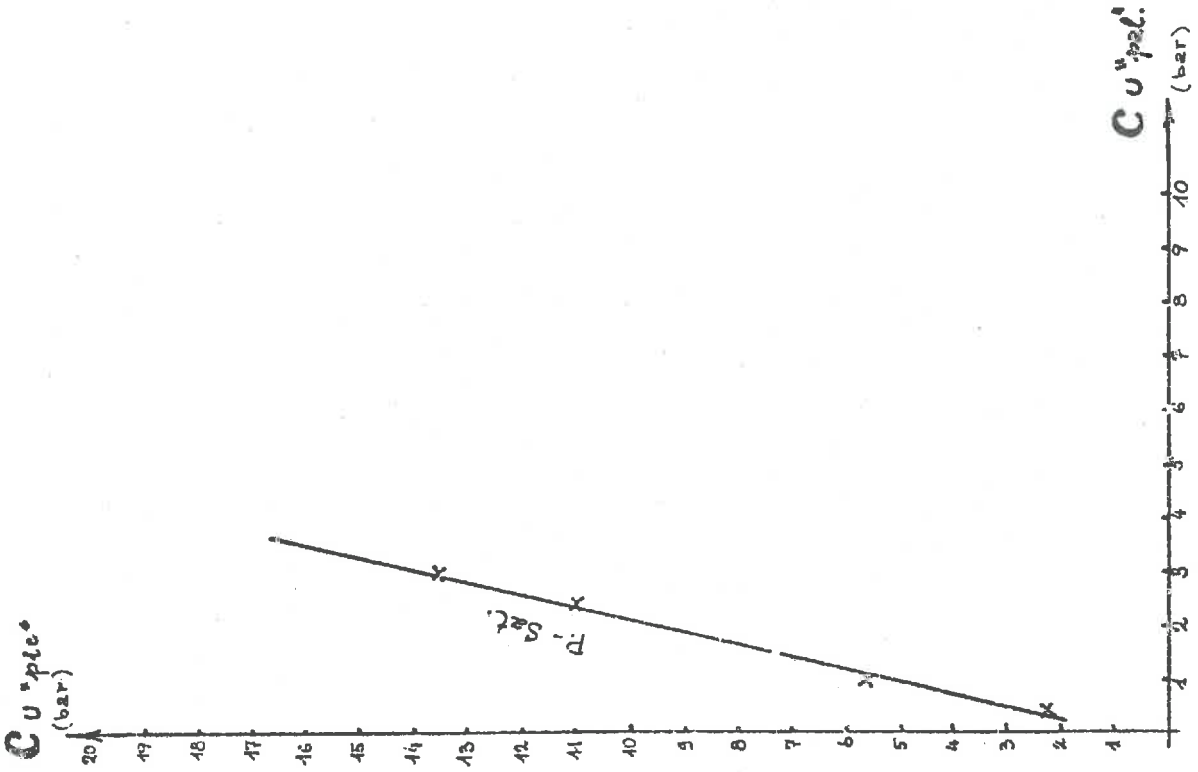
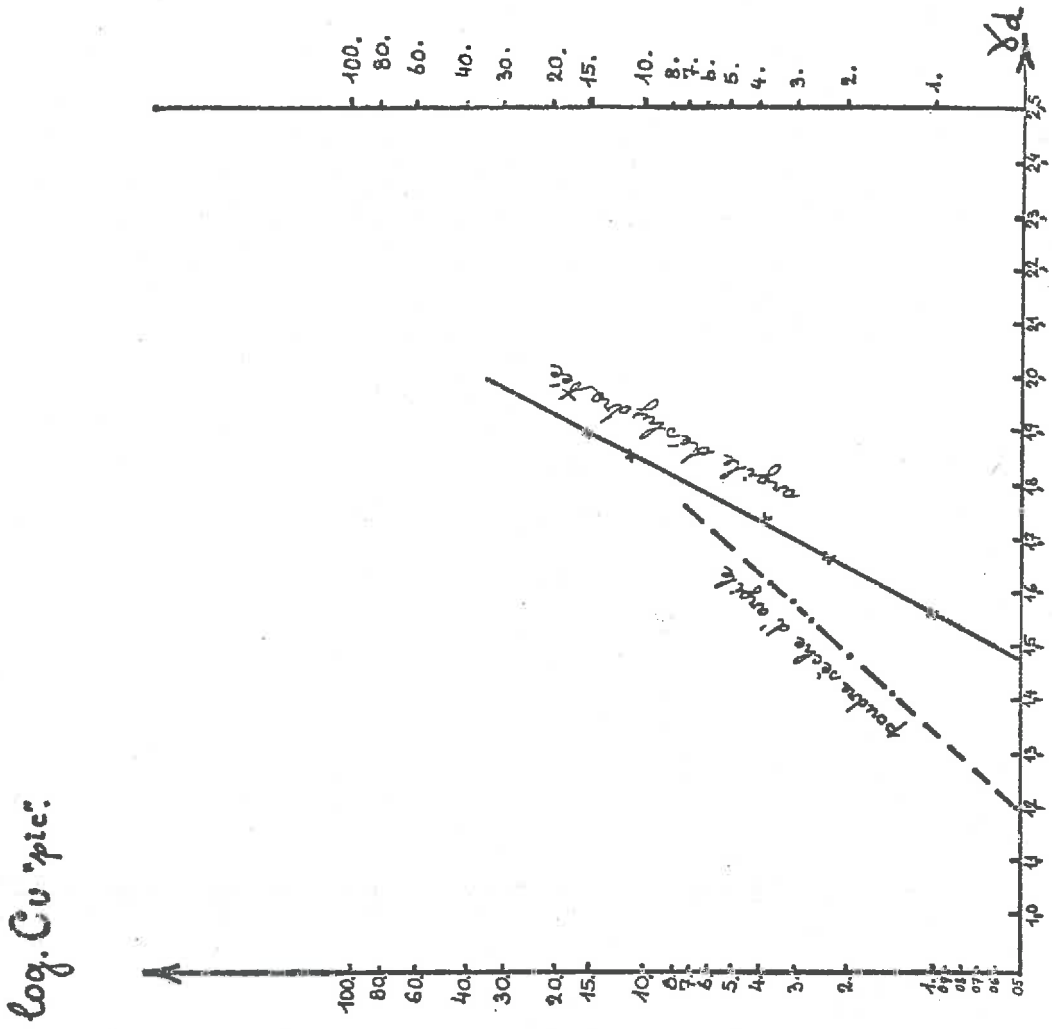


FIG. II.2



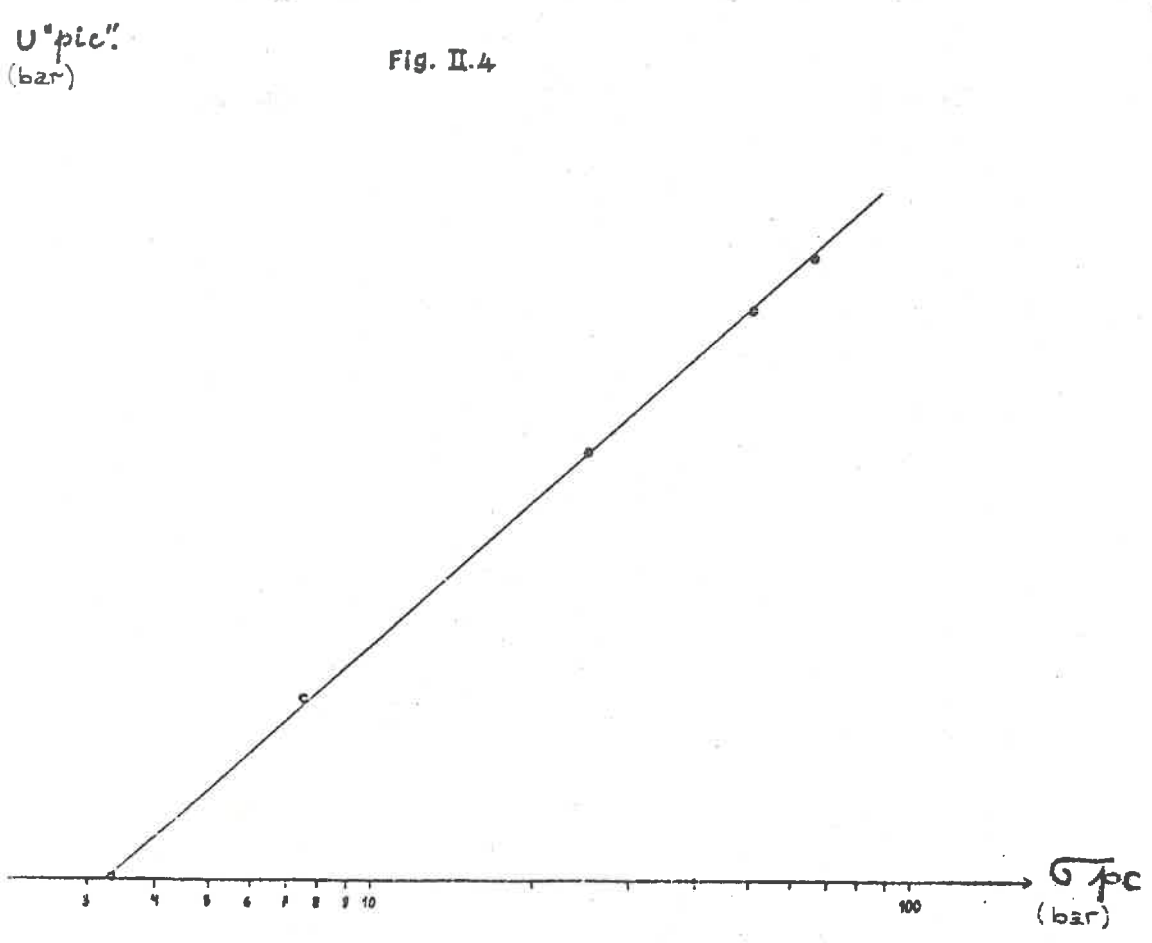
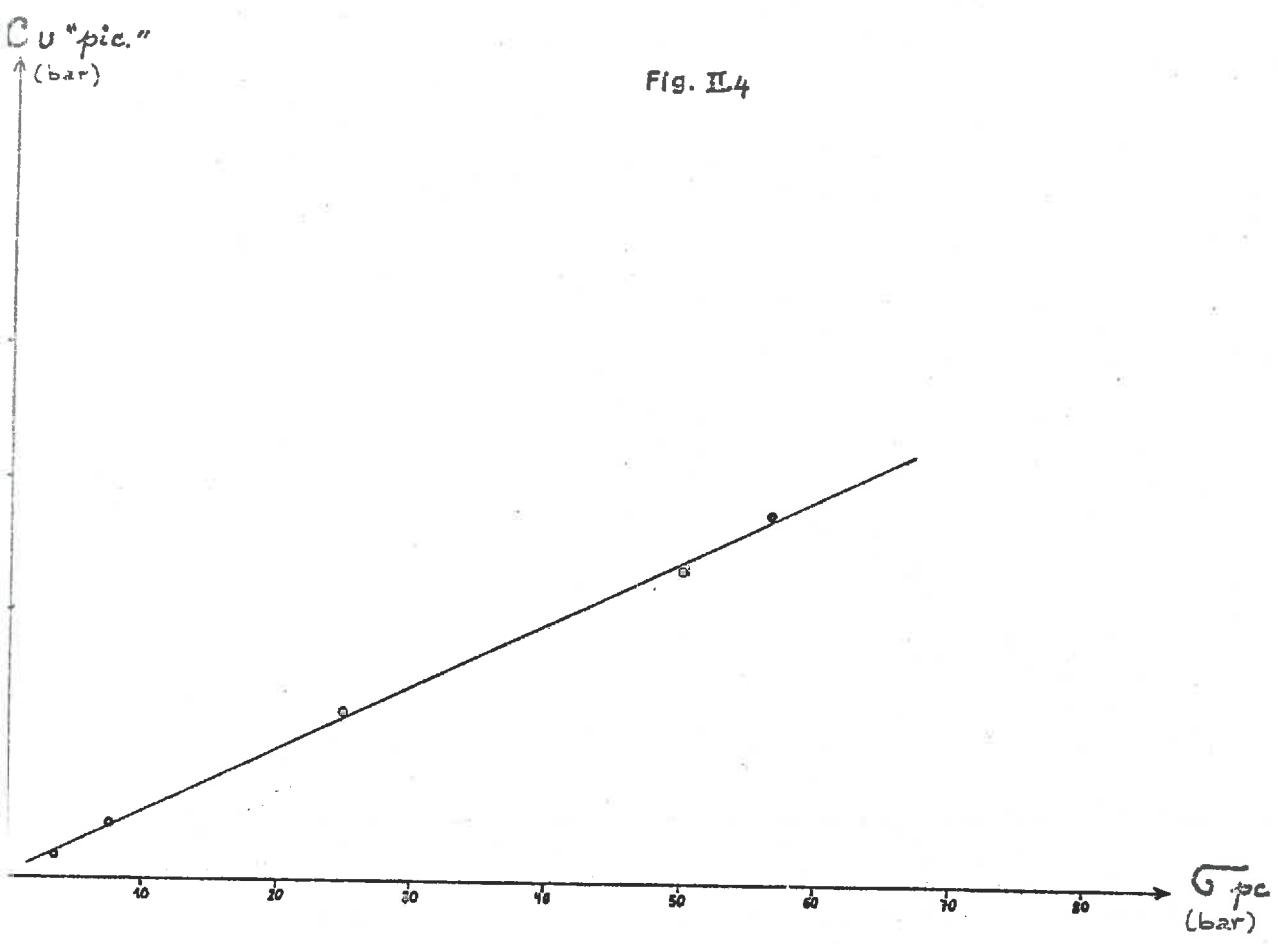
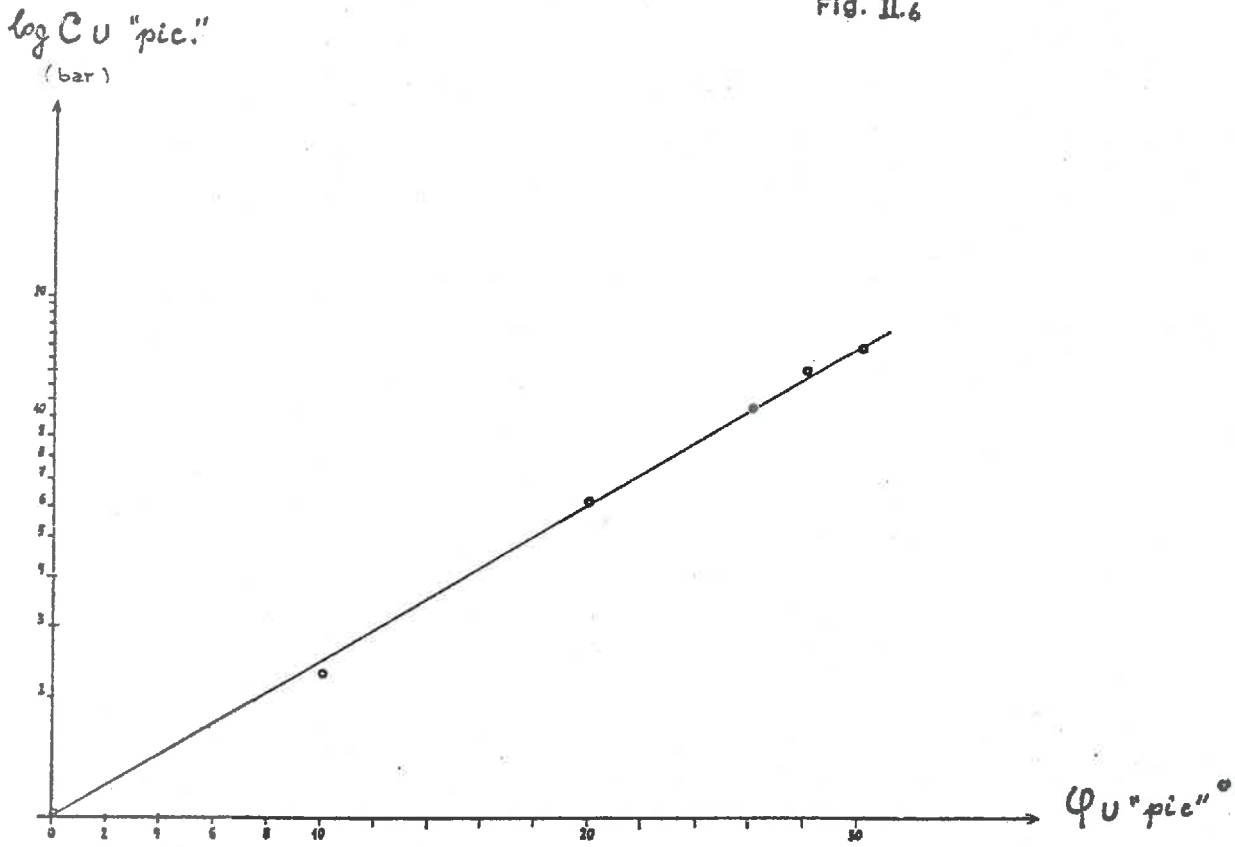
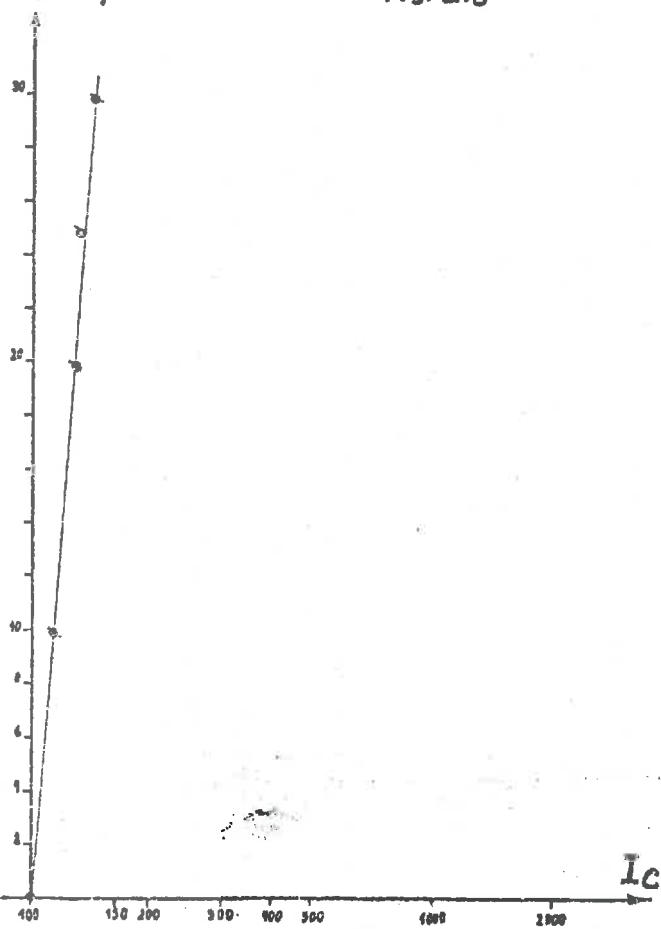


Fig. II.6



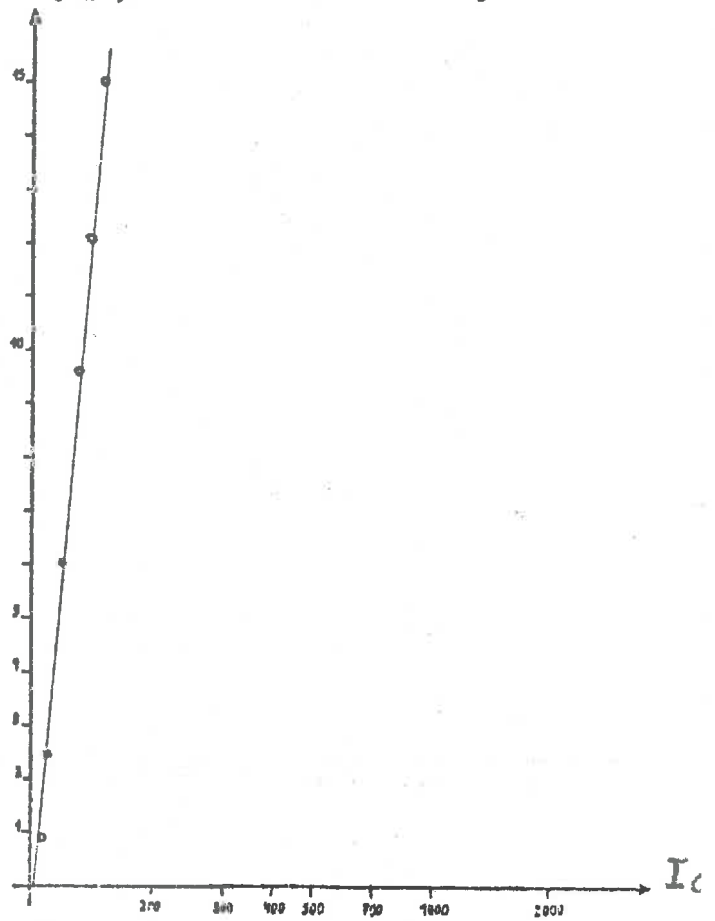
ϕ_U "pic."

Fig. I.8

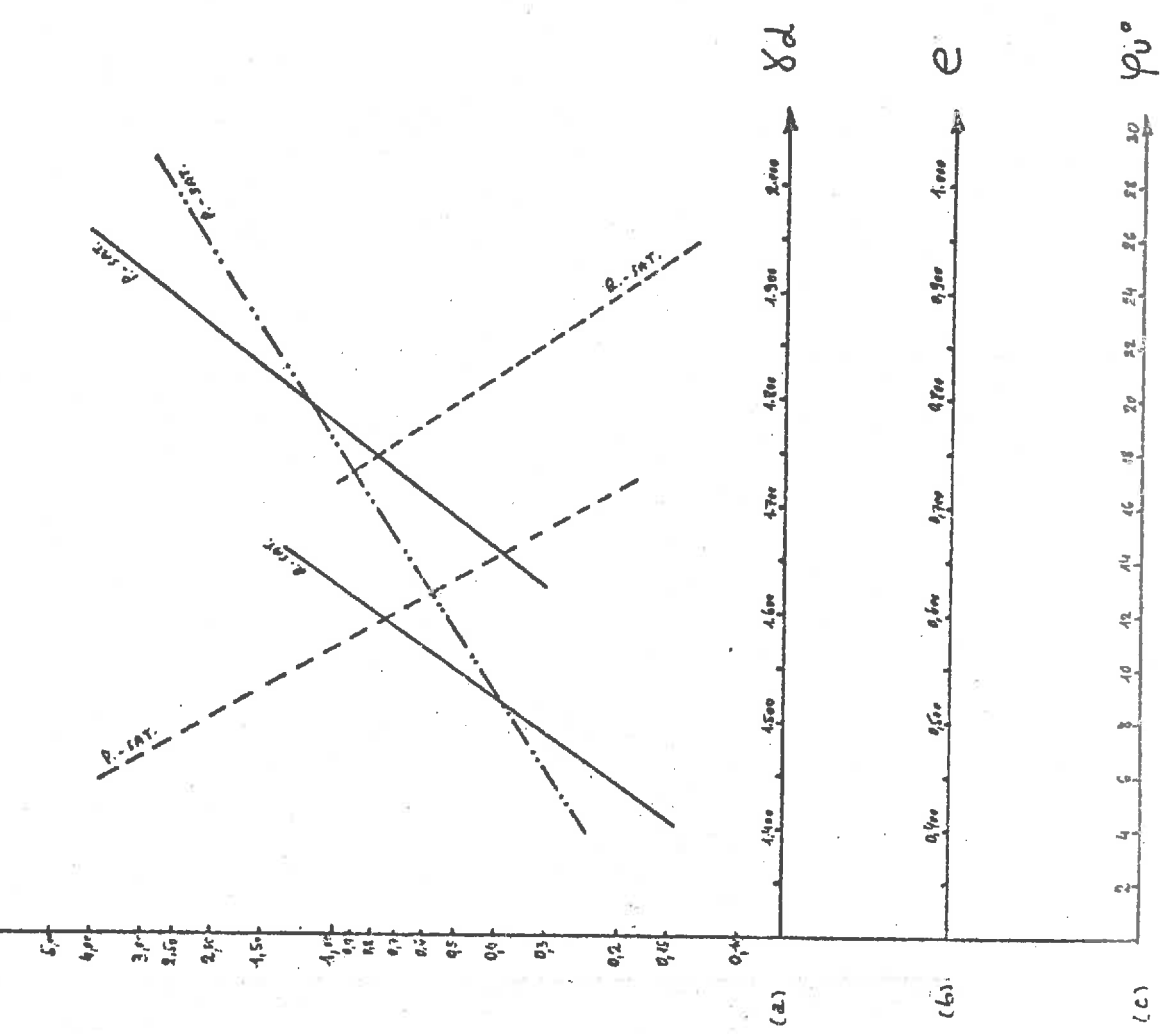


C_U "pic." (bar)

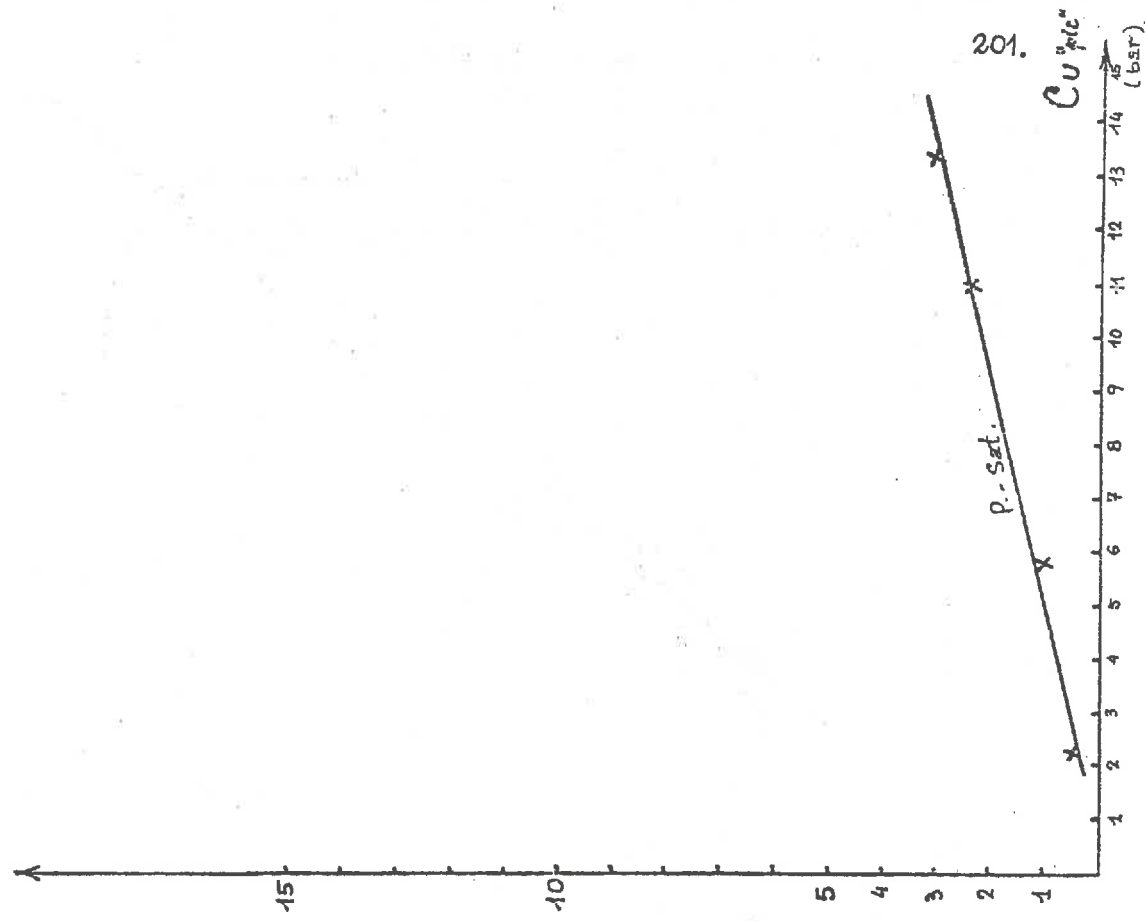
Fig. II.8



log. Cu^{pal}
(bar)



Cu^{pal}



201.
 Cu^{pic}
(bar)

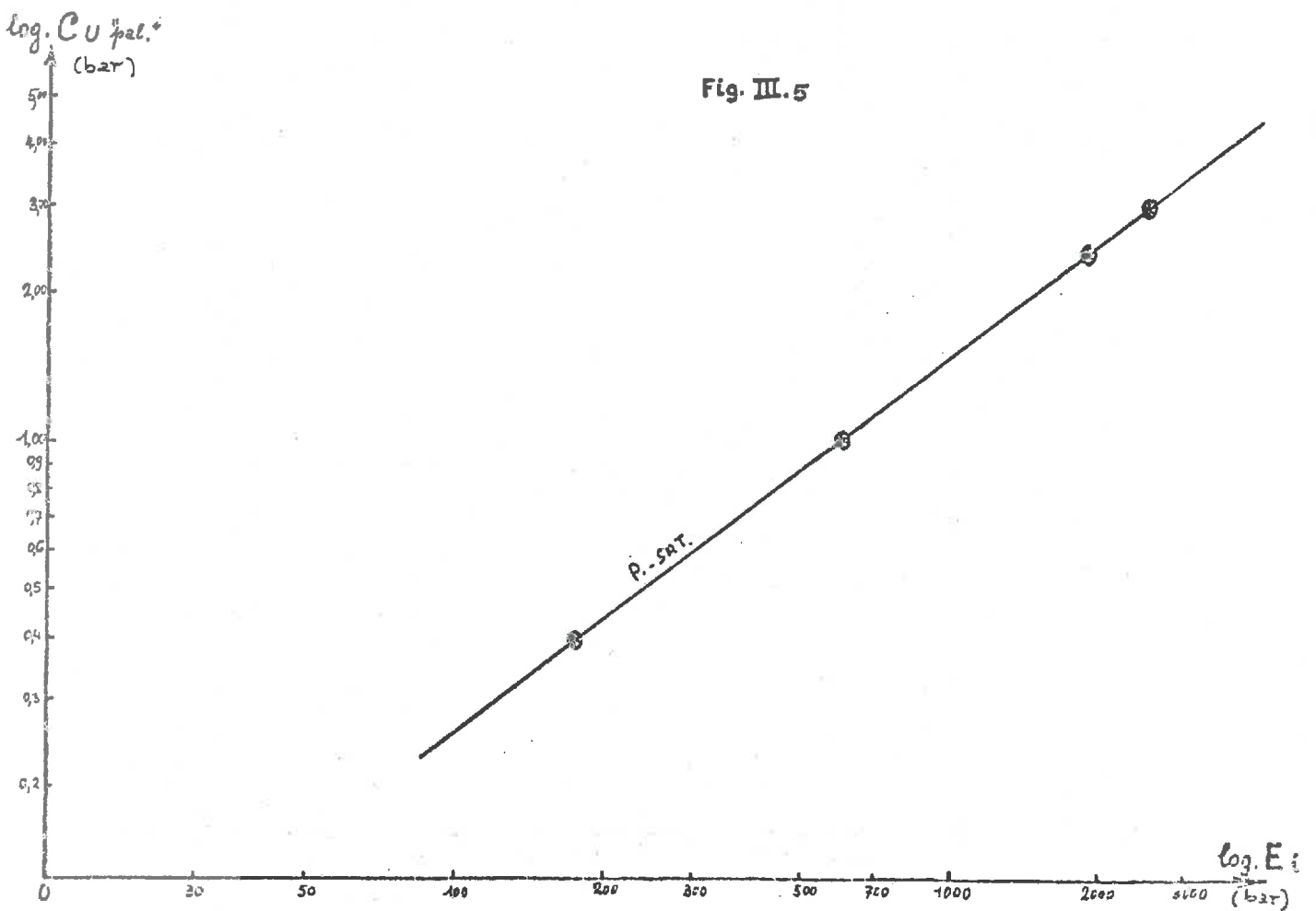
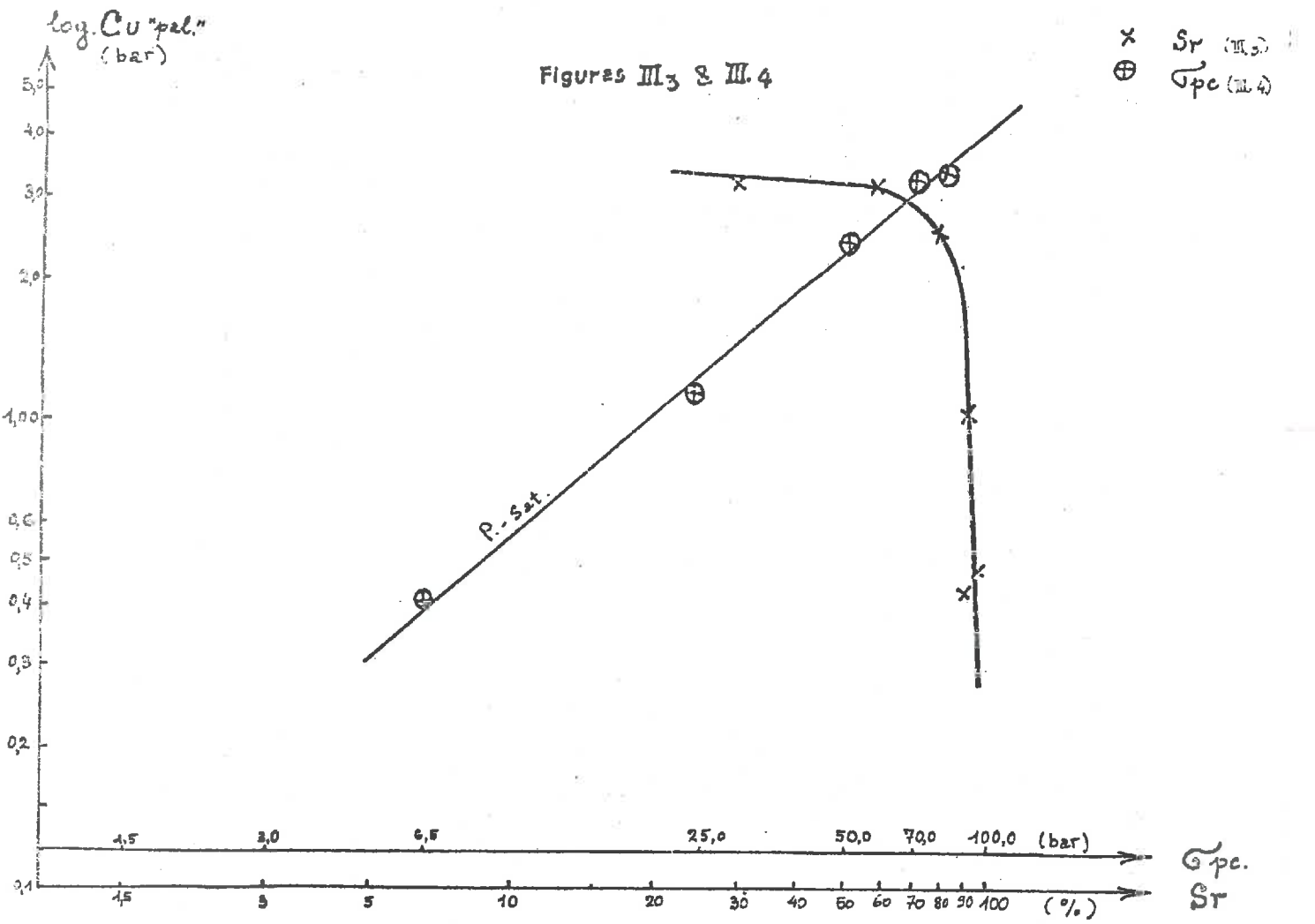


Fig. IV.1

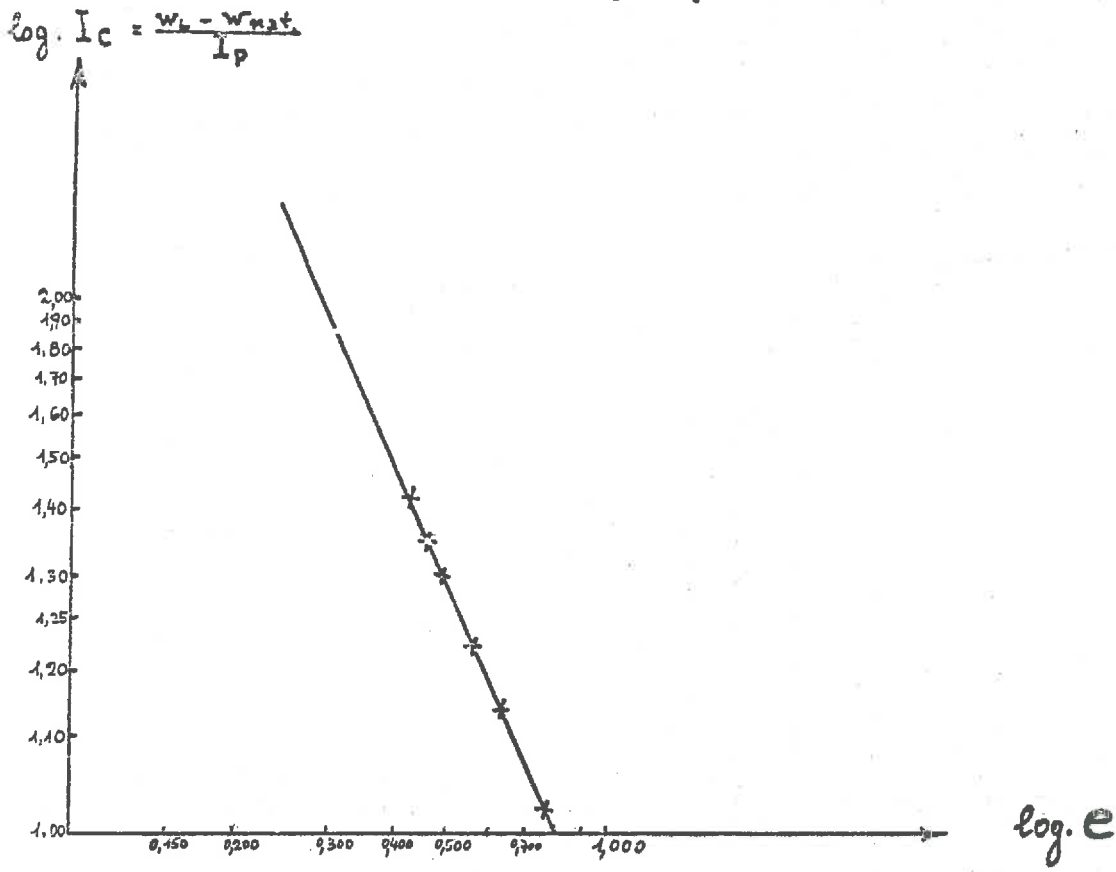


Fig. IV.2

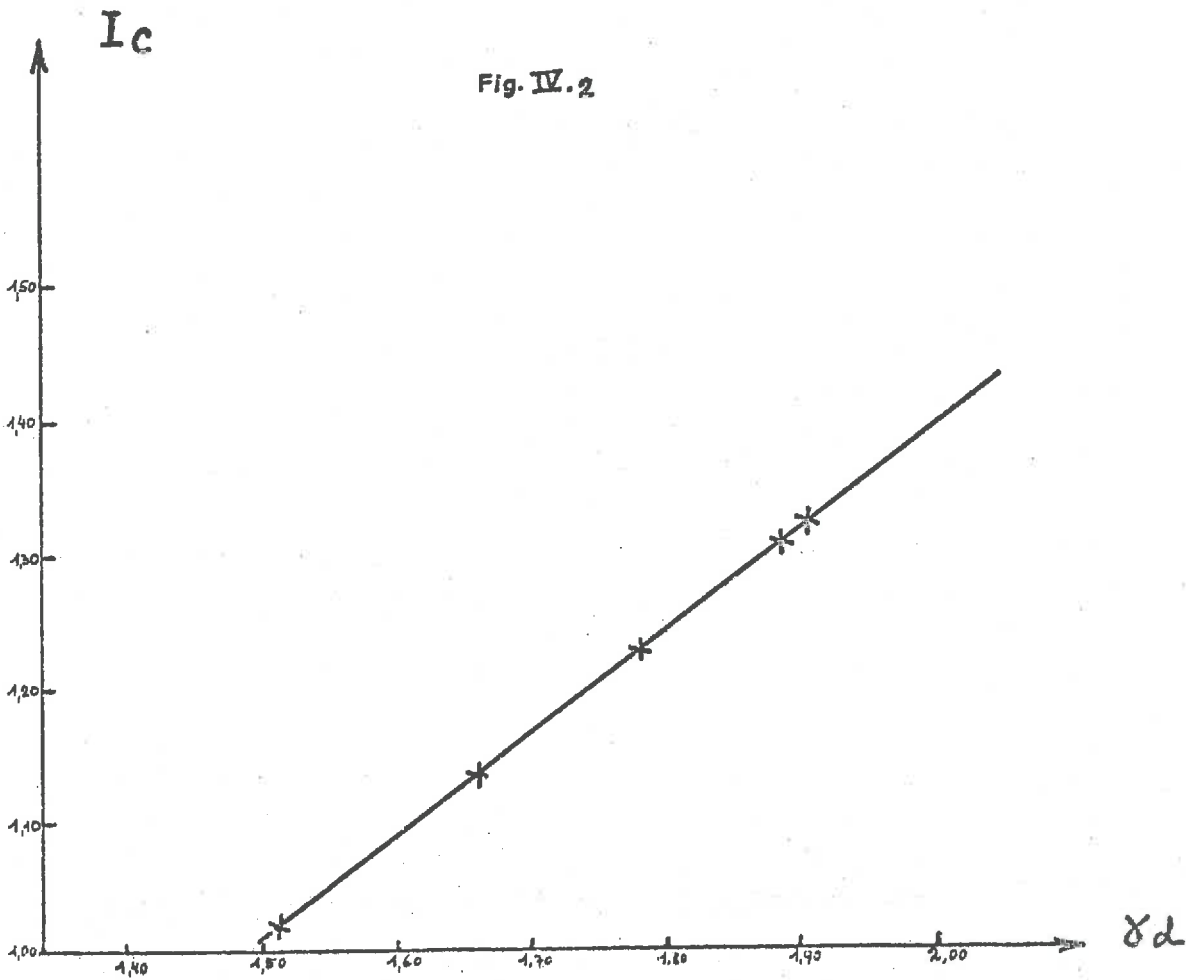


Fig. IV.3

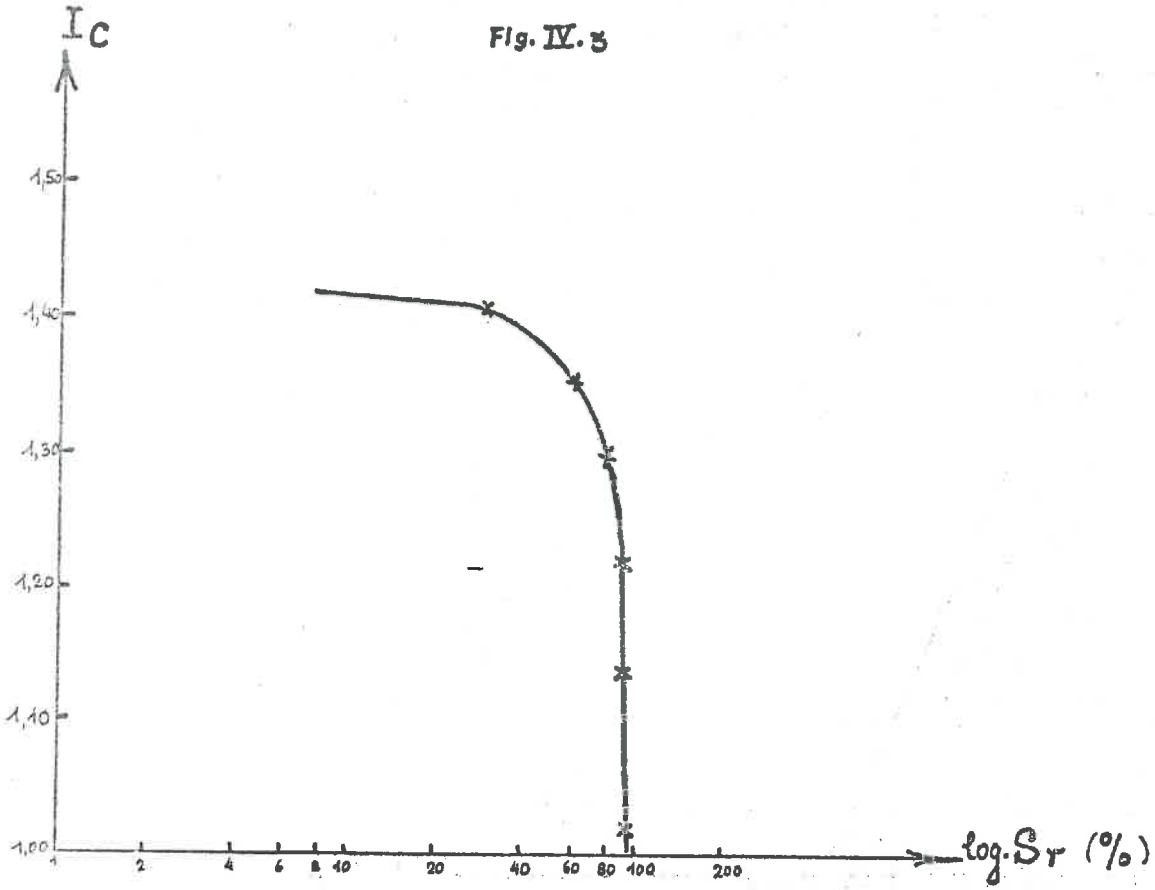


Fig. IV.5

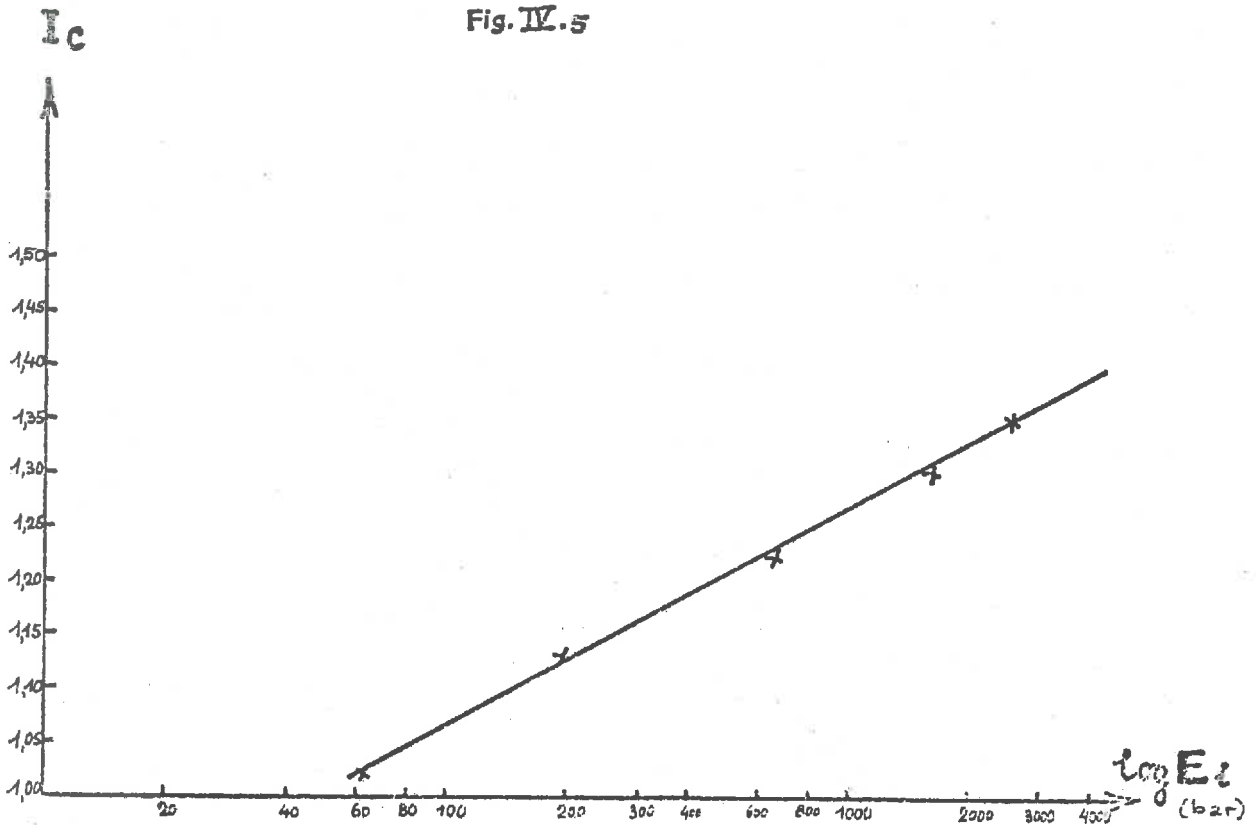


Fig. IV 7

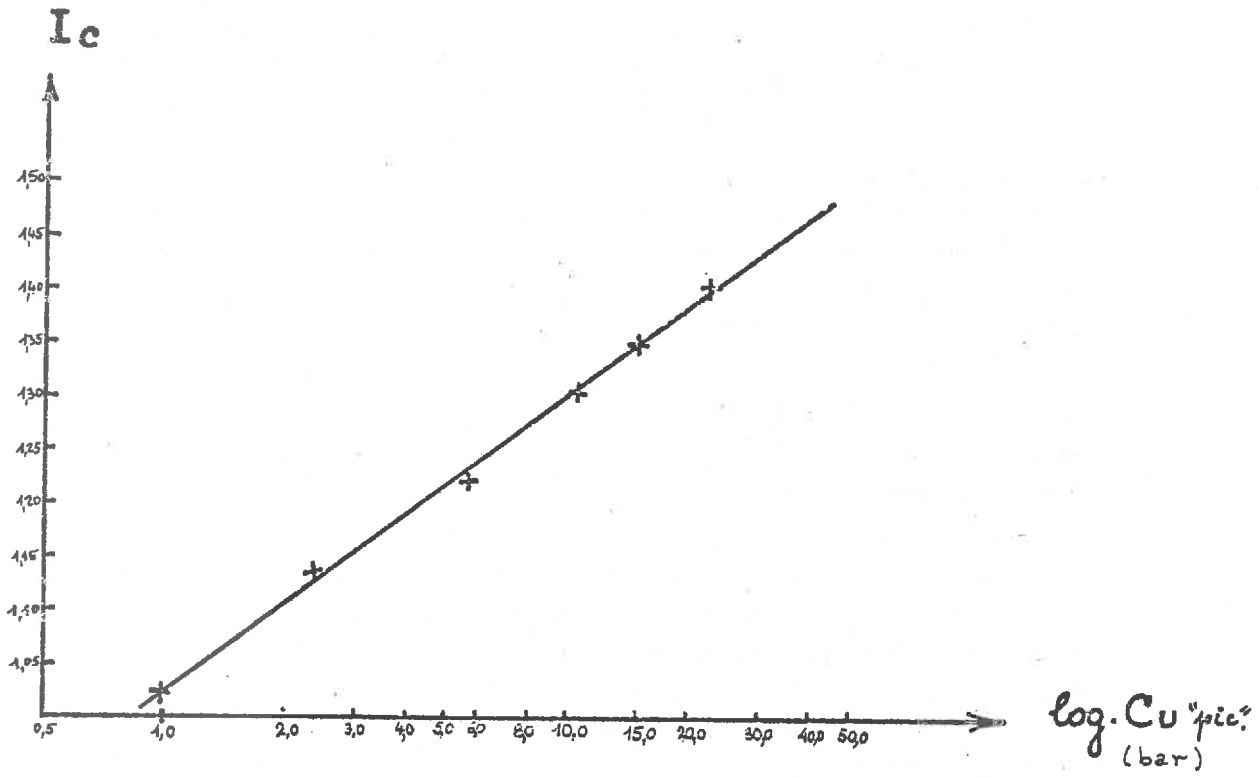
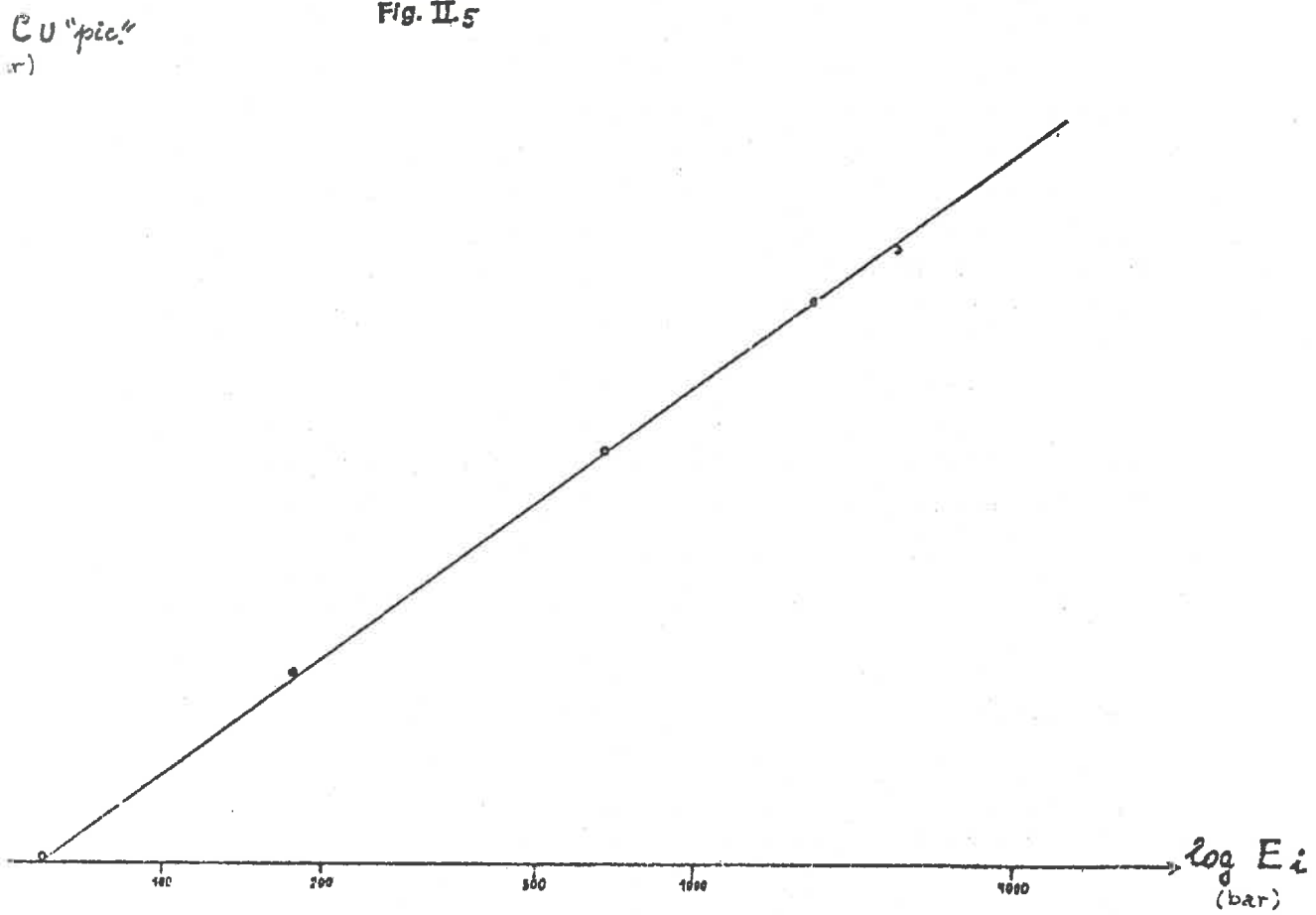


Fig. II.5



Dans le cadre de ces considérations de caractère plus ou moins général et limitées exclusivement à l'inter-dépendance de deux paramètres on a voulu mettre en évidence un certain nombre de relations et de phénomènes en les observant plus en détail. Par ces procédés appropriés on a bloqué une variable (paramètre) de manière à pouvoir suivre l'évolution des deux autres paramètres mis en relation et qui ont été paramétrés par la variable "bloquée".

Il n'était pas possible d'entrer dans le détail de toutes les relations examinées dans ce mémoire, car il aurait fallu avoir d'autres moyens que ceux que nous avons à notre disposition.

En effet cette étude devenant plus détaillée et forcément plus utile aurait nécessité l'utilisation d'un certain nombre de traitements des données par l'informatique ainsi qu'une collaboration à l'échelon national voir même international*.

Avec les quelques exemples, inclus ci-après, nous n'avons voulu qu'illustrer un procédé simple et opérationnel susceptible d'aboutir à l'élaboration d'une méthode d'approche fort utile pour l'ingénieur puisqu'elle est quantifiable.

— Sur la figure n° 1000 on a représenté les valeurs de σ_1 "pic" en fonction de σ_3 paramétré par γ_d . A partir de ce graphique il semble que l'influence de σ_3 , sur σ_1 "pic", augmente avec l'accroissement de γ_d .

— Sur la figure n° 1002 on a représenté les valeurs de σ_1 "pic" en fonction de la densité sèche paramétrée par σ_3 ; on remarque les effets de "ramolissement" (sur les valeurs de σ_1 "pic") lors de l'application de σ_3 ; ainsi les valeurs de σ_1 "pic" sont plus élevées pour $\sigma_3 = 0$ que pour $\sigma_3 = 1$ ou $1,5$ bar par exemple. Pour des valeurs plus élevées, c'est l'action de soutient de σ_3 qui prime ; puis au delà d'une certaine valeur de σ_3 , dépendant de plusieurs facteurs, c'est à nouveau l'action de ramolissement qui l'emporte sur l'action de soutient (dans ce cas $\sigma_{lat.} = \sigma_{sat}$).

— Sur la figure n° 1001 on a représenté le paramètre "DEF" (concernant le matériau non-saturé) en fonction de σ_3 paramétré par Sr % ; d'après ce graphique le paramètre "DEF" croît avec Sr et σ_3 , dont les influences, par conséquent, se superposent. Pour le matériau quasi-saturé on n'obtient qu'un nuage de points ininterprétable.

Nous avons fait figurer ces quelques exemples illustrant les interrelations de trois paramètres, sur les graphiques numéros 1000, 1001 et 1002 (pages 208 et 209).

Voir aussi à ce propos le diagramme à la page 217 qui représente les corrélations fonctionnelles entre τ , σ' et w pour un sol donné (Fig. 1003).

* Une telle étude aurait pu constituer une bonne base pour une future banque de données consacrée spécifiquement à la Mécanique des sols, sinon à la Géotechnique.

A propos de l'influence de ces paramètres (pour ne s'en tenir qu'aux plus importants) ajoutons que selon Lambe* φ et C sont fonctions des déformations aussi bien que de σ_{pc} , de la teneur en eau, etc, etc.

L'ordre de l'influence de ces différents paramètres serait, d'après cet auteur, le suivant :

- C dépend d'abord de γ_d (c'est-à-dire σ_{pc}), puis $W \%$ (c'est-à-dire $Sr \%$), enfin du paramètre "DEF"
- la valeur de $f = \tan \varphi$ dépendrait en revanche de la grandeur des pressions interstitielles, ce qui le relierait à la déformation et à la teneur en eau.

Rappelons à ce sujet que Seed et Chan ont fait une distinction plus subtile entre les termes qu'ils appellent "physique" et que d'autres désignent sous le nom de frottement et de dilatance, et les termes "physico-chimiques" que l'on groupe habituellement sous le nom cohésion. Les premiers termes sont proportionnels à la pression effective sur le plan de rupture, les seconds sont fonctions des forces inter-particulaires, de la teneur en eau, des composantes chimiques du sol, de l'histoire des contraintes, de la structure, etc.

Ce n'est qu'un des aspects du problème de la résistance au cisaillement des argiles. En effet, tout cela dépend d'un grand nombre de paramètres et en dépit de nombreux travaux, une théorie unique satisfaisante n'a pas pu être élaborée (il existe encore aujourd'hui deux groupes de théories : les théories mécaniques et les théories physico-chimiques). Même si l'étude de déformabilité sous un effort de cisaillement conduisait, on l'espère, à éclaircir la nature des contacts et aussi la structure des sols, les résultats obtenus jusqu'à présent demeurent contradictoires : le professeur Bjerrum (1969) est arrivé à conclure que les contacts se produisent à travers la phase visqueuse de l'eau adsorbée (ce que pensait aussi Terzaghi), tandis que Mitchell, Campanella et Singh (1968) ont déduit que les contacts doivent se produire sous forme solide-solide. Quant à la kaolinite, plus particulièrement, ainsi que d'autres matériaux de faible activité physico-chimique, les travaux d'Olson et Mesari (1970) confirmeraient l'hypothèse selon laquelle, pour ces matériaux, "l'action mécanique, aux points de contact entre les éléments du chateau de cartes est importante et même prédominante".

* Il considère plus particulièrement les sols compactés.

Fig. n = 1000.

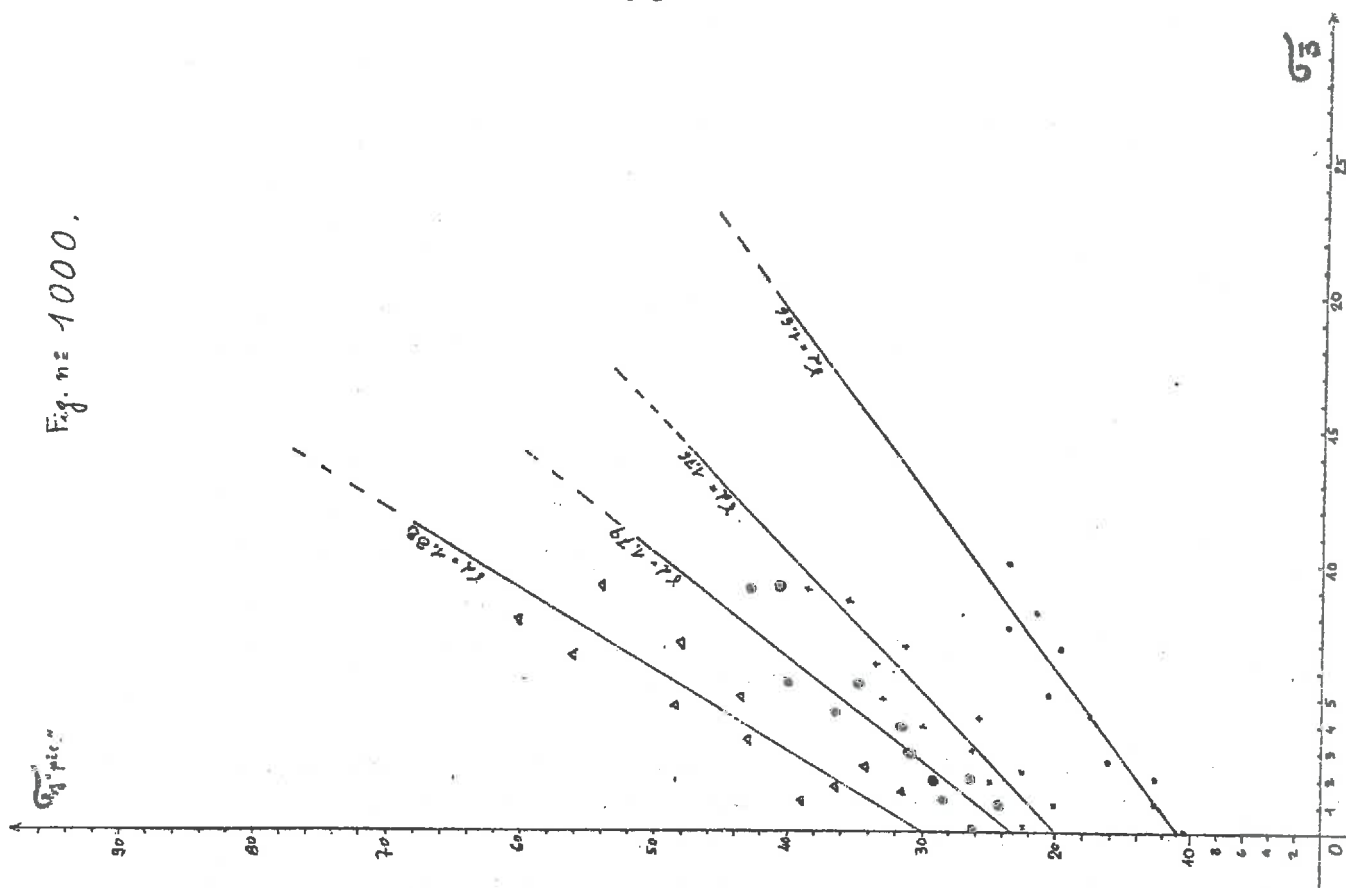
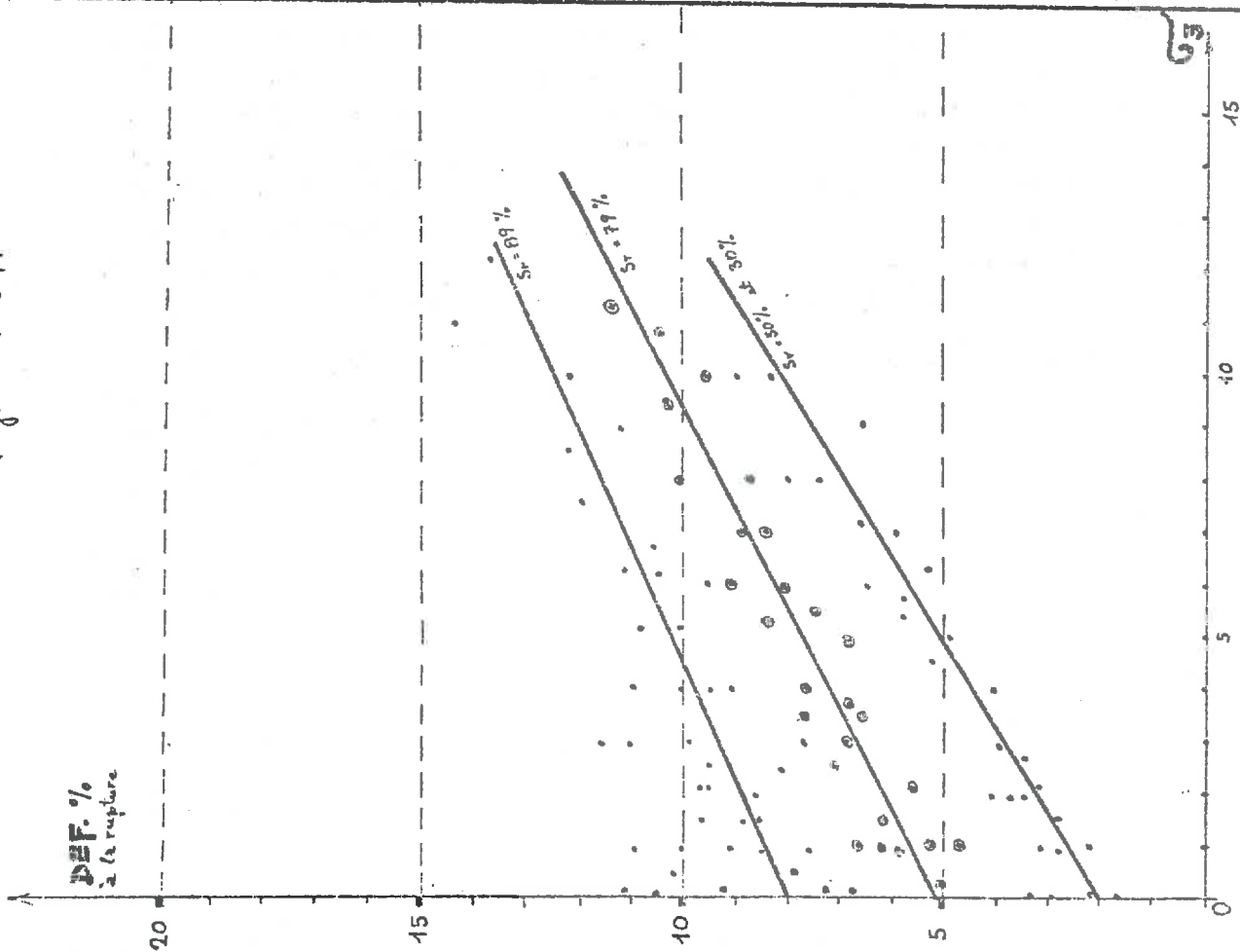
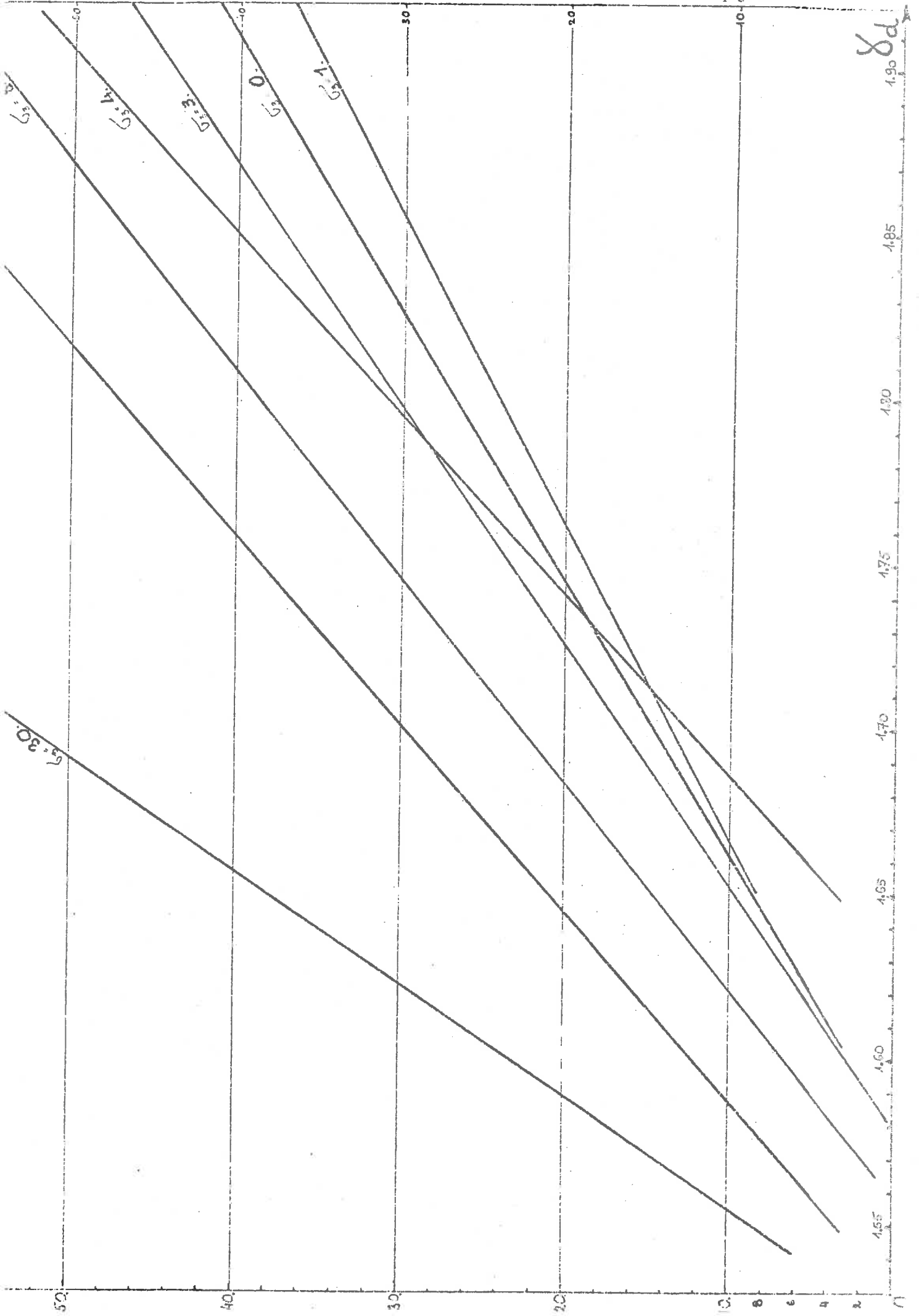


Fig. n = 1001.





(3) – Dans ce troisième et dernier groupe on a rassemblé les résultats qui ont été également obtenus à partir des essais du laboratoire. Ils nous ont servi à construire un certain nombre d'inter-dépendances ne figurant pas dans le groupe précédent (n° 2) : toutes ces relations ont été illustrées graphiquement et dessinées à l'aide de la table traçante et de l'ordinateur*.

Tous les paramètres ont été regroupés en quinze "unités" ou sous-groupes dénommés par le paramètre porté en ordonnée, puis examinés, à tour de rôle en fonction des paramètres, considérés comme significatifs, et dont la liste suit :

Sous-groupe	Y	X							
1	γ_d	σ_{pc}	e	Sr					
2	e	σ_{pc}	γ_d	Sr					
3	Sr	σ_{pc}	γ_d	e					
4	σ_1 "pic"	σ_{pc}	γ_d	e	Sr	σ_{pc}/σ_3	DEF	σ_3	f . σ_1 "pal"
5	σ_1 "pic" - σ_3	σ_{pc}	γ_d	e	Sr	σ_{pc}/σ_3	DEF	σ_3	f . σ_1 "pic"
6	σ_{pc}/σ_3	γ_d	/	/	/	/	/	/	/
7	σ_1 "pal"	σ_{pc}	γ_d	e	Sr	σ_3	DEF	σ_{pc}/σ_3	σ_1 "pic"
8	σ_1 "pic" - σ_1 "pal" = Δ	γ_d	e	Sr	σ_3	E_1			
9	f	γ_d	e	Sr	σ_{pc}/σ_3	E_1	σ_3		
10	$DEF = \frac{\Delta H}{H}$	γ_d	e	Sr	σ_3				
11	E_1	σ_{pc}	γ_d	e	Sr	f	σ_3	σ_{pc}/σ_3	
12	λ	γ_d	e	Sr	σ_3				
13	σ_1 "pic" / σ_1 "pal"	σ_{pc}	γ_d	e	σ_3	σ_{pc}/σ_3			
14	$K = \frac{\sigma_3}{\sigma_1 \text{ "pic"}}$	σ_{pc}	γ_d	e	Sr	σ_{pc}/σ_3	σ_3	DEF	
15	σ_1 "pic" / σ_3	σ_{pc}	γ_d	e	Sr	DEF	σ_3	σ_{pc}/σ_3	

* Il s'agit d'un ordinateur de puissance moyenne ("Mitra 15") relié à une table traçante du type "Benson 2010".

Dans la classe des paramètres de l'état initial* on a établi un certain nombre de relations représentées sur les graphiques de la page 233 à 237.

Sous-groupe n° 1 — Sur la figure K. QSAT.1.1 et K.PSAT.1.1 on a reporté la densité sèche (γ_d) en fonction de la contrainte de préconsolidation (σ_{pc}) préalablement évaluée à partir du graphique n° OR1 qui concerne les sols uniquement saturés, puis obtenue par interpolation entre deux valeurs mesurées. La relation est linéaire en coordonnées semi-logarithmiques aussi bien pour le matériau quasi-saturé que partiellement saturé, pour ce dernier la relation est presque fonctionnelle. L'équation de cette droite a la forme suivante :

$$\begin{aligned} Y &= 0,186 x + 1,455 && \text{quasi-saturé} \\ Y &= 0,262 x + 1,426 && \text{partiellement saturé} \end{aligned}$$

La densité sèche reportée en fonction de l'indice des vides et représentée sur la figure R-QSAT.1.2 et R-PSAT.1.2 nous donne une relation fonctionnelle linéaire (en coordonnées arithmétiques).

La figure suivante N-QSAT.1.3 représente les densités sèches portées en ordonnées qui croissent avec la diminution du degré de saturation S_r situé en abscisse. On remarque que, pour ce milieu quasi-saturé, les points expérimentaux s'alignent tandis que pour le milieu partiellement saturé les points expérimentaux de cette même interdépendance ($\gamma_d - S_r$) semblent avoir tendance à se regrouper autour d'une branche d'hyperbole équilatère (cf. fig. N-PSAT.1.3).

L'équation de cette courbe (hyperbole) est la suivante :

$$Y = 1,92 - \frac{4,01 \cdot 10^{-3}}{(0,95 - x)^{1,33}}$$

La relation qui présente cette allure hyperbolique est d'ailleurs très caractéristique pour les rapports (ou interdépendances) d'un certain nombre de paramètres dont on reparlera davantage ultérieurement.

Le degré de saturation (S_r) correspondant au point "M" de la branche d'hyperbole est d'environ 77 % ce qui correspond à 14 % de la teneur en eau, c'est-à-dire à la limite de retrait du matériau argileux utilisé dans notre expérimentation.

* C'est-à-dire : densité sèche (γ_d), indice des vides (e) et degré de saturation (S_r).

Sous-groupe n° 2 – En ce qui concerne l'indice des vides "e" reporté sur la figure L-QSAT 22 et L-PSAT 22 (en coordonnées arithmétiques) en fonction de la densité sèche (γ_d) on remarque également une relation fonctionnelle linéaire pour le milieu quasi-saturé ainsi que pour le milieu non saturé ; les valeurs de l'indice des vides sont inversement proportionnelles aux valeurs de la densité sèche.

Pour la relation "indice des vides-degré de saturation" (en coordonnées arithmétiques) on trouve une courbe se rapprochant d'une droite pour le milieu quasi-saturé (les différences des abscisses étant trop petites, il en résulte une certaine dispersion des points, plus ou moins importante) cf. fig. N-QSAT 23.

Quant au milieu (ou matériau) partiellement saturé, la relation est non linéaire. On retrouve une courbe de la même forme que la branche d'hyperbole caractéristique décrite précédemment, sur ce graphique bien entendu sa situation est différente par rapport à l'hyperbole de la figure N-PSAT 23 (c'est toujours une hyperbole de type équilatère).

L'équation de cette courbe est la suivante :

$$Y = 0,47 + \frac{2,36 \cdot 10^{-3}}{(0,93 - x)^{1,24}}$$

Les figures K-QSAT 21 et K-PSAT 21 donnent les relations existantes entre l'indice des vides et la pression de préconsolidation : ce sont des relations linéaires (en coordonnées semi-logarithmiques). Pour le milieu non-saturé on trouve une relation fonctionnelle de proportionnalité inverse tandis que dans le milieu quasi-saturé cette relation, tout en étant "linéaire", est obtenue par raccordements des "intervalles de classes" (qui doivent être contiguës et sans chevauchement) c'est-à-dire en reliant les points médians". Par conséquent à une valeur de la pression de préconsolidation correspondent plusieurs valeurs de l'indice des vides (cf. fig. K-QSAT 21).

Sous-groupe n° 3 – Si l'on représente le degré de saturation (S_r), qui est le dernier des paramètres d'état initial utilisé ici, le portant en ordonnée en fonction des paramètres (de pression de préconsolidation, de densité sèche et d'indice des vides), on obtient dans tous les cas une relation non linéaire pour le milieu partiellement saturé du type hyperbolique (hyperbole équilatère caractéristique), cf. figures K-PSAT 31, L-PSAT 32 et R-PSAT 33.

Les équations de ces trois courbes sont les suivantes :

$$Y = 0,95 - \frac{41,1}{(80 - x)^{1,58}}$$

$$Y = 0,95 - \frac{1,1 \cdot 10^{-2}}{(1,92 - x)^{0,98}}$$

$$Y = 0,95 - \frac{9,1 \cdot 10^{-3}}{(x - 0,45)^{0,9}} \quad *$$

Pour ce qui est du matériau quasi-saturé, les relations donnent un nuage de points ayant une vague tendance d'alignement s'approchant d'une droite (cf. pp.236-237 figures, K-QSAT31, L-QSAT32 et R-QSAT33).

On obtient des relations floues dans le matériau quasi-saturé chaque fois qu'un paramètre est reporté en fonction de la pression de préconsolidation (σ_{pc}) ou du degré de saturation (Sr) ; cette imprécision persistante est due à des facteurs variés.

Sous-groupe n° 4 – Rappelons qu'il existe une hiérarchie d'influence des paramètres sur le comportement de matériau argileux qui n'est pas absolu mais semble dépendre de l'ordre dans lequel les séries (ou séquences) des phénomènes se sont produites.

La valeur maximale de la contrainte principale verticale σ_1 "pic" ** est rapportée en fonction des paramètres de l'état initial (de pression de préconsolidation, d'indice des vides, de densité sèche et de degré de saturation) ainsi que d'autres paramètres dits "opérationnels" (de contrainte horizontale, on dit aussi "latéral", de "déformation", de "surconsolidation" et du paramètre $f = \frac{\sigma_1 \text{ "pic"} - \sigma_3}{\sigma_1 \text{ "pal"} - \sigma_3}$).

Dans tous les cas, à l'exception de la figure N-PSAT 44 sur laquelle la contrainte de préconsolidation est reportée en fonction du degré de saturation (Sr) et uniquement pour le milieu partiellement saturé, on obtient des relations qui se rapprochent plus ou moins d'une relation de type linéaire. De ce fait les valeurs de ces paramètres soit d'état initial, soit obtenues à partir des essais triaxiaux de compression, peuvent être considérées comme "corrélatives", parfois directement, parfois inversement proportionnelles, avec celles de la contrainte principale verticale

* Pour cette troisième expression on a procédé de manière à éliminer l'exposant fractionné qui rend quelques fois le calcul difficile. Donc l'expression devient : $Y = 0,93 - \frac{4,39 \cdot 10^{-3}}{x - 0,467}$

** Obtenue à partir des courbes effort-déformation, cf. fig. PRC-001 à PRC-158 en annexe.

σ_1 "pic". Quant à l'unique relation hyperbolique (fig. N-PSAT44) elle permet, grâce à son expression analytique établie, de passer facilement du degré de saturation à la contrainte σ_1 "pic" et vice-versa.

La contrainte principale verticale σ_1 "pic" en fonction de la contrainte de préconsolidation donne une corrélation satisfaisante (en coordonnées arithmétiques) plus particulièrement réussie dans le milieu partiellement saturé ; l'équation de la droite est du type suivant : $Y = 1,078 x - 0,45$ (cf. fig. P.SAT41).

Dans le cas de matériau quasi-saturé, la relation linéaire est obtenue comme d'habitude*, grâce aux "intervalles de classes" en joignant les points médians. Cette ligne a comme équation : $Y = x + 0,5$.

On remarque que pour les deux milieux il existe une proportionnalité directe entre les valeurs quantifiées permettant facilement le passage d'une "variable" à l'autre.

Les valeurs de la contrainte principale verticale σ_1 "pic" représentées en fonction de la densité sèche donne une tendance générale d'alignement pour la partie quasi-saturée. On constate entre ces deux ensemble de variables une certaine corrélation positive ou plutôt une tendance linéaire positive (fig. SAT42). L'équation de la droite est de forme $Y = 3,64 x - 5,12$ pour le matériau Q-SAT et $Y = 3,62 x - 5,14$ pour le matériau P-SAT.

Pour ce deuxième groupe, partiellement saturé on constate (fig. SAT 42) une bonne corrélation également positive obtenue par les "mélanges de distribution à deux variables" à partir d'un certain nombre de propositions**. Les valeurs sont donc directement proportionnelles.

Les deux figures L - Q-SAT.42 et L - P-SAT.42 sont représentées en coordonnées semi-logarithmiques à la page 236.

Aux figures "globales" L-PSAT 42 on a ajouté encore quatre diagrammes en coordonnées arithmétiques représentant quatre classes d'échantillons partiellement saturés appartenant à l'ensemble dit de "densités rapprochées" c'est-à-dire plus restreintes. Ce sont les figures L04 B42, L04 C.42, L04 D42 et L04 F42 dont l'ensemble des points compose la figure L-PSAT 42. On constatera une assez bonne proportionnalité entre les deux paramètres en question malgré le nombre de points limité et l'influence de la contrainte principale horizontale dont les valeurs sont très diverses (à comparer avec les fig. 1000 et 1002).

* Chaque fois que l'on reporte sur l'abscisse la contrainte de préconsolidation relative à un milieu quasi-saturé.

** Cf. "Cours de statistique descriptive" de G. CALOT (éditions Dunod - Paris).

Les figures R-QSAT 43 et R-PSAT 43 : représentent, en coordonnées semi-logarithmiques la contrainte principale σ_1 "pic" en fonction de l'indice des vides. Dans les deux diagrammes la corrélation est satisfaisante, tout en étant meilleure pour le milieu non-saturé comme c'est bien souvent le cas. Les valeurs sont inversement proportionnelles et les équations de ces deux relations sont respectivement les suivantes :

$$Y = -6x + 5,4 \quad (\text{milieu quasi-saturé})$$

$$Y = -4,67x + 3,93 \quad (\text{milieu partiellement saturé})$$

Les relations "contrainte principale σ_1 "pic" - degré de saturation" sont représentées en coordonnées semi-logarithmiques sur les fig. N-QSAT44 et N-PSAT44

On obtient dans le premier cas, un alignement de points s'approchant d'une droite* et indiquant une proportionnalité inverse. Son équation est la suivante :

$$Y = -13,33x + 12,75$$

Quant au deuxième cas, non-saturé, l'inter-dépendance entre ces paramètres se rapproche d'une branche d'hyperbole (seule polynôme de seconde ordre dans ce sous-groupe).

L'équation de ce polynôme s'écrit :

$$Y = 65,0 - \frac{3,21}{(0,94 - x)^2}$$

Les figures X-QSAT 45 et X-PSAT 45 page 241, avec la contrainte principale verticale (σ_1 "pic") en ordonnée et le rapport σ_{pc}/σ_3 en abscisse, constitue plutôt un nuage de points plus ou moins allongé ou à la limite une tendance linéaire qui suggère vaguement une proportionnalité inverse entre σ_1 "pic" et σ_{pc}/σ_3 , ce qui semble ne pas être paradoxale**. Les deux graphiques ont été construits à l'échelle semi-logarithmique. Dans le but de rendre plus claires ces relations, on a exécuté et inclus ici quelques autres graphiques à partir d'essais faits sur des échantillons de densités rapprochées et de teneurs en eau voisines (en coordonnées arithmétiques) : ce sont les figures X-03A₂ 45 (pour le milieu quasi-saturé) et X-03B45 et X-03C45 (pour le milieu non-saturé) qui accusent plus nettement que les précédentes une tendance de la proportionnalité inverse entre ces deux paramètres reconsidérés.

Les figures suivantes, Q-QSAT 76 et Q-PSAT 76 (en coordonnées semi-logarithmiques) illustrent une dépendance entre la contrainte σ_1 "pic" et la "déformation" ($\Delta H/H$). La relation, semblable à une droite presque verticale, est inversement proportionnelle, autrement dit plus la déformation est grande, moins élevée est la valeur de σ_1 "pic" et vice-versa.

Ces relations n'ont pas encore été examinées systématiquement pour en déterminer le caractère des causes et des conséquences de la diminution de la résistance avec l'augmentation de la déformation axiale.

* Les valeurs trop rapprochées de Sr n'ont pas permis de tracer un alignement de points plus précis.

** Il serait nécessaire pour obtenir une image plus nette d'établir la "hiérarchie d'influence" étant donné la participation de plusieurs paramètres.

Sur les figures suivantes, P-QSAT 47, P-PSAT 47 P01 A₁, A₂, A₃ et P01B, C, D, EF 47, on a représenté la contrainte principale σ_1 "pic" en fonction de la contrainte horizontale (latérale) σ_3 . Pour les matériaux appartenant à la catégorie "quasi-saturée" on trouve une bonne "corrélation" représentée par une droite passant par l'origine et inclinée à 48° sur horizontale (à l'échelle choisie).

Pour le milieu partiellement saturé on a eu besoin de recourir aux séries dites "de densités approchées" (cf. figures P01B, C, D, E) n'ayant pas pu obtenir une illustration nette de cette relation pour la série "globale" qui concerne l'ensemble des échantillons du milieu non-saturé, il en découle une proportionnalité directe entre ces deux paramètres.

A propos de la dispersion de la fig. P-PSAT 47 il est important de faire remarquer que dans un certain nombre de cas il n'a pas été possible de maintenir, lors de l'essai triaxial, l'intensité de σ_3 toujours rigoureusement constante.

L'avant dernier paramètre étudié, mis en relation avec σ_1 "pic", est le rapport $\frac{\sigma_1 \text{ "pic" } - \sigma_3}{\sigma_1 \text{ "pal" } - \sigma_3}$ désigné comme le paramètre "f"*. On constate une tendance de proportionnalité entre ces paramètres, plus nette pour la partie quasi-saturée que celle partiellement saturée (cf. figures V-QUSAT 48 et V-PSAT 48).

Enfin pour la dernière relation de ce sous-groupe une excellente corrélation a été découverte en reportant σ_1 "pic" (en ordonnée) en fonction de σ_1 "pal"; on a constaté que cette relation était encore meilleure pour le matériau quasi-saturé. Les deux grandeurs dans les deux cas sont directement proportionnelles (cf. figures : SUP-QSAT 49 et SUP-PSAT 49).

Sous-groupe n° 5 — En ce qui concerne le sous-groupe suivant σ_1 "pic" — σ_3 on ne devrait presque pas le dissocier du sous-groupe précédent car à σ_3 près rien n'est changé. Pourtant, dans certains cas, il est plus facile de représenter le graphique avec σ_1 "pic" — σ_3 que σ_1 "pic" seul. On a donc jugé utile de refaire les mêmes figures que pour σ_1 "pic" en remplaçant ce dernier paramètre par le déviateur. Les résultats de cette expérience, illustrés par les figures, p. 241 à 245, nous ont donné raison. Une relation de plus a été ajoutée dans ce sous-groupe; c'est celle qui relie le déviateur à σ_1 "pic" (cf. figures Z-QS 59 et Z-PS 59).

Sous-Groupe n° 6 — On n'a observé qu'une seule relation dans ce sous-groupe, celle qui relie la "sur-consolidation" ($\frac{C_{112}}{\sigma_3}$) avec la densité sèche (γ_d). Pour le matériau quasi-saturé (fig. L-QSAT 61 en coordonnées arithmétiques) on n'a pas pu construire une image nette de cette relation semble-t-il linéaire. Pour ce qui est du milieu partiellement saturé (fig. L-PSAT 61 en coordonnées semi-logarithmiques) on entrevoit une tendance suggérant une proportionnalité directe entre la "sur-consolidation" et la densité sèche. L'équation de cette ligne droite (pour le matériau non-saturé) est la suivante :

$$Y = 4,316 x - 6,75$$

* Rappelons que l'on fait usage de ce paramètre lorsque l'on a étudié la fragilité d'une argile à l'appareil triaxial.

Dans le cas où σ_3 était nul, on a eu des difficultés à calculer le rapport σ_p/σ_3 , et l'on a contourné cet obstacle en considérant σ_3 très petit (quelques gr/cm^2) mais jamais nul. Cela se justifiait du fait qu'une colonne d'eau d'une vingtaine de centimètres de haut entourait l'échantillon dans la cellule triaxiale, même si l'on avait pas appliqué une contrainte latérale.

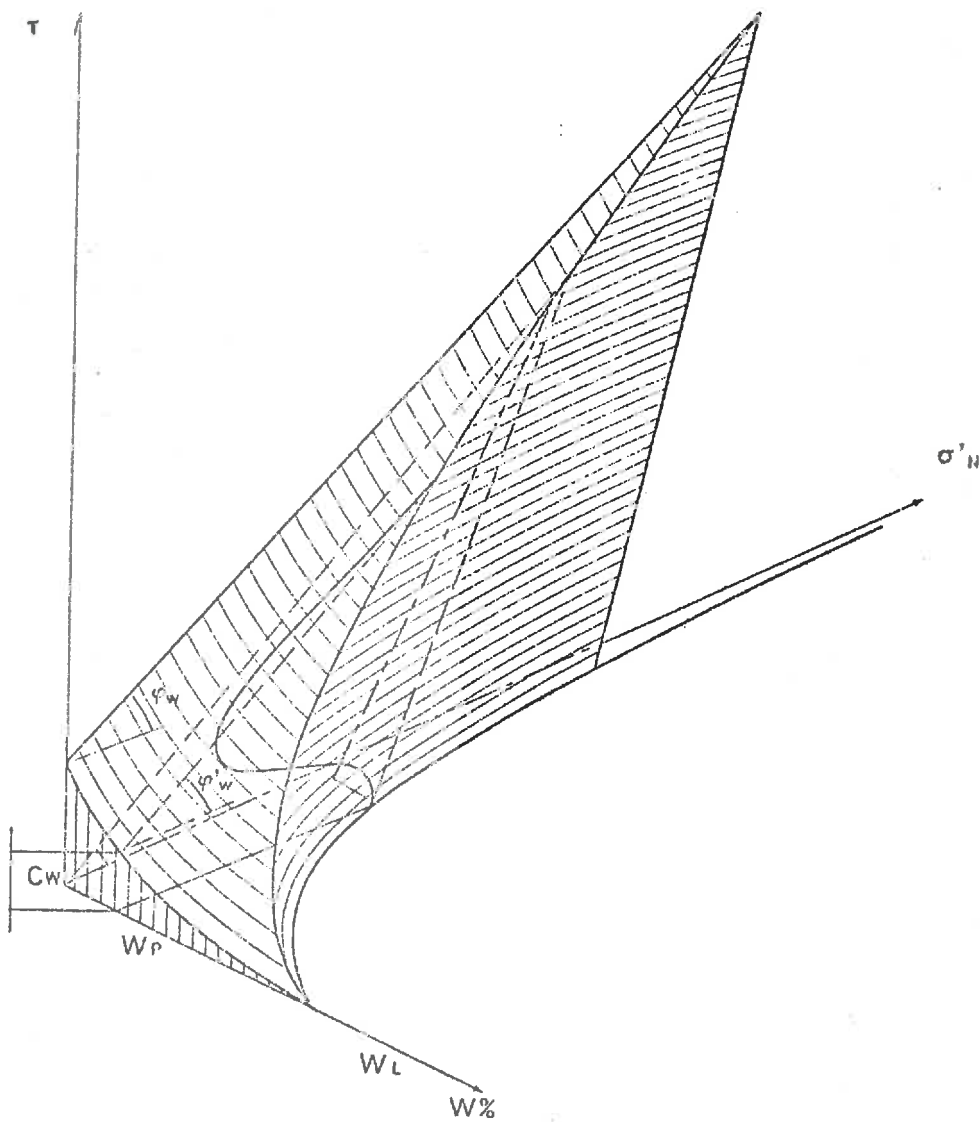


Fig. 1003 : Diagramme de IIVORSLEV représentant les corrélations fonctionnelles entre τ , σ'_H et w pour un sol donné (Cf. bibliographie 694).

Sous-groupe n° 7 – La contrainte "résiduelle" σ_1 "pal"* a été reportée dans ce sous-groupe, sur l'ordonnée en fonction des paramètres énumérés ci-dessous : la pression de préconsolidation, la densité sèche, le degré de saturation, la "déformation", la contrainte latérale (σ_3) et la "sur-consolidation" ($\frac{\sigma_{pc}}{\sigma_3}$). Quatorze figures, au total, ont été construites. Passons-les en revue :

En fonction de σ_{pc} on obtient (cf. fig. K-QSAT71 et K-PSAT71) une relation linéaire aussi bien pour le matériau saturé que pour le non-saturé pour lequel il a été nécessaire de faire appel aux séries de "densités rapprochées", et de remplacer la fig. K-PSAT71, non-réussie, par les fig. K-06B71 et K-06C71. La proportionnalité est directe. Ce paramètre reporté en fonction de la densité sèche, présente une tendance à l'alignement des points* (fig. L-QSAT72 et L-PSAT72). Les valeurs de σ_1 "pal" varient dans le même sens que celles de γ_d .

En comparant les deux états de matériau quasi-saturé et non-saturé, (fig. L-QSAT72 et L-PSAT72) il semble que la valeur de la contrainte σ_1 "pal" est beaucoup plus élevée, pour une même densité sèche, dans un milieu quasi-saturé contrairement à l'idée que différents types d'eau dans le sol argileux jouent un rôle de lubrifiant. Les relations obtenues sur les figures N-QSAT74 et N-PSAT74 démontrent l'accroissement de σ_1 "pal" avec une diminution du degré de saturation. L'influence de la contrainte latérale est vraisemblablement aussi importante. Il y a donc une superposition d'influence de plusieurs paramètres. Par conséquent il aurait été souhaitable de paramétrer ces graphiques en faisant intervenir un des paramètres d'influence***.

En fonction de l'indice des vides les relations évoquent une proportionnalité inverse, de tendance linéaire pour le quasi-saturé (fig. R-QSAT73 en coordonnées semi-logarithmiques) et proche d'une hyperbole équilatère dans le matériau partiellement saturé (fig. R-PSAT73 en coordonnées arithmétiques). L'équation de l'hyperbole est la suivante:

$$Y = 3,0 + \frac{12,07 \cdot 10^{-2}}{(x - 0,46)^{1,383}}$$

Si l'on reporte σ_1 "pal" en fonction du degré de saturation les relations ainsi obtenues font apparaître une tendance linéaire dans le domaine quasi-saturé (fig. N-QSAT74) tandis que dans le milieu non-saturé on retrouve cette hyperbole équilatère caractéristique (fig. N-PSAT74) dont l'équation est :

$$Y = 32,0 - \frac{9,2 \cdot 10^{-1}}{(0,90 - x)^{0,862}}$$

Les valeurs d'un paramètre sont inversement proportionnelles à l'autre.

* Cf. la liste, page 156

** En coordonnées semi-logarithmiques.

*** Pourtant les valeurs trop diverses de ces paramètres et leurs extrapolations imprécises et difficiles rendaient impossible dans notre cas spécifique, une telle opération.

* Ces deux dernières figures sont en coordonnées semi-logarithmiques.

Il est important de souligner ici que la dispersion des points expérimentaux autour de ces lignes de corrélation est due essentiellement à la difficulté soulevée par la détermination précise de l'humidité du matériau plus particulièrement au moment de sa rupture, ainsi que tout au long de la formation du palier*. On a constaté, en effet fréquemment, juste après la rupture, une perméabilité accrue de la gaine en caoutchouc très tendue et exposée aux morceaux coupants de l'échantillon écrasé.

Une meilleure corrélation a été acquise en reportant σ_1 "pal" en fonction de la contrainte latérale, σ_3 , en coordonnées arithmétiques (fig. P-QSAT75 et P-PSAT75). On remarque une proportionnalité directe entre ces deux paramètres ; les équations de cette relation sont :

$$Y = 1,253 x + 0,549 \quad (\text{quasi-saturé})$$

$$Y = 2,612 x + 0,671 \quad (\text{partiellement saturé})$$

Sur les figures Q-QSAT76 Q02-D et Q02-EF 76 on a essayé de savoir s'il existait une certaine relation entre σ_1 "pal" et la "déformation" correspondante à σ_1 "pic". On constate globalement une proportionnalité directe reliant σ_1 "pal" et la "déformation", au contraire les valeurs de σ_1 "pic" sont inversement proportionnelles au rapport $\frac{\Delta h}{H}$. La contrainte "résiduelle" σ_1 "pal" reportée en fonction du degré de "surconsolidation" (cf. fig. X-QSAT77 et X-PSAT77 en coordonnées semi-logarithmiques, ainsi que les fig. X04-B.Z.77 et X04-C.Z.77 en coordonnées arithmétiques) ne donne sur les graphiques que de vagues tendances suggérant une diminution de σ_1 "pal" avec une augmentation du rapport σ_{pc}/σ_3 . Lorsque cette tendance sera ultérieurement confirmée cela signifiera que σ_1 "pal" se révèle beaucoup plus sensible aux variations de la contrainte latérale que ne l'est la contrainte de préconsolidation elle-même. Cette même remarque est valable pour le degré de "surconsolidation".

Enfin, en reportant les valeurs de σ_1 "pal" en fonction de celles de σ_1 "pic" on découvre une excellente corrélation entre ces deux paramètres (c. fg. B-QSAT79. et B-PSAT 79).

Sous-groupe n° 8 — Dans ce sous-groupe le paramètre Δ a été reporté dans cinq relations tant pour le milieu quasi-saturé que pour le non-saturé .

La relation "densité sèche — Δ "* est illustrée par les figures L-QSAT8J et L-PSAT8J. On obtient une proportionnalité directe entre ces deux grandeurs, ce qui veut dire que plus un matériau argileux est dense, plus grande est la différence entre σ_1 "pic" et σ_1 "pal". A ce propos il faut rappeler qu'en laboratoire, lors d'un essai triaxial, "le palier" semble ne correspondre qu'à des forces de frottement entre deux parties de

* Afin de réaliser un palier suffisamment distinct, on a poussé la "déformation" jusqu'à 20 % et davantage.

l'échantillon ainsi que la butée de celles-ci contre les embases, supérieure ou inférieure en fonction de la localisation de la rupture elle-même. On pourrait croire qu'à cause du temps relativement court d'un essai triaxial, l'orientation des "micelles" n'a pas eu lieu, ce qui n'est pas toujours le cas. Les photos des surfaces de glissement prises au microscope électronique à balayage, une fois nos essais terminés, ont montré une certaine orientation des "micelles" d'autant plus prononcée que σ_3 de l'échantillon était plus élevé.

La relation "indice des vides - Δ " fait apparaître une proportionnalité inverse le reliant à l'indice des vides (cf. fig. R-QSAT82 et R-PSAT82 en coordonnées semi-logarithmiques).

La relation "degré de saturation - Δ " indique une proportionnalité inverse, linéaire pour le milieu quasi-saturé (fig. N-QSAT83) et de type hyperbolique pour le non-saturé (fig. N-PSAT83). L'équation de l'hyperbole est la suivante :

$$Y = 43,0 - \frac{1,32}{(0,91 - x)^{0,7}}$$

La relation "contrainte latérale - Δ " évoque une vague tendance générale d'alignement de points expérimentaux de façon à ce que Δ diminue lorsque σ_3 augmente et vice-versa. La contrainte "résiduelle" σ_1 "pal" est donc, semble-t-il, plus sensible aux variations de σ_3 que la contrainte principale maximale (cf. fig. P-QSAT84, P-PSAT84, P09-A₁84, P09-A₂84, P09-B84 et P09-D84).

La relation "module de déformation - Δ " décrit une relation linéaire, directement proportionnelle et inclinée à 63° sur l'horizontale aussi bien pour le matériau quasi-saturé (fig. U-QSAT85) que pour le non-saturé (fig. U-PSAT85). Les deux figures sont représentées en coordonnées arithmétiques.

Sous-groupe n° 9 - Le rapport $\frac{\sigma_1 \text{ "pic" } - \sigma_3}{\sigma_1 \text{ "pal" } - \sigma_3}$, appelé "paramètre f", a été reporté sur douze graphiques dans ce sous-groupe des inter-dépendances, six d'entre eux se rapportant au milieu quasi-saturé et les six autres au milieu partiellement saturé.

- la relation "densité sèche - paramètre f" montre une tendance à la proportionnalité directe entre ces deux paramètres. Cela est illustré par les figures L-QSAT91 et L-PSAT91 en coordonnées semi-logarithmiques.

- la relation "indice des vides - paramètre f" fait apparaître une tendance d'alignement de points expérimentaux. Les deux paramètres sont inversement proportionnels comme le montre les figures R-QSAT92 et R-PSAT92 en coordonnées arithmétiques.

— pour ce qui est de la relation “degré de saturation — paramètre f ” on obtient une tendance linéaire, pour le milieu quasi-saturé (fig. N-QSAT93 en coordonnées arithmétiques) et dans le matériau non-saturé la distribution de points expérimentaux suit la forme de la branche d’hyperbole traditionnelle (fig. N-PSAT93 en coordonnées semi-logarithmiques). Le paramètre f et le degré de saturation S_r tendent vers une proportionnalité inverse, de façon à ce qu’à la limite située aux alentours de la saturation complète et sous certaines conditions on ait σ_1 “pic” égale σ_1 “pal”, égale à 1^* . La dispersion remarquée sur les graphiques proviennent de l’influence superposée d’un très grand nombre de paramètres (micro-fissures dans le matériau, légères différences dans l’exécution des essais etc), ce qui rend ces limites peu précises. Il faudrait, afin de clarifier et quantifier plus précisément ces inter-dépendances, les examiner en utilisant les coefficients de corrélation multiples et les représenter dans l’espace à “ n ” dimensions.

— la relation “degré de surconsolidation — paramètre f ” met en évidence la proportionnalité directe entre ces deux paramètres (cf. fig. X-QSAT94 et X-PSAT94 en coordonnées arithmétiques).

— la relation “module de déformation — paramètre f ” présente une bonne corrélation de type hyperbolique** entre ces deux rapports (cf. fig. U-QSAT95 et U-PSAT95 en coordonnées arithmétiques). De même si l’on reporte le module de déformation en fonction du paramètre “ Γ ***” on obtient aussi une corrélation satisfaisante (cf. fig. V-PSAT.115 et V-QSAT 115).

Les équations de ces relations sont les suivantes :

$$Y = 1,3 + \frac{2,73 \cdot 10^1}{(x - 17,0)^{1,21}} \quad (U - QS)$$

$$Y = 2,5 + \frac{34,18 \cdot 10^2}{(x - 100,0)^{1,06}} \quad (U - PS)$$

$$Y = 26,0 + \frac{1,31 \cdot 10^1}{(x - 1,36)^{1,223}} \quad (V - QS)$$

$$Y = 135,0 + \frac{19,57 \cdot 10^2}{(x - 2,0)^{1,178}} \quad (V - PS)$$

Pour ce qui concerne la relation “contrainte latérale — paramètre f ” on remarque qu’avec une augmentation de cette contraintes le rapport $\frac{\sigma_1 \text{ “pic”} - \sigma_3}{\sigma_1 \text{ “pal”} - \sigma_3}$ décroît ce qui peut justifier la supposition que σ_1 “pic”, dans ce cas, augmente plus lentement que σ_1 “pal” confirmant notre idée que cette dernière grandeur est plus sensible aux variations de σ_3 (cf. les figures P-QSAT 96 et P-PSAT 96).

* On retrouve certaines relations utilisées dans les expériences de laboratoire concernant la résistance au cisaillement des sols, par exemple : “l’essai de cône” (“fall-cone test”).

** Souvent on appelle ici une inter-dépendance “corrélation” dans le sens plus large, même si elle n’est pas linéaire mais de type hyperbolique, en occurrence.

*** Le nombre des couples expérimentaux dépassant le nombre maximal des couples prévus dans le programme, on les a partagés et traités en deux parties indépendantes.

Sous-groupe n° 10 – C'est la "déformation" ($\frac{\Delta H}{H}$) qui a été reportée dans ce sous-groupe, sur une dizaine de graphiques pour les deux milieux, en fonction de : la densité sèche, l'indice des vides, le degré de saturation et la contrainte latérale dans la cellule.

– la relation "densité sèche – déformation" fait apparaître une proportionnalité inverse entre leurs valeurs. Dans le milieu quasi-saturé utilisant les séries de "densité rapprochées" on trouve une relation assimilable à une droite (fig. L 14-A₁ et L 14-A₂). Quant au milieu non-saturé la distribution des points expérimentaux prend une forme proche d'une branche d'hyperbole (fig. L-PSAT 101). Son équation est la suivante :

$$Y = 11,0 - \frac{1,7 \cdot 10^{-1}}{(1,90 - x)^{0,78}}$$

– la relation "indice des vides – déformation" révèle une proportionnalité directe entre ces deux paramètres. Pour le milieu quasi-saturé c'est une tendance générale linéaire (fig. R-QSAT 102), tandis que, dans le milieu non saturé, la relation est de type hyperbolique dont voici l'équation (fig. R-PSAT 102) :

$$Y = 11,0 - \frac{3,6 \cdot 10^{-3}}{(x - 0,45)^2}$$

– la relation "degré de saturation – déformation" indique une proportionnalité directe entre ceux-ci. La figure N-QSAT 103 montre que cette relation est linéaire dans le matériau proche de la saturation. La figure N-PSAT 103 illustre la distribution des points expérimentaux autour d'une branche d'hyperbole équilatère traditionnelle dont l'équation est la suivante :

$$Y = 3,0 + \frac{0,128}{(0,93 - x)^{1,228}}$$

– et enfin, la relation "contrainte latérale* – déformation" évoque une vague tendance linéaire et dans un tel cas d'interprétation la "déformation" et la contrainte latérale varieraient dans le même sens (cf. fig. P-QSAT 104 et P-PSAT 104).

Sous-groupe n° 11 – Le module de déformation E_1 a été reporté, dans cet ensemble de relations, sur une quinzaine de graphiques dont la moitié illustre le matériau "quasi-saturé" et l'autre le matériau non-saturé.

– la relation "contrainte de préconsolidation – E_1 " avec laquelle on obtient, en coordonnées semi-logarithmiques une proportionnalité directe, présente pour la droite d'alignement une inclinaison de 54° (à l'échelle choisie) (cf. fig. K-QSAT 111 et K-PSAT 111).

* Ou encore "horizontal" (σ_{11}).

– la relation “densité sèche – E_1 ” reportée en coordonnées semi-logarithmiques présente sensiblement les mêmes formes que celles des figures K-QSAT 111 et K-PSAT 111. Les valeurs du module de déformation sont donc directement proportionnelles aux valeurs de la densité sèche. L’inclinaison de la droite de relation, pour le milieu non-saturé, est de 65° environ sur l’horizontale (fig. L-QSAT 112 L-PSAT 112).

– la relation “Indice des vides – E_1 ” montre une proportionnalité inverse entre ces deux paramètres (fig. R-QSAT 113 et fig. R-PSAT 113) aussi bien pour le matériau quasi-saturé que pour le matériau non-saturé. Les équations de ces droites sont les suivantes :

$$Y = -5,6x + 6,18 \quad (\text{R-QSAT})$$

$$Y = -6,19x + 6,24 \quad (\text{R-PSAT})$$

– pour ce qui est de la relation “degré de saturation – E_1 ” on distingue deux formes de relation, l’une linéaire pour le matériau quasi-saturé (cf. fig. N-QSAT 114) et l’autre s’assimilant à la branche d’hyperbole équilatère pour l’argile non-saturé (cf. fig. N-PSAT 114). Dans les deux cas, on constate que plus les valeurs de S_r sont élevées, plus celles de E_1 sont faibles, et vice-versa. L’équation de la relation concernant le matériau partiellement saturé est la suivante :

$$Y = 3,5 \cdot 10^3 - \frac{2,8 \cdot 10^2}{(0,92 - x)^{0,6}}$$

Le graphique indique, dans ce cas, une augmentation brusque de E_1 (à partir de $S_r \approx 92\%$) ensuite, en poursuivant la dessiccation pour le degré de saturation oscillant autour de 80% l’accroissement de E_1 devient de plus en plus faible et finalement à partir de $S_r \approx 60\%$ l’allure de la courbe s’applatit et devient presque horizontale.

Pour la relation “paramètre f – module de déformation” on obtient un graphique en forme d’hyperbole équilatère aussi bien pour le matériau quasi-saturé que le non saturé. Comme on l’a déjà signalé en parlant de la relation inverse “module de déformation – paramètre f ” dans le sous-groupe n° 9, l’interdépendance entre ces deux paramètres est très nette et démontrée. Les équations de ces deux courbes de type hyperbolique sont les suivantes :

$$Y = 26,0 + \frac{1,31 \cdot 10^1}{(x - 1,36)^{1,223}}$$

$$Y = 135,0 + \frac{19,57 \cdot 10^2}{(x - 2,0)^{1,178}}$$

En ce qui concerne la relation “contrainte latérale – E_1 ” (cf. fig. P-QSAT 116 et fig. P-PSAT 116) on obtient une tendance allant dans le sens d’une proportion-

* (Cf. figure V-QSAT 115 et V-PSAT 115.)

nalité directe entre ces deux paramètres ; pour le matériau quasi-saturé on remarque une plus grande dispersion des points expérimentaux que dans le cas du matériau partiellement saturé. L'angle d'inclinaison de l'alignement, sur l'horizontale, est de 78° pour l'argile non-saturée, et de 69° pour la quasi-saturée (à l'échelle choisie sur nos graphiques).

D'après ce que l'on a dit précédemment il semble que σ_1 "pic" croît beaucoup plus vite avec σ_3 que ne le fait la déformation.

Avec la relation "degré de surconsolidation - E_1 ", on retrouve une relation linéaire de la proportionnalité directe (en coordonnées semi-logarithmiques) et qui est représentée sur les figures X-QSAT 117 et X-PSAT 117 .

L'inclinaison de la droite de relation, sur horizontale est de 66° (à l'échelle utilisée) aussi bien pour le matériau quasi-saturé que pour le non-saturé.

C'était la dernière relation de l'ensemble des inter-dépendances groupées autour du module de déformation (E_1).

Sous-groupe n° 12 - Dans ce groupe on a reporté les valeurs du rapport Cu "pic"/ σ_{pc} , dit "paramètre λ ", en fonction d'un certain nombre de paramètres ce qui a permis la construction de quatre relations pour le milieu quasi-saturé et quatre autres pour le milieu partiellement-saturé.

-- la relation "densité sèche-paramètre λ " présente une proportionnalité inverse entre ces deux paramètres ce qui démontre que les valeurs de la contrainte de préconsolidation "croissent", apparemment, beaucoup plus vite avec la densité que celles de Cu "pic". La relation est représentée, en coordonnées arithmétiques, sur les figures L-QSAT 121 et L-PSAT 121.

Dans la relation "indice des vides-paramètre λ " les valeurs d'un des deux paramètres sont directement proportionnelles à celles de l'autre. Ces relations sont représentées, à l'échelle arithmétique, sur les figures R-QSAT 122 et R-PSAT 122 , et leurs droites sont inclinées, sur l'horizontale, respectivement de 62° et de 42° en adoptant les échelles choisies, mais si l'on dessine la droite R-QSAT 122 sur la grille de R-PSAT 122 l'inclinaison de deux droites sera la même.

On trouvera ci-après deux remarques importantes et valables pour tous les graphiques de ce chapitre :

1) Il n'est pas possible de comparer l'angle d'inclinaison de la droite de proportionnalité sur la figure concernant le milieu quasi-saturé avec celui de la figure concernant le milieu non-saturé, car le rapport échelle verticale/échelle horizontale constituant les grilles, n'est pas le même pour les deux dessins, ce décalage étant nécessaire pour sauvegarder le même format de graphique (21 × 29,7). C'est la raison pour laquelle nous avons élaboré pour la plupart des relations les expressions analytiques correspondantes.

2) Soulignons, encore une fois, que le choix de mise en relation des paramètres sélectionnés ne suis pas obligatoirement le principe de cause à effet.

Avec la relation "degré de saturation-paramètre λ " on obtient, pour le matériau quasi-saturé, en coordonnées semi-logarithmiques, une proportionnalité directe entre ces deux paramètres (cf. fig. N-QSAT 123) et pour le milieu non-saturé la relation est comme d'habitude de type hyperbolique, en coordonnées arithmétiques, montrant la diminution du rapport $\sigma_1^{\text{pic}}/\sigma_1^{\text{pc}}$ avec la dessiccation (cf. fig. N-PSAT 123). L'équation de cette forme de relation proche d'une hyperbole est la suivante :

$$Y = 0,255 + \frac{0,8 \cdot 10^{-3}}{(0,92 - x)^{1,197}}$$

— la relation "contrainte latérale-paramètre λ " n'apparaît pas, d'après alignement de ses points expérimentaux comme une relation satisfaisante. Il existe, semble-t-il, une vague tendance de la linéarité en coordonnées semi-logarithmiques suggérant le même sens de variation pour les deux paramètres, λ et σ_2 , aussi bien dans le milieu quasi-saturé que dans le non-saturé. Ces relations ont été représentées sur les figures P-QSAT 177 et P-PSAT 177 mais n'ont pas été insérées dans ce mémoire.

On constate donc, sur ces graphiques que la dispersion des points est plus accentuée que normalement, ce qui est dû probablement en grande partie, aux procédés différents qui ont été utilisés pour obtenir les paramètres mis en relation.

Sous-groupe n° 13 — Dans ce sous-groupe le rapport $\sigma_1^{\text{pic}}/\sigma_1^{\text{pal}}$ a été reporté sur dix graphiques cinq d'entre eux illustrant le milieu quasi-saturé, et cinq autres le milieu non-saturé.

Pour la relation "contrainte de préconsolidation- $\sigma_1^{\text{pic}}/\sigma_1^{\text{pal}}$ " on obtient une certaine proportionnalité entre ces deux paramètres. L'inclinaison de chacune des droites de relation, sur l'horizontale, est de 21° (cf. fig. K-QSAT 131) et de 56° (cf. fig. K-PSAT 131). Ces graphiques ont été tracés en coordonnées arithmétiques.

Il semble que les valeurs de σ_1 "pic", augmentent plus vite avec σ_3 que les valeurs correspondantes de σ_1 "pal".

— la relation "densité sèche- σ_1 "pic"/ σ_1 "pal" indique également une certaine proportionnalité directe entre ces paramètres ce qui a été représenté, en coordonnées semi-logarithmiques, sur la figure L-QSAT 132, avec une pente d'alignement des points, par rapport à l'horizontale, de 27° , et sur la figure L-PSAT 132, avec une pente de 54° .

D'après ces graphiques, il semble qu'avec l'augmentation de γ_d , les valeurs de σ_1 "pic", elles aussi, croissent mais plus vite que les valeurs correspondantes de σ_1 "pal" comme c'était le cas dans la relation précédente.

— la relation "indice des vides- σ_1 "pic"/ σ_1 "pal" fait apparaître une proportionnalité inverse entre ces deux paramètres. Elle est illustrée par les figures R-QSAT 133 et R-PSAT 133, en coordonnées arithmétiques.

Dans ce cas, également, on constate que l'augmentation est plus rapide pour σ_1 "pic" que pour "son homologue" σ_1 "pal", lorsque l'indice des vides décroît.

— la relation "contrainte latérale- σ_1 "pic"/ σ_1 "pal" met en évidence un alignement de points assimilable à une branche d'hyperbole, rapportée en coordonnées semi-logarithmiques, dont l'équation est la suivante :

$$Y = 1,13 + \frac{2,87 \cdot 10^{-1}}{(x - 0,05)^{0,88}}$$

dans le cas de matériau quasi-saturé (cf. fig. P-QSAT 134); et on aura l'équation :

$$Y = 1,45 + \frac{1,04}{(x - 0,40)^{0,728}}$$

pour un milieu non saturé (cf. fig. P-PSAT 134).

Cela nous montre que le paramètre σ_1 "pic" est beaucoup moins sensible aux variations de σ_3 que ne l'est le paramètre σ_1 "pal", qui avec σ_3 augmente beaucoup plus vite (ce qui confirme ce que l'on a conclu précédemment).

Dans le cas de la relation "rapport $\sigma_3/\sigma_1 - \sigma_1$ "pic"/ σ_1 "pal" on obtient une proportionnalité directe entre ces deux paramètres. Les deux droites de relation sont inclinées, en coordonnées arithmétiques, de 18° pour le matériau quasi-saturé (cf. fig. X-QSAT 135) et de 14° en ce qui concerne le matériau non-saturé, aux échelles respectives choisies. (cf. fig. X-PSAT 135, p. 266).

On constate que le rapport σ_1 "pic"/ σ_1 "pal" n'est pas très sensible aux variations du degré de "surconsolidation" (σ_{pc}/σ_3).

Sous-groupe n° 14 — L'avant-dernier sous-groupe considéré est l'ensemble de relations existantes entre le rapport σ_3/σ_1 "pic" = K et un certain nombre d'autres paramètres (quatorze figures en tout).

Le coefficient K, comme fonction, a été représenté graphiquement sur sept figures appartenant au milieu quasi-saturé et sept autres au milieu partiellement-saturé.

Dans la relation "contrainte de préconsolidation-paramètre K" on obtient une tendance d'alignement linéaire pour les deux "états" de matériau, quasi-saturé et non-saturé. Les valeurs de K sont inversement proportionnelles aux valeurs de σ_{pc} , ce qui est logique car avec l'augmentation de σ_{pc} , σ_1 "pic" augmente lui aussi, et le rapport σ_3/σ_1 "pic", décroît.

En ce qui concerne l'accroissement, l'influence de σ_{pc} sur σ_1 "pic" est moins grande que celle de σ_3 sur le même paramètre, ces influences dépendant elles-mêmes des variations de la densité du sol et de son degré de saturation (cf. fig. 1000 et 1002). Les figures K-QSAT 141 et K-PSAT.141 en coordonnées semi-logarithmiques, illustrent ces relations.

— la relation "densité sèche-paramètre K" met en évidence une tendance linéaire indiquant une proportionnalité inverse, entre ces deux paramètres. Cela est d'autant plus net qu'on dispose pour γ_d , d'une gamme de valeurs plus étendue ; autrement dit, pour les valeurs très rapprochées de γ_d , les deux paramètres semblent être indépendants l'un de l'autre (cet "effet d'échelle" a été déjà signalé auparavant).

Ces relations sont représentées sur les figures L-QSAT 142 et L-PSAT 142, pages 266 et 267, en coordonnées arithmétiques.

Il s'avère qu'à partir des essais oedométriques, les résultats obtenus pour K en fonction de la densité sèche sont très semblables aux résultats dont on vient de parler ci-dessus.

On constate que les paramètres σ_{pc} et γ_d varient toujours dans le même sens, et par conséquent l'un ou l'autre indifféremment peuvent être utilisés comme les variables de référence à condition de respecter leur correspondance numérique établie préalablement et une fois démontrée biunivoque (il serait préférable, dans le cas où la correspondance biunivoque n'a pas pu être établie, d'utiliser uniquement la densité sèche ou bien l'indice des vides).

– la relation “**indice des vides-paramètre K**” fait apparaître une tendance linéaire pour les deux états de matériau, ce qui est représenté sur les figures R-QSAT 143 et R-PSAT 143, en coordonnées arithmétiques ; c’est seulement ce dernier graphique qui figure dans ce mémoire (page 269).

Les valeurs de K varient dans le même sens que les valeurs de l’indice des vides, autrement dit la diminution de l’indice des vides entraîne inévitablement celle du rapport σ_3/σ_1 “pic” et d’une manière linéaire. Il est important de rappeler ici que la diminution de e a été obtenue par la dessiccation (excepté dans le cas des essais oedométriques). De plus il serait intéressant d’examiner toutes ces relations en faisant augmenter l’indice des vides par l’effet de réhumidification.

Tant pour le milieu quasi-saturé, que pour le milieu non-saturé l’inclinaison sur l’horizontale, de la droite d’alignement, est de 50° environ (à l’échelle adoptée).

– la relation “**degré de saturation-paramètre K**” donne un alignement linéaire, pour le matériau quasi-saturé (cf. fig. N-QSAT 144) et une distribution des points proche d’une branche d’hyperbole, pour le non-saturé (cf. fig. N-PSAT 144). Les valeurs de l’un des paramètres varient dans le même sens que celles de l’autre. L’inclinaison de la droite d’alignement sur l’horizontale est de 64°, et en ce qui concerne le matériau non-saturé l’équation de la relation hyperbolique est indiquée ci-dessous :

$$Y = 0,03 + \frac{3,64 \cdot 10^{-3}}{(0,92 - x)^{0,935}}$$

– la relation “**rapport σ_3/σ_1 -paramètre K**” donne une corrélation étroite linéaire aussi bien pour le matériau quasi-saturé (cf. fig. X-QSAT 145) que pour le non-saturé (cf. fig. X-PSAT 145).

Les valeurs de K sont inversement proportionnelles aux valeurs du degré de “surconsolidation”.

Les figures X-QSAT 145 et X-PSAT 145 ont été tracées en coordonnées semi-logarithmiques.

Avec la relation “**contrainte latérale-paramètre K**” on constate un alignement linéaire aussi bien pour le milieu quasi-saturé que pour le non-saturé ; cela a été illustré, en coordonnées arithmétiques par la figure P-QSAT 146, ainsi que par les figures dites de “densités rapprochées” : P07-A 146, P07-B 146, P07-C 146 etc.

Les valeurs de K varient dans le même sens que celles de la contrainte latérale ($\sigma_{lat.}$ ou encore σ_3).

L'inclinaison des droites de "corrélation", sur l'horizontale, varient entre 45° et 50° (à l'échelle choisie).

— la relation "déformation-paramètre K" est la dernière relation étudiée dans ce sous-groupe.

Elle accuse dans le milieu non-saturé une tendance à l'alignement des points expérimentaux indiquant le même sens de variation pour les deux paramètres, c'est-à-dire une proportionnalité directe. Cela est logique puisque avec l'augmentation du rapport $\frac{\Delta H}{H}$ les valeurs de σ_1 diminuent entraînant l'augmentation générale du rapport σ_3/σ_1 "pic". L'interdépendance est illustrée par les figures Q-PSAT 147 , Q04.D 147 et Q04.EF 147 (page 271).

En ce qui concerne l'argile quasi-saturée, il n'a pas été possible de mettre en évidence une inter-dépendance satisfaisante reliant le rapport σ_3/σ_1 "pic" à la "déformation".

Sous-groupe n° 15 — Le dernier sous-groupe analysé dans ce mémoire est l'ensemble de relations créées entre le rapport σ_1 "pic"/ σ_3^* et sept autres paramètres, dont quatre appartiennent, comme d'habitude, aux paramètres de "l'état initial". On mentionnera en tout quatorze relations différentes (sept pour le matériau quasi-saturé et les sept autres concerneront le matériau non-saturé).

L'évolution du rapport σ_1 "pic"/ σ_3 a été observée, sur une quinzaine de graphiques, dont une douzaine seulement a été reproduite dans ce mémoire.

La relation "contrainte de pré-consolidation — σ_1 "pic"/ σ_3 permet de constater une vague tendance qui suggère une relation linéaire entre le rapport σ_1 "pic"/ σ_3 et σ_{pc} . Ces deux paramètres varient dans le même sens, mais leurs graphiques (K-QSAT 377 et K-PSAT 377) sont caractérisés par une importante dispersion et pour autant ne figurent pas dans ce mémoire.

La relation "densité sèche — σ_1 "pic"/ σ_3 " s'est avérée une relation linéaire qui a été représentée sur les figures L-QSAT 152 et L-PSAT 152 en coordonnées semi-logarithmiques.

Les deux paramètres, σ_1 "pic"/ σ_3 et γ_d , varient linéairement et dans le même sens.

Pour les matériaux quasi-saturé et non-saturé les inclinaisons des droites d'inter-dépendance sur l'horizontale sont respectivement de 26° et de 60°, à l'échelle utilisée.

* Ce paramètre est donc inversement proportionnel au précédent "K" (sous-groupe n° 14).

La relation "indice des vides $-\sigma_1$ "pic"/ σ_3 " est, elle aussi, de type linéaire. Les paramètres de cette relation varient en sens inverse l'un de l'autre (cf. fig. R-QSAT 153 et R-PSAT 153).

Dans la relation "degré de saturation $-\sigma_1$ "pic"/ σ_3 " on trouve des nuages de points orientés de façon à suggérer des variations inversement proportionnelles pour ces deux paramètres pour le milieu quasi-saturé (cf. fig. N-QSAT 154).

Dans le milieu non-saturé la relation "Sr $-\sigma_1$ "pic"/ σ_3 " est nettement meilleure et suggère de même une proportionnalité inverse entre ces deux paramètres (cf. fig. N-P.SAT 154).

En revanche la relation "degré de surconsolidation $-\sigma_1$ "pic"/ σ_3 " s'avère très étroite et a été illustrée par les figures X-QSAT 157 Z et X-PSAT 157 Z, en coordonnées arithmétiques, de même que les figures X-QSAT.88-157 et X-PSAT-88-157*.

Les valeurs de l'un des paramètres sont directement proportionnelles à celles de l'autre.

L'inclinaison de la droite de corrélation, sur l'horizontale, est de 55° pour le matériau quasi-saturé et de 38° pour le matériau non-saturé (à l'échelle choisie).

La relation "déformation $-\sigma_1$ "pic"/ σ_3 " met en évidence une tendance linéaire d'inter-dépendance entre le rapport σ_1 "pic"/ σ_3 et le rapport $\Delta H/H$. Les valeurs de l'un varient dans le sens inverse de celles de l'autre, ce qui rejoint la constatation faite précédemment, au début de cette troisième partie, que les valeurs de σ_1 "pic" décroissent avec l'augmentation du pourcentage de "déformation".

Les figures Q-03-D 155 , Q-03-EF 155 page 262 illustrent, en coordonnées arithmétiques, ces inter-dépendances dont on vient de parler.

De la relation "contrainte latérale $-\sigma_1$ "pic"/ σ_3 " découle un alignement de points expérimentaux assimilable à une branche d'hyperbole équilatère, tant pour le matériau quasi-saturé que pour le non-saturé, ce qui a été illustré par les figures P-QSAT 156 et P-PSAT 156 en coordonnées arithmétiques. Les équations de ces deux hyperboles sont indiquées ci-dessous :

$$Y = 1,4 + \frac{8,429 \cdot 10^{-1}}{(x - 0,35)^{0,936}}$$

$$Y = 3,5 + \frac{7,0}{(x - 0,65)^{0,68}}$$

Les valeurs d'un des paramètres varient dans le sens inverse à celles de l'autre, puisque avec l'augmentation de σ_3 , le rapport σ_1 "pic"/ σ_3 décroît (autrement dit les valeurs de σ_1 "pic" croissent moins vite que celles de σ_3).

* Dans ces deux dernières relations la valeur de σ_3 n'était jamais égale à zéro, tandis que dans les deux précédentes relations les valeurs de $\sigma_3 = 0$ n'ont pas été prises en considération.

TABLEAU RECAPITULATIF n° 60

Paramètres des relations linéaires présentant une proportionnalité directe ou inverse*

	Y	X	
	Paramètre	Paramètre – variable	
	-fonction	Directement proportionnel	Inversement proportionnel
1	C_u "pic"	$\sigma_{pc}, \gamma_d, C_u$ "pal", φ_u "pic", Ic, Ei	e
2	C_u "pal"	$\sigma_{pc}, \gamma_d, C_u$ "pic", φ_u "pic", Ic, Ei	e
3	φ_u "pic"	$\sigma_{pc}, \gamma_d, C_u$ "pic", C_u "pal", Ic, Ei	e
4	Ic	γ_d, Ei, C_u "pic", C_u "pal", φ_u "pic"	e
5	γ_d	σ_{pc}	e, Sr
6	e	Sr	σ_{pc}, γ_d
7	Sr	e	σ_{pc}, γ_d
8	σ_1 "pic"	$\sigma_{pc}, \gamma_d, f, \sigma_1$ "pal", σ_3	e, Sr, σ_{pc}/σ_3 , "DEF"
9	σ_1 "pic" – σ_3	$\sigma_{pc}, \gamma_d, f, \sigma_1$ "pic", σ_3	e, Sr, σ_{pc}/σ_3 , "DEF"
10	σ_{pc}/σ_3	γ_d	e
11	σ_1 "pal"	$\sigma_{pc}, \gamma_d, \sigma_1$ "pic", σ_3 , "DEF"	e, Sr, σ_{pc}/σ_3
12	Δ	γ_d, Ei	e, Sr
13	f	$\gamma_d, \sigma_{pc}/\sigma_3$	e, Sr, σ_3
14	"DEF"	e, Sr, σ_3	γ_d
15	Ei	$\sigma_{pc}, \gamma_d, \sigma_{pc}/\sigma_3, \sigma_3$	e, Sr
16	λ	e, Sr	γ_d, σ_{pc}
17	σ_1 "pic"/ σ_1 "pal"	$\sigma_{pc}, \gamma_d, \sigma_{pc}/\sigma_3$	e
18	$K = \frac{\sigma_3}{\sigma_1 \text{ "pic"}}$	e, Sr, σ_3	$\sigma_{pc}, \gamma_d, \sigma_{pc}/\sigma_3$
19	σ_1 "pic"/ σ_3	$\gamma_d, \sigma_{pc}, \sigma_{pc}/\sigma_3$	e, Sr

* Liste non limitative.

TABLEAU RECAPITULATIF n° 61

Groupe-types des relations hyperboliques

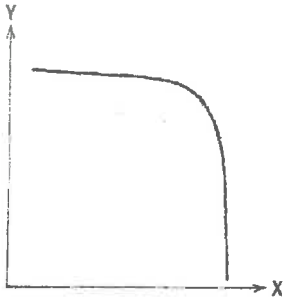
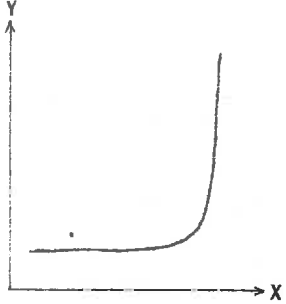
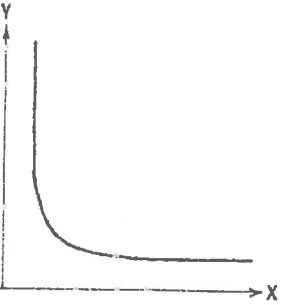
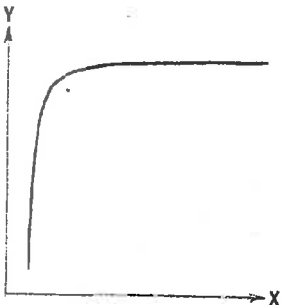
<p style="text-align: center;">Groupe-type a)</p>  <p>Type de courbe des relations entre le paramètre φ_u "pic", ou C_u "pic" ou C_u "pal", ou "Ic", ou "γd", σ_1, "$\sigma_1 - \sigma_3$", ou "Δ", ou "Ei" en fonction de "Sr", ainsi qu'entre "Sr" en fonction de "σpc" et "Sr" en fonction de "γd", enfin "DEF" en fonction de "γd".</p>	<p style="text-align: center;">Groupe-type b)</p>  <p>Type de courbe des relations entre le paramètre "e", ou "DEF", ou "λ", ou "K" en fonction de "Sr".</p>
<p style="text-align: center;">Groupe-type c)</p>  <p>Type de courbe des relations entre le paramètre σ_1 "pal" en fonction de "e", le paramètre "f" en fonction de σ_3 et "Ei", le rapport σ_1 "pic"/σ_1 "pal" en fonction de "σ_3" et le rapport σ_1 "pic"/σ_3 en fonction de "σ_3".</p>	<p style="text-align: center;">Groupe-type d)</p>  <p>Type de courbes des relations entre le paramètre "Sr" ou le paramètre "DEF" en fonction de "e".</p>

FIG. K QSAT. 44

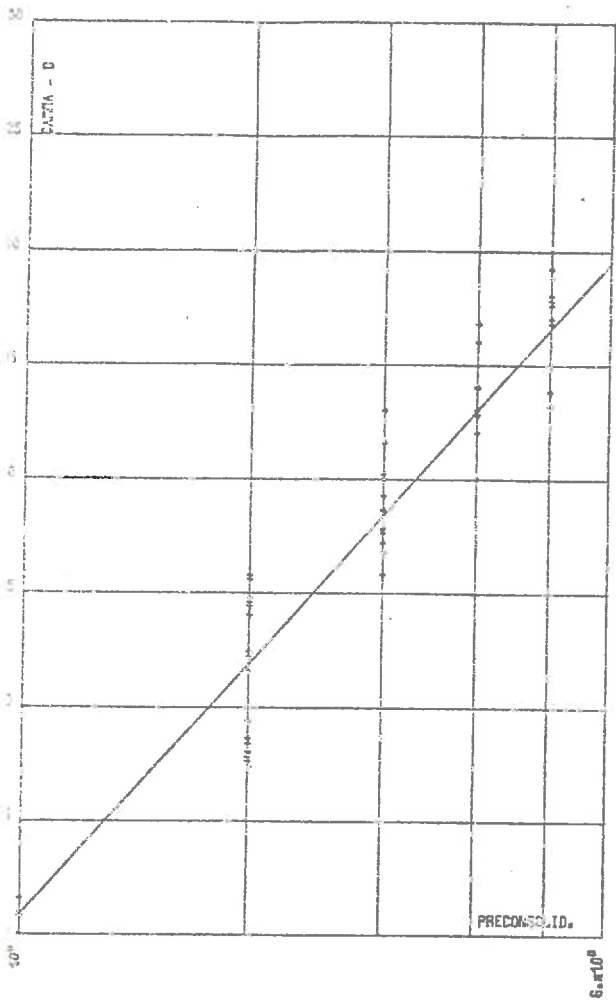
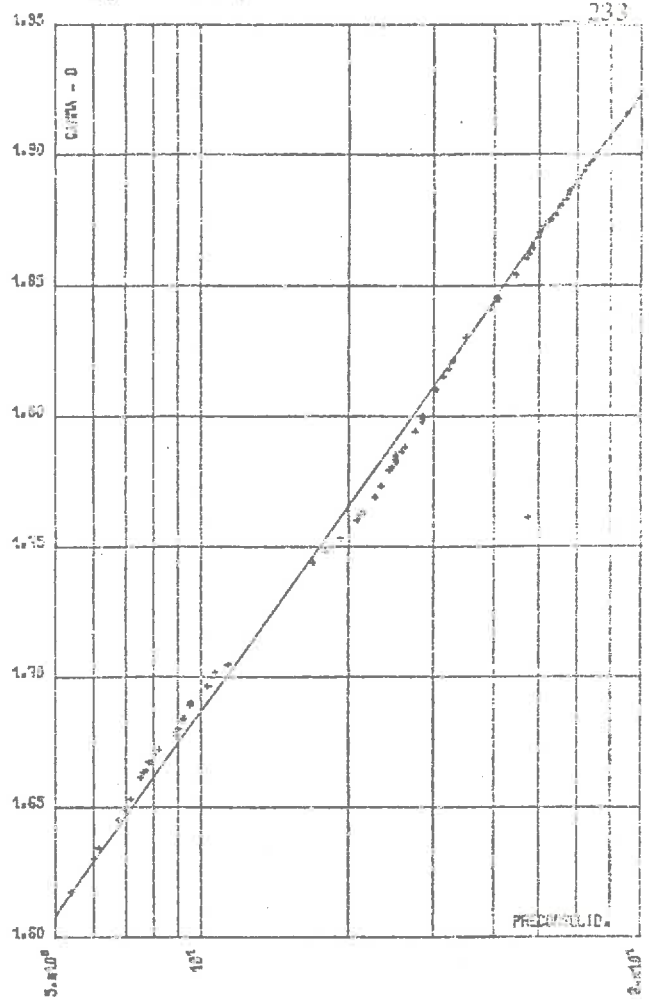


FIG. K PSAT. 44



233

FIG. R-QSAT. 42

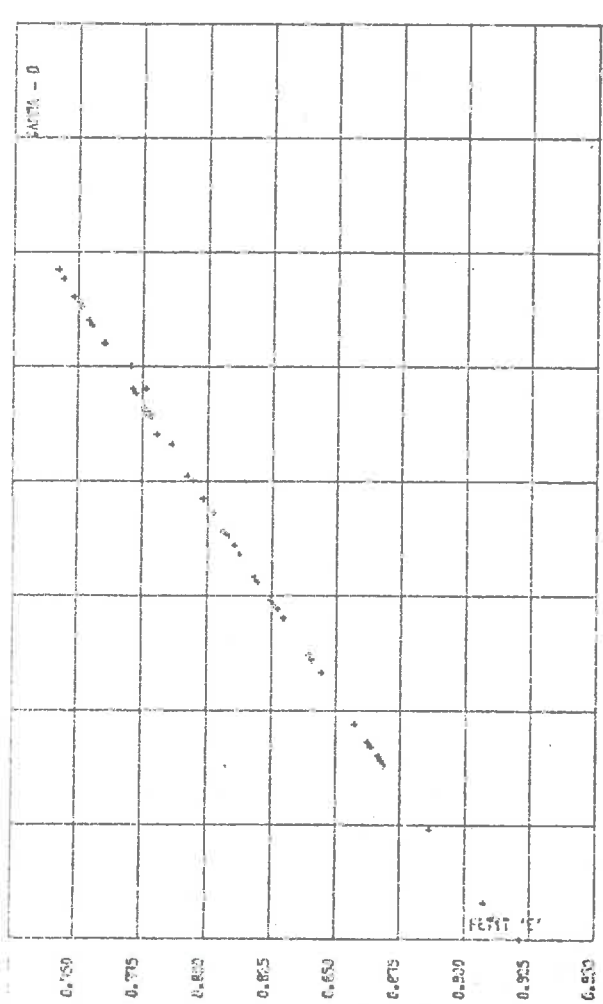


FIG. R-PSAT. 42

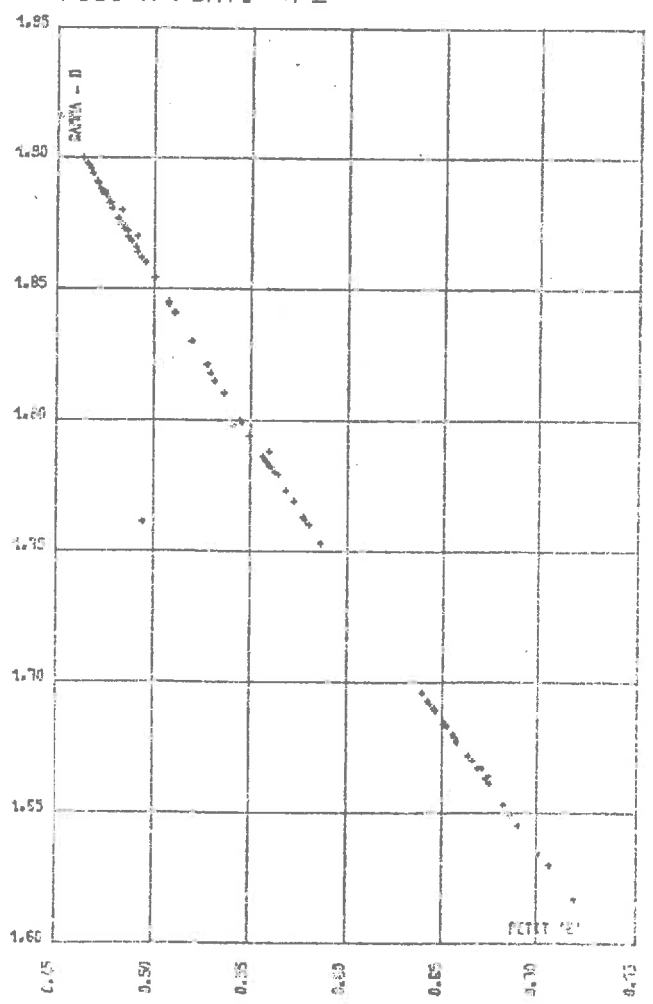


FIG. N-QSAT. 13

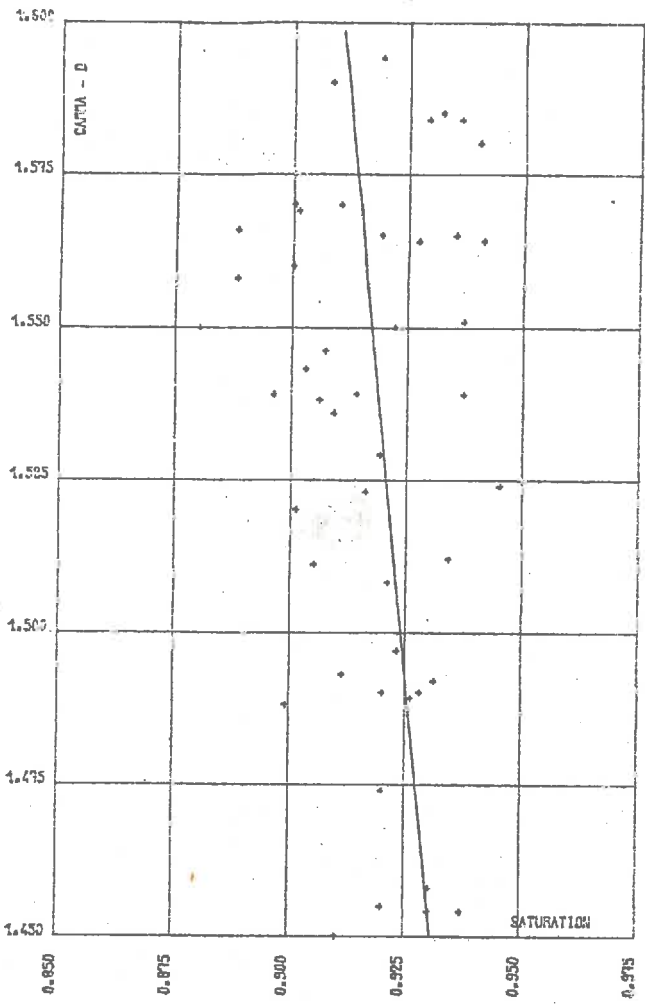


FIG. N-PSAT. 13

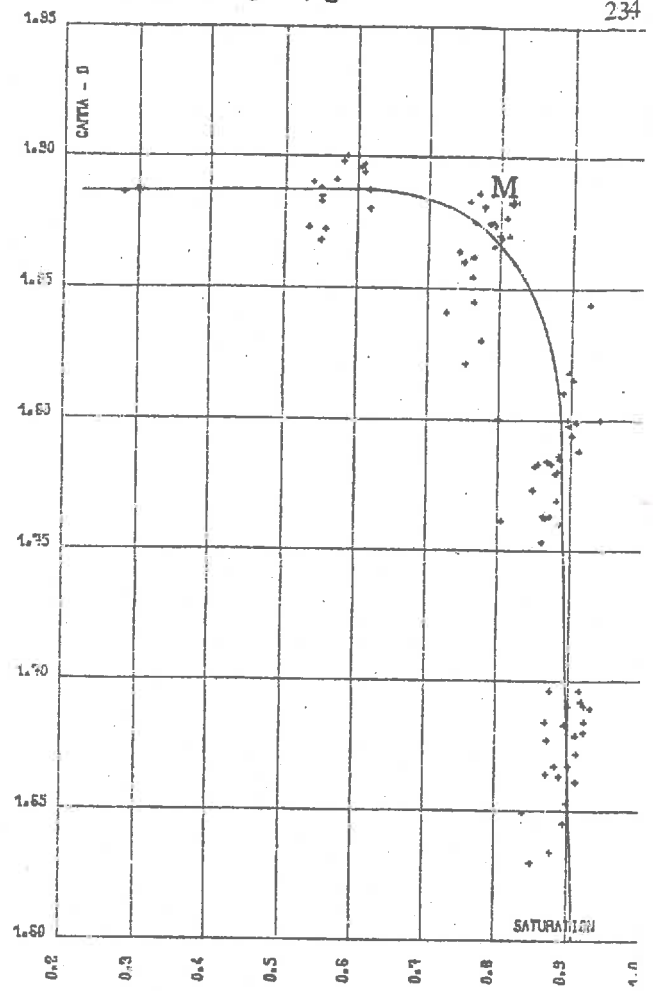


FIG. N-QSAT. 23

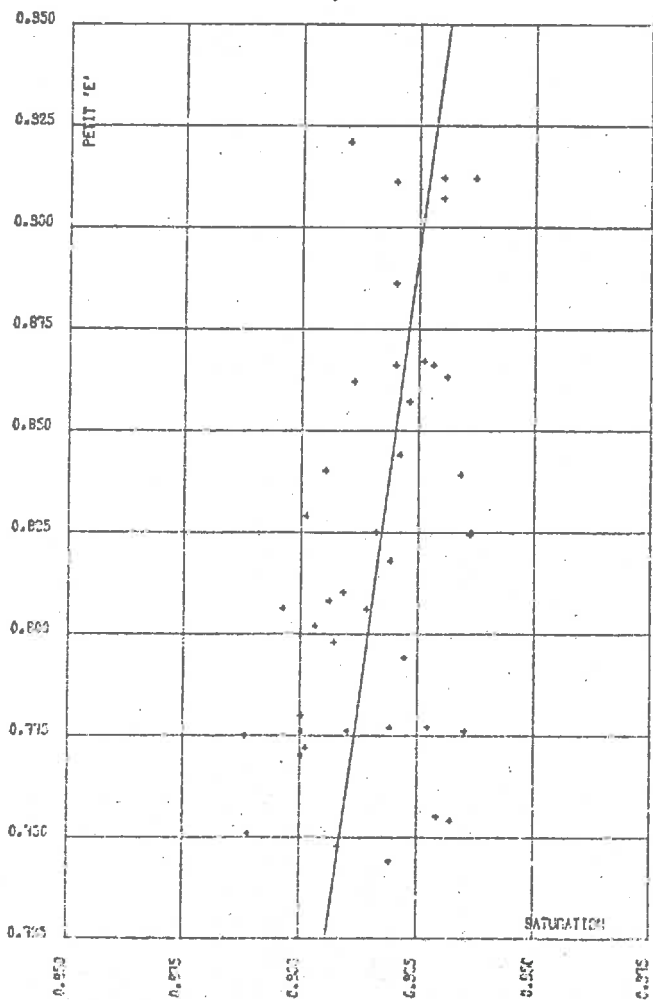


FIG. N-PSAT. 23

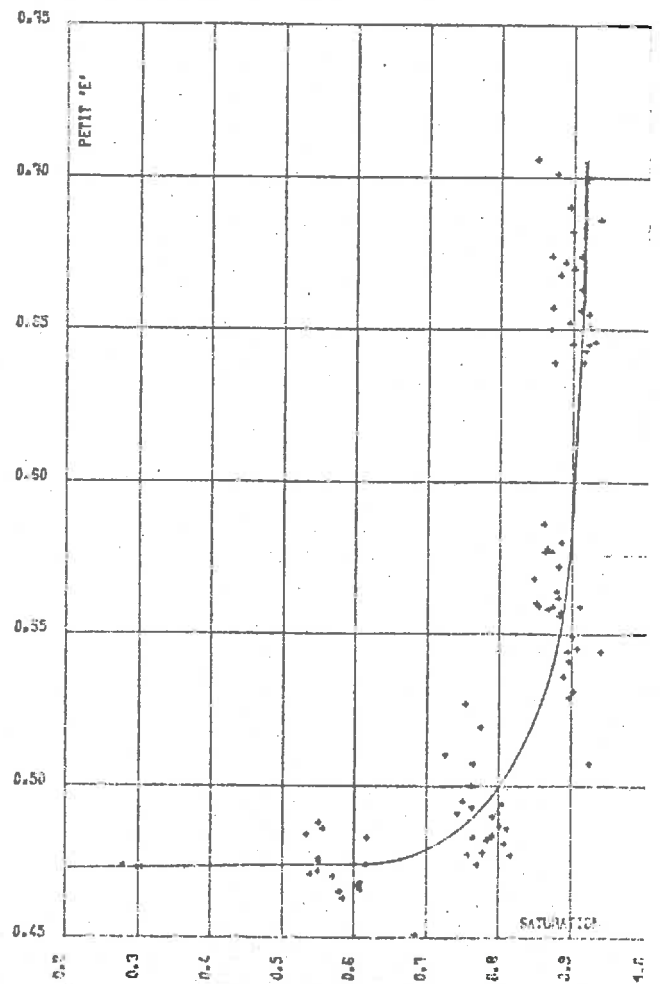


FIG. K QSAT. 21

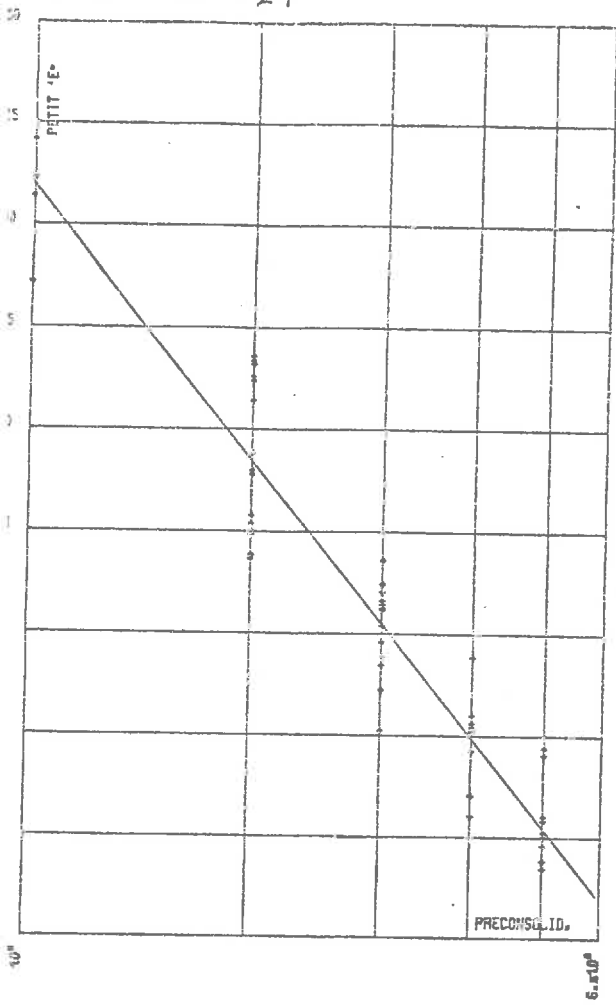


FIG. K PSAT. 21

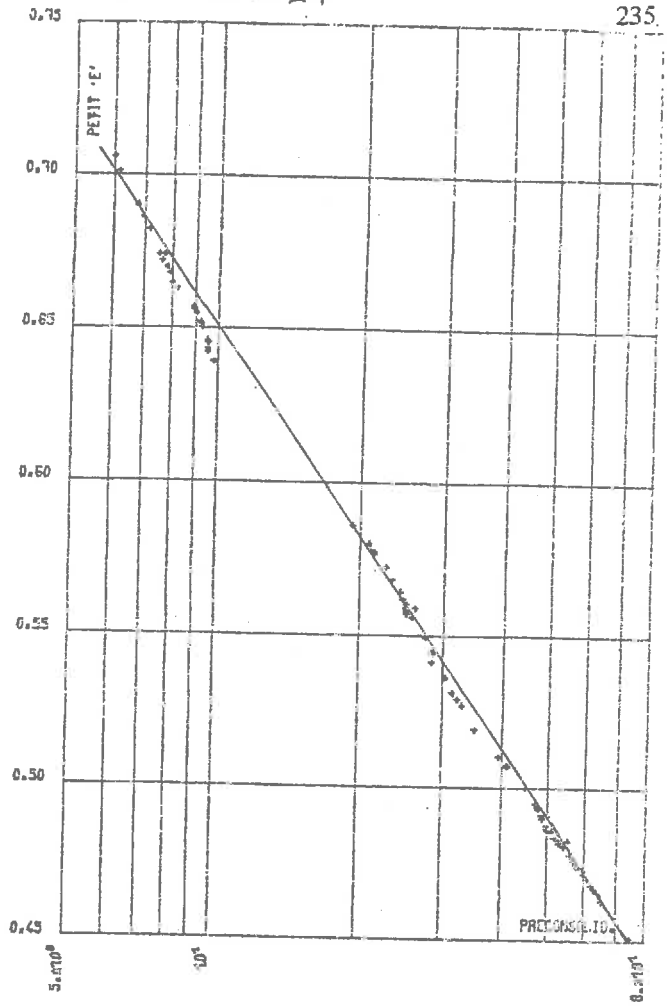


FIG. L QSAT. 22

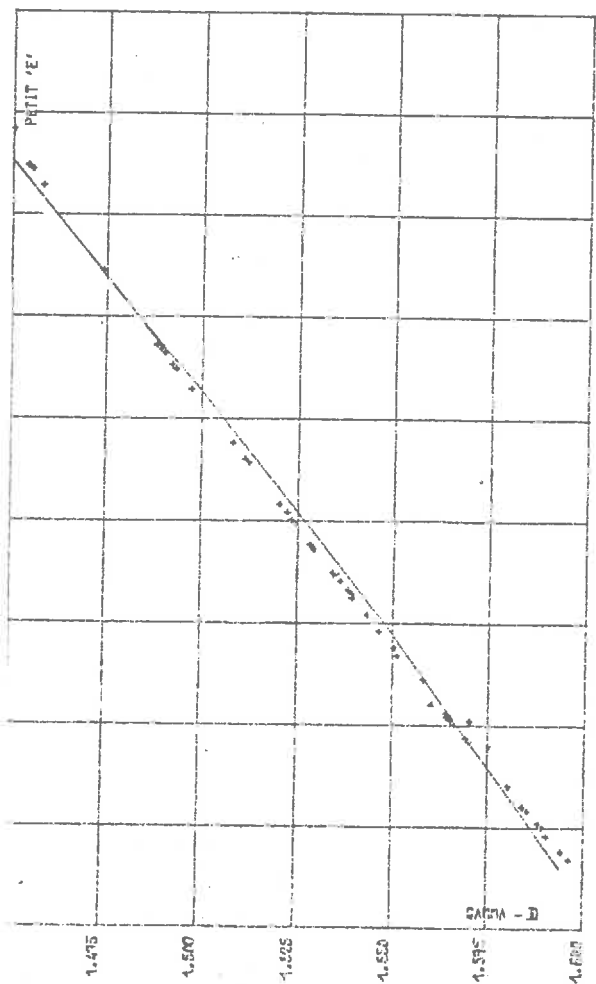


FIG. L PSAT. 22

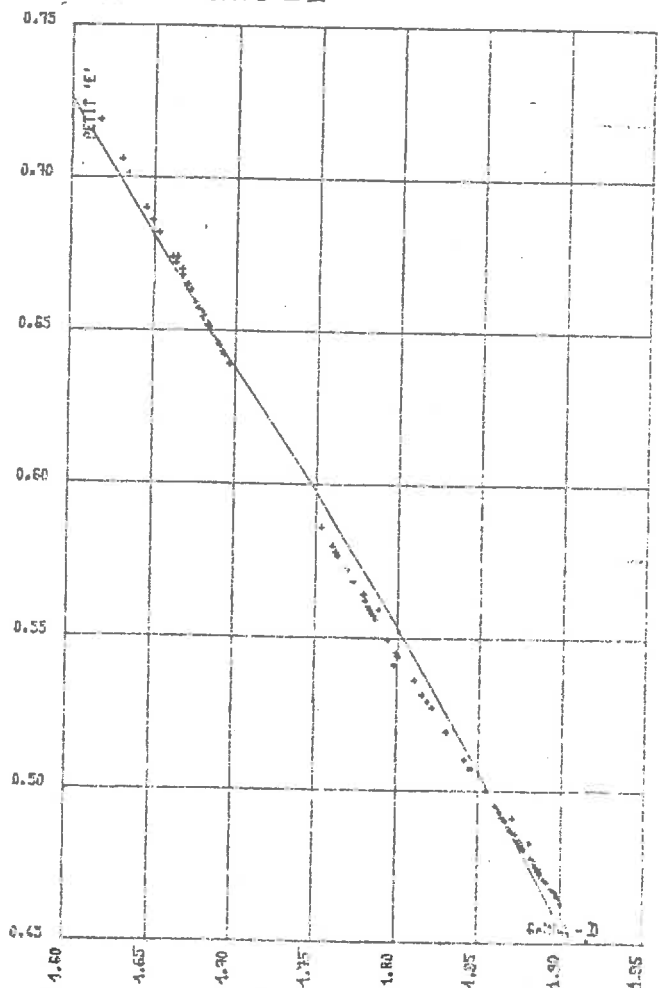


FIG. K QSAT. 31

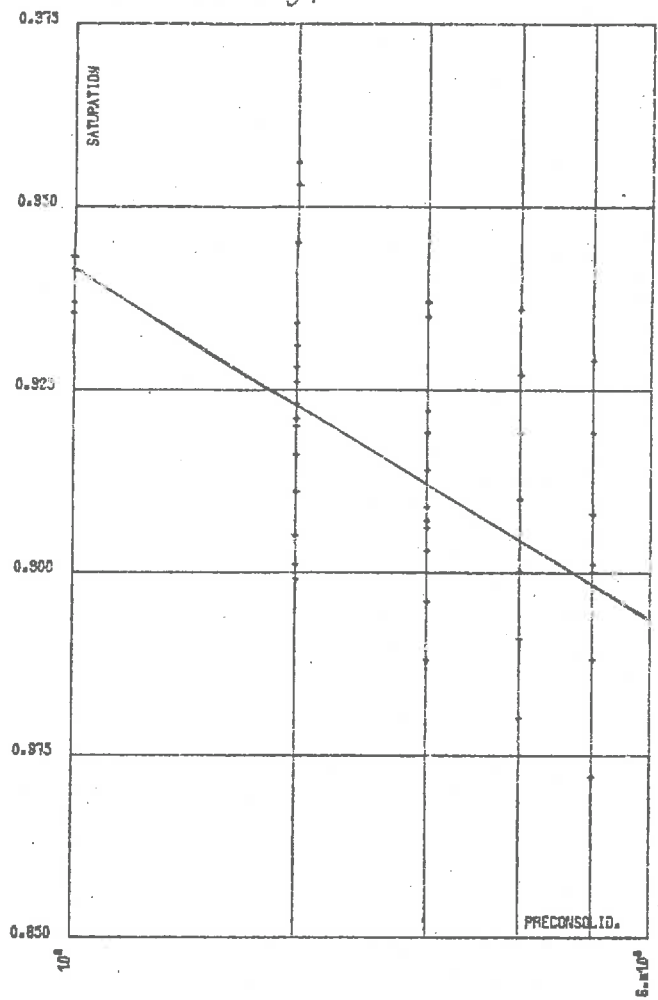


FIG. K PSAT. 31

236

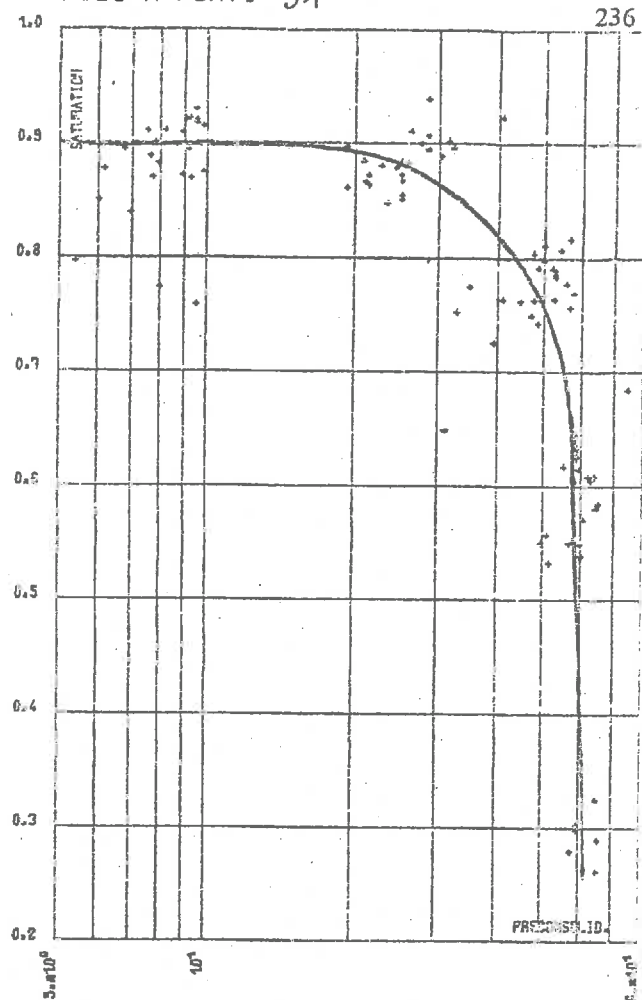


FIG. L QSAT. 32

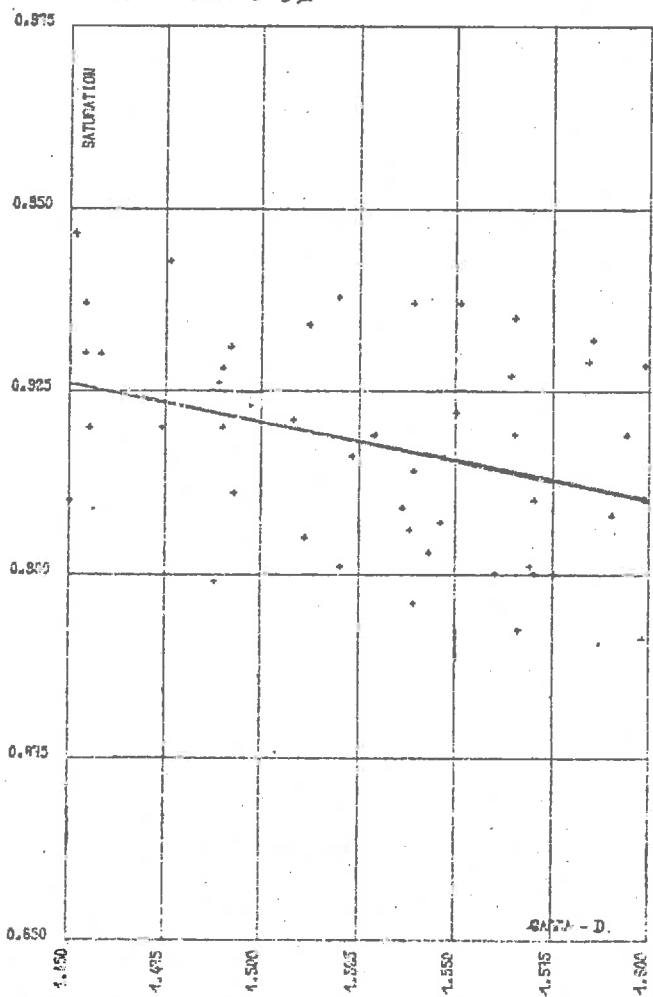


FIG. L PSAT. 32

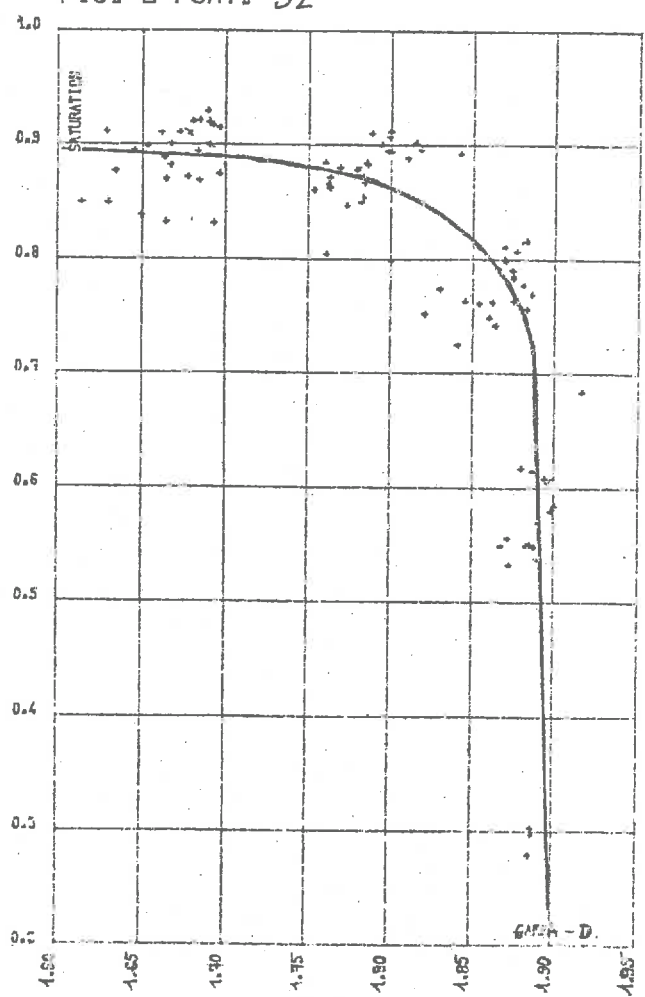


FIG. R-QSAT. 33

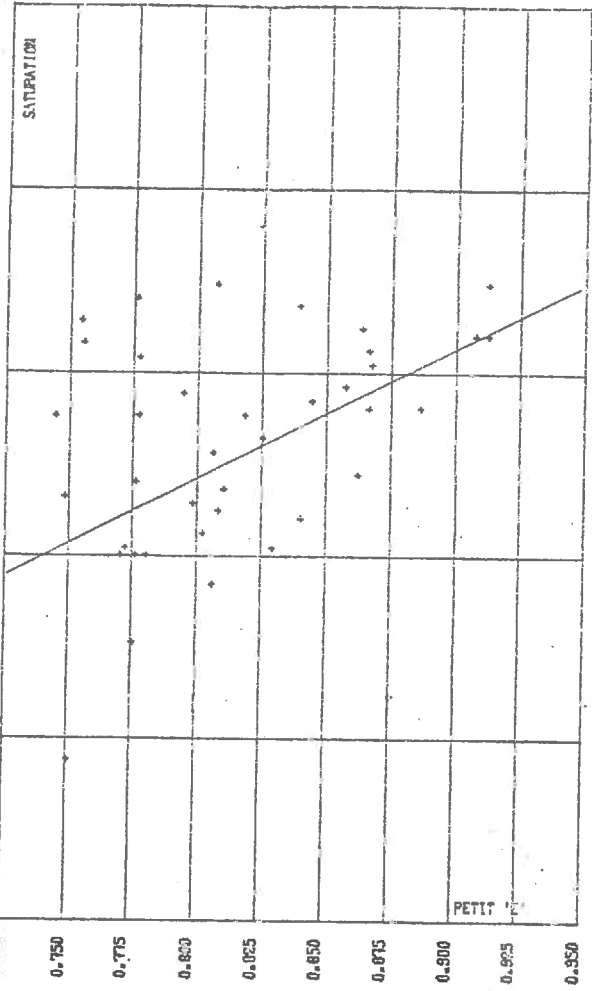


FIG. R-PSAT. 33

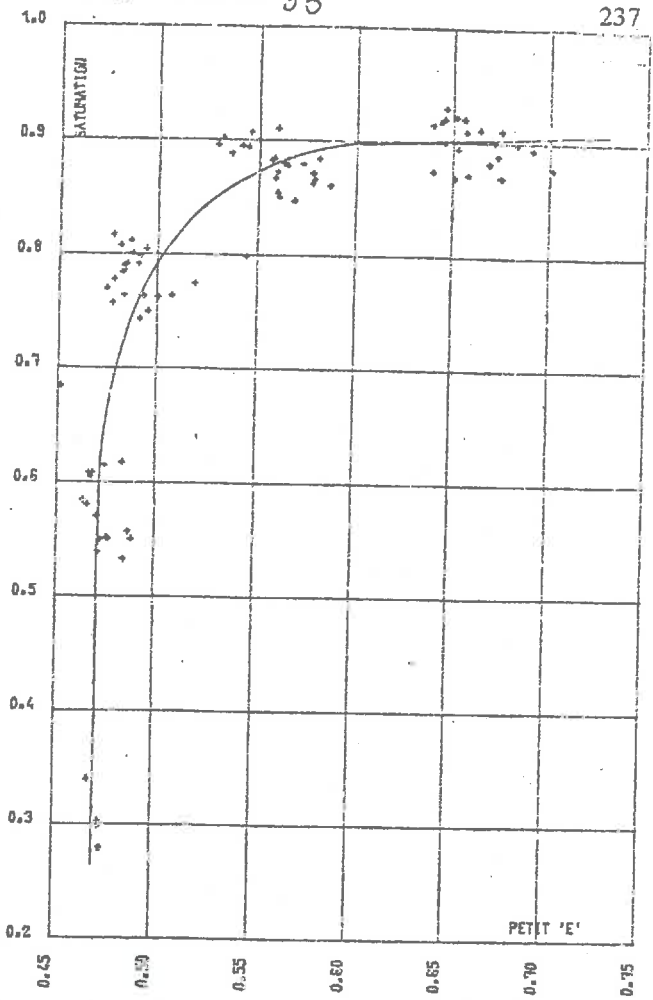


FIG. K QSAT. 41

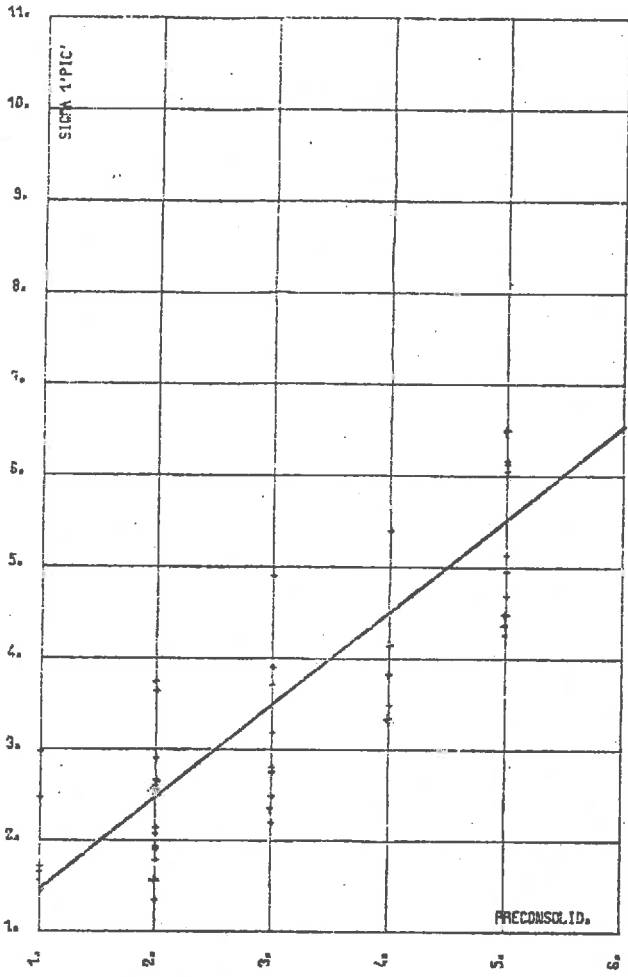


FIG. K PSAT. 41

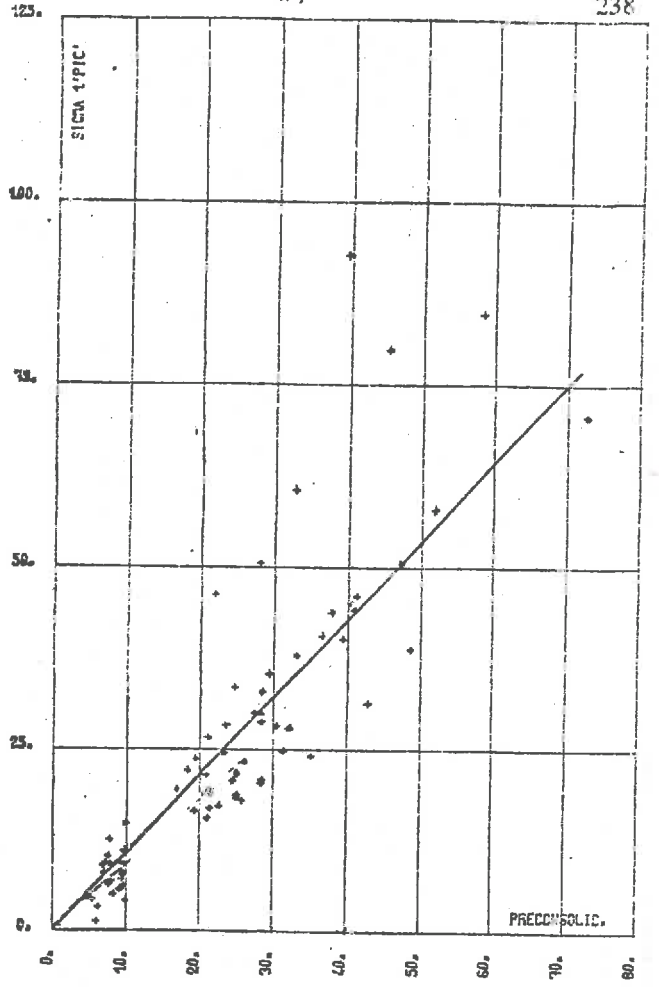


FIG. L QSAT. 42

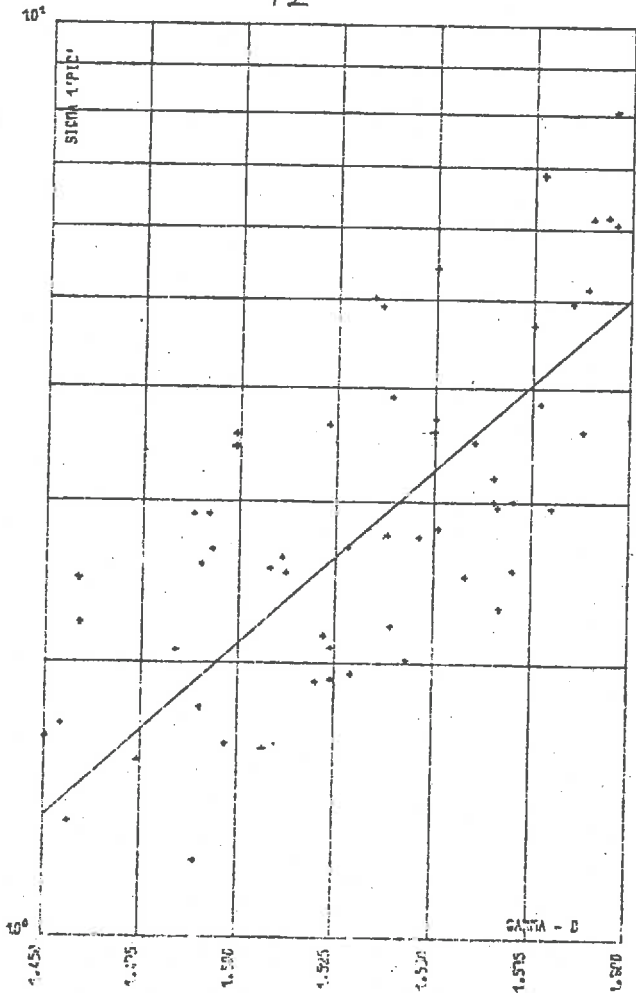


FIG. L PSAT. 42

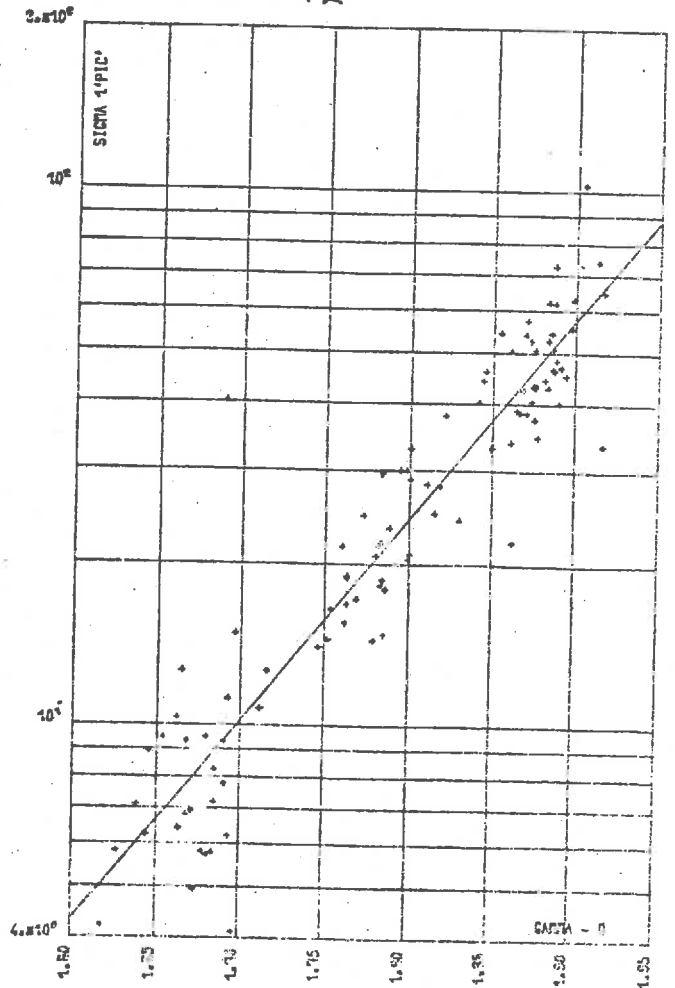


FIG. R-QSAT. 43

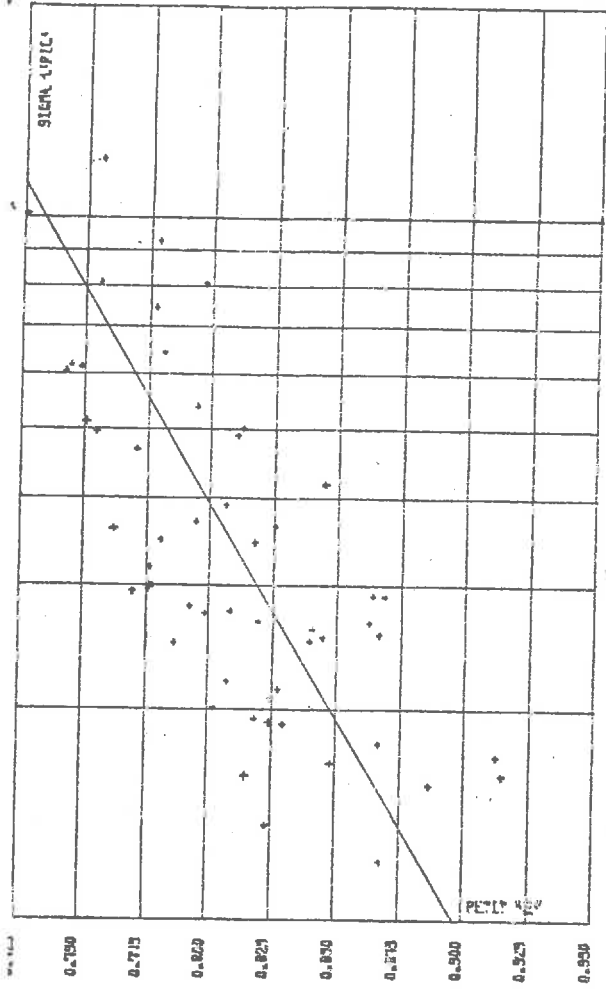


FIG. R-PSAT. 43

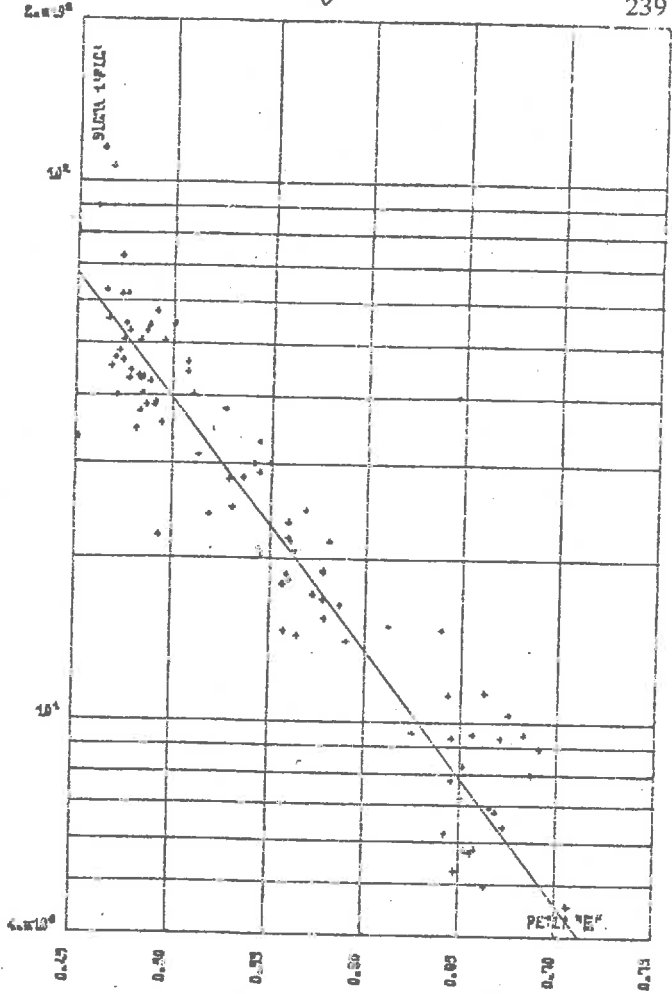


FIG. V-QSAT. 48

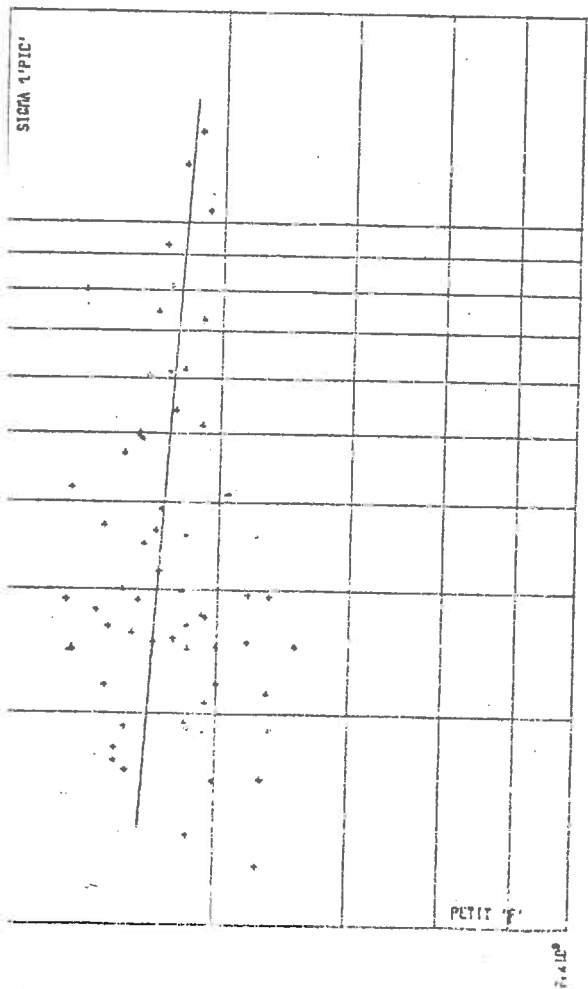


FIG. V-PSAT. 48

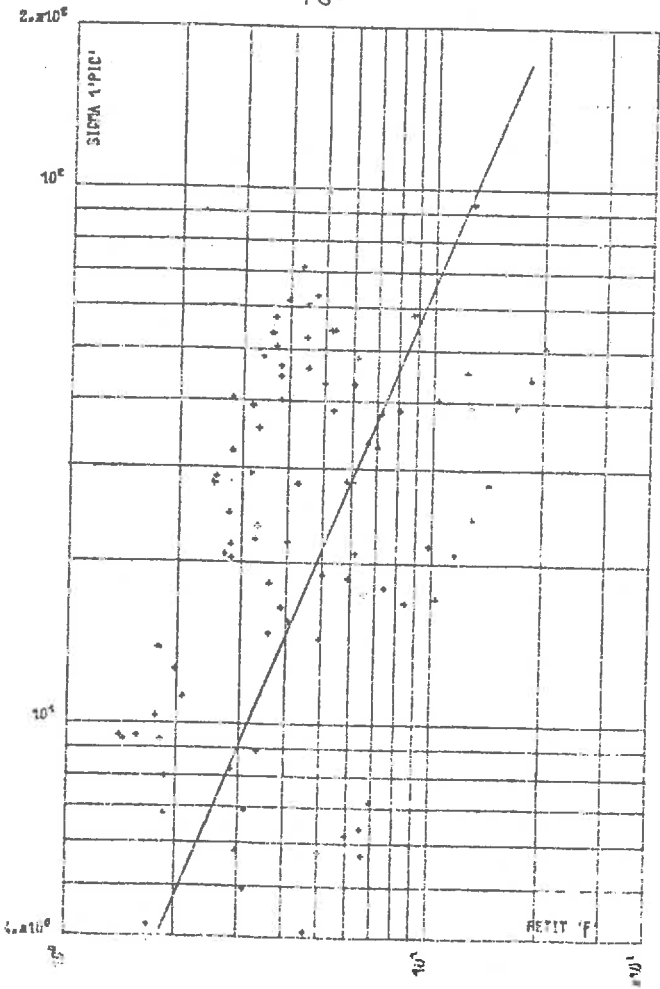


FIG. N-QSAT. 44

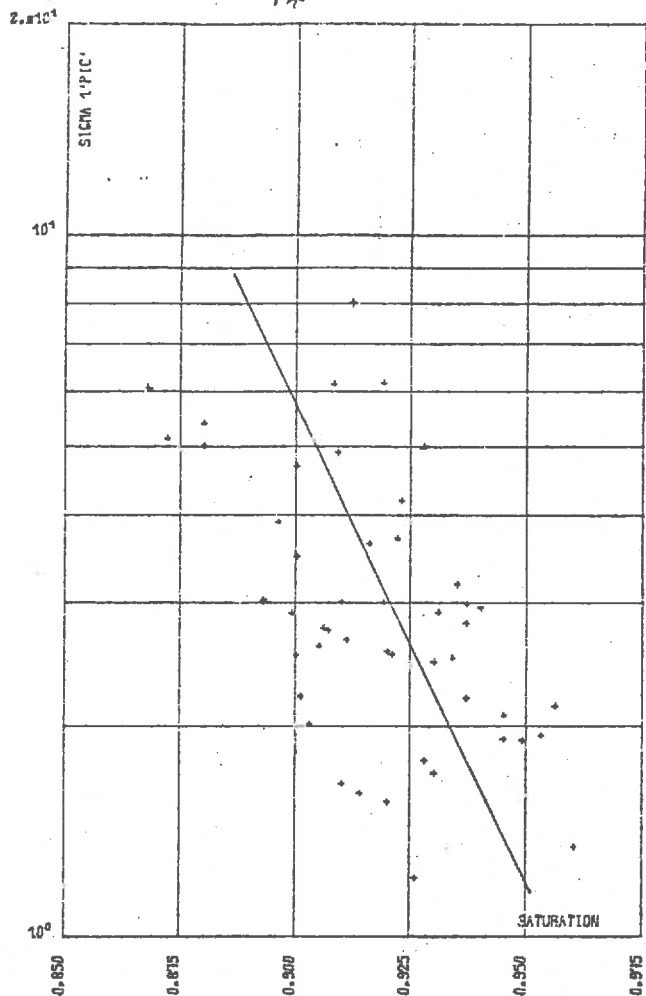


FIG. N-PSAT. 44

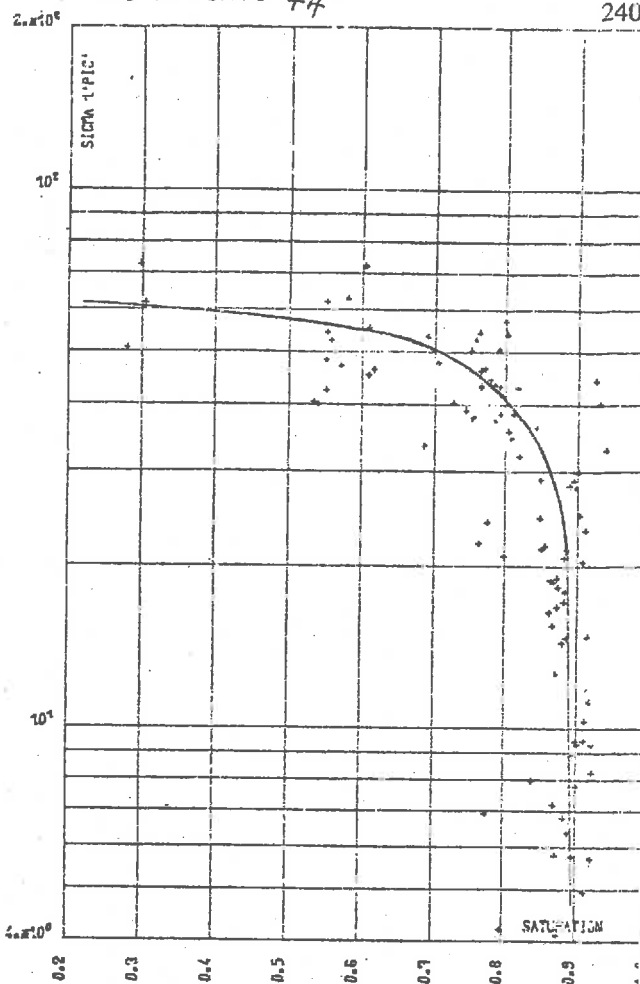


FIG. G-QSAT. 49

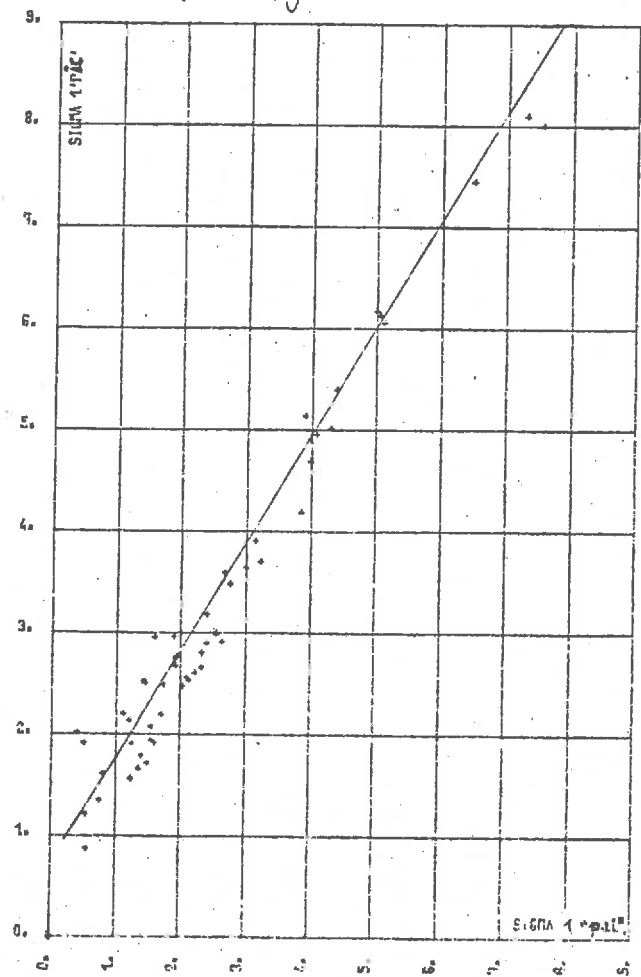


FIG. G-PSAT. 49

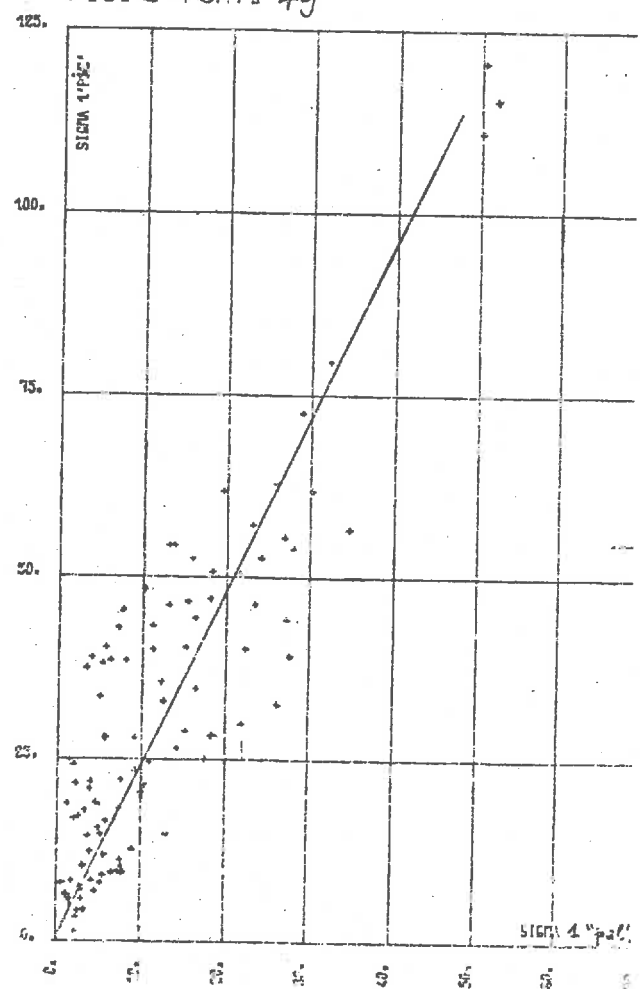


FIG. X-QSAT. 45

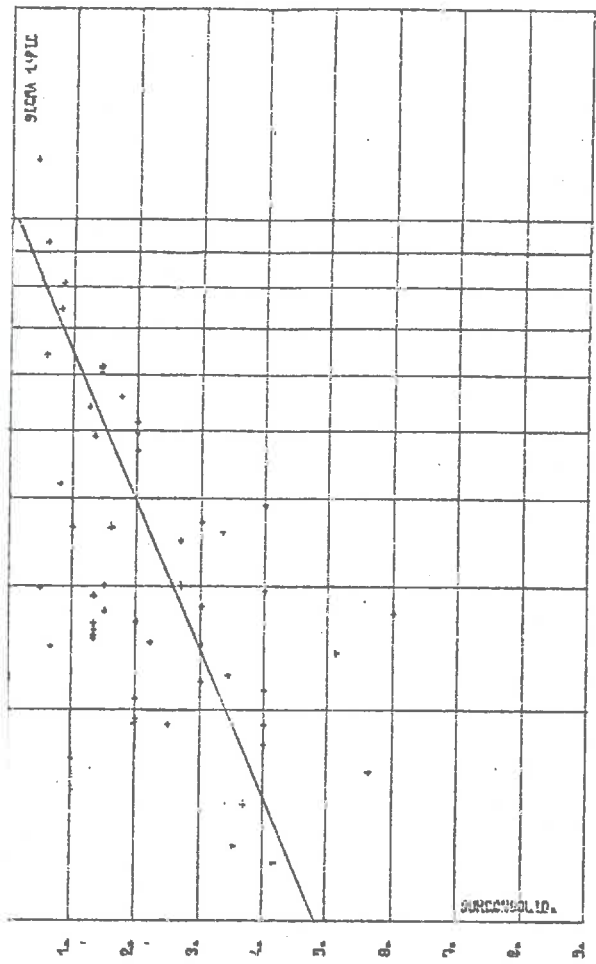


FIG. X-PSAT. 45

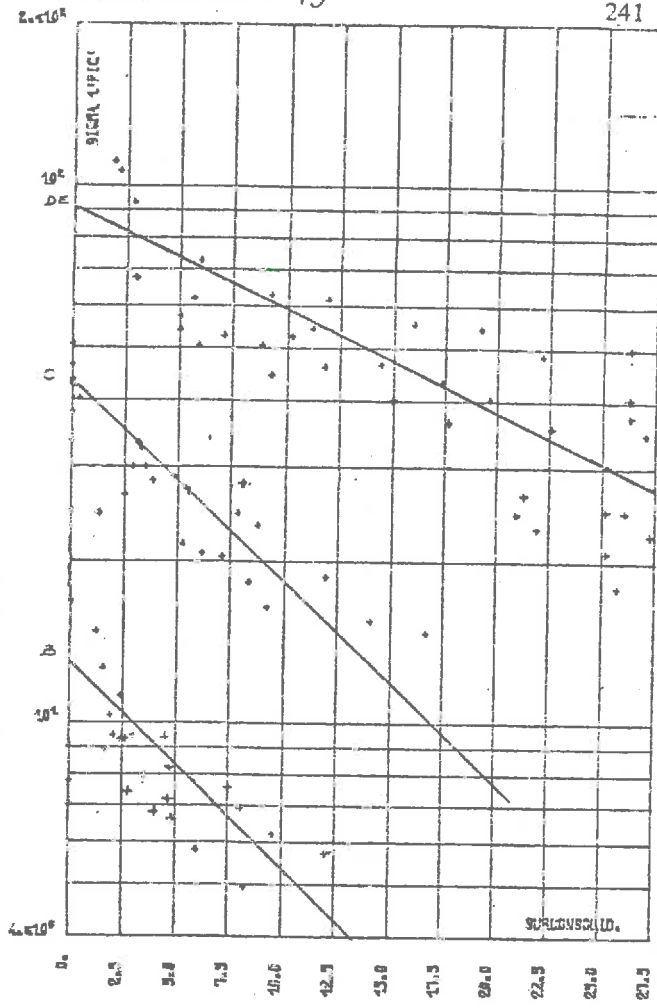


FIG. P-QSAT. 47

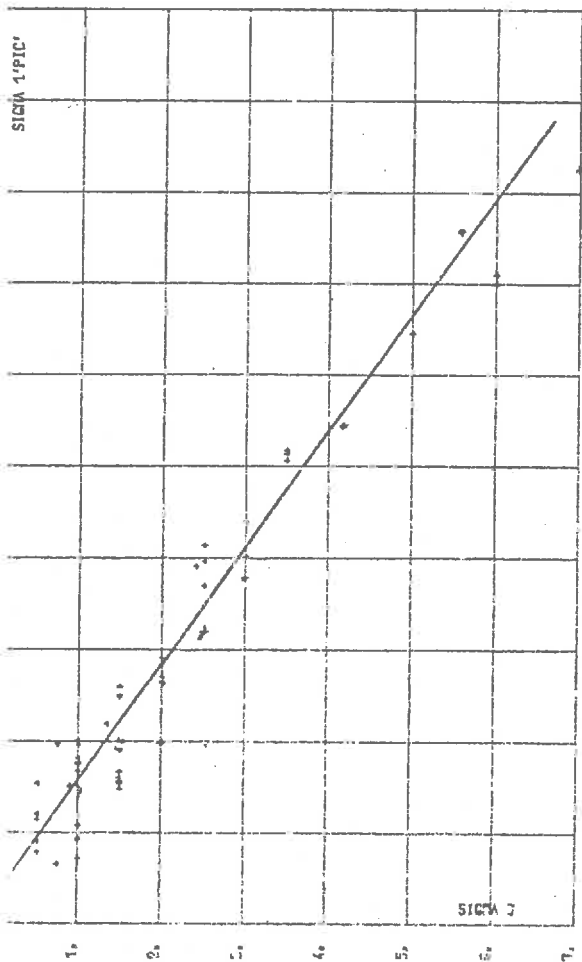


FIG. P-PSAT. 47

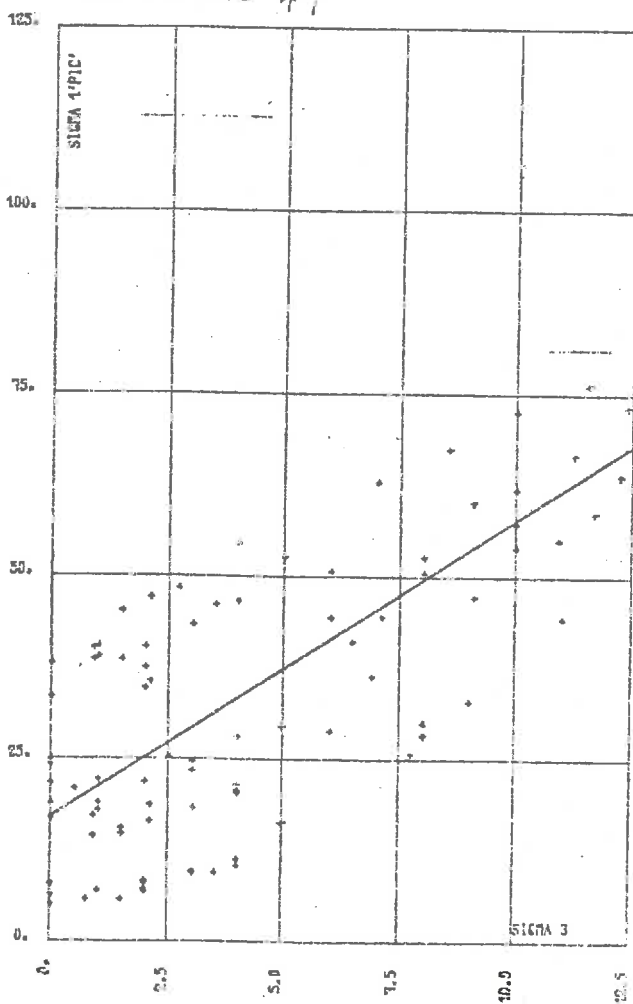


FIG. P01 C. 47

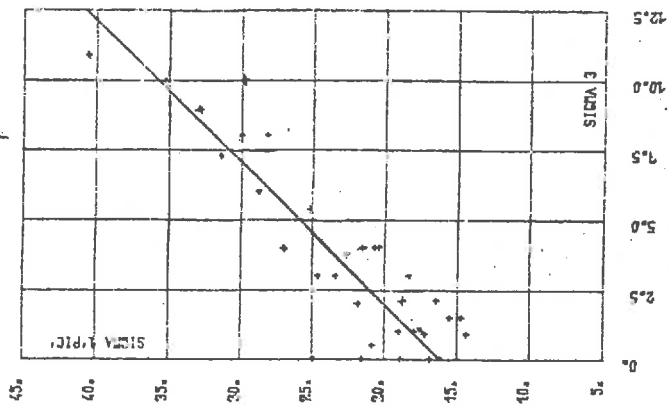


FIG. P01 EF. 47

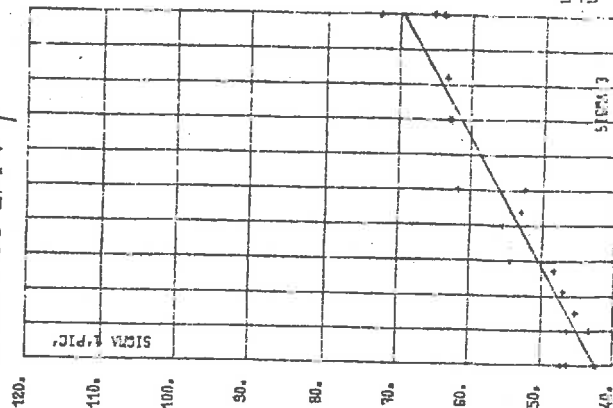


FIG. P01 B. 47

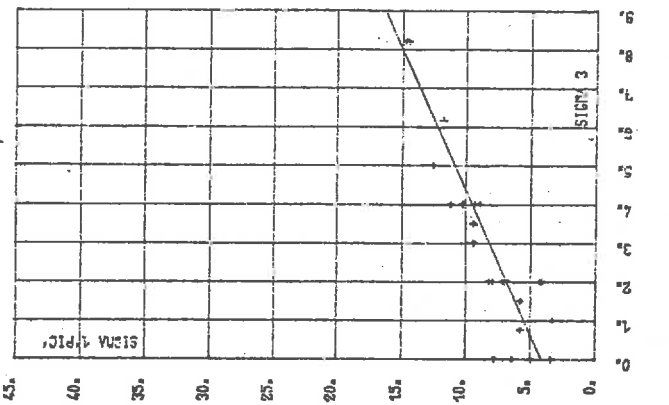


FIG. P01 D. 47

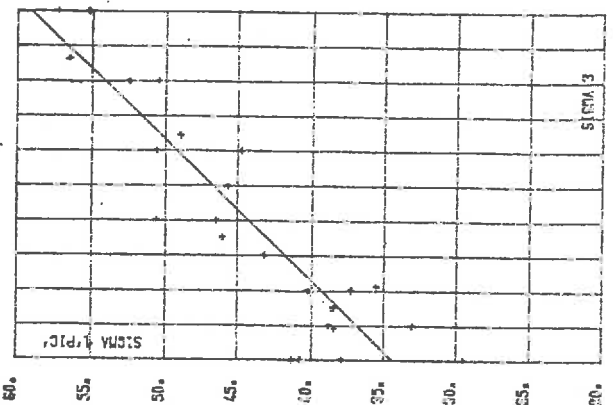


FIG. L04 C. 42

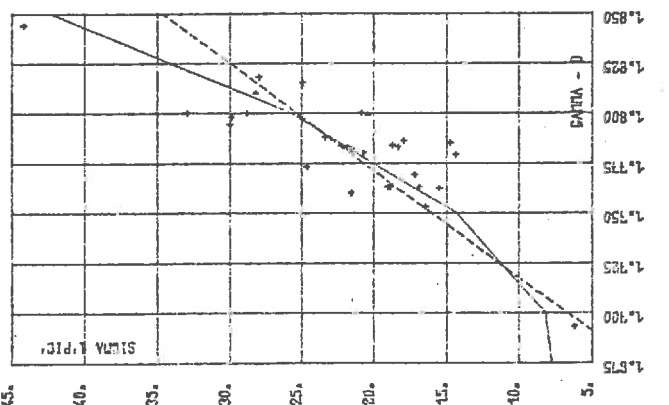


FIG. X03 C. 2 45

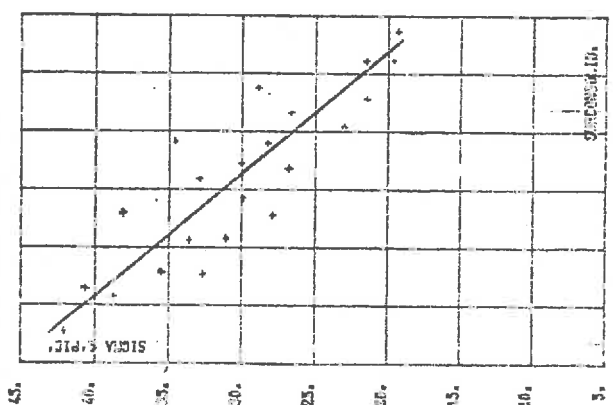


FIG. L04 B. 42

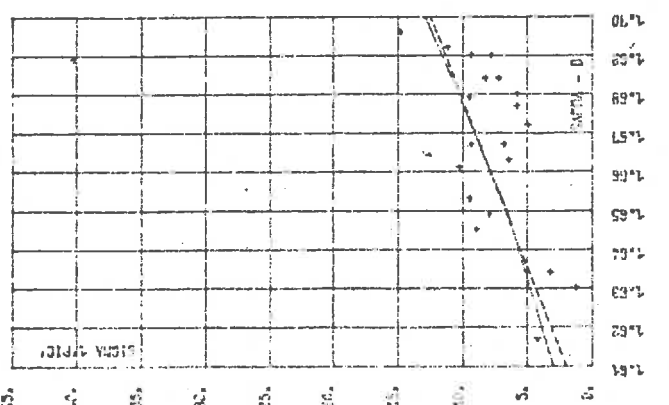


FIG. X03 B. 2 45

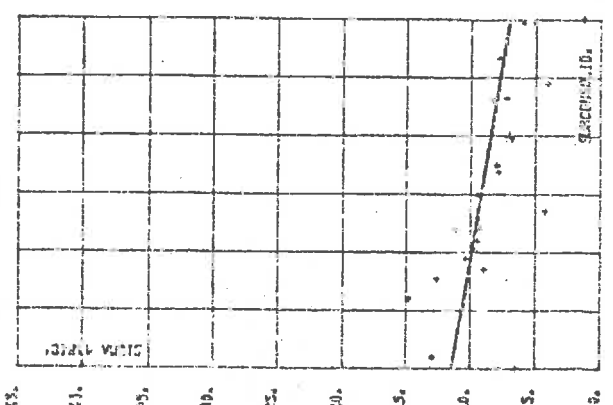


FIG. K QSAT. 51

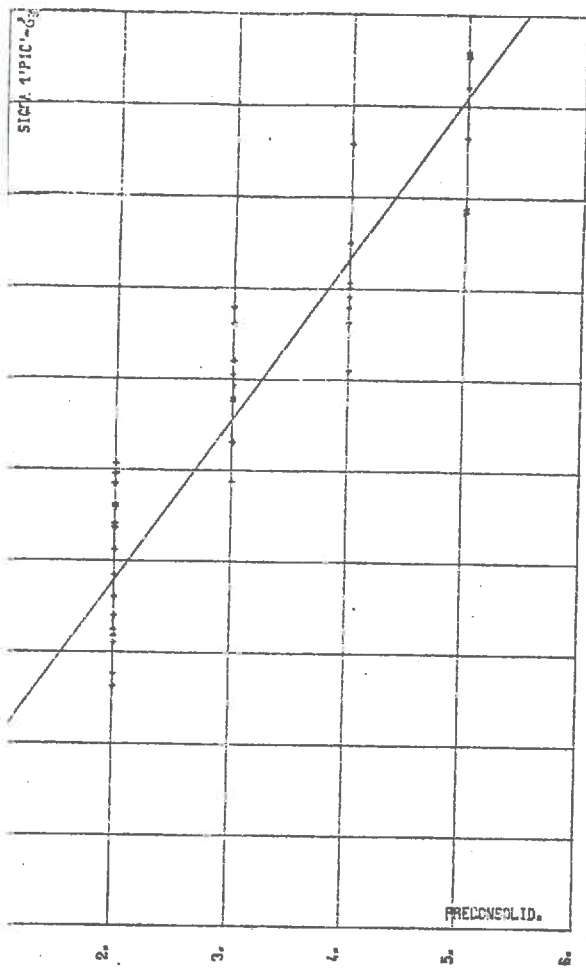


FIG. K PSAT. 51

243

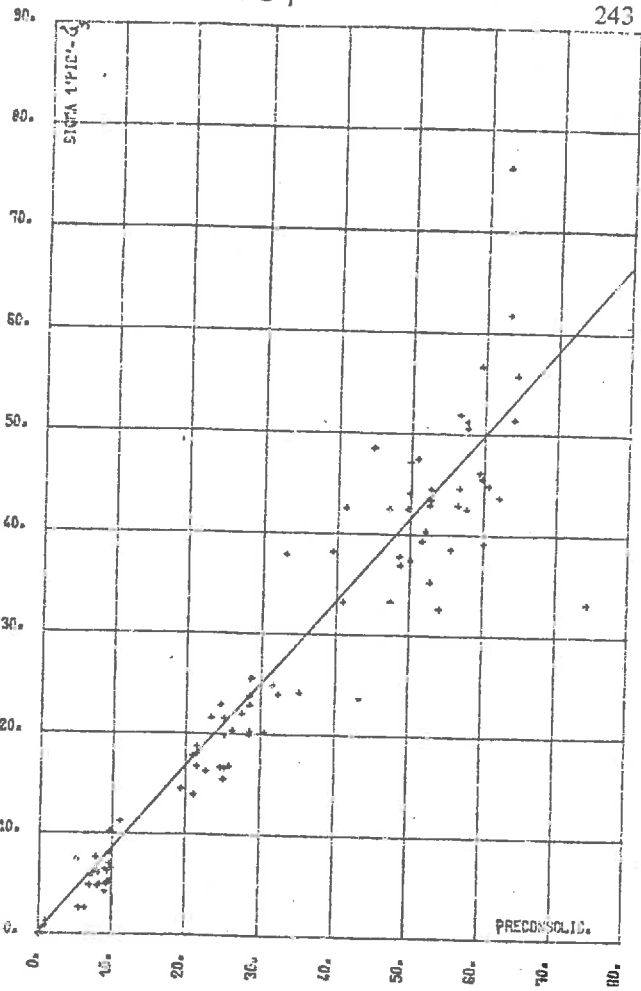


FIG. L QSAT. 52

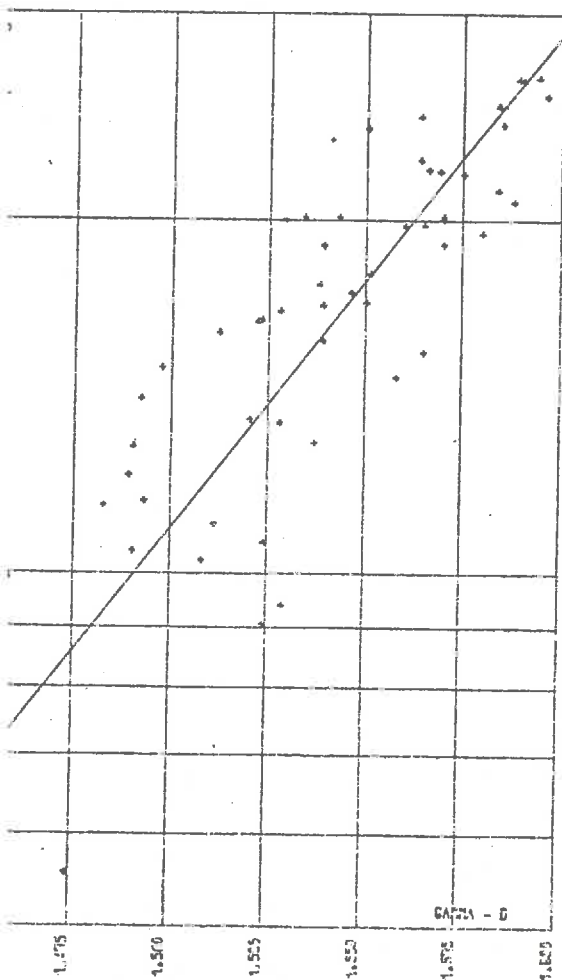


FIG. L PSAT. 52

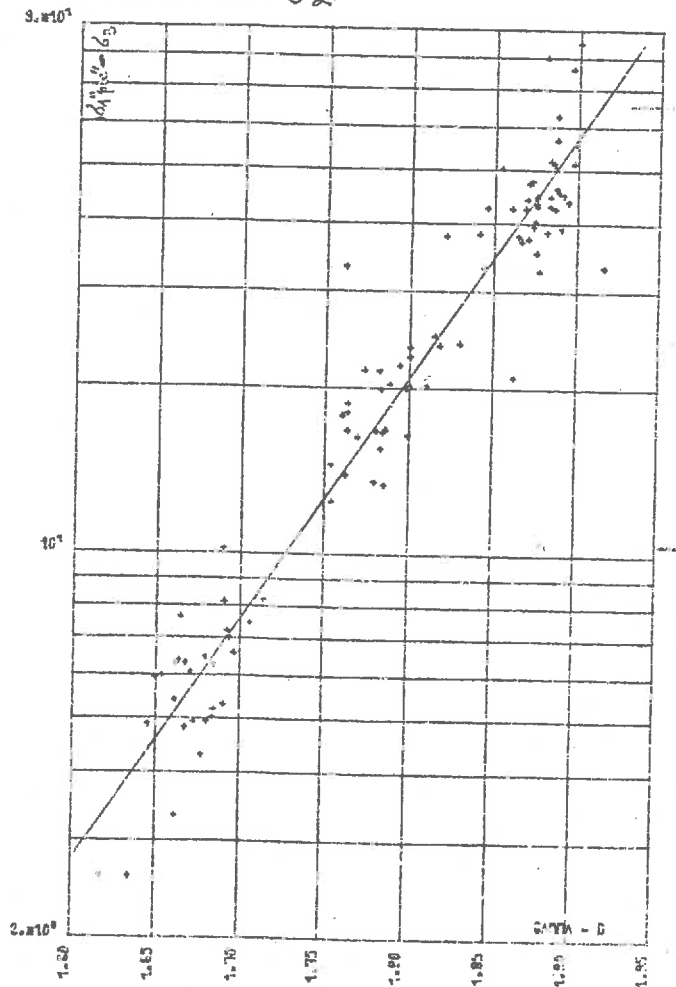


FIG. N-QSAT. 54

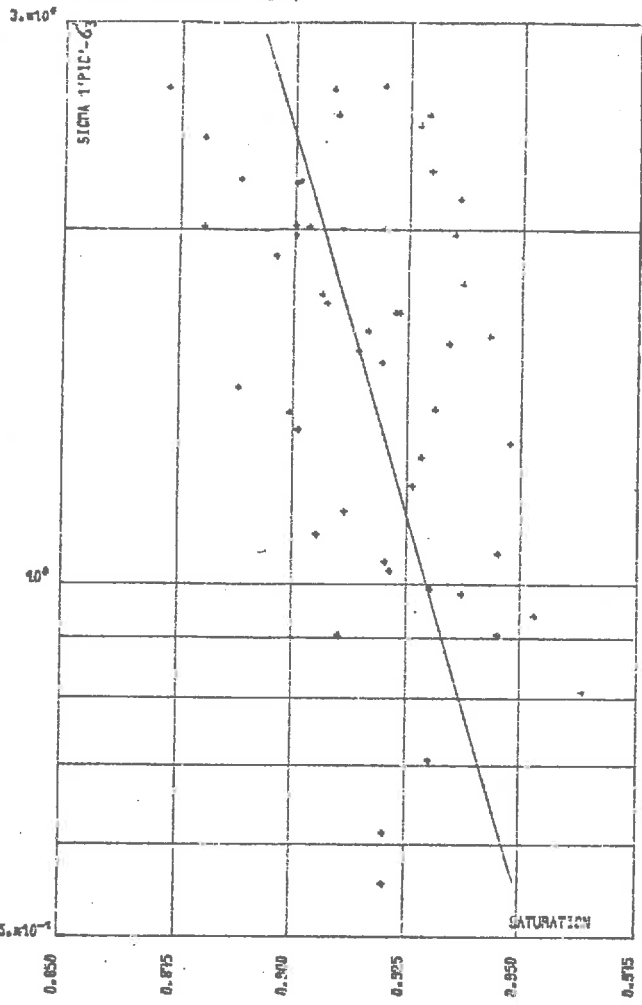


FIG. N-PSAT. 54

244

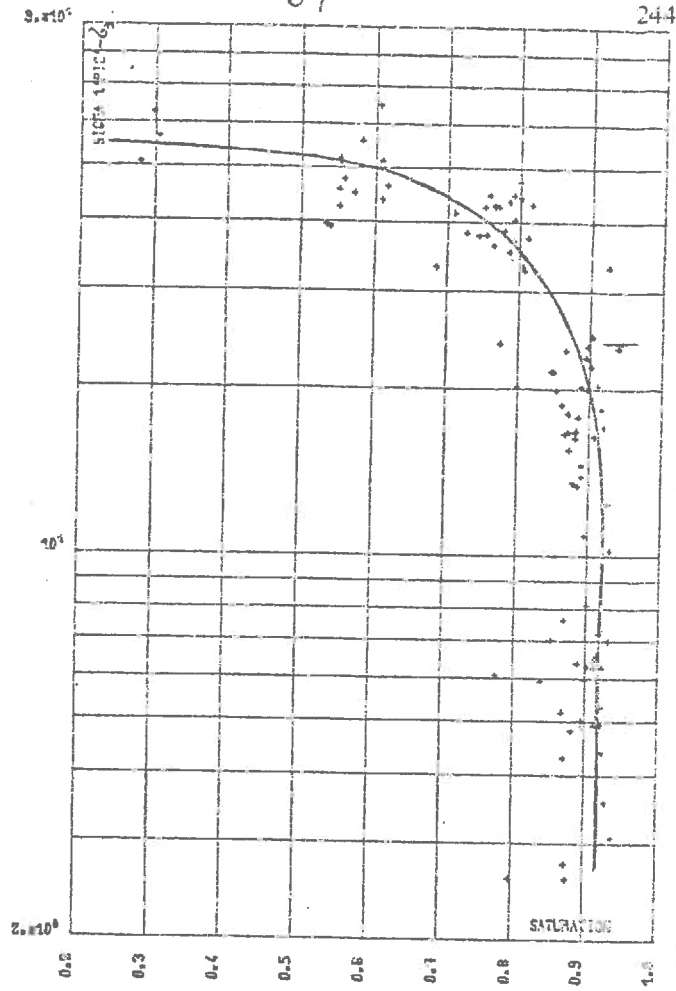


FIG. Q-QSAT. 56

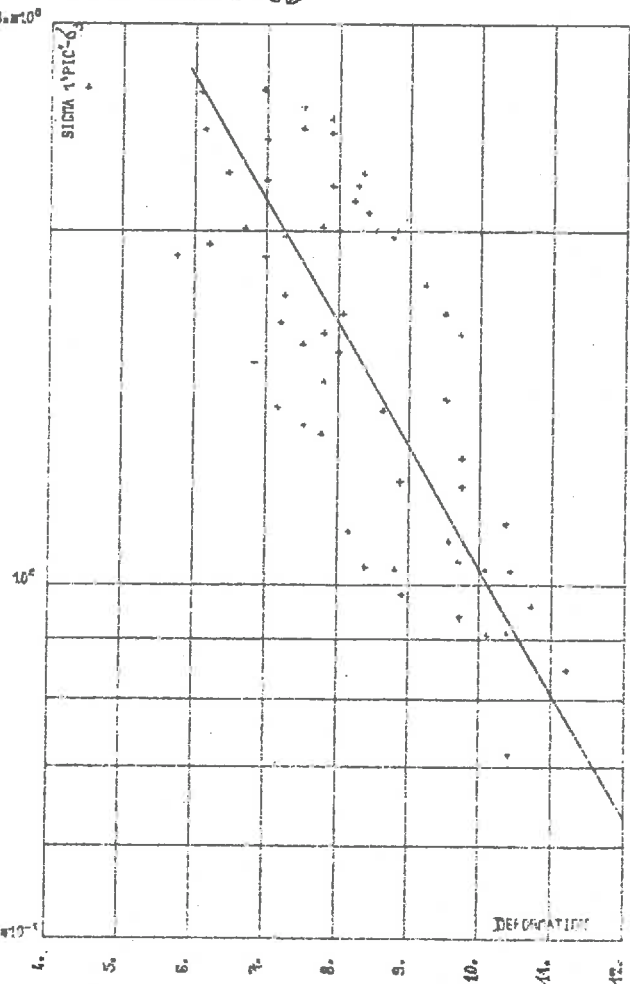


FIG. Q-PSAT. 56

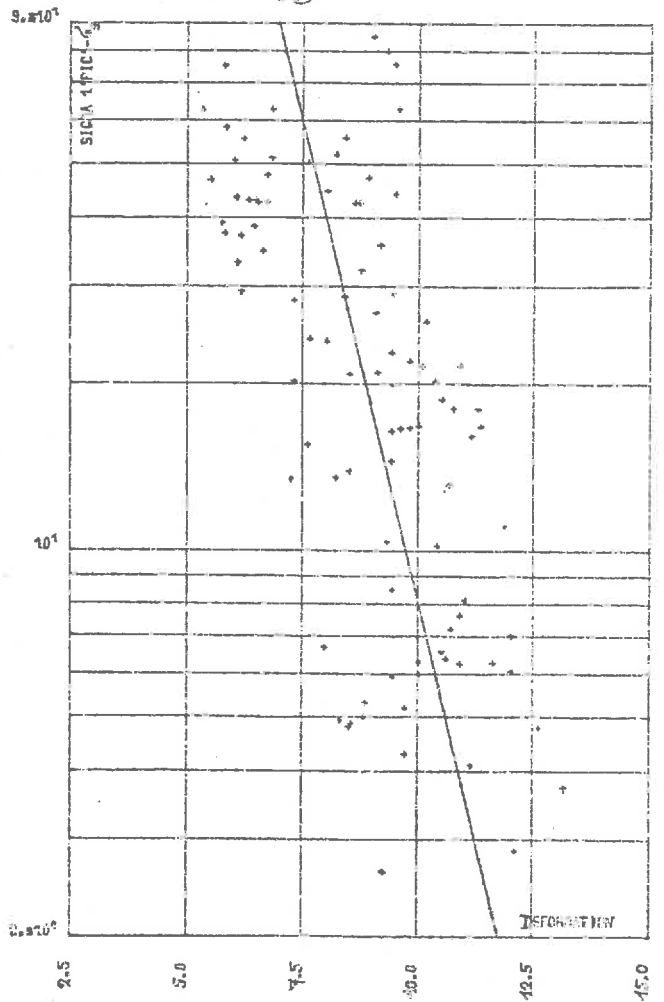


FIG. V-QSAT. 58

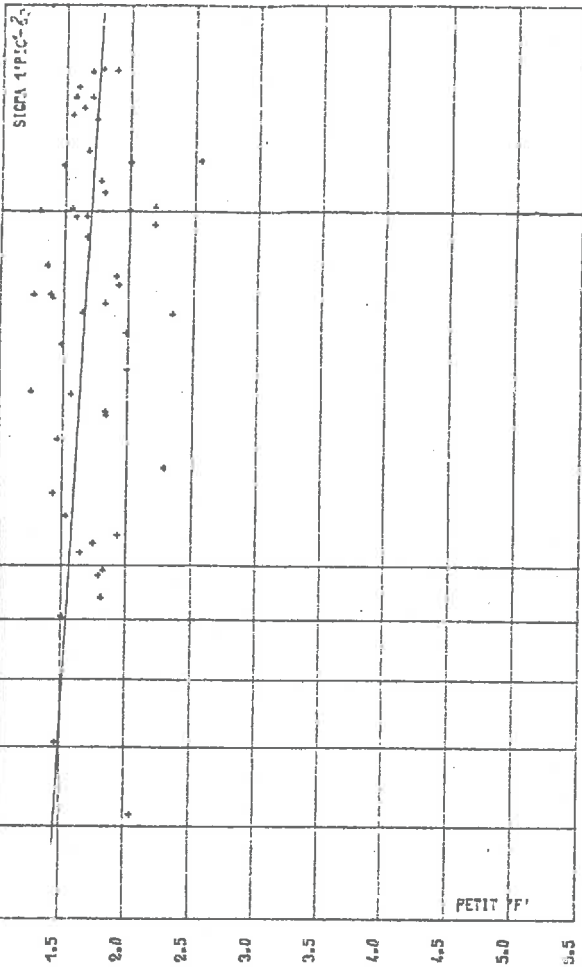


FIG. V-PSAT. 58

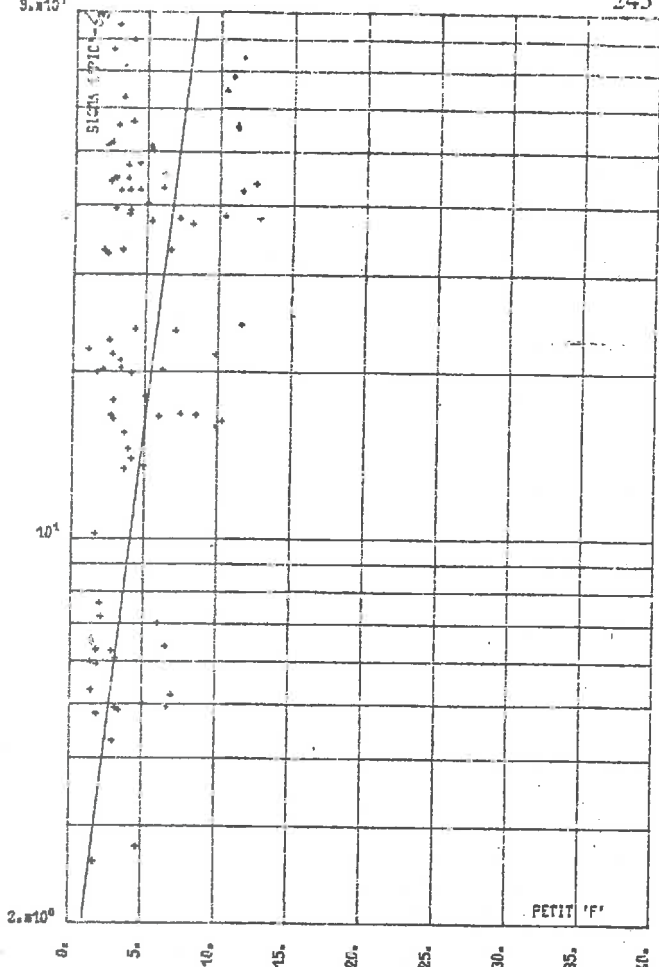


FIG. R-QSAT. 53

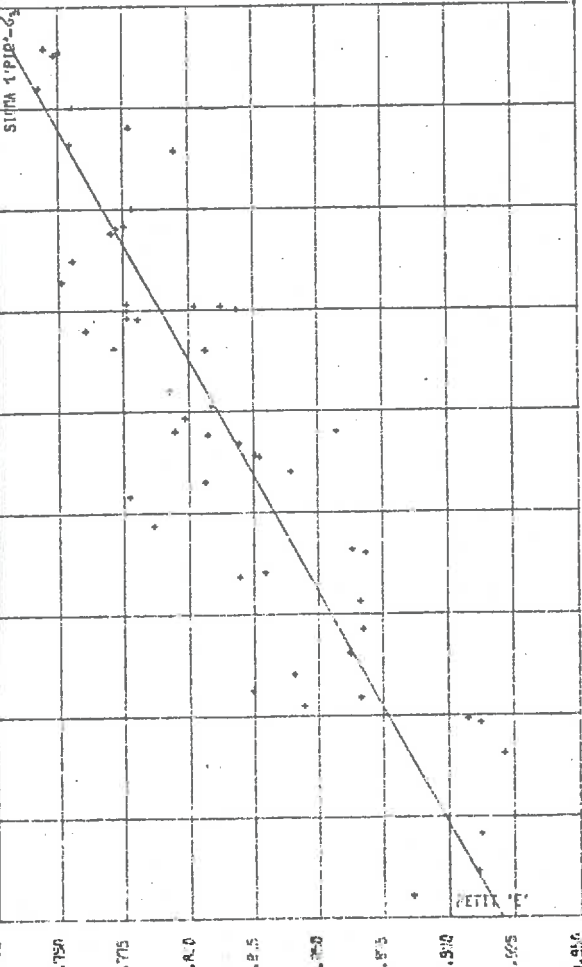


FIG. R-PSAT. 53

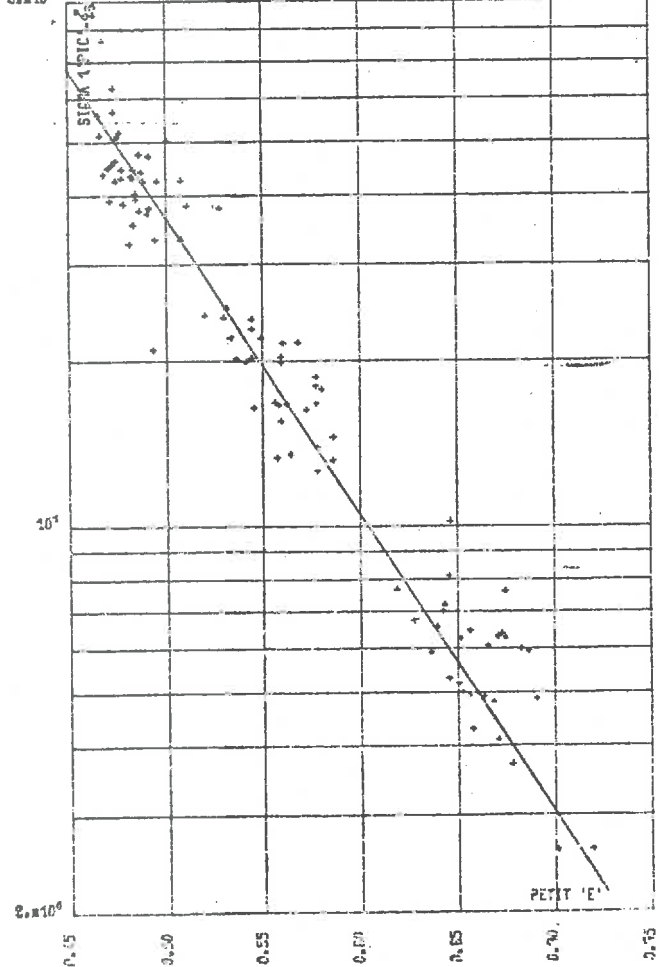


FIG. X-BSAT. 55

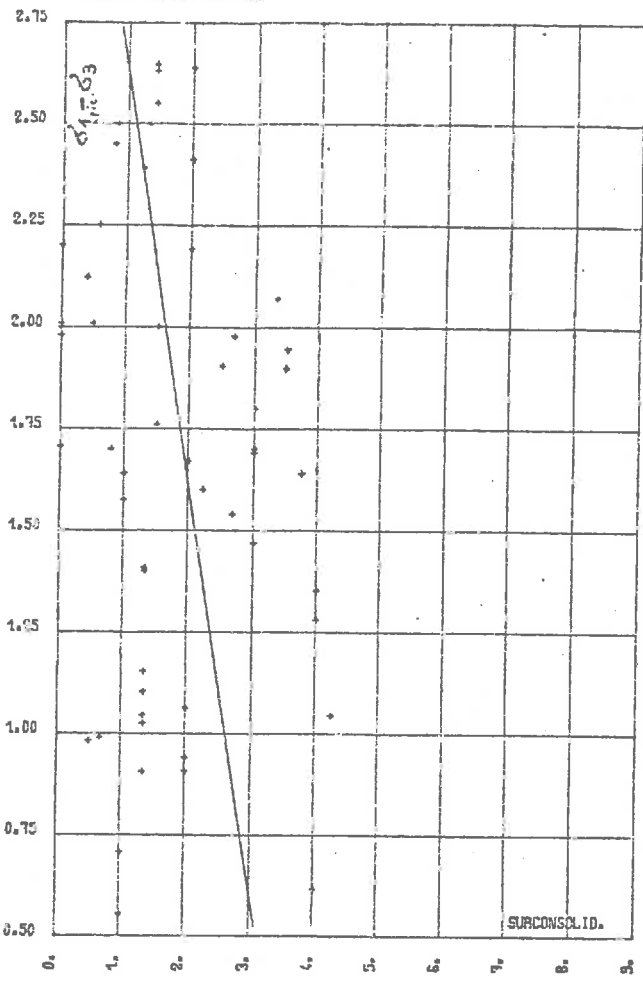


FIG. IX-PSAC. & 55

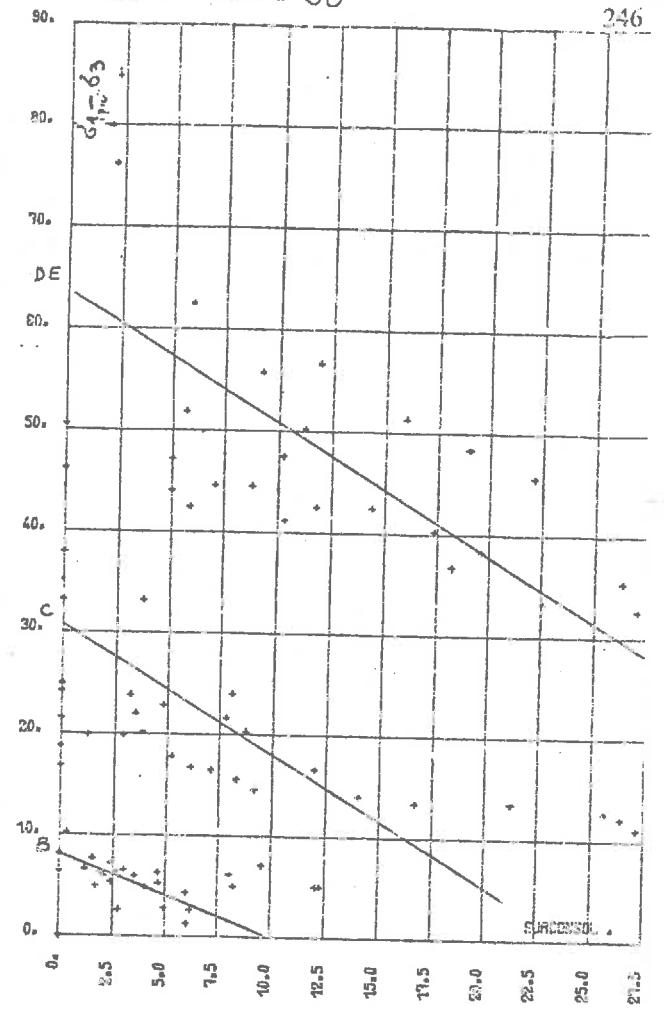


FIG. P-BSAT. 57

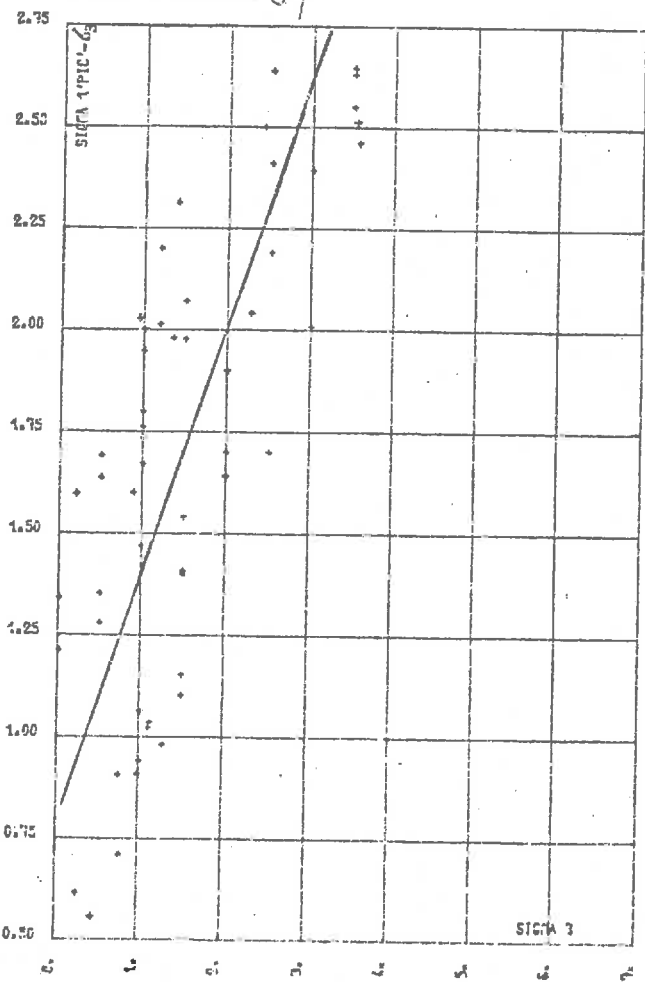


FIG. P-PSAT. 57

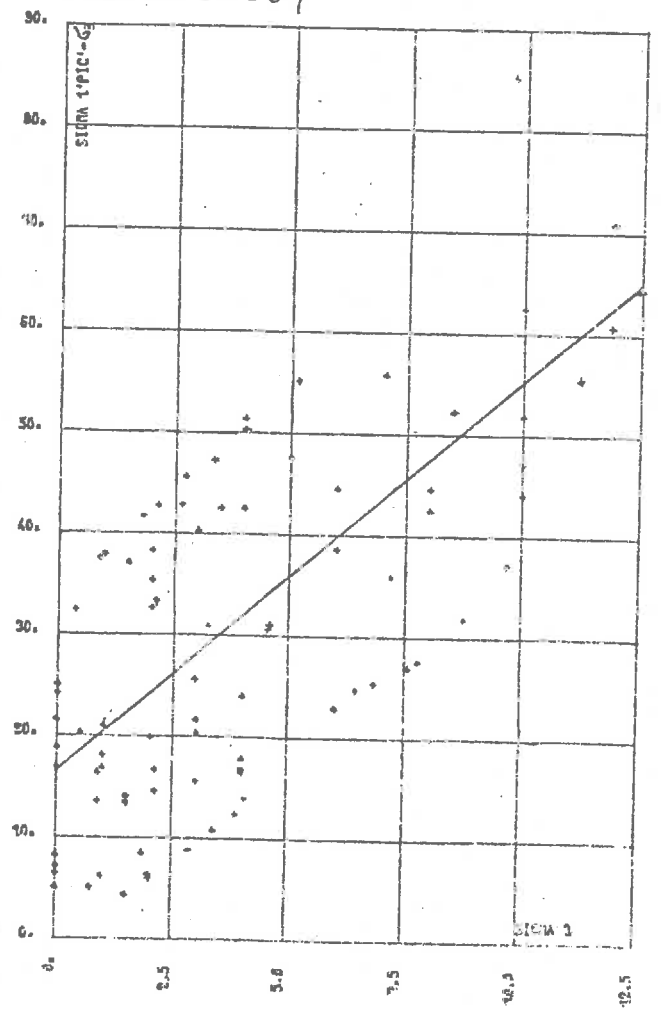


FIG. 2 QS 59

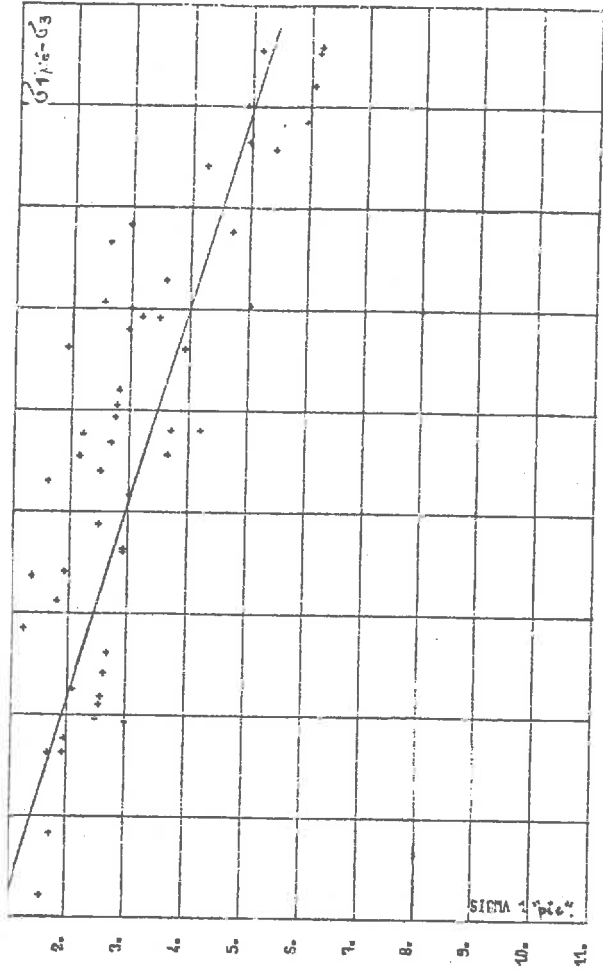


FIG. 2 PS 59

247

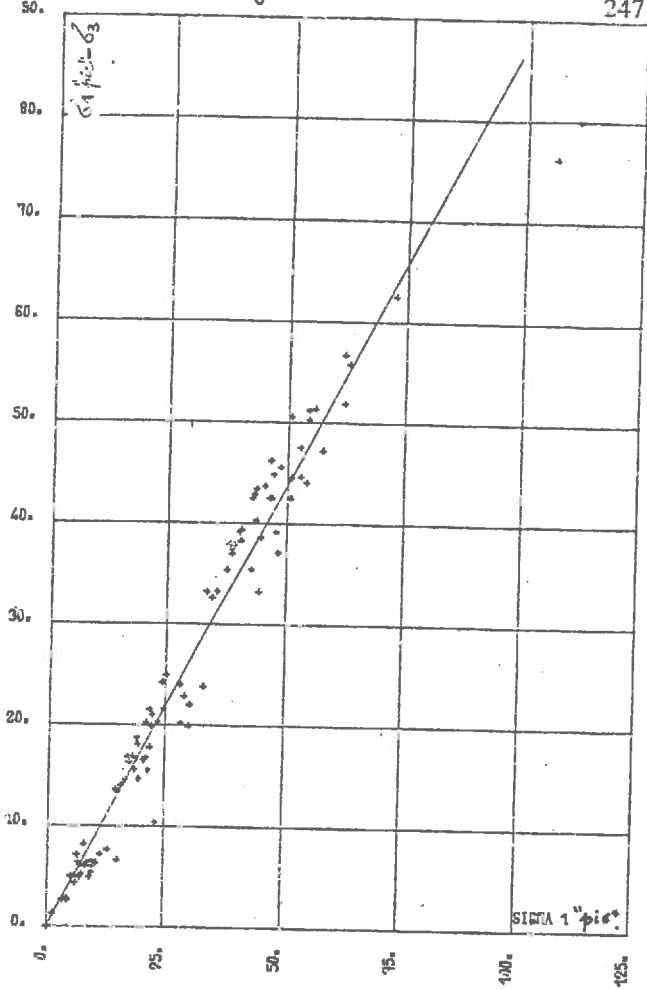


FIG. L QSAT. 61

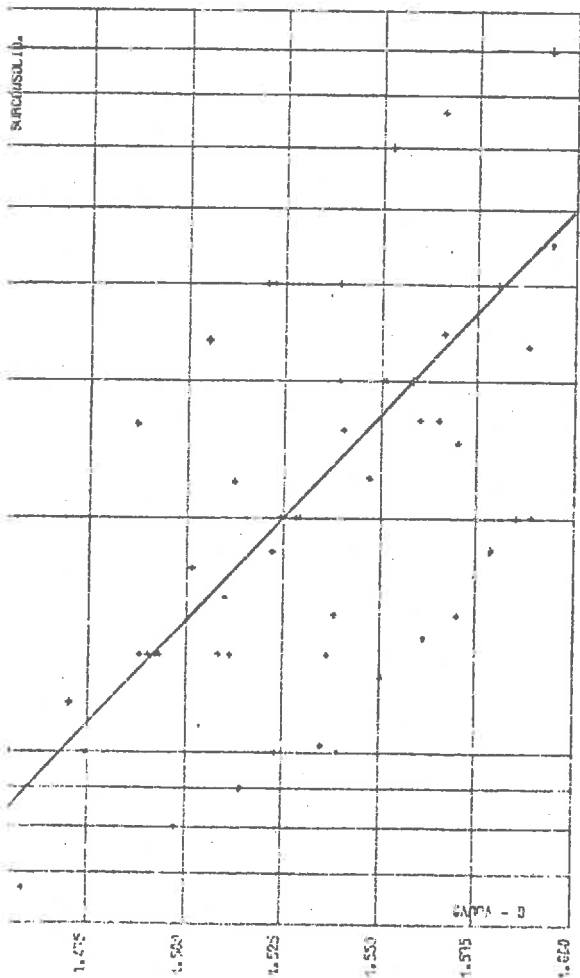


FIG. L PSAT. 61

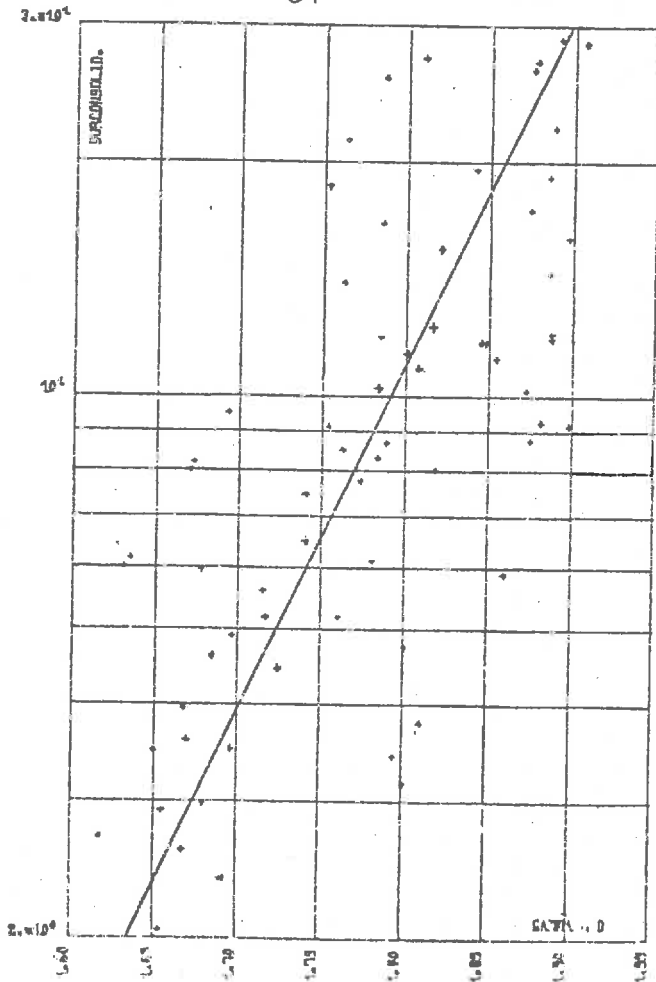


FIG. K06 C. 71.

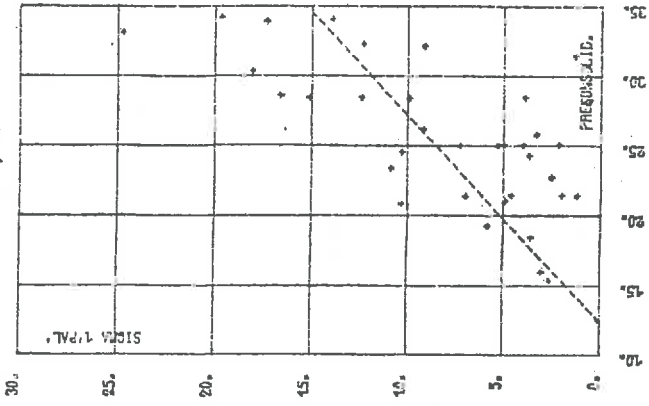


FIG. K06 B. 71.

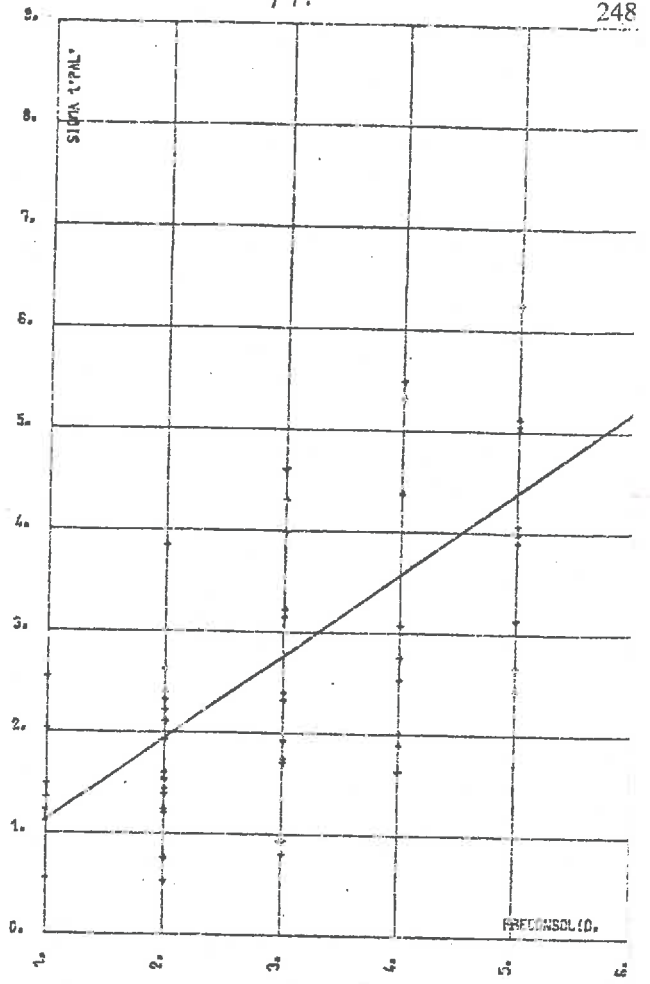
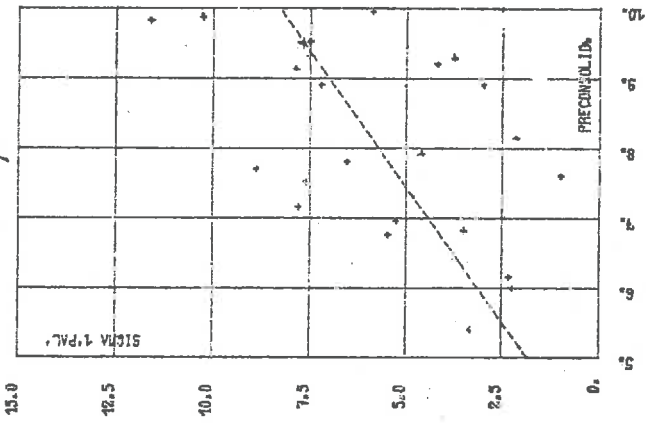


FIG. L QSAT. 72

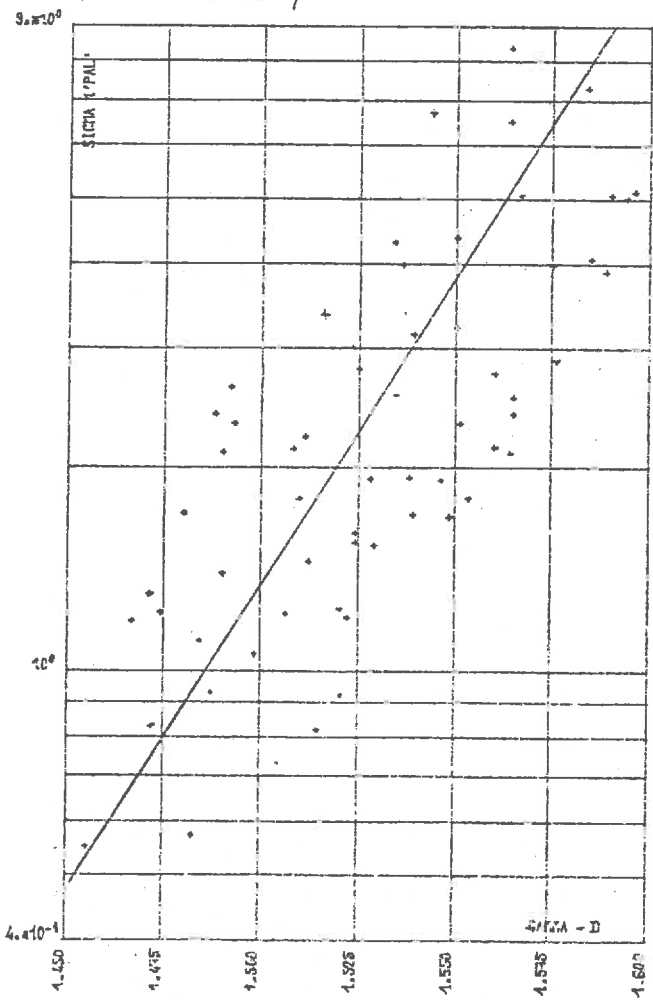


FIG. L PSAT. 72

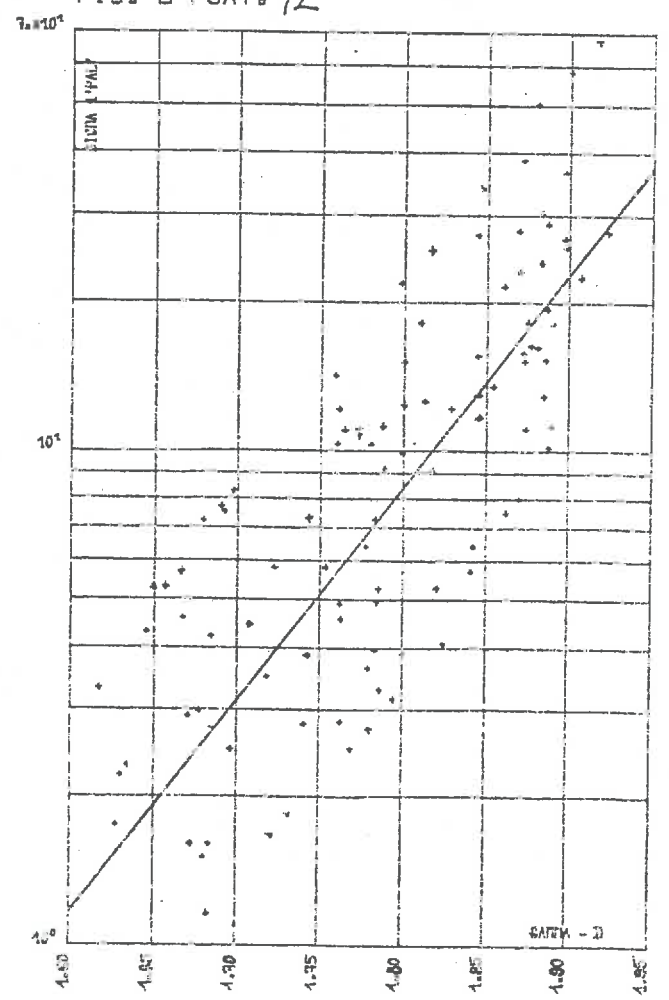


FIG. R-QSAT. 73

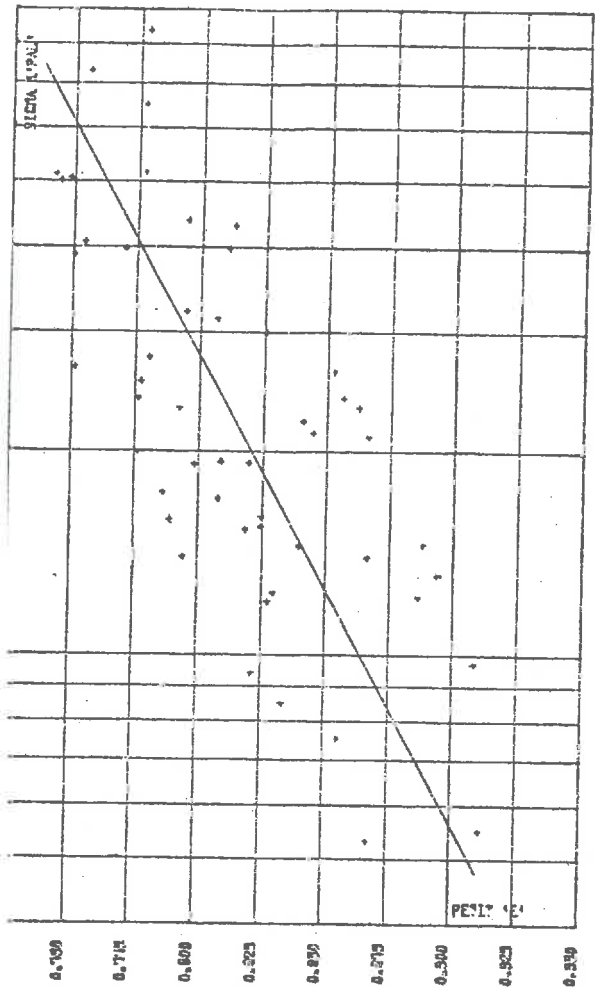


FIG. R-PSAT. 73

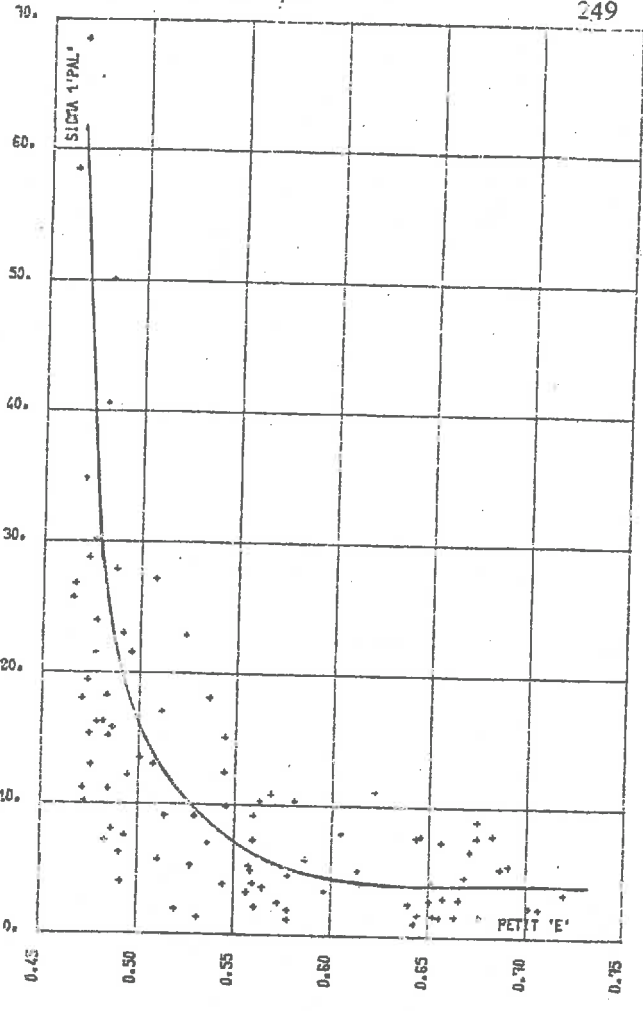


FIG. N-QSAT. 74

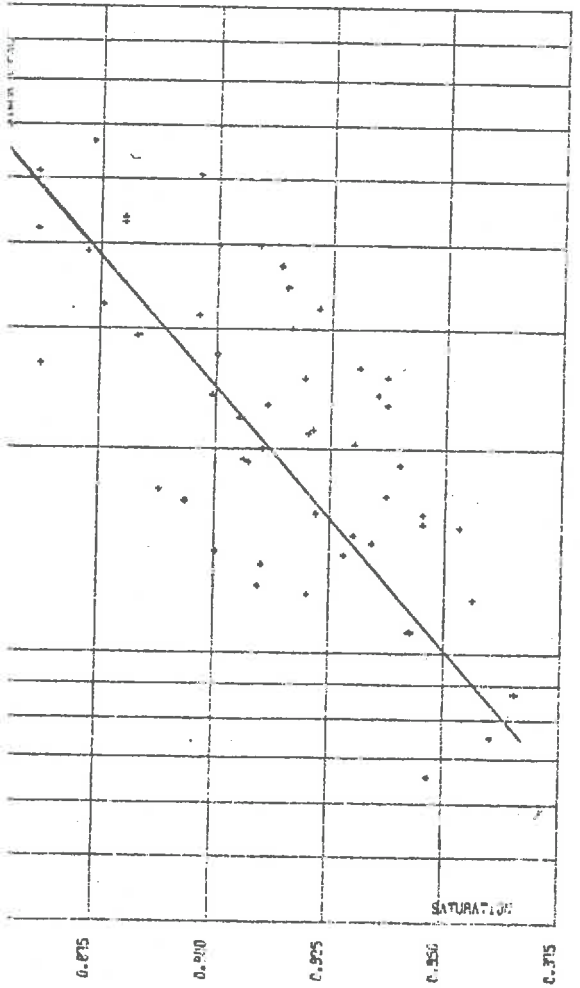


FIG. N-PSAT. 74

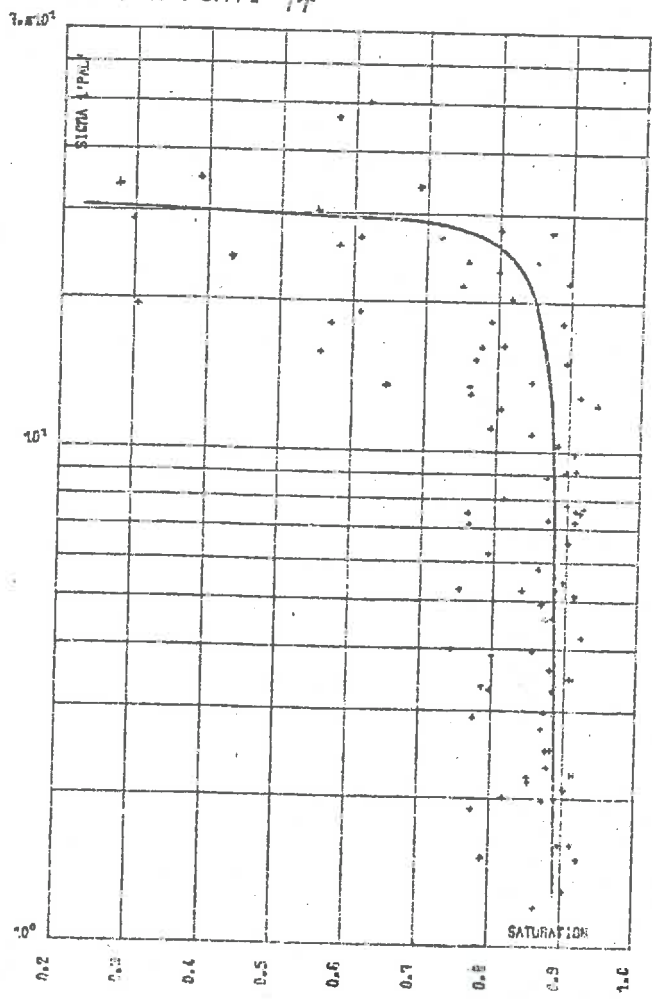


FIG. B-QSAT. 79

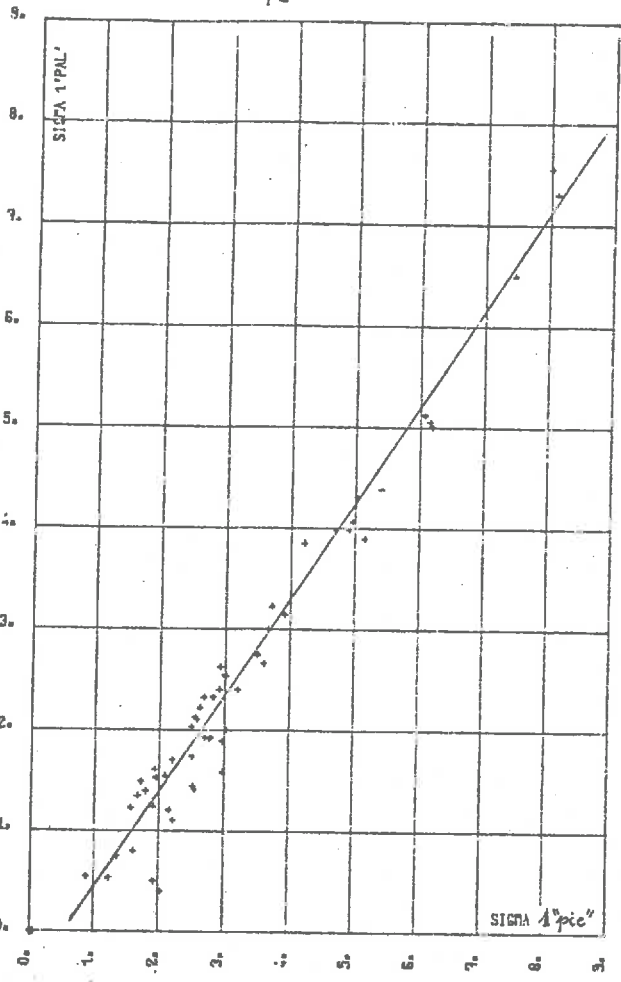


FIG. B-PSAT. 79

250

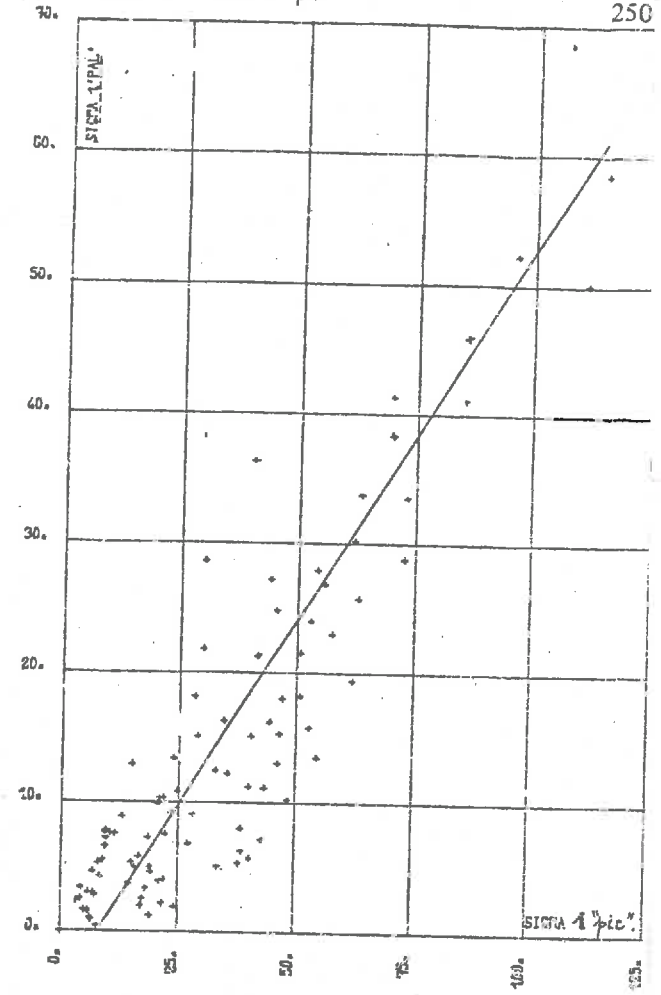


FIG. P-QSAT. 75

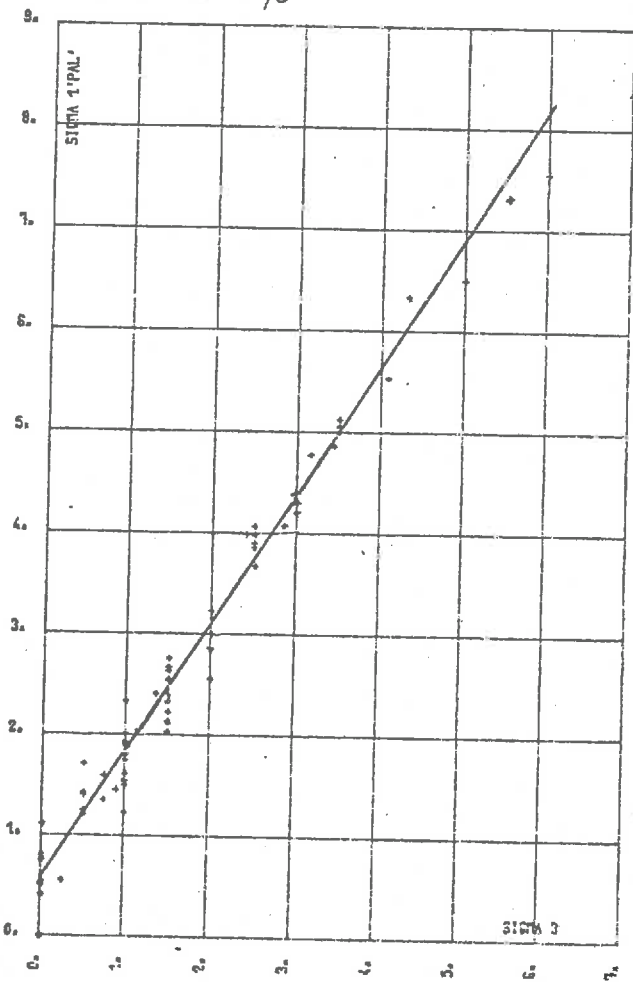


FIG. P-PSAT. 75

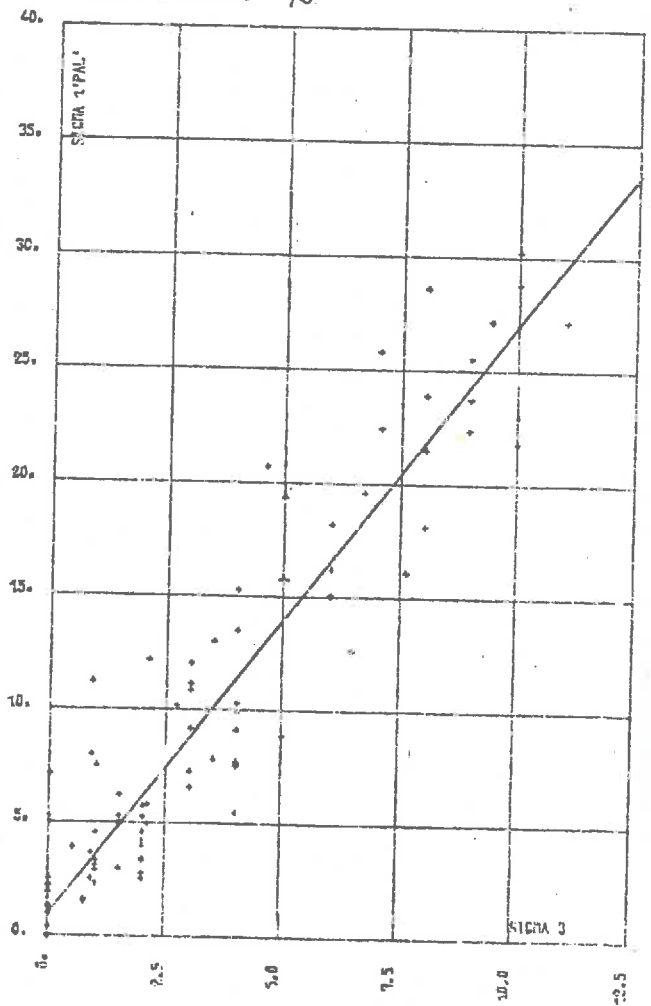


FIG. X04 B.2.77

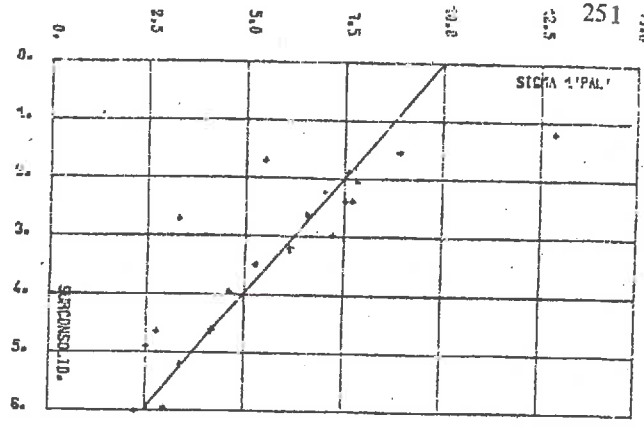


FIG. X04 C.2.77

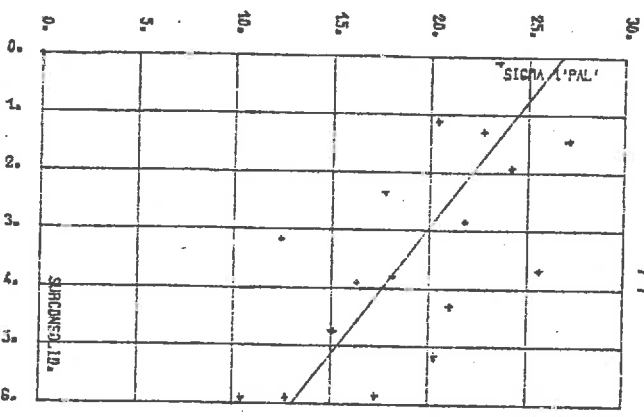


FIG. G02 D.76

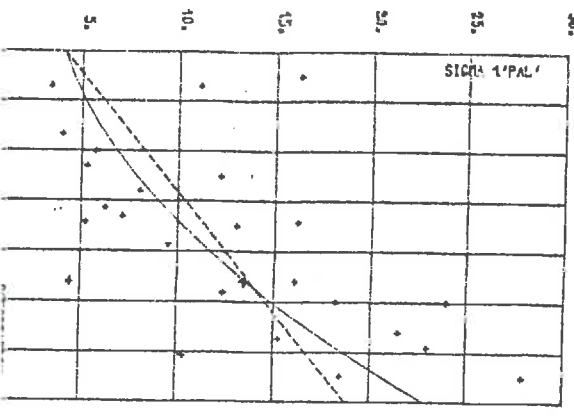


FIG. G02 E.76

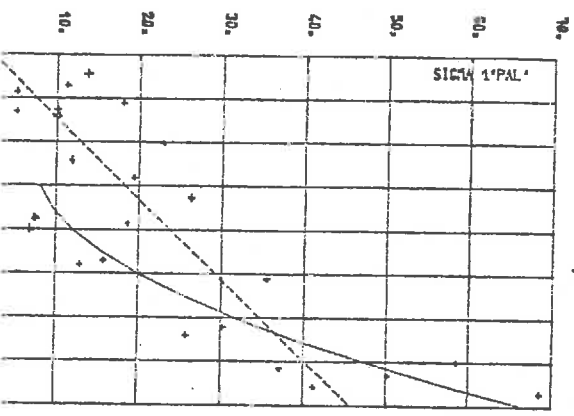


FIG. G-PSAT. 76

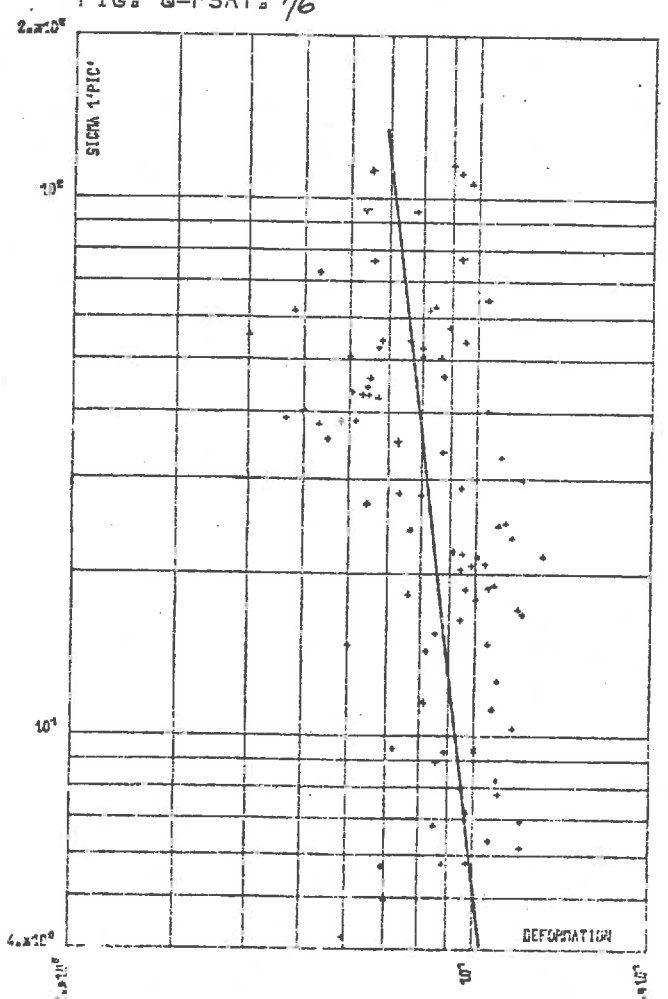


FIG. G-QSAT. 76

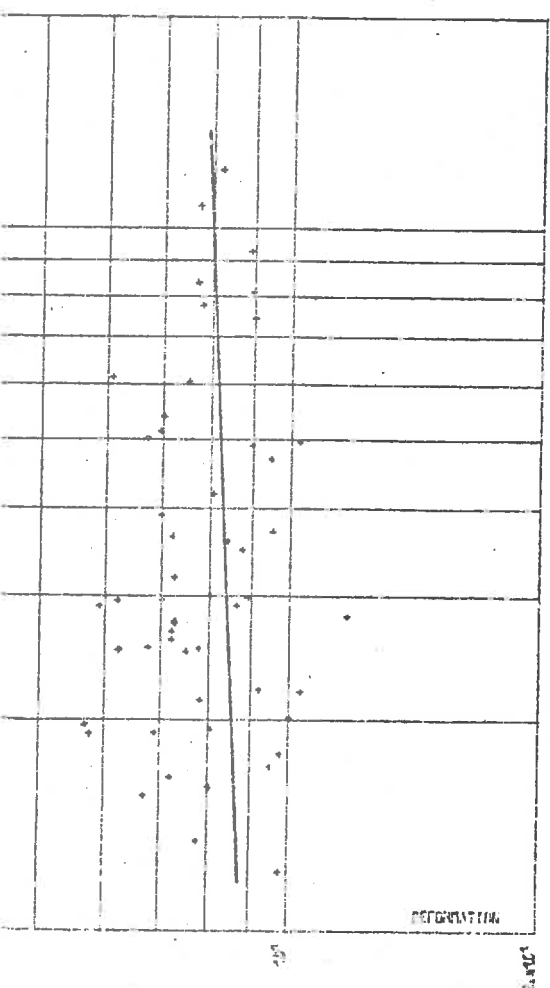


FIG. L QSAT. 81

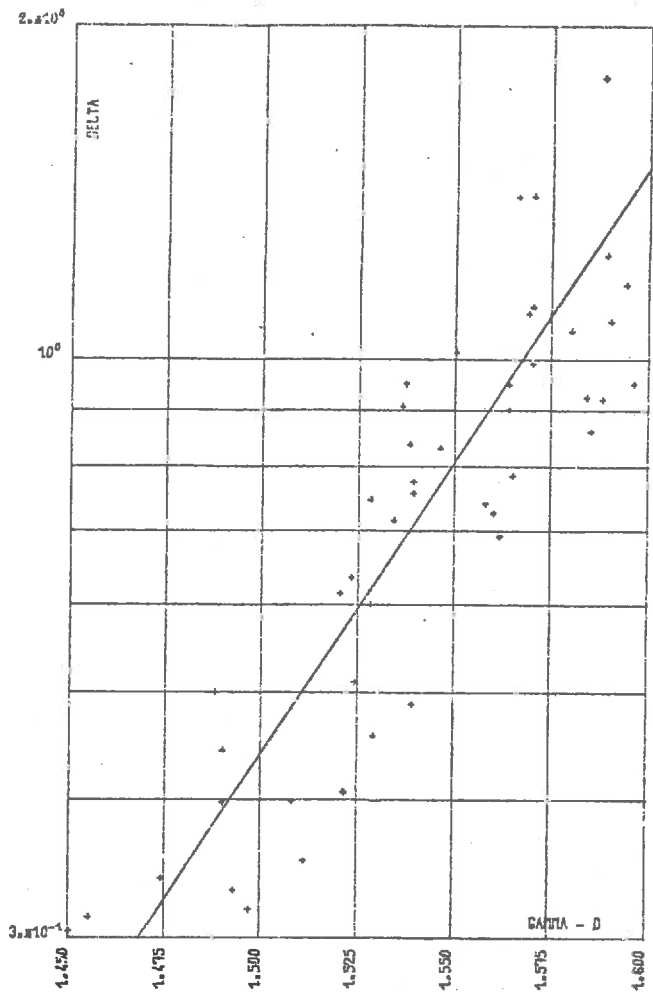


FIG. L PSAT. 81

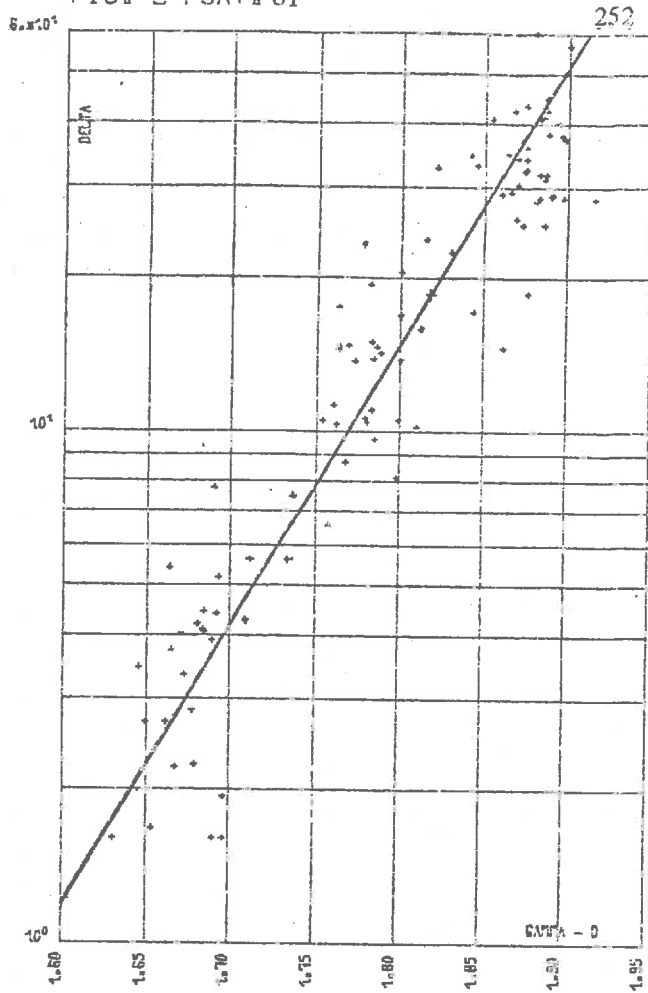


FIG. R-QSAT. 82

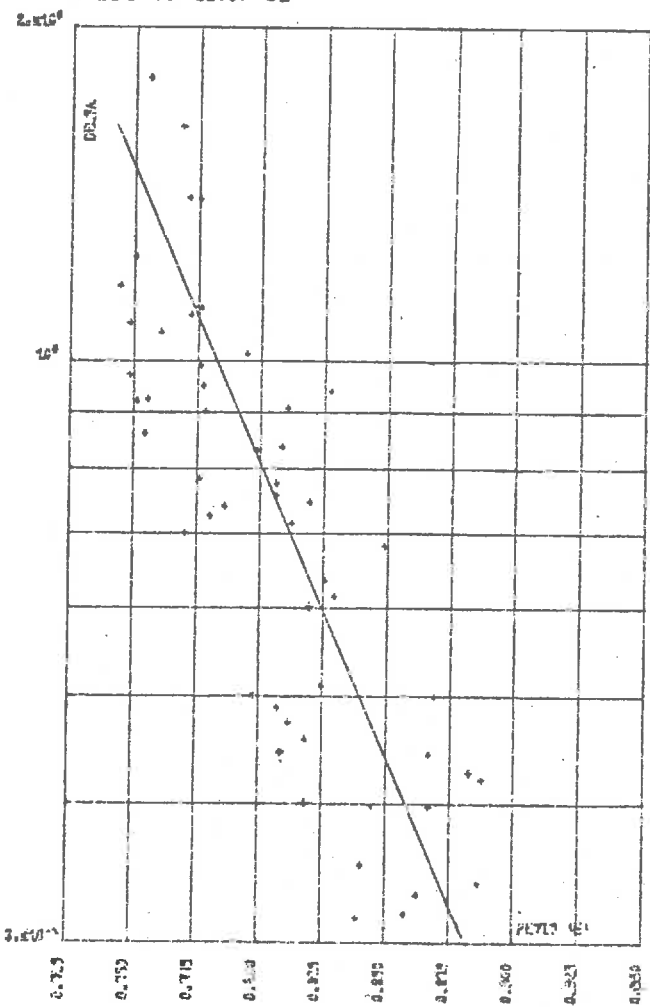


FIG. R-PSAT. 82

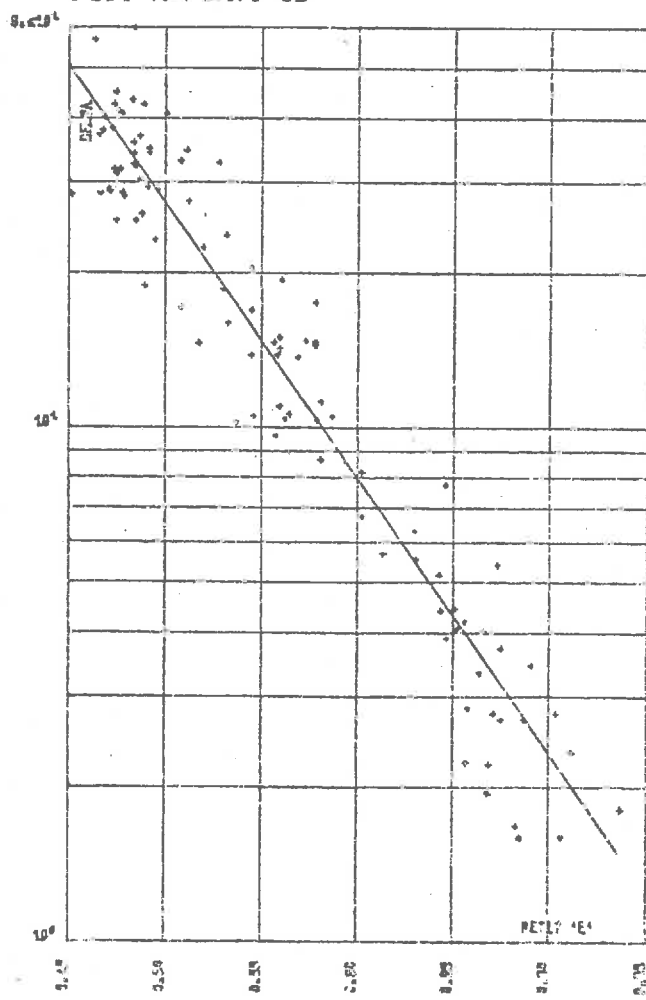


FIG. N-QSAT. 83

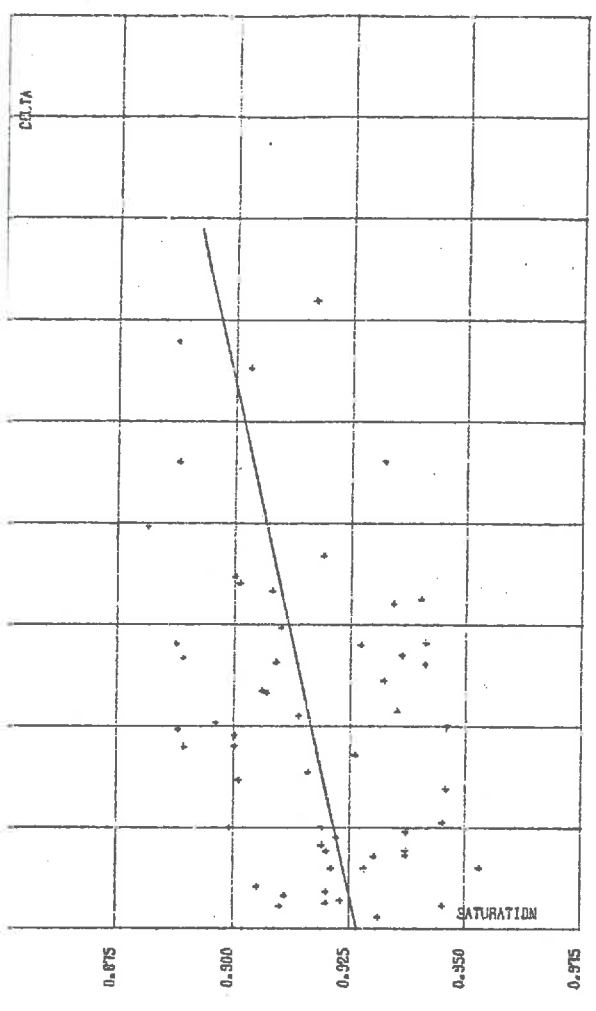


FIG. N-PSAT 83

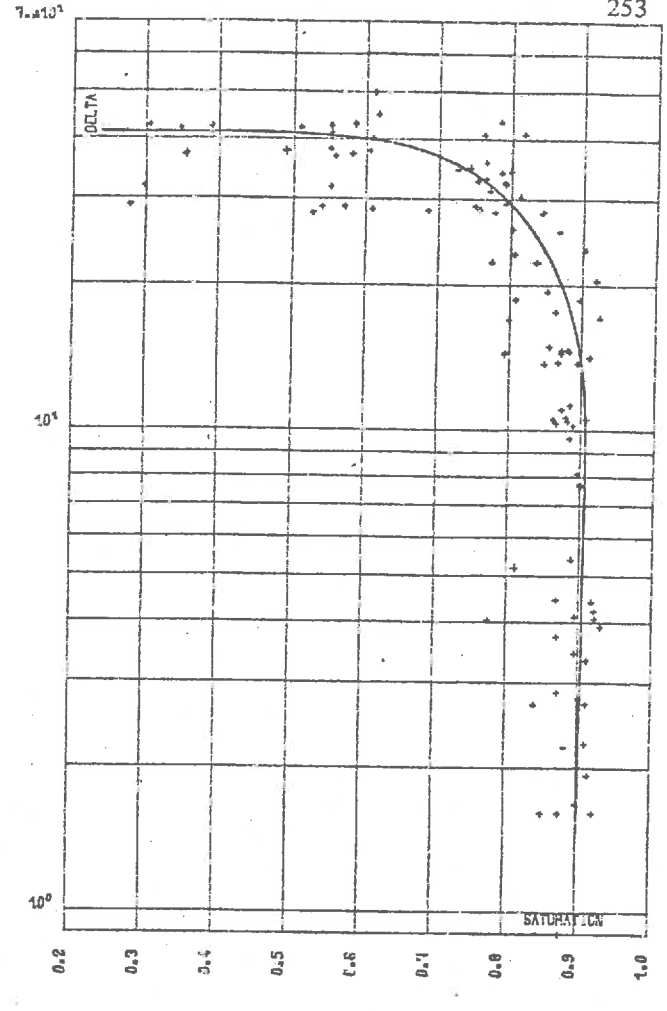


FIG. U-QSAT. 85

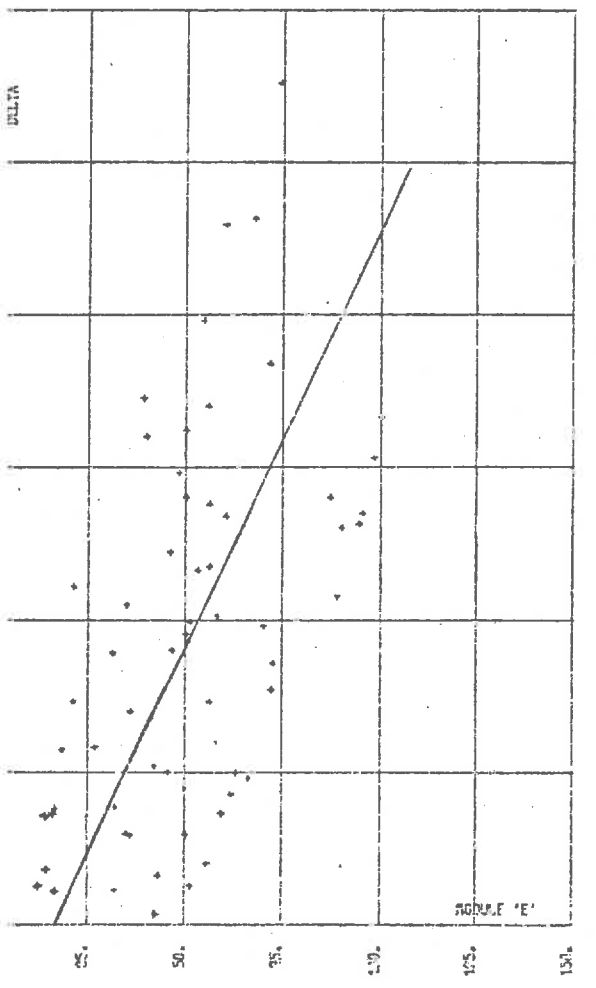


FIG. U-PSAT. 85

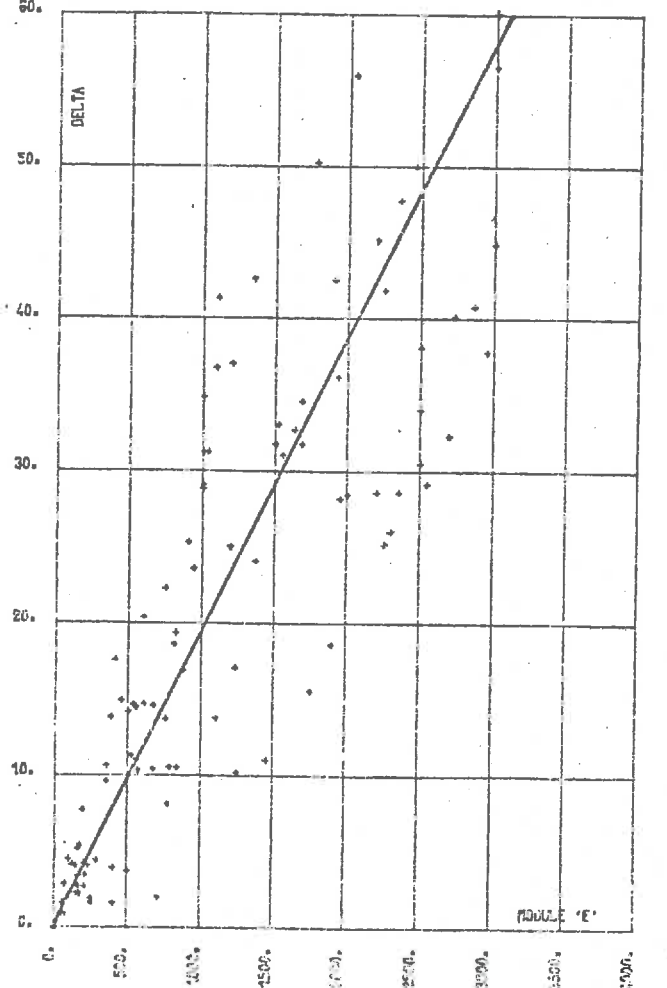


FIG. L QSAT. 91

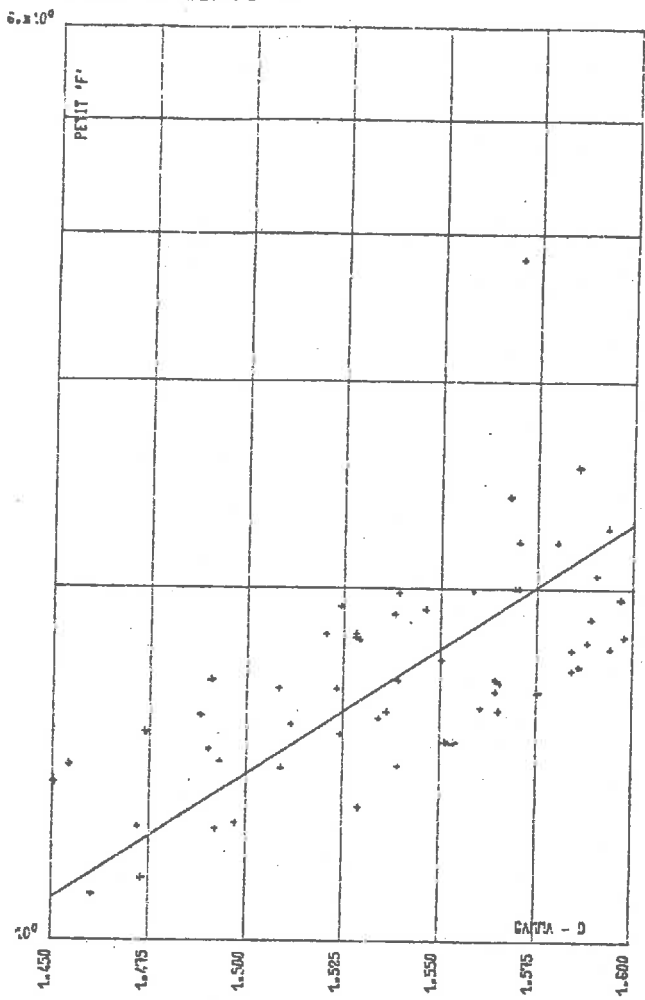


FIG. L PSAT. 91

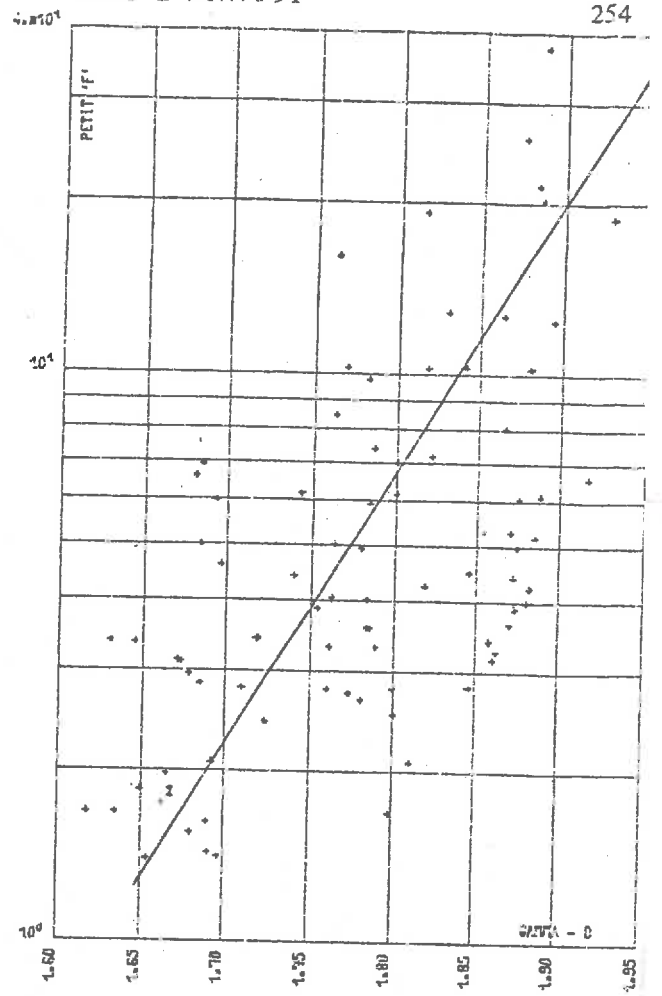


FIG. R-QSAT. 92

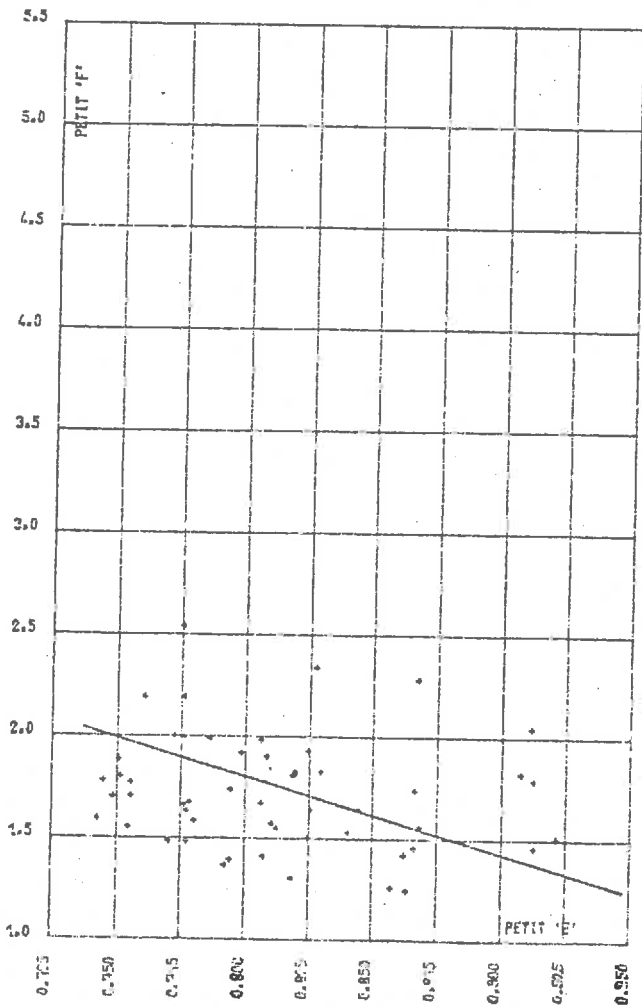


FIG. R-PSAT. 92

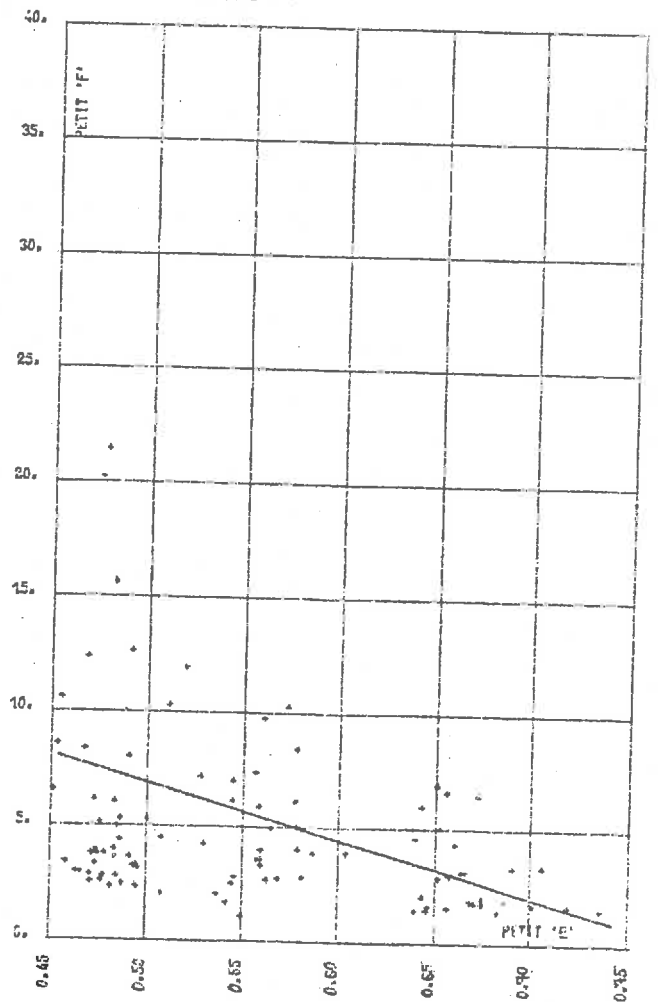


FIG. N-QSAT, 93

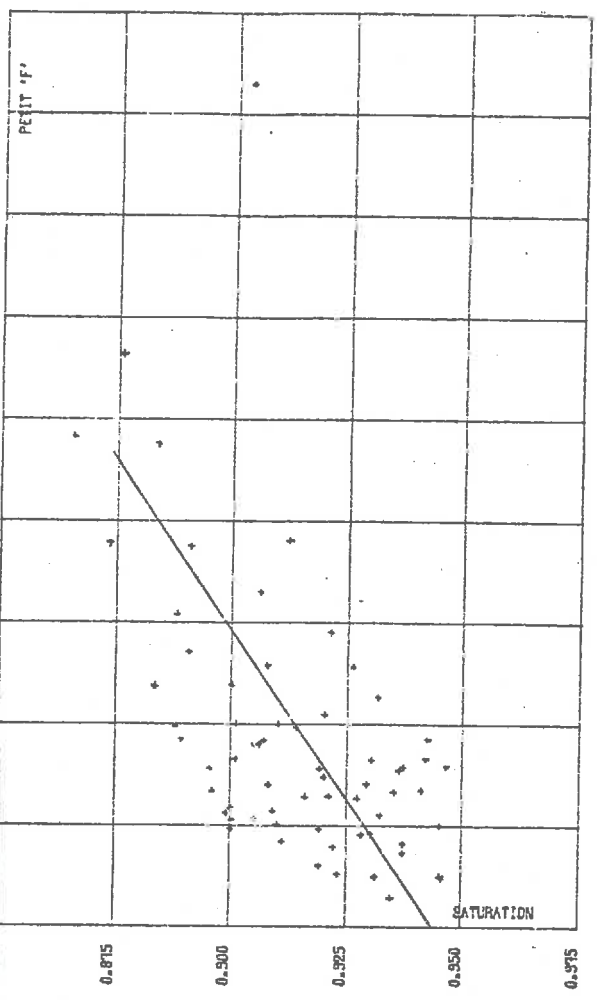


FIG. N-PSAT 93

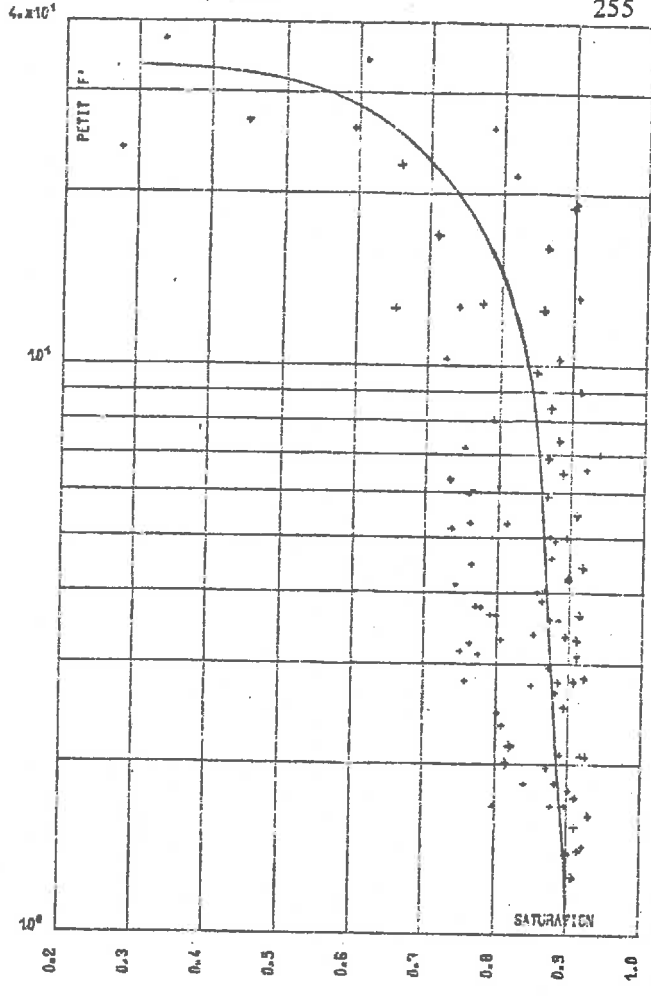


FIG. U-QSAT, 95

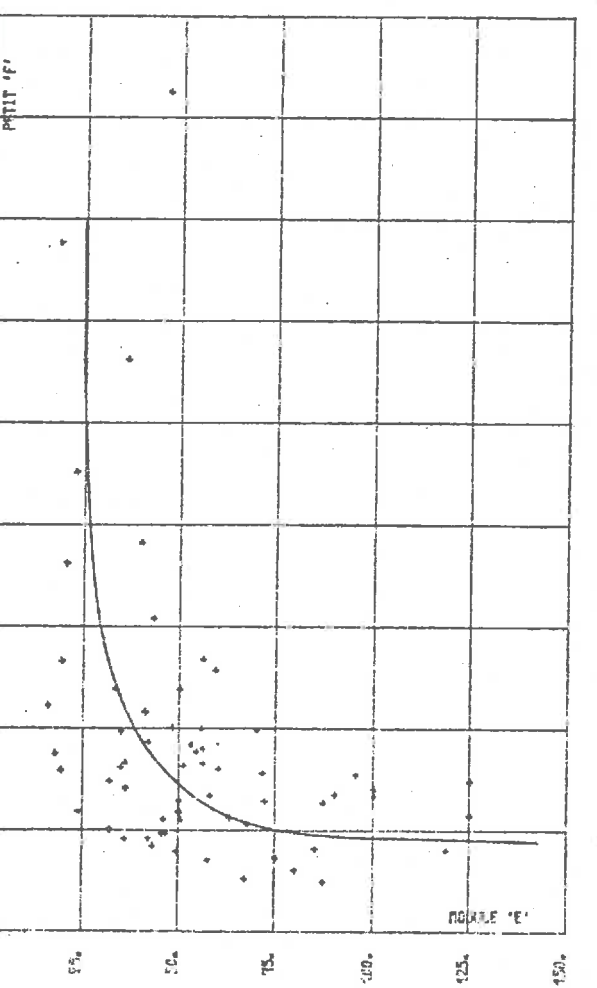


FIG. U-PSAT, 95

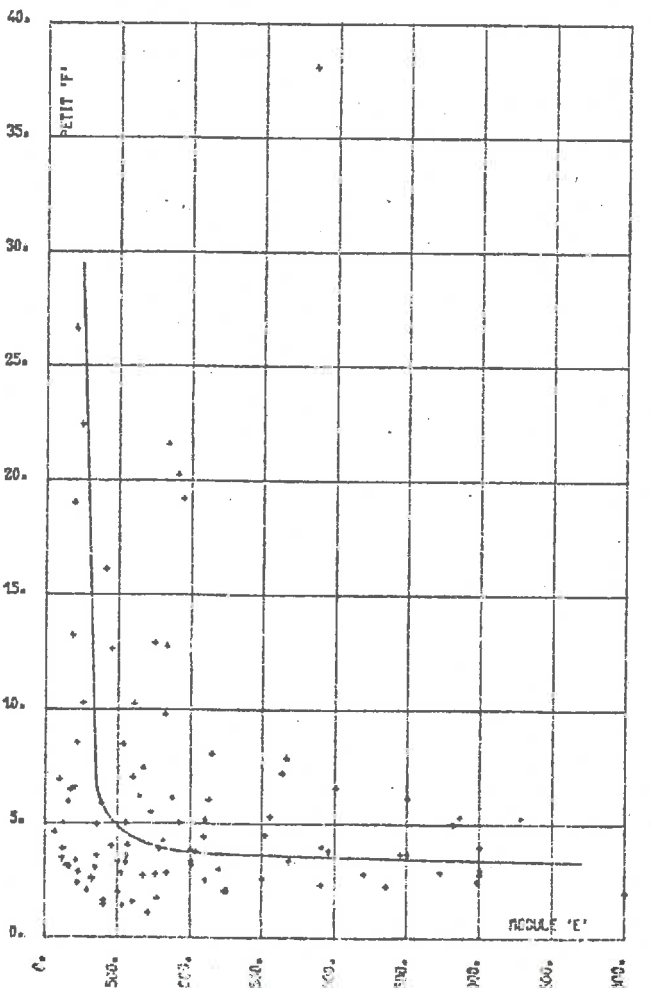


FIG. X-QSAT. 94

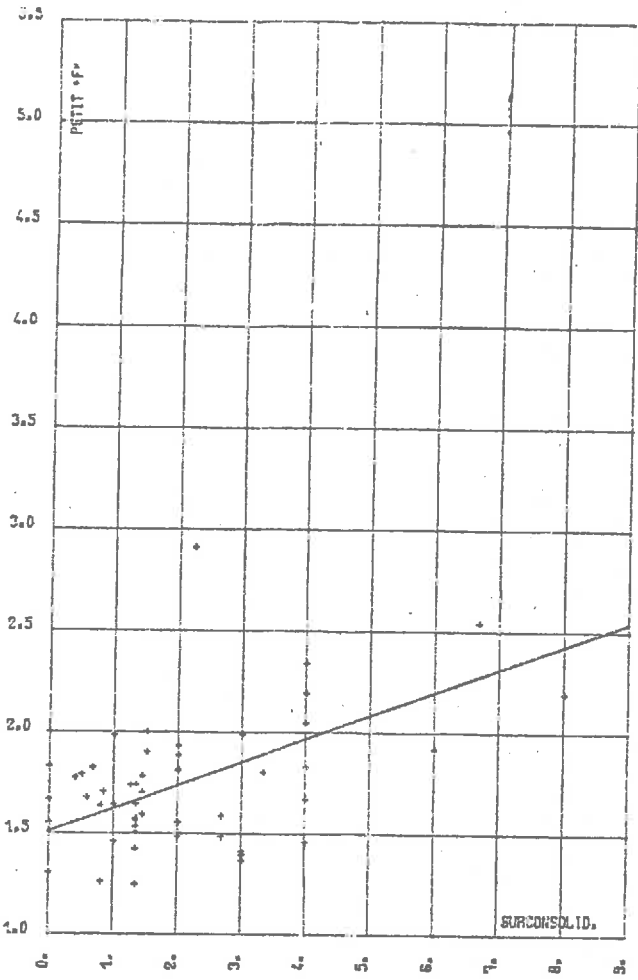


FIG. X-PSAT. 94

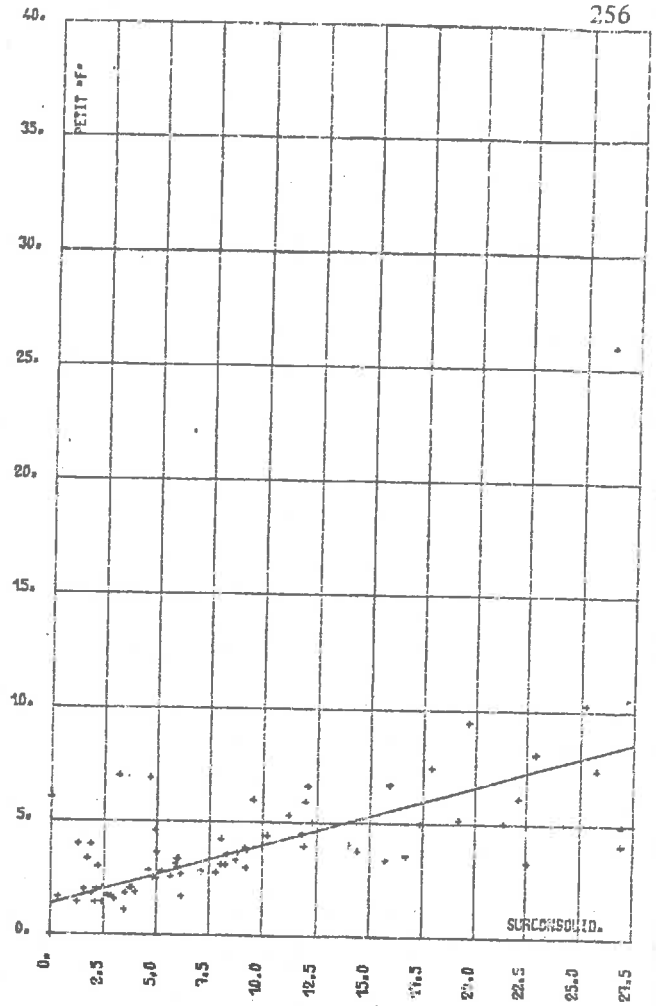


FIG. P-QSAT. 96

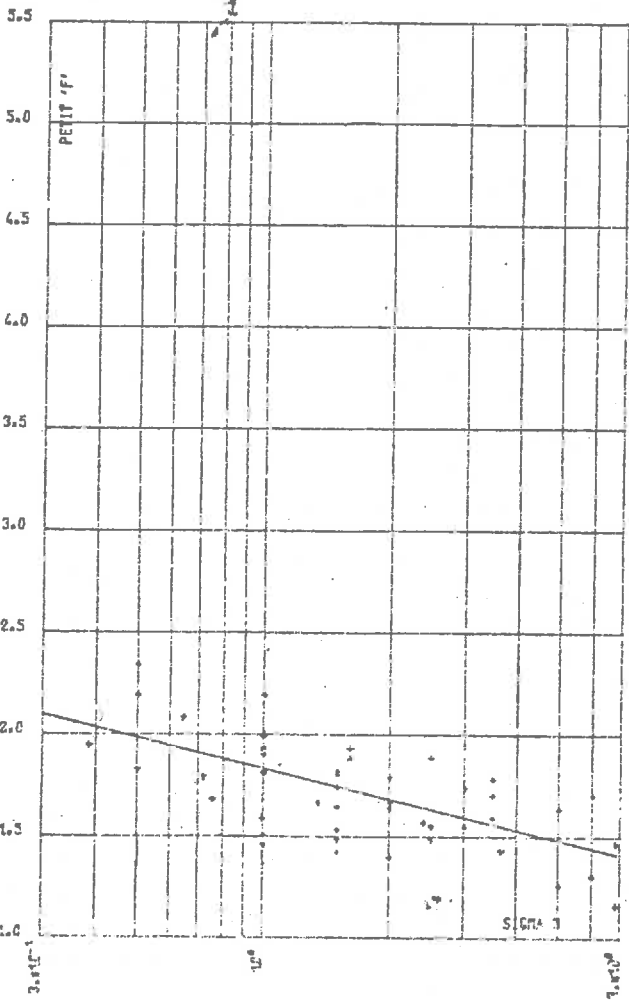


FIG. P-PSAT. 96

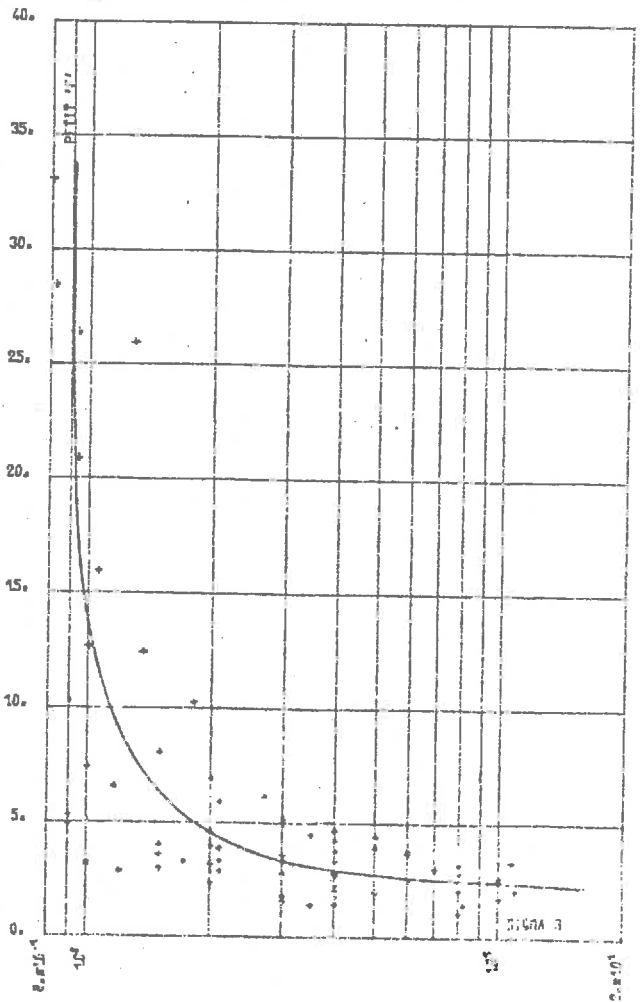


FIG. L PSAT. 101

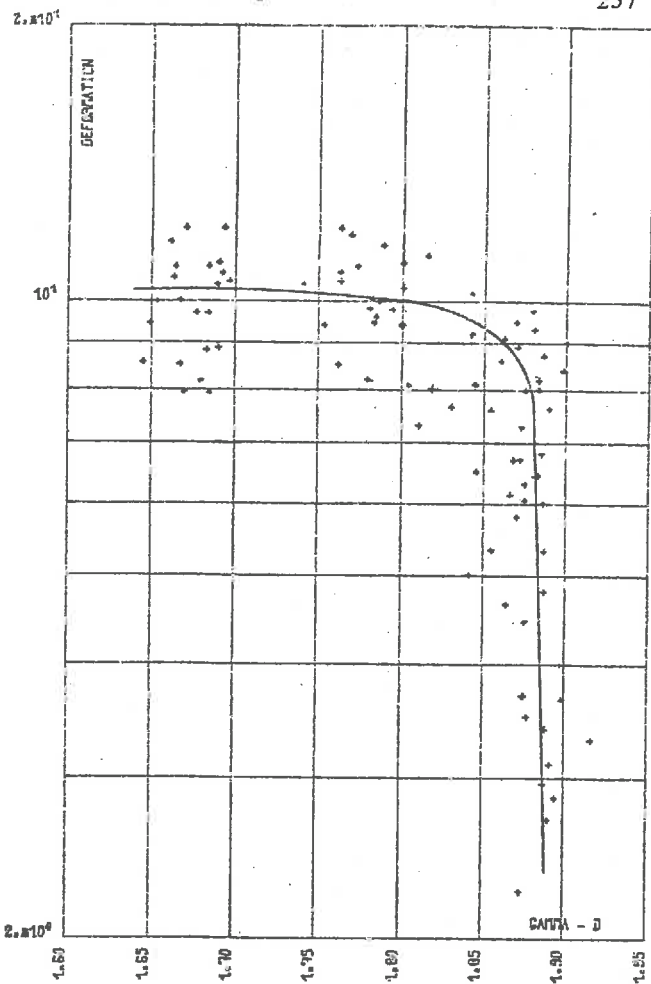


FIG. L14 A1 101

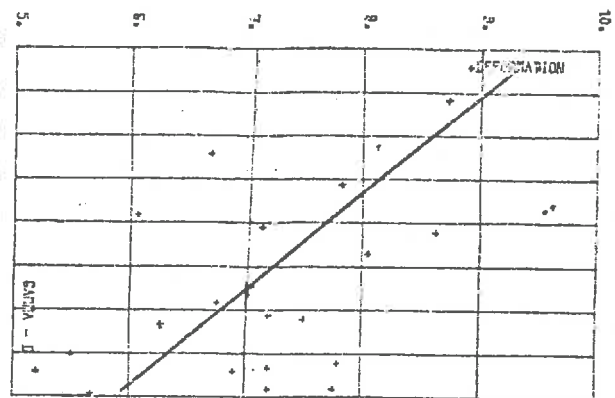


FIG. L14 A2 101

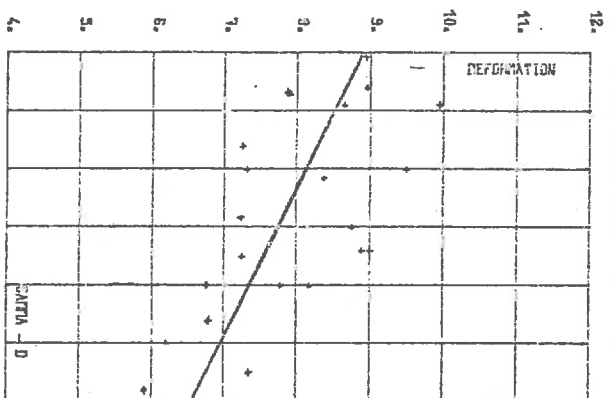


FIG. R-PSAT. 102

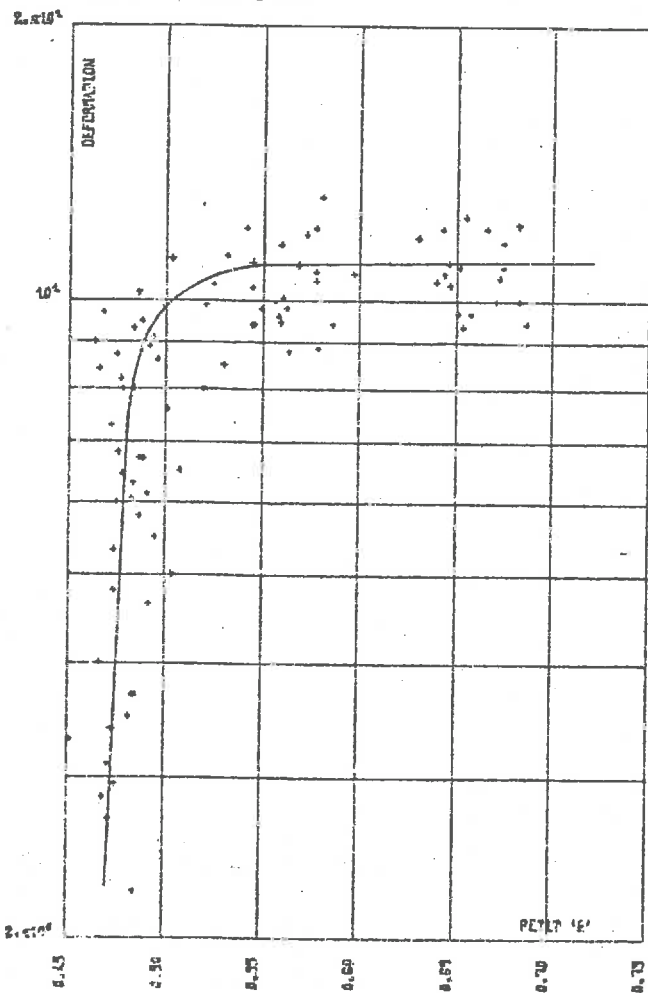


FIG. R-QSAT. 102

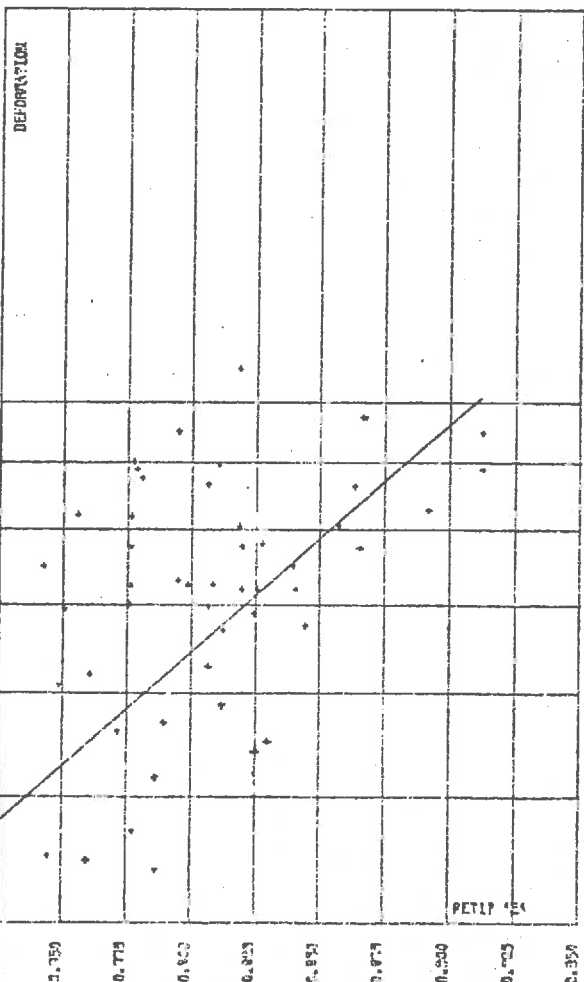


FIG. N-QSAT. 103

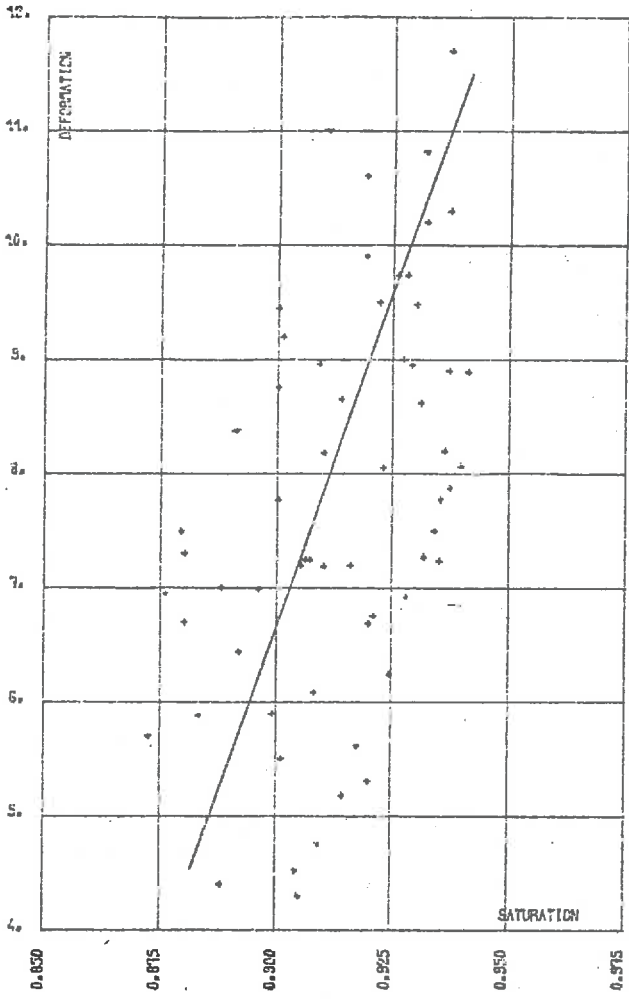


FIG. N-PSAT. 103

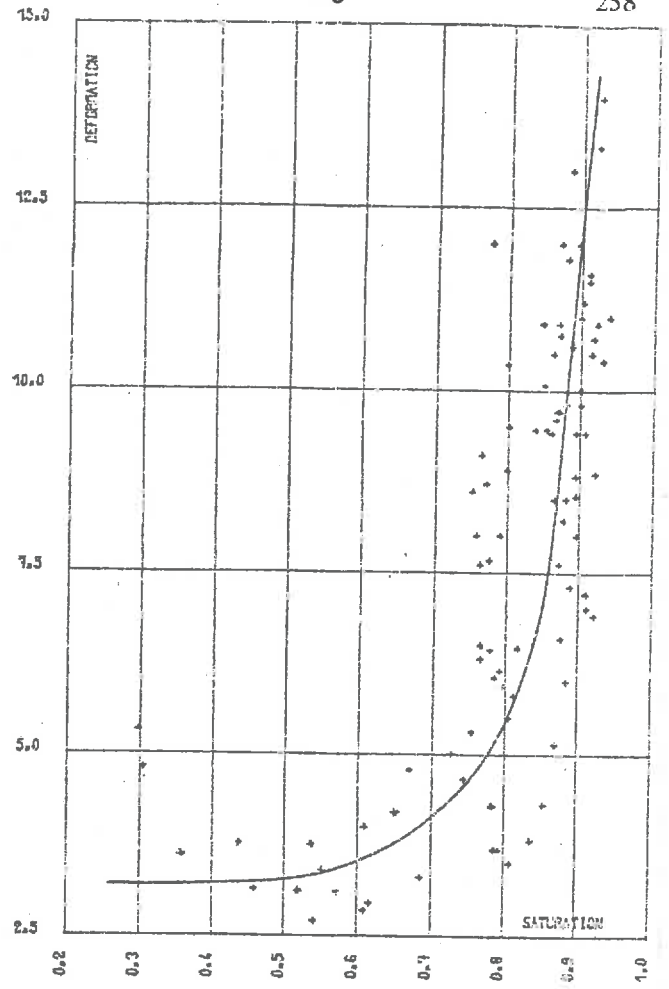


FIG. P-QSAT. 104

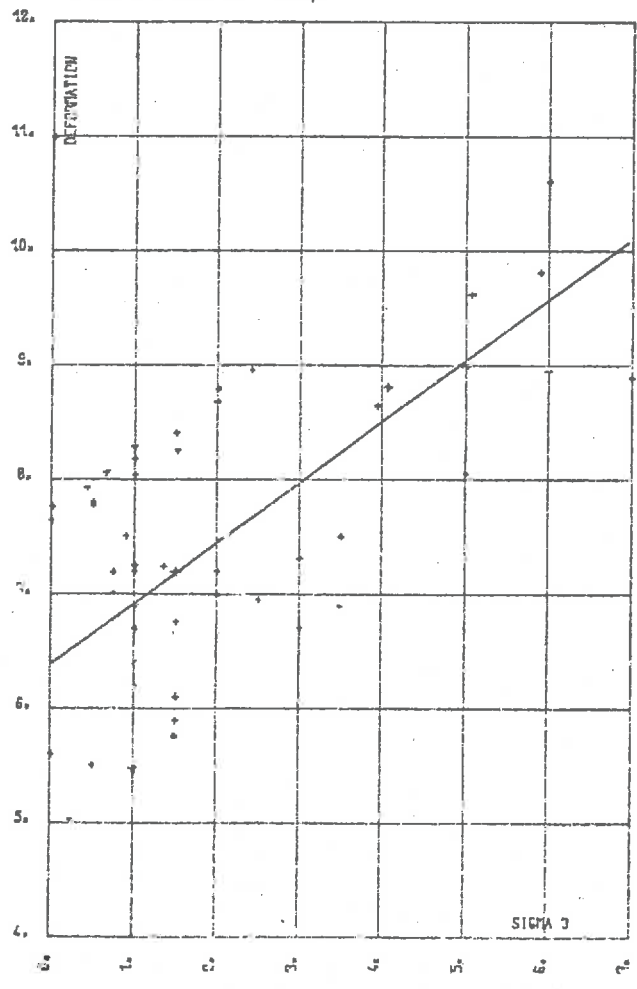


FIG. P-PSAT. 104

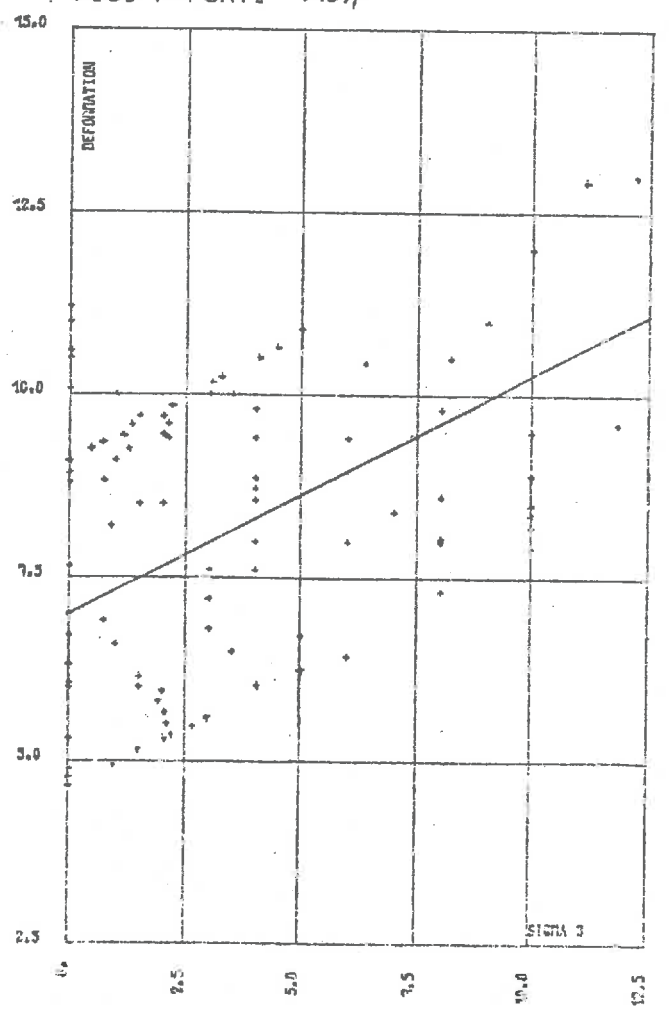


FIG. K QSAT. 111

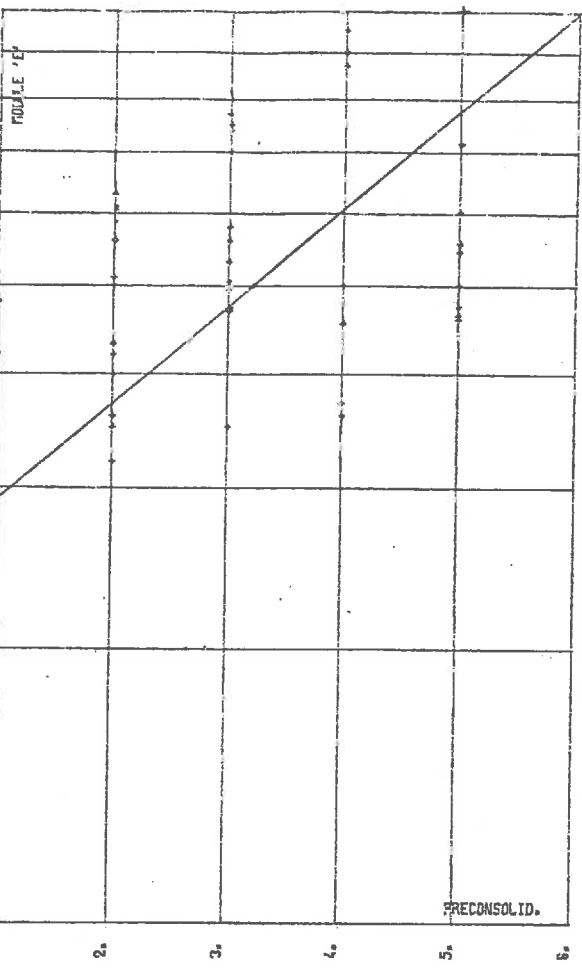


FIG. K PSAT. 111

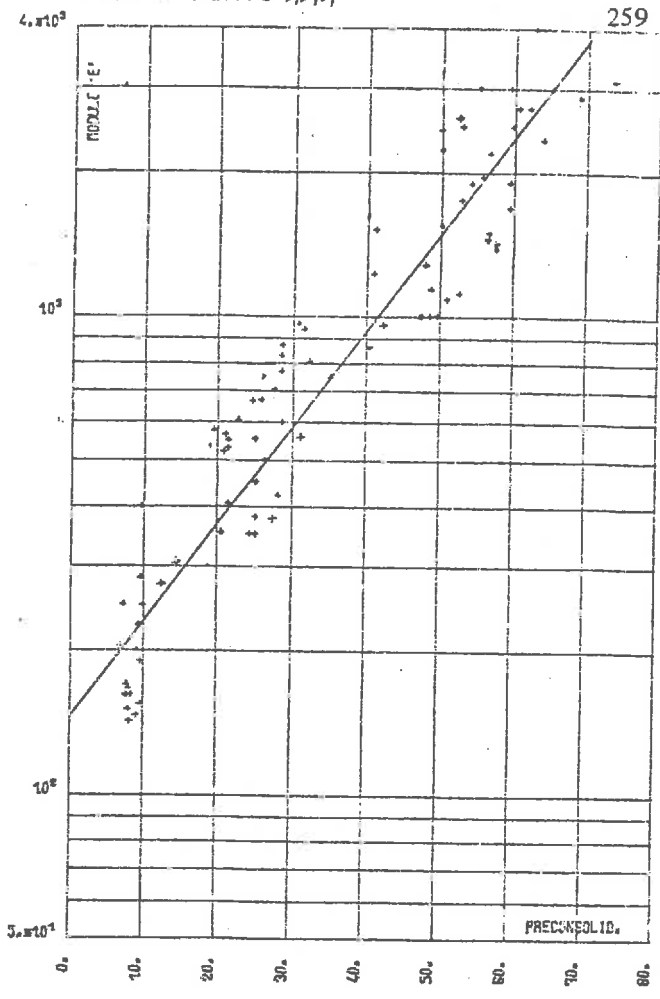


FIG. L QSAT. 112

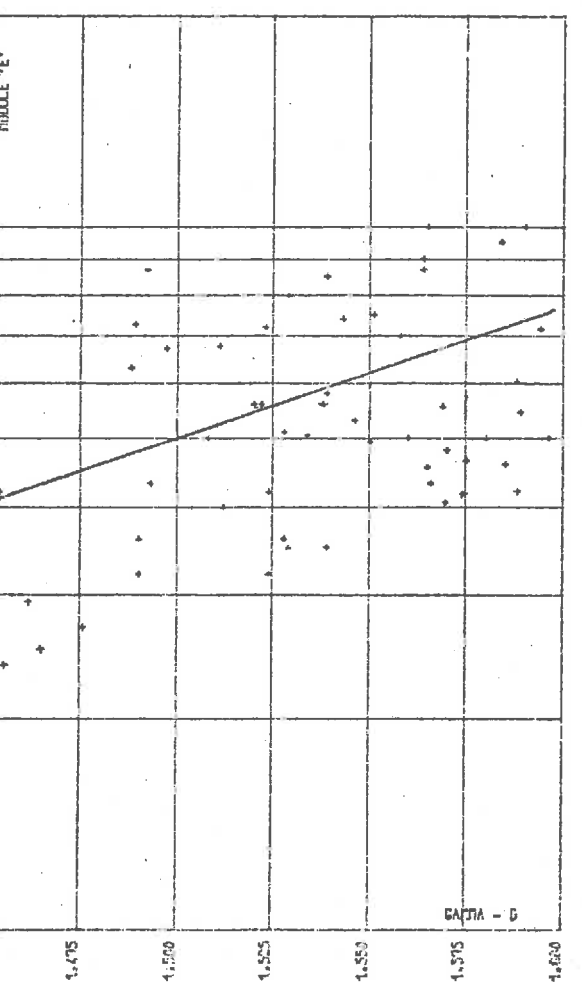


FIG. L PSAT. 112

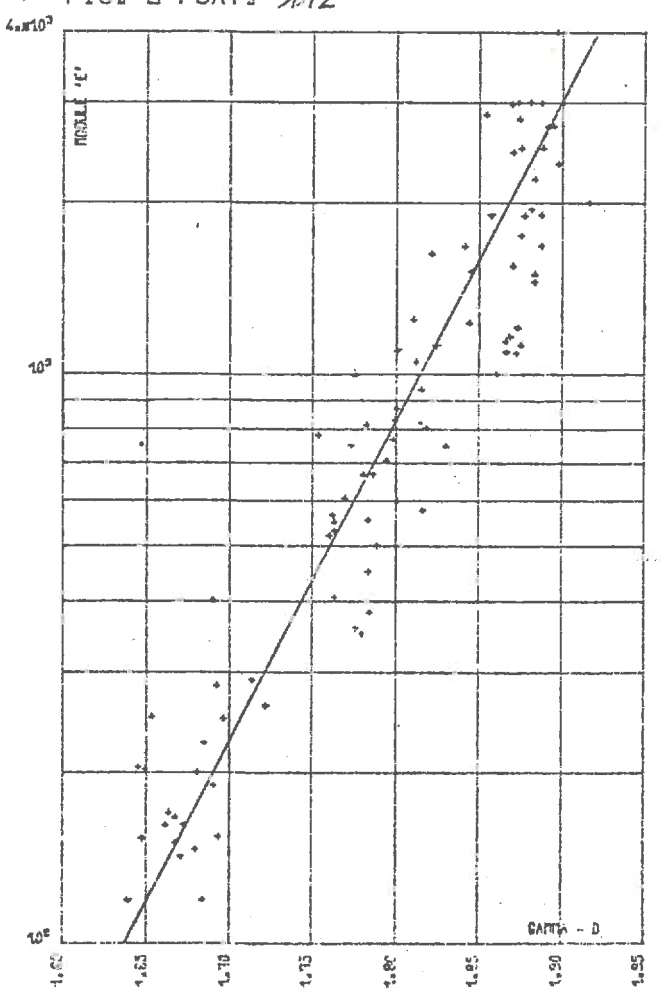


FIG. R-QSAT. 113

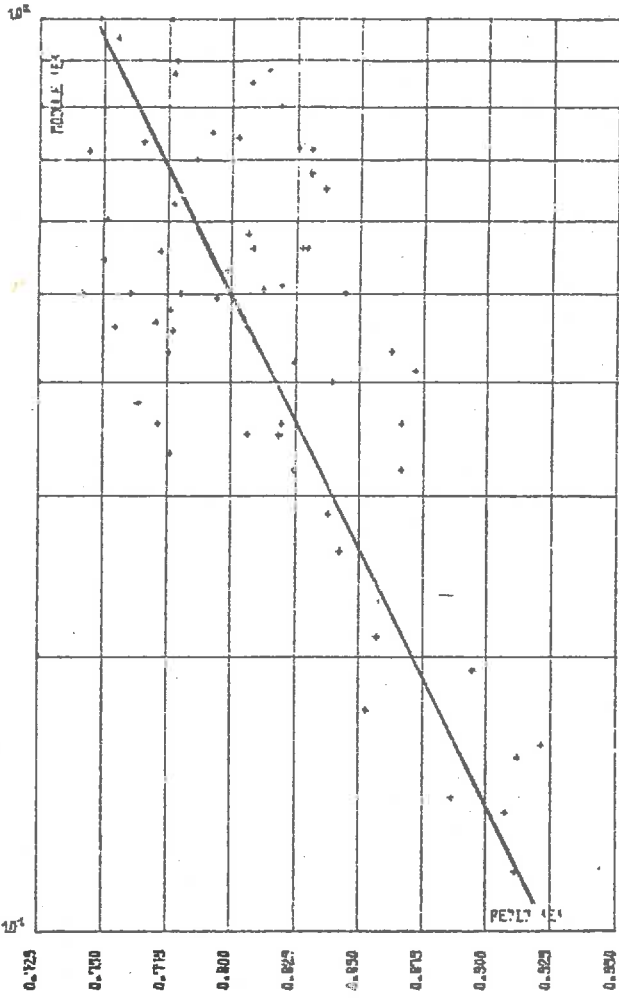


FIG. R-PSAT. 113

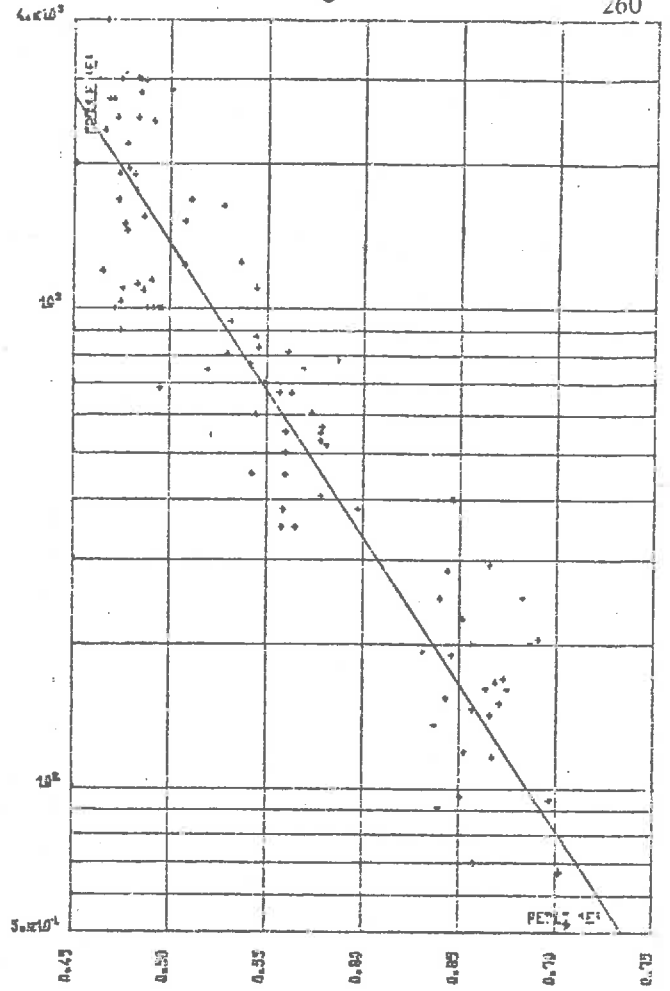


FIG. V-QSAT. 115

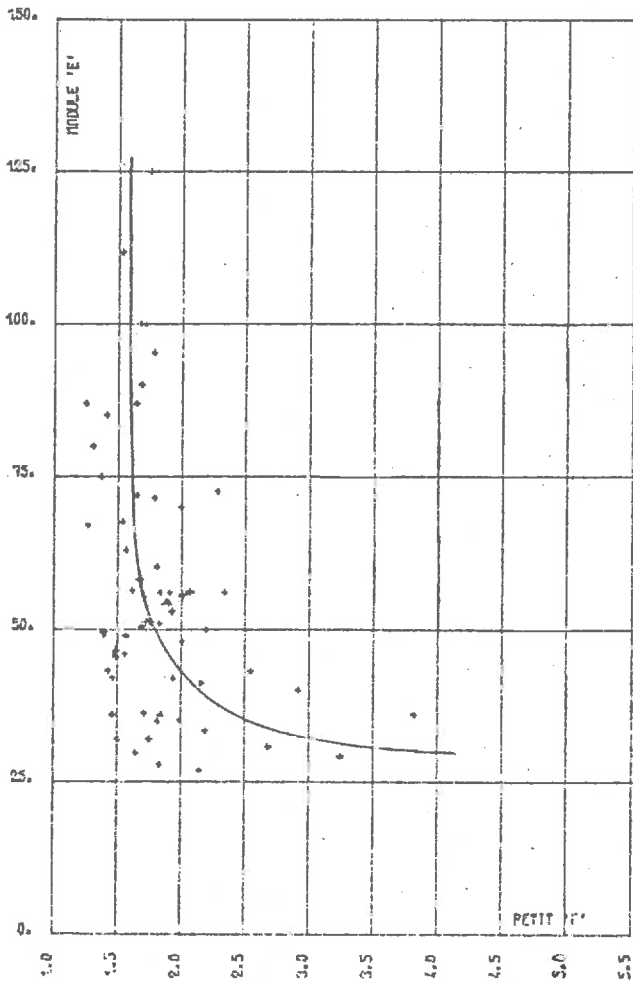


FIG. V-PSAT. 115

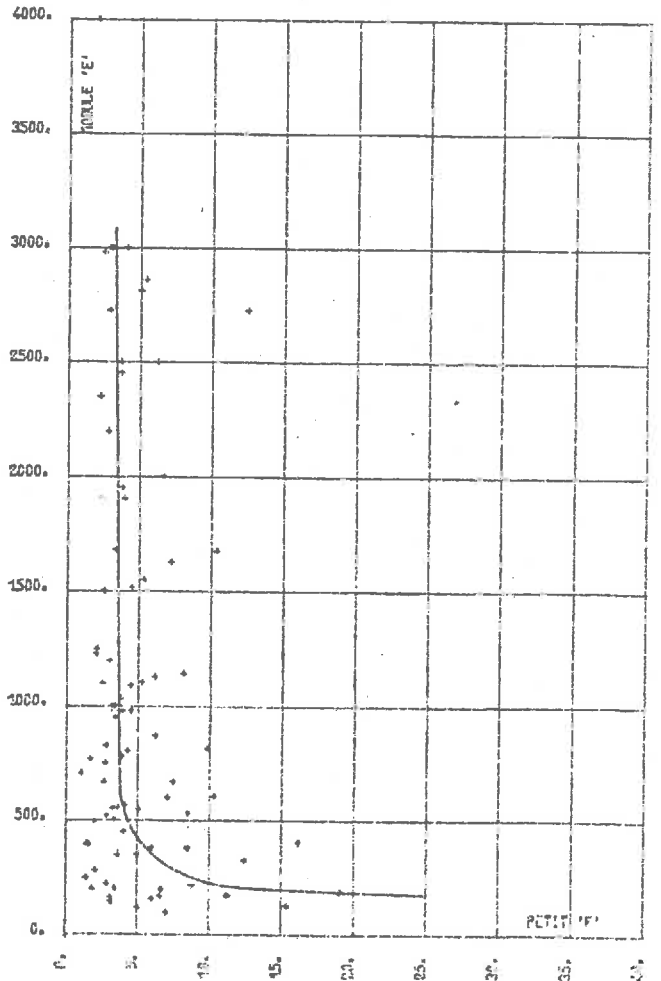


FIG. X-QSAT. 117

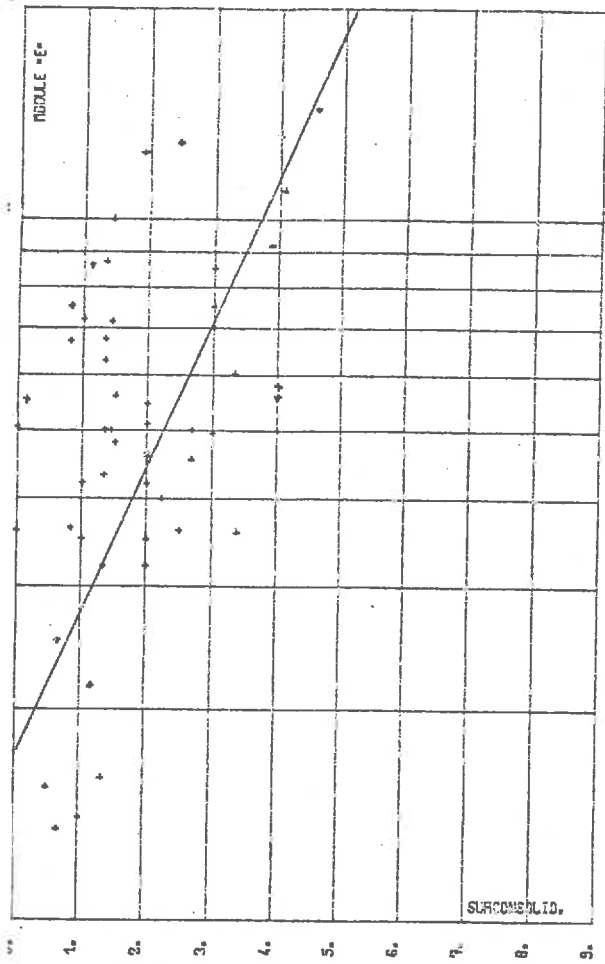


FIG. Y-PSAT. 117

261

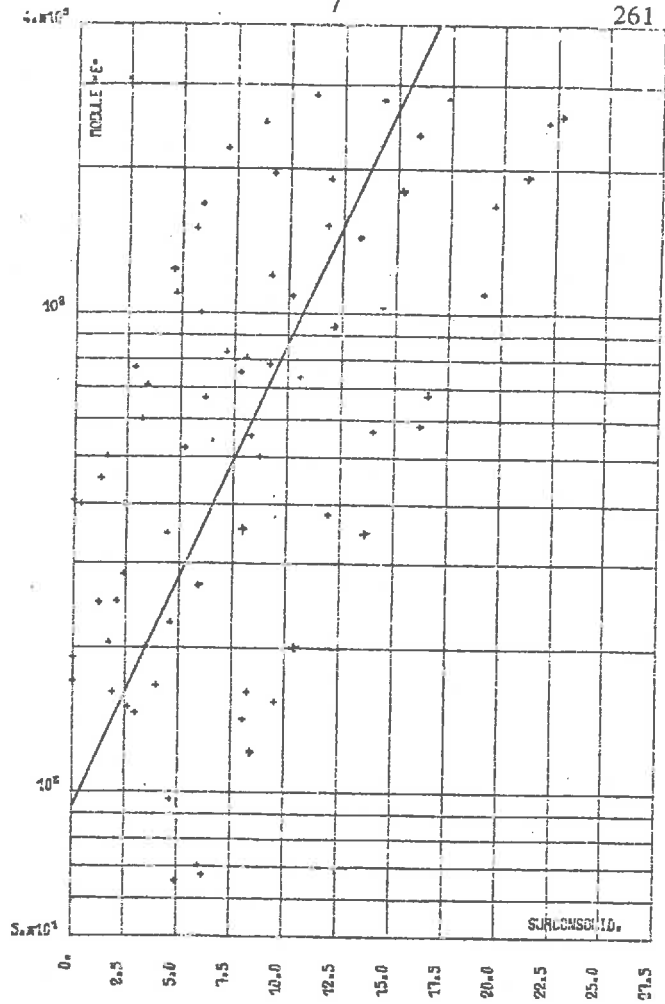


FIG. P-QSAT. 116

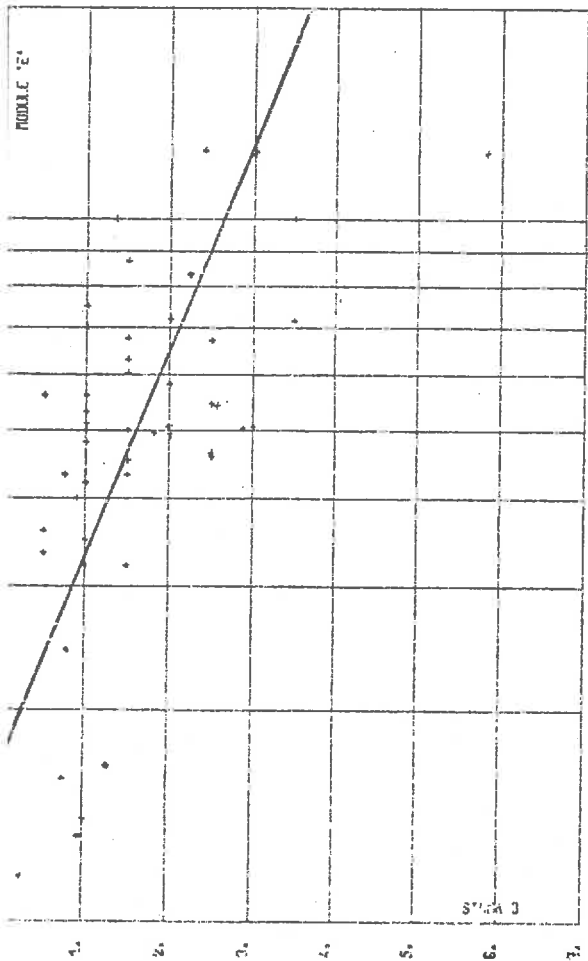


FIG. P-PSAT. 116

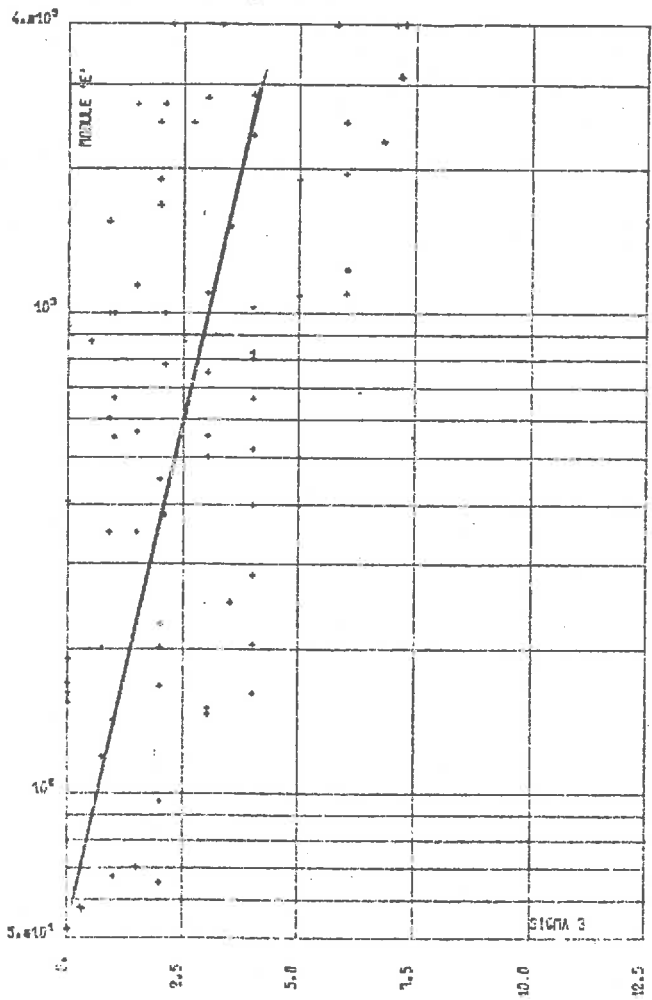


FIG. N-SQAT, 114

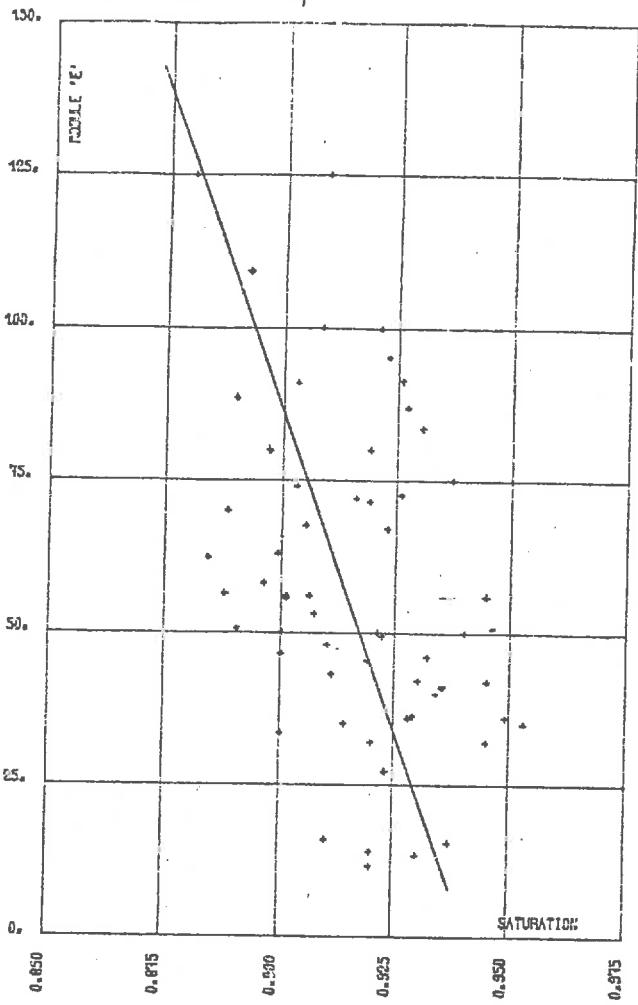


FIG. N-PSAT, 114

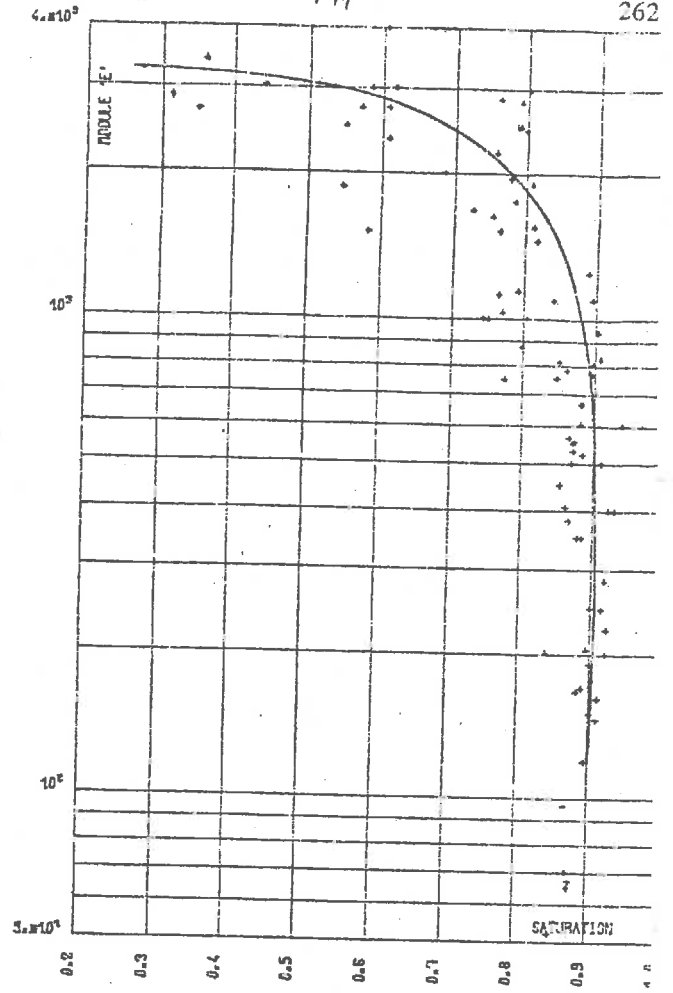


FIG. Q03 EF, 155

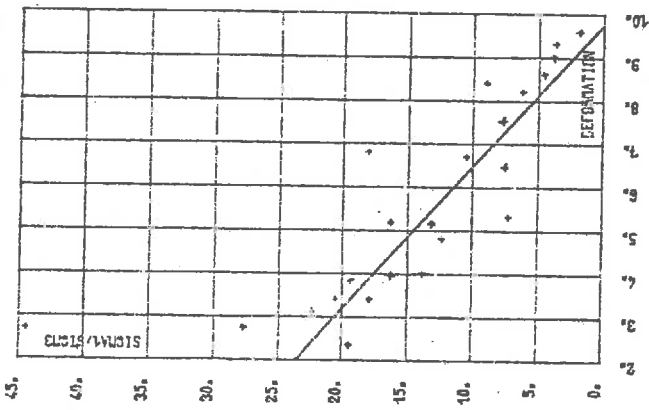


FIG. Q03 D, 155

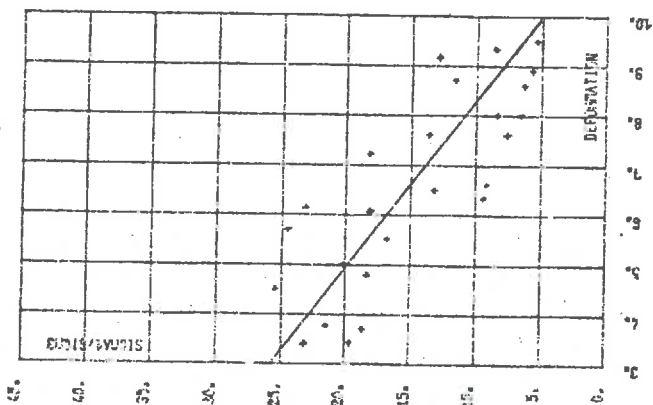


FIG. L QSAT. 121

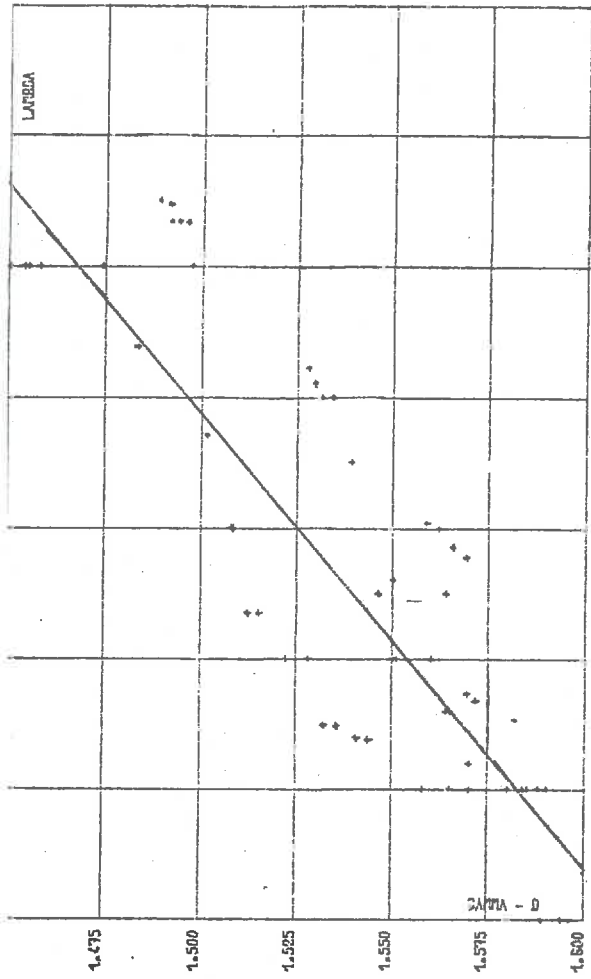


FIG. L PSAT. 121

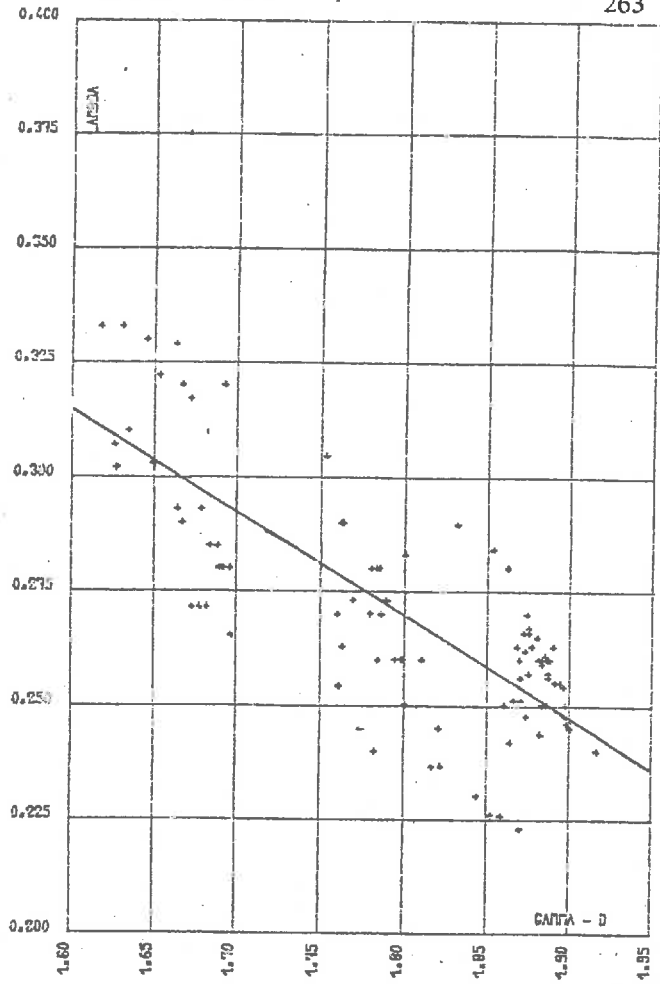


FIG. R-QSAT. 122

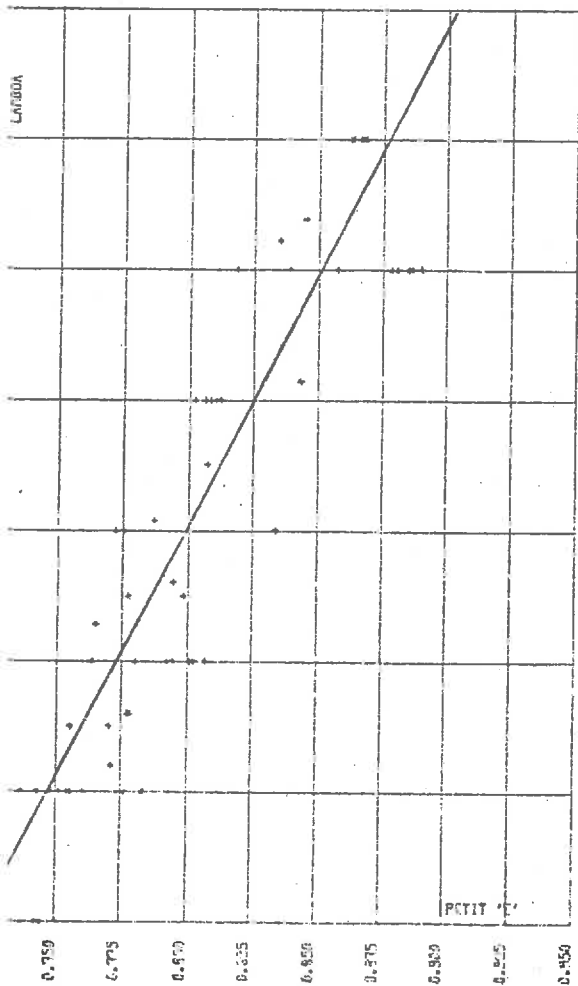


FIG. R-PSAT. 122

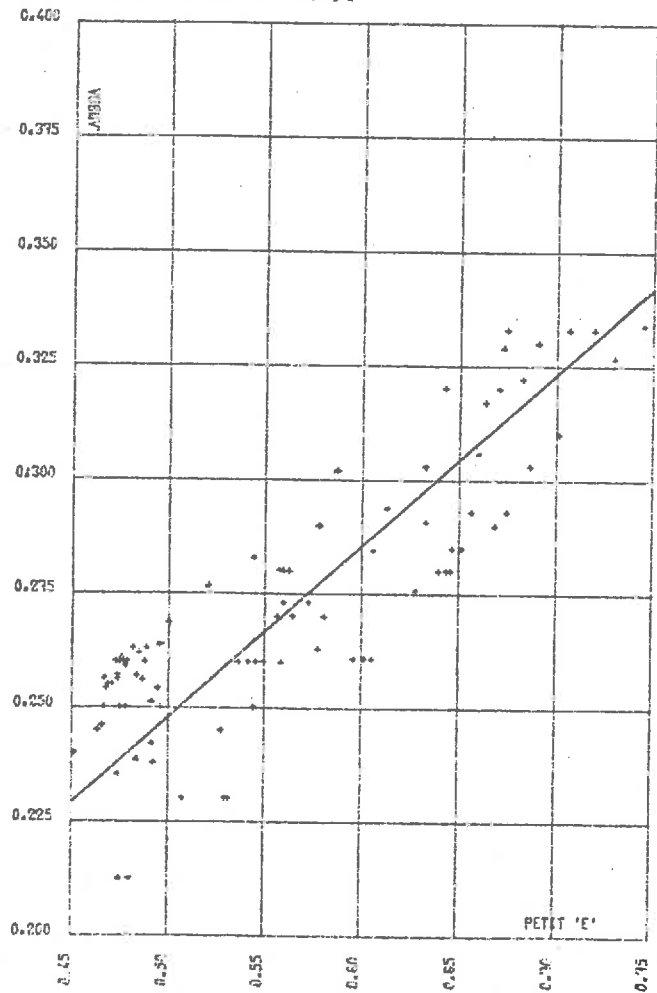


FIG. N-QSAT. 123

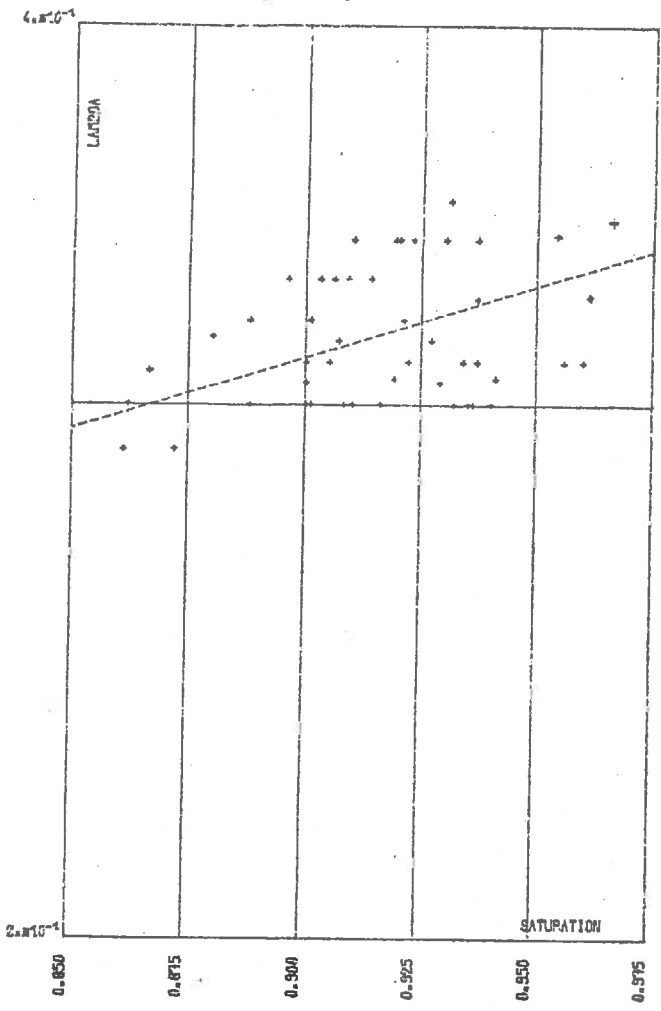


FIG. N-PSAT. 123

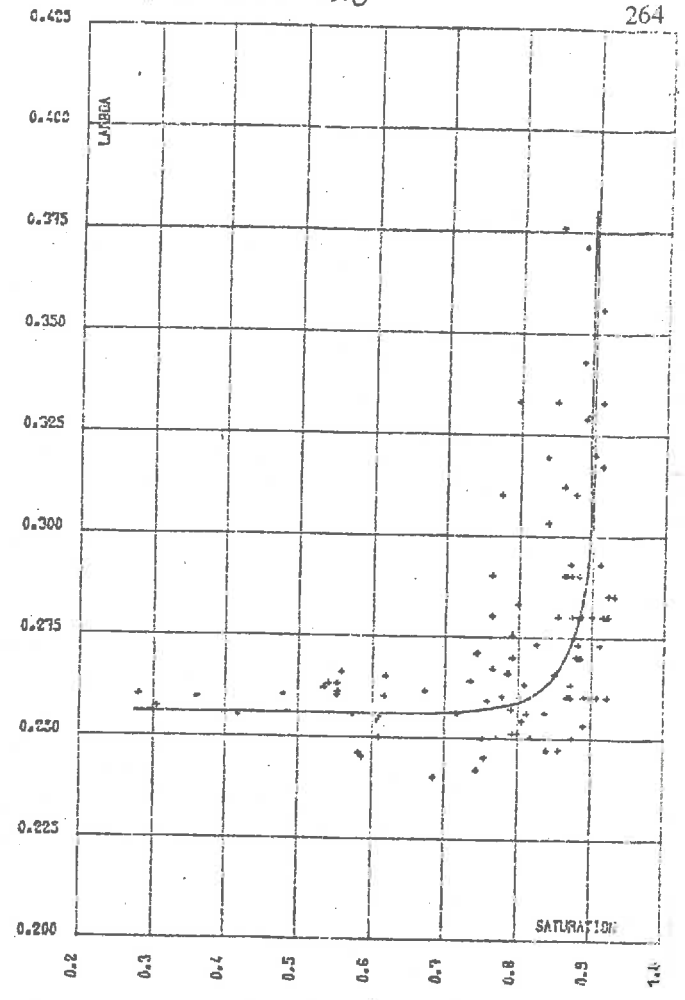
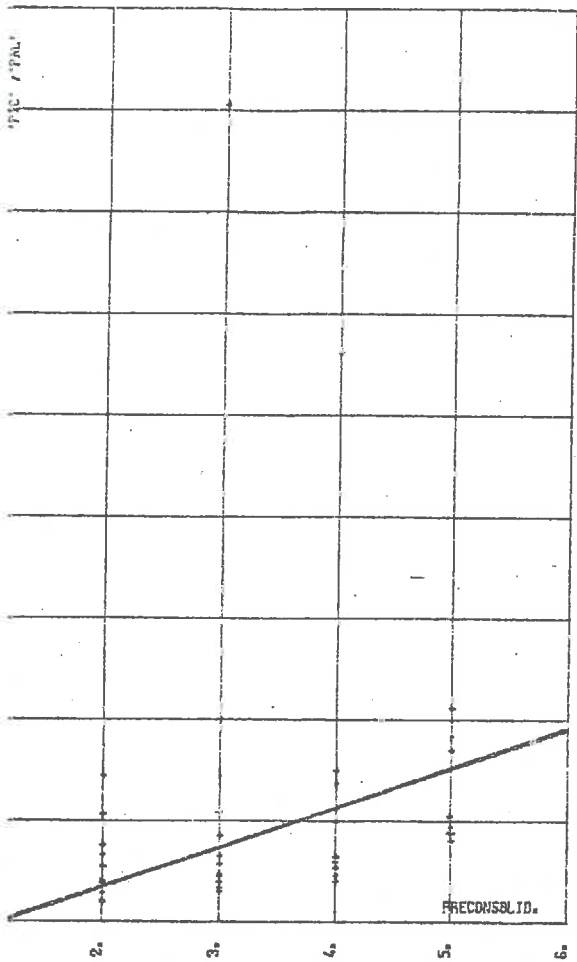


FIG. K QSAT. 131



265

FIG. K11 B. 131

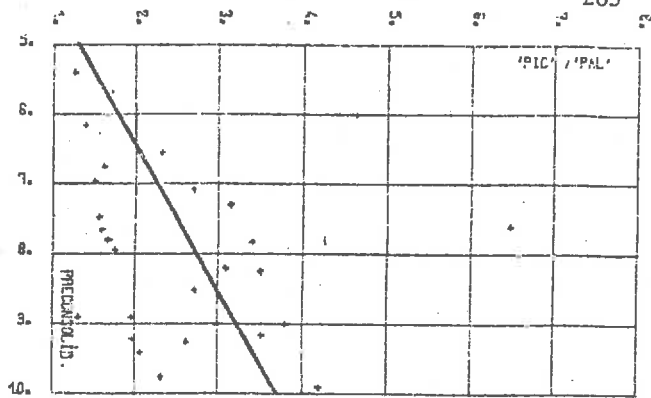


FIG. K11 D. 131

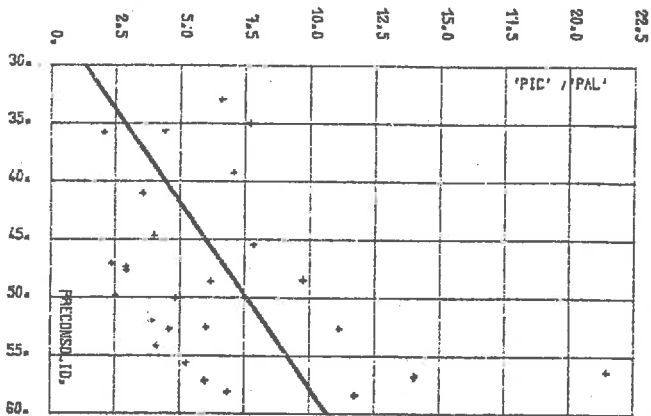


FIG. L QSAT. 132

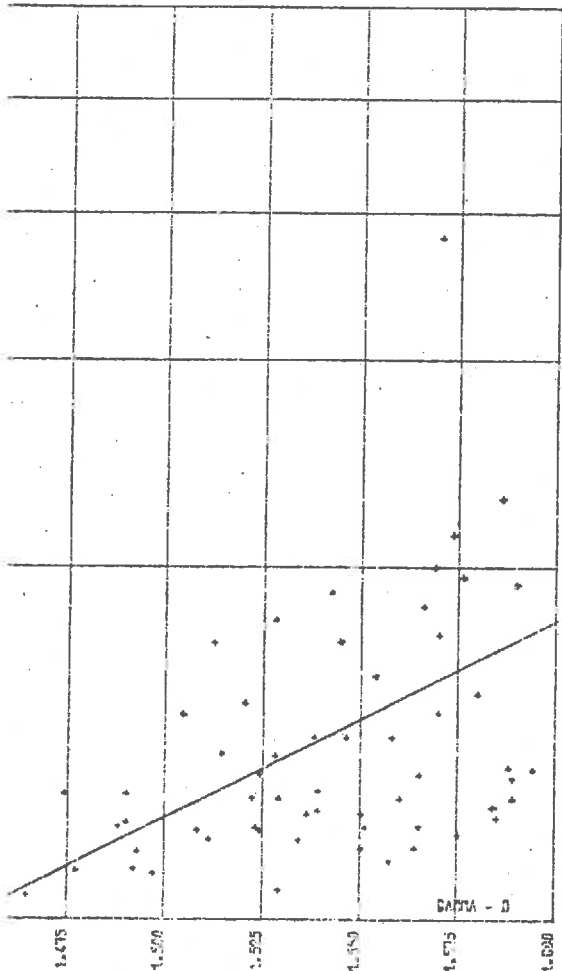


FIG. L PSAT. 132

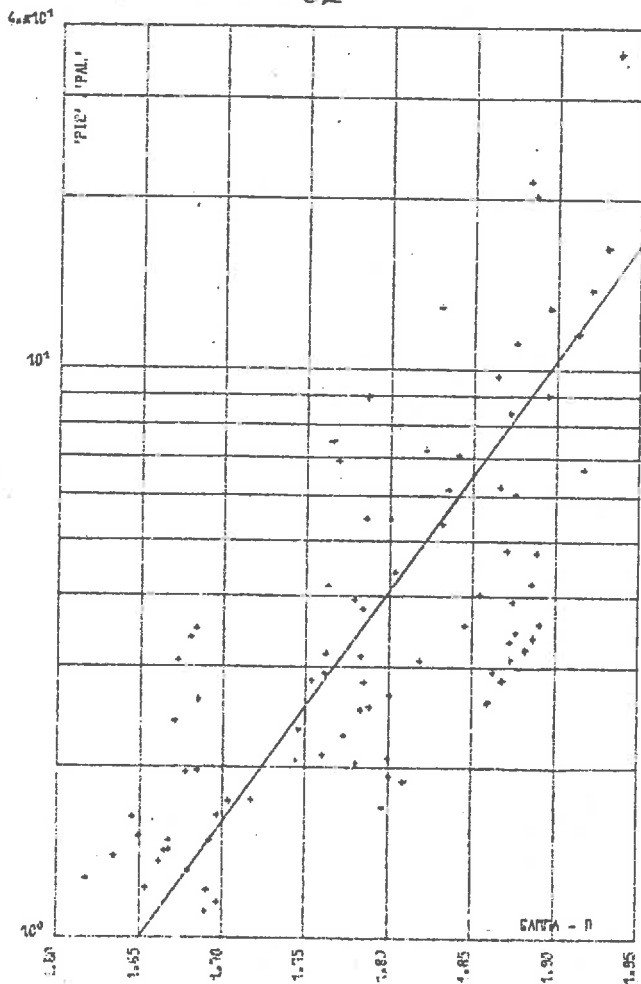


FIG. X-QSAT. 135

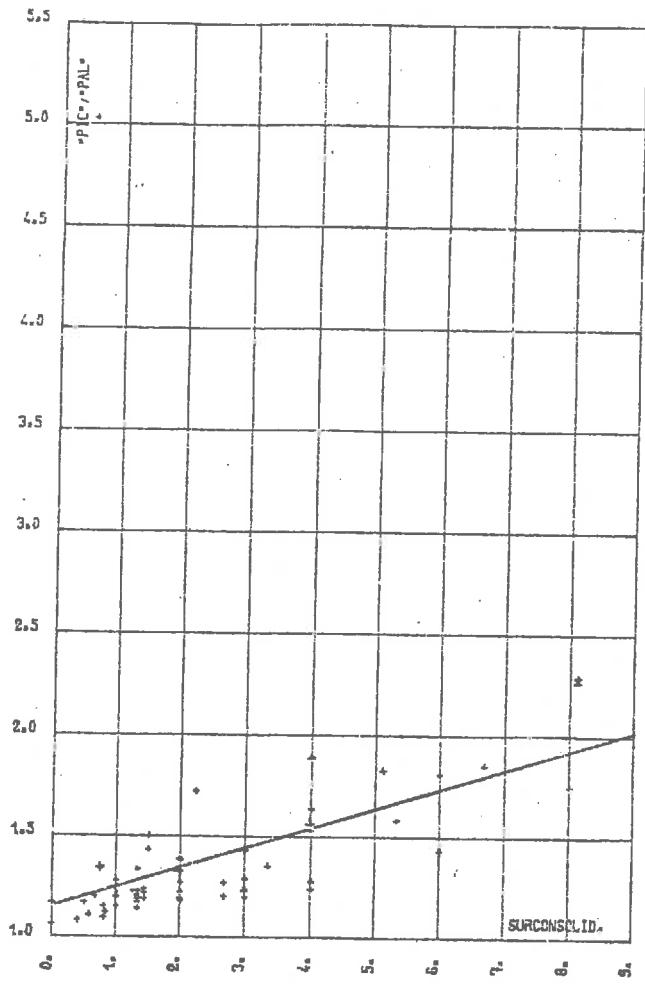


FIG. X-PSAT. 135

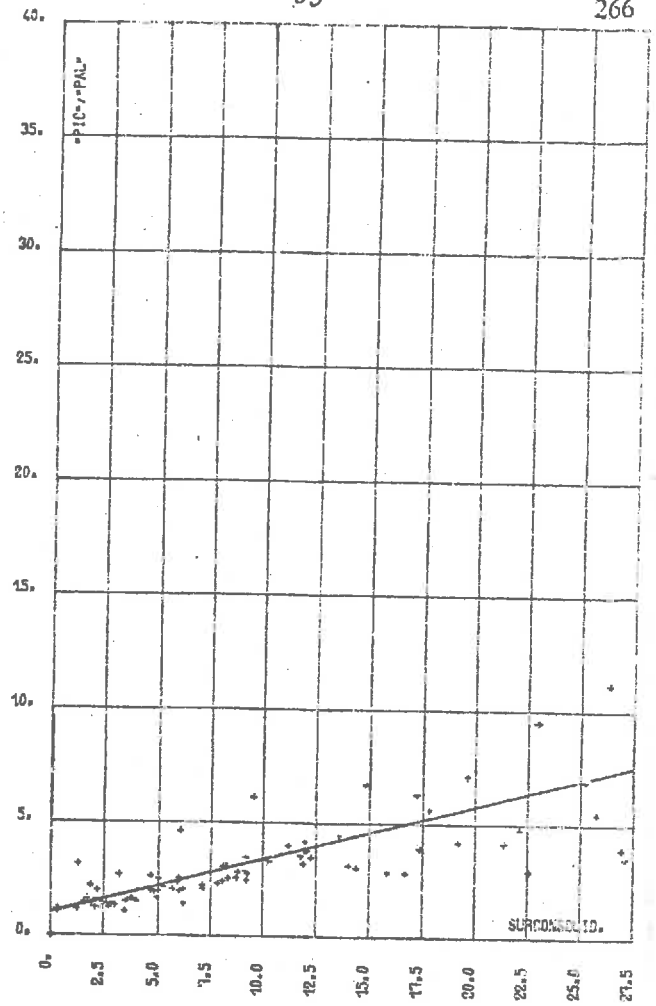


FIG. P-QSAT. 134

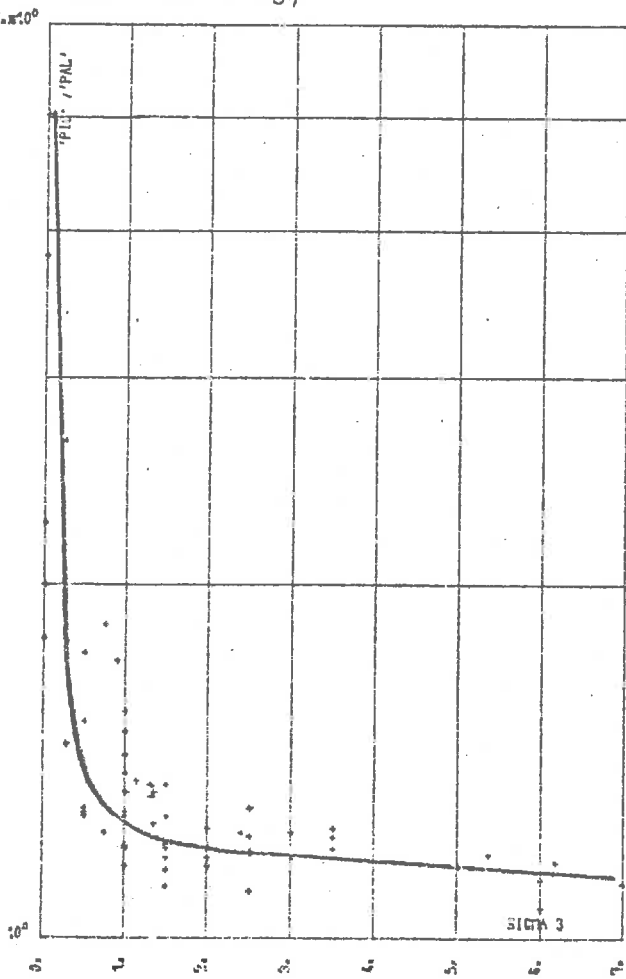


FIG. P-PSAT. 134

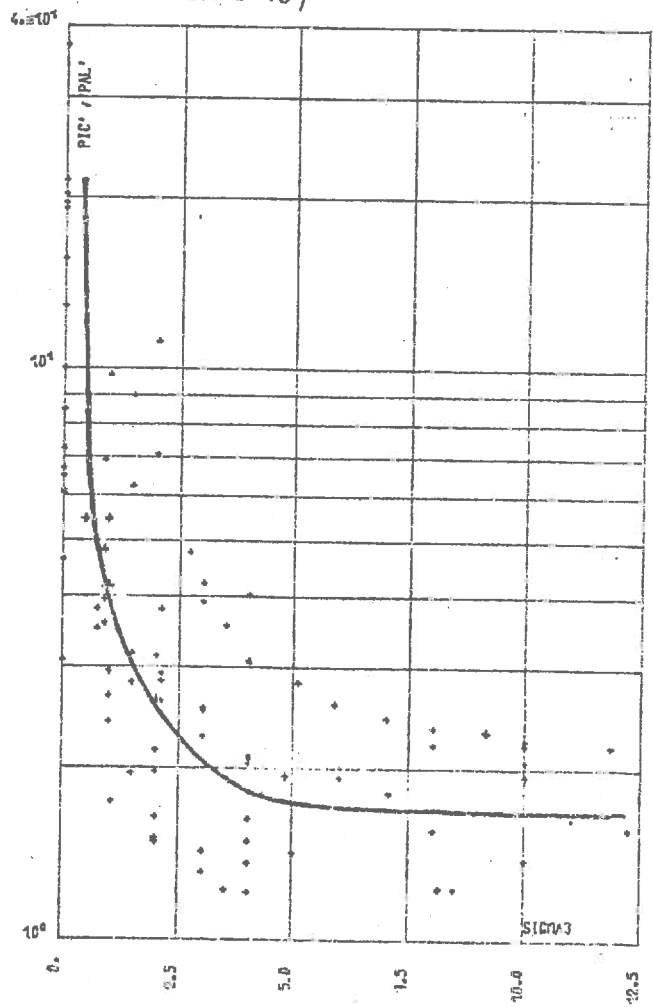


FIG. R-QSAT. 133

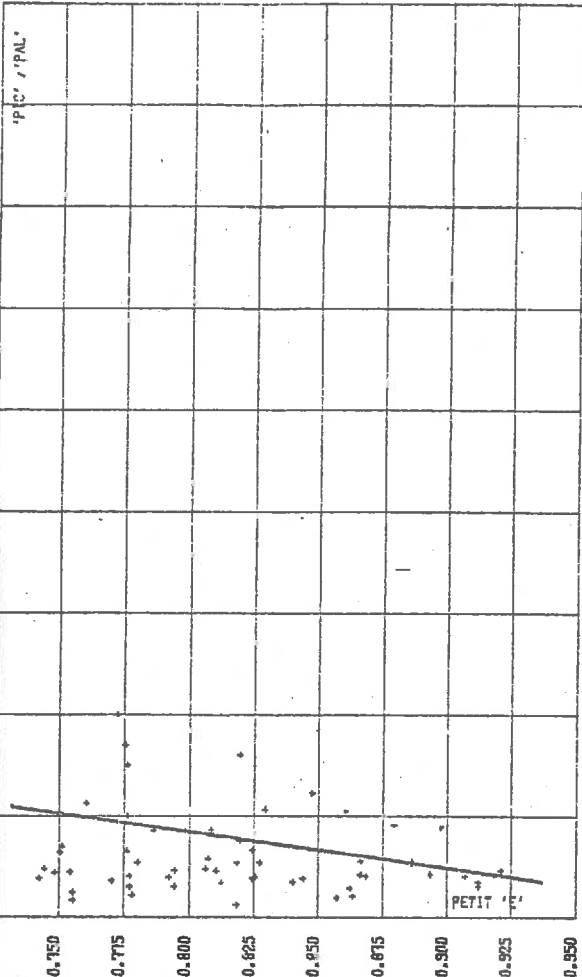


FIG. R-PSAT. 133

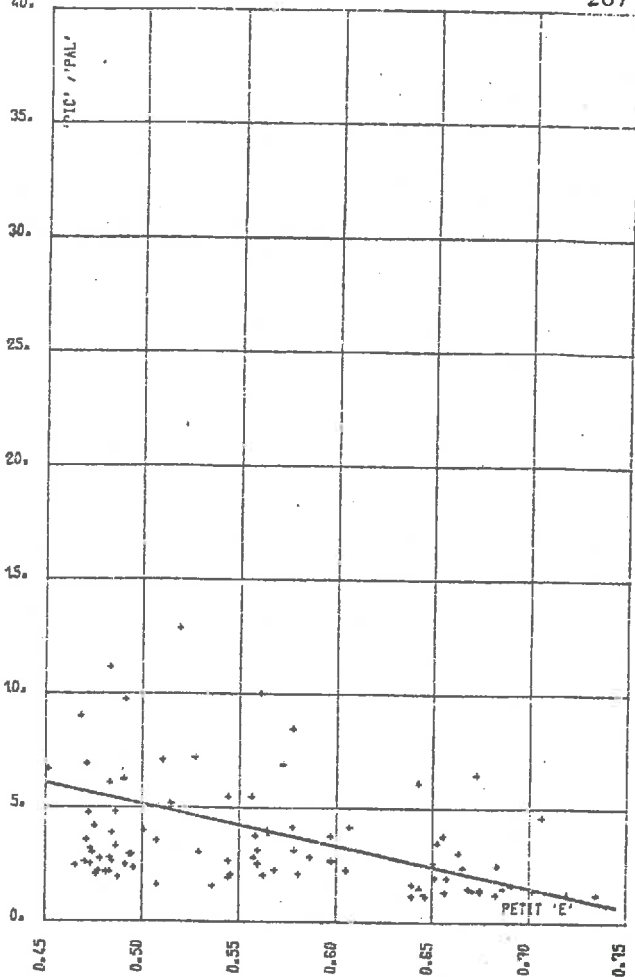


FIG. K QSAT. 141

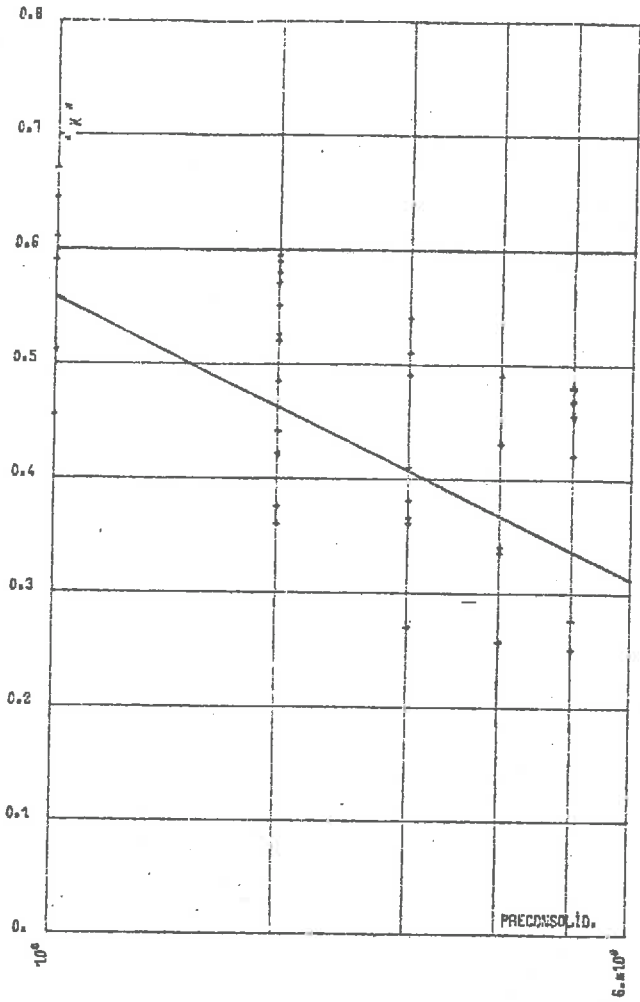


FIG. K PSAT. 141

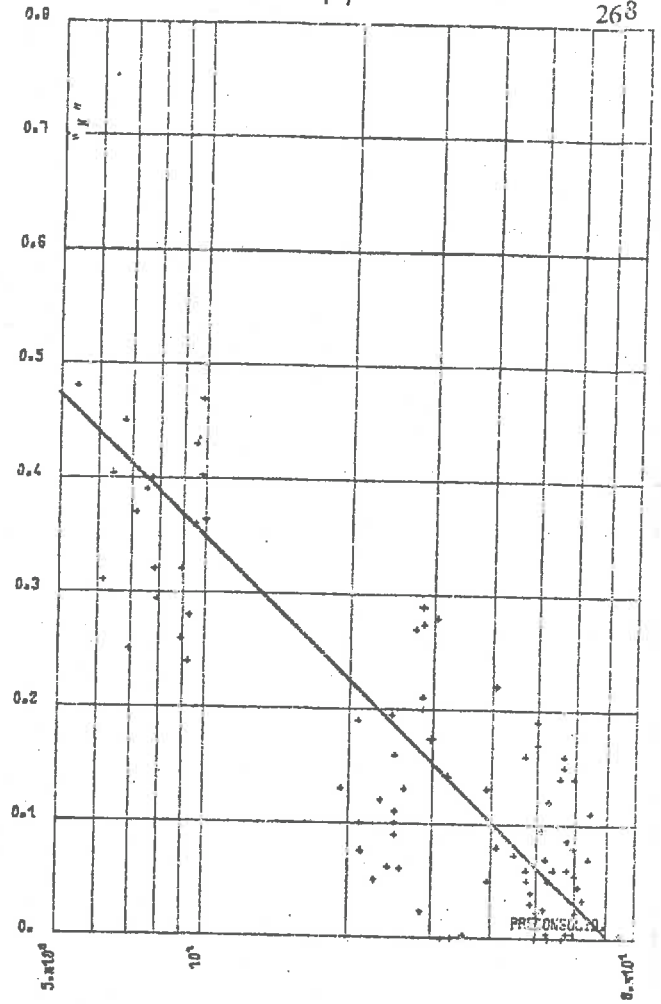


FIG. L11 D. 142

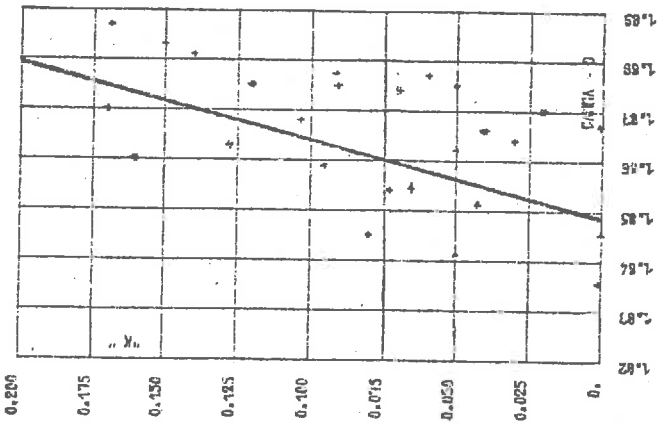


FIG. L11 C. 142

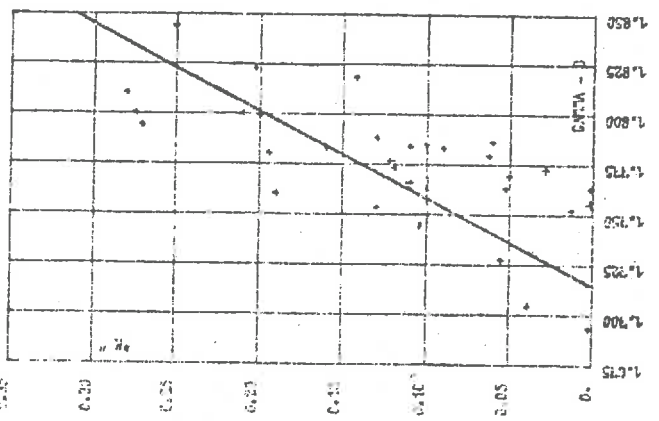


FIG. L PSAT. 142

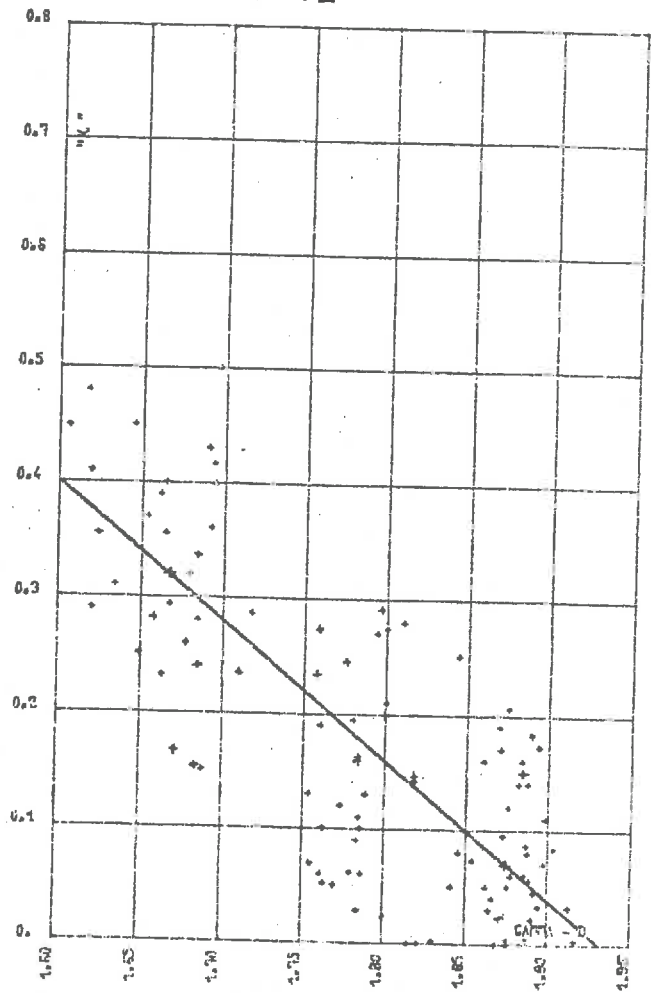


FIG. L QSAT. 142

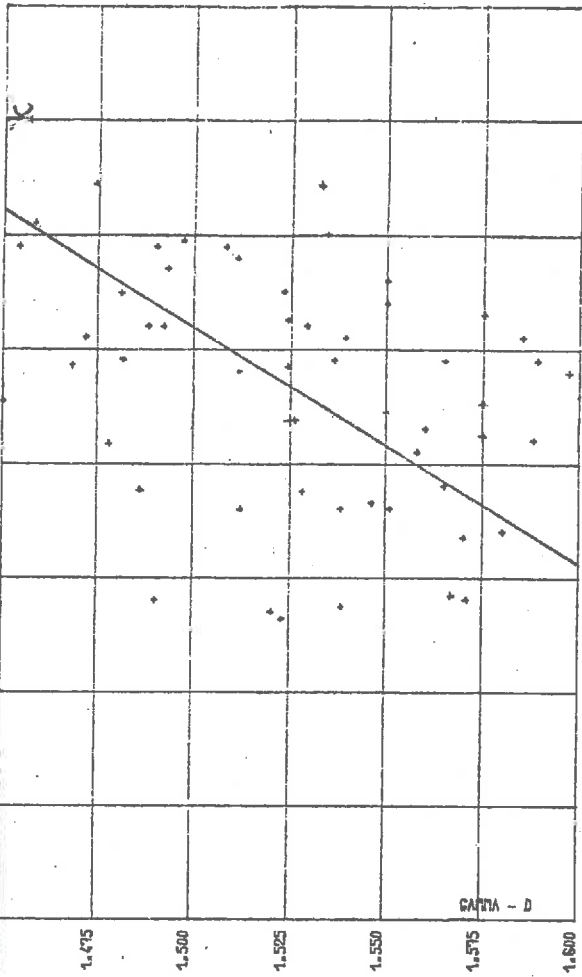


FIG. R-PSAT. 143

269

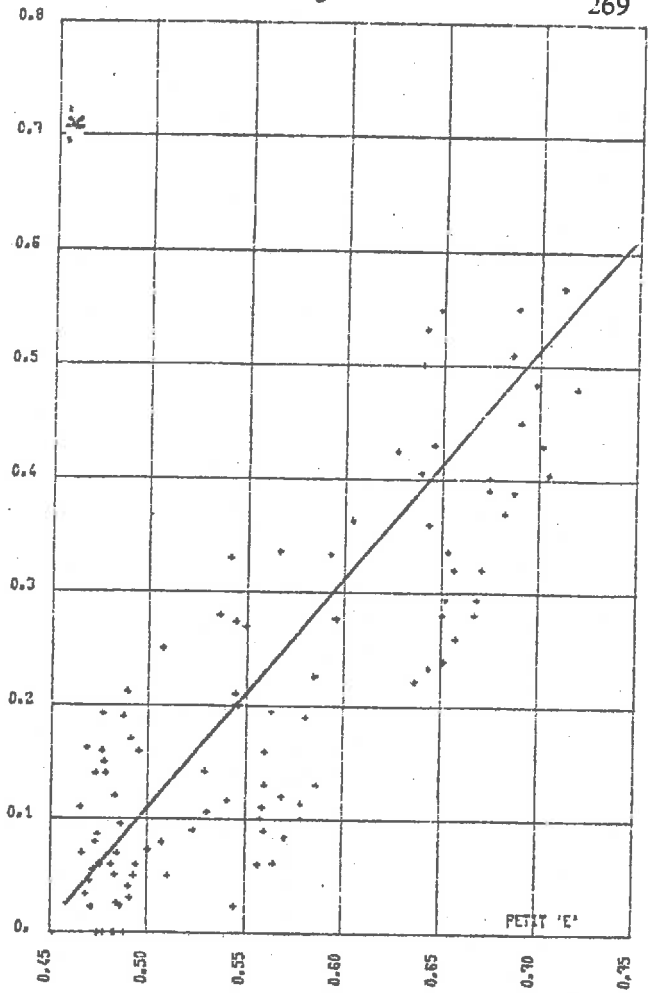


FIG. N-QSAT. 144

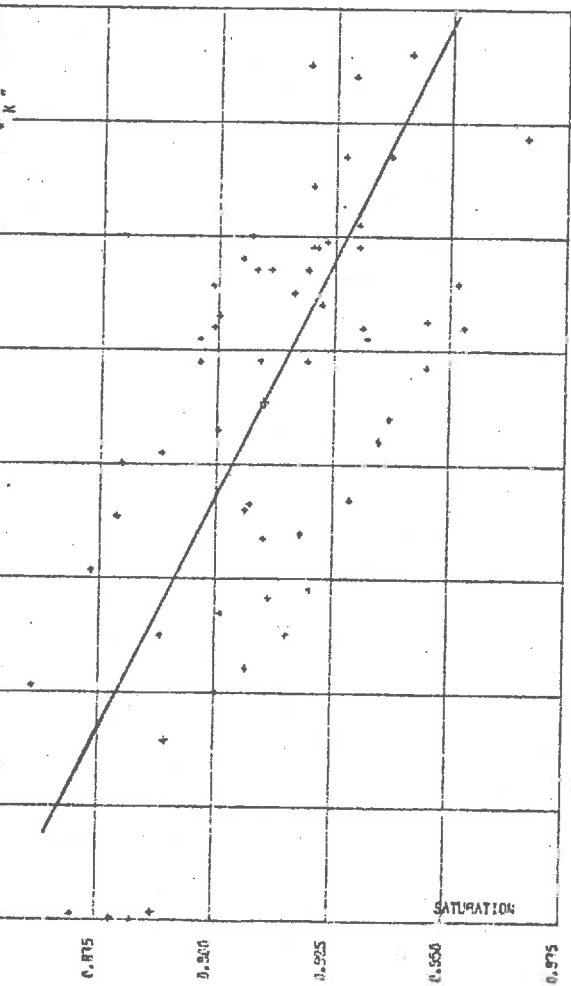


FIG. N-PSAT. 144

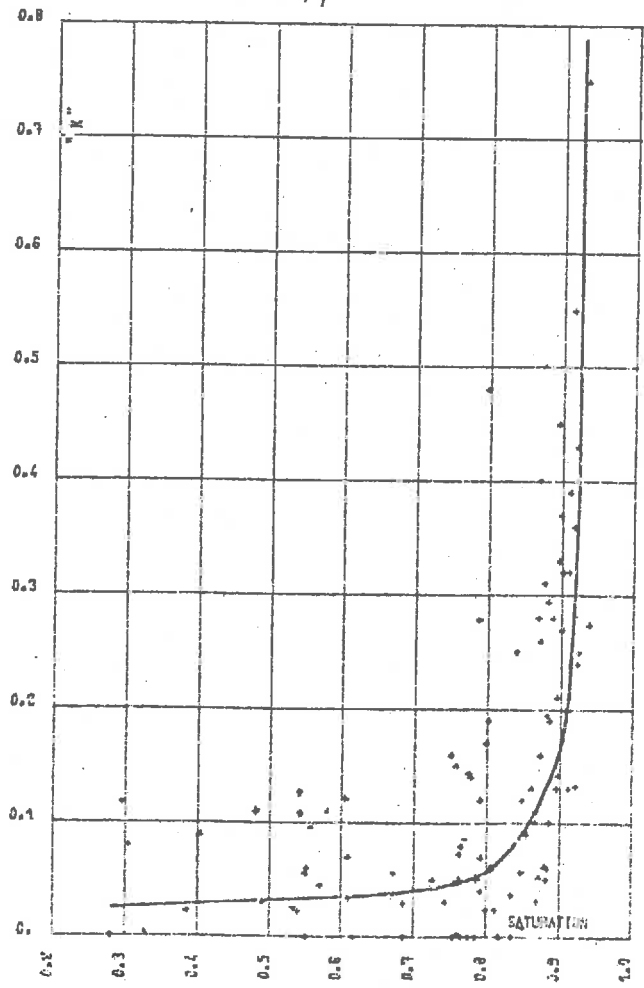


FIG. X-QSAT. 145

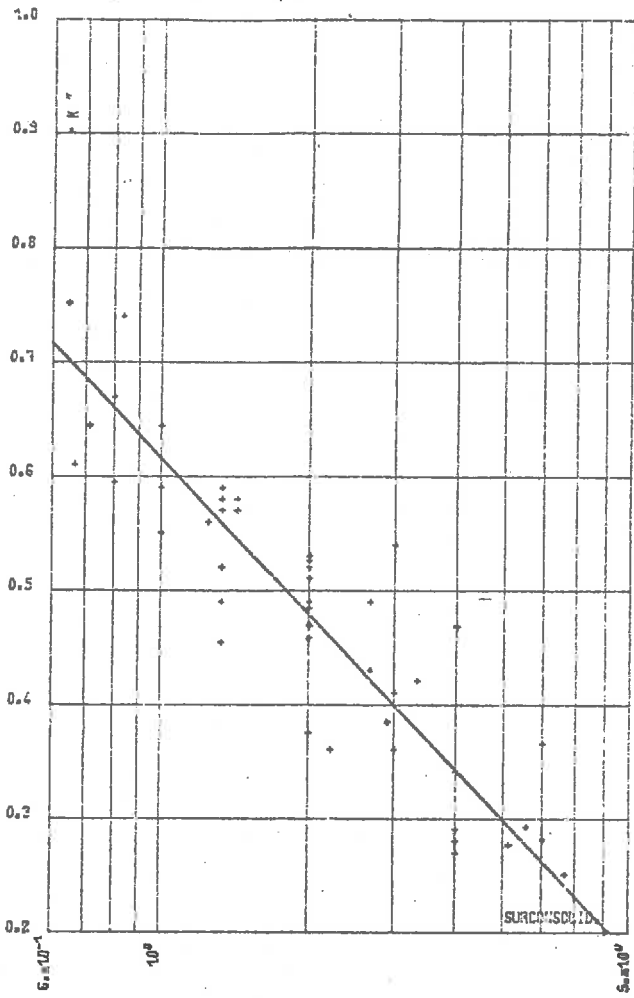


FIG. X-PSAT. 145

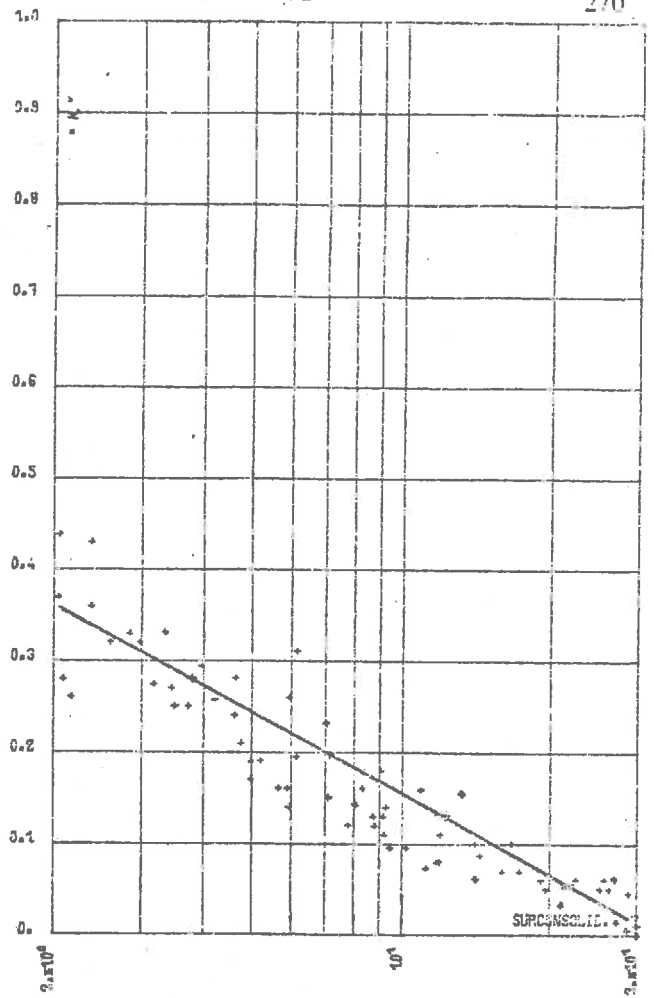


FIG. P-QSAT. 146

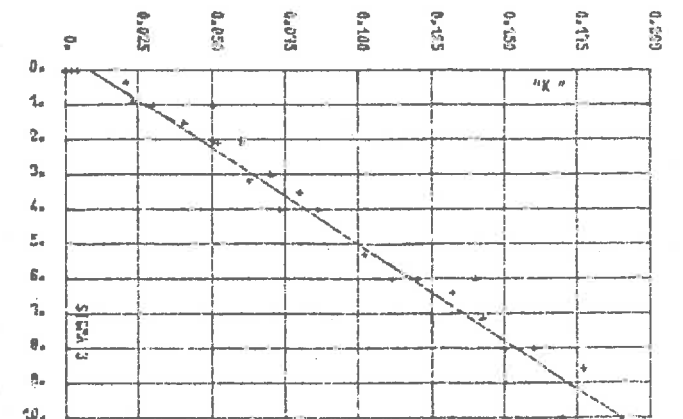
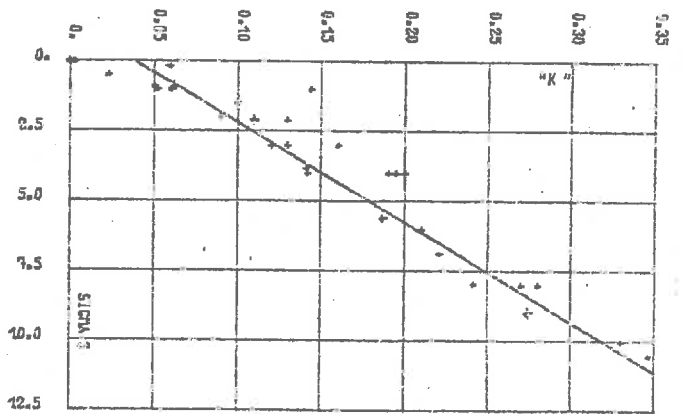
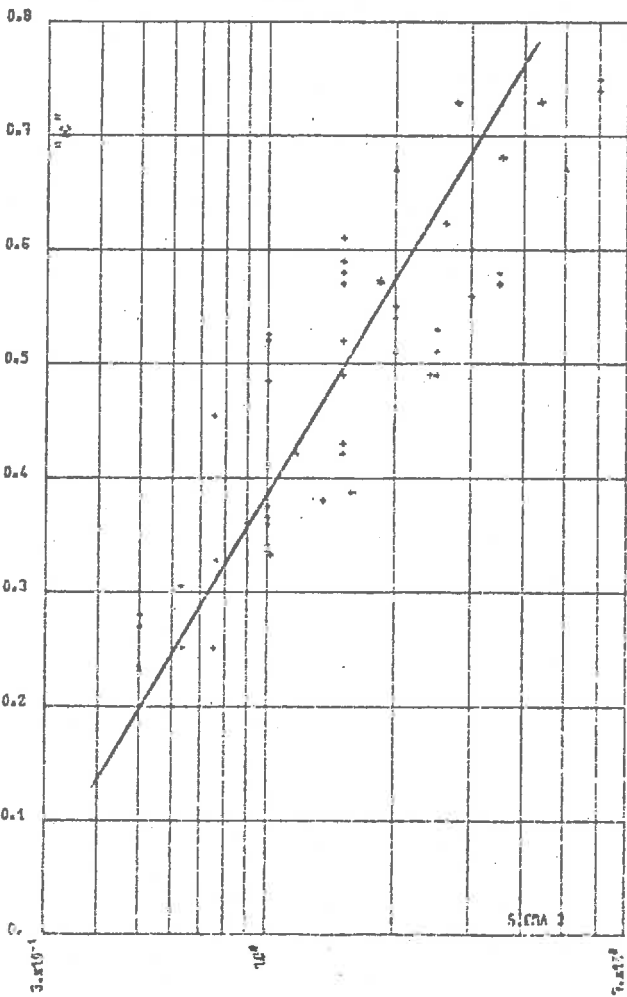


FIG. Q-PSAT. 147

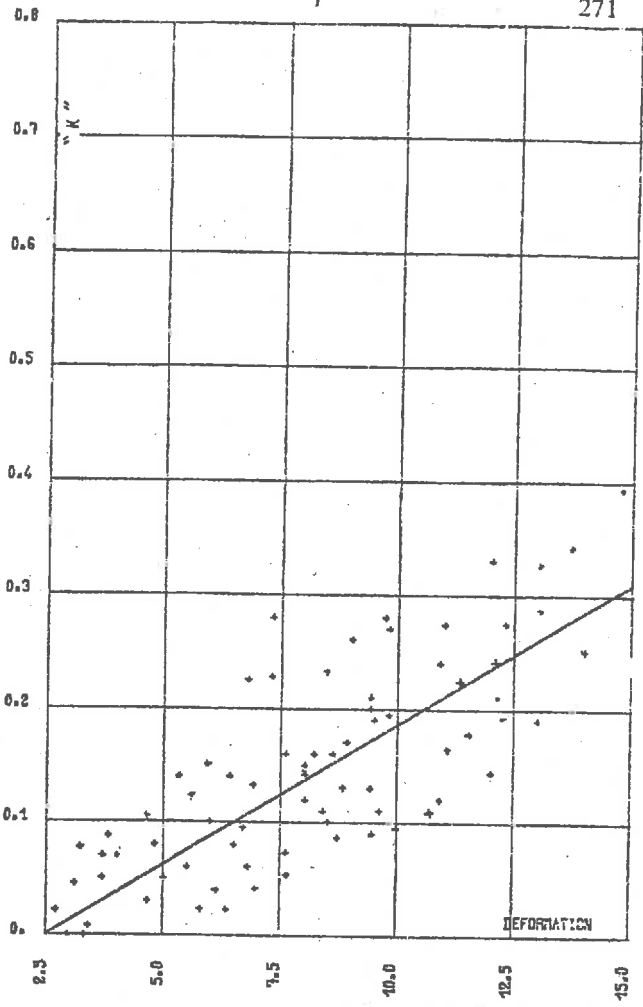
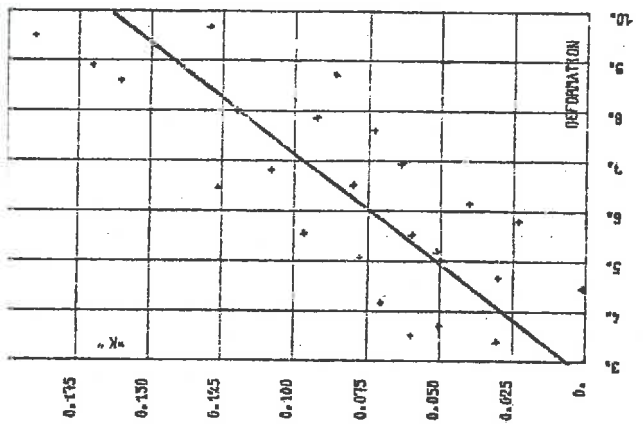
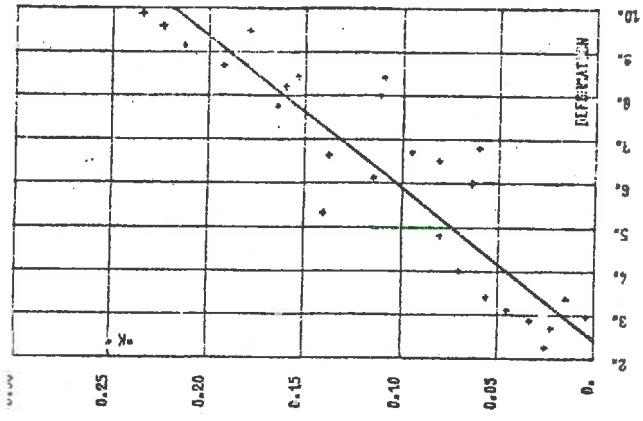


FIG. L-QSAT. 152

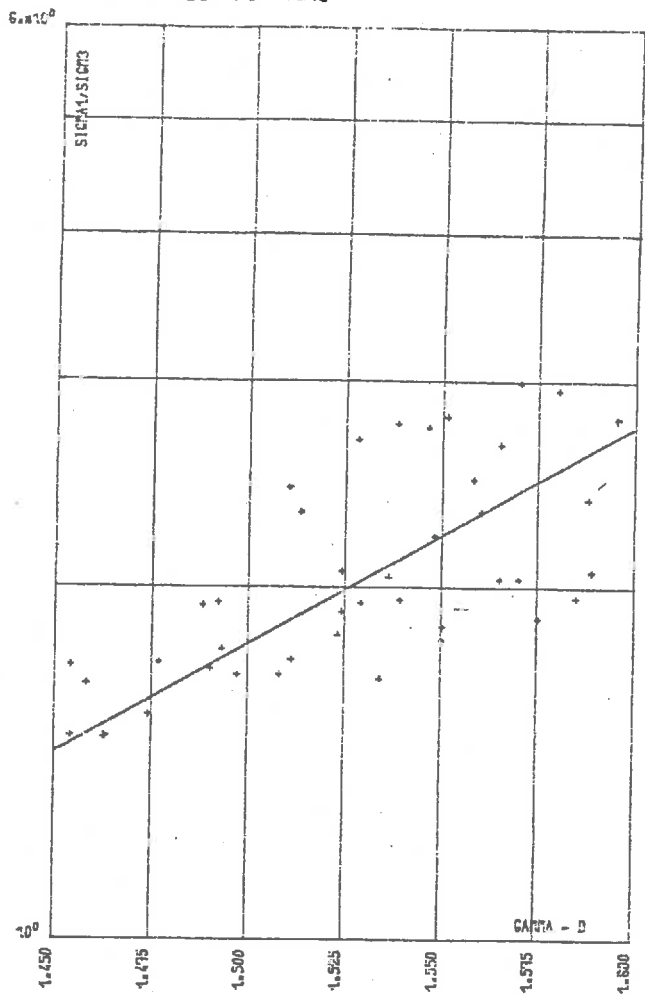
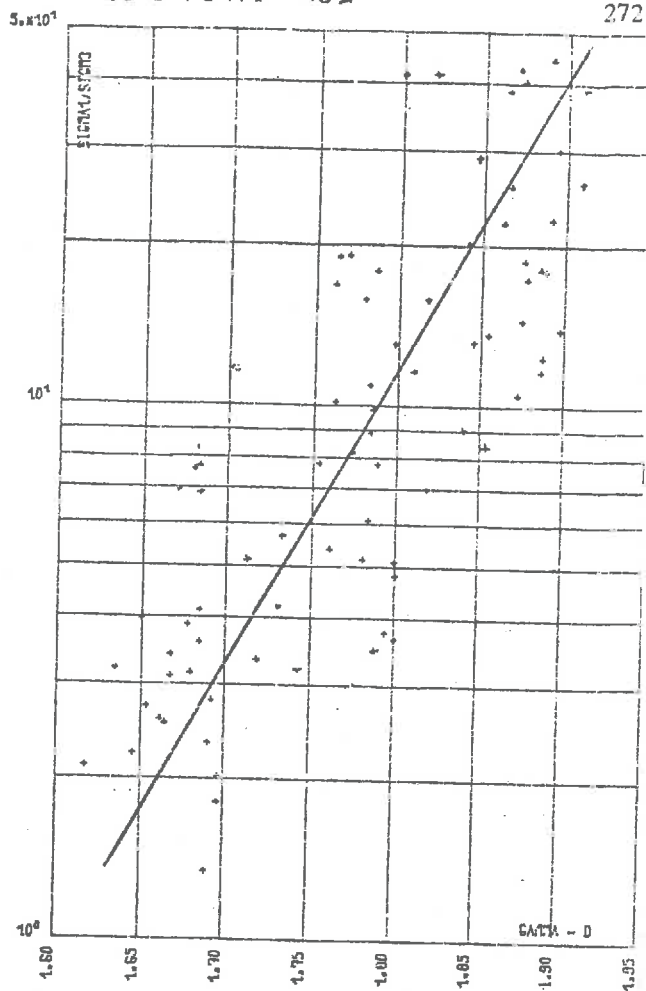


FIG. L-PSAT. 152



272

FIG. R-QSAT. 153

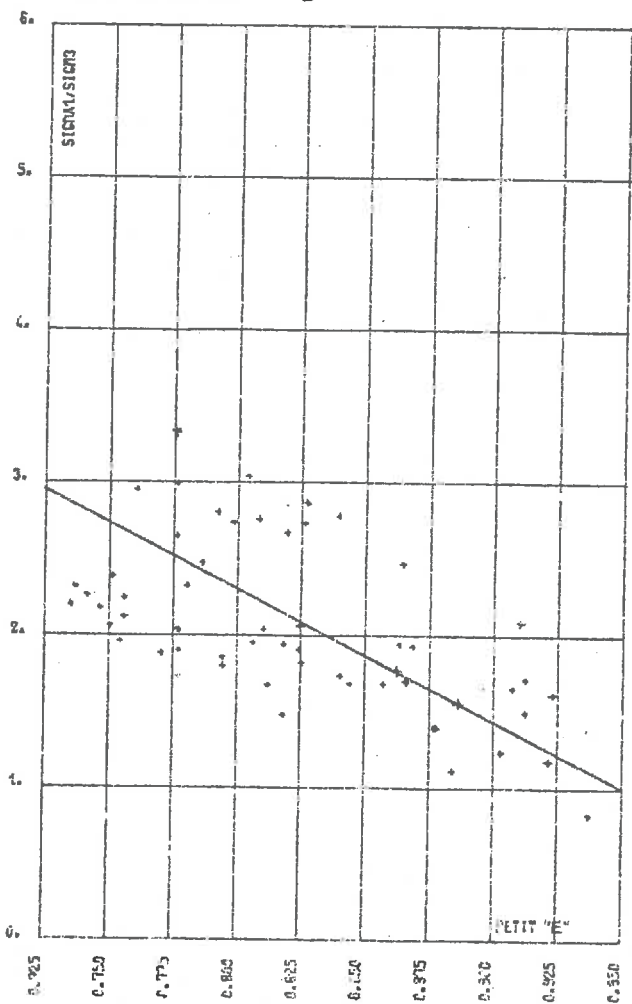


FIG. R-FSAT. 153

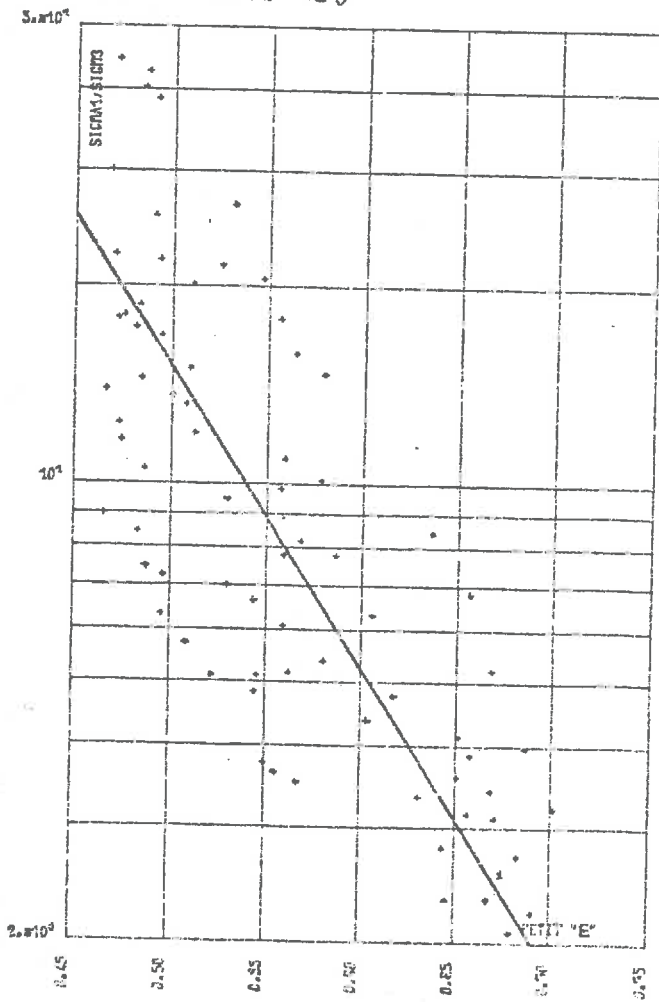


FIG. N-QSAT. 154.

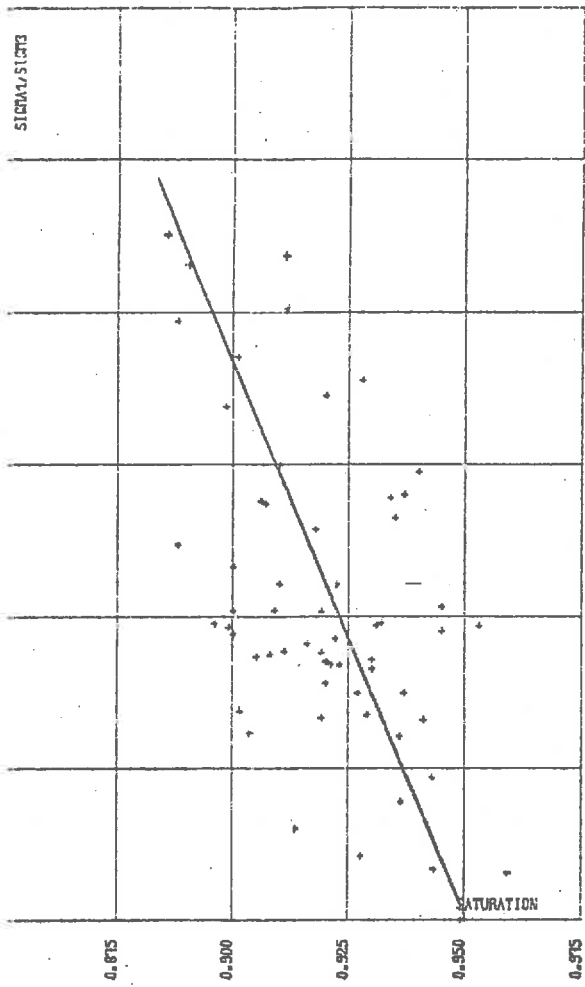


FIG. N-PSAT. 154.

273

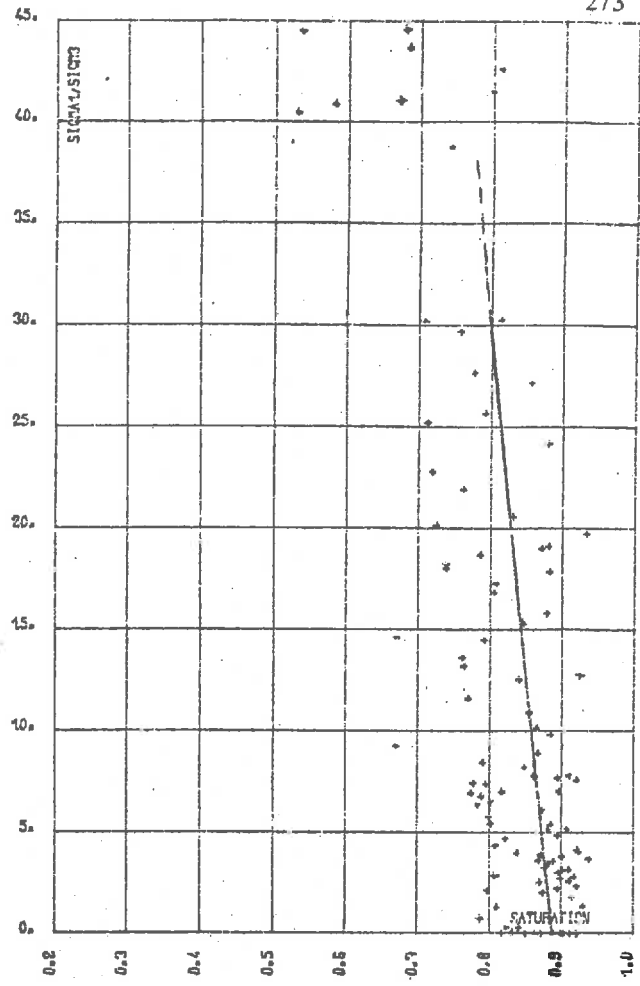


FIG. P-QSAT. 156.

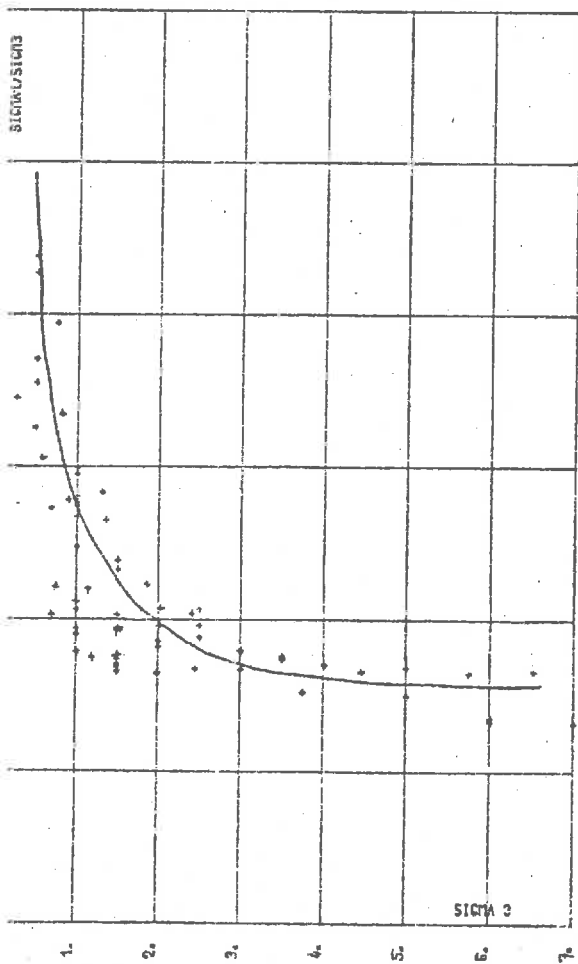


FIG. P-PSAT. 156.

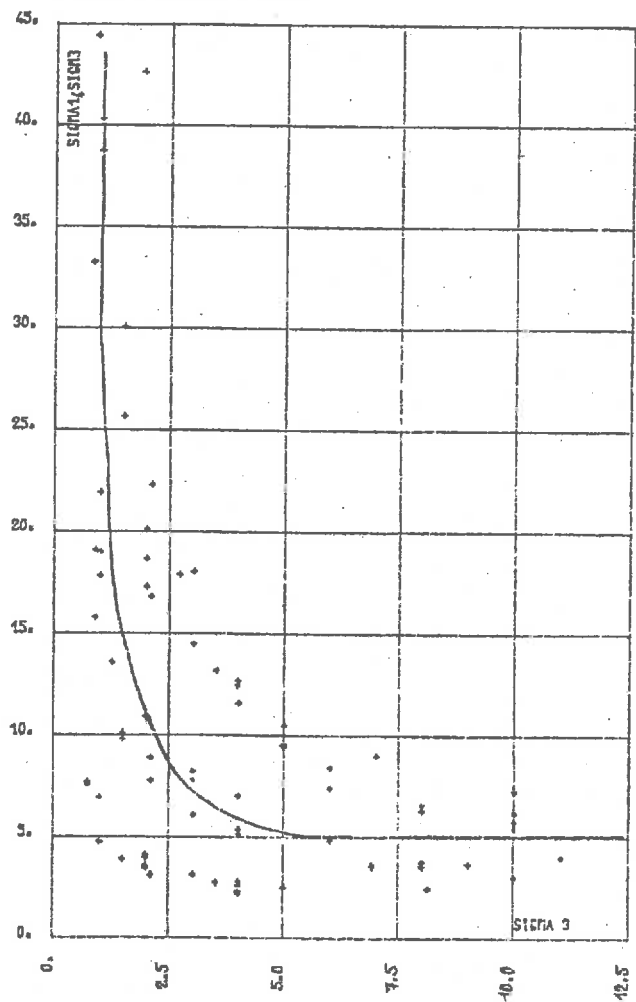


FIG. X-QSAT. Z 157.

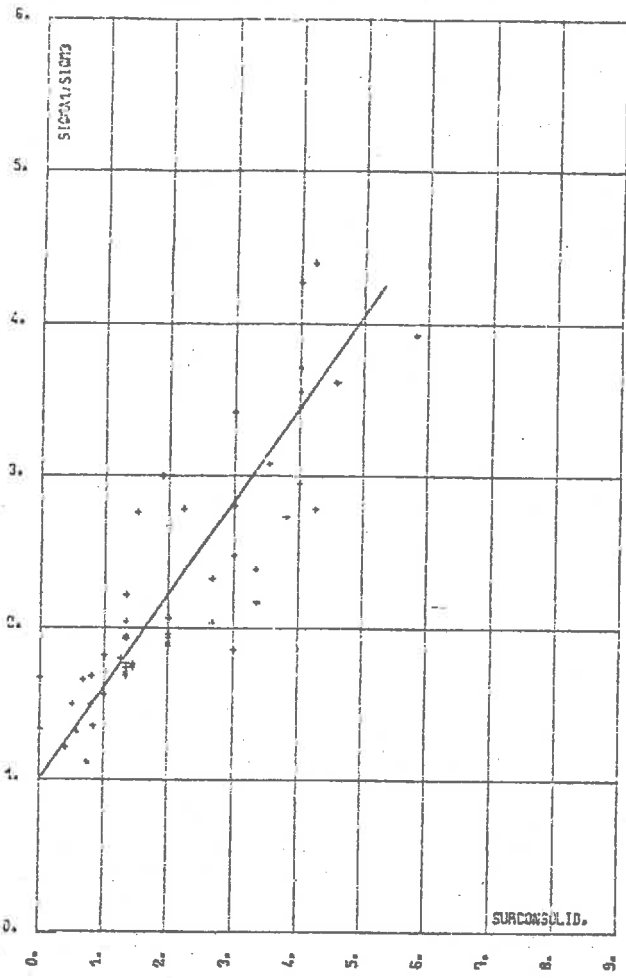


FIG. X-PSAT. Z 157.

274

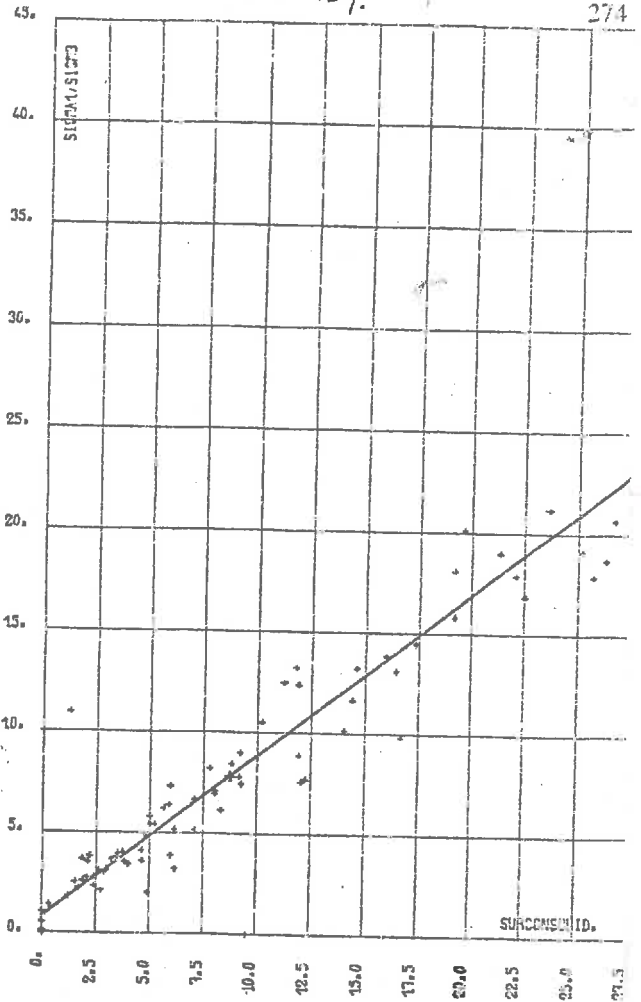


FIG. X-QSAT. 88 157.

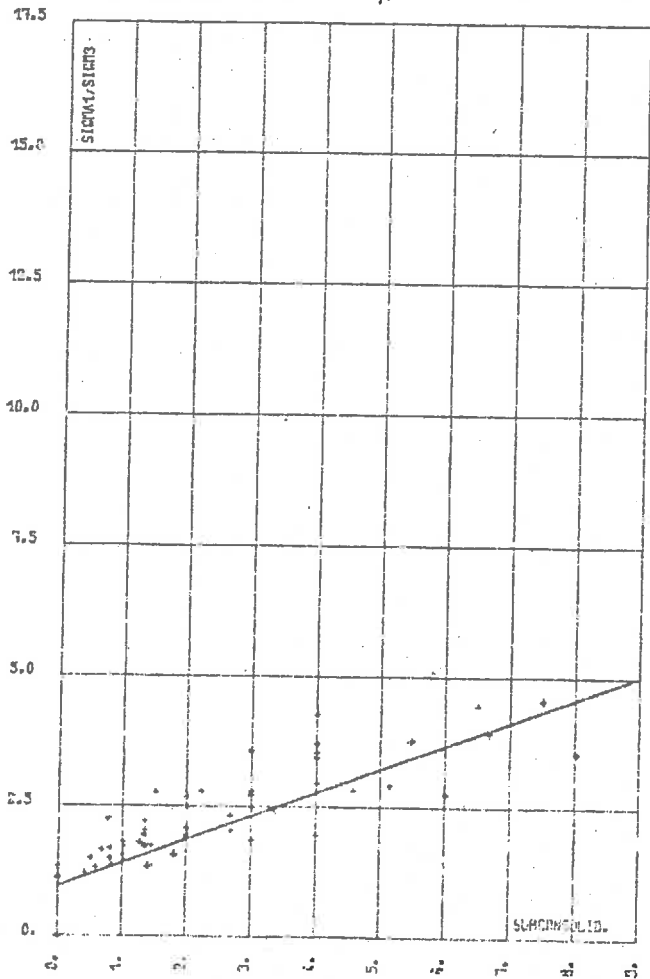
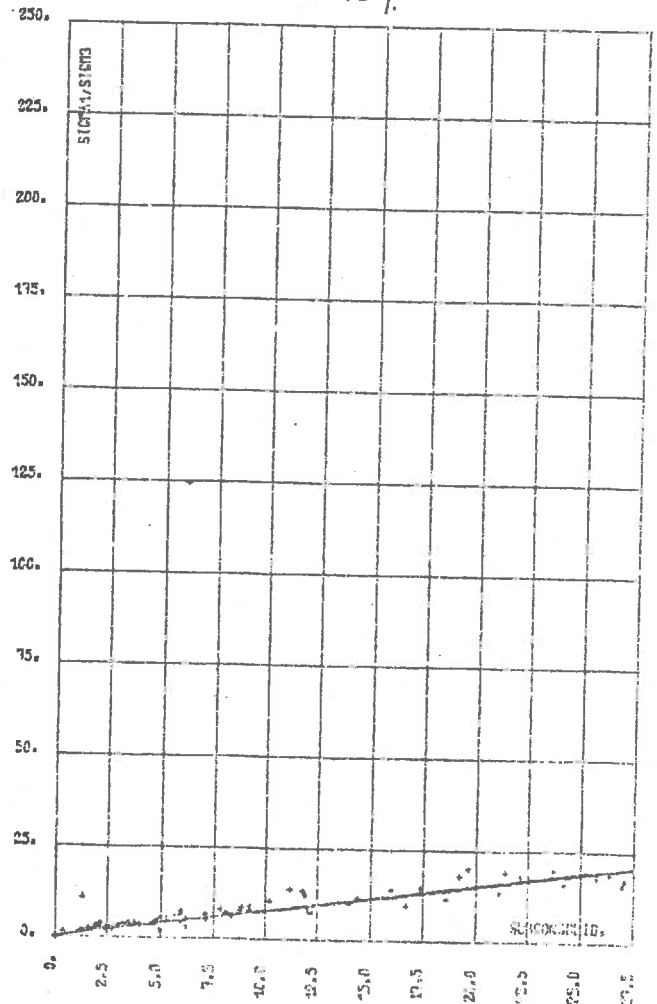


FIG. X-PSAT. 88 157.



QUELQUES CONSIDERATIONS SUR LES BANQUES DE DONNEES ET LEUR IMPORTANCE POUR LE DEVELOPPEMENT DE LA GEOTECHNIQUE

Tous ces résultats une fois répertoriés pourraient être soumis sur ordinateur à des traitements statistiques plus élaborés, faisant intervenir entre autres les coefficients de corrélation multiples, l'analyse factorielle, etc., ce qui permettrait de parfaire peu à peu notre analyse.

Par "traitement statistique" on entend ici, plus particulièrement, l'interprétation des observations, puis le passage de celles-ci aux lois des phénomènes et aux modèles théoriques susceptibles de les représenter.

La difficulté que présente ce traitement "réside plutôt dans l'ambiguïté du matériau à traiter que dans sa complexité (on demande en effet à l'ordinateur d'exécuter les programmes les plus complexes dès lors que le programmeur sait définir exactement la tâche et coder les éléments de travail à chaque pas)**".

C'est d'une part l'accumulation d'un très grand nombre de données et leurs "dérivées" et d'autre part à l'apparition des calculateurs de plus en plus puissants (et surtout dotés de mémoires de grande capacité) que l'on doit aujourd'hui la reconversion salutaire d'un certain nombre de centres de statistique en BANQUES DE DONNEES**, qui constituent les sources de documentation par excellence.

* Les citations figurant sur les pages n° 275 à 280 sont tirées de l'ouvrage de E. Labin "Banque de données dans le domaine scientifique et technique".

** Selon E. Labin on désigne par "Banque de données" un ensemble de données concernant un même domaine de la science et des techniques, mises sur ordinateur et consultables rapidement dans tous les sens. C'est donc essentiellement un outil de *documentation automatisée*.

Par *Données* on entend ici "une information factuelle bien circonscrite, qui porte toute sa signification en elle-même, c'est-à-dire pour l'intelligence et l'exploitation de laquelle on n'a pas besoin de contexte ou commentaires, et qui peut se ramasser en une expression succincte telle qu'un chiffre, un nom, une marque cochée dans un bordereau, un schéma, une carte, une photo".

Dans un sens plus général, M. Bunge définit les *données* comme les énoncés issus de l'expérimentation ou de l'observation, constituant un autre type d'hypothèses initiales (elles précèdent l'énoncé des théorèmes ou des conséquences logiques qui en découlent) ; les données ne sont pas des a priori fabriqués pour les besoins de la cause ; elles ne résultent pas non plus de la seule expérience. En somme conclue Bunge, les "données" n'ont rien de données et doivent être cherchées.

Pour une telle banque lorsque nous parlons d'une tôle de métal ou d'un matériau argileux, par exemple, même si nous précisons leurs compositions chimiques respectives le sujet "tôle de métal" ou le sujet "matériau argileux" n'est pas encore suffisamment défini puisque ses propriétés vont dépendre d'une foule de facteurs : pureté, mode de préparation, traitements thermiques ou mécaniques, densité, type d'essai, etc. Dans l'exemple du métal, un institut américain a compté qu'il fallait spécifier onze paramètres sur la genèse d'une pièce métallique avant de pouvoir énoncer valablement un prédicat* dessus ; le moins variable de ces paramètres pouvant avoir 4 valeurs distinctes, et le plus variable 56.**.

Pour un matériau argileux il en faut probablement encore plus ; précisons à ce propos que la plupart des paramètres définissant l'argile kaolinique de Provins (pour des consistances très variées) ont été examinés dans notre étude. Au cours de cette étude et à la suite d'une recherche systématique on a prouvé que le comportement d'un matériau aussi complexe que l'argile peut être convenablement représenté par le recoupement d'un certain nombre de paramètres (simples ou composés)***. D'autre part les valeurs numériques de ces paramètres sont facilement intégrables dans une banque de données et restent disponibles pour être utilisés quasi instantanément par tous ceux qui en ont besoin.

Les données susceptibles d'alimenter une telle banque peuvent provenir, schématiquement, de deux sources, d'ailleurs complémentaires, suivantes : (1) la collecte est faite à partir d'une analyse effectuée expressément dans ce but (notre cas) (2) les données sont fournies à partir de résultats du chantier ou de toute autre réalisation, elles peuvent donc être considérées dès lors comme un "sous-produit" (cas courant).

En nous limitant aux seules banques automatisées sur ordinateur, nous examinerons ci-après l'essentiel de ces nouveaux centres de la super-documentation.

* Voir la définition à la page suivante.

** Ce sont des paramètres de ce genre que l'on appelle : les "circonstances" ou les "valeurs particulières".

*** Il serait nécessaire en plus d'élaborer de nouveaux paramètres ; par exemple, la création d'un paramètre permettant d'évaluer le degré de la micro-fissuration d'un échantillon d'argile non-saturée destiné aux essais en laboratoire serait extrêmement précieuse, pour toute analyse détaillée du comportement de ces matériaux.

"La structure sémantique profonde de toutes les banques de données reproduit la structure d'une phrase de données (d'une "validité universelle") dans laquelle on affirme certains prédicats⁽¹⁾ de certains sujets⁽²⁾. Pour définir sans ambiguïté les prédicats, comme les sujets il faudra en plus préciser certaines circonstances⁽³⁾. Une même banque traite d'un même ensemble de sujets et fournit sur eux une même brochette de prédicats et elle doit pouvoir être interrogée soit en direct (sujet donné, prédicat cherché), soit en inverse (prédicat donné, sujet cherché)⁽⁴⁾ par une phrase de structure uniforme".

"La qualité supérieure du service fourni par les banques des données vient que l'on en sait d'avance beaucoup plus sur la chose cherchée⁽⁵⁾ que dans les cas des Centres de Documentation "littéraire"⁽⁶⁾, mais la charge de cette qualité supérieure incombe (en général) au demandeur". De même lorsque l'on a besoin d'une information on a besoin beaucoup plus souvent "non pas de littérature, mais de données".

"..... une banque de données, pour être pratique, doit couvrir un ensemble de données assez homogène (pour que ces données puissent être extraites par une même structure d'interrogation simple). Pour couvrir tous les besoins dans l'ensemble des sciences et techniques il faudrait quelques 1 500 banques".

Tous ceux qui travaillent sur de telles banques sont d'accord sur le fait que "contrairement à ce qu'on croyait au début, celles-ci ne sont pas des entreprises faciles"... E. LABIN précise à ce propos que :

"Le rassemblement des sujets, pour une banque déterminée, se heurte surtout à la fantaisie des vocabulaires. On n'échappe presque jamais à la nécessité de se constituer un dictionnaire. A la difficulté de nomenclature s'ajoutent, quand il faut définir les prédicats que la banque va fournir, les problèmes posés par l'opacité de la littérature, la normalisation des descriptions et des unités, la précision à laquelle il faut s'arrêter, la conception de bordereaux standards pour consigner les valeurs des données, etc. Mais le plus grave des problèmes posés par le rassemblement des données, c'est leur

(1) Prédicat : ce mot est défini en linguistique comme désignant "ce que l'on dit d'un sujet". C'est donc pour avoir un terme plus général, applicable à n'importe quoi que l'on dit d'un sujet : une qualité, une propriété, une origine, une manière de se comporter, une localisation, que l'on a introduit le mot de prédicat. Dans la plupart des cas, les mots "attribut", "propriété", "prédicat", voir "caractéristique" sont inter-changeables, et désignent tous des "données".

(2) Sujet : sera naturellement ce sur quoi porte la donnée, possédant une existence propre que l'on peut appréhender en dehors de tout attribut (par ex. : des substances, des endroits du sol, de l'air, etc., des milieux naturels, des processus, etc. Puisque le langage courant ne dispose pas souvent de deux mots distincts pour désigner la nature et la valeur d'un attribut ou d'un sujet, on prendra parti d'utiliser les suffixes "n" de nature et "v" de valeur.

(3) Circonstances : ce troisième concept fondamental est ici pour achever de définir, soit le sujet, soit le prédicat. Ce pouvant être des dates, des lieux, des états de l'environnement, des marques commerciales, des compositions chimiques des modes de fabrication, des âges, des labels, etc.

(4) Cette propriété d'une telle banque est très importante.

(5) En fait on doit connaître sur elle toutes les informations moins une.

(6) C'est-à-dire les centres de documentation qui se proposent de fournir des références bibliographiques.

validation, car il s'avère que celles qu'on trouve dans la littérature sont beaucoup moins dignes de confiance qu'on ne croit. Une banque de données doit être responsable de la qualité des données qu'elle livre. Dans la plupart des banques stockant des propriétés (de substances, de lieux et de processus) la validation des données absorbe 75 % du temps des préparatifs. Mais les plus lourds problèmes qu'affronte la création d'une banque de données apparaissent quand les circonstances entourant les sujets et les prédicats sont nombreuses. Cela alourdit considérablement le recueil des données, leur classement, la manière de les interroger, et surtout la création du fichier inverse, qui peut devenir infaisable si on ne filtre pas a priori les combinaisons de circonstances plausibles et non plausibles".

En abandonnant toutes les tentatives antérieures de classement des banques et des données qu'elles abritent et "pour caractériser une banque de données d'une façon syntaxique profonde", E. LABIN définit treize "points de vue fonctionnels" * auxquels il attribue des notes de 0 à 10.

I – Identité du sujet : toutes les banques fournissent des prédicats sur des sujets et la fonction essentielle est donc de définir les sujets, ce qui présente plus ou moins de difficultés. On notera de 0 à 10 la facilité de cette définition sur le plan logique.

II – Simplicité de l'étiquette définissant le sujet : pour pouvoir assigner des propriétés au sujet il faut ajouter un nombre plus ou moins grand de circonstances, sinon la situation est au maximum de la facilité et on donnera dans ce cas la note 10.

III – Facilité sur la résolution nécessaire pour le sujet** la facilité la plus grande, qui entraîne la note 10, existe lorsque les sujets ne sont présents que dans un seul état ; en revanche la note 0 sera attribuée s'il y a un continuum d'états entre lesquels on doit tracer un grand nombre d'intervalles serrés.

IV – Facilité sur la précision exigée de la donnée : lorsque la donnée n'est pas numérique, on se situe en général d'emblée, dans la précision optimale, la "facilité sur la précision" est la plus grande et on donnera la note 10 ; s'il faut par contre ajouter un grand nombre de décimales qui ne peuvent être atteintes qu'avec les plus grands raffinements expérimentaux, on donnera à ce facteur la note 0.

V – Fiabilité : c'est l'un des facteurs clés. Il traduit la confiance que l'on peut accorder à la donnée. Sa note sera 10 si on peut accepter les valeurs telles qu'on les trouve dans la littérature sans examen, et 0 s'il faut refaire une mesure pour adopter une valeur. Il faudrait plutôt subdiviser ce facteur en deux, pour exprimer d'une part la fiabilité propre des données que l'on trouve dans la littérature, d'autre part la difficulté de leur contrôle.

* Ces points de vue sont appelés aussi "variables" et s'avèrent indépendants les uns des autres.
** Une fois le sujet bien défini ... il reste à savoir dans combien d'intervalles de valeurs il faut le situer, c'est-à-dire fixer la résolution avec laquelle il doit être cerné.

VI – *Transparence* : l'attribution des notes (de 0 à 10) dépendra de la facilité croissante à trouver les données dans la littérature.

VII – *Homogénéité* : la structure d'une banque de données et sa préparation sont fortement affectées par l'hétérogénéité plus ou moins grande des prédicats que l'on enregistre sur les sujets ; la note 0 sera attribuée lorsque l'hétérogénéité des prédicats est grande et en revanche la note sera 10 si toutes les données sur chaque sujet sont homogènes entre elles, c'est-à-dire de même nature* ou coiffées par un même thème.

VIII – *Inversabilité* : c'est un facteur primordial qui note la facilité de la banque à poser une question en inverse, remontant du prédicat au sujet.

IX – *Durée de vie des données* : si les données restent valables pendant toute la durée moyenne du renouvellement des connaissances scientifiques dans le domaine, ce facteur mérite la note 10 ; si elles ne sont valables que pour un instant donné, la note assignée est 0.

X – *Durée de vie de la demande* : si la demande type que reçoit la banque est pressée, exigeant une réponse immédiate, le facteur reçoit la note 0 ; dans le cas contraire on lui accorde la note 10 (on a pris 15 jours comme limite supérieure du délai toléré de la réponse).

XI – *Facilité de la mise à jour* : c'est un facteur important, mais très difficile à cerner, car il dépend à la fois de la fréquence de nouveautés à introduire et de la complexité intrinsèque de chaque modification.

XII – *Facilité d'interrogation* : si la banque est interrogeable en temps réel et sans aucune préparation spéciale des demandeurs, on attribuera à ce facteur la note 10 ; si elle n'est interrogeable que par des analystes spécialisés servant d'intermédiaires, on donnera la note 0.

XIII – *Degré d'exploitation* : si la banque "n'exploite" pas du tout les données (c'est-à-dire se contente de les livrer sans y toucher) on assignera la note 0. Si en revanche la banque travaille elle-même plus ou moins sur les données qu'elle abrite, (soit en élaborant des statistiques, soit en calculant des données secondes intégrées) alors son "degré d'exploitation" augmente et l'on donnera la note 10 si la dite exploitation va jusqu'à la résolution complète pour le compte du client d'un problème simple.

* Par exemple : des propriétés physiques, des compositions chimiques, des indications statistiques ou de marques commerciales, etc.

L'ensemble des notes de tous ces points de vue forme une sorte de fiche signalétique de la banque et le tableau des fiches de toutes les banques constitue une bonne base des recherches de typologie objective.

Comme le précise l'auteur à juste titre, le champ d'une banque de données doit en principe recouvrir tout le domaine qui peut être embrassé par un même type d'interrogation et celui-ci, par ailleurs, doit rester assez simple pour pouvoir être formulé sans apprentissage préalable par n'importe quel technicien du domaine. Il doit donc y avoir autant de banques de données qu'il y a de type de questions factuelles que l'esprit peut poser : "une thématique -- une banque" et inversement.

A la fin de son rapport l'auteur remarque d'une part que les banques de données opérationnelles n'ont pas rencontré en France la clientèle qu'elles seraient en droit d'attendre vu les services qu'elles peuvent rendre * et d'autre part que la difficulté de création d'une banque de donnée est dûe, fondamentalement, à "ce que la vie scientifique et technique n'engendre pas spontanément les connaissances sous les formes propres à alimenter un vrai marché de l'information".

L'auteur propose "pour remédier à ce vice congénital" de recourir à "une loi imposant à cette vie (scientifique) des normes d'organisation qui, sans enfreindre en rien sa liberté, permettront de rendre ses résultats plus facilement exploitables".

L'auteur va même plus loin lorsqu'il estime que : ... tout ce qui est de la nature d'une donnée devrait être immédiatement disponible au téléphone à quiconque en a besoin, au moyen d'un immense réseau de banques fonctionnant en S.V.P., et qui constituerait le trésor intellectuel le plus précieux de nos sociétés. Ce rêve n'est pas absurde en soi. Il faudrait seulement que la société comprenne que le stock de ses connaissances est (au moins) aussi important que son stock d'or ...". Cette dernière remarque semble toucher le problème fondamental de notre "civilisation" et constituerait la condition de base de tout progrès : les banques de données devraient intéresser tous ceux qui étudient les questions complexes en travaillant d'une manière conceptuelle ou pratique et qui utilisent une somme des connaissances acquises par tous ceux qui participent directement ou indirectement aux recherches ; dans cette optique on concevrait bien une banque du type "dépôt"**, destinée exclusivement aux problèmes concernant les ouvrages en terre.

Actuellement, pour ce qui est des données concernant la géotechnique il n'existe en France qu'une seule et unique banque opérationnelle**, cependant à carac-

* L'auteur en donne plusieurs raisons entre autres : "le public scientifique et technique français reste prisonnier d'archétypes de conduite où la demande de connaissances toutes cuites à un centre de services est mal portée".

** A la suite des recherches sur "la typologie objective" et par des procédures de "taxonomie automatique sur ordinateur" l'auteur distingue deux grandes catégories de banques. d'un côté celles qu'il appelle "banques observatoires" qui rassemblent sans validation d'énormes quantités de données ne pouvant être recueillies qu'une seule fois et d'un autre côté les banques que l'auteur nomme de "dépôt" qui rassemblent après validation des quantités beaucoup plus petites de données reproductibles, interrogeables sans délai en direct et en inverse.

*** C'est la "banque des données du sous-sol" du Bureau de Recherches Géologiques et Minières (B.R.G.M.), avenue de Concy, Orléans la Source.

tère pluri-disciplinaire*. Ceci fait que chacune de ces disciplines n'est pas encore traitée d'une manière suffisamment précise et détaillée ; ainsi, en géotechnique on ne trouve qu'un nombre relativement restreint d'informations et non interprétées.

On pourrait donc reprocher à cette banque et, en général, à la plupart des banques existantes le fait que jusqu'à présent les données, qu'elles rassemblent, restent brutes, ponctuelles et non-intégrées ; mais il ne faut surtout pas oublier que ces banques n'en sont qu'à leur tout début, et qui s'avère en plus particulièrement difficile.

Pour ce qui est de cette "banque des données du sous-sol" et concernant plus spécialement les données géotechniques, des dernières informations obtenues conduisent à préciser :

(1) Les données géotechniques sont toutes récentes. En effet c'est seulement à partir du printemps 1977 que ces données ne sont plus confidentielles et peuvent dès lors figurer dans une banque faisant office d'un service public ; c'est ce qui explique, entre autres raisons, le faible nombre de données.

(2) Etant un service public cette banque n'a pas droit d'élaborer ou d'interpréter systématiquement les données qu'elle regroupe** (accessibles à tous) pour ne pas concurrencer le fonctionnement du secteur privé.

(3) Bien qu'elle ne procède qu'à une critique sommaire et n'assure presque aucune validation des données stockées, elle assure un certain contrôle de différentes caractéristiques*** du sous-sol aux endroits eux-mêmes où on les mesure.

(4) Toutes les structures de fonctionnement de cette banque sont en place et opérationnelles (commencent à fonctionner pour les quelques données existantes). Il serait fort utile et très rentable pour tous qu'un grand nombre de données lui soient systématiquement adressées.

Ainsi, on peut constater que dans le cas de ses données sur l'eau, par exemple, celles-ci tout en restant ponctuelles sont déjà aujourd'hui si nombreuses "qu'un géologue averti n'a pas beaucoup de peine à tracer le parcours des nappes souterraines par interpolation".

* Elle est pluridisciplinaire dans le vaste domaine des sciences de la Terre.

** Les études élaborées ne peuvent être faites que sur la demande spéciale du client.

*** Dont les valeurs numériques représenteraient ce qu'on appelle les "données".

Espérons que très prochainement une interpolation analogue sera possible en géotechnique grâce à l'accumulation, avec le temps, d'un grand nombre de données concernant la Mécanique des Sols, ou bien la Mécanique des Roches, ou encore une autre branche de la géotechnique, données regroupées dans les banques existantes ou dans les banques encore plus spécialisées que l'on tend actuellement à créer.

La "banque des données du sous-sol" se limite au territoire français, mais reste en relation permanente avec des organismes similaires dans d'autres pays, eux-mêmes en interrelation.

D'une manière plus générale, sur le plan international, diverses institutions se préoccupent de centraliser et d'harmoniser les statistiques nationales sans qu'il leur soit encore possible d'entrer dans le détail. Le premier qu'il convient de citer est le Bureau de statistiques des Nations Unies dont l'"Annuaire statistique" est le document de base pour les statistiques mondiales. Il présente des séries aussi comparables que possible, concernant la population, la main-d'œuvre, l'agriculture, les forêts, la production industrielle, les industries extractives, les industries manufacturières*, la construction, l'énergie, la consommation, etc.

Cela demande un important travail de rendre effectivement comparables les statistiques de différents pays et c'est pourquoi un effort d'autant plus grand sera nécessaire pour permettre par la suite l'établissement des comptes de la planète qu'il faudra bien aborder un jour.

Afin de ne pas entrer dans l'extrême complexité que posent la documentation de l'information, nous nous contenterons de remarquer que les Banques de données sont malgré tout devenues dès à présent indispensables au progrès des sciences et des techniques dans la conjoncture mondiale actuelle. Il est inadmissible qu'aujourd'hui encore, par manque d'information, on refait les essais qui ont été déjà réalisés, ce qui conduit à un gaspillage évident d'énergie et de temps.

Considérant l'ensemble des sciences et des techniques, nous croyons fermement que ce passage de la documentation d'ordre "littéraire" à une documentation d'ordre plus scientifique, qu'est la banque de données, est aussi important pour notre avenir que l'a été autrefois le passage de la transmission des informations de l'expression orale à l'expression écrite.**

*. Notamment pour le matériau de construction, métaux, bois, etc. Les matériaux argileux dont il est question dans ce mémoire entreront plutôt dans cette catégorie.

** Cf. fig. 2000, page 343.

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS POUR DES RECHERCHES ULTERIEURES

La diversité et la complexité du champ de recherche de ce mémoire n'ont permis qu'une analyse générale, qui n'a pu parfois qu'effleurer certains problèmes.

Pour ce qui est des paramètres, en dépit de nombreuses difficultés rencontrées, nous sommes arrivés à certaines conclusions qu'il nous semble important de rappeler ici :

- a) on en dénombre une grande quantité
- b) ils ne sont pas simples et une analyse plus fine en découvre d'autres que l'on pourrait désigner en quelque sorte par le nom de "sous-paramètres".
- c) ils ne sont pas indépendants et nous avons pu mettre en évidence des corrélations entre certains d'entre eux
- d) dans l'ensemble, ils se structurent de façon à suggérer une hiérarchie d'influence lors de leurs superpositions
- e) grâce au recoupement d'un certain nombre d'entre eux nous avons pu déterminer avec assurance diverses "séquences comportementales" d'un matériau argileux en fonction de sa consistance et des circonstances dans lesquelles ce matériau se trouvait.
- f) ces résultats peuvent être facilement intégrables dans une banque de données.

Dans la pratique, lors d'un projet, c'est seulement en fonction d'un grand nombre de paramètres qu'il est possible de déterminer **quantitativement** les caractéristiques mécaniques des matériaux et seuls ces résultats nous intéressent.

En attendant l'élaboration d'une théorie plus opérationnelle, et afin de résoudre plus économiquement les problèmes pratiques, **il faudrait donc multiplier les essais d'une manière plus systématique et plus normalisée** pour avoir des résultats plus faciles à exploiter et à comparer.

Pour être en mesure d'évaluer les caractéristiques mécaniques directement utilisables d'un matériau argileux, le procédé et la méthodologie employés dans la présente étude s'avèrent satisfaisants tant pour le matériau quasi-saturé que pour le non-saturé.

De même, dans le cadre de notre démarche expérimentale et à la suite du traitement des données recueillies nous avons pu obtenir entre autres de bons résultats "équivalents" en utilisant la méthode **indirecte** (ou méthode de "conséquences") pour évaluer les grandeurs qui n'étaient pas directement mesurables. L'évaluation de la contrainte effective, par exemple, peut se faire soit par la mesure directe de la contrainte

totale d'une part et de la pression interstitielle d'autre part, soit par la **mesure indirecte** c'est-à-dire en cherchant dans les conséquences d'action mécanique de ces contraintes quelle est la valeur de la contrainte effective maximale. On entend par "conséquences d'action mécanique" : les variations de la densité ou de l'indice des vides, le "coude" dans les courbes oedométriques, le "coude" dans les courbes intrinsèques ou triaxiales, la répartition de différents types d'eau, etc.

Nous avons également quantifié les relations entre la plupart des paramètres associés aux lois du comportement mécanique des matériaux argileux et nous avons représenté ces relations par des formes simples et faciles à utiliser.

Toutes ces relations ou tendances ont été ramenées les unes à une **forme linéaire** (85 % d'entre elles environ) et les autres à une **forme hyperbolique**. Certains couples de paramètres sont caractérisés par la première forme, les autres couples de paramètres par la seconde.

Nous avons aussi établi les équations de la plupart de ces relations ; ces équations, tout en restant à parfaire avec un plus grand nombre de données, permettent dès à présent de passer analytiquement de la valeur d'un paramètre à la valeur d'un autre en supposant la correspondance biunivoque, dans les mêmes conditions d'expérimentation.

*

* *

En ce qui concerne la poudre kaolinique nous avons constaté que, pour une même valeur de la densité sèche et jusqu'à une certaine valeur de celle-ci, sa cohésion était bien supérieure à celle du même matériau saturé, consolidé puis testé aux degrés de saturation variant entre 95 et 5 %. Nous avons pu remarquer ainsi qu'avec l'augmentation de la densité la différence entre les deux cohésions décroissait pour disparaître pratiquement aux environs de $1,86 \text{ gr/cm}^3$ (valeur de la densité correspondant à la limite de retrait). Cela semble confirmer l'idée que la cohésion du système triphasique, tel que "particule kaolinique-air-eau" peut être considérée comme maximale à partir du moment où les "grains solides" se touchent.

A propos de ces dernières remarques, soulignons qu'il s'est déjà avéré délicat de comparer les résultats obtenus pour de divers états de consistance quand il s'agit du comportement d'un **même matériau monominéral** ; cela le sera d'autant plus lorsqu'il s'agira d'un autre matériau ou d'un mélange de matériaux.

*

* *

Quant à la limite de retrait il nous paraît indispensable de la déterminer d'une manière systématique dès qu'il s'agit de matériaux argileux **non-saturés**, bien que cette détermination soit rendue délicate par la présence du gaz piégé dans les interstices du matériau (en général l'équilibre de tel système triphasique se montre particulièrement instable à cause de la variation incessante de la quantité de gaz dissoute dans le liquide).

*

* *

Rappelons que tout ce qui est traité dans ce mémoire concerne avant tout les valeurs obtenues à partir de travaux de laboratoire ; ce serait l'objet d'autres recherches d'établir la correspondance quantifiée entre ces valeurs de laboratoire et les valeurs obtenues par d'autres moyens et plus spécialement par des essais "in situ".

Il serait fort utile aussi de comparer nos résultats avec ceux que d'autres expérimentateurs ont obtenus à partir d'essais sur d'autres types de matériaux et dans les mêmes conditions d'expérimentation.

D'autre part, étant donné que nous n'avons utilisé qu'un seul mode de préparation de nos échantillons destinés aux essais de la résistance mécanique — il serait intéressant de confronter nos résultats avec les résultats d'essais effectués sur les échantillons du même matériau mais préparé d'une autre manière, ou bien sur les échantillons intacts prélevés "in situ".

Il serait nécessaire aussi de refaire les mêmes essais avec le même matériau que le notre mais en faisant croître et non plus décroître son degré de saturation.

Les résultats de tous ces travaux de recherches constitueraient un matériel idéal pour alimenter une véritable Banque de données propre à la Mécanique des Sols.

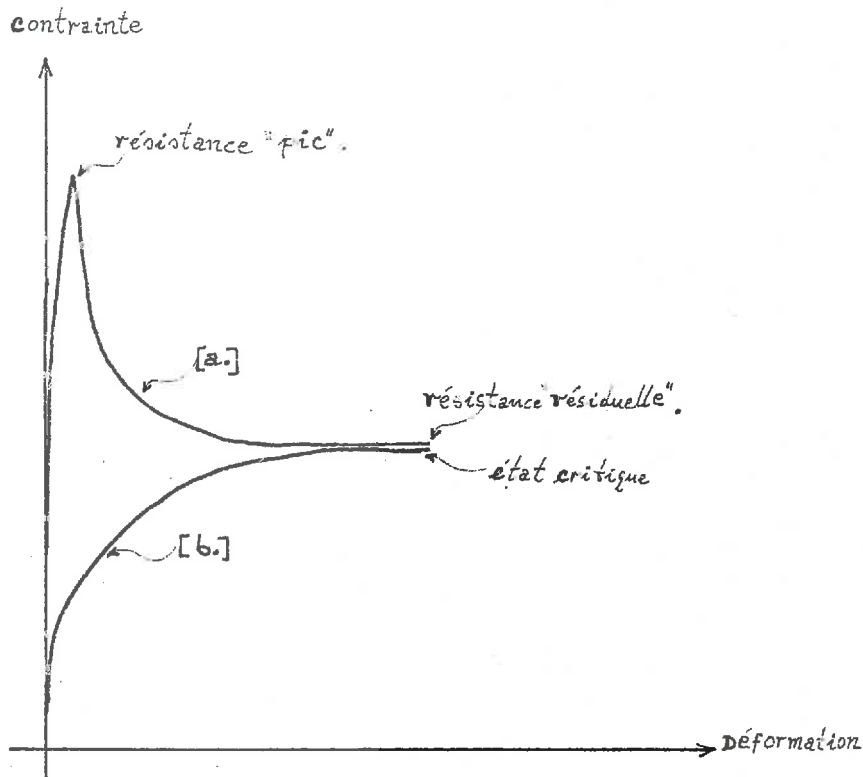
En attendant la création d'une telle Banque il faudrait être extrêmement prudent lorsque l'on veut exploiter les données qui sont disponibles actuellement et qui proviennent des différents horizons de la documentation "littéraire" car elle donne des éléments qui sont souvent non-normalisés et disparates.

Tant le projeteur que le chercheur verront leur travail grandement facilité et rendu plus concluant le jour où les Banques de données deviendront effectivement opérationnelles et recueilleront la plus grande partie de nos connaissances.

A N N E X E

Résumé schématique :

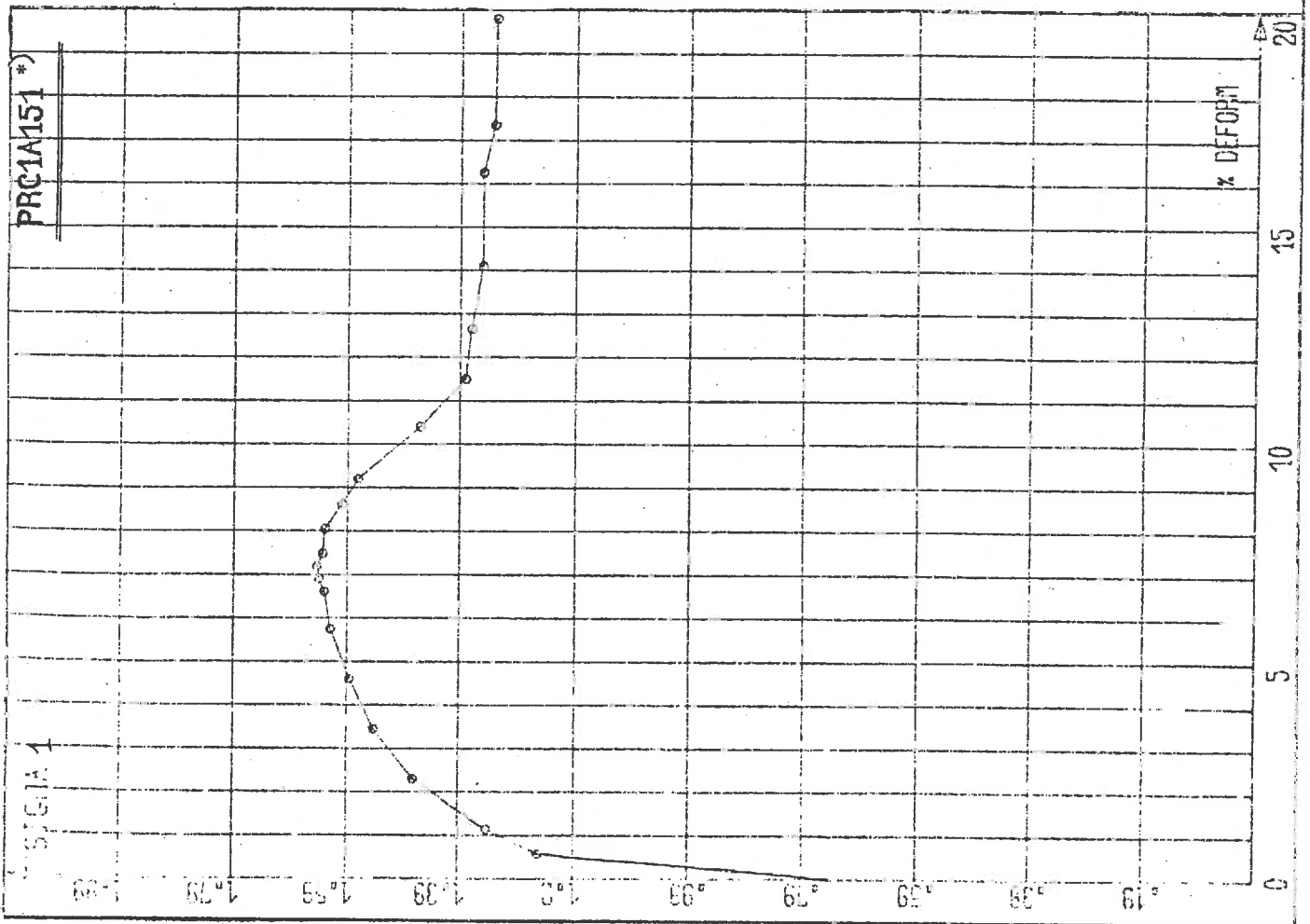
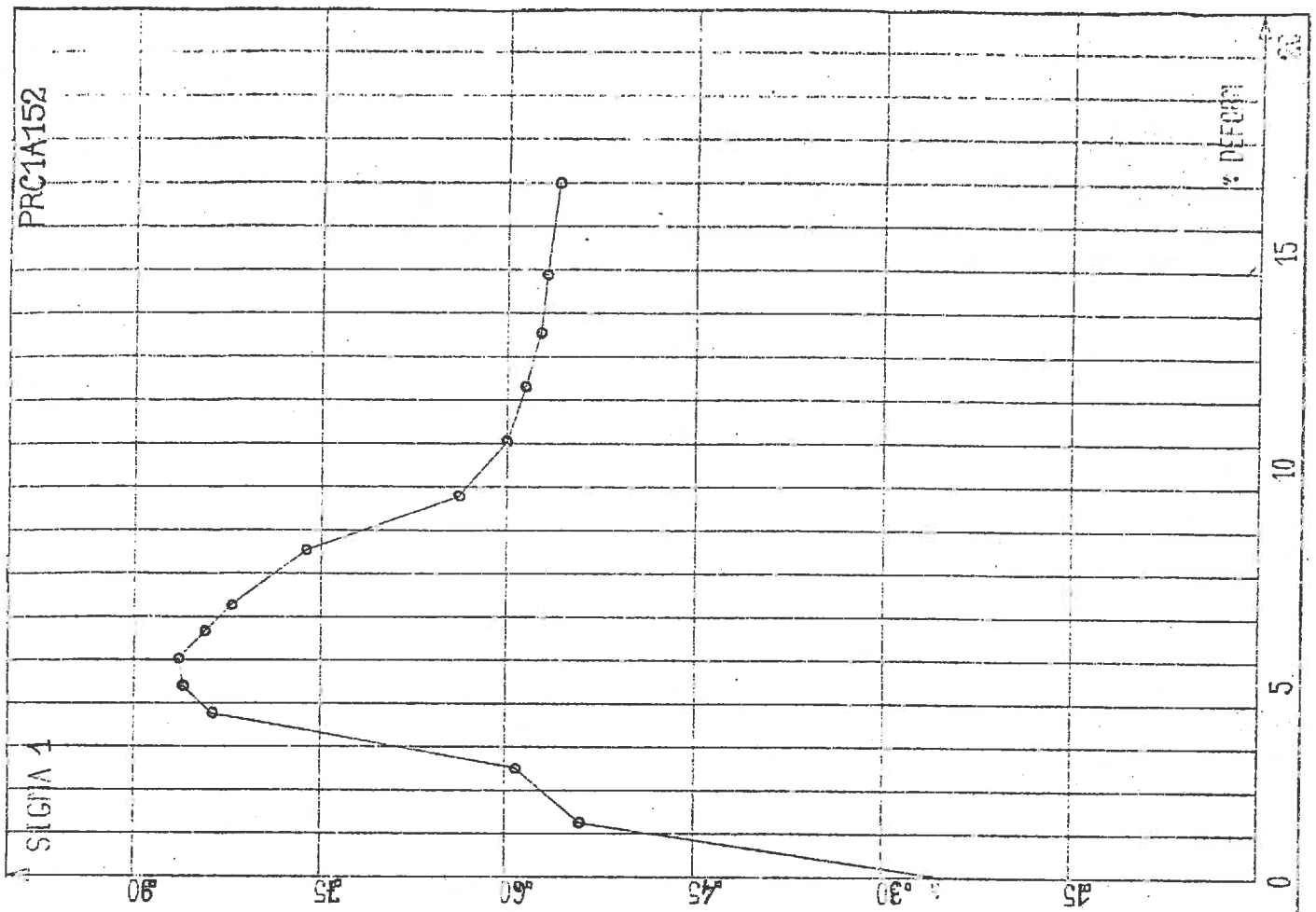
Schématisation des relations contrainte-déformation par deux cas extrêmes, en représentant deux courbes effort-déformation : l'une obtenue avec un matériau argileux sec et fragile (a) et l'autre avec un matériau argileux humide et compressible (b). Ci-dessous les courbes expérimentales effort-déformation obtenues à partir des essais triaxiaux sur le même matériau argileux (argile de Provins) à différents γ_d et S_r (cf. pp 289 et suivantes).

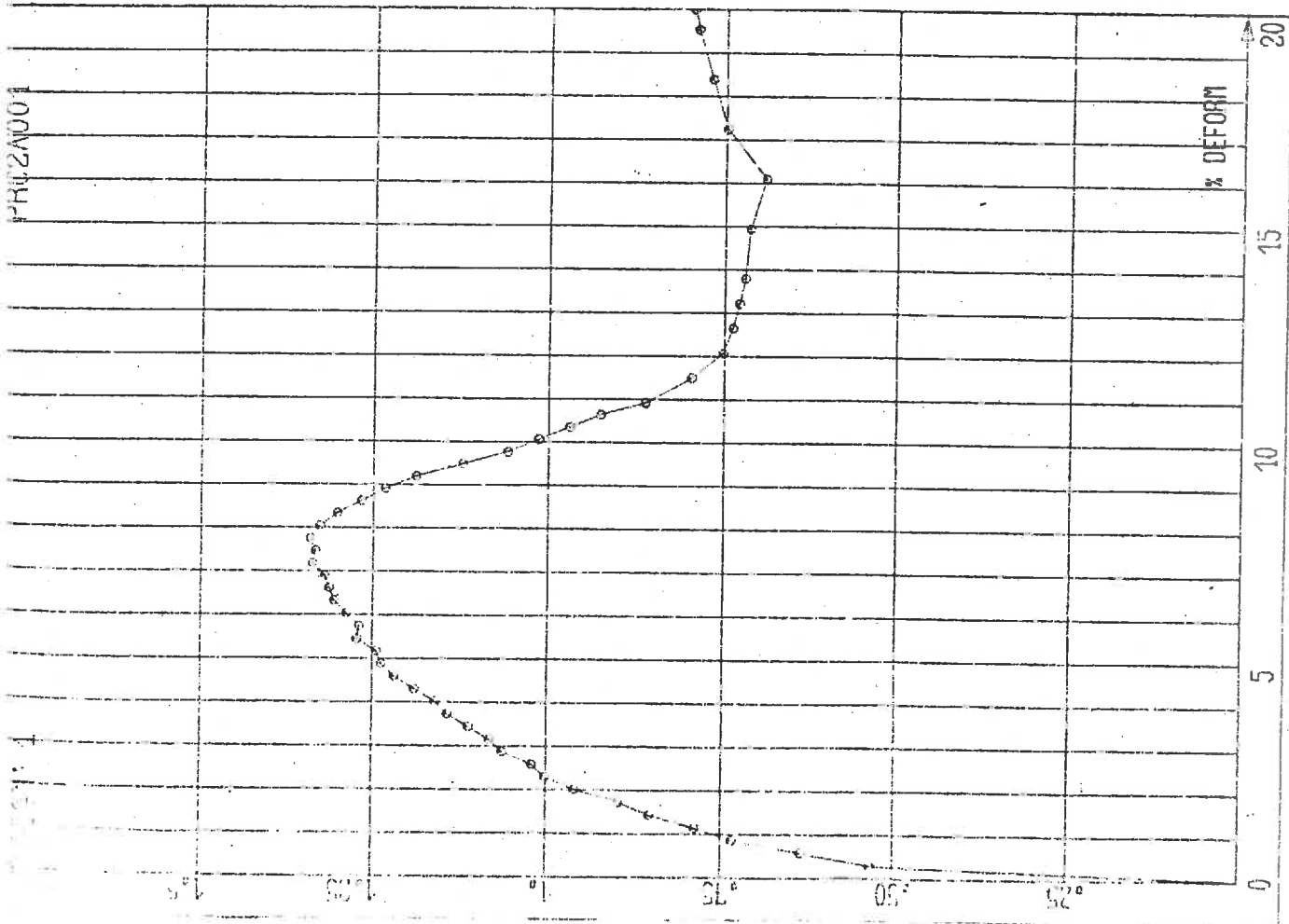
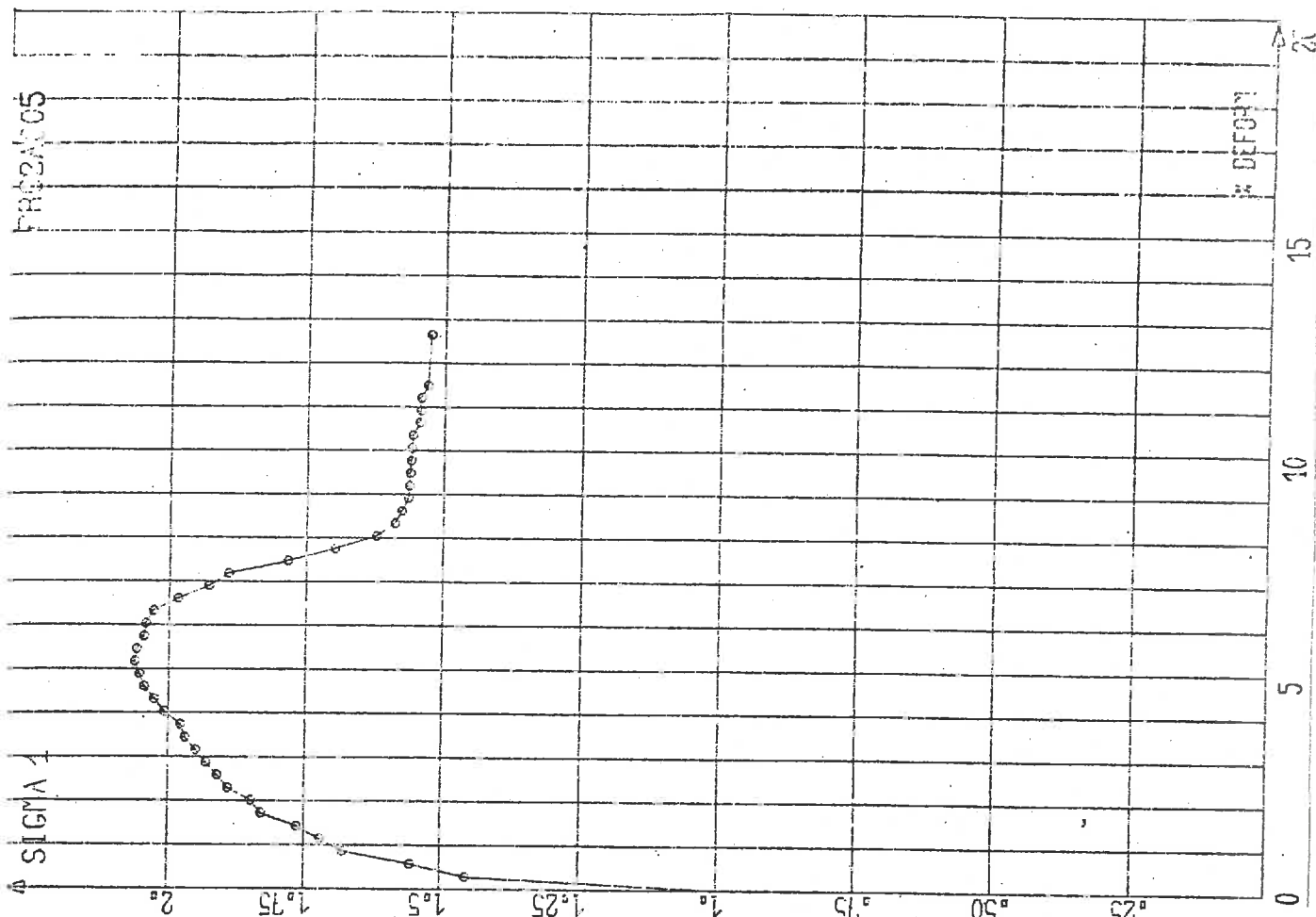


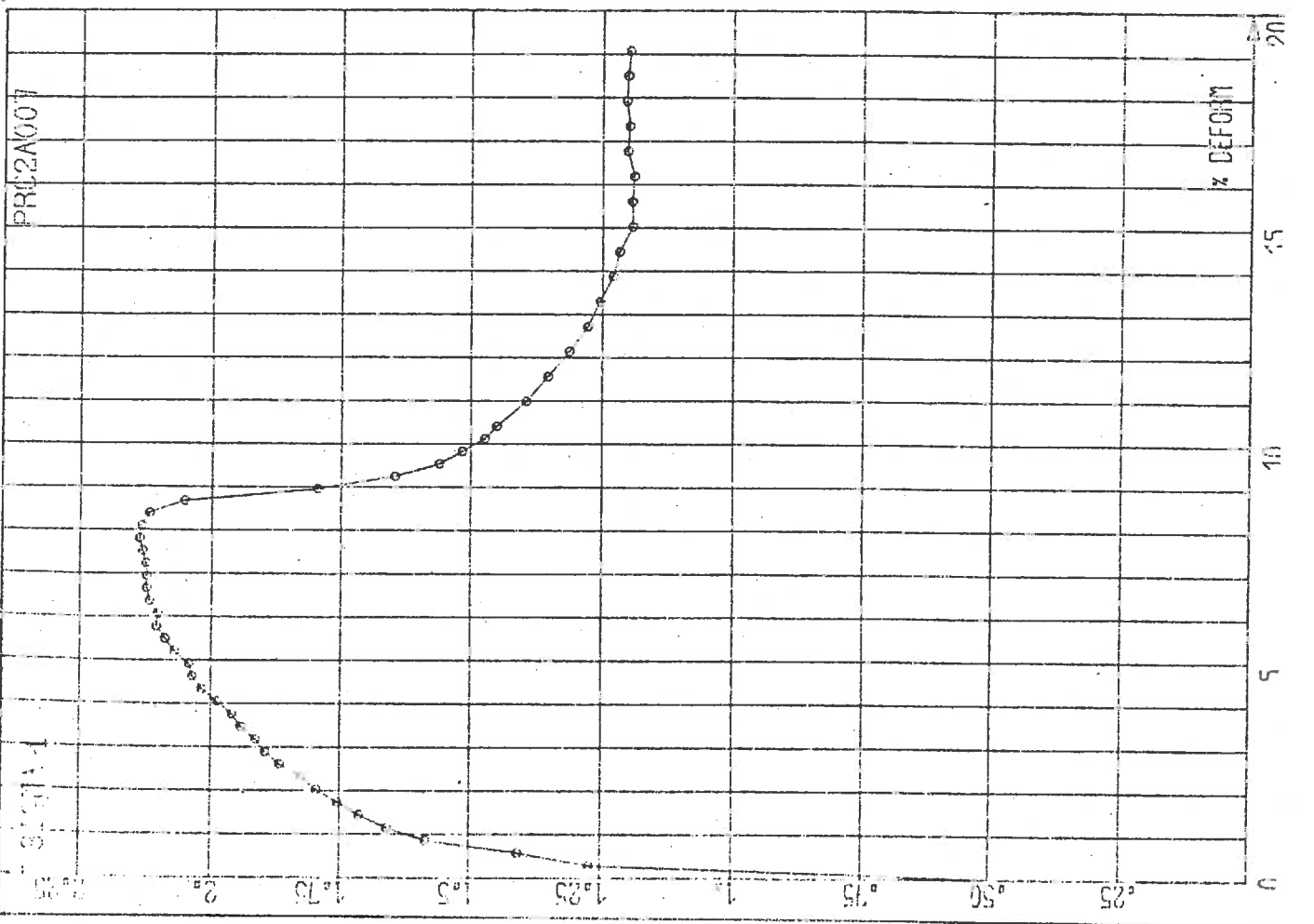
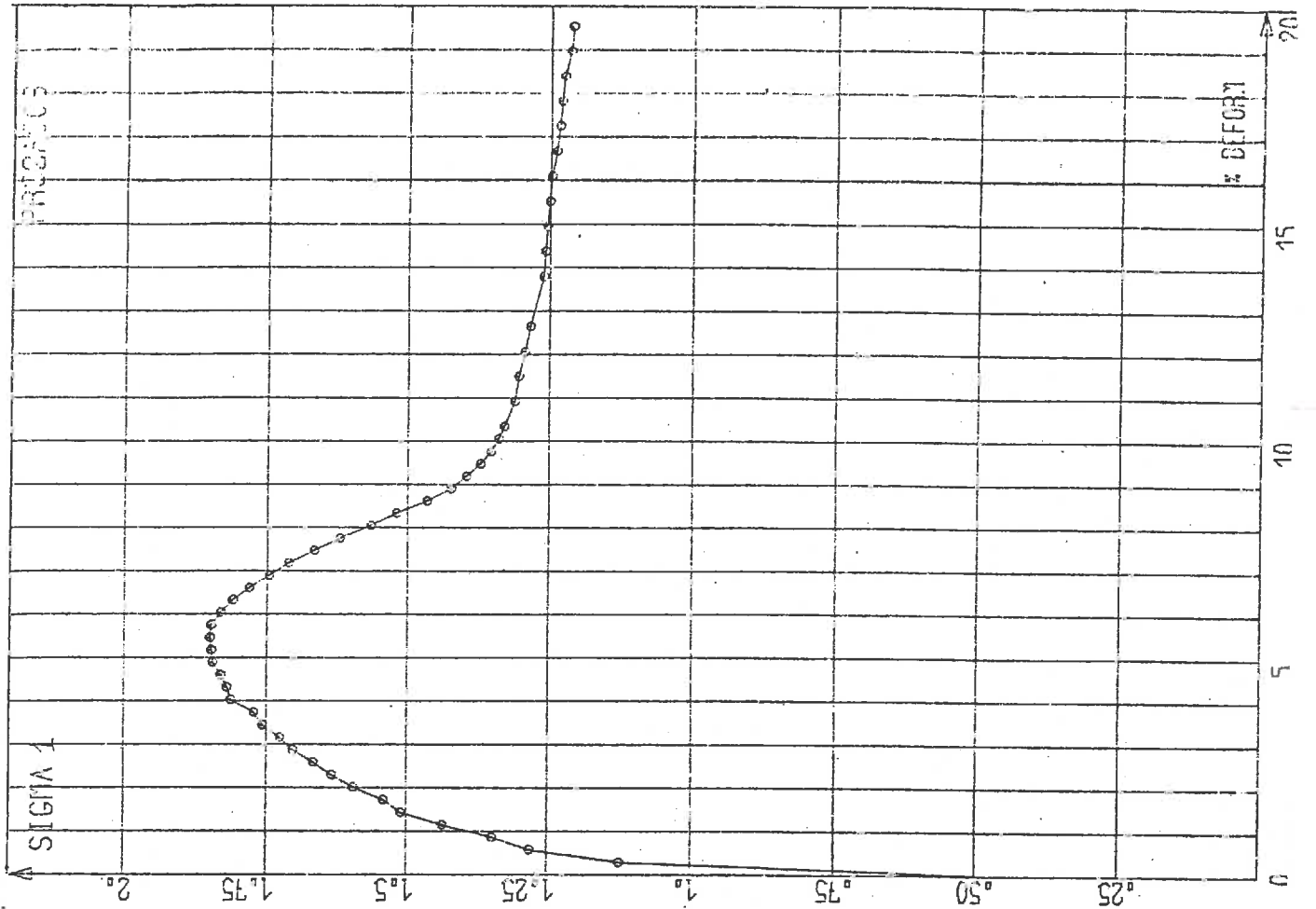
a) – Dans ce cas n'apparaissent que très petites déformations (avec l'accroissement des contraintes) de manière que l'on peut considérer ce matériau comme élastique ou rigide. A une certaine valeur plus ou moins élevée de la contrainte ("pic") la rupture a lieu; puis la résistance décroît brusquement jusqu'à une certaine valeur résiduelle.

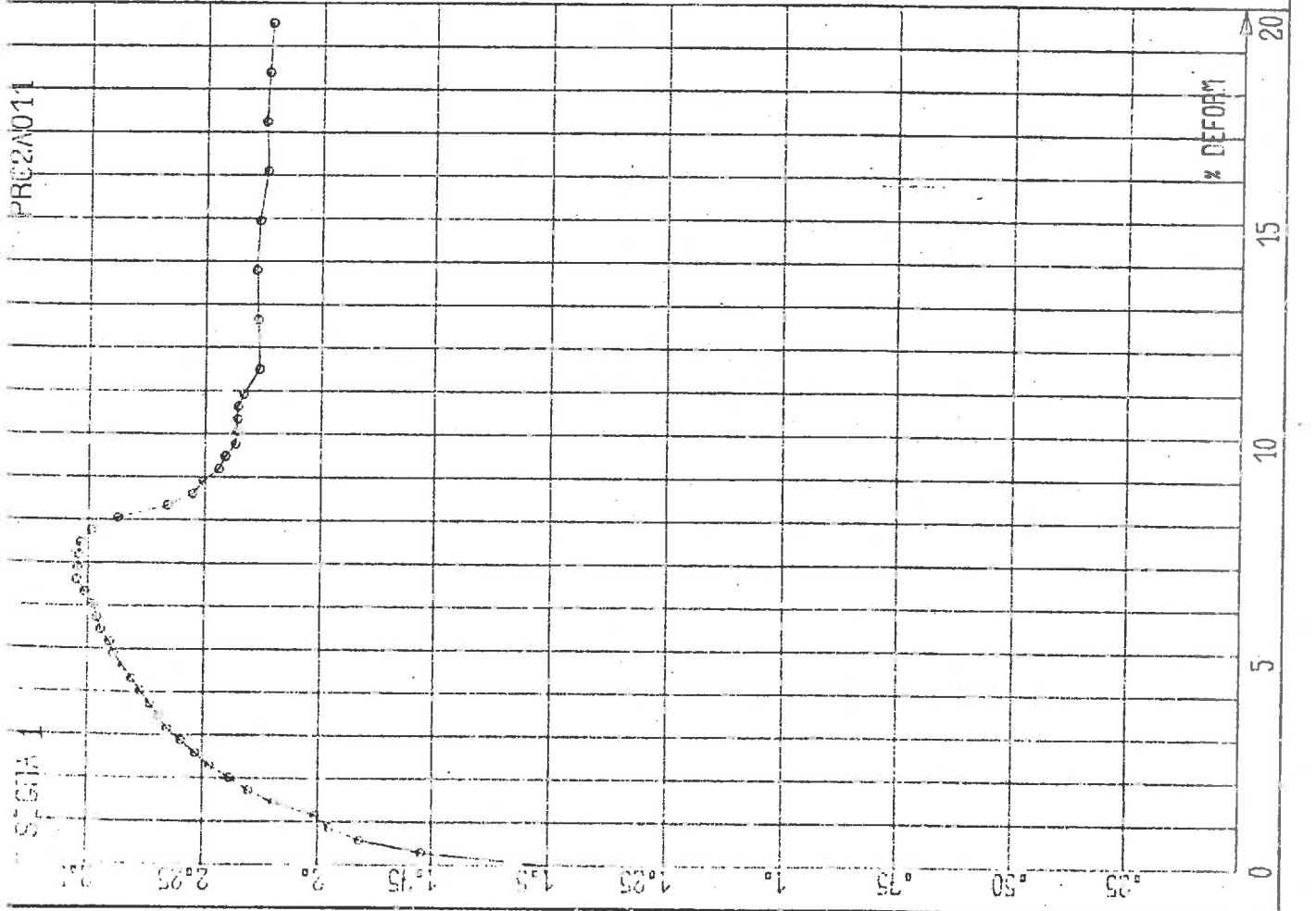
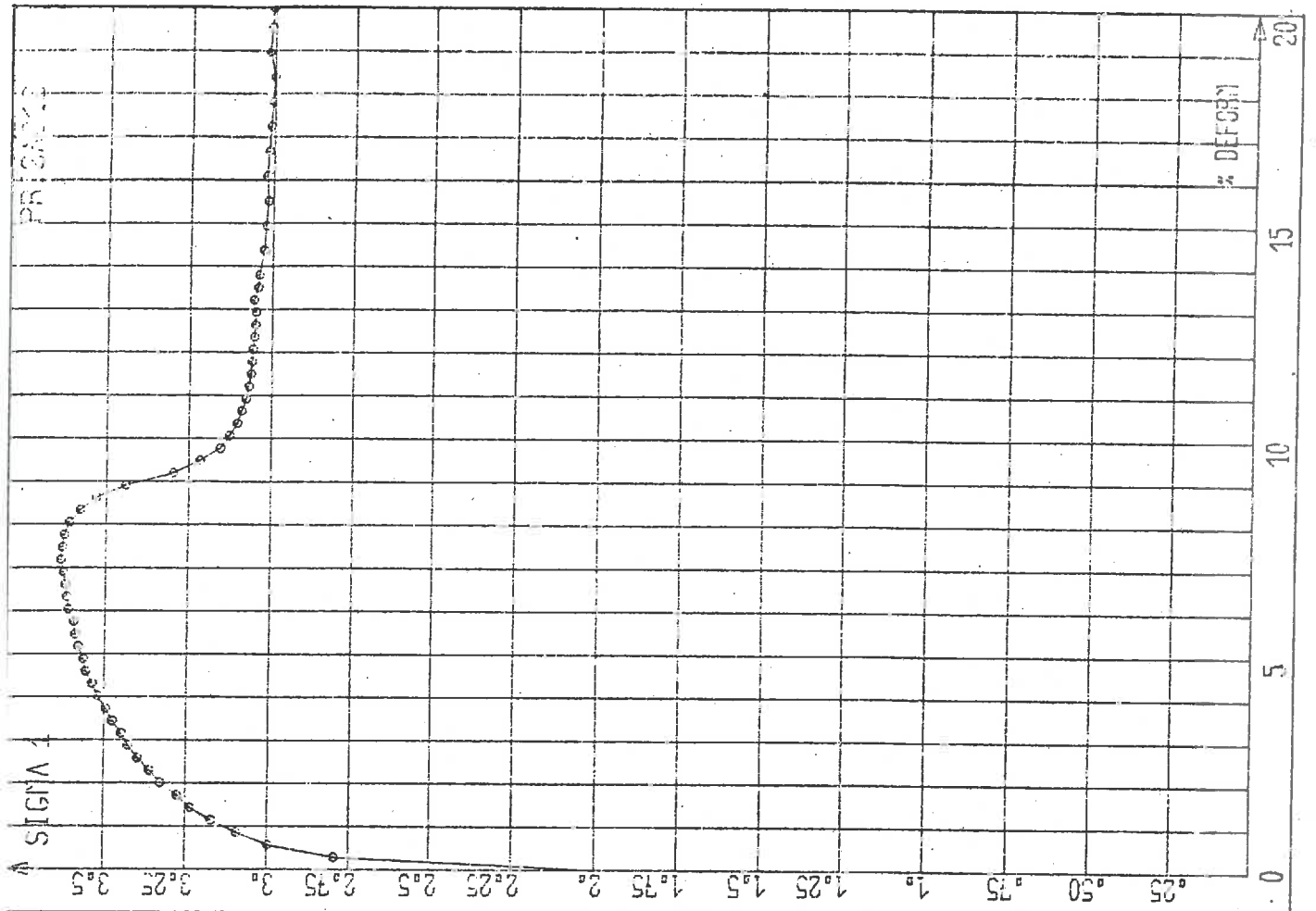
b) – En revanche, pour un matériau humide et compressible, la forme caractéristique de la courbe effort-déformation est celle "sans pic" : la déformation croît indéfiniment avec la contrainte.

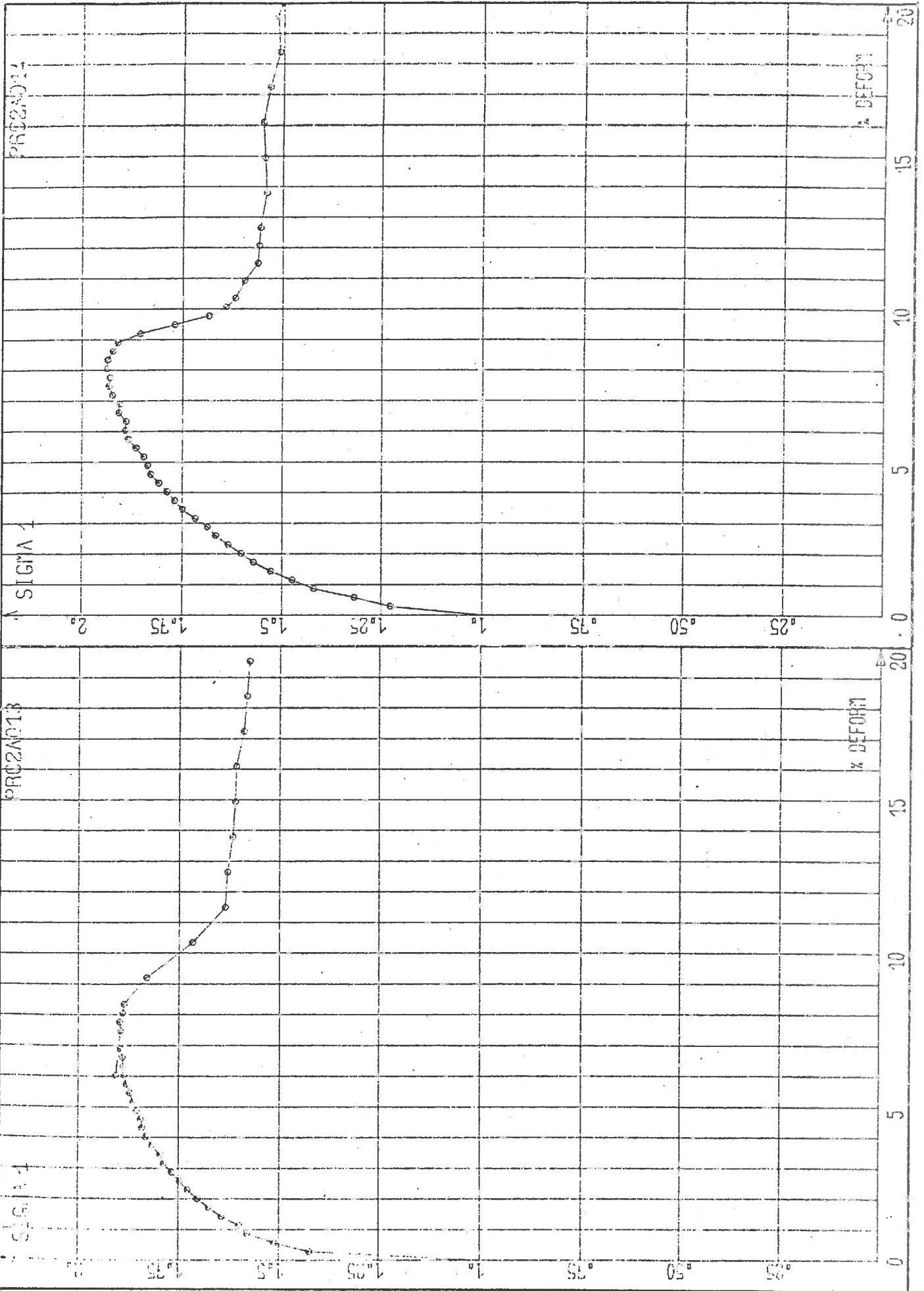
La figure suggère que la résistance résiduelle du matériau fragile paraît être semblable à l'état critique de matériau compressible, c'est-à-dire le moment où la charge ne peut plus augmenter et selon la théorie de Cambridge, le matériau continue à se déformer, se "rompre", mais sans aucune variation de volume.

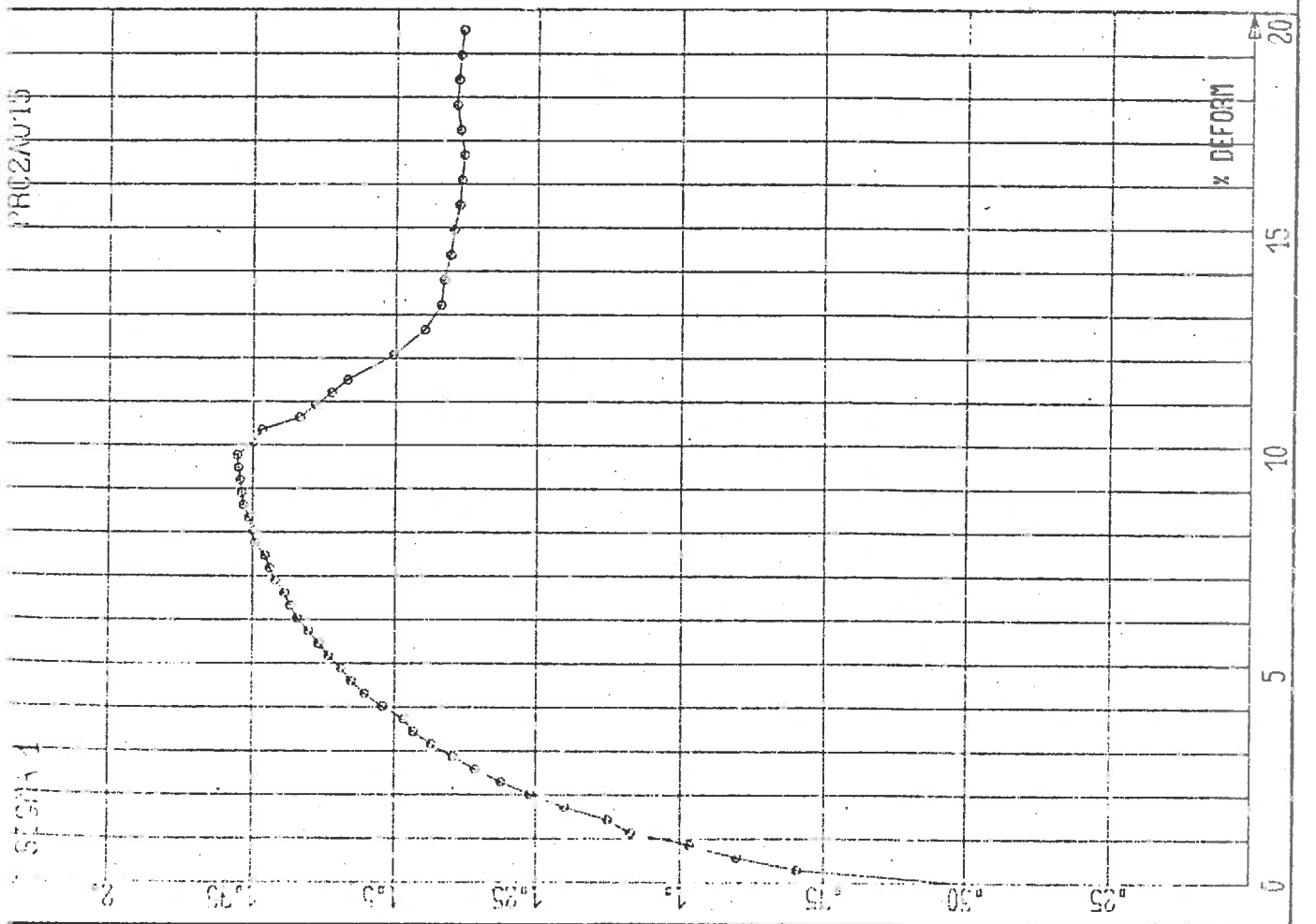
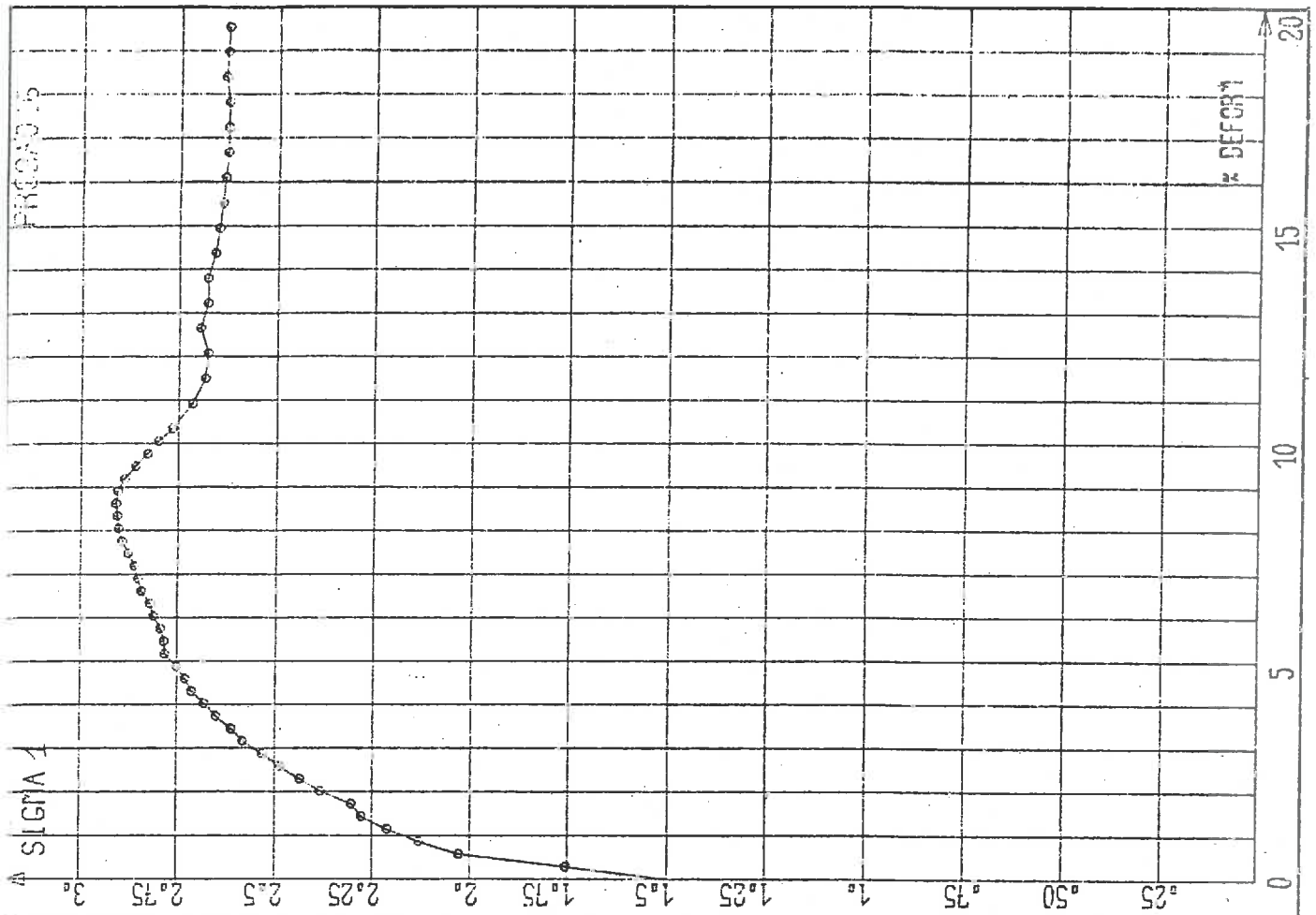


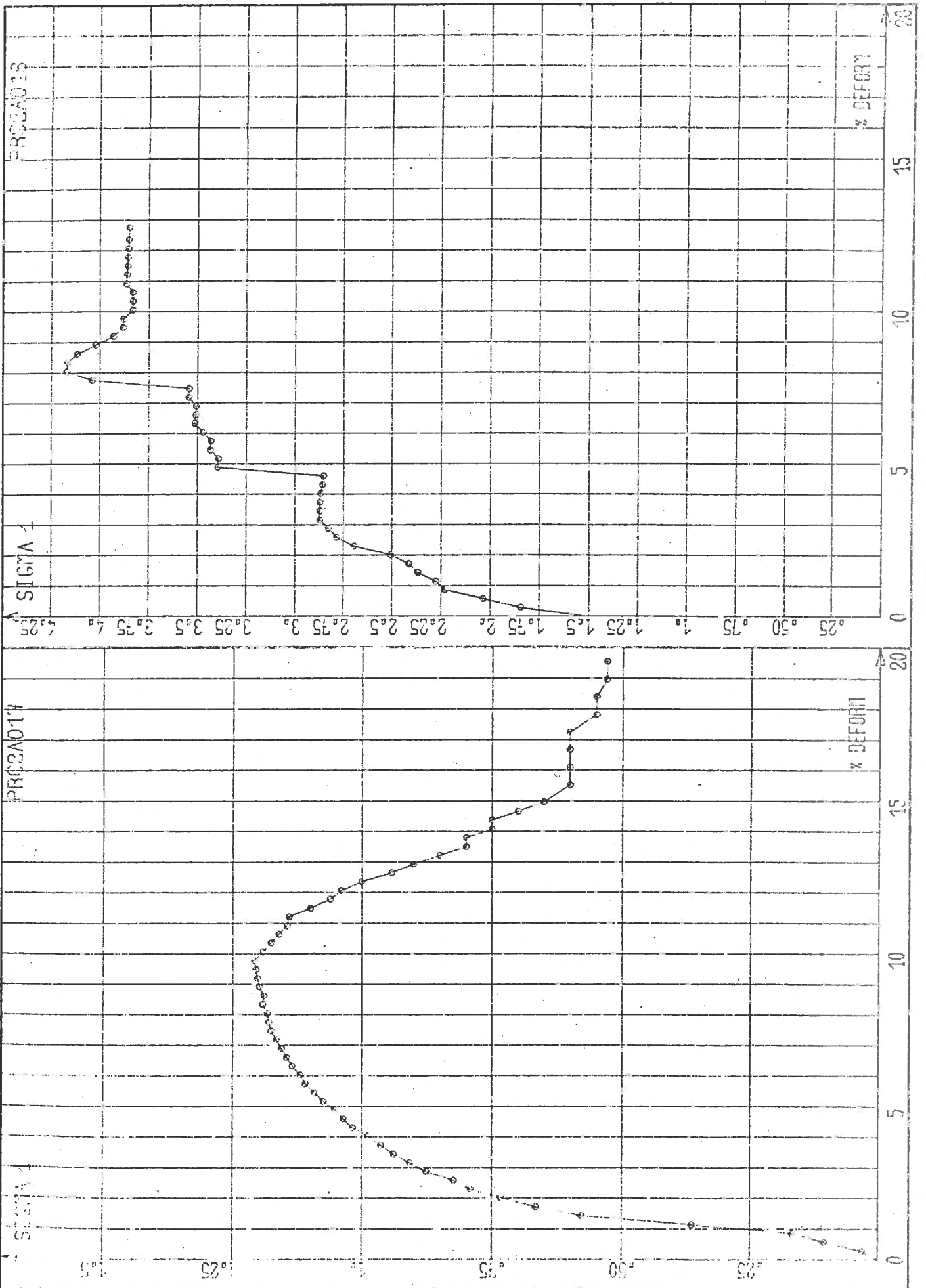


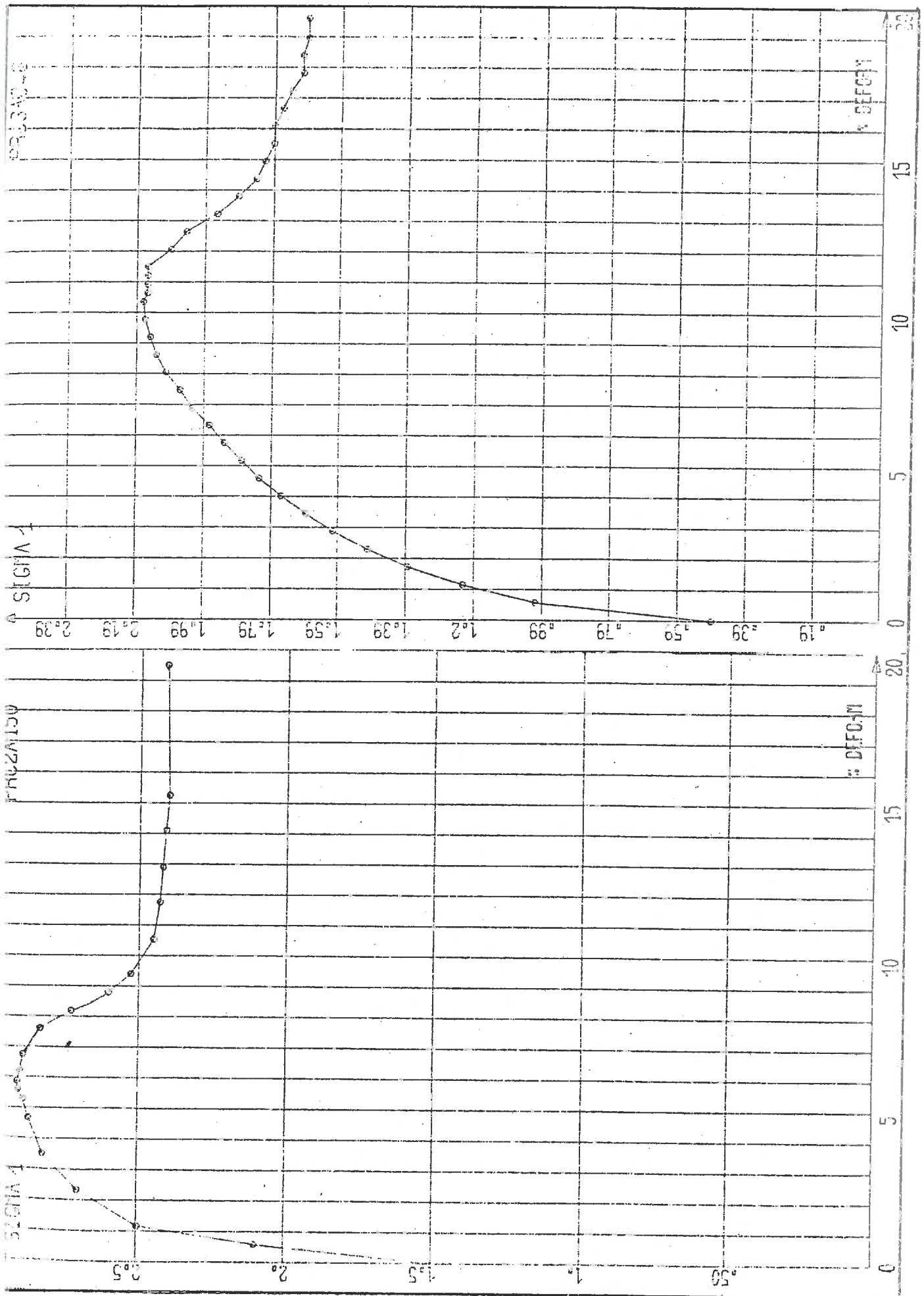


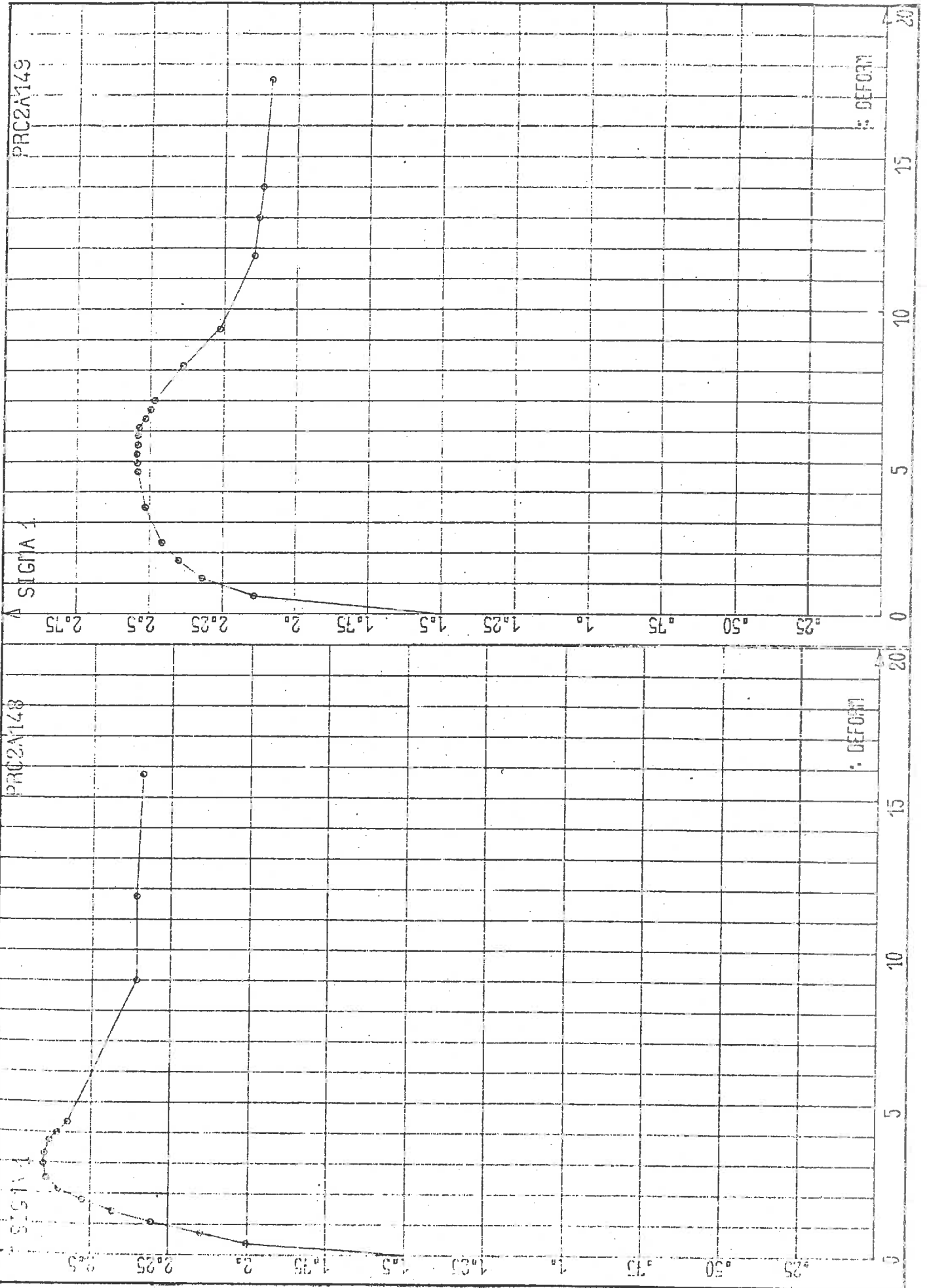


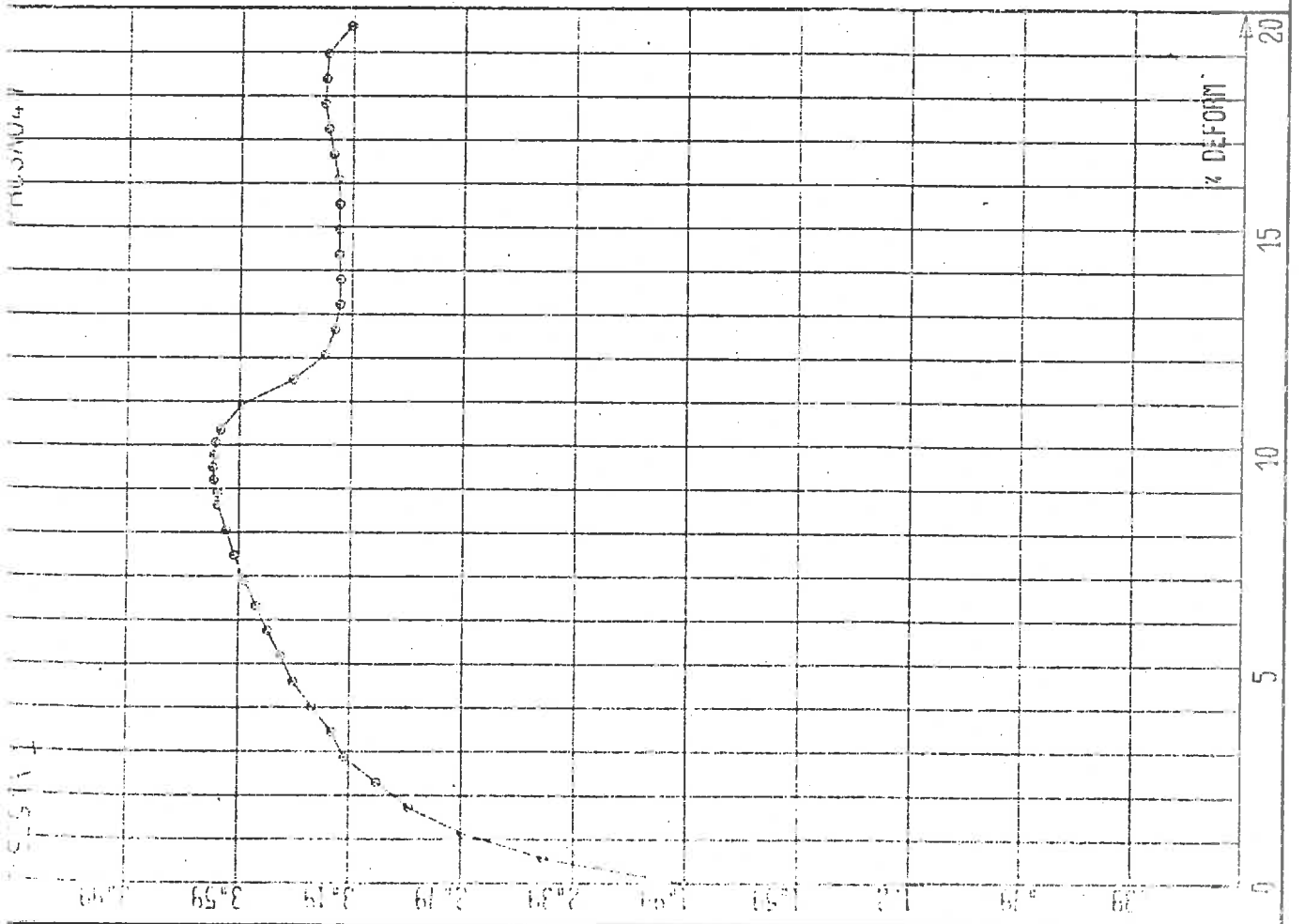
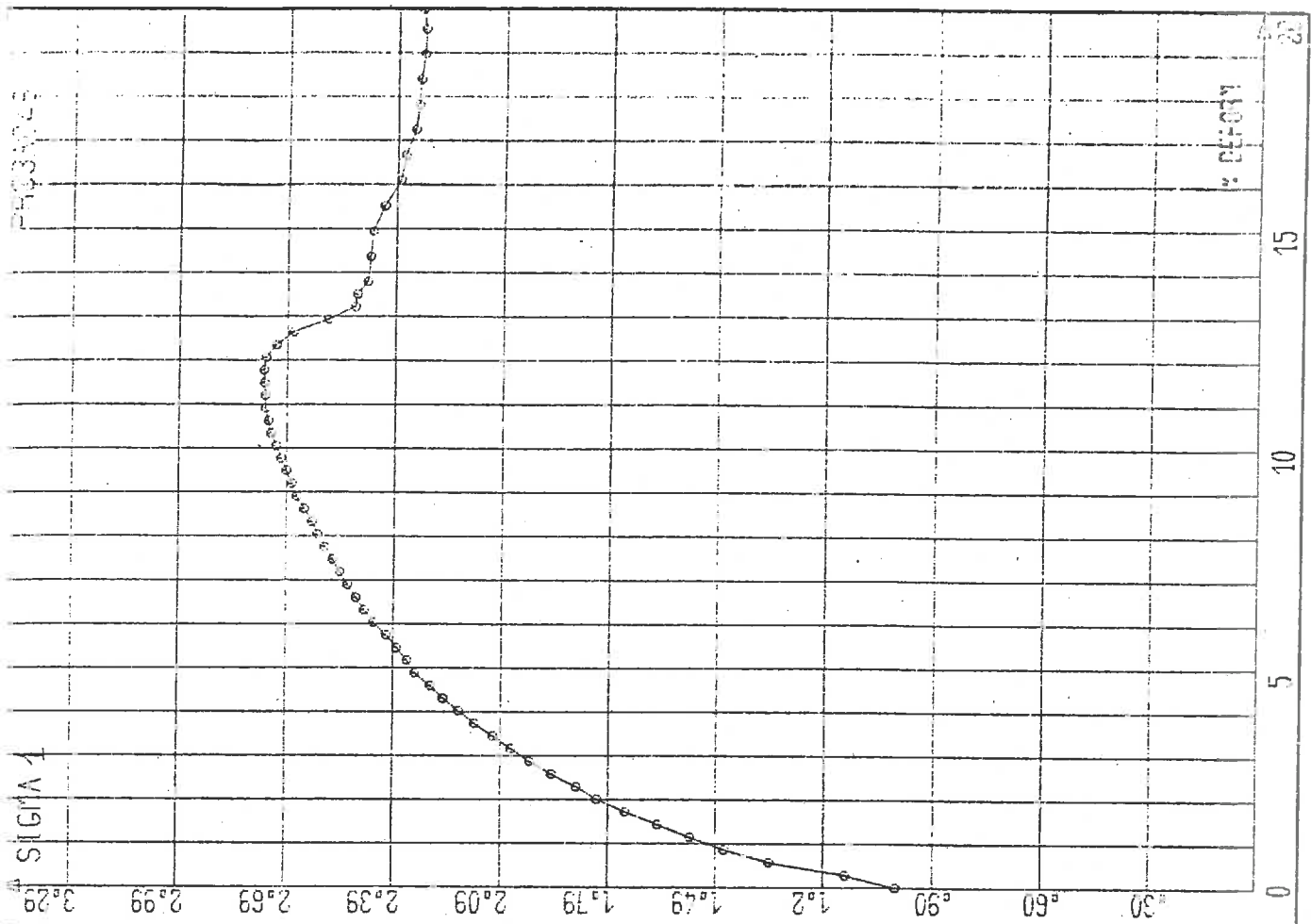


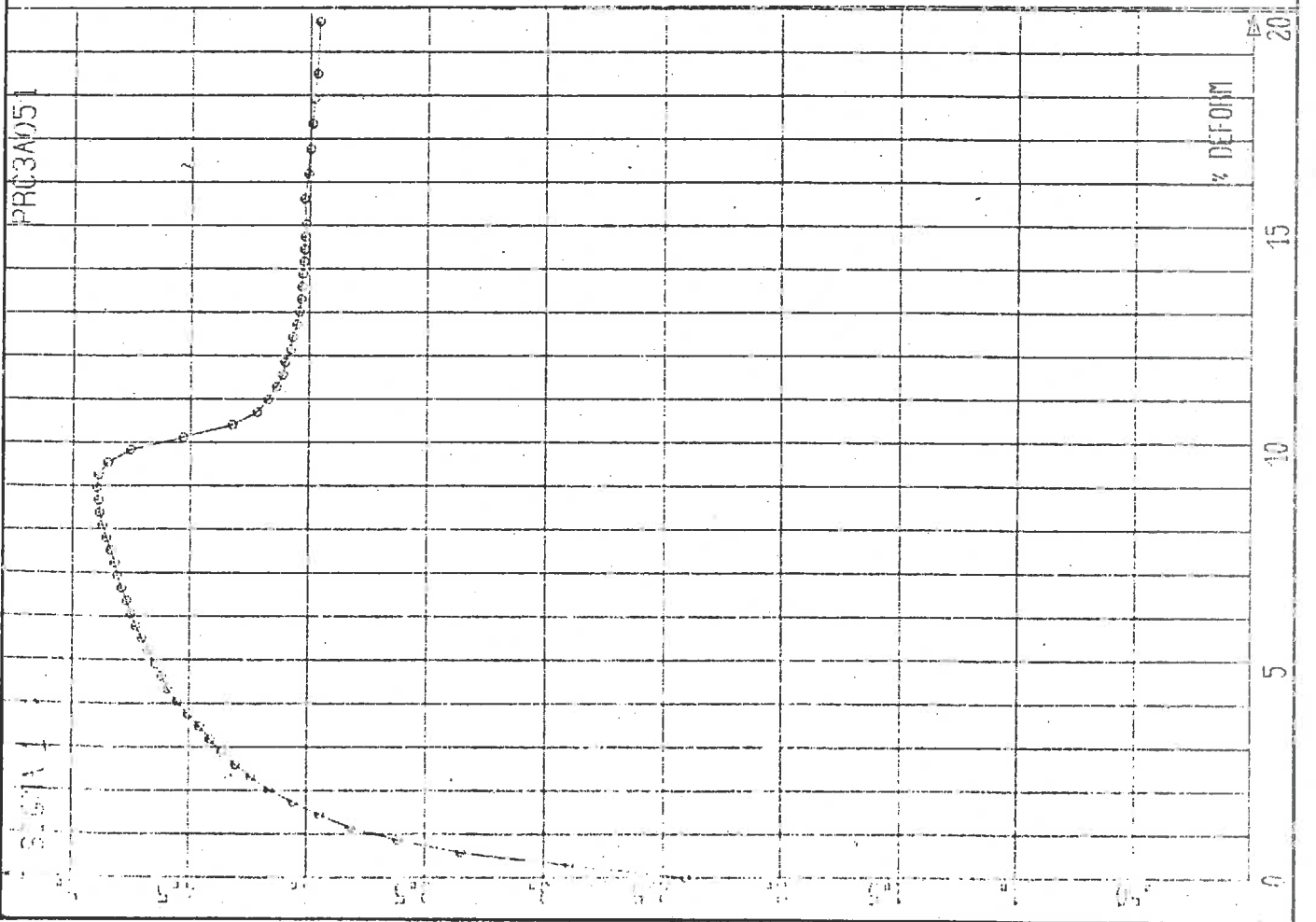
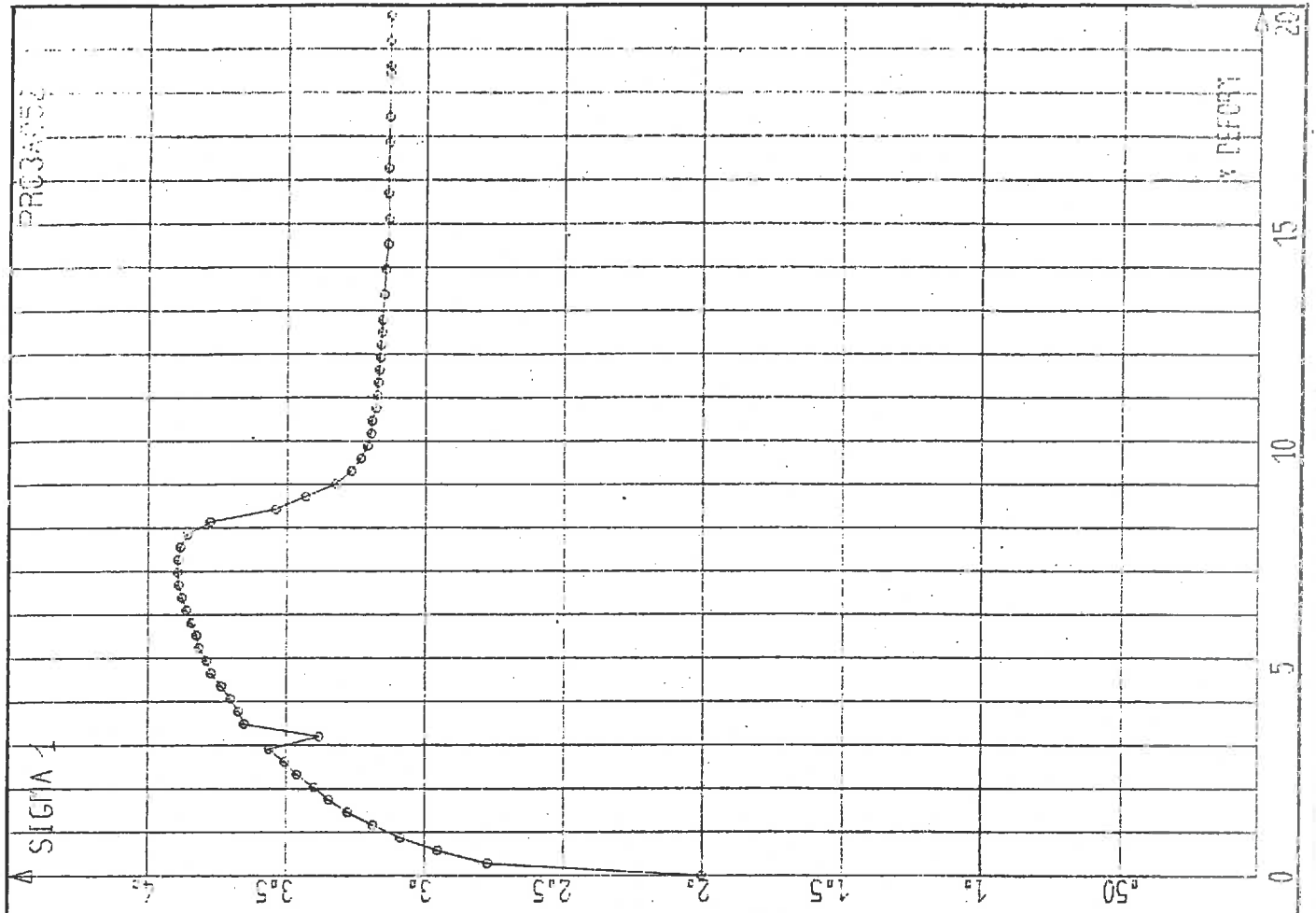


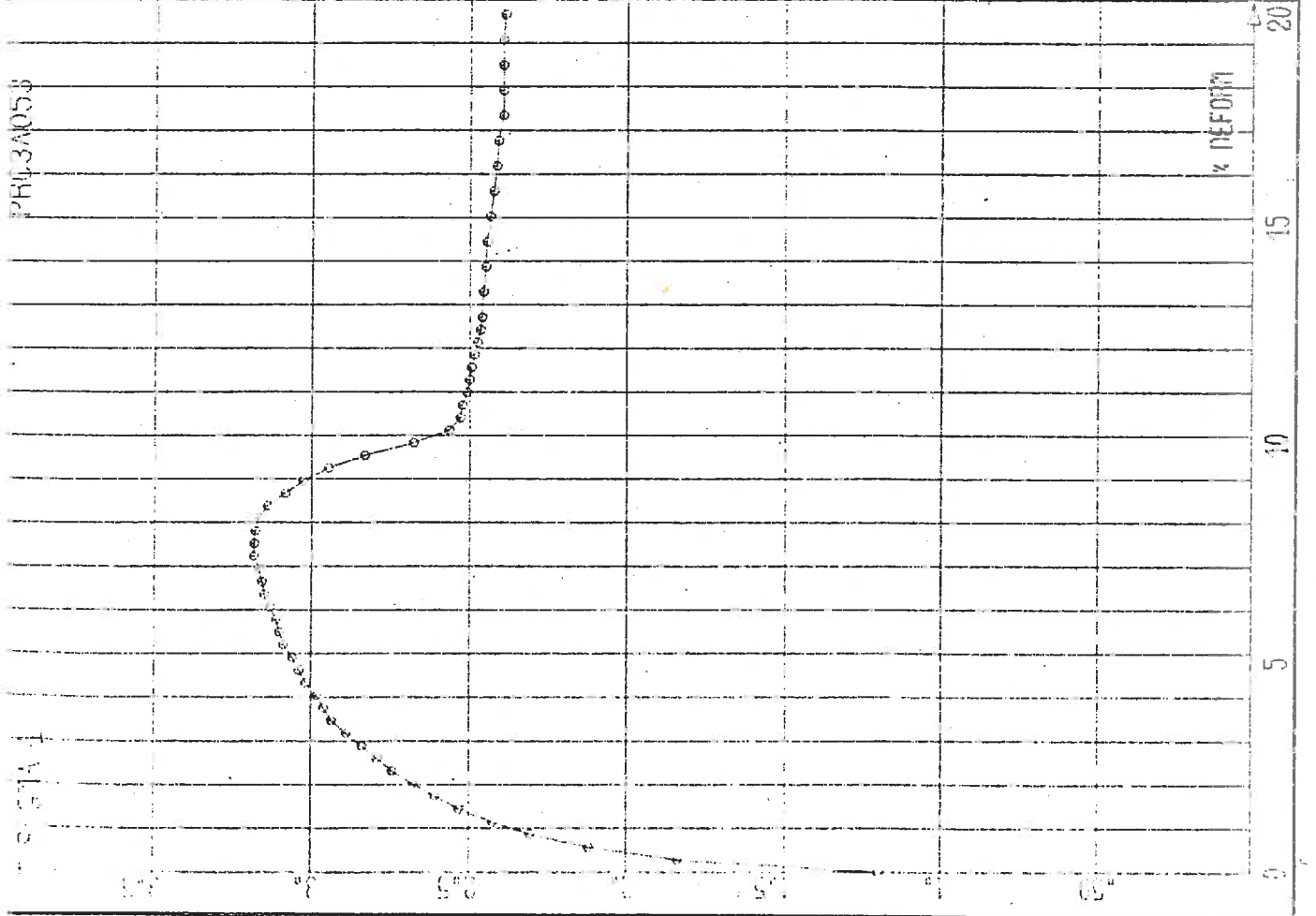
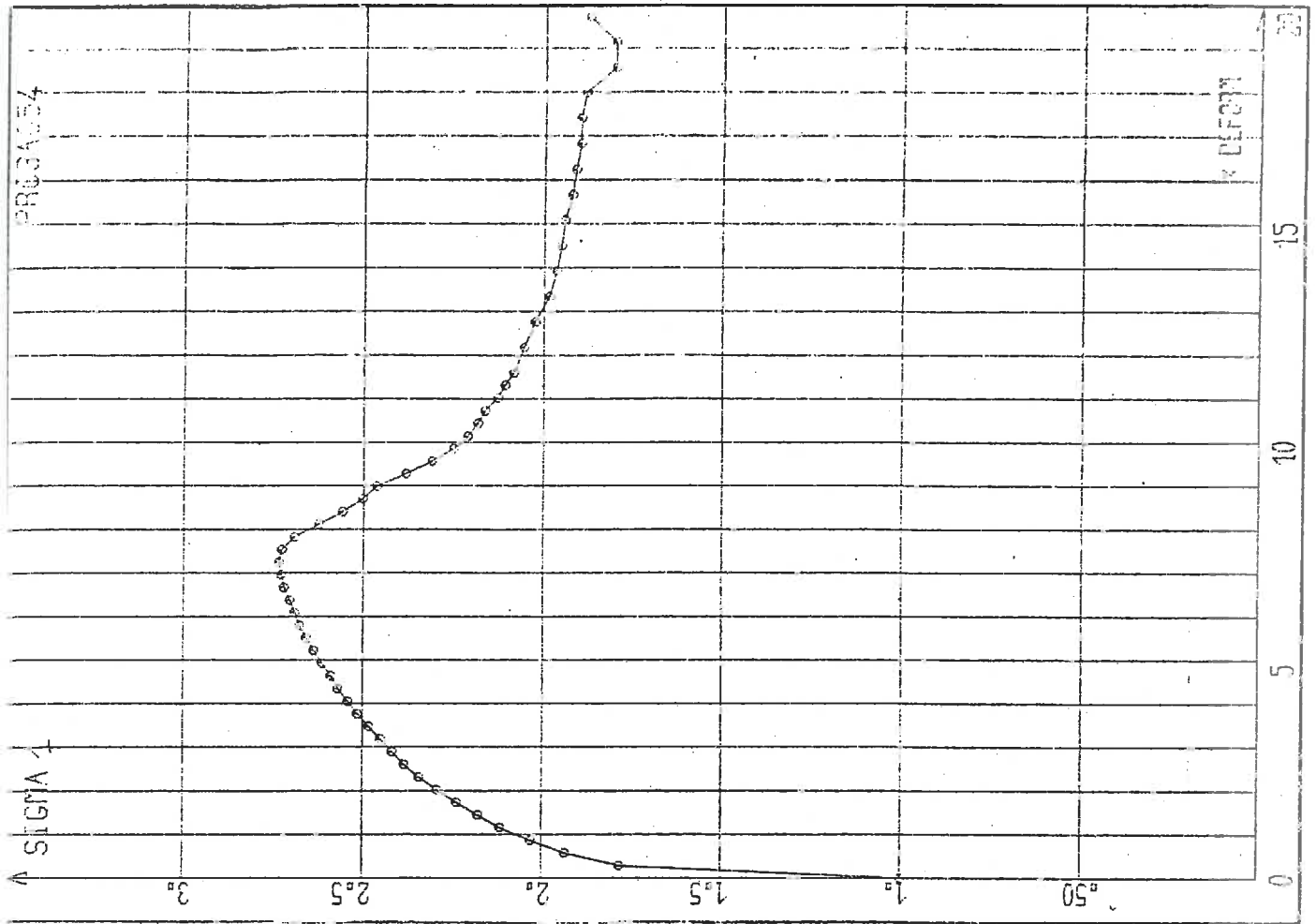


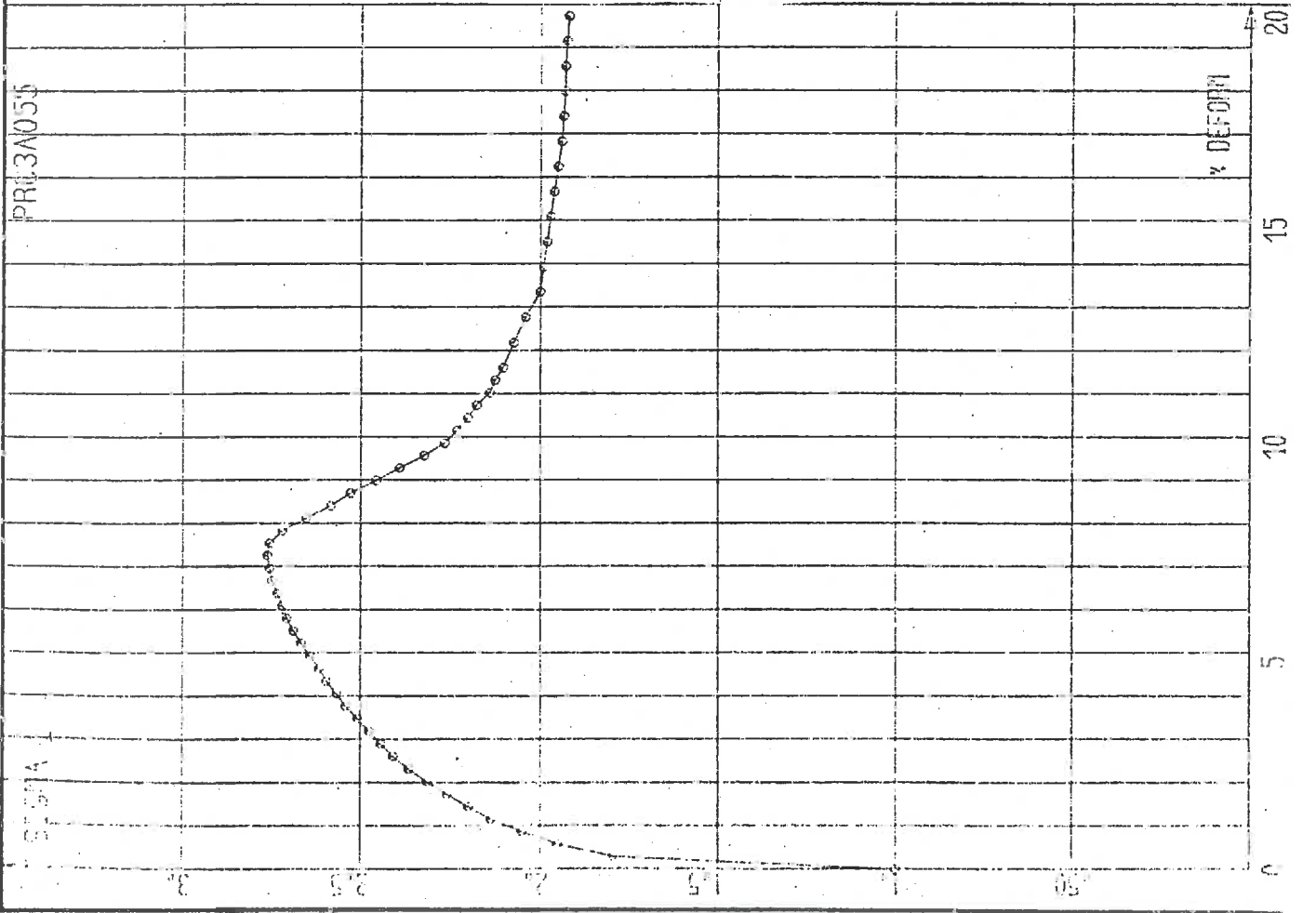
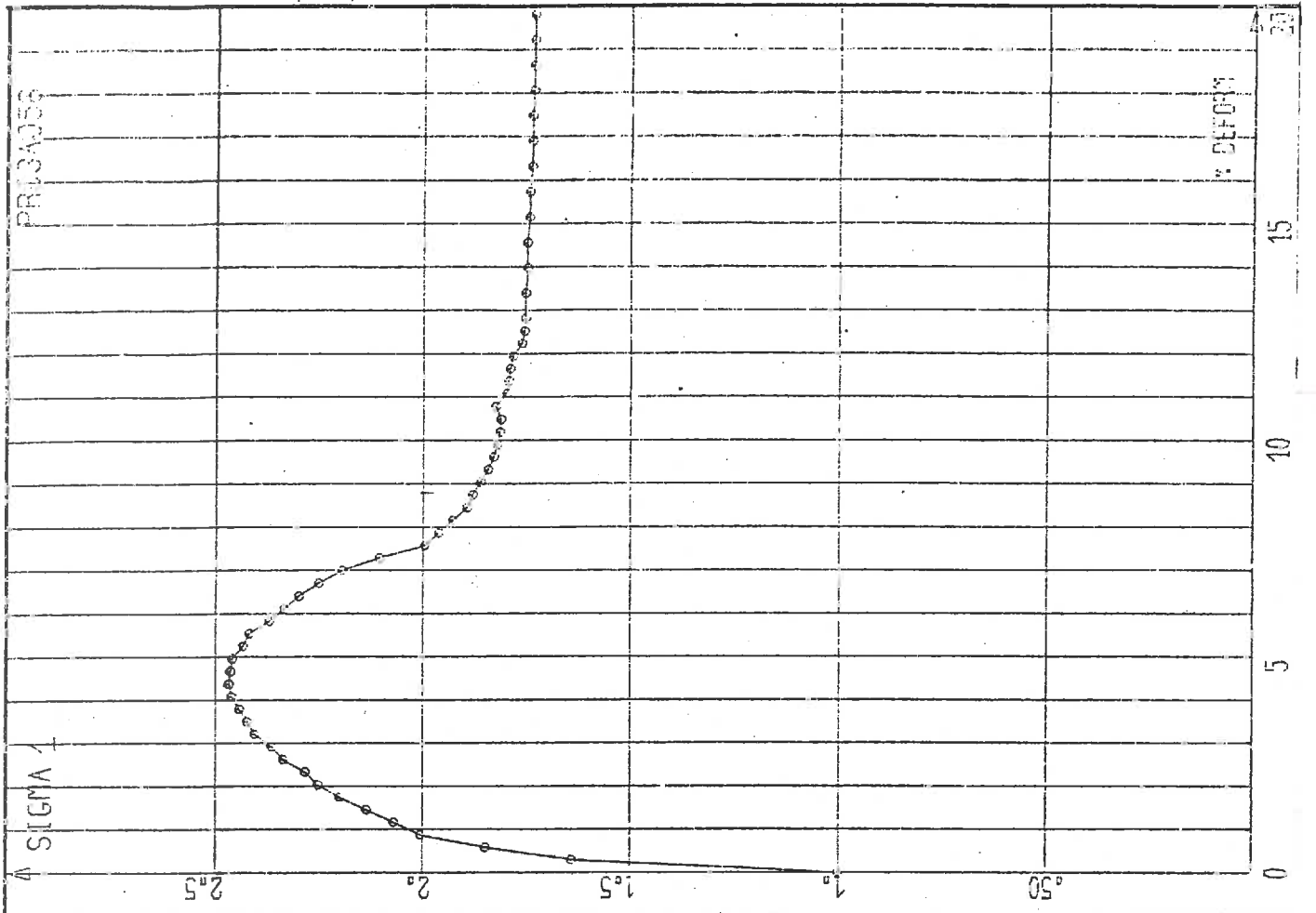


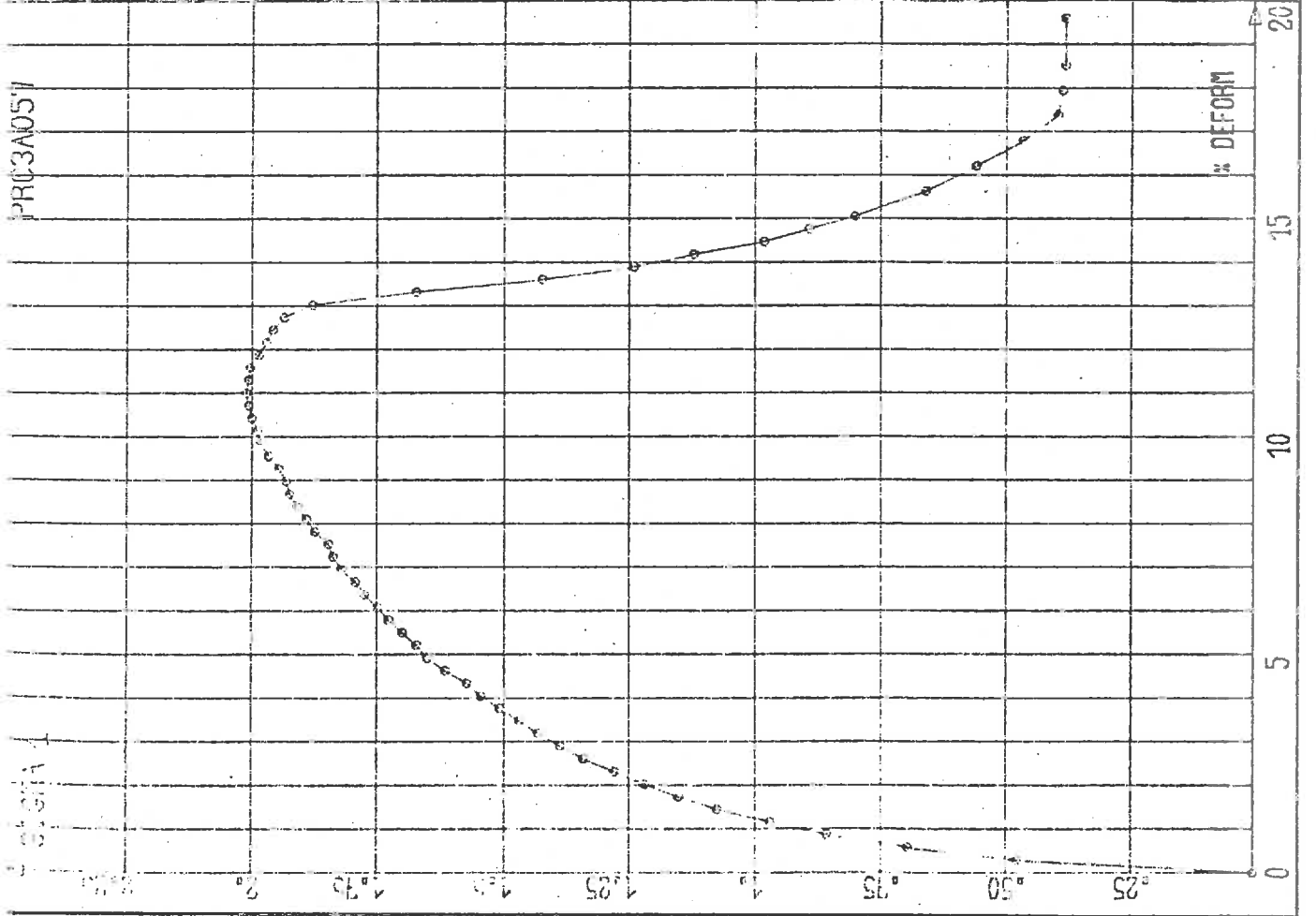
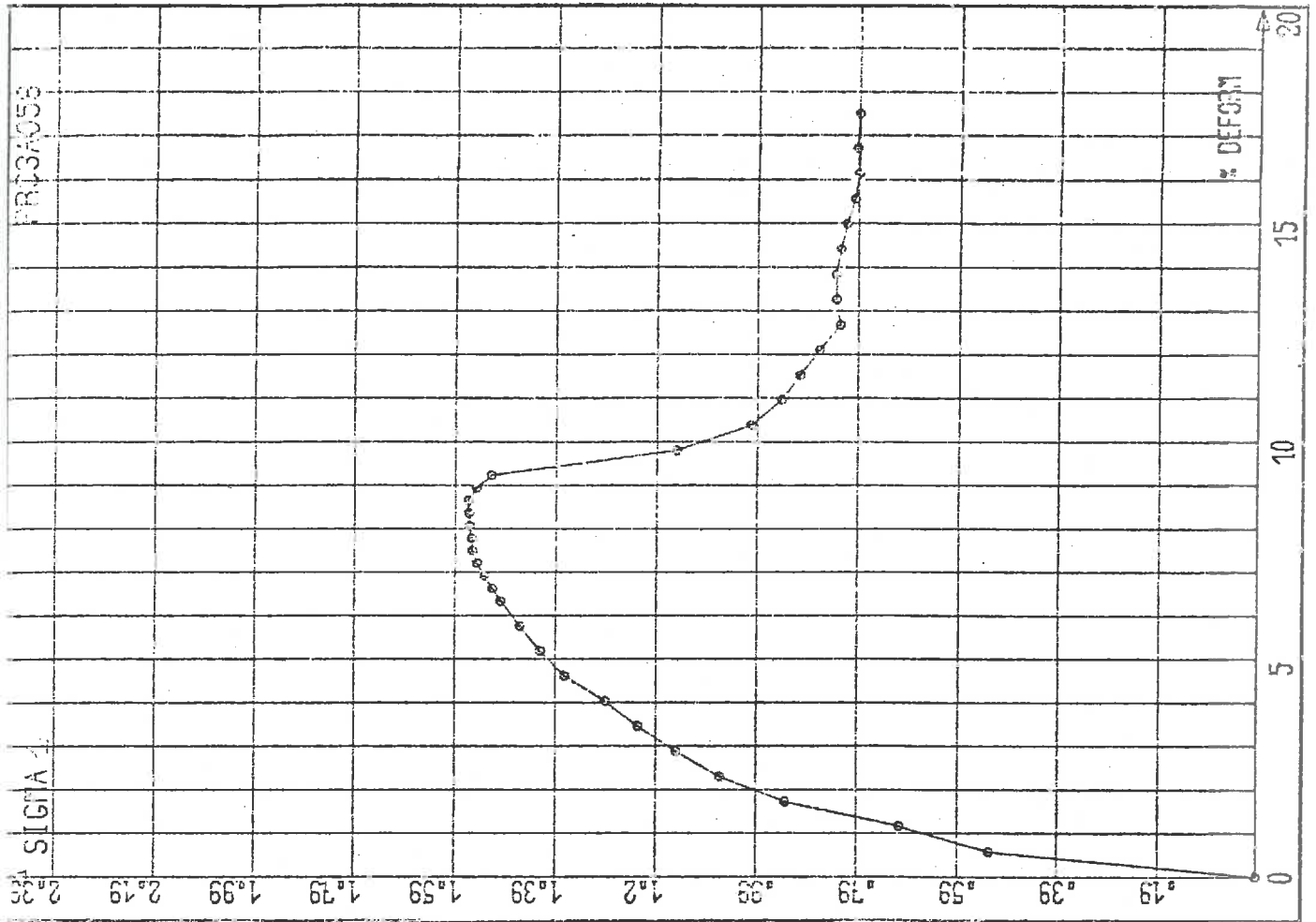


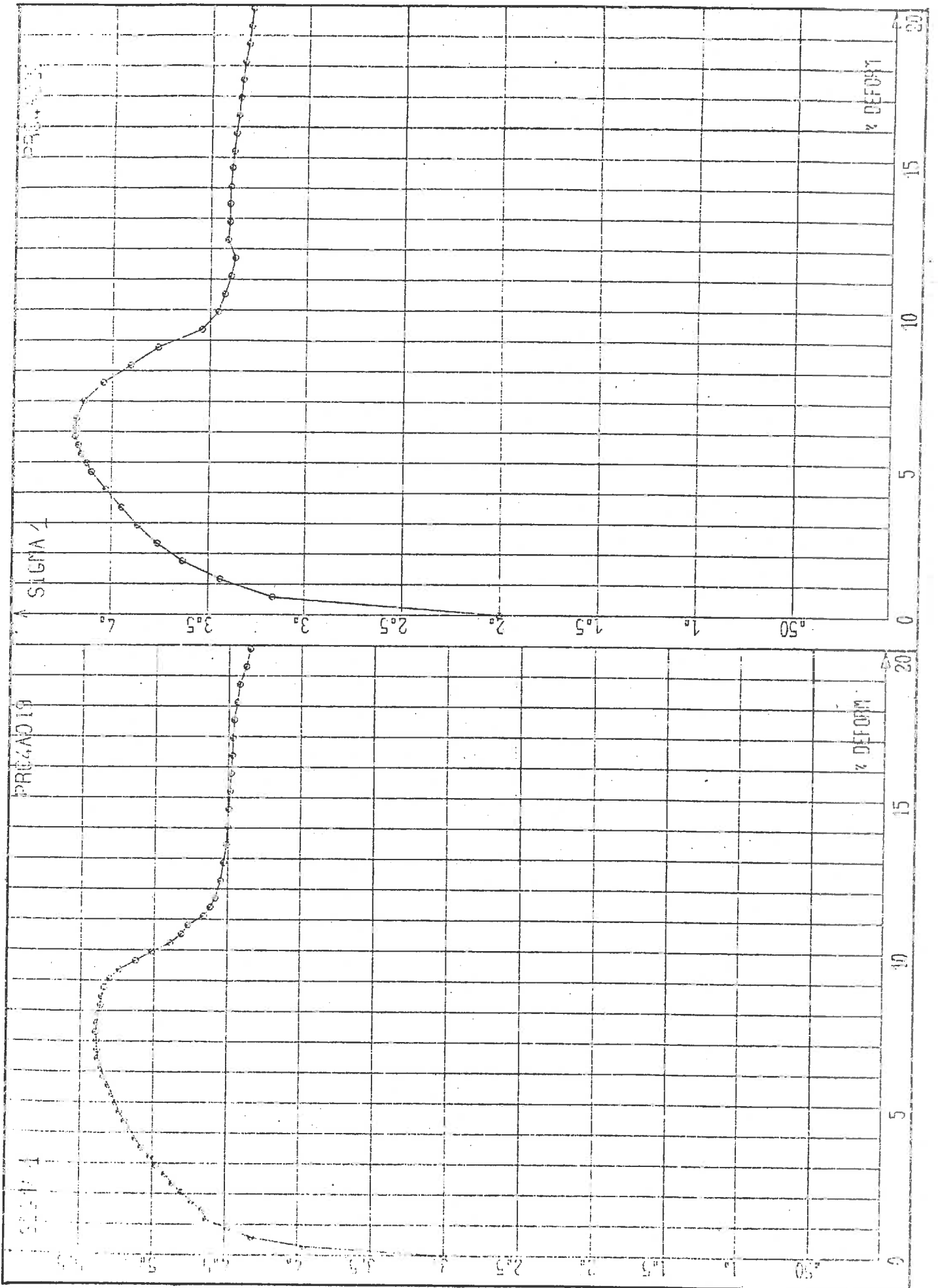


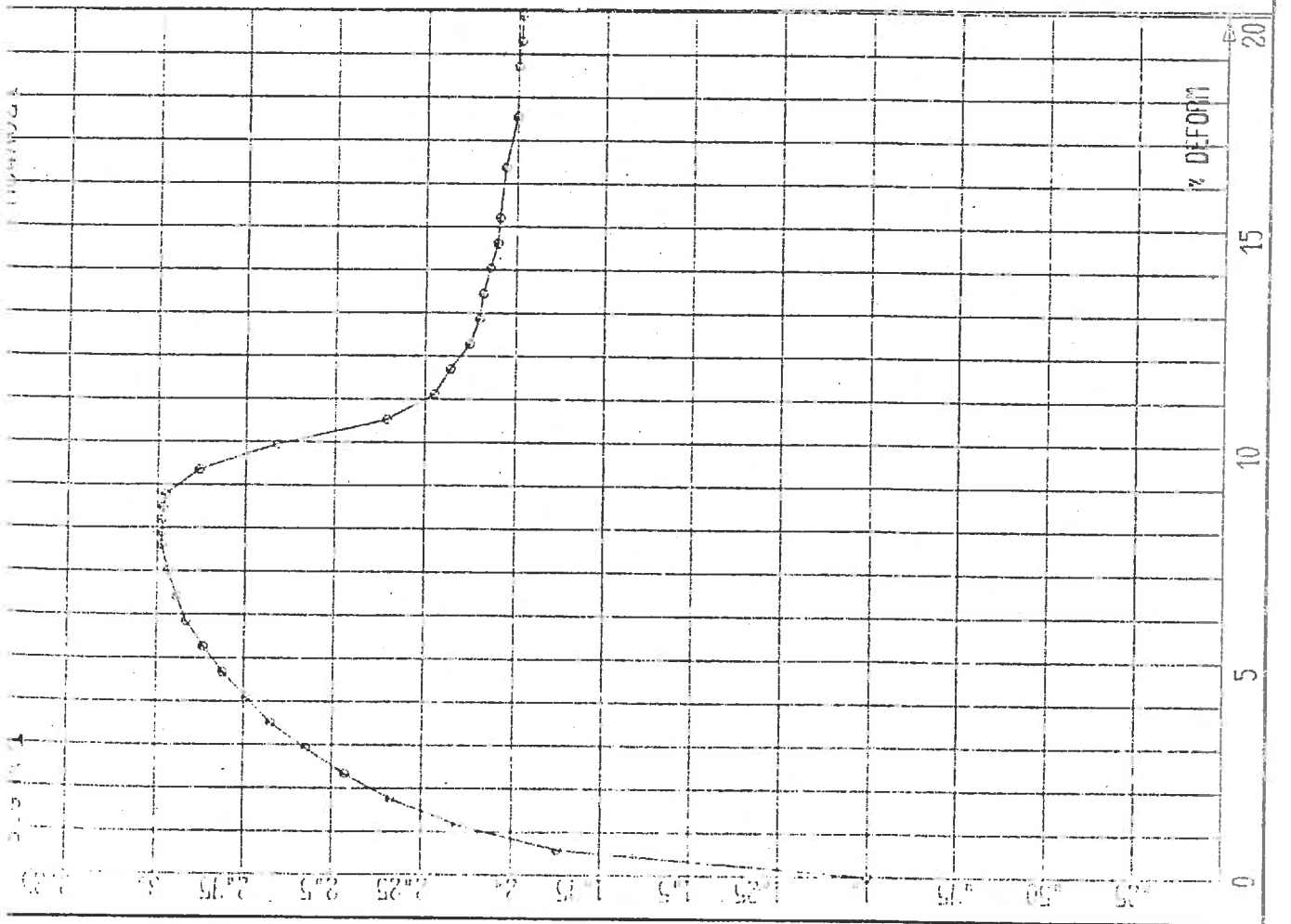
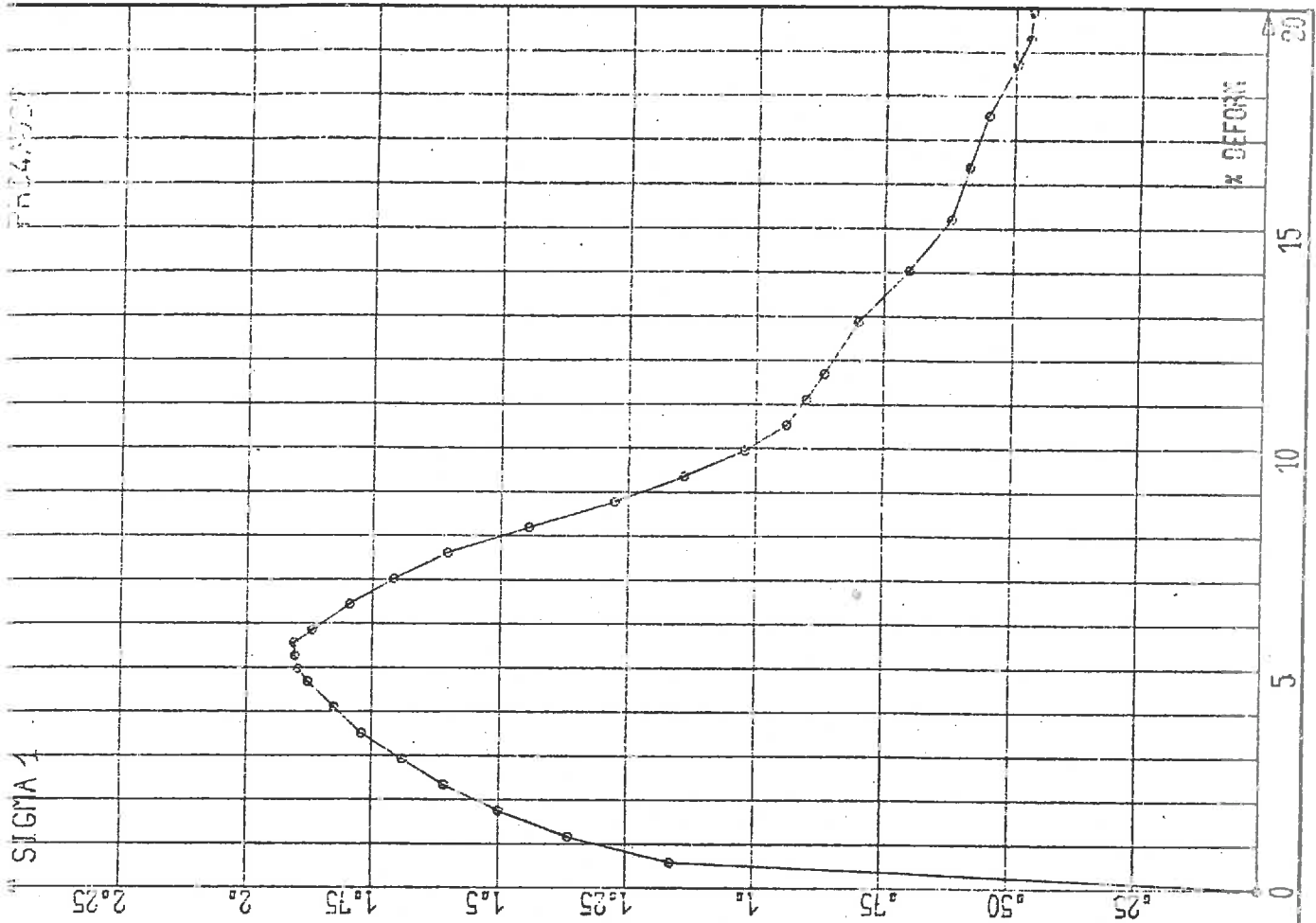


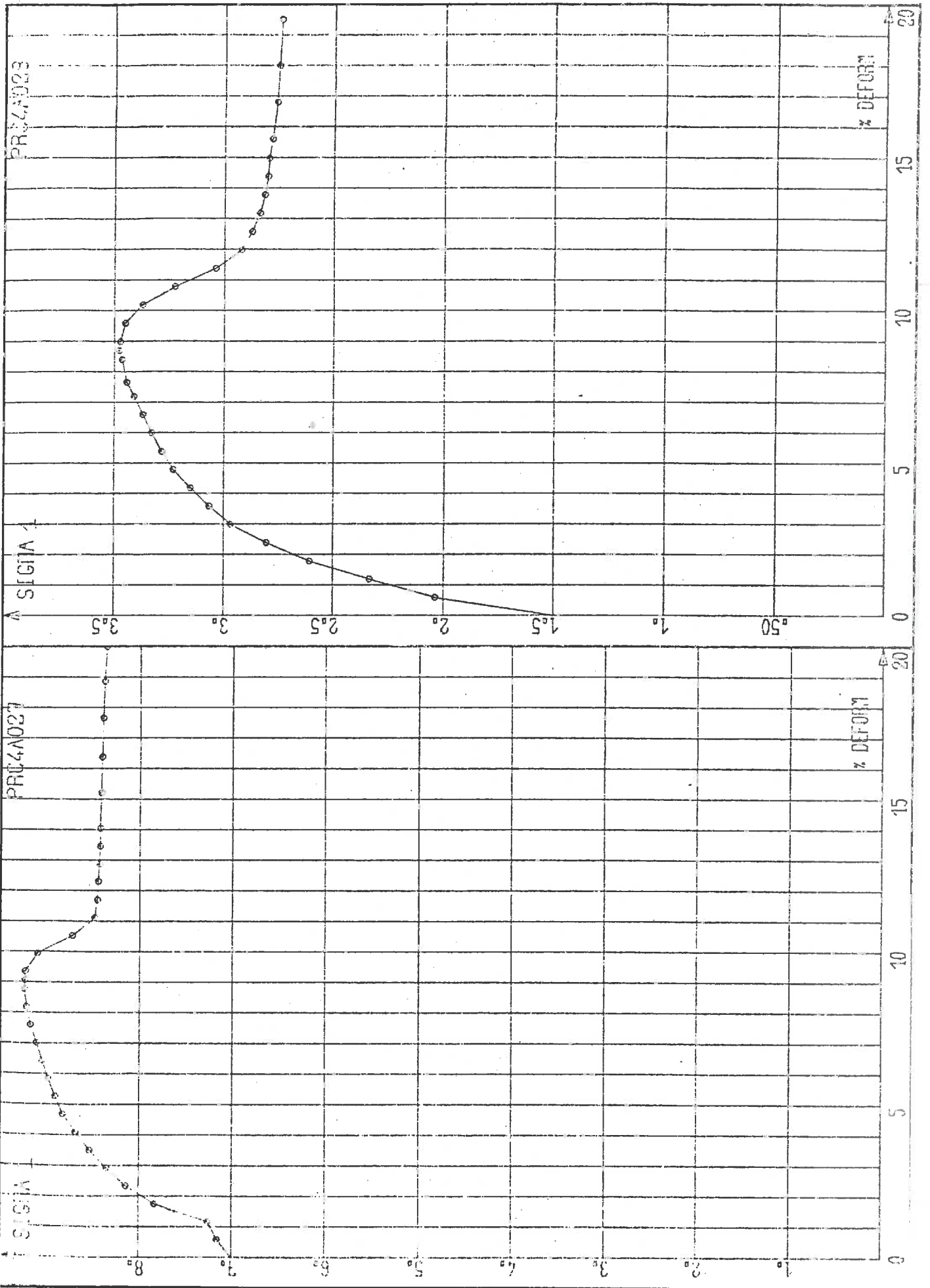


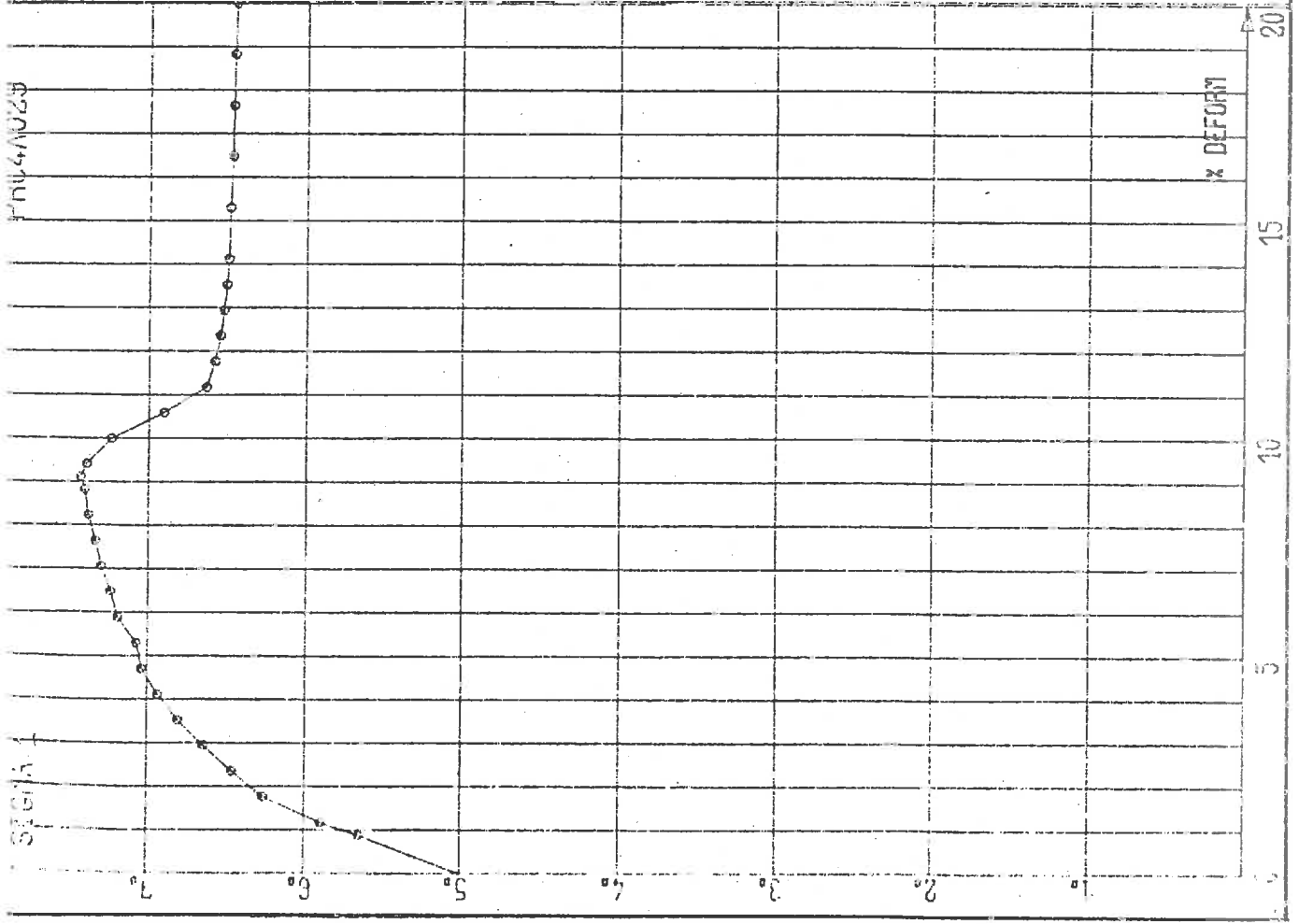
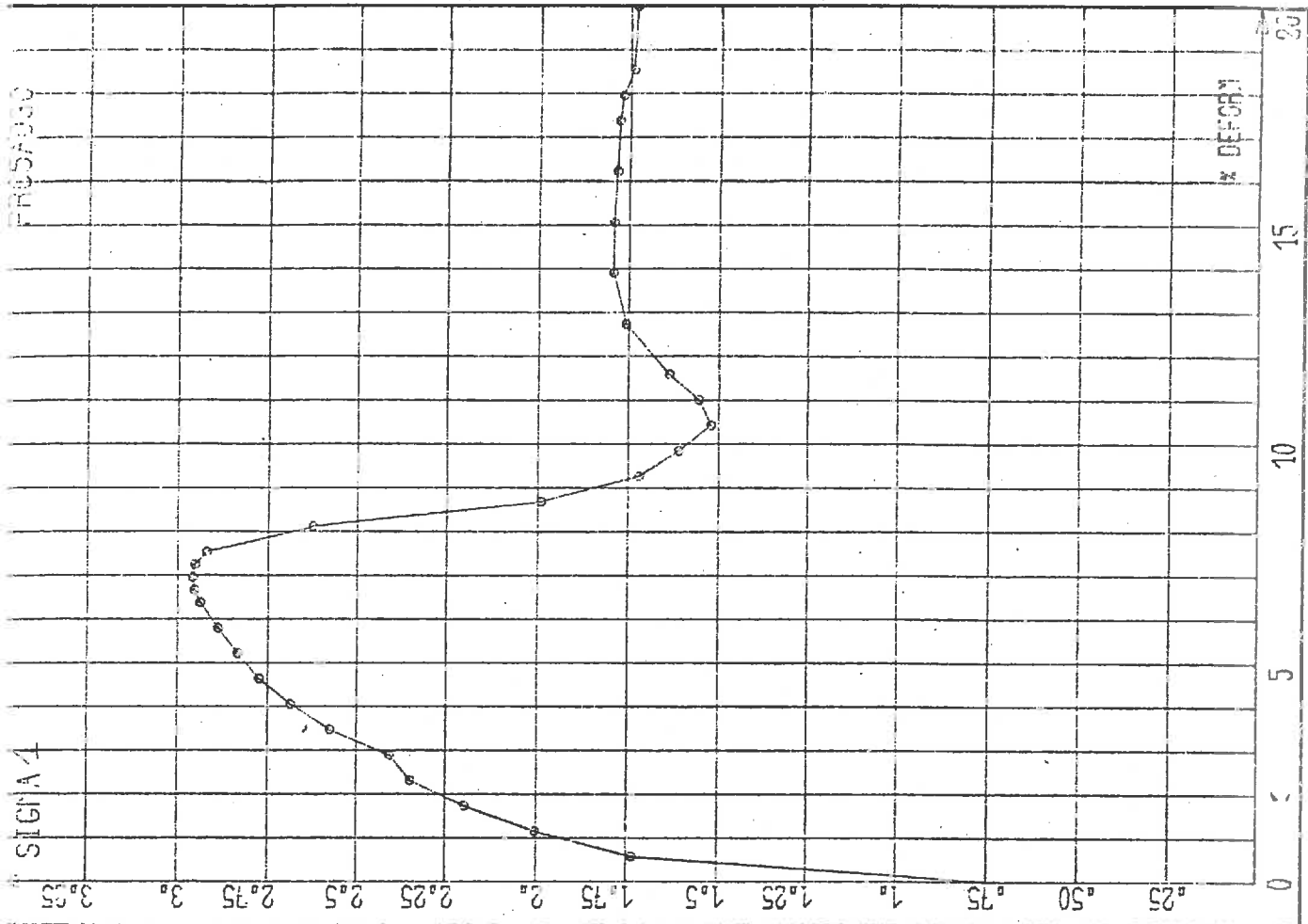


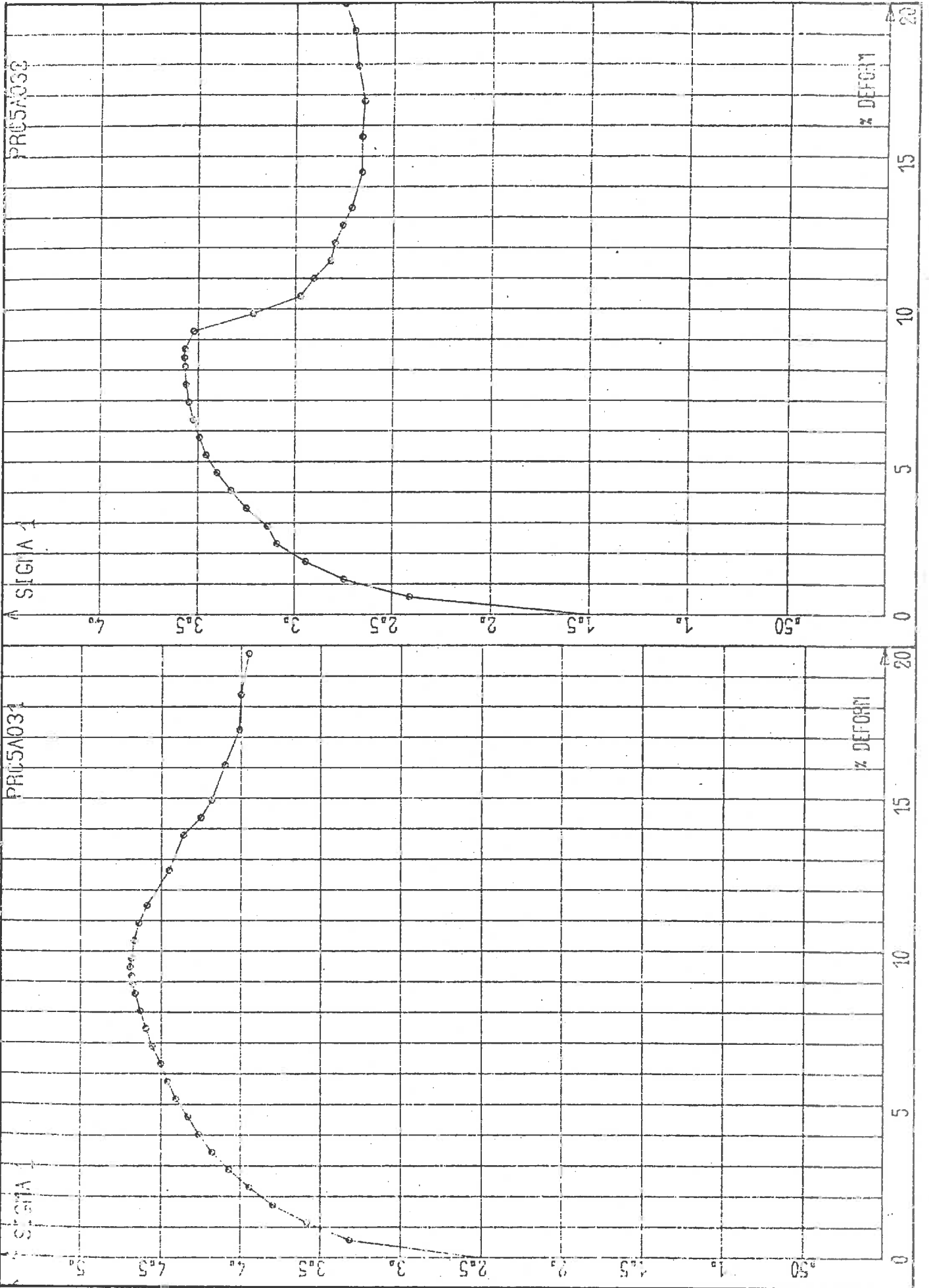


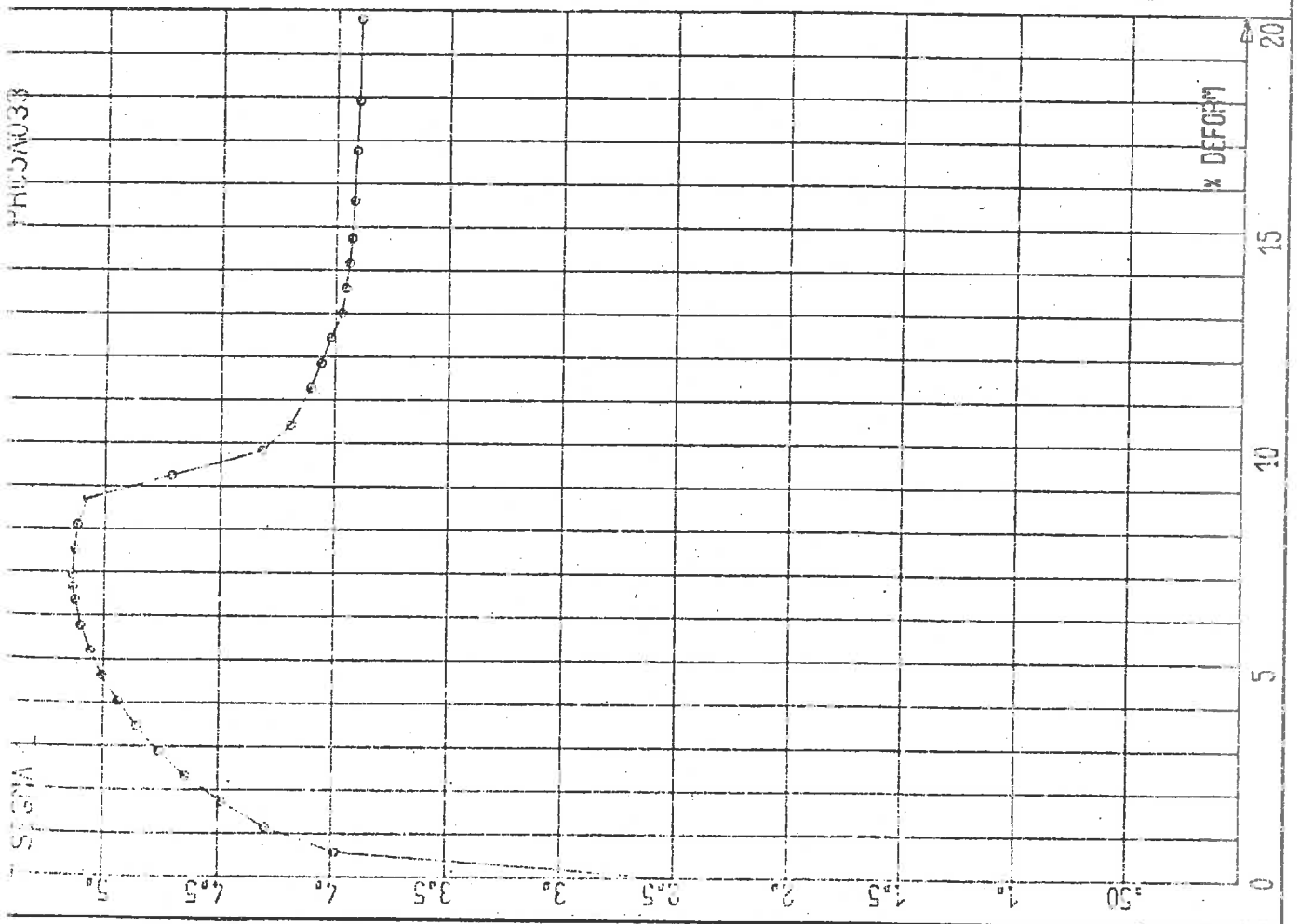
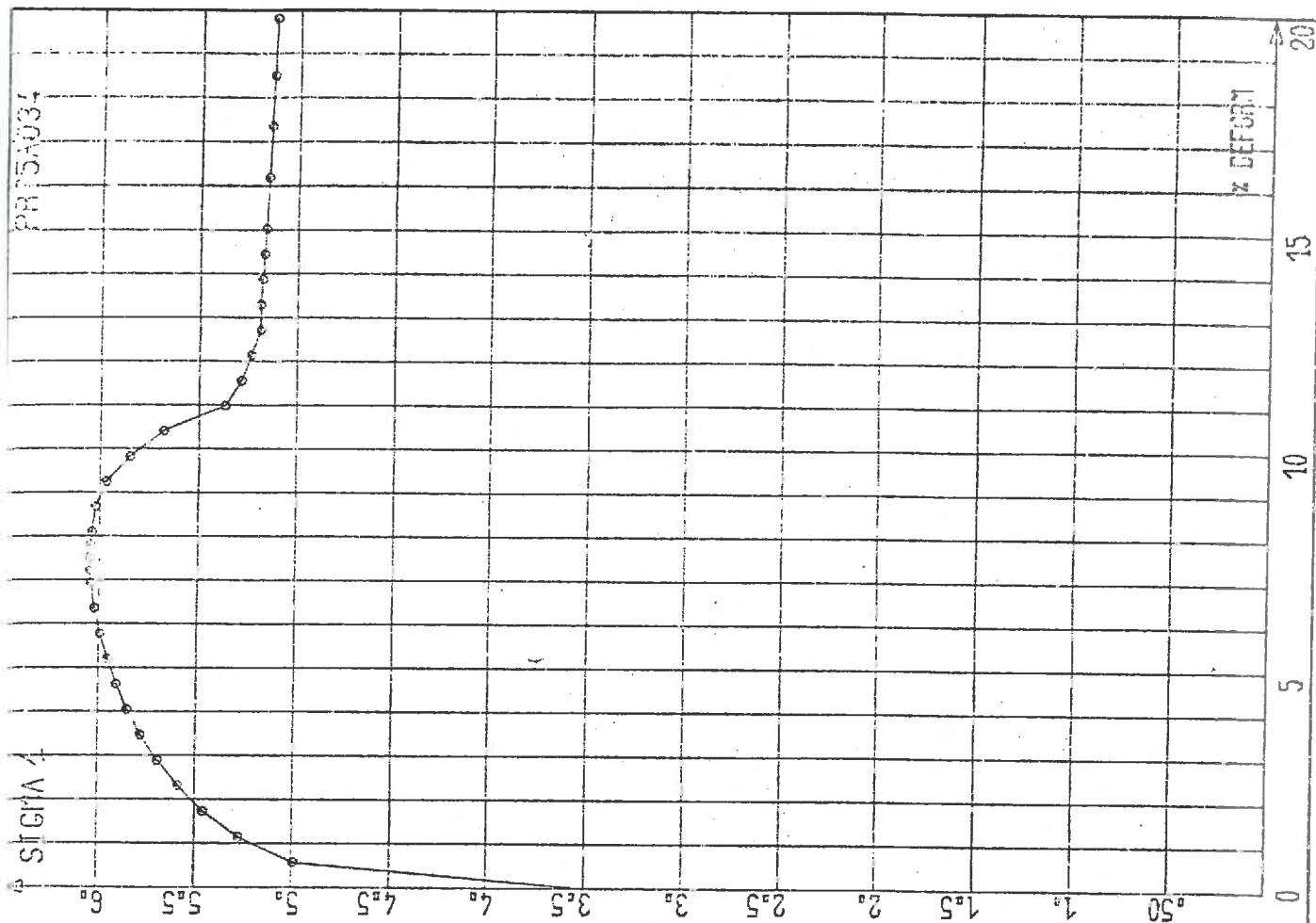


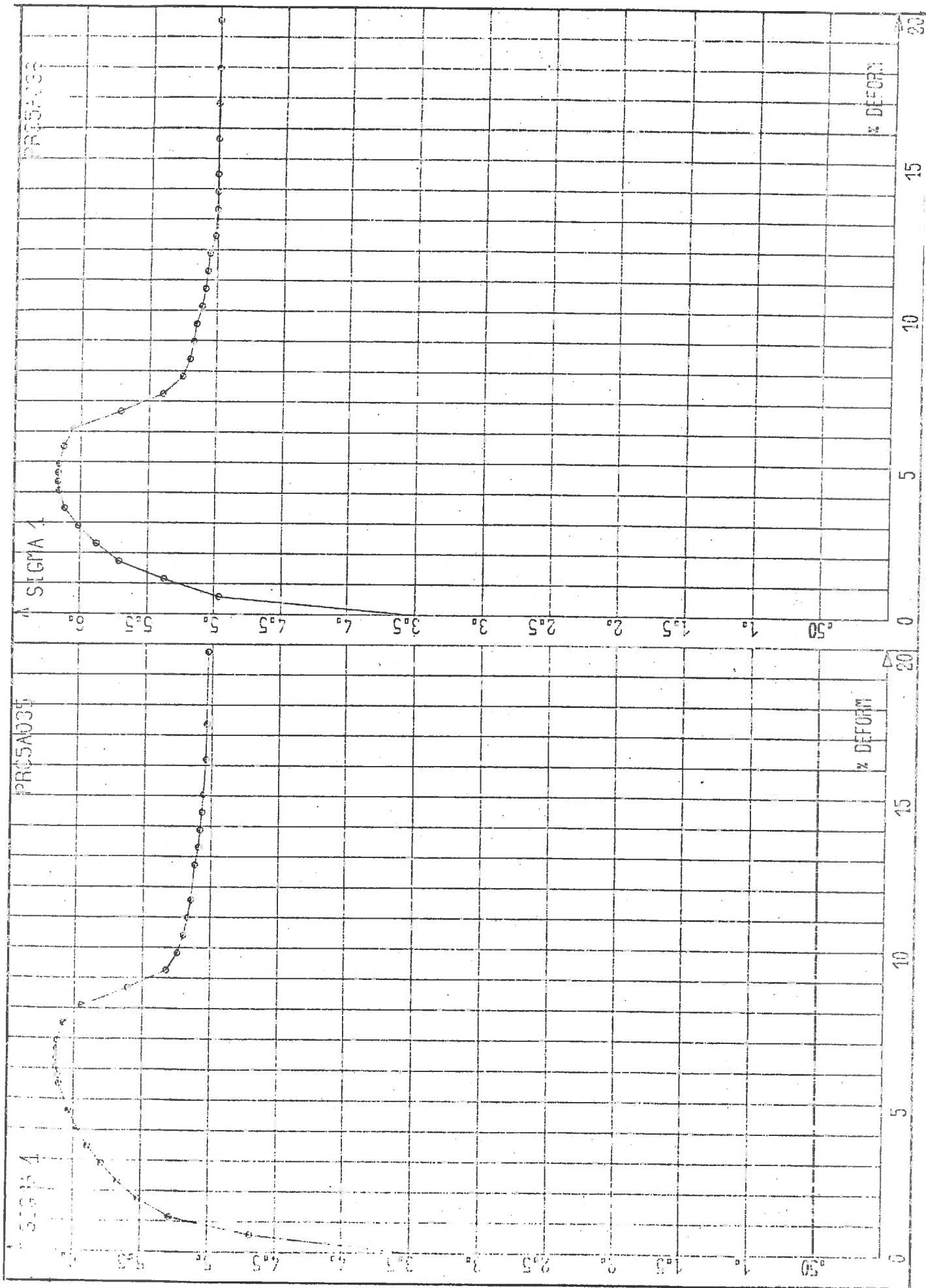


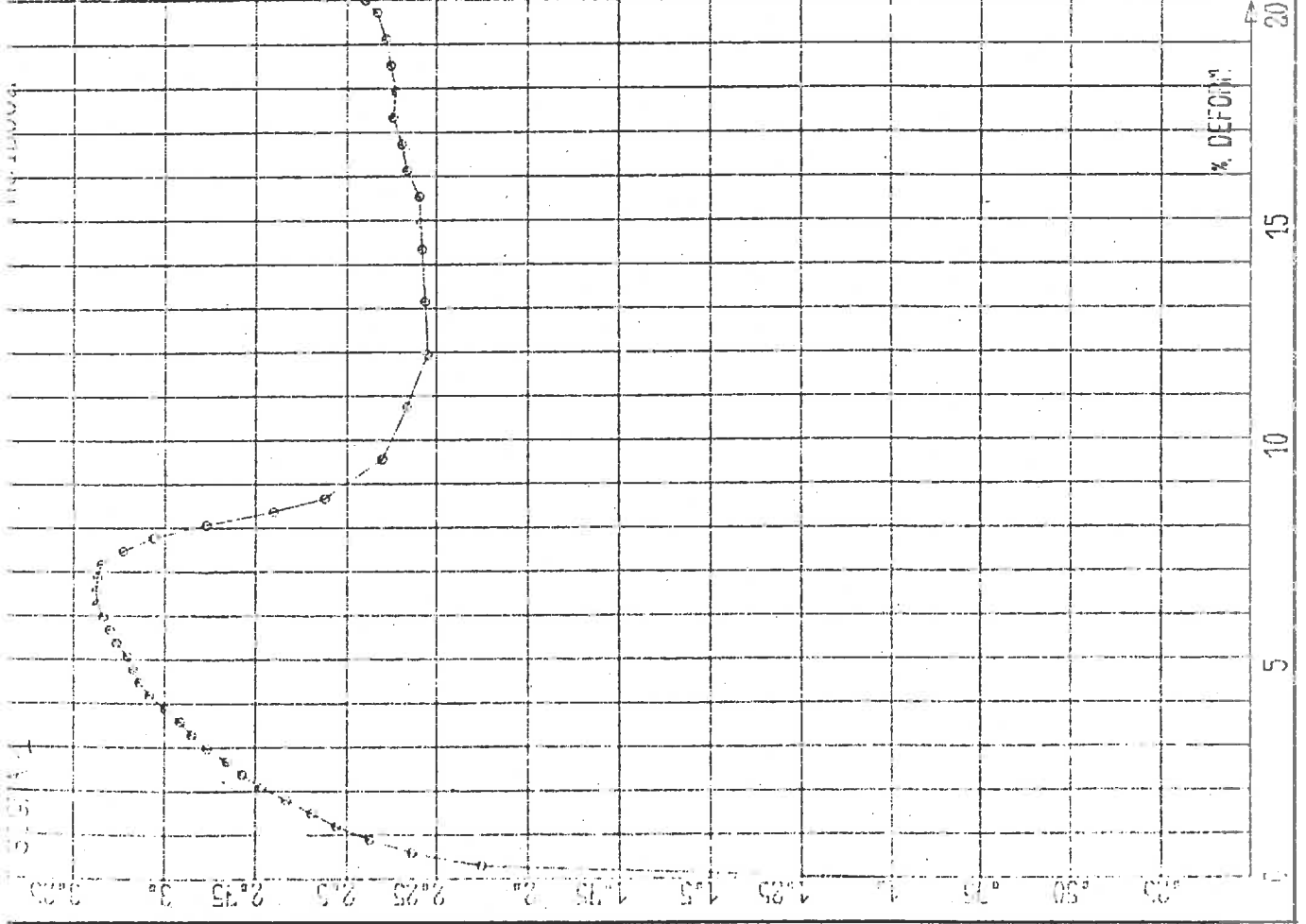
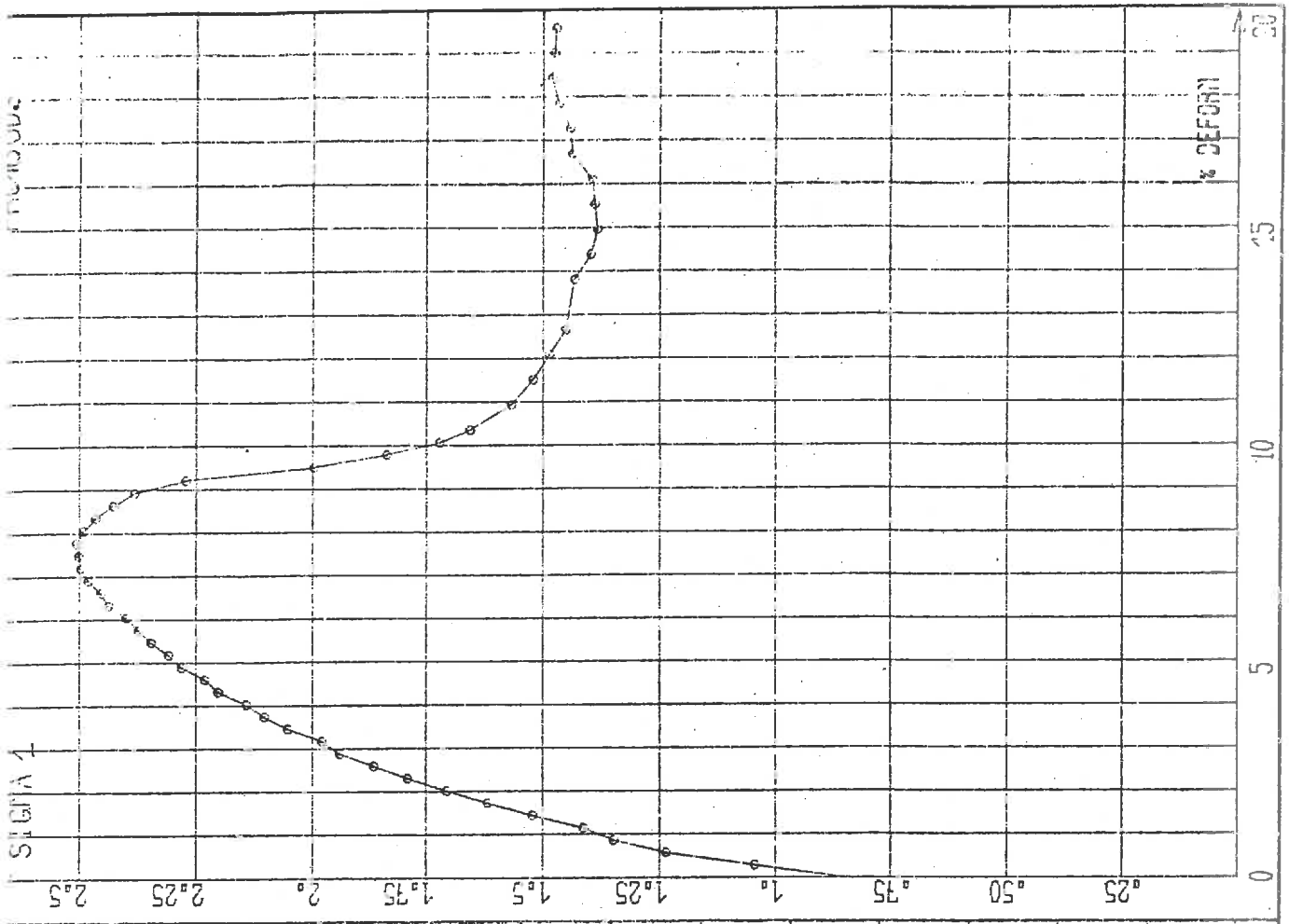


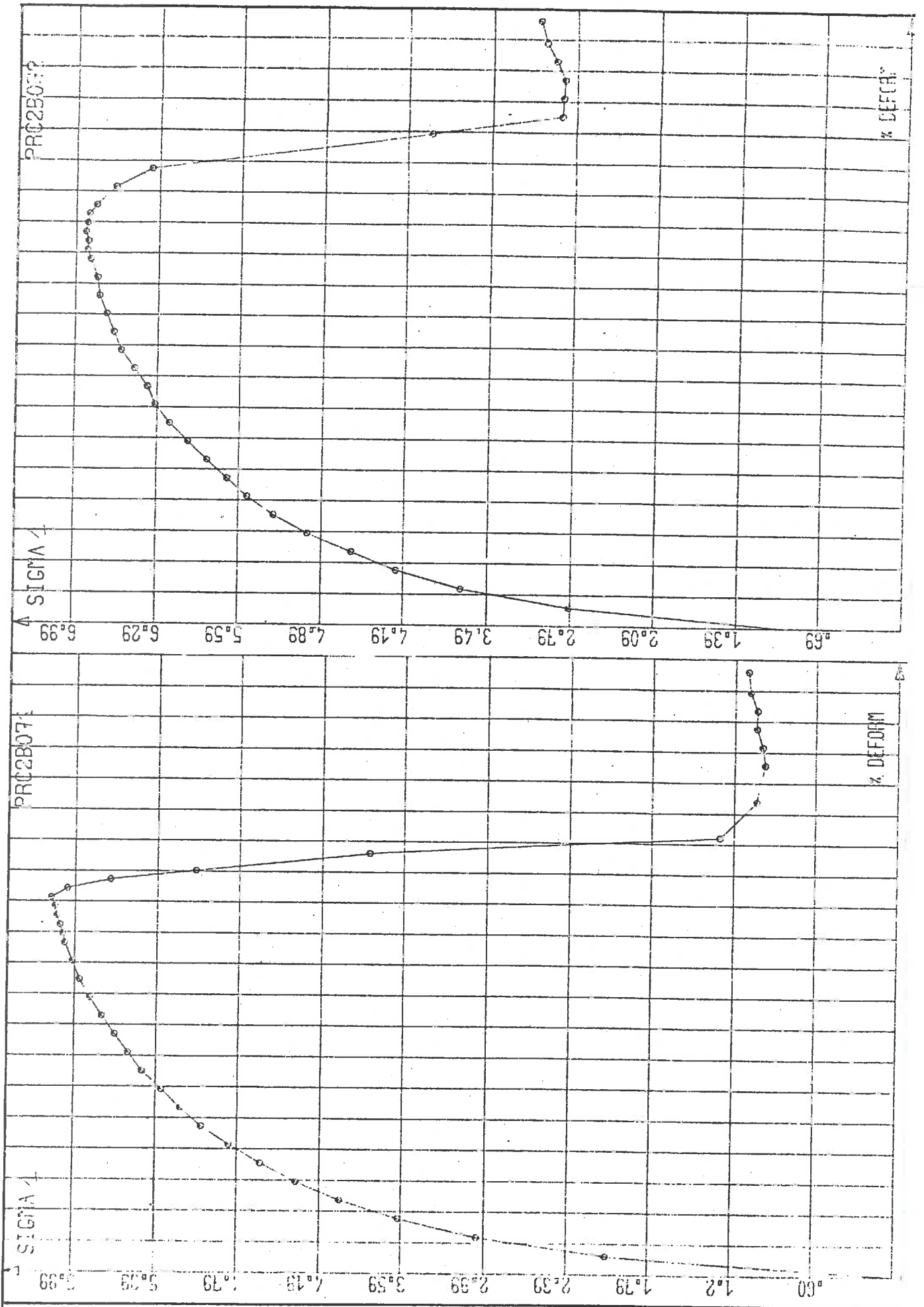


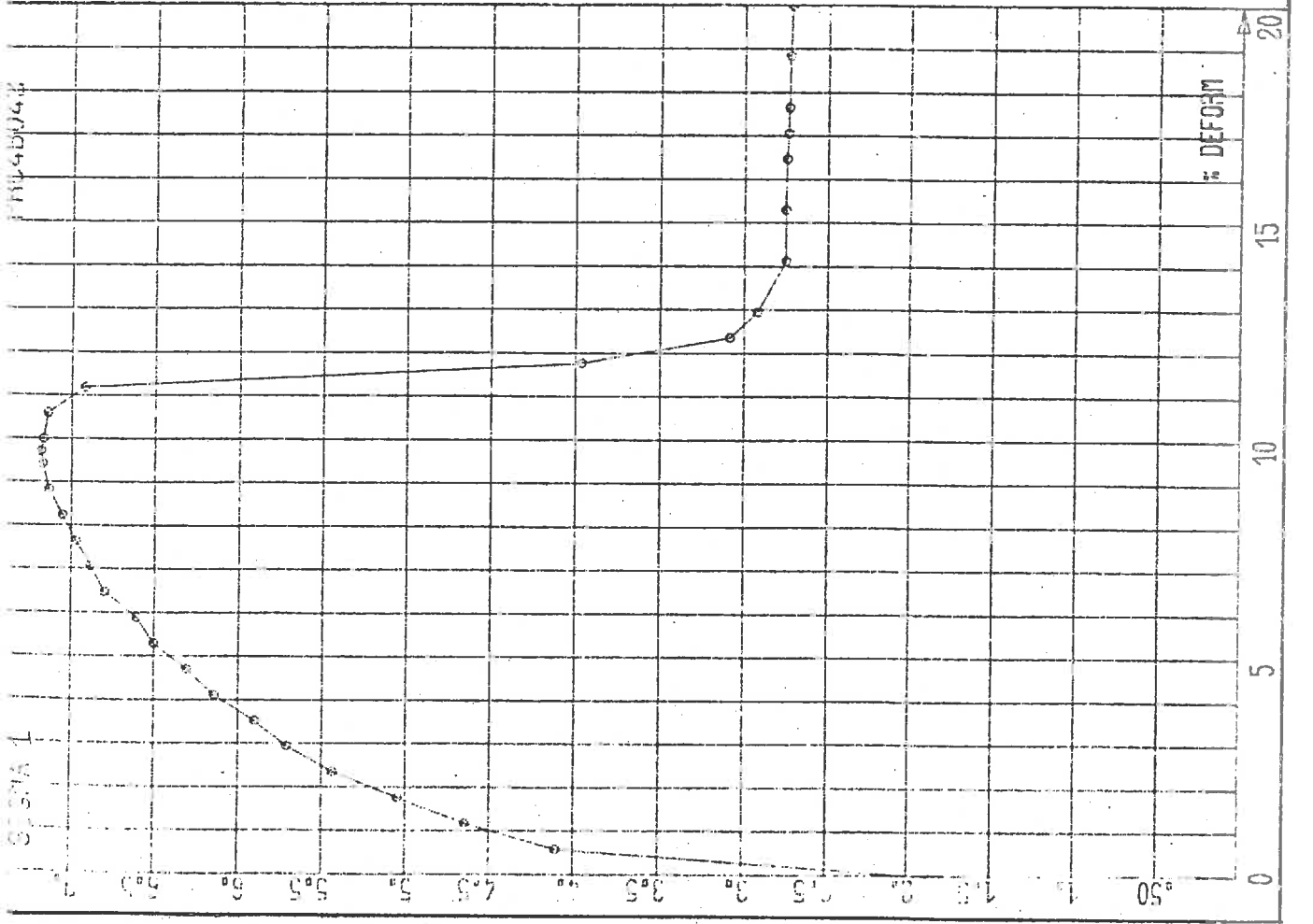
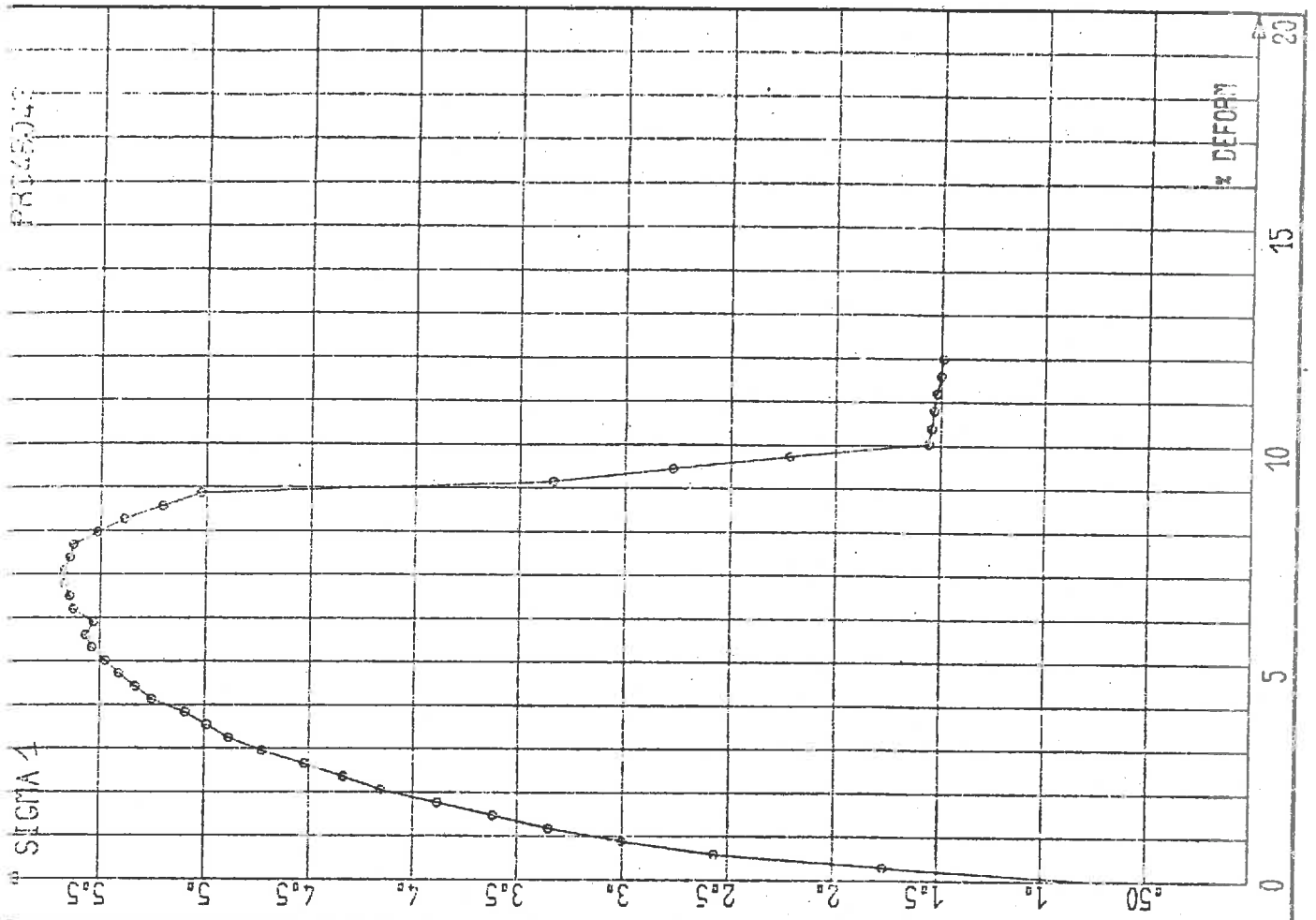


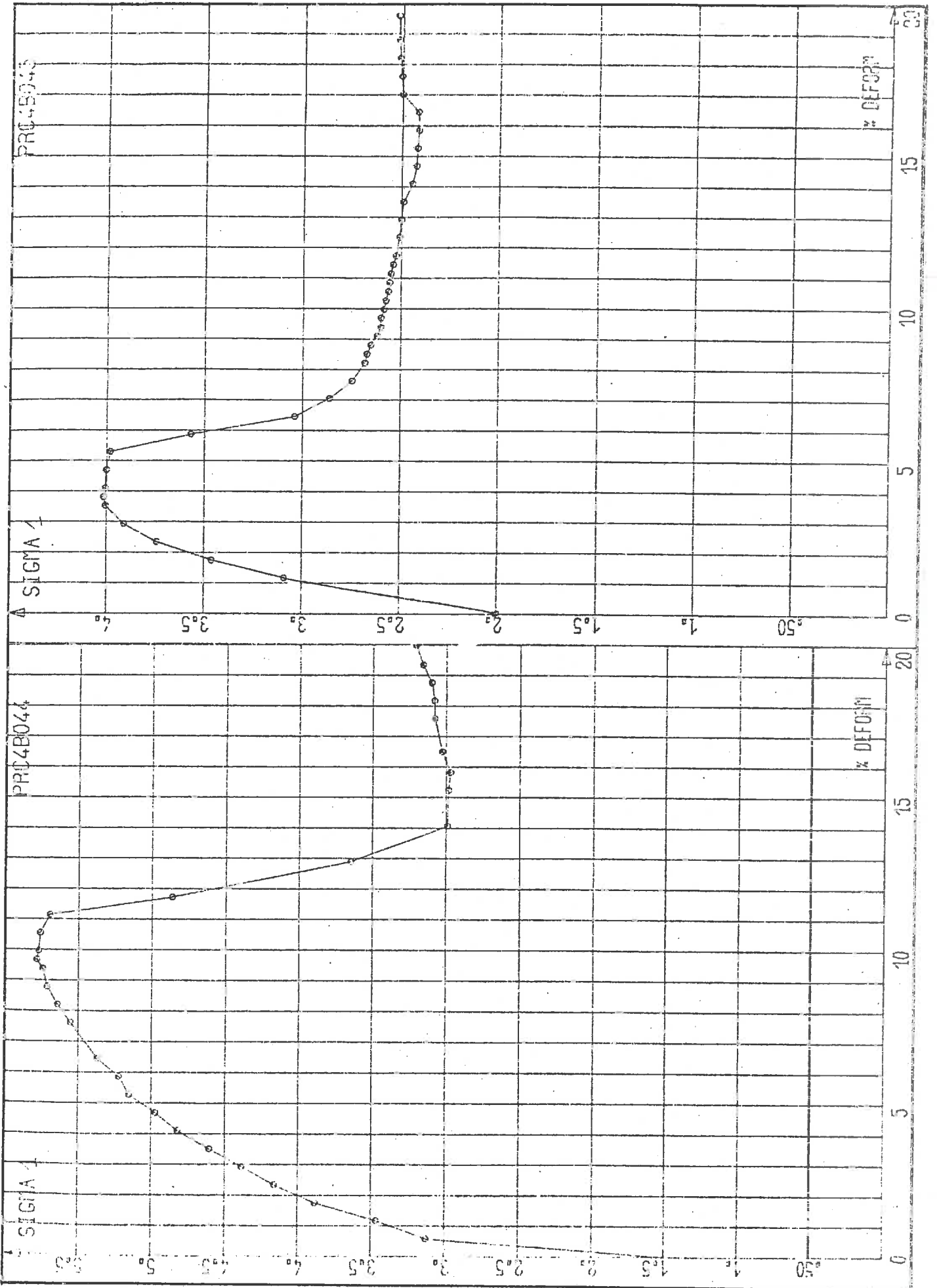


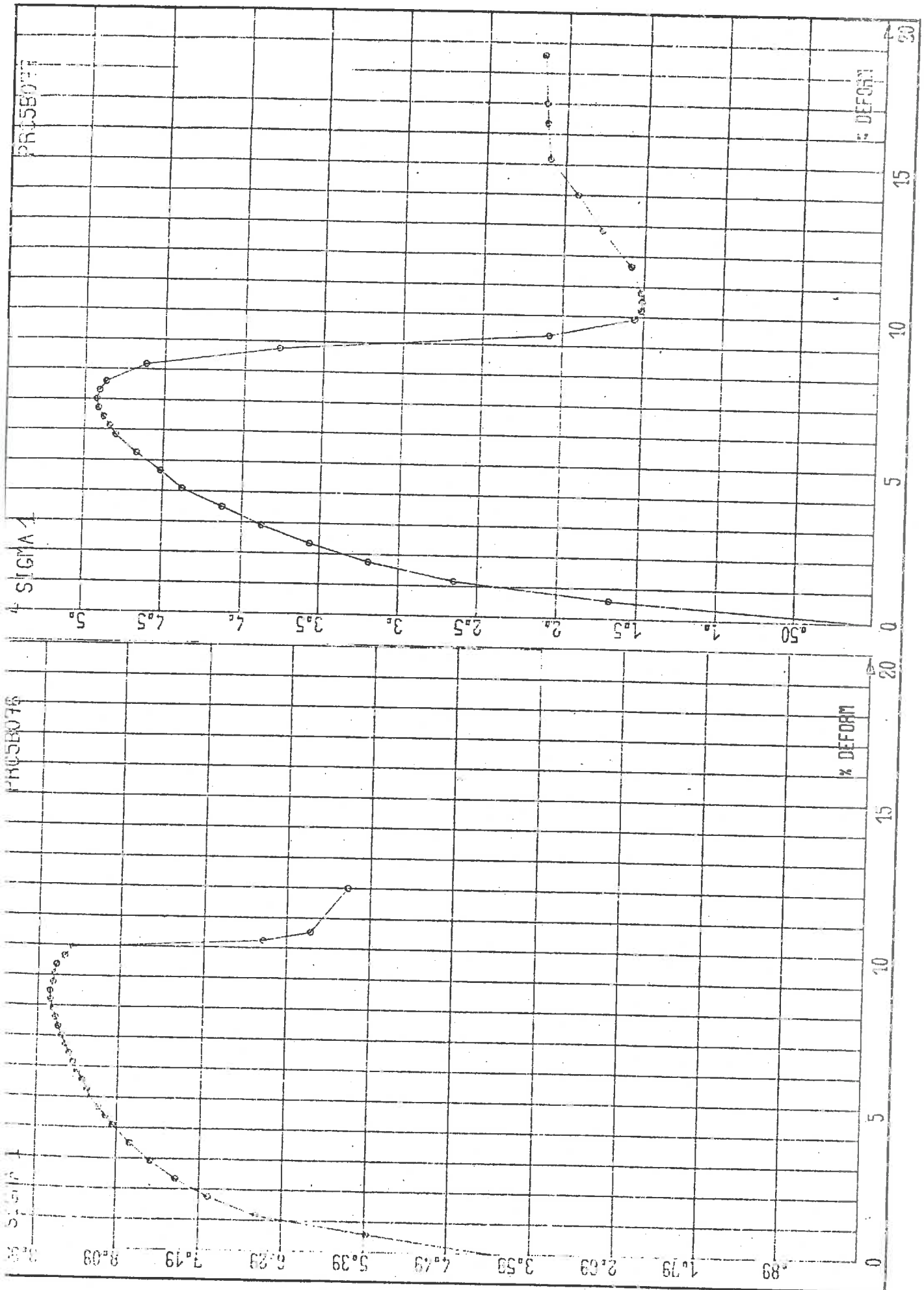


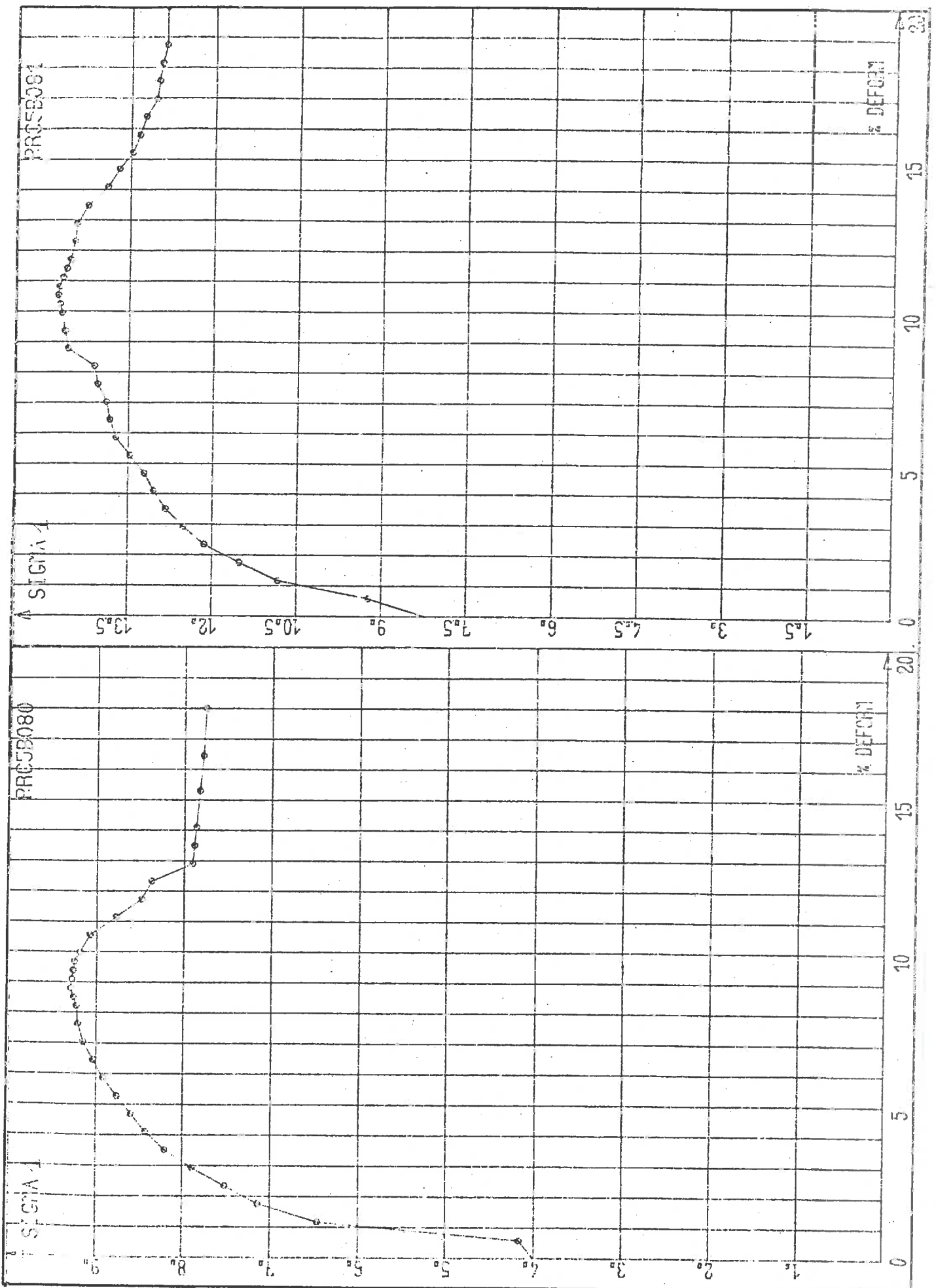


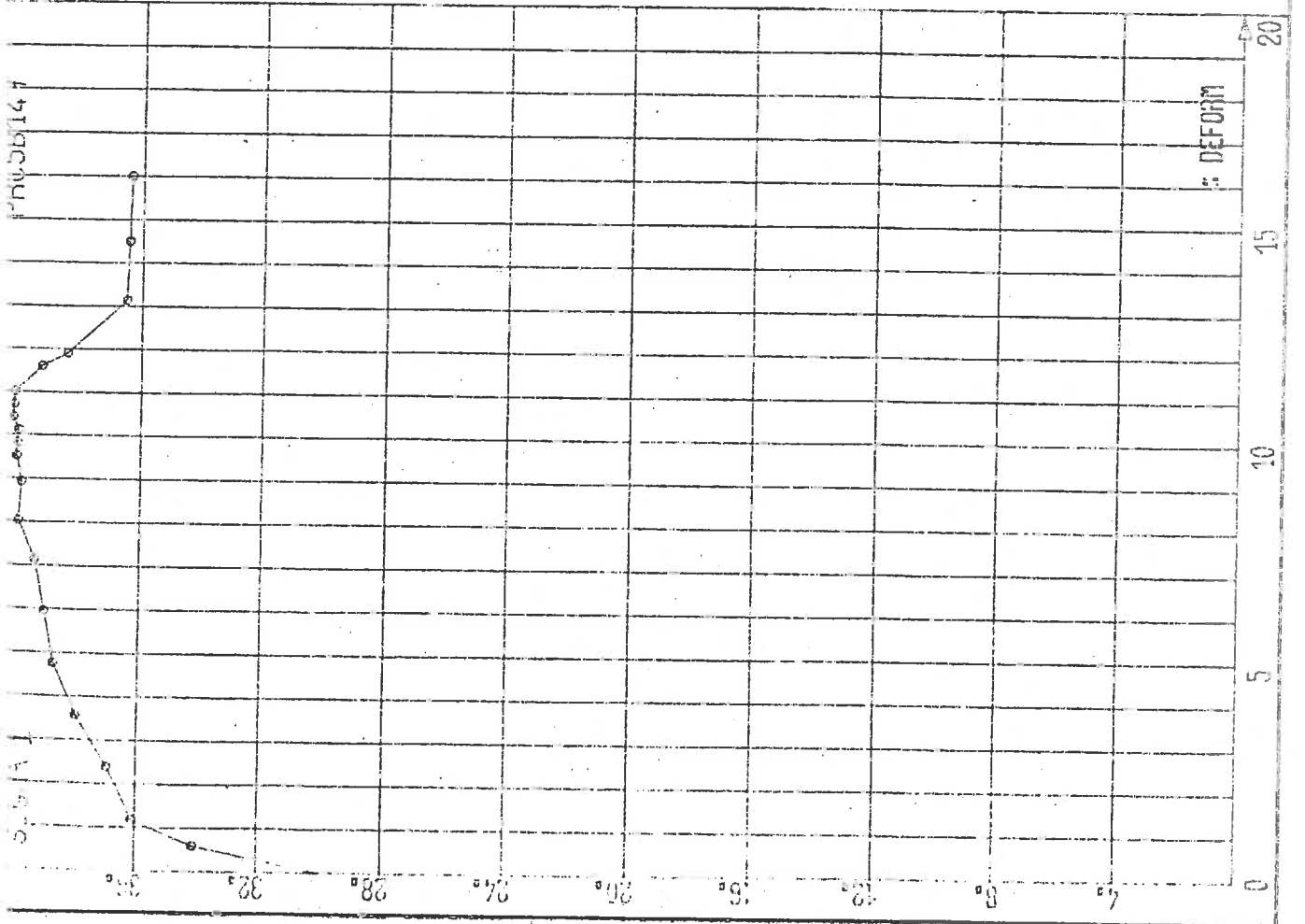
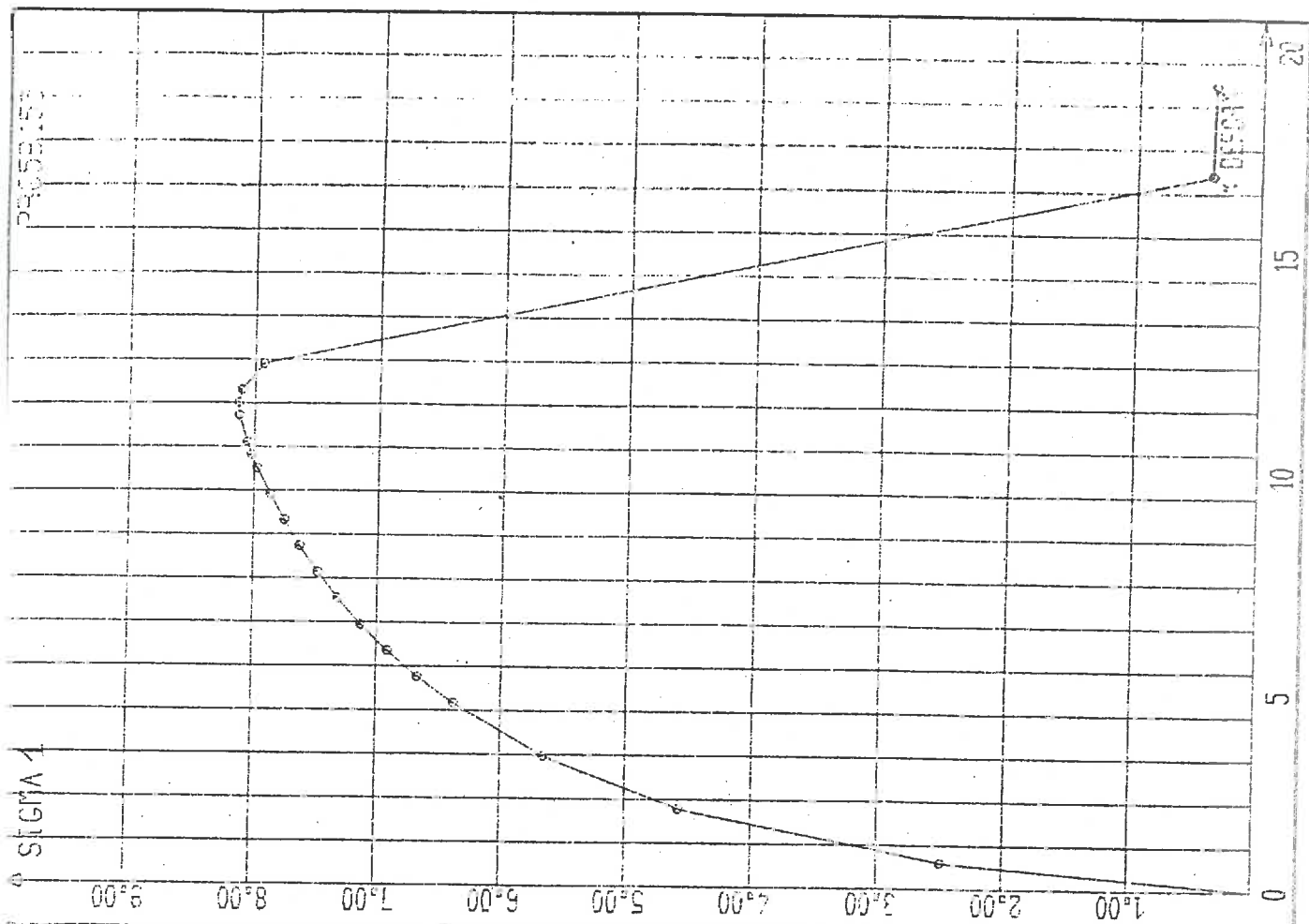


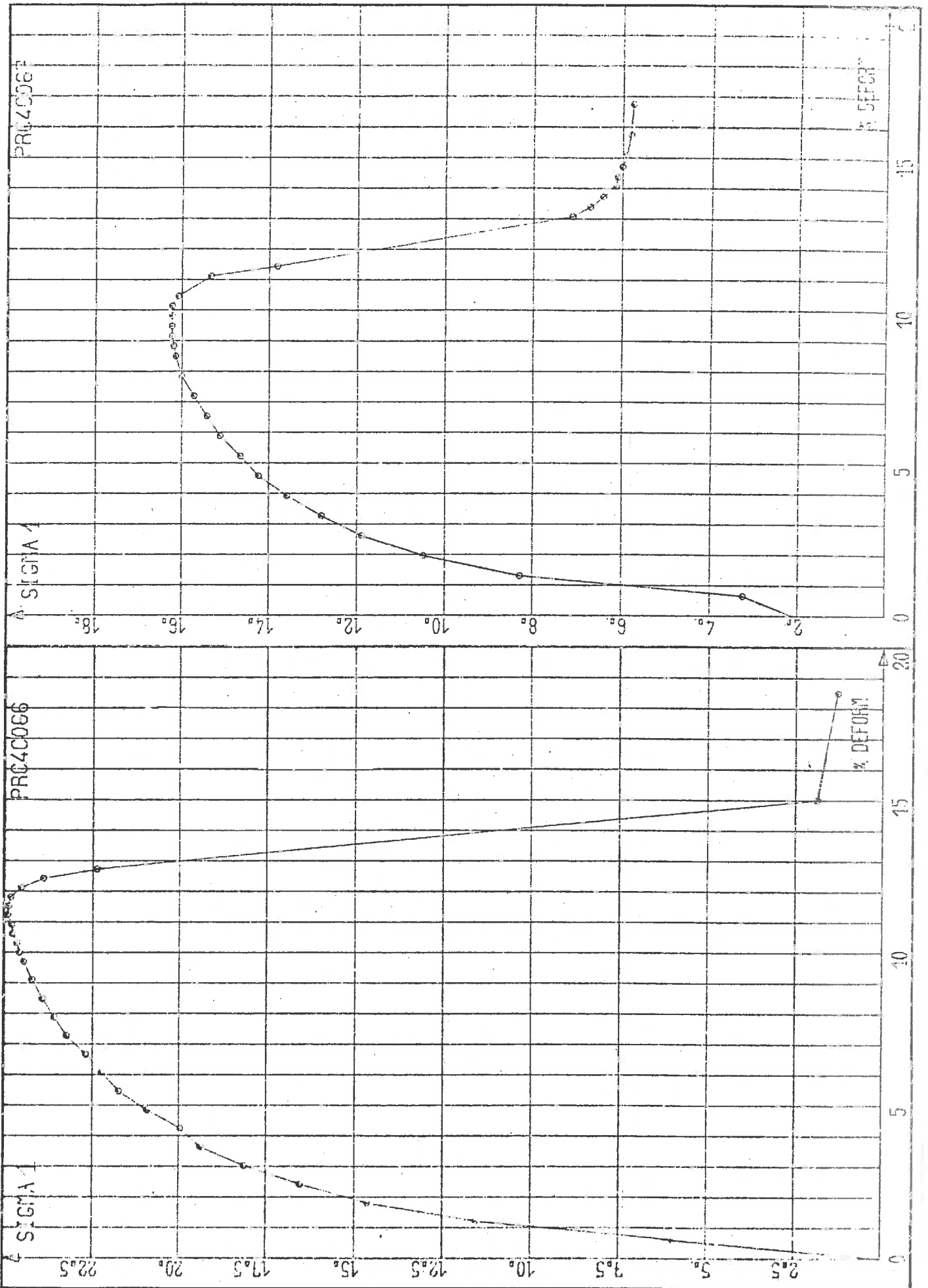


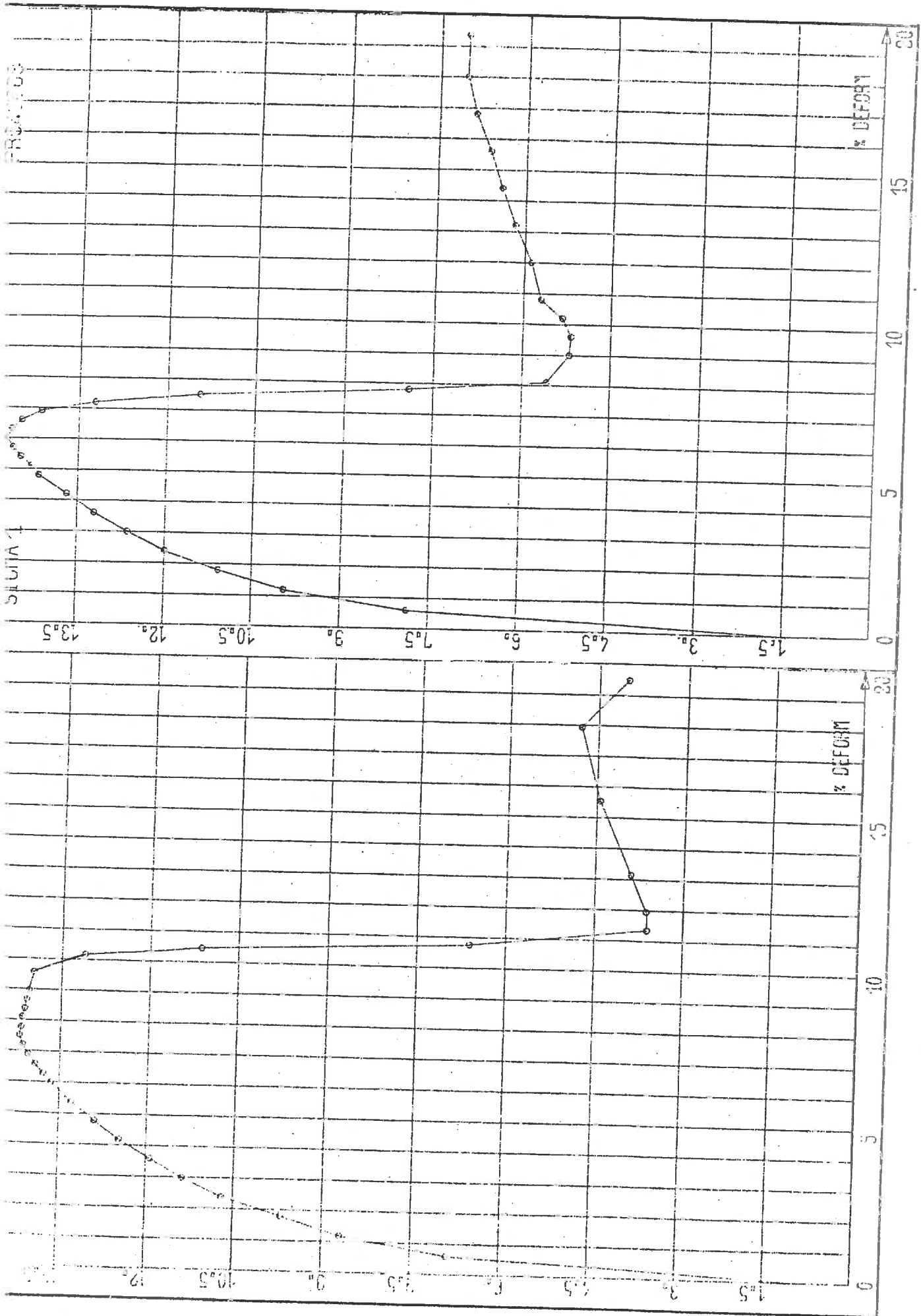


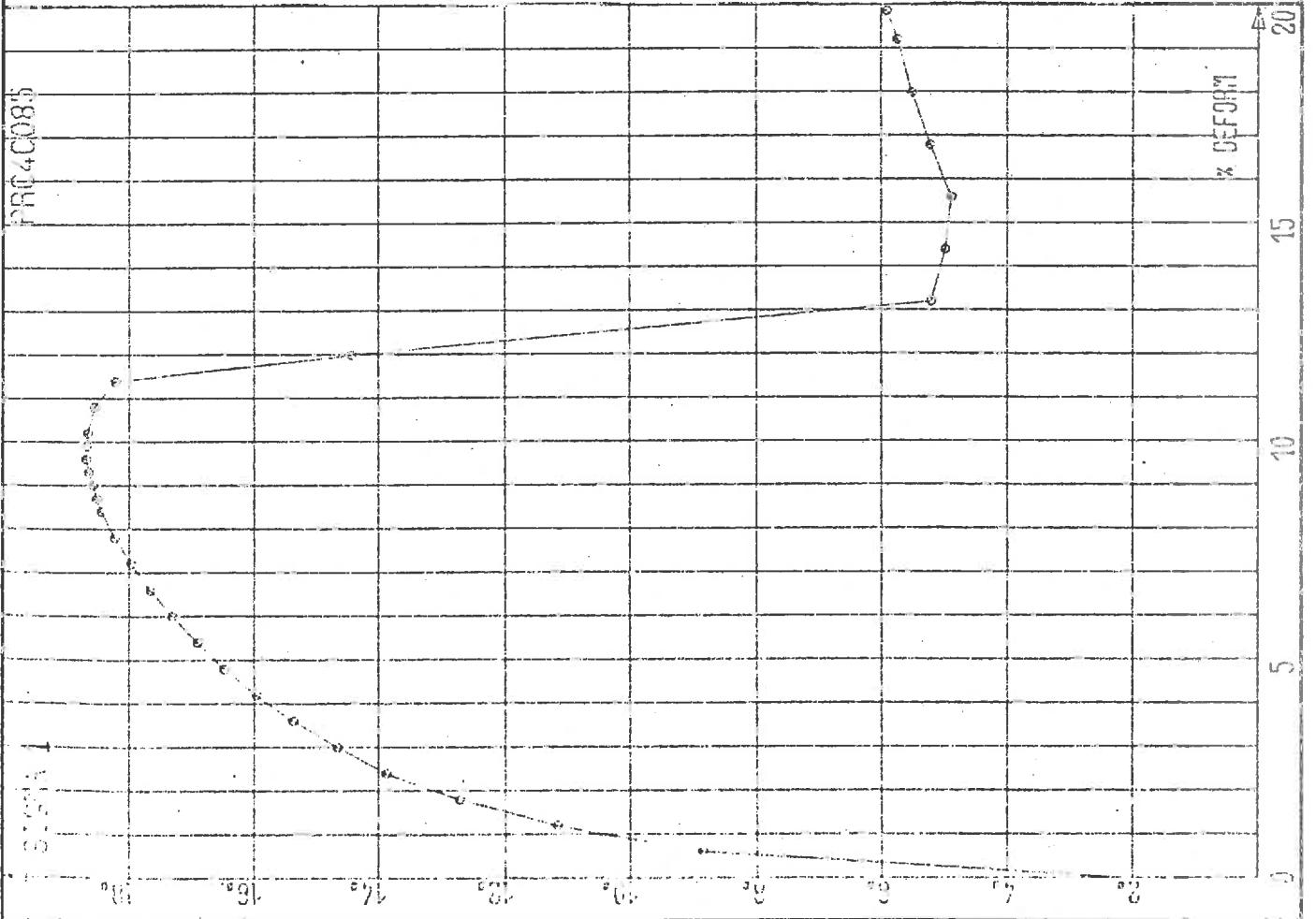
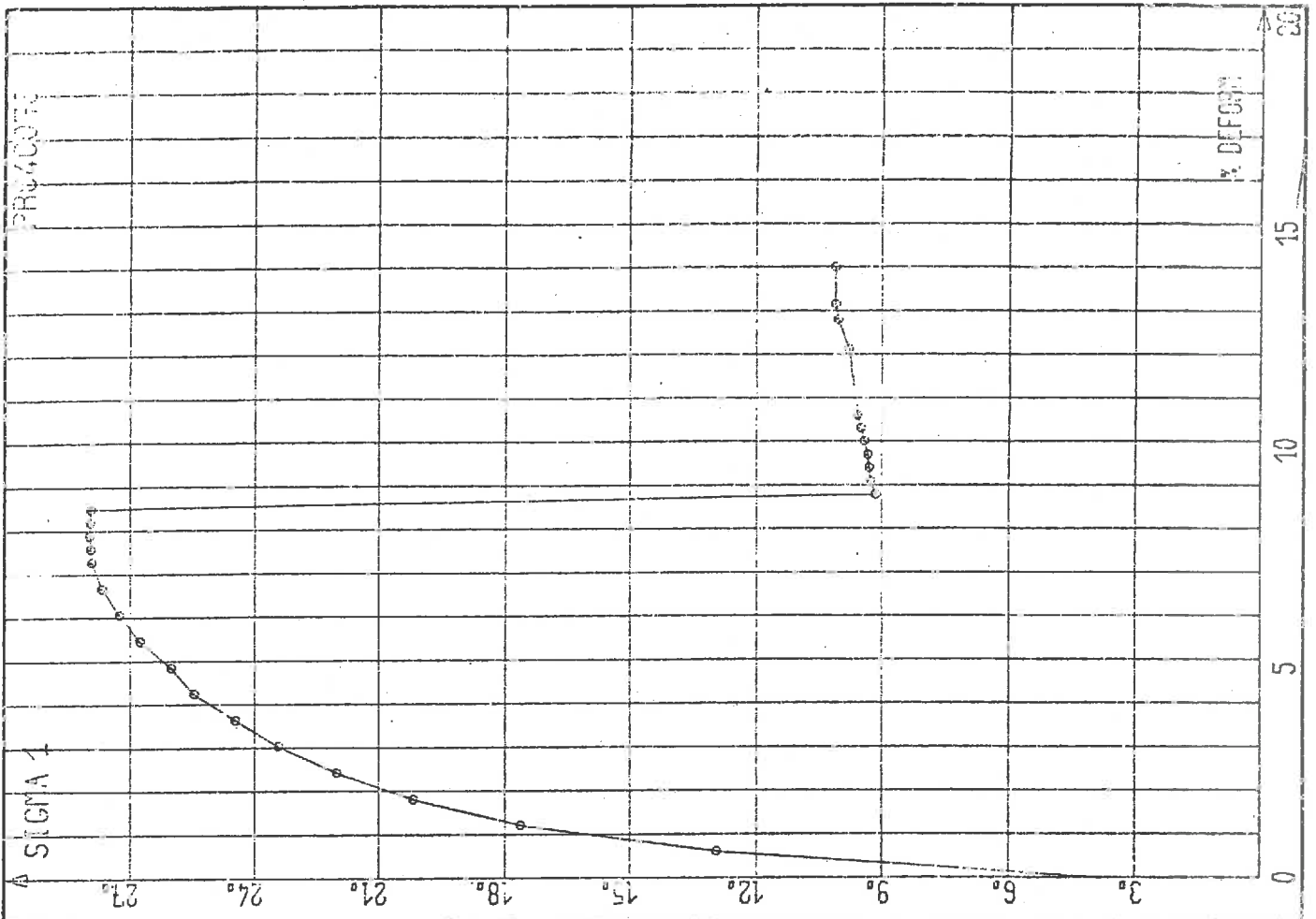


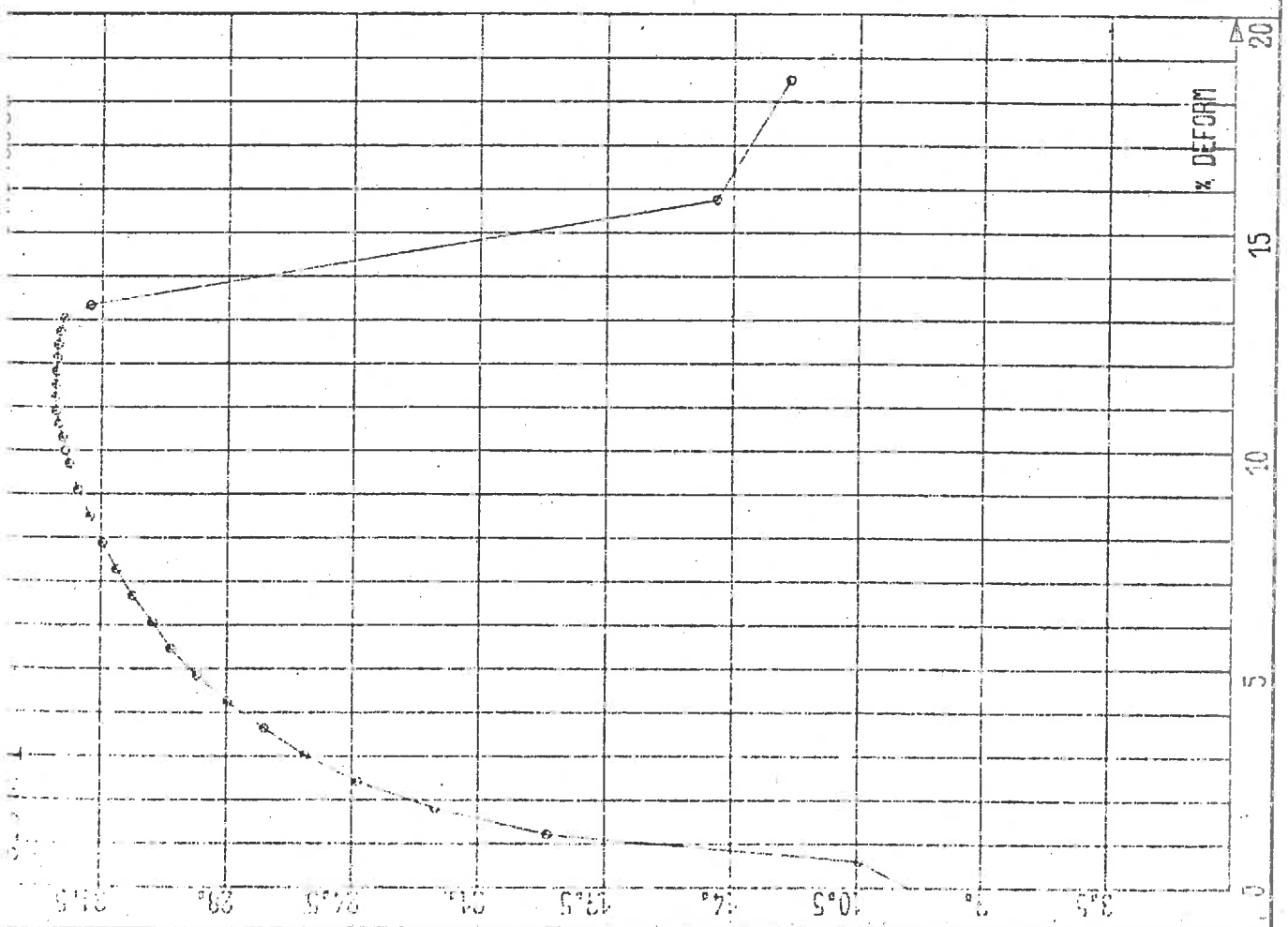
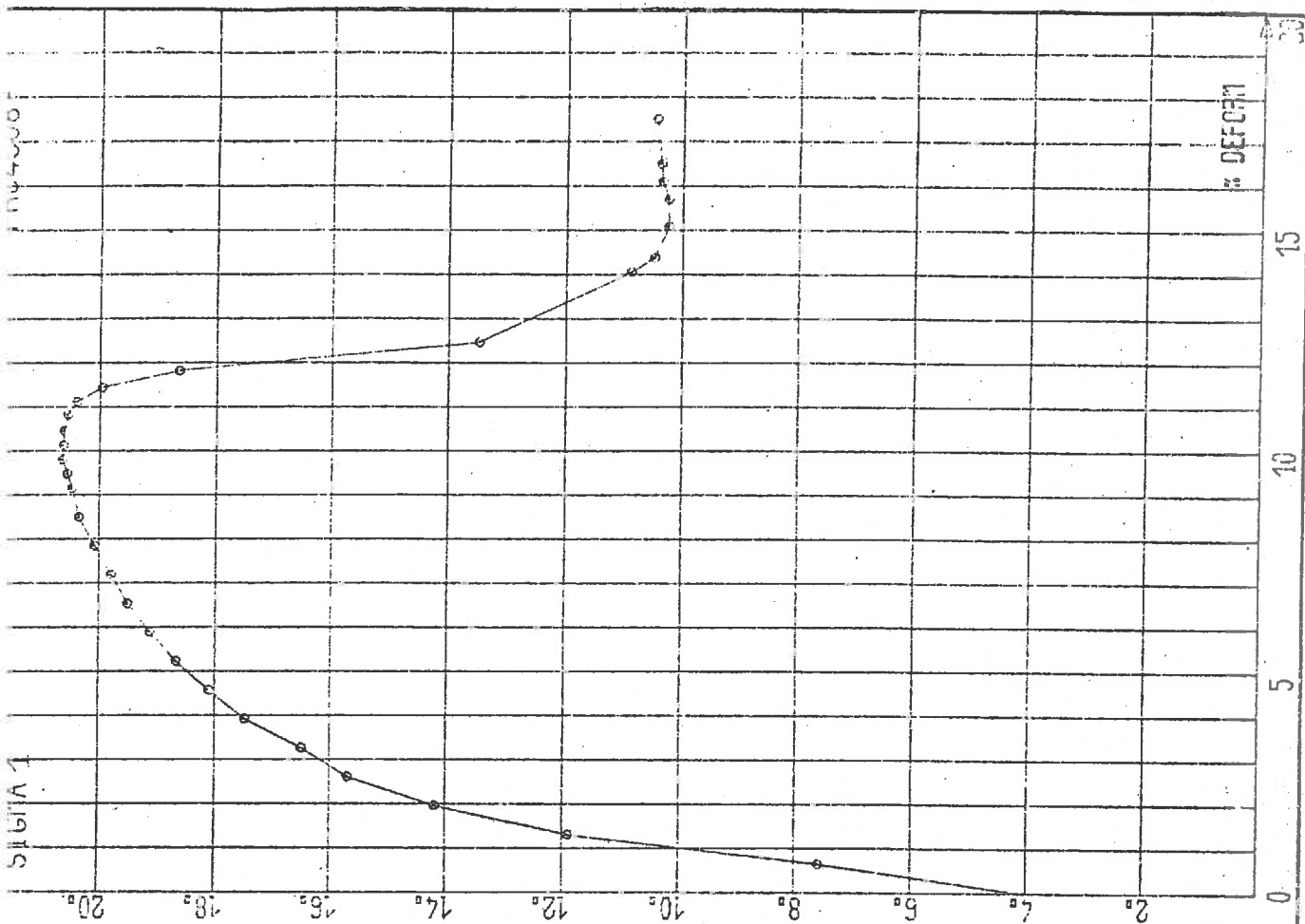


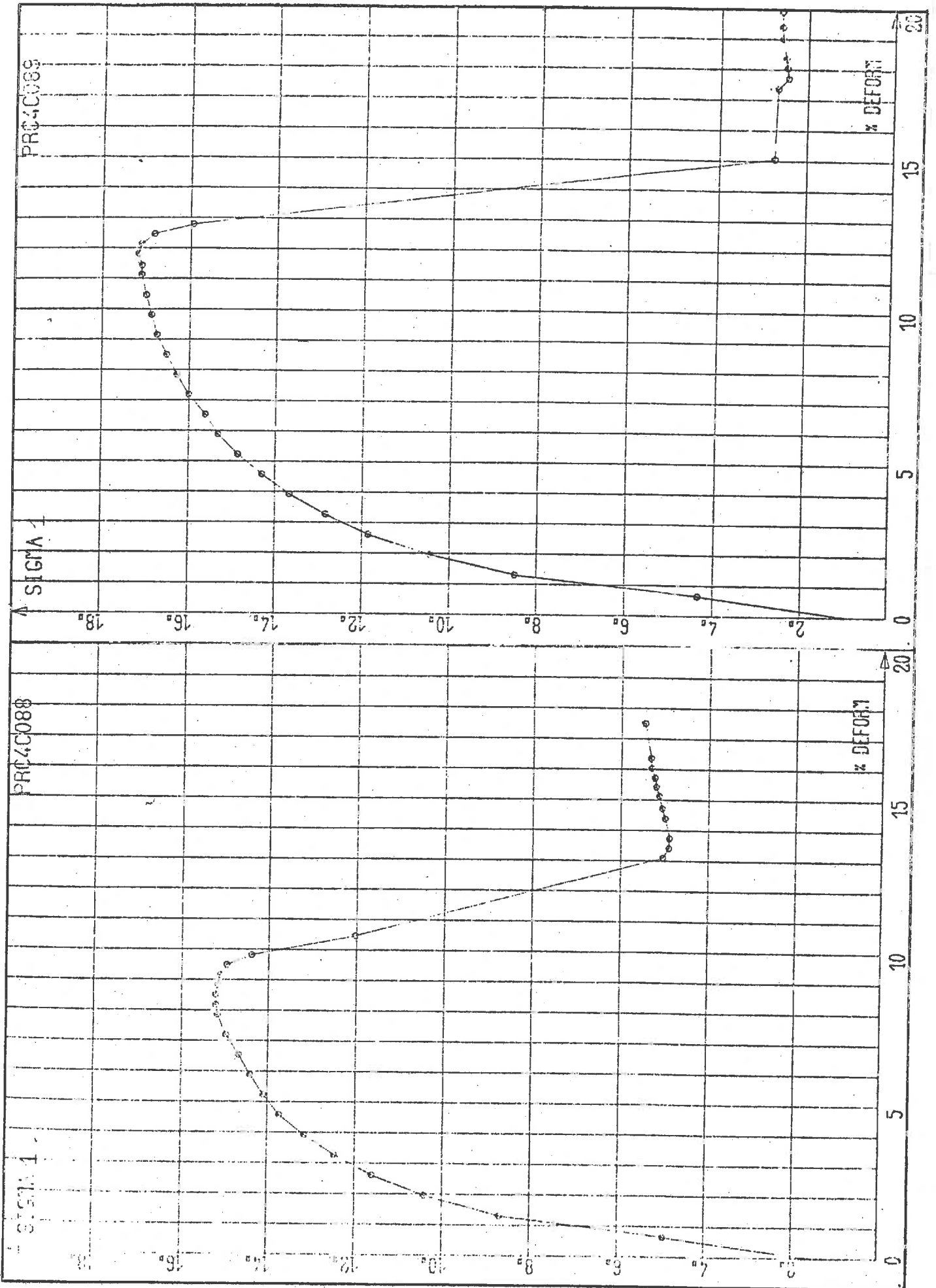


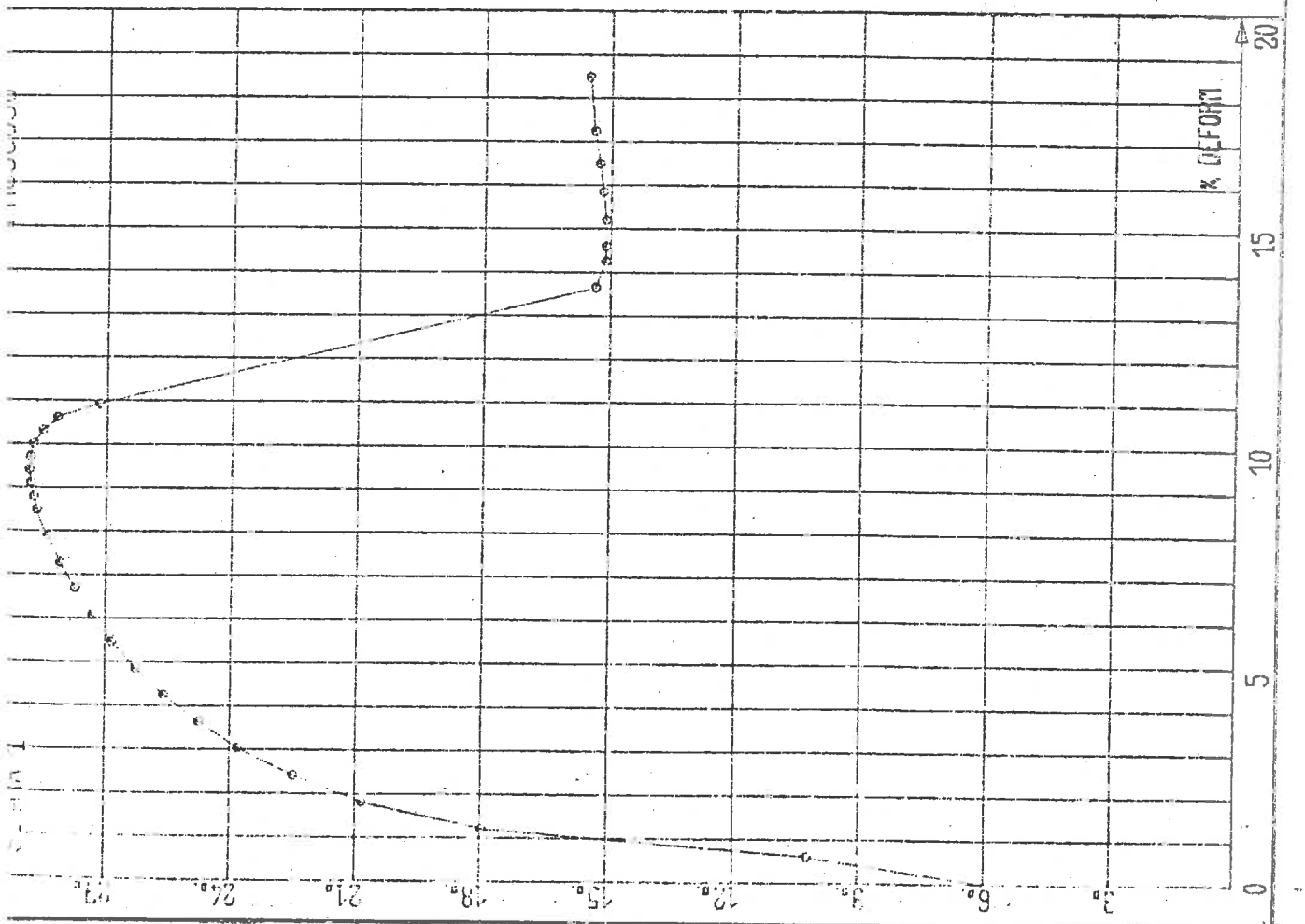
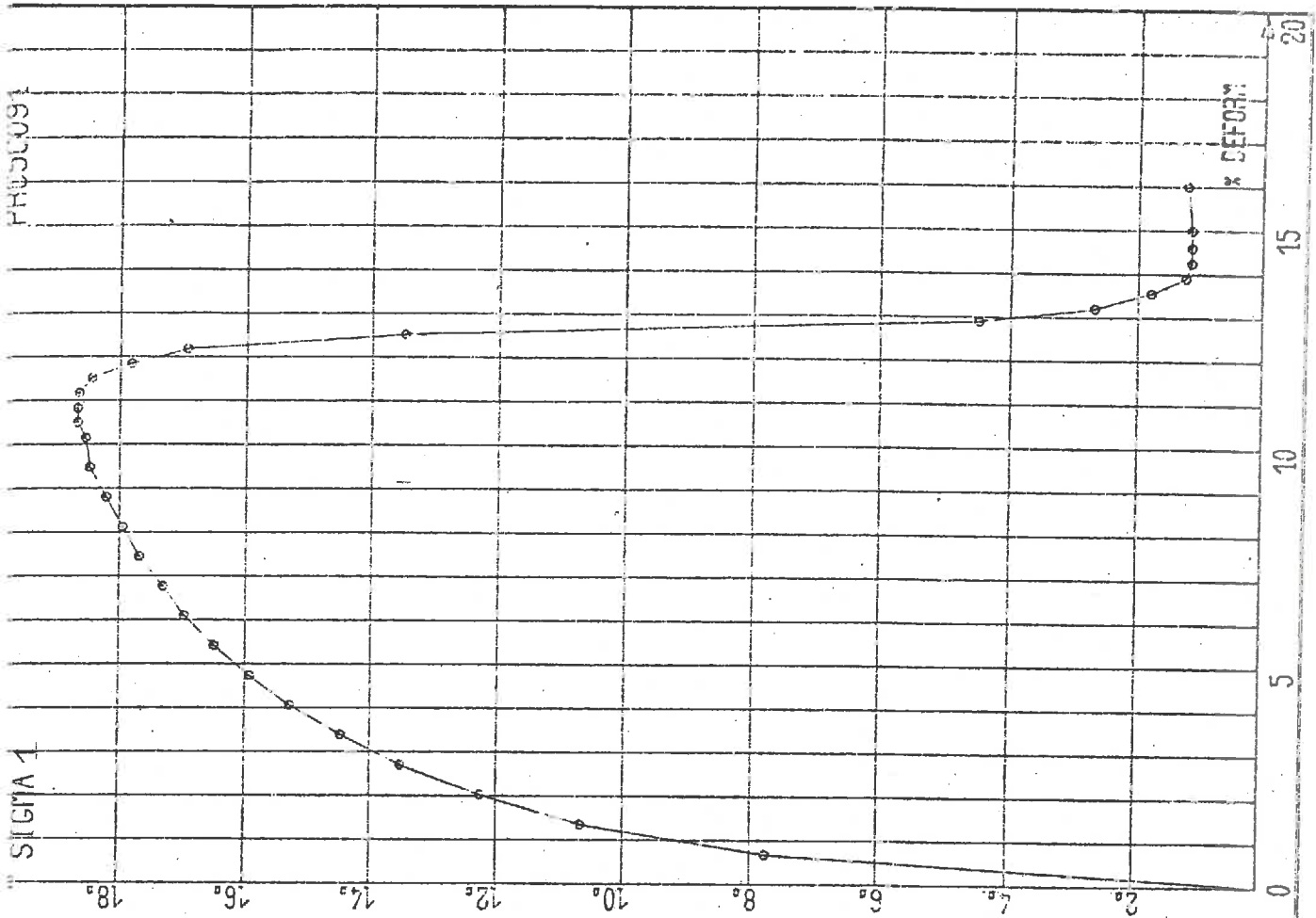


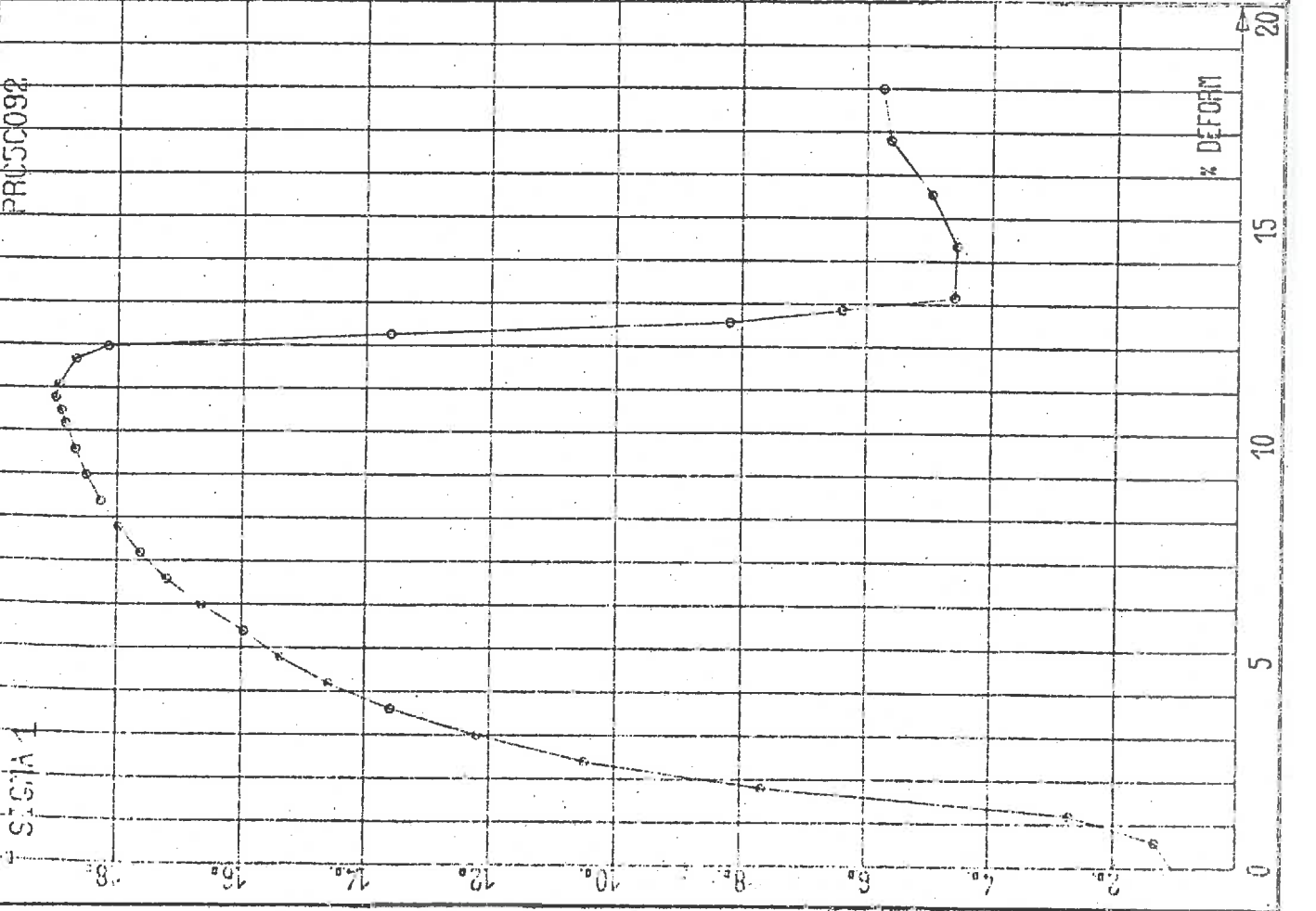
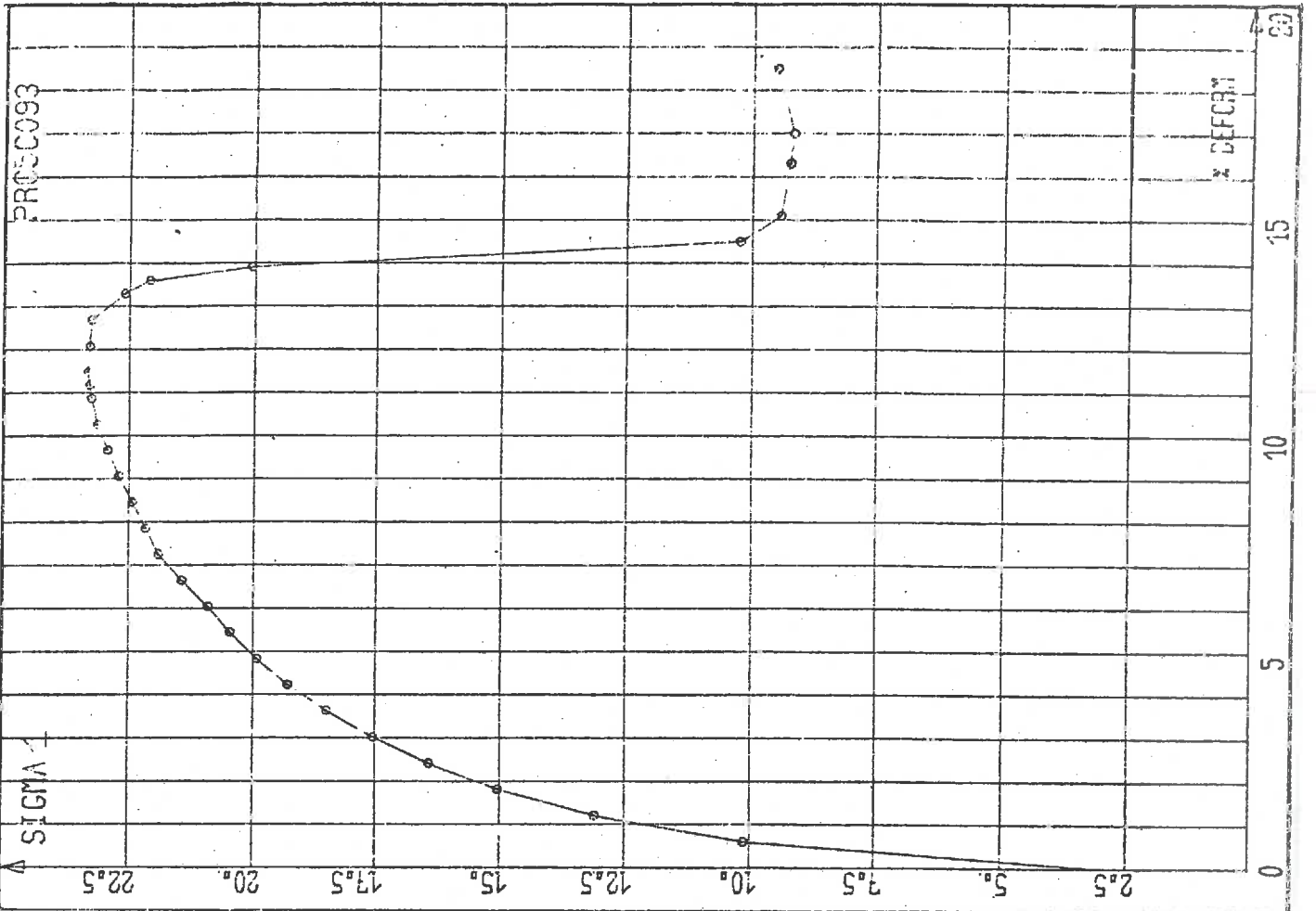


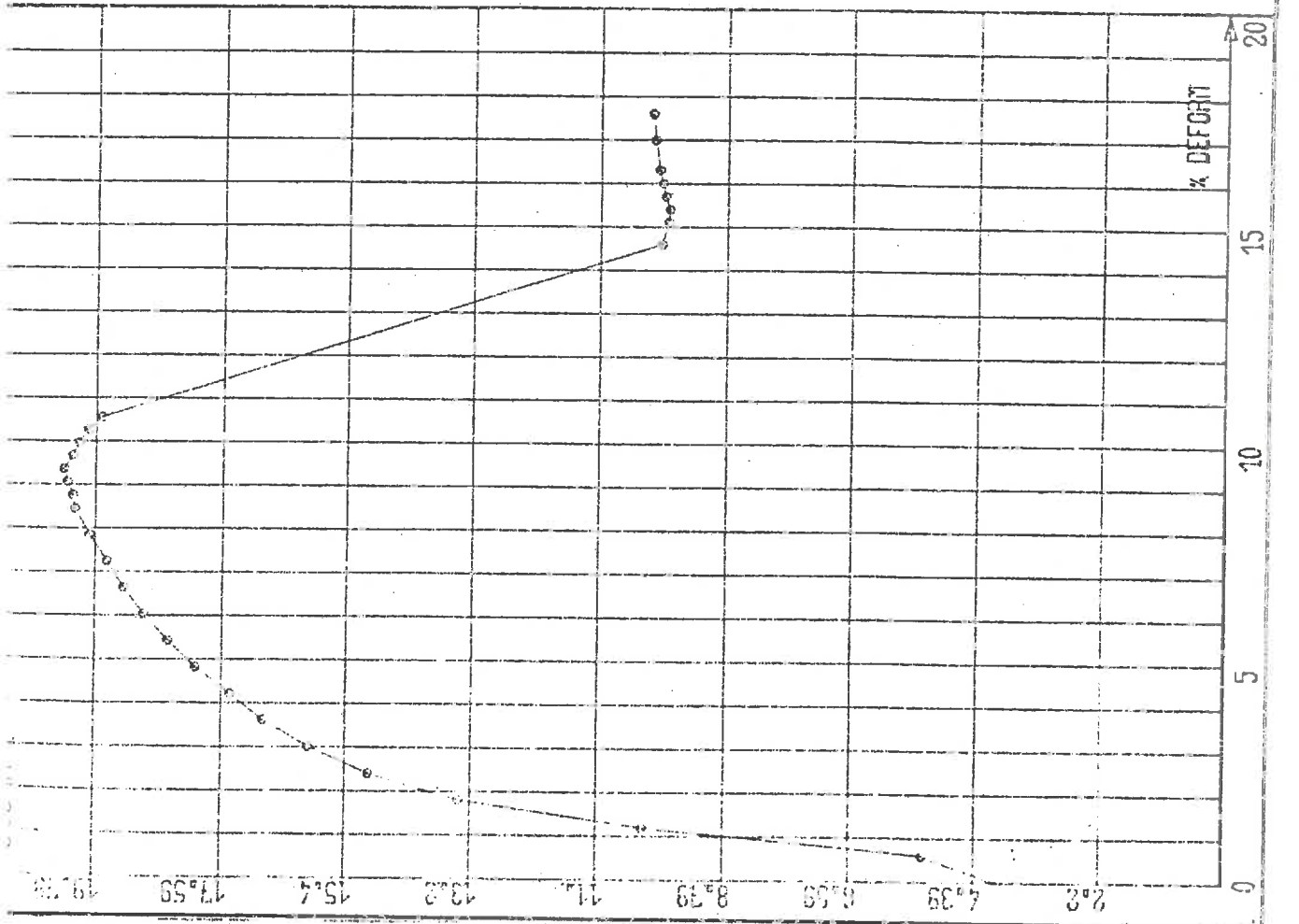
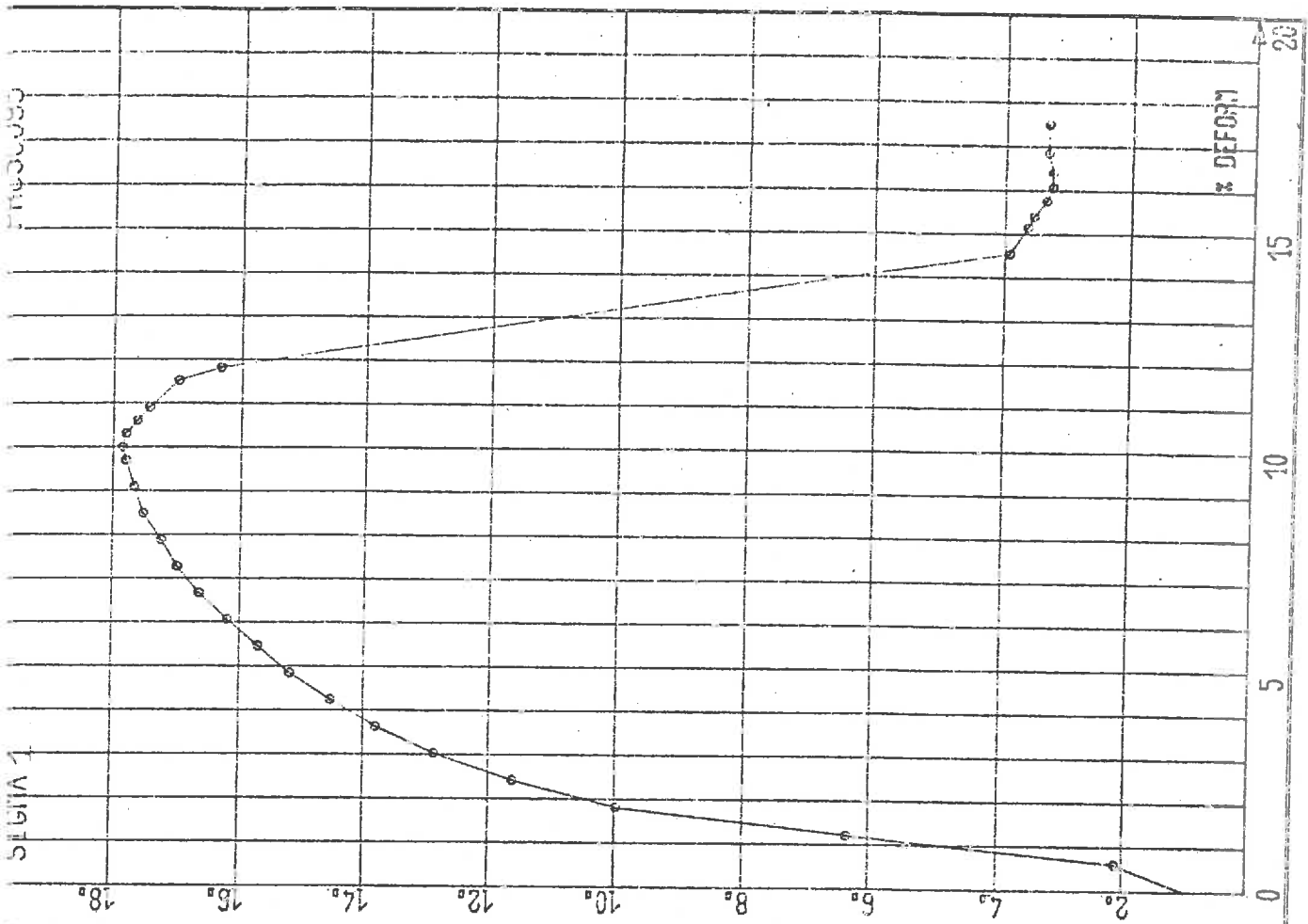


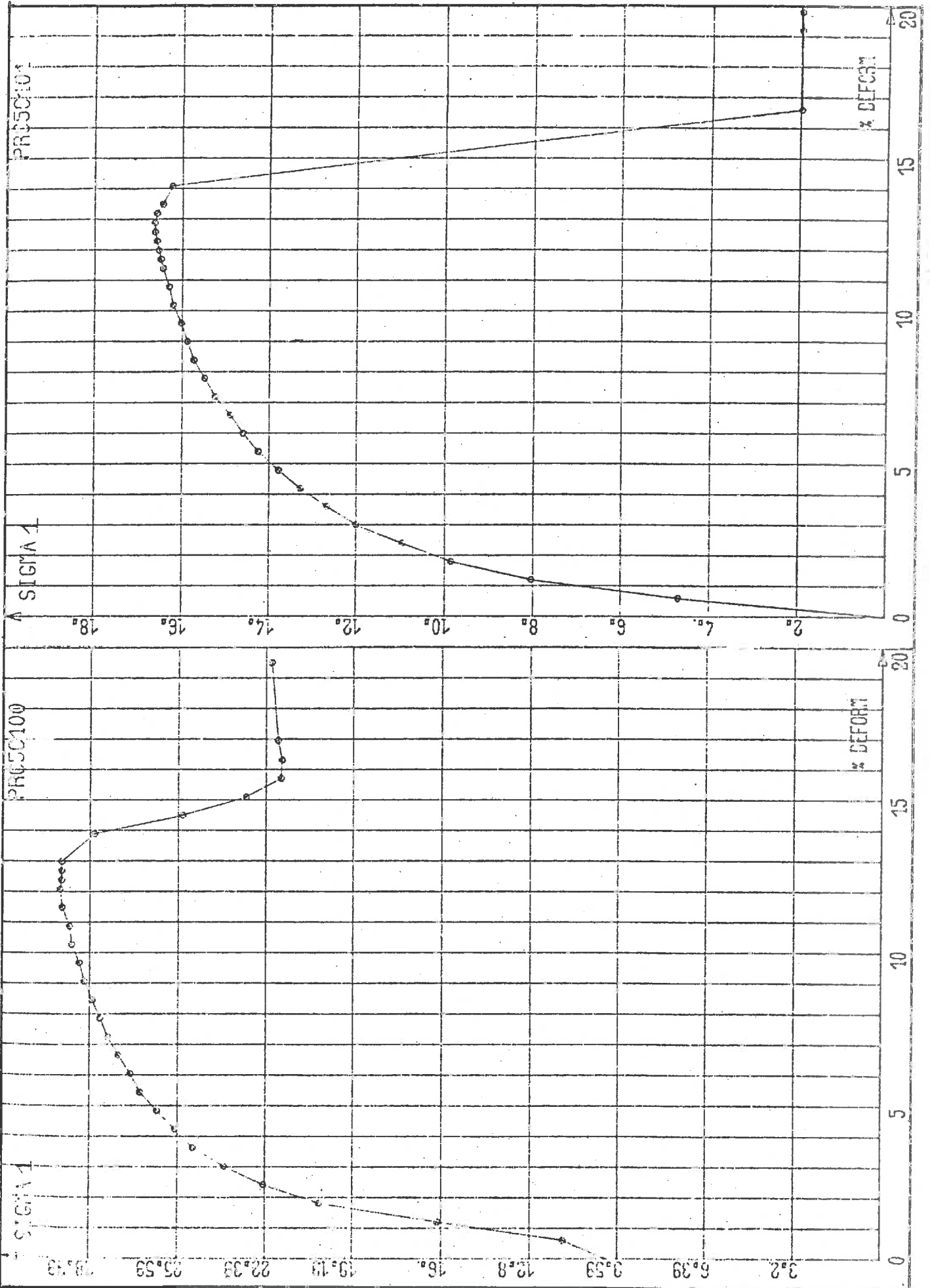


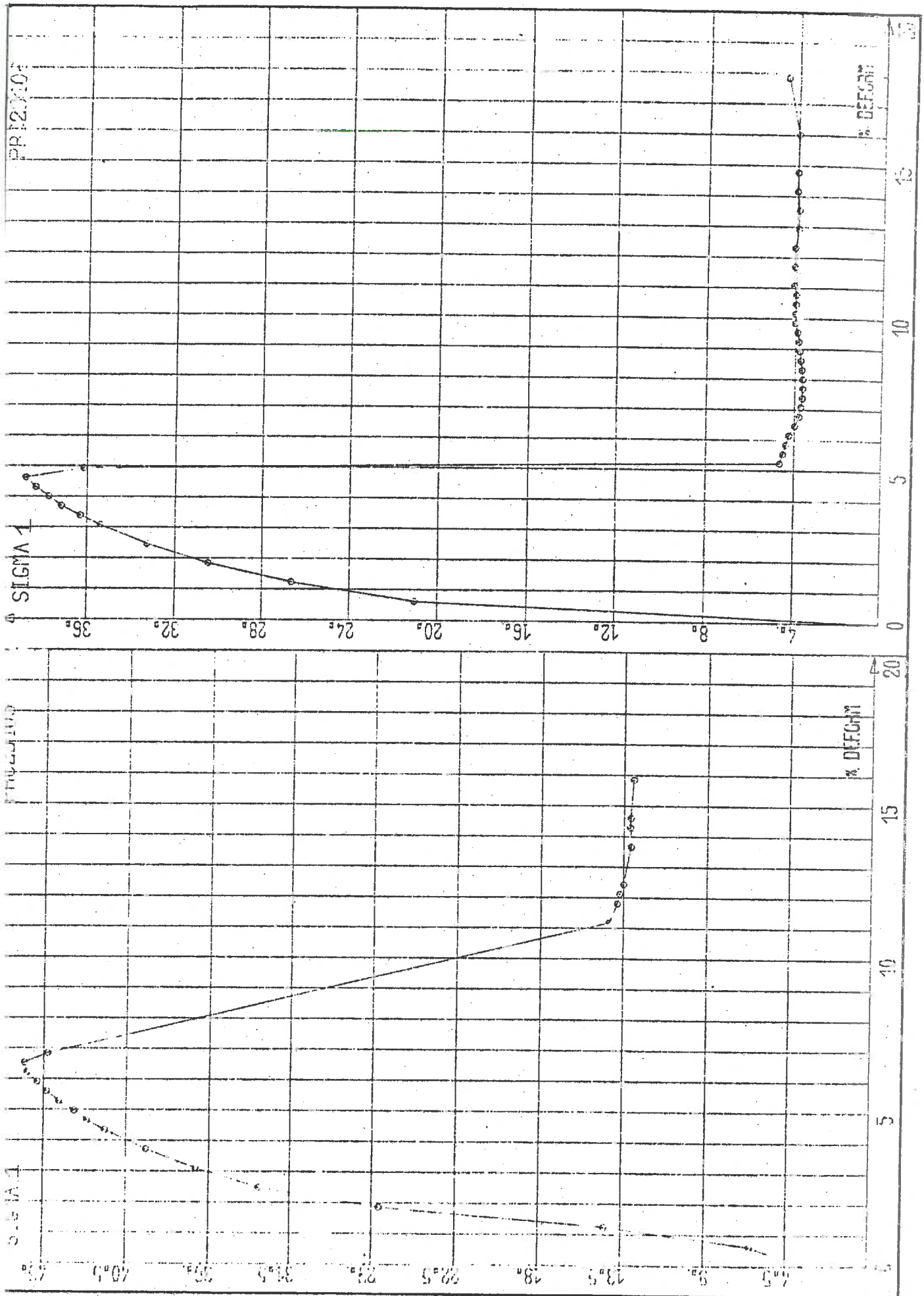


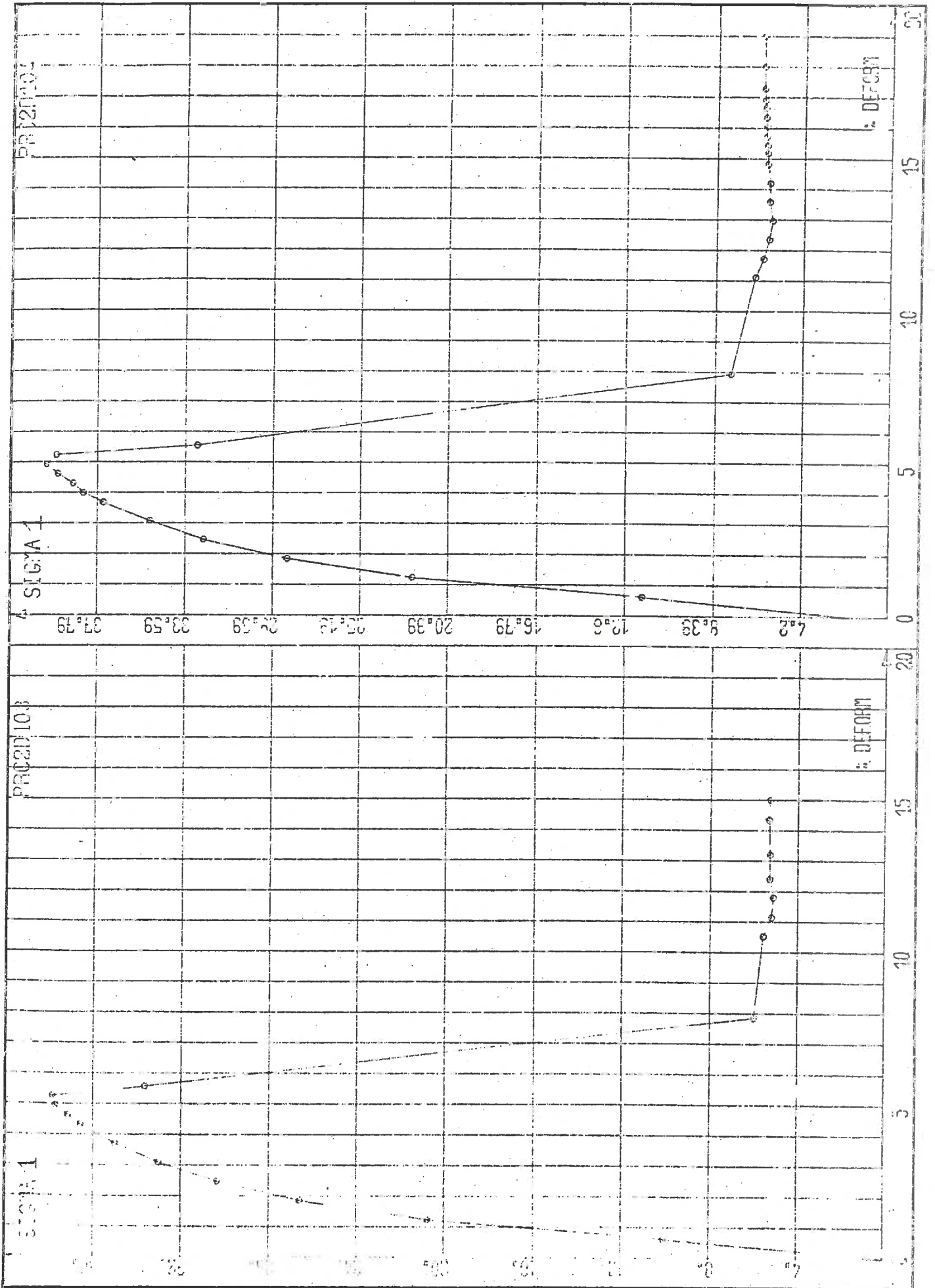


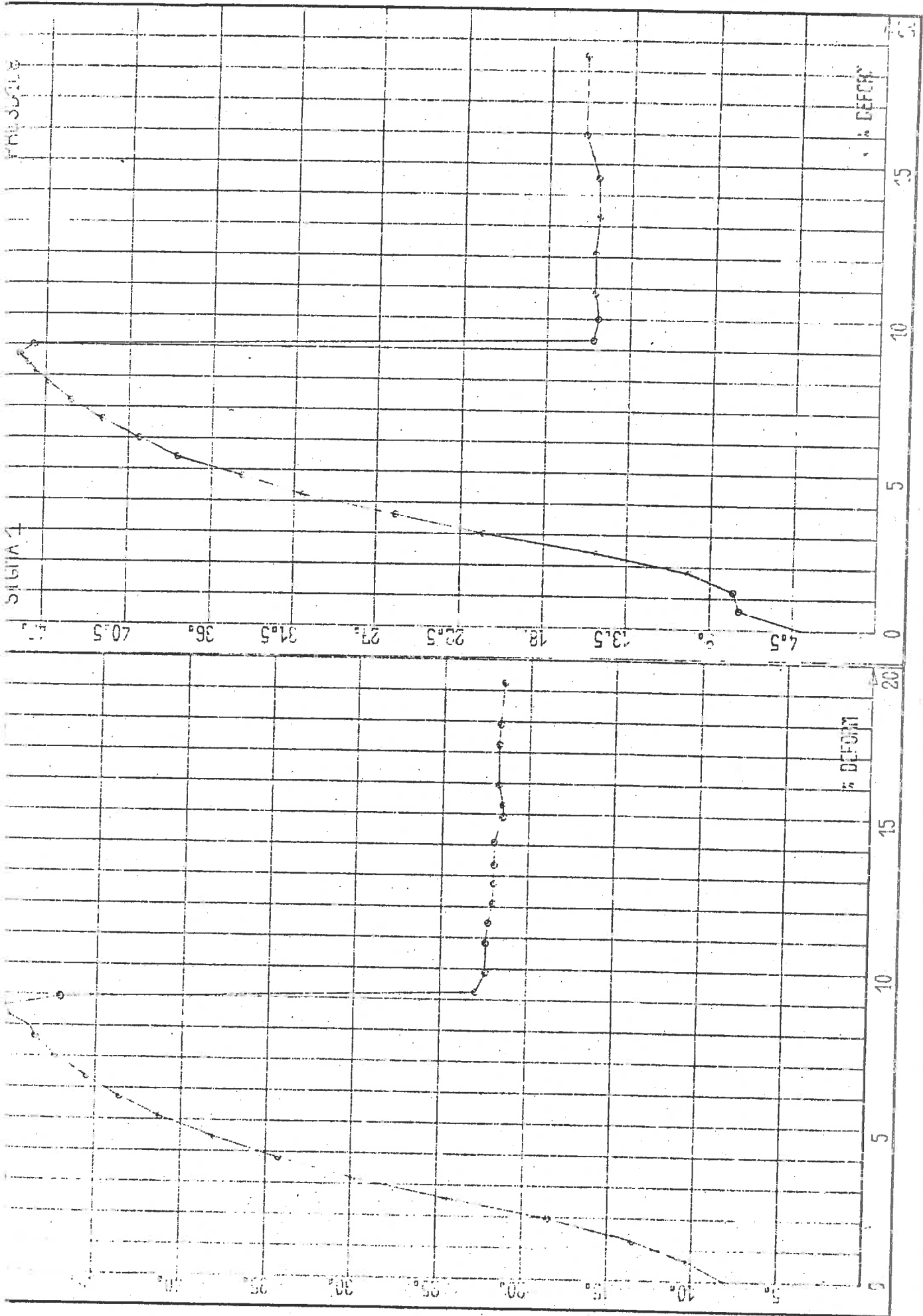


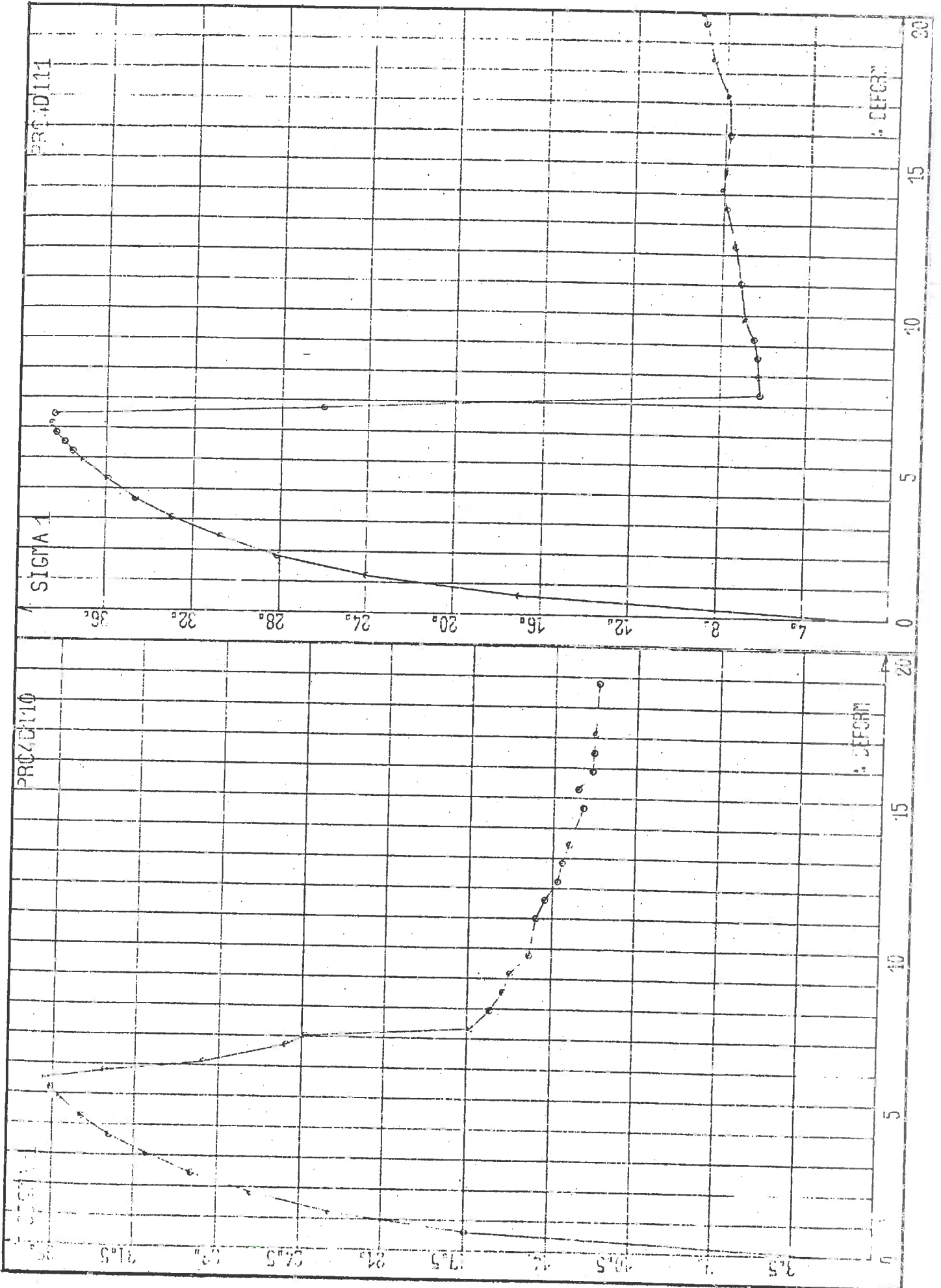


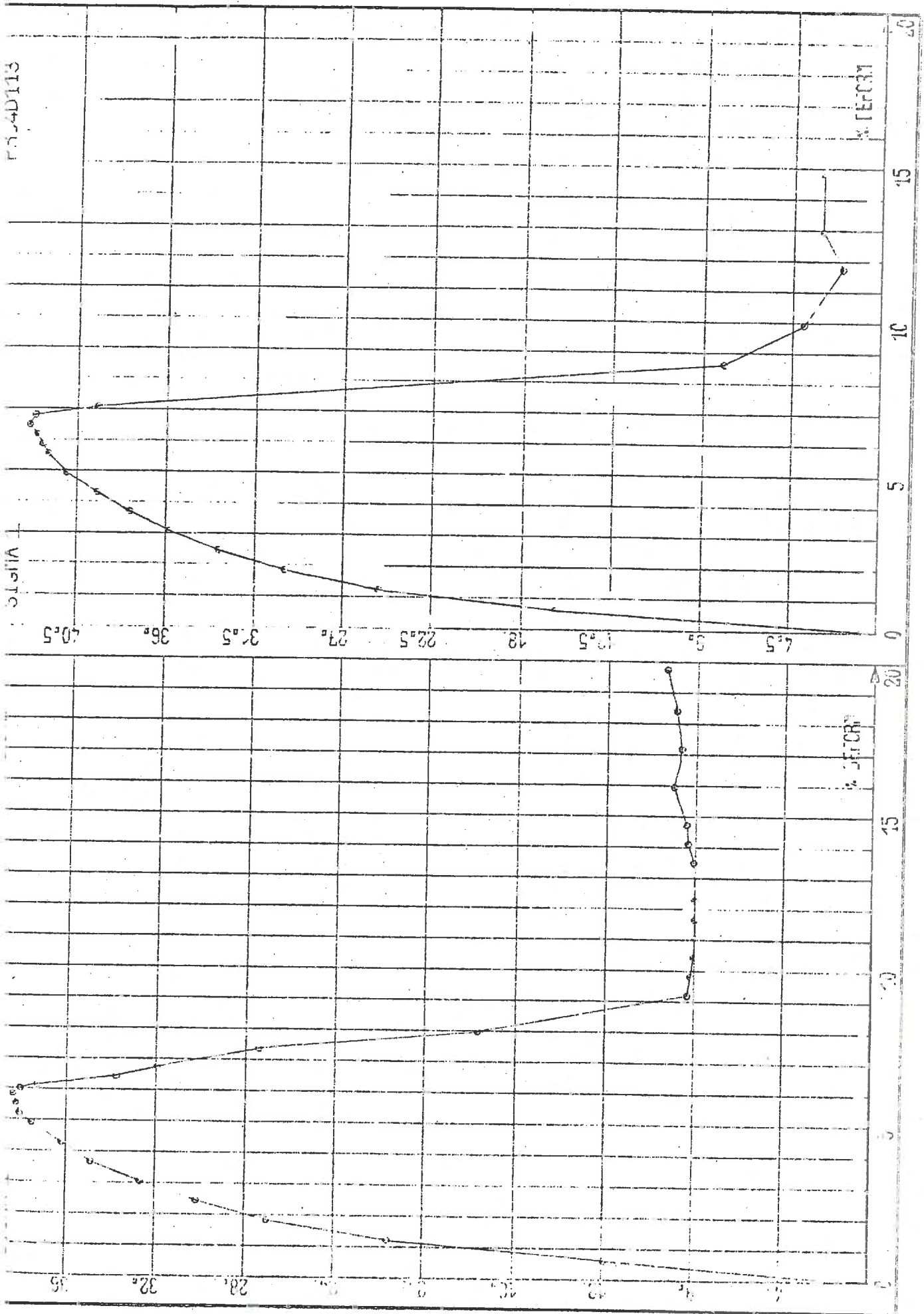


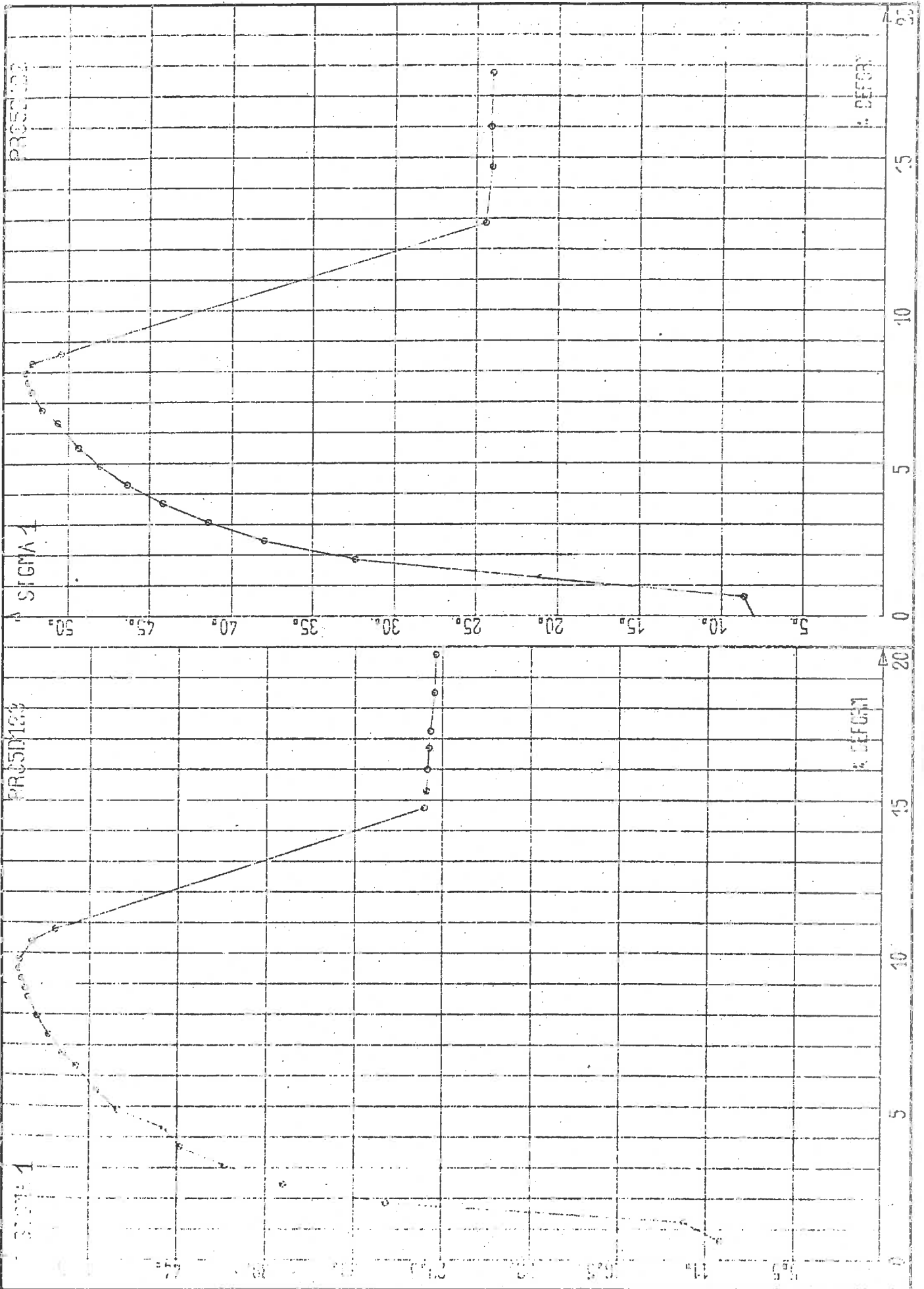


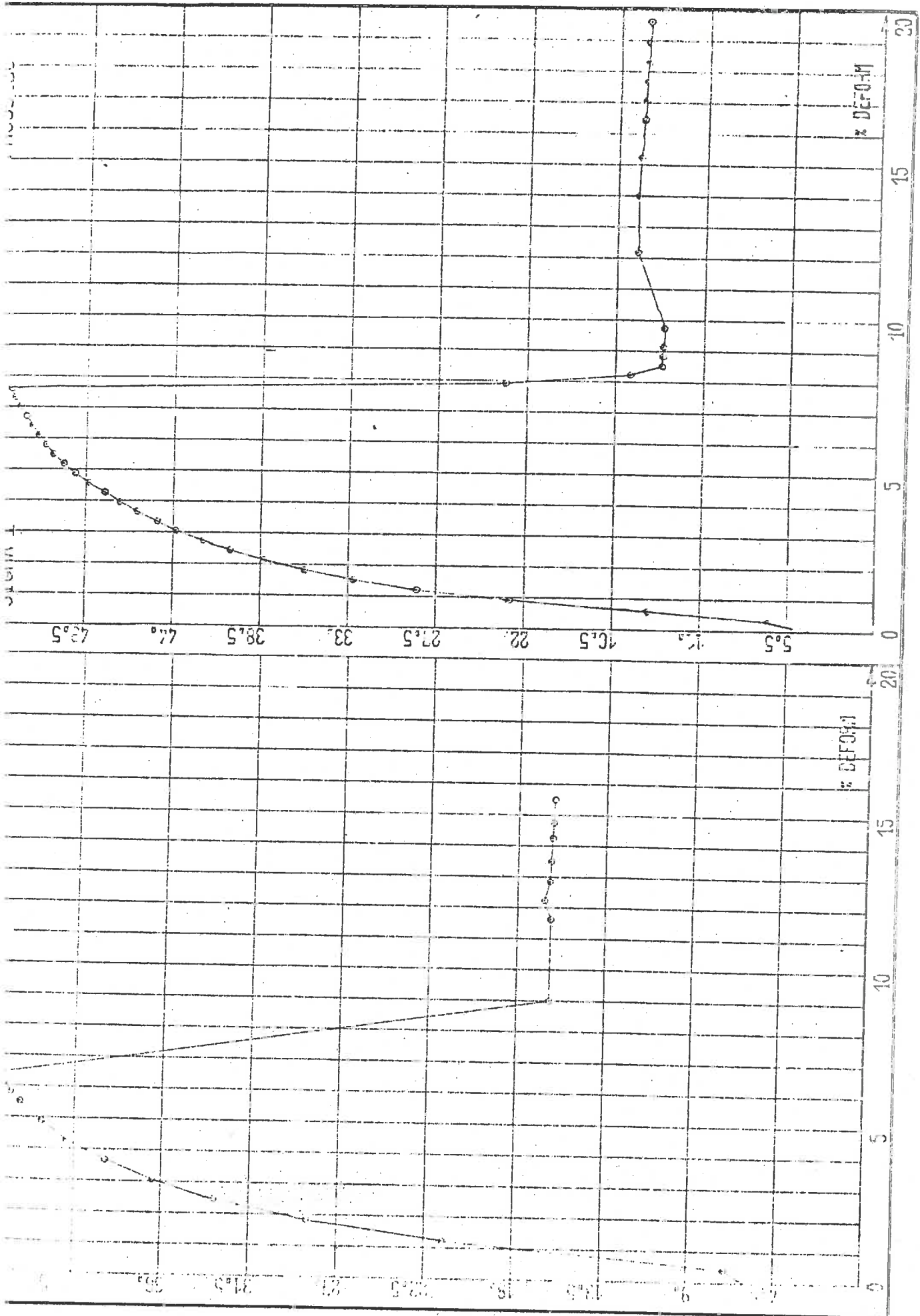


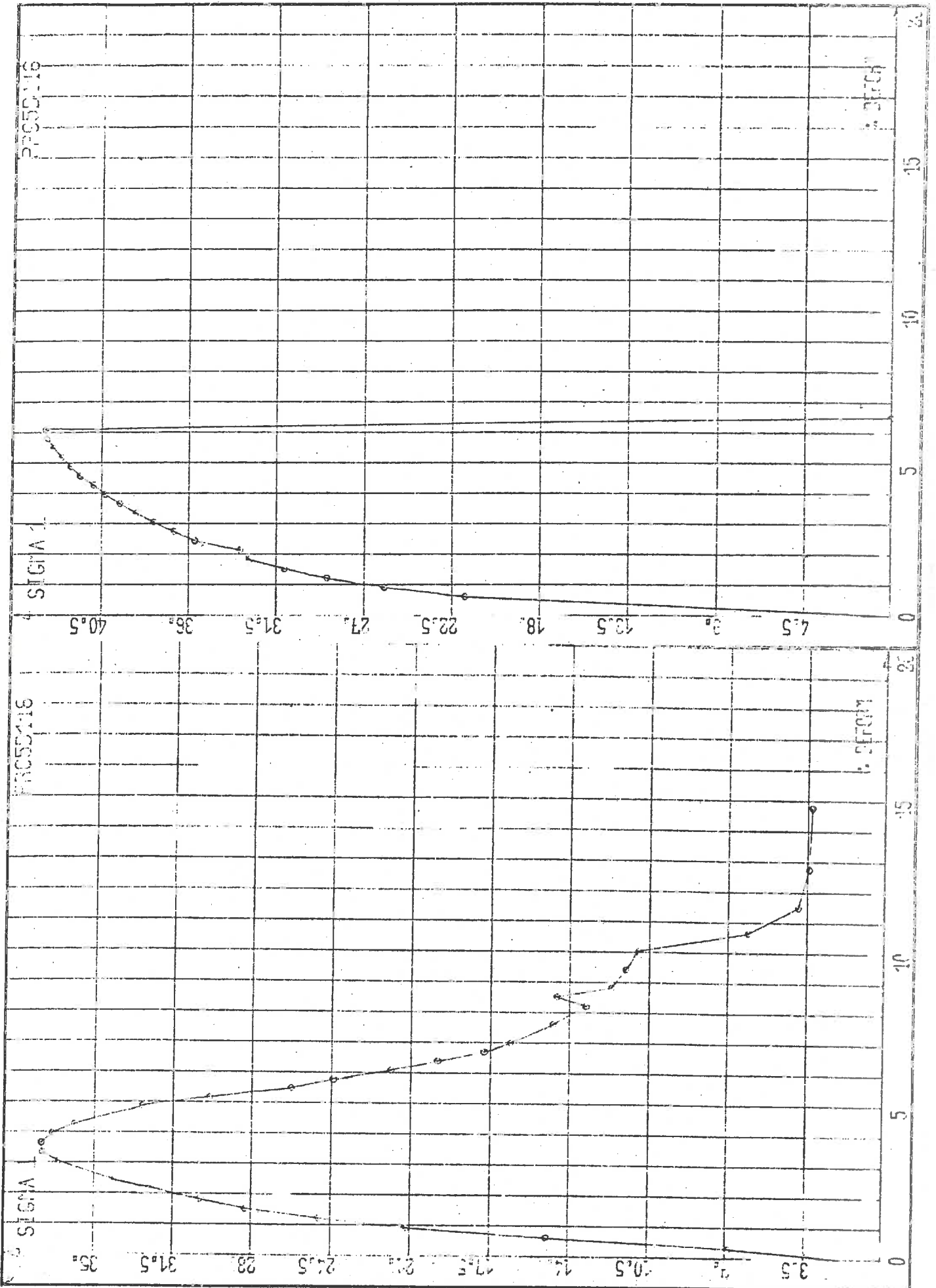


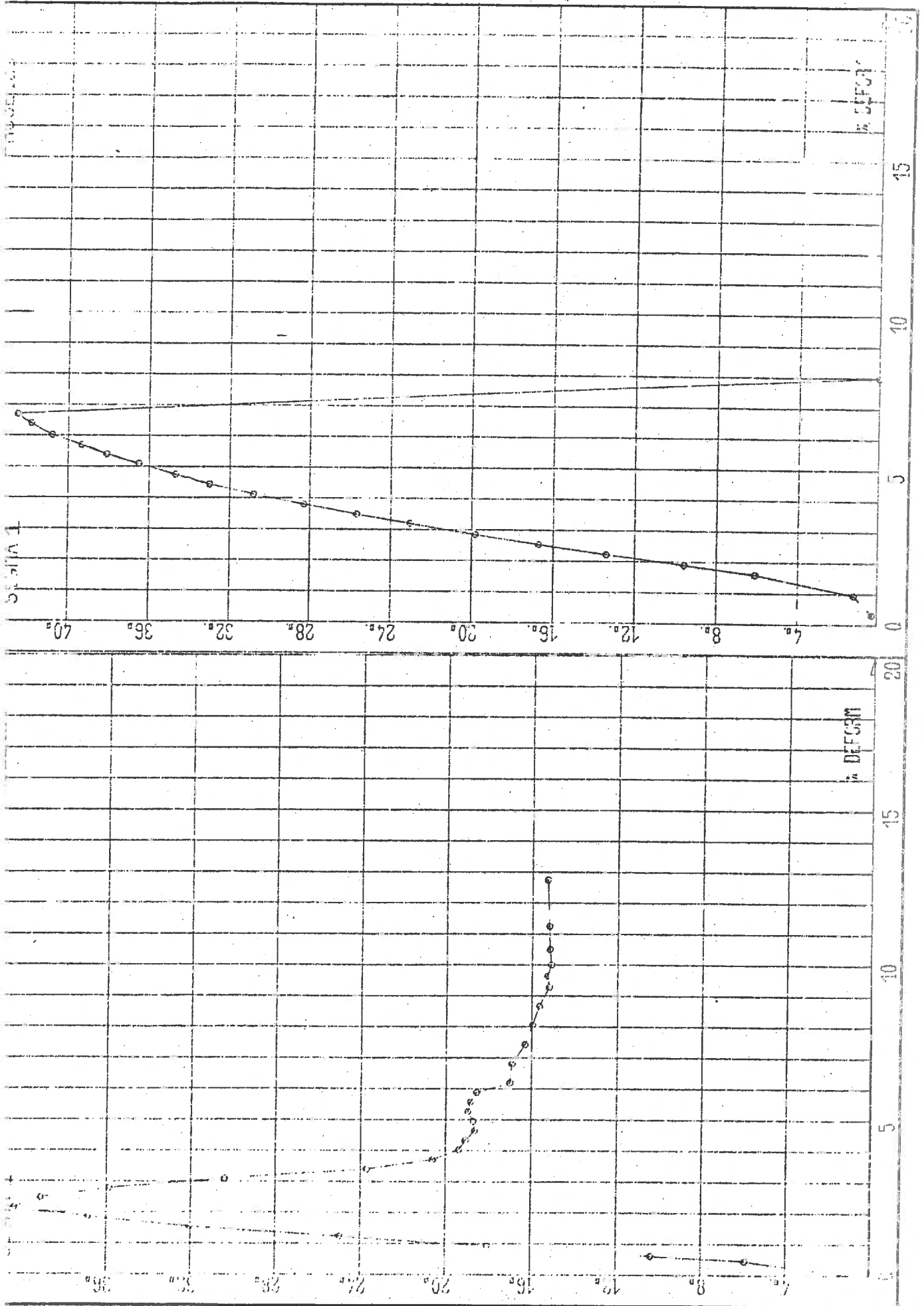


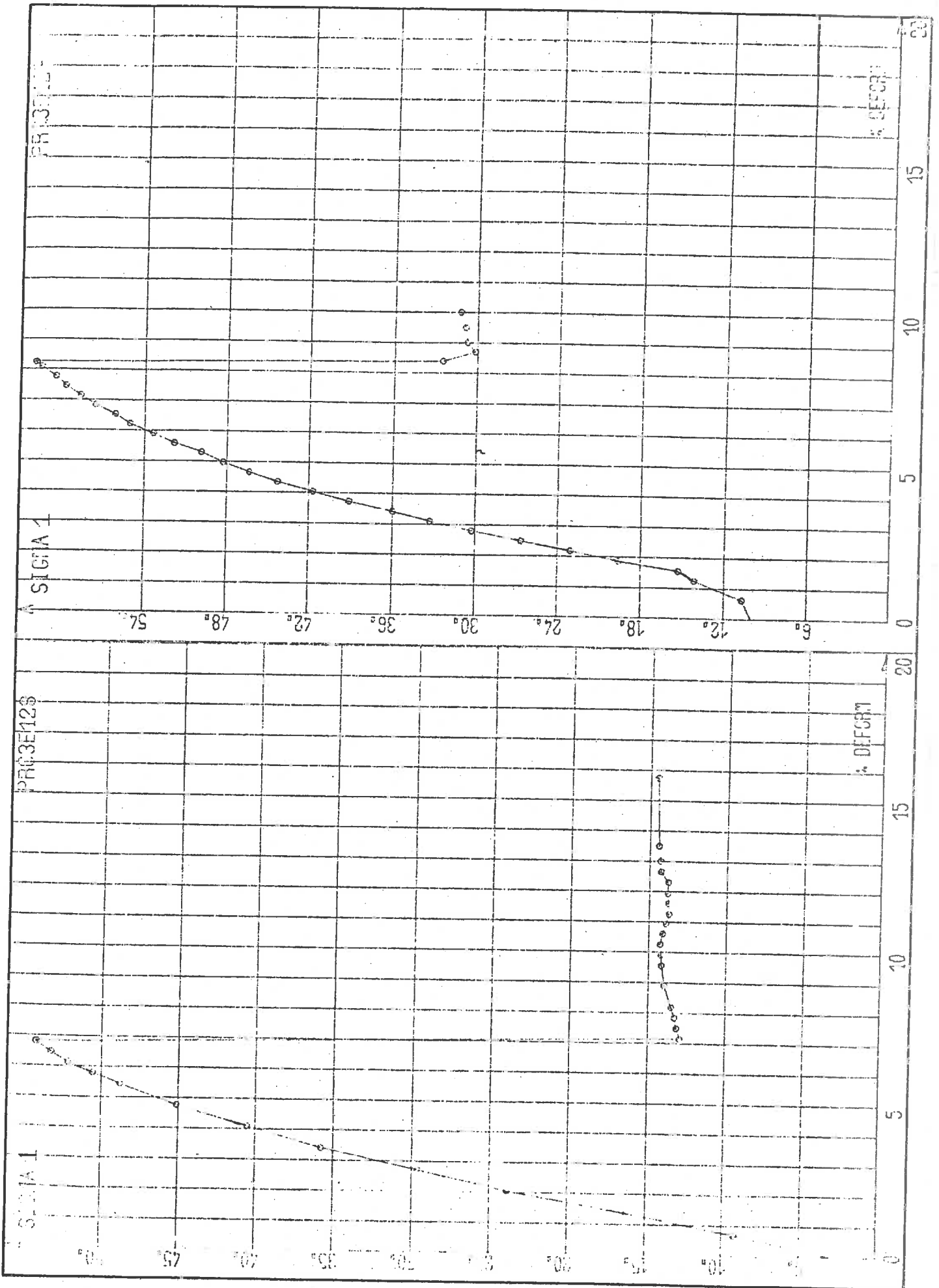


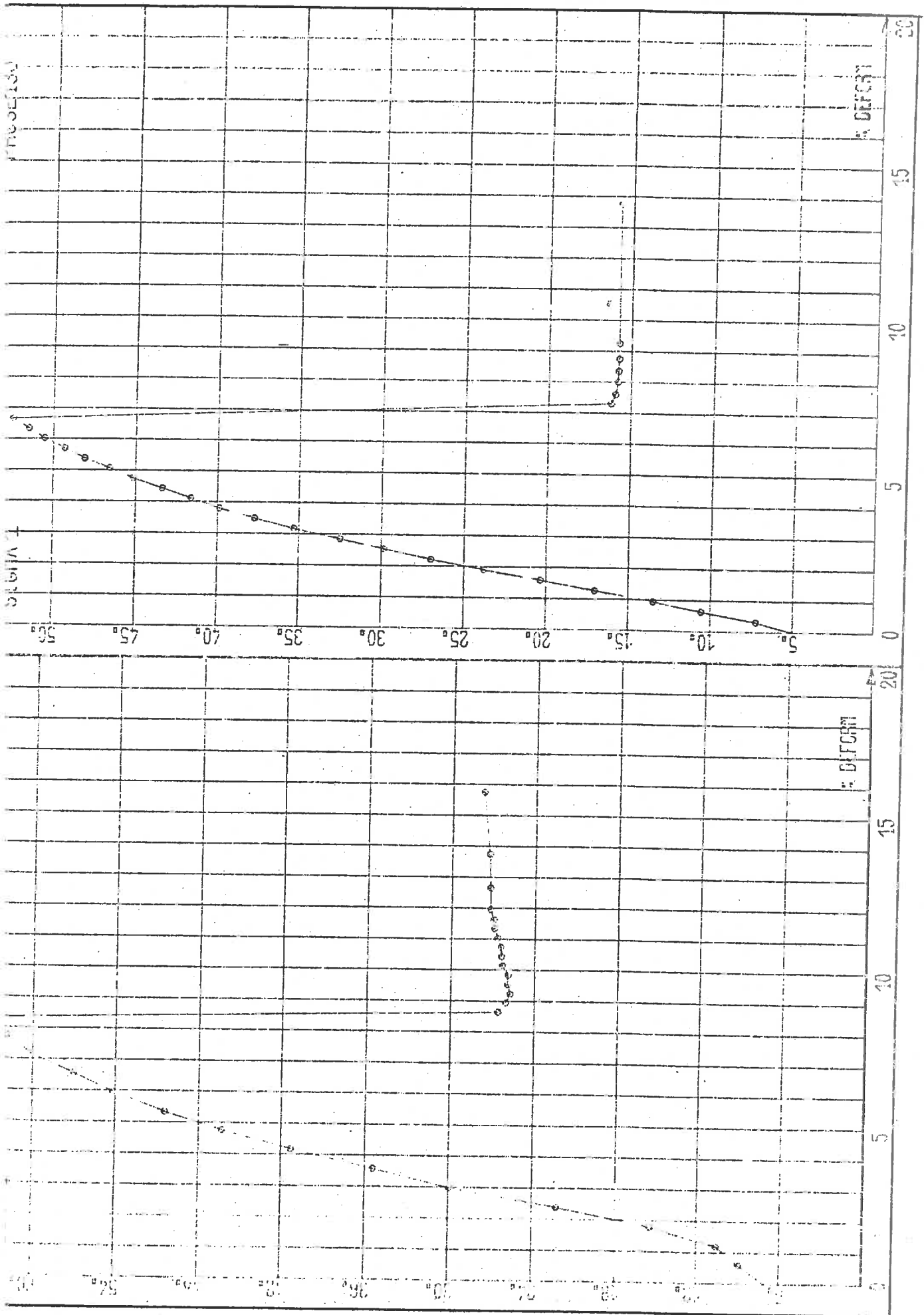


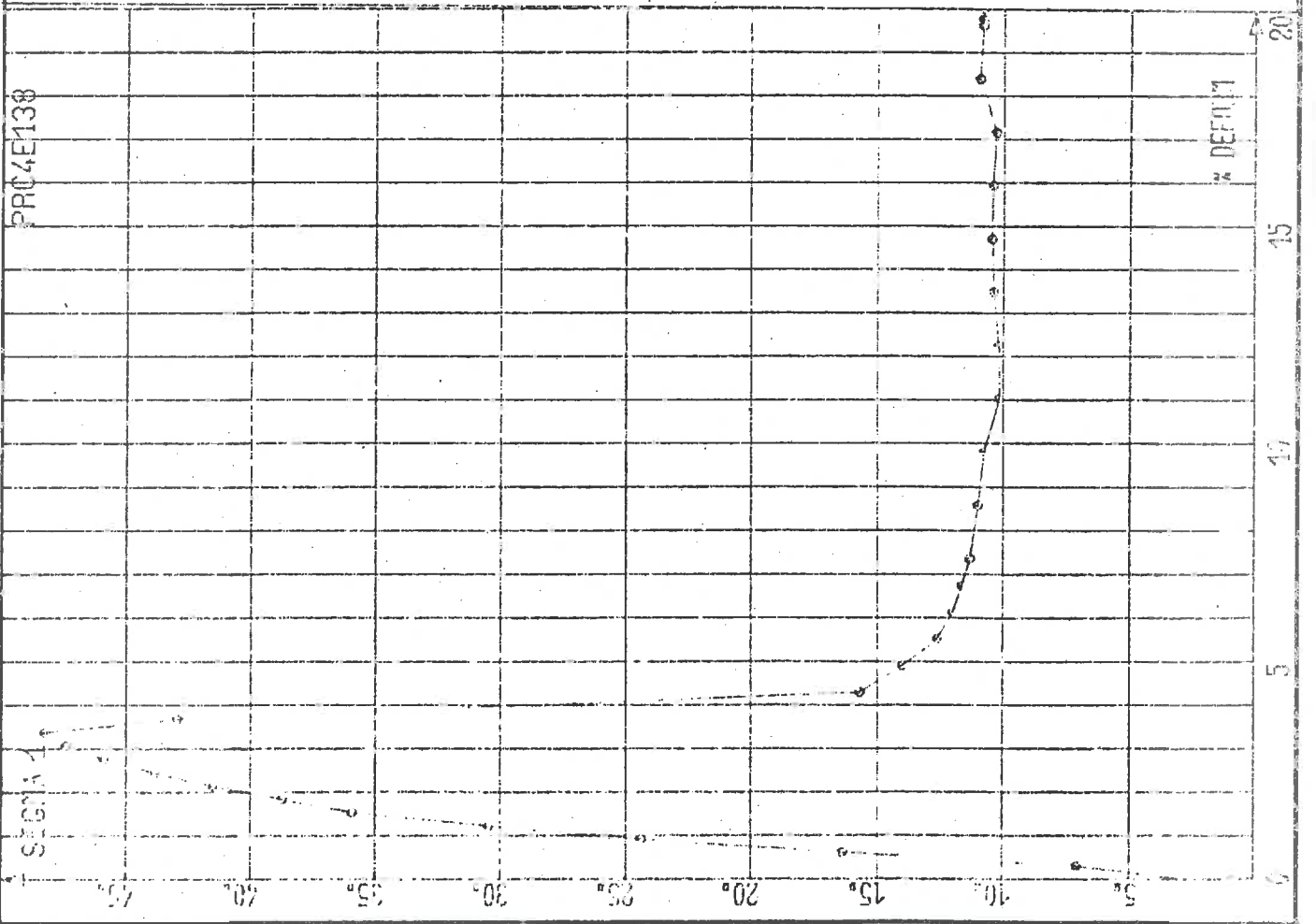
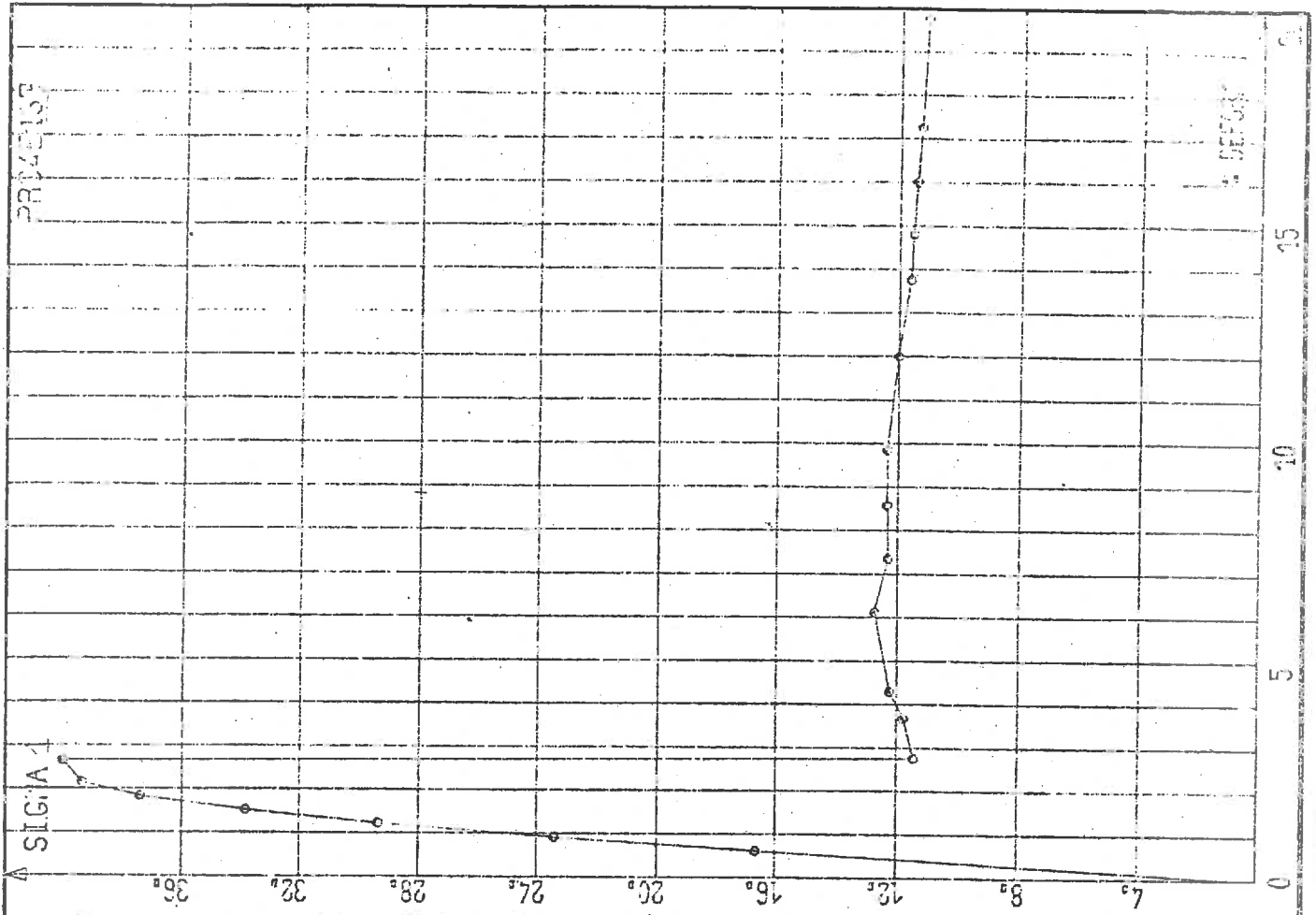


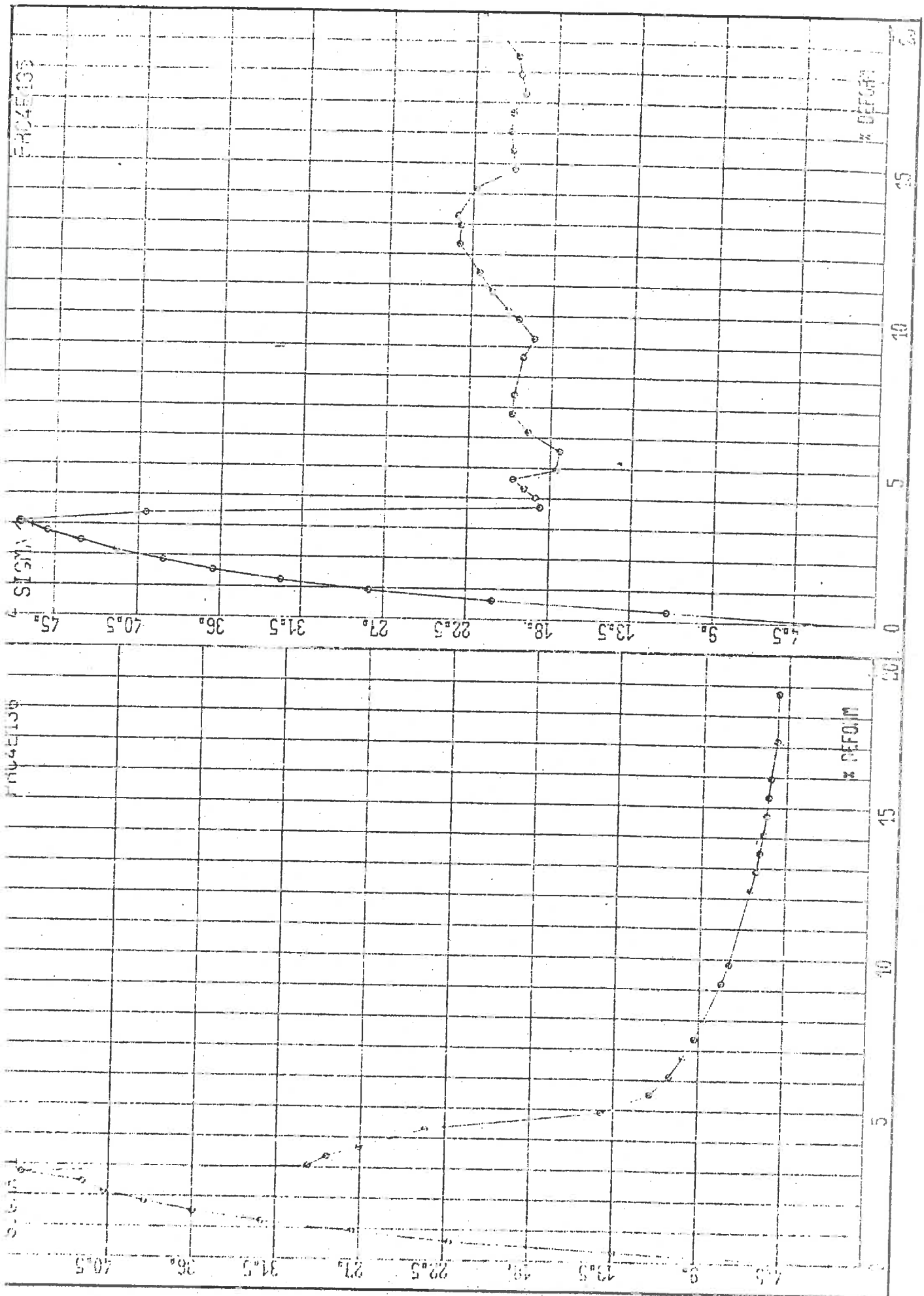


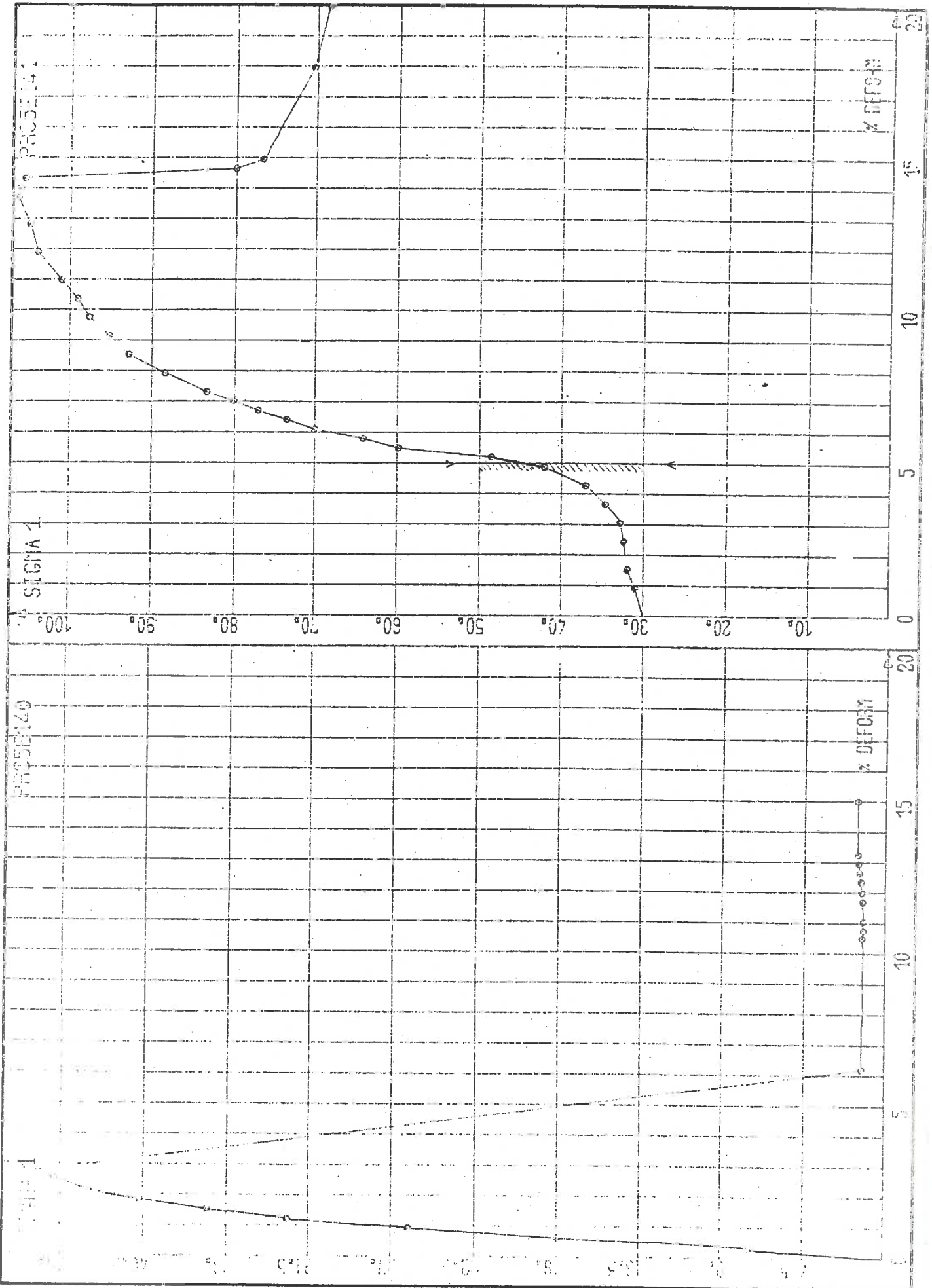


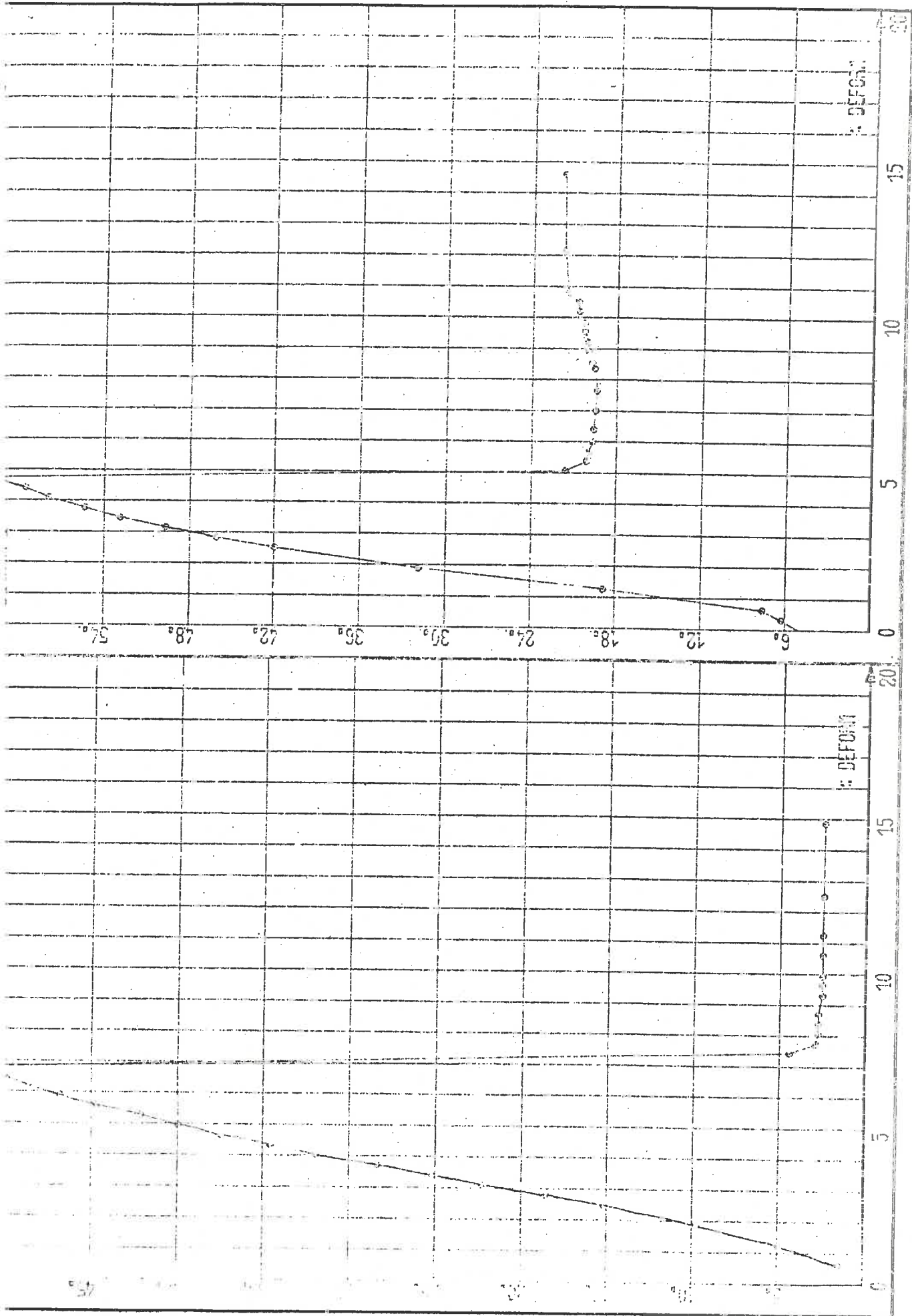


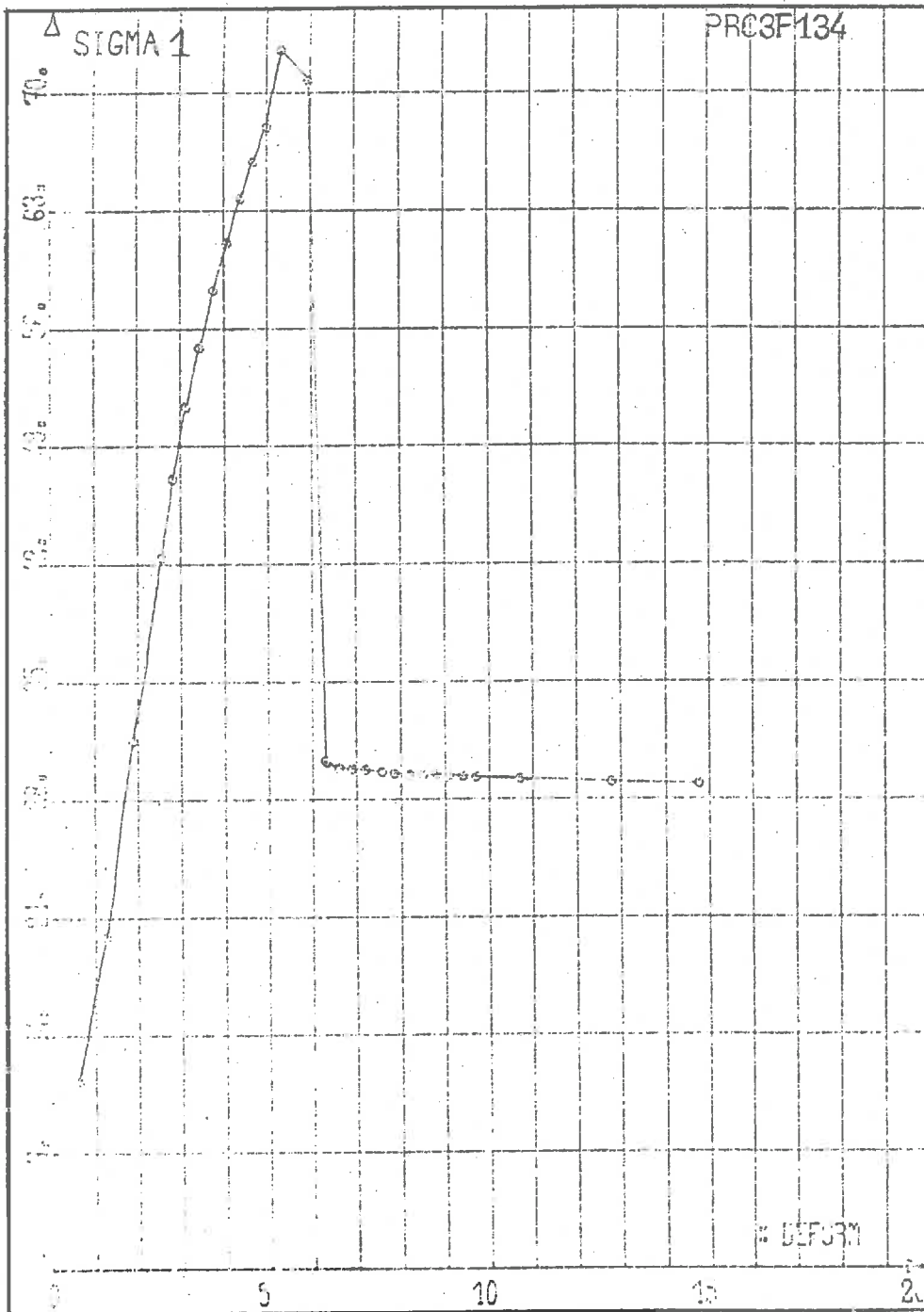


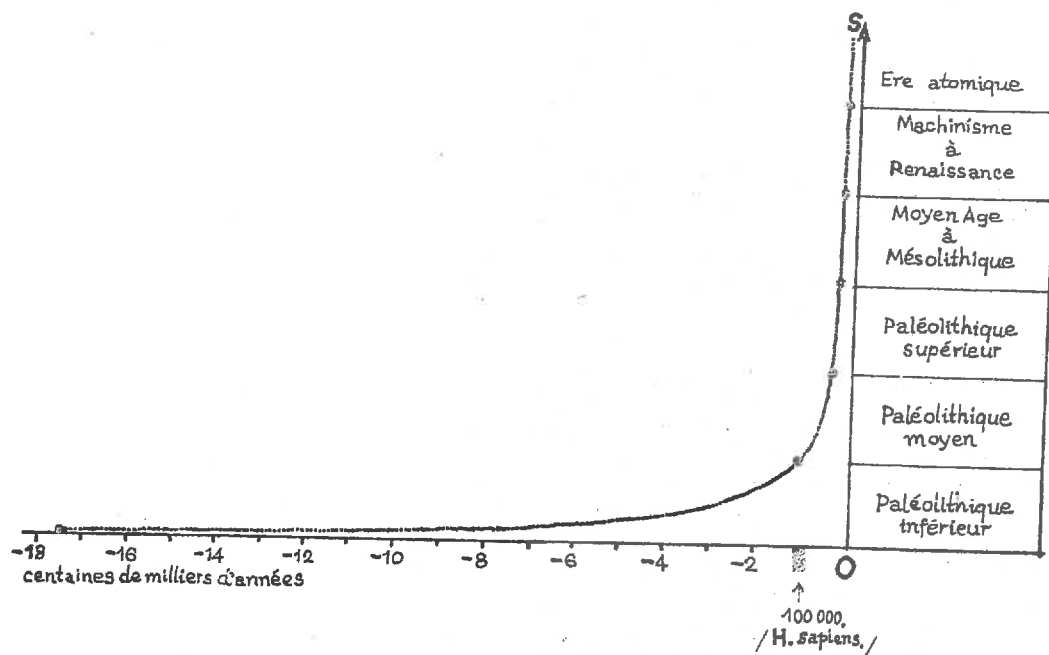












La figure 2000 reproduit la courbe de l'accélération du progrès, sur le plan matériel, en fonction du temps. L'an 2000 est pris arbitrairement comme origine des temps.

Durant la première étape, la courbe s'élève lentement ; ensuite l'ascension devient de plus en plus rapide pour les temps de plus en plus courts, si bien qu'il est difficile pour les 100 000 dernières années (entre 0 et - 1) de lire les dates sur l'abscisse. En S se présente encore une fois un point de discontinuité (entre l'an 1050 et l'an 2200, selon les auteurs). Vers ce terme, pour le plus petit accroissement donné au temps, le progrès croît au-delà de toute limite. Qu'en sera-t-il ? ... le rythme explosif du progrès implique, dans un futur plus ou moins proche, un monde dont nous n'avons aucune idée (d'après L. BARRAL et S. SIMONE).

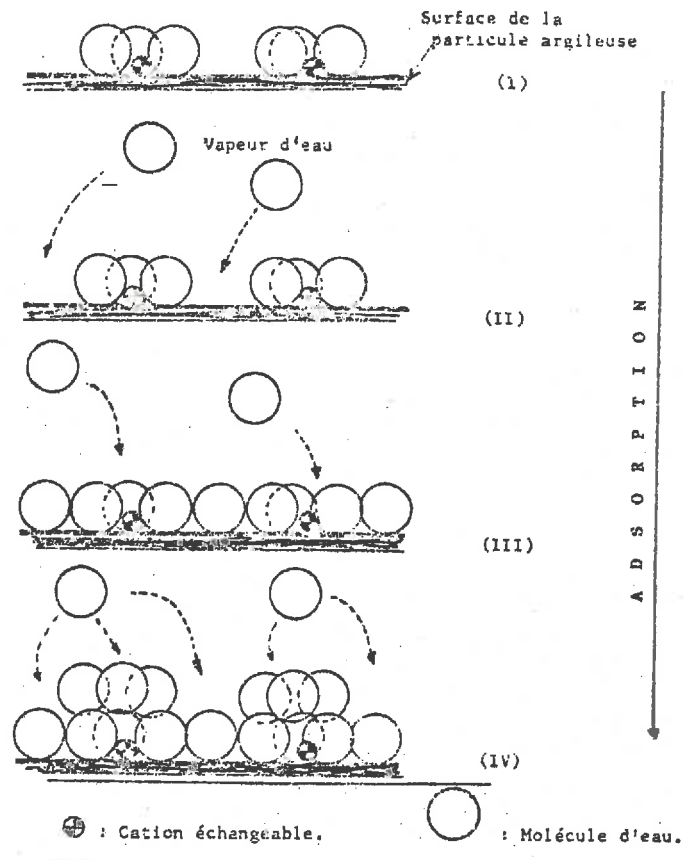


Figure 2010: Mécanisme du recouvrement de la surface d'une particule argileuse par des molécules d'eau (plusieurs couches).
in Cittanova, cf. bibliographie 167.

BIBLIOGRAPHIE

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

- [1.] ABSI, E. (1962) - "Equilibre limite des massifs", Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, - Série : Sols et Fondations n° 38.
- [2.] ABSI, E. (1965) - "Recherche sur la rhéologie des argiles", Annales de l'I.T.B.T.P. - Série : Essais et Mesures n° 84.
- [3.] ABSI, E. (1968) - "Calcul des Structures", Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics - Série : Théories et Méthodes de calcul n° 101 - Décembre 1968.
- [4.] ABSI, E. (1970) - "Etude de problèmes particuliers" - Annales de l'I.T.B.T.P. - Série : Théories et Méthodes de calcul, n° 121.
- [5.] ABSI, E. (1972) - "La Théorie des équivalences et son application à l'étude des ouvrages d'Art" - Annales de l'I.T.B.T.P. - Série : T M C/153 (Oct. 1972).
- [6.] ABSI, E. (1977) - "Différences finies, éléments finis et équivalences dans le cas de l'élasticité plane" - Annales de l'I.T.B.T.P. n° 351, Juin 1977 - Série : Théories et méthodes de calcul n° 207.
- [7.] ABSI, E., BIAREZ, J., PIERRARD, J.M., WIENDIECK, K. (1965) - "Rhéologie des Sols", sixième Congrès International de Méc. des Sols et des Travaux de Fondations, Montréal.
- [8.] AITCHISON, G.D. (1957) - "The strength of Quasi-Saturated and Unsaturated soils in Relation to the pressure Deficiency in the Pore Water", Proceedings, Second International Conference on Soil Mechanics and Found Eng. Vol. 1
- [9.] AITCHISON, G.D. (1960) - "Effective Stresses in Multiphase Systems", Proceedings, Third Australia - New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 209-212.
- [10.] AITCHISON, G.D. and A.W. BISHOP (1961) - "Discussion", Conf. on Pore Pressure and Suction in Soils, London, Butterworths, p. 150.
- [11.] AITCHISON, G.D. and I.B. DONALD (1956) - "Effective Stress in Unsaturated Soils", Proceedings, Second Australia - New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 192-199.
- [12.] AITCHISON, G.D. (1960) - "Relationships of moisture stress and effective stress functions in insaturated soils", Proc. Conf. on Pore Pressure and Suction in Soils, 47-52. London: Butterworth.

- [13.] ALLEN, D.L. (1973) - "The creep response of cohesive soils, a method of design using rheological strength parameters", Dept. Transportation, Div. Res., Kentucky Bureau Highws, 533 South Limestone, Lexington, Ky. 40508, USA, Rep. Dec. 1973, 65 pp.
- [14.] ALPAN, I., (1959) - "A study of the principle of effective stress in partly saturated soils", Ph. D. Thesis, University of London.
- [15.] ALPAN, I., *The Dissipation Function for Unsaturated Soils*, Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Paris, 1,3-6 (1961).
- [16.] ALTSCHAEFFL A.G. (1960) - "Compressibility of artificially sedimented clays". - Purdue University, Ph.D. Thesis, 1960.
- [17.] AMEMITA, M. (1965) - "The Influence of aggregate Size on Soil Moisture Content Capillary Conductivity Relations", Soil Science Society of America, Kansas City, Mo., Nov. 16, 1964; appr. Aug. 30 1965, Div. S-6.
- [18.] AMINI, M. (1971) - "Application CPS méthodes sismiques à l'étude des glissements de terrain". Thèse Docteur Ingénieur fac. des Sciences de Grenoble.
- [19.] ANAGNOSTI, P. - Analiza standardnih metoda ispitivanja osobina zemljanih materijala sa stanovišta mehanike neprekidnih sredina (The analysis of the standard methods of testing soil properties from the point of view of the mechanics of continua, in Serbo-Croatian), Thesis, Beograd (1962).
- [20.] ANAGNOSTI, P. - Stresses, Deformations and Pore Pressure in Triaxial Tests Obtained by a Suitable Rheological Model, Proc. Eur. Conf. Soil Mech. and Found. Engng., Wiesbaden, 1, 1-6 (1963).
- [21.] ANDREI, S. - Discussion, Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Paris, 3, 116 (1961).
- [22.] ANDREI, S. (1966) - "Le Drainage de l'eau dans les sols à granulation fine", Eyrolles, Paris.
- [23.] ANDREI, S., ANDREI, D. (1970) - "Soil and rock pore water suction", Proc. First Int. Cong. of the Int. Assoc. Of Eng. Geology, Vol. I. pp. 272-282, PARIS
- [24.] ANDREI, S. (1977) - "Propriétés hydrauliques et mécaniques des sols non saturés". Revue Française de Géotechnique n° 2 - Paris
- [25.] ANDRESEN, A., BJERRUM, L., Di BIAGIO E. . and KJAERNSLI, B. (1957)- Triaxial Equipment developed at the Norwegian Geotechnical Institute, Norwegian Geotechnical Institute Publ. n° 21.
- [26.] ANDRESSEN and SIMONS, N.E. 1960 - "Norwegian triaxial equipment and technique", Proc. Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, 695-709 (A.S.C.E.).

- [27.] ATTERBERG A. (1911) - "Über die physikalische Bodenuntersuchung und über die Plastizität der Tone". Intern. Mitt. Bodenkunde, 1 : 10-43.
- [28.] AUBRY, P. (1974) - "Détermination expérimentale des paramètres de la loi rhéologique incrémentale d'un milieu pulvérulent". Thèse de Doctorat de spécialité, Grenoble, Oct. 1974.
- [29.] A.S.C.E. (1959)- *Physico-chemical properties of soils. A symposium; Trans. Paper n° 3187, pp. 697 - 794 Vol. 85 (1959).*
- [30.] AYLMOORE L.A.G. and QUIRK J.P. (1959) - "Swelling of clay-water systems". *Nature*, v. 183, pp. 1752-1753.
- [31.] AYLMOORE L.A.G. and QUIRK J.P. (1962). - "The structural status of clay systems": *Clays and clay minerals, Vol. 9, Proc. ninth Nat. Conf. on clays and clay minerals, Pergamon Press, New York.*
- [32.] BAILEY (1961) - "Effects of salt on the shear strength of Boston blue clay". S.B. Thesis, M.I.T., unpublished.
- [33.] BAKER B. (1881) - "The actual lateral pressure of earthwork", *Min. Proc. Inst. Civ. Engrs*, 65 : 140-186.
- [34.] BALASUBRAMANIAM, A.S. (1975) - "Behaviour of a normally consolidated clay in stress ratio strain space", *Proc. Symp. "Recent Developments in the Analysis of Soil Behaviour"*, Univ. New South Wales, Kensington, N.S.W. Australia 2033, July 1975, *Techn. Sess.* pp. 275-287.
- [35.] BALLA, A. - *Stress Conditions in the Triaxial Compression Test*, *Proc. 41th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. London*, 1, 140-143 (1957).
- [36.] BARDEN L., MAC DERMOTT, R. J.W. (1965) - "Use of stress ends in triaxial testing of clays", *J. of Soil Mechanics and Found. Division*, vol. 91, SM 6.
- [37.] BARDEN L. - *Consolidation of Compacted and Unsaturated Clays*, *Géotechnique*, 15, 267-286 (1965).
- [38.] BARDEN L. - *Consolidation of Clay with Non-linear Viscosity*, *Géotechnique*, 15, 345-362 (1965).
- [39.] de BEER, E. - *Shear Strength Characteristics of the "Boom Clay"*, *Proc. Geotech. Conf., Oslo*, 1967, 1, 83-88 (1967).
- [40.] BELL, J.M. (1968) - *Correspondance sur "A new testing Apparatus"*, *Géotechnique*, Vol. XVIII, n° 2.
- [41.] BELLIER J. - "Contribution à la définition et à l'étude de l'écroutissement d'un matériau cohérent" "Mode de rupture - Application au problème du compactage des sols" *Th. d. sp. fac. Sc. Grenoble*, 1968.

- [42.] BENBLIDA, M. - "Etude expérimentale de quelques problèmes d'écoulements en milieu non saturé par des procédés de mesures radioactifs", Thèse de Doctorat de spécialités, Fac. des Sciences, Grenoble, 1963.
- [43.] BHASKARAN, R. (1974) - "Strength anisotropy in kaolinite clay", Technical notes, Géotechniques, Vol. 24, n° 4.
- [44.] BIAREZ, J. (1961) - "Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sols et des matériaux pulvérulents" Thèse de doctorat ès-sciences, Grenoble, 1961.
- [45.] BIAREZ, J.; BELOT A.; PIERRARD J.M.; WIENDICK, K. - "Quelques aspects de la loi rhéologique des sols, C.R. Symp. IUTAM Réologie et Mécanique des Sols 3.6, (Grenoble - 1964).
- [46.] BIAREZ, J. - "Généralités sur le calcul de stabilité des talus et barrages en terre". V.D.I. Zeitschrift, 106, n° 14 (Dusseldorf, Mai 1964), 584-588.
- [47.] BIAREZ, J. - "Connaissance et reconnaissance du sol : Rappel élémentaire de notions fondamentales", Conférence des Journées Nationales d'Etudes sur la Pratique des Fondations. Aix-les-Bains, 18-19 Avril 1969, Expomat-Actualités n°15, Mai-Juin 1969.
- [48.] BIAREZ, J.; BELLIER - "Fragilité d'une argile étudiée à l'appareil triaxial". C.R.A.S. (8.9 1969).
- [49.] BIAREZ, J.; BOULON, M.; GAUTIER - "Comportement hydraulique des sols et des roches", Journées d'Etudes de l'I.N.S., 20 Mai 1970.
- [50.] BIAREZ, J.; BOUCEK, B.; BOULON, M.; CARRERE, A.; DESVARREUX, P.; MOUGIN, J.P. - "Etude des problèmes posés par les mouvements de terrain". Rapport Laboratoire de Géotechnique, Fac. des Sci. Grenoble, 1969.
- [51.] BIAREZ, J. - "Principes de mesure des lois rhéologiques et essais in situ"; Avril 1971 - Colloque INSA Lyon sur les mesures in situ.
- [52.] BIAREZ, J.; LONDE - "Fragilité des argiles applications aux barrages Congrès Intern. des Grands Barrages, Montréal, 1970.
- [53.] BIAREZ, J. - "Equilibre limite des talus et barrages en terre", A.I.T.B.T.P., 211-212 série SF n° 51, (Juillet-Août 1965), 1017-1030.
- [54.] BIAREZ, J.; BOUCEK, B. - "Limite de fluage plastique d'une argile", C.R.A.S. (3.4.68).
- [55.] BIAREZ, J.; BORDES J.L.; ALBERT; PLUCHET; - "Nouvel appareil de mesure des propriétés rhéologiques pour les grandes déformations". Cong. Intern. de Rhéologie, Tokio, 1968.

- [56.] BIAREZ, J. - "Généralités sur les propriétés Mécanique des Sols, nouveaux appareils de mesures, petites digues sur vase"; Houille Blanche n° 7, 1968.
- [57.] BIAREZ, J.; BELLIER; BORDES; BOUCEK, B; LE LONG; ORLIAC; REMY - "Propriétés mécaniques des sols sous diverses sollicitations". Congrès International des sols, Mexico, 1968.
- [58.] BIAREZ, J. - "Remarque sur la stabilité des talus - Influence de la loi de répartition des contraintes"; *Archivum Hydro-techniki*, VII, Cahier 4. (Varsovie, 1960).
- [59.] BIAREZ, J. - "Définition des mots poussée et butée en plasticité parfaite (loi de Coulomb)", (Grenoble 27.7.1962).
- [60.] BIAREZ, J. - "Remarques sur les calculs de stabilité de talus", *Ann. des P.C.*, n° 19, (Paris, Juillet-Août 1962).
- [61.] BIAREZ, J.; GALLEA, R. - "Remarques sur les écoulements non permanents dans les sols". C.R. IX^e Ass. Gén. Ass. Intern. de Recherches Hydrauliques, (Dubrovnik, Septembre 1961).
- [62.] BIAREZ, J.; BOUCEK, B; FLAVIGNY, (1971) - "Fluage et glissement d'un terrain"; *Symp. Int. des Propos. Géologie des Argiles, Moscou*.
- [63.] BIAREZ, J. (1972) - "Principes sur les corrélations en mécanique des sols", *Table ronde sur les corrélations des paramètres*, 25 sept. 1972 - Ecole Centrale de Paris;
- [64.] BIAREZ, J.; BOUCEK, B. (1973) - "Visco-plasticité de l'argile in-situ et en laboratoire " 8^{ème} I.C.S.M.F.E., I, Moscou.
- [65.] BIAREZ, J.; BELOT, A.; PIERRARD, J.M. and K. WIENDIECK - *Quelques aspects de la loi rhéologique des sols, IUTAM Symposium Grenoble 1964 : Rheology and Soil Mechanics Springer-Verlag, Berlin, 343-353 (1966)*.
- [66.] BIAREZ, J., (1971) - "Principes de mesure des lois Rhéologiques et essais in situ"; Colloque INSA Lyon sur les mesures in situ Avril 1971.
- [67.] BIAREZ, J.; FAVRE, J.L. (1975)- "Classification des paramètres et analyse statistique des données en mécanique des sols " - *Ecole Centrale des Arts et Manufactures de Paris (Chatenay-Malabry)*.
- [68.] BISHOP, A.W and ELDIN, A.K.C. 1953.- "The effect of stress history on the relation between ϕ and porosity in sand", *Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech.*, 1 : 100-105.
- [69.] BISHOP, and HENKEL, D.J. (1953) - "Pore pressure changes during shear in two undisturbed clays", *Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech.*, 1 : 94-99.
- [70.] BISHOP, and HENKEL, 1953 - "A constant-pressure control for the triaxial-compression test", *Géotechnique*, 3 : 339-344.

- [71.] BISHOP, A.W. (1948) - "Some factors involved in the design of a large earth dam in the Thames Valley", *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech.*, 2: 15-18.
- [72.] BISHOP, A.W. (1950) - "Summarized proceedings of a conference on stress analysis", *British Journ. Appl. Phys.* 1: 241-251.
- [73.] BISHOP, A.W. (1950) - "Discussion on measurement of shear strength of soils", *Géotechnique*, 2: 113-116.
- [74.] BISHOP, A.W. (1952) - "The stability of earth dams". Ph.D. Thesis University of London.
- [75.] BISHOP, A.W. (1954) - "The use of pore-pressure coefficients in -practice", *Géotechnique*, 4; 148-152.
- [76.] BISHOP, A.W. (1954) - Correspondance, *Géotechnique*, 4; 43-45.
- [77.] BISHOP, A.W. (1955) - "The use of the slip circle in the stability analysis of slopes", *Géotechnique*, 5; 7-17.
- [78.] BISHOP, A.W. (1957) - "Embankment Dams : Principles of Design and Stability Analysis", *Contribution to Hydro-Electric Engineering Practice*, edited by J. Guthrie Brown. London: Blackie & Son. Pp. 349-406.
- [79.] BISHOP, A.W. (1957) - "Some factors controlling the pore pressures set up during the construction of earth dams", *Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech.*, 2 : 294-300.
- [80.] BISHOP, A.W. (1960) - "The measurement of pore pressure in the triaxial test", *Proc. Conf. on Pore Pressure and Suction in Soils*, 38-46. London: Butterworth.
- [81.] BISHOP, A.W. (1960) - "Discussion on general principles and laboratory measurements", *Proc. Conf. on Pore Pressure and Suction in Soils*, 63-66. London :Butterworth.
- [82.] BISHOP and BJERRUM, L. (1960) "The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems", *Proc. Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*. 437-501(A.S.C.E
- [83.] BISHOP, A.W. (1955, 1959) -"The Principle of Effective Stress", An expert from a lecture selivered in Oslo, Printed in *Teknisk Ukeblad*, n° 39 - 106 ARG., pp. 859-863.
- [84.] BISHOP, A.W. (1961) - "The Measurement of Pore Pressure in the Triax Test", *Conf. on Pore Pressure and Suction in Soils*, London Buterr., pp. 38-46.
- [85.] BISHOP, A.W. and D.J. HENKEL (1962) - "The Measurement of Soil properties in the Triaxial Test", *Arnold*, London, Second du, 228 pp.

- [86.] BISHOP, A.W., ALPAN, I.; G.E. BLIGHT, and I.B. DONALD (1960) - "Factors Controlling the Strength of Partly Saturated Cohesive Soils" Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, Boulder, Colorado, pp. 503-522.
- [87.] BISHOP, A.W. and G.E. BLIGHT (1963) - "Some Aspects of Effective Stress in Saturated and Partly Saturated Soils," Géotechnique, Vol. 13, pp. 177-197.
- [88.] BISHOP, A.W. and I.B. DONALD (1961) - "The Experimental Study of Partly Saturated Soils in the Triaxial Test", Proceed. of the Fifth International Conference on Soil Mech. and Found. Engineering, Vol. 1, pp. 13-22.
- [89.] BISHOP, A.W. and G. ELDIN (1950) - "Undrained Triaxial Tests on Saturated Sands, and Their Significance in the General Theory of Shear Strength", Geotechnique, Vol. 2, pp. 13-32.
- [90.] BISHOP, A.W. (1966) - "The Strength of Soils as Engineering Materials (6th Rankine Lecture) Géotechnique, 16, pp. 91-128.
- [91.] BISHOP, A.W. and A.L. LITTLE (1967) - "The influence of the Size and Orientation of the Sample on the apparent Strength of the London Clay of Meldon, Essex", Proceed. of the Geotechnical Conference, Oslo (1967), 1, pp. 89-96.
- [92.] BISHOP, A.W. - "Discussion of Measurement of Shear Strength of Soils, Géotechnique, 2, 113-116 (1950).
- [93.] BISHOP, A.W. and A.K.G. ELDIN, The Effect of Stress History on the Relation Between and Porosity in Sand, Proc. Third Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Zurich, 1, 100-105 (1953).
- [94.] BISHOP, A.W. - "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes, Proc. Eur. Conf. Stabl. Earth Slopes, Stockholm, 1, 1-13 (1955).
- [95.] BISHOP, A.W. - "The Principle of Effective Stress, Teknisk Ukeblad (Oslo), 106, no.39, 859-863 (1959). (Also published in Norwegian Geotechnical Institute, Publ. 32). Lecture delivered in Oslo in 1955.
- [96.] BISHOP, A.W. - Test Requirements for Measuring the Coefficient of Earth Pressure at Rest, Proceedings Brussels Conf. 58 on Earth Pressure Problems, 1, 2-14 (1958).
- [97.] BISHOP, A.W. - Discussion, Conf. Pore Pressure and Suction in Soils Butterworths, London, 63-66 (1960).
- [98.] BISHOP, A.W. and J.B. DONALD - The Experimental Study of Partly Saturated Soil in the Triaxial Apparatus, Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris 1, 13-22 (1961).
- [99.] BISHOP, A.W. - The Strength of Soils as Engineering Materials (6th Rankine Lecture), Géotechnique, 16, 91-128 (1966)

- [100.] BISHOP, A.W.; BJERRUM L. (1960) - "L'utilisation des essais triaxiaux pour la résolution des problèmes de stabilité", *Public. n° 34 de l'Inst. Géotech. Norvèg.* - Traduction LCFC 63.T. 78.
- [101.] BJERRUM, L. and B. KJAERNSLI (1957) - "Analysis of the Stability of some Norwegian Natural Clay Slopes, *Géotechnique*, 7, 1-6.
- [102.] BJERRUM, L.; N. SIMONS and I. TORBLAA (1958) - "The Effects of Time on the Shear Strength of a Soft Marine Clay, *Proc. Brussels Conf. 58 on Earth Pressure Problems*, 1, 148-158.
- [103.] BJERRUM, L. (1961) - "The Effective Shear Strength Parameters of Sensitive Clays, *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Paris 1*, 23-28.
- [104.] BJERRUM, L. and B. KJAERNSLI (1957) - "Analysis of the Stability of some Norwegian Natural Clay Slopes, *Géotechnique*, 7, 1-16.
- [105.] BJERRUM, L. (1954) - "Geotechnical properties of Norwegian marine clays", *Géotechnique*, 4: 49-63.
- [106.] BJERRUM, L. (1954) - "Theoretical and Experimental Investigations on the Shear Strength of Soils, *Norwegian Geotechnical Institute, Publ. No. 5*.
- [107.] BJERRUM, L. (1961) - "The effective shear strength parameters of sensitive clays", *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech.*, 1: 23-28.
- [108.] BJERRUM, L. and EIDE, O. (1956) - "Stability of strutted excavations in clay", *Géotechnique*, 6 : 32-47.
- [109.] BJERRUM, L. and HUDER L. (1957) - "Measurement of the permeability of compacted clays", *Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech.* 1 : 6-8.
- [110.] BJERRUM, L. and KJAERNSLI, B. (1957) - "Analysis of the stability of some Norwegian natural clay slopes", *Géotechnique*, 7 : 1-16.
- [111.] BJERRUM, L. and ROSENQUIST, I. Th. (1956) - "Some experiments with artificially sedimented clays", *Géotechnique*, 6 : 124-137.
- [112.] BJERRUM, L. and SIMONS, E.E. (1960) - "Comparison of shear strength characteristics of normally consolidated clays", *Proc. Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, 711-726 (A.S.C.E.).
- [112.] BJERRUM, L. and TORBLAA, I. (1958) - "The effect of time on the shear strength of a soft marine clay", *Proc. Brussels Conf. on Earth Pressure Problems*, 1: 148-158.
- [113.] BLACKMORE, A.V., and MILLER R.D. (1961) - "Tactoid size and osmotic swelling in calcium montmorillonite". *Soil. sci. Soc. America Proc.*, v. 25, pp. 169-173.
- [114.] BLIGHT, G.E. (1960) - "Discussion on general principles and laboratory measurements", *Proc. Conf. on Pore Pressure and Suction in Soils*, 72-73. London : Butterworth.

- [115.] BLIGHT, G.E. (1961) - "Strength and consolidation characteristics of compacted soils", Ph. D. Thesis, University of London.
- [116.] BLIGHT, G.E. (1963) - "Strength characteristics of Dessicated Slays". *Journal of S.M. and F.D., Proceedings, University of London.*
- [117.] BLIGHT, G.E. (1967) - "Effective Stress Evaluation for Unsaturated Soils", *Journal of S.M. and F.D., Proceedings, ASCE, Vol. 93, S.M.2, pp. 125-148.*
- [118.] BLIVET J.C. (1966) - "Contribution à l'étude des lois rhéologiques des sols et de leurs applications à la détermination du tassement", Thèse de Doctorat de spécialités, Fac. des - Sciences, Grenoble.
- [119.] BLONDEAU, F.; BERCHE, J.C. (1973) - "Mesure des paramètres de résistance au cisaillement résiduelle". *Bull. Liaison Labor. P. et Ch., n° 65, mai-juin 1973. Réf. 1358, pp. 43-47.*
- [120.] BOEHLER, J.P. (1968) - "Contribution à l'étude de l'équilibre limite des sols anisotropes". Thèse 3ème cycle, Grenoble.
- [121.] BOEHLER J.P.; DAYRE M.; SAWCZUK A. et SIRIEYS P.M. (1969) - "Anisotropie élastique et plastique d'un sol consolidé sous déformation mono-axiale". *Colloque de Géotechnique, Toulouse, Mai 1969.*
- [122.] BOEHLER J.P. and GIROUD J.F. (1971) - "Measurements of soil anisotropy". *Ninth Symposium Engineering Geology, Boise, Idaho, april 1971.*
- [123.] BOLT, G.H. (1955) - "Analysis of the Validity of the Gouy-Chapman Theory of the Electric Double Layer", *Journal of Colloid Science, Vol. 10, pp. 206-218.*
- [124.] BOLT, G.H. (1954) - "Physico-chemical properties of the electric double-layer on planar surfaces". Ph. D. Thesis, Cornell University.
- [125.] BOLT G.H. (1955) - "Analysis of the validity of the Gouy-Chapman theory of the electric double-layer". *J. Coll. Sci., 10 : 206.*
- [126.] BOLT B.H. (1956) - "Physico-chemical analysis of the compressibility of pure clays". *Geotechnique, vol. VI, juin 1956, n°2.*
- [127.] BOLT B.H. and MILLER R.P. (1955) - "Compression studies of illite suspensions". *Proc. A.S. Soil. Sci., 19 : 285.*
- [128.] BORDES J.L. (1960) - "Etude des propriétés mécaniques d'un sol par un barrage en terre", Thèse de doctorat de spécialités, Fac. des Sc., Grenoble 1960.

- [129.] BOTTCHEK, C.J.F. (1945) - "The Dielectric Constant of Crystalline Powders", *Recueil des Travaux chimiques des Pays-Bas*, Vol. 64, pp. 47-51.
- [130.] BOUCEK, B. (1969) - "Résistance maximale ultime et à long terme de l'argile", *Thèse de doctorat ès-Sciences, Faculté des Sciences de Grenoble*, 1969.
- [131.] BOUCHE, M. (1967) - "Propriétés Physiques et Mécaniques des sols fins compactés", *Les Annales de l'I.T.B.T.P., série : Sols et Fondations n° 65*.
- [132.] BOUCHE, M. (1974) - "Contribution à l'étude des propriétés hydrauliques et mécaniques des sols fins compactés. Application à l'action des produits hydro-probants". *Thèse de Doctorat ès Sciences, l'Univ. de Paris VI, octobre 1974*.
- [133.] BOULON, M.; R. CHAMCON, F. DARVE (1977) - "Loi rhéologique incrémentale pour les sols et application par la méthode des aliments finis", *les Annales de l'I.T.B.T.P., série Sols et Fondations : n° 142*.
- [134.] BRITISH STANDARDS INSTITUTION (1948) - "Methods of test for soil classification and compaction", B.S. 1377
- [135.] BROPHY, J.H.; R.M. ROSE, J. WULFF, (1964) - "The structure and properties of materials. Vol. II Thermodyn. of structure J. Wiley, New-York 1964.
- [136.] BUESSEM W.R. and NAGY B. (1954) - "The mechanism of the deformation of clay". *Clays and clay minerals : 2d. Natl. Conf. on clays and clay minerals*.
- [137.] BUISSON, M. (1948) - "Tassements évalués d'après les essais oedométriques - comparaison des hypothèses-appareil triaxial", *Travaux, n° 164 : 319-321*.
- [138.] BURLAND, J.B. (1961) - "The concept of effective stress in partly saturated soils". *M.Sc. Thesis, Witwatersrand University*.
- [139.] BURTON, L.J. (1956) - "A new device for automatic pore water pressure determination", *Civil Engineering and Public Works Review*, 51 : N° 606, 1352.
- [140.] CADOT, M. (1961) - "Contribution à l'étude statistique du contrôle et de la sécurité d'un barrage en terre". *Thèse doct. de sp. Fac. des Sc. Grenoble 1961*.
- [141.] CAFFYN, J.E. (1944) - "A study of constant stress rheometers", *Journ. Sci. Instrum.* 21 : 213-216.
- [142.] CAILLERE, S.; HENIN, S. (1963) - "Minéralogie des argiles" MASSON, Paris
- [143.] CALOT, G. (1973), "Cours de statistique descriptive", DUNOD, Paris.

- [144.] CAMBEFORT, H. (1976) - "Eléments de rhéologie en mécanique des sols". *Annales de l'I.T.B.T.P. série : Sols et Fondations* n° 129 (n° 337 de mars 1976).
- [145.] CAMP, C.R., Jr (1967) - "The effect of drying on soil shear strength" A Thesis submitted to the Graduate Faculty of Auburn University, Auburn, Alabama.
- [146.] CAMP, C.R.; GILL W.R. (1969) - "The Effect of Drying on Soil Strength Parameters". *Soil Science Society of America PROCEEDINGS*, Vol. 33 n° 5 Sept.-Oct. 1969, Div. S-1 - Soil Physics, pp. 641-644.
- [147.] CAMPBELL, J.D. (1973) - "Pore pressures and volume changes in unsaturated soils", Univ. Illinois, Urbana-Champaign, III., U.S.A., D. Thésis 1973, 112 pp.
- [148.] CAQUOT, A. (1943) - "Equilibre des massifs à frottement interne. Stabilité des terres pulvérulentes ou cohérentes, Gauthier-Villars, Paris (1943).
- [149.] CAQUOT, A. et J. KERISEL - "Traité de Mécanique des sols, 2nd edn. (1949): 385 pp., 3rd edn (1956) : 260 pp., 4th edn. (1966) : 506 pp.
- [150.] CARROLL D. and STADKEY H.C. (1960) - "Effect of sea water on clay minerals". *Clays and clay minerals. Proc. Natl. Conf. on clays and clay minerals*, 7 : pp. 80-101.
- [151.] CASAGRANDE, A. (1932) - "The structure of clay and its importance in foundation engineering". *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*. pp. 72-125.
- [152.] CASAGRANDE, A. (1936) - "Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills", *Journ. Boston Soc. Civ. Engrs*, 23 : 13-32.
- [153.] CASAGRANDE, A.; CORSO, JM.; and WILSON, S.D. (1950) - "Report to Waterways Experiment Station on the 1949-1950 program of investigations of long-time loading on the strength of clays and shales of constant water content", Harvard University.
- [154.] CASAGRANDE, A. and HIRSCHFELD, R.C. (1960) - "Stress-deformation and strength characteristics of a clay compacted to a constant dry unit weight", *Proc. Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, 359-417 (A.S.C.E.).
- [155.] CASAGRANDE, A. and SHANNON, W.L. (1948) - "Stress-deformation and strength characteristics of soils under dynamic loads", *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech.*; 5 : 29-34.
- [156.] CASAGRANDE, A. and SHANNON (1958) - "Research on stress-deformation and strength characteristics of soils and soft rocks under transient loading", *Pub. Harvard Univ. Grad. School Eng. Soil Mech. Séries no. 31.*
- [157.] CASAGRANDE, A. and WILSON, S.D. (1949) - "Final report to U.S. Waterways Experiment

- [158.] CASAGRANDE, A. and S.D. WILSON (1951) - "Effect of Rate of Loading on the Strength of Clays and Shales at Constant Water Content, *Géotechnique*, 2, 251-263 (1951).
- [159.] CASAGRANDE, A. and S.D. WILSON (1960) - "Testing Equipment, Techniques and Errors, Moderators" Report Session 2; ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, University of Colorado (1123-1130)
- [160.] CASAGRANDE, A. and WILSON, S.D. (1951) - "Report to Waterways Experiment Station on triaxial research performed during 1950-1951", Harvard University.
- [161.] CASAGRANDE, A. and WILSON, S.D. (1951) - "Effect of rate of loading on the strength of clays and shales at constant water content", *Géotechnique*, 2 : 251-264.
- [162.] CASAGRANDE, A. and WILSON, S.D. (1953) - "Prestress induced in consolidated-quick triaxial tests", *Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech*; 1: 106-110.
- [163.] CHAMBON, M., - "Application de la méthode des éléments finis et d'une loi rhéologique incrémentale aux calculs de mécanique des sols". Université des Sciences de Grenoble, 1973, Thèse de Docteur-Ingénieur.
- [164.] CHANG, R.K.; WARKENTIN, B.P. (1968) - "Volume change of compacted clay soil aggregates", *Soil Science*, Vol. 105, n° 2.
- [165.] CHILINGAR G.V. and KNIGHT Larry (1960) - "Relationship between pressure and moisture content of kaolinite, illite and montmorillonite clays". *Am. Assoc. Petroleum geologists bull.*, v. 44, pp. 101-106.
- [166.] CHRISTENSN, R.W. and T.H. WU (1964) - "Analysis of Clay Deformation as a Rate Process". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc ASCE*, 90, No SM 6, 125-157.
- [167.] CITTANOVA, J.P. (1970) - "Physico chimie appliquée aux argiles - Contribution à l'étude de leurs propriétés mécaniques". Thèse de Docteur-Ingénieur, Fac. des Sciences de Grenoble.
- [168.] CLARK, B.R. (1970) - "Mechanical formation of preferred orientation in clays". *Am. J. of Science*, vol. 269, octobre 1970, pp. 250-266.
- [169.] CLOSE, E.R.; BEARD, L.R.; DAWDY, D.R. (1970) - "Objective Determination of safety factor in reservoir design"; *Proceed. of the Amer. Soc. of C. Eng, J. of the Hydraulics Div. Hy S.* pp. 1167-1177.
- [170.] Conference on Pore Pressure and Suction in Soils (1961) - London Butterworth pp. 1-151.
- [171.] COLEMAN J.D. and RUSSAM, K (1961) - "Some uses of stress and strain invariants in the thermodynamic study of soil moisture", *Géotechnique*, 11 : 29-36.

- [172] "Complément de cours de Mécaniques des Sols", (1955-1972), Ecole Centrale des Arts et Manufactures de Paris, sous la direction du Professeur Biarez (le recueil de résultats des travaux de recherches effectués soit à l'Ecole Centrale de Paris, soit à la Faculté des Sciences de Grenoble dans le Cadre du 3ème Cycle), Première partie : Rhéologie, deuxième partie : Ouvrages (Châtenay-Malabry)
- [173] "Comportement des Sols AVANT la rupture" (1971), Journées Nationales-Paris 17-19 Mai 1971, Comité Français de la Mécanique des Sols et des Fondations, publié dans le Bull. de liaison des Laboratoires des P. et Ch. numéro spécial, juin 1972.
- [174] CONWAY, B.E.; J. O'M. BOCKRIS and I.A. AMMAR (1951) - "The Dielectric Constant of the Solution in the Diffuse and Helmholtz Interface in Aqueous Solution". Transactions Faraday Society, London, Vol. 47. pp. 756-766.
- [175] COOLING, F.L., and GOLDER, H.Q. (1942) - "The analysis of the failure of an earth dam during construction", Journ. Inst. Civ. Engrs, 19 : 38-55.
- [176] "Correlations de paramètres en Mécanique des Sols (Table ronde sur -)" (1972), dans le cadre des Premières Journées de Mécanique des Sols organisées par le Prof. J. BIAREZ, Laboratoire de Méc. des Sols et des Milieux Continus, Ecole Centrale des Arts et Manufactures, Châtenay-Malabry.
- [177] COULOMB, Ch. A. (1976) - "Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relative à l'architecture, Mem. Div. Sav., Académie des Sciences, Paris, 7. (1976).
- [178] "Cours de Mécanique des Sols" (3ème Cycle, Laboratoire de la Mécanique des Solides et des Fluides)" sous la direction du Professeur BIAREZ (1955-1968), Notes intérieures provisoires n° 1, 2, 3, 4, 5, 8, 9 et 9bis, Grenoble.
- [179] COWNIE, A. and L.S. PALMER (1952) - "The Effect of Moisture on the Electrical Properties of Soil, "Proceedings of the Physical Society of London, Vol. 65B, pp. 295-301.
- [180] CRAWFORD, C.B. (1959) - "The influence of rate of strain on effective stresses in sensitive clay", A.S.T.M. Spec. Tech. Publ. N° 254, 36-61.
- [181] CRAWFORD, C.B. (1964) - "Interpretation of the consolidation test". Proc. A.S.C.E., vol. 90, SM5, 1964, pp. 87-102.
- [182] CRAWFORD, C.B. (1965) - "Resistance of soil structure to consolidation". Canadian Geotechnical Journal, vol. II, n° 2, pp. 90-97.
- [183] CRONEY, D. and J.D. COLEMAN (1961) - "Pore Pressure and Suction in Soil," Conference on Pore Pressure and Suction in Soils. London, Butterworths, pp. 31-37.
- [184] CRONEY, D., J.D. COLEMAN, and P.M. BRIDGE (1952) - "The Suction of Moisture held in Soil and other Porous Materials." Road Research Technical Paper n° 24. London (H.M. Stationary Office). pp. 1-22

- [185.] CRONEY, D. (1952) - "The movement and distribution of water in soils", *Géotechnique*, 3 : 1-16
- [186.] CRONEY, D. and COLEMAN, J.D. (1960) - "Pore pressure and suction in soil", *Proc. Conf. on Pore Pressure and Suction in Soils*, 31-37, London : Butterworth.
- [187.] CRONEY D., COLEMAN, J.D. and BLACK, W.P.M. (1958) - "The movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance", *Highway Research Board Special Report n° 40*, Washington, D.C.
- [188.] CVETKOVIC, M. (1976) - "Promena curstocis tla pod dejstvom dugotrajnog opterećenja", *IZGRADNJA* 5/76 (Yougoslavie)
- [189] CVETKOVIC, M. (1975), (1975) - "KOHEZIJA tla i njeno merenje". *IZGRADNJA* 7/75 (Yougoslavie)
- [190] DAGNAUX, J.P. (1968) - "Contribution à l'étude de la propagation des ondes dans les sols", *Thèse doc. spec. Fac. Sc. Grenoble*.
- [191] DARVE M. (1973) - "Contribution à la détermination de la loi rhéologique incrémentale des sols". *Thèse de Docteur-Ingénieur, Université des Sciences de Grenoble, 1973*.
- [192] DEKKER, A. (1967) - "Solid State physics Prentice Hall 1957.
- [193] DENISSOV, N.Y. (1965) - "Pore Pressure and Strength of Underconsolidated Clay Soils, *Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Montreal, 1; 208-212
- [194] DENISSOV, N.Y.; RELTOV, B. (1961) - "The influence of certain processes on the strenght of soils" *Vth I.C.S.M.F.E. (Paris 1961) I* 1/12 pp. 75 - 78.
- [195.] DESOIGNIES J.; LEMAIRE B. (1977). - "La banque des données du sous-sol du Bureau de Recherches Géologiques et Minières (BRGM)", *Thème I : Données Relatives aux sols à la disposition du constructeur - Bull. n° 355, Sols et Fondations* 146.
- [196.] DESPAX, D. (1976) - "Problèmes Rhéologiques posés par l'argile. Influence de la température sur la propriété mécanique des argiles". *Thèse de Doctorat, E.C.P. (Châtenay-Malabry, juin 1976*.
- [197.] DESVAREUX, M. (1970) - "Recherche d'une méthode d'étude des mouvements de terrain - Application pratique" - *Thèse de Docteur Ingénieur fac. des Sciences de Grenoble 1970*.
- [198.] DI MARTINO, R. (1961) - "The pellicular water theory in relation to soil cohesion and other phenomena" *Vth I.C.S.M.F.E. I.* 1/40 pp. 235-241 (Paris 1961).
- [199.] DONALD, I.B. (1956) - "Shear Strength Measurements in Unsaturated Non-Cohesive Soils with Negative Pore Pressures," *Proceedings. Second Australia-New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 200-204.

- [200.] DONALD, I.B. (1960) -"Discussion on general principles and laboratory measurements", Proc. Conf. on Pore Pressure and Suction in Soils, 69-71, London: Butterworth.
- [201.] DONALD, I.B. (1961) -"The mechanical properties of saturated and partly saturated soils with special reference to negative pore water pressures", Ph.D. Thesis, University of London.
- [202.] DUNGLAS, J. (1964) -"Contribution à l'étude de l'influence des vibrations sur le comportement mécanique d'un matériau granuleux". Thèse de Doctorat, Fac. des Sciences de l'Université de Paris, 1964.
- [203.] DUNGLAS, J. (1967) -"Le compactage par vibration des milieux granuleux", TRAVAUX, Déc. 1967, pp. 563-572.
- [204.] DUNGLAS, J. (1971) -"Problèmes posés par l'utilisation de l'argile dans les barrages en terre", Division de la Méc. des Sols et Génie Civil, C.T.G.R.E.F. Antony.
- [205.] DUNGLAS, J.; FAYOUX, D. (1971) - "Destruction des barrages en terre par submersion", in : comportement des sols avant la rupture; Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, numéro spécial, Juin 1972.
- [206.] DUNGLAS, J.; KREITMANN H.; LOUDIERE D.; ROLLEY R.; ROLLAND L. et al. (1977) -"Technique des barrages en Aménagement Rural", Ministère de l'Agriculture, Direction de l'Aménagement
- [207.] EDLEFSEN, N.E. and A.B.C. ANDERSON (1955) -"Thermodynamics of Soil Moisture". *Hilgardia* Vol. 15, N°2, pp. 31-298.
- [208.] "E.I.S.T." (1975), La presse de la Cité, France, Mac Graw, Etats Unis
- [209.] "ENCYCLOPÆDIA Universalis" (1968-1974), Encyclopædia Universalis France, Editeur Paris
- [210.] FARZIN, M.H.; CORCIS, R.B.; KRIZEK, R.J. (1975) -"Inverse method for determining approximate stress - strain behaviour of soils", A.S.T.M.J. Test Evaluation 3, n° 1, pp. 51-61.
- [211.] FAVRE, J.L. (1976) -"Classification des paramètres et analyse statistique des données en Mécanique des Sols" - In : Stabilité des pentes, compte-rendus, Ecole Centrale de Paris.
- [212.] FEODOROFF, A.; MENTION, P. (1969) -"Remarques sur les procédés de mesure en laboratoire de la tension de l'eau du sol et sur quelques interprétations possibles des résultats". Lab. des sols - I.N.R.A., Rapport interne 1969.
- [213.] FISHER, F.A. (1926) -"On the Capillary Forces in an Ideal Soil." *Journal of Agricultural Sciences*, Vol. 16, pp. 492-505.
- [214.] FLORENTIN, J.; L'HERITEAU, G. et BRANDNA, E. (1948) -"Etude triaxiale d'échantillons d'argile homogènes et cohérents préparés en laboratoire". "Travaux", juin 1948.
- [215.] FLORIN, V.A. (1959) -"Osnovy mekhaniki gruntov (Fundamentals of soil mechanics, in Russian), 1, Goestroyizdat, Leningrad-Moskva (1959), 356 pp.

- [216.] FLORIN, V.A., *Osnovy mekhaniki gruntov (Fundamentals of soil mechanics, in Russian)*, 2, Gosstroyizdat, Leningrad-Moskva (1961), 543 pp.
- [217.] FOLQJE, J. (1961) - "Rheological Properties of Compacted Unsaturated Soils, Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Paris, 1, 113-116 pp.
- [218.] FORSLIND, E. (1950) - "Some remarks on the interaction between the exchangeable ion and the adsorbed water layers in montmorillonite". *Trans. 4th Intern. Congr. Soil Sci.*, 1, pp. 110-133.
- [219.] FOSTER, W.R.; SAVINS J.G. and WAITE J.M. (1955) - "Lattice expansion and rheological behavior relationships in water-montmorillonite systems, in MILLIGAN W.O., ed. - *Clays and clay minerals : 3rd Natl. Conf. on clays and clays minerals proc., Natl. Acad. Sci. Natl. Research Council, Pub. 395; pp. 296-316.*
- [220.] FRIPIAT, J.J. (1965) - "Surface chemistry and soil science" Butterworths, London (1965).
- [221.] FRIPIAT, J.J. (1963) - "Surfaces properties of alumino - silicates" XII th Nat. Conf. Clay and Clay Minerals, Atlanta, Sept/Oct. 1963 17 pp. 327-357.
- [222.] GABIS, V. (1964) - "Etude minéralogiques et géochimiques de la série sédimentaire oligocène du Velay"; Masson, Paris
- [223.] GALLEA, R. (1962) - "Contribution à l'étude des écoulements non permanents en milieux poreux", vidange rapide des barrages; drainage, doc. sp. Fac. Sciences Grenoble (1962).
- [224.] GARDNER, W. (1920) - "The Capillary Potential and its Relation to Soil Moisture Constants". Soil Science. Vol. 10, pp. 103-126.
- [225.] GARIDEL-THORON, R.de; KAMMERER, A. (1973) - "La surface d'écoulement ou surface de charge. Application aux sols", C.R. Acad. Sc. Paris, t. 277, Série A - 617/620.
- [226.] GARIDEL-THORON, R.de (1975) - "Etude de la surface d'écoulement plastique de certains matériaux. Application à la mécanique des sols". Thèse de Doctorat ès Sciences, à l'Univ. de Paris VI, Juin 1975.
- [227.] GERARD, C.J. (1965) - "The Influence of Soil Moisture, Soil Texture, Drying Conditions, and Exchangeable Cations on Soil Strength", Proceed. Soil Sciences Society of America, Vol. 29, n° 6, Division S-1 - Soil Physics.
- [228.] E.C.W.A. Geuse and Tan Tjong-Kie, *The Mechanical Behaviour of Clays*, Proc. Second Int. Congr. Théol., 247-259 (1953).
- [229.] E.C.W.A. Geuse, *Discussion*, Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Zurich, 3, 119 (1953).

- [230.] E.C.W.A. Geuze, *The Effect of Time on the Shear Strength of Clays*, Am. Soc. Civ. Eng. Convention in New OrLéans (1960)
- [231.] E.C.W.A. Geuze, *Theological and Mechanical Models of Saturated Clay Particle Systems*, IUTAM Symposium Grenoble 1964; *Rheology and Soil Mechanics*, Springer-Verlag, Berlin, 90-98 (1966).
- [232.] GHZALA (1974) - "Etude des digues sur argile saturée peu dense et calculs par éléments finis avec loi hyperbolique", Thèse du Docteur-Ingénieur, Université de Grenoble (1974).
- [233.] GIBBS, H.J.; HILF, J.W.; HOLTZ, W.G. and WALKER, F.C. (1960) - "Shear strength of cohesive soils", *Proc. Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, 33-162 (A.S.C.E.). Boulder, Colorado.
- [234.] GIBSON, R.E. (1953) - "Experimental determination of the true cohesion and angle of internal friction in clays", *Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech.*, 1: 126-130
- [235.] GIBSON, R.E. (1961) - Unpublished work
- [236.] GIBSON, R.E. and HENKEL, D.J. (1954) - "Influence of duration of tests at constant rate of strain on measured 'drained' strength", *Géotechnique*, 4: 6-15.
- [237.] GILL, W.R. (1959) - "The effects of drying on the mechanical strength of Lloyd clay", *Soil Sci. Soc. Am. Proceedings*, 23: 255-257
- [238.] GILL, W.R. (1959) - "Soil bulk density changes due to moisture changes in the soil", *Trans. Am. Soc. Agr. Eng.* 2, pp.104-108
- [239.] GILLOTT J.E. (1968) - "Clay in engineering geology". Elsevier, Amsterdam.
- [240.] GILLOTT J.E. (1969) - "Study of the fabric of fine grained sediments with the scanning electron microscope". *Journ. of sed. petrology*, vol. 39, n° 1, pp. 90-105, mars 1969).
- [241.] GILLOTT J.E. (1970) - "Fabric of Leda clay investigated by optical, electronoptical and X-ray diffraction methods". *Eng. Geol.*, 4 (1970), pp. 133-153.
- [242.] GIROUD, J.P.; BOTTERO, A. (1972) - "Influence des propriétés physico-chimiques des argiles monominérales sur leur comportement mécanique", *Bull. Liaison Labo. P. et C.*, n° 62, nov. déc. 1972, Réf. 1204.
- [243.] GIROUD, J.P. (1963) - "Etude statique en plasticité parfaite à deux dimensions d'un massif semi-infini de sol stratifié non pesant, limité par des plans supportant une charge uniforme" Th. de sp. Fac. Sc. Grenoble 1963.
- [244.] GLAESER, R. (1954) - "Complexes organo-argileux et rôle des cations échangeables". *Mém. des Services Chim. de l'Etat XXXIX* : 1 pp. 19-58; 2 pp 80-108.

- [245.] GLASSTONE, S.; LAIDLER, K.J.; EYRING, H. (1941) - "The theory of rate processes" Mc Graw-Hill Book Co, New-York.
- [246.] GLYNN, T.E. and SPENCE, R.A. (1961) - "An automatic control for pore-pressure measurements", *Géotechnique*, 11 : 183-185.
- [247.] GOLDSCHMIDT, V.M. (1926) - "Underskelser over lersedimenter". *Nordisk jordbrugsforskning*, n° 4-7, pp. 434-445.
- [248.] GOLDSTEIN, M. and G. Ter-Stepanian, (1957) - "The Long-term Strength of Clays, Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., London, 2, 311-314 (1957)
- [249.] GOLDSTEIN, M. (1958) - "Discussion, Proc. Brussels Conference 58 on Earth Pressure Problems, 3, 91-92 (1958).
- [250.] GOUY, G. (1920) - "Charge électrique à la surface d'un électrolyte". *J. Phys.*, IV, 9, 457.
- [251.] GRIFFIN, W.H. (1965) - "A Study of Strength Relationships of Critical Region-Déhydrated Kaolin Clay Sediments, M.S. Thesis, Purdue University, pp. 1-82.
- [252.] GRIM, R.E. (1953) - "Clay mineralogy". Mc Graw-Hill, New York.
- [253.] GRIM, R.E. and CUTHBERT F.L. (1945) - "The bonding action of clays". I : clays in green holding sands, *Illinois State Geol. Survey Rept. Invest 102*.
- [254.] GRIM, R.E.; BRADLEY W.F. and WHITE W.A. (1957) - "Petrology of the paleozoic shales of Illinois". *Illinois Geol. Survey Rept. Inv. 203*, 35 pp.
- [255.] GRIM, R.E. (1962) - "Applied clay mineralogy, Mc Graw Hill (1962)
- [256.] GRIMM, D. (1968) - "Introduction à l'étude du comportement rhéologique des argiles à l'aide du rhéogoniomètre", Thèse de Doctorat de spécialités, Fac. des Sciences de Grenoble.
- [257.] GUELIN, P. (1962) - "Ecoulement plastique à symétrie axiale pour des matériaux admettant une courbe intrinsèque" - Thèse de doctorat de spécialités, Fac. des Sciences de Grenoble, 1962.
- [258.] HABIB, P. (1951) - "Nouvelles recherches en mécanique du Sol", *Les Annales de l'I.T.B.T.P., série: Sols et Fondations n° 5*.
- [259.] HABIB, P. (1952) - "La résistance au cisaillement des sols" *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Sixième année, n° 61 (Sols et Fondations n° 12), Paris 1-40 (1953-a)*.
- [260.] HABIB, P. (1953) - "Influence de la variation de la contrainte principale moyenne sur la résistance au cisaillement des sols, Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., 1953.

- [261.] HABIB, P. (1953) - "Influence de la variation de la contrainte principale moyenne sur la résistance au cisaillement des sols", Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech., 1 : 151-136.
- [262.] HABIB, M.P. (1957) - "Thermo-osmose" in: quelques recherches de Mécanique du sol, Annal. de l'I.T.B.T.P., dixième année, n° 110.
- [263.] HABIB, P. (1970) - "Anomalies de l'écoulement de l'eau constatées dans les phénomènes de consolidation des argiles". Communication groupe français des argiles, nov. 1970.
- [264.] HAEFELI, R. (1965) - Creep and Progressive Failure in Snow, Soil Rock and Ice, Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Montreal, 3, 134-148 (1965).
- [265.] HOMSEN, P. (1953) - "Landslips in Norwegian Quick-clays", Geotechnique 3, 187-194
- [266.] HAEFELI R. (1951) - "Investigation and Measurements of the Shear Strength of Saturated Cohesive Soils, Géotechnique, 2, 186-208 (1951).
- [267.] HAINES, W.B. (1923), "The volume changes associated with variation of water content in soil", J. Agr. Sci. 13, pp. 296-310.
- [268.] HAINES, W.B. (1925) - "A Note on the Cohesion Developed by Capillary Forces in an Ideal Soil". Journal of Agricultural Science. Vol. 15. pp. 529-535.
- [269.] HAINES, W.B. (1927) - "Studies in the Physical Properties of Soils". Journal of Agricultural Science, Vol. 17; pp. 264-290.
- [270.] HAMAKER, H.C. (1937) - "The London-Van der Waale Attraction between Spherical Particles". Physics, Vol. 4, pp. 1058-1072.
- [271.] HANNIGAN, E.J. (1964) - "Critical Region Apparatus for the Dehydration of Clay Soils without Particle Disturbance. M.S. Thesis Purdue University, pp. 1-71.
- [272.] HARMATHY, T.Z. (1967) - "Moisture Sorption of Building Materials". Technical Paper n° 242, of the Division of Building Research, Ottawa, pp. 1-20.
- [273.] HENKEL, D.J. (1959) - "The Relationship between the Strength, Pore Water Pressure. And Volume Change Characteristics of Saturated Clays". Geotechnique, Vol. 9, n° 3, pp. 119.
- [274.] HENKEL, D.J. (1960) - "The Relationship between the Effective Stresses and Water Content in Saturated Clays". Geotechnique, Vol. 10, N° 2, p. 41.
- [275.] HAMBLY, E.C.; ROSCOE, K.H. (1969) - "Observations and predictions of stress and strain during plan strain of "wet" clays", Univ. of CAMBRIDGE, Depart. of Civil Engineering.

- [276.] HAMBLY, E.C. (1969) - "A New True Triaxial Apparatus", published by :
The Institution of Civil Engineering, Great George St,
London, SW 1
- [277.] HANDBOOK of Chemistry and Physics - 45th Edition 1964 - 1965 the
chemical Rubber C° (Cleveland).
- [278.] HANRAHAN, E.T. (1974) - "The stress-Strain-Time relationships for soils",
Univ. College Dublin, Civ. Engag. Dept, Upr. Merrion Str.,
Dublin 2, Ireland, Nat. Inst. Phys. Plan. Constr. Res.,
5th Martins House, Waterloo Rd., Dublin, 60 pp.
- [279.] HANSEN BRINCH, J. - "The Internal Forces in a Circle of Rupture,
Danish Geotechnical Institute, Bulletin N° 2 (1957).
- [280.] HANSEN BRINCH, J. - "A Model Law for Simultaneous Primary and Secondary
Consolidation, Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.
Paris, 1, 133-136 (1961.a).
- [281.] HANSEN BRINCH, J. (1965) - "Some Stress-Strain Relationships for Soils,
Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Montréal, 1,
231-234 (1965)
- [282.] HARMON et F. FRAULINI (1940) - "Properties of kaolinite as a function
of its particle size" J. Am. Ceram. Soc. 23
- [283.] HASEGAWA, H. and M. IKEUTI. - "On the Tensile Strength Test of Disturbed
Soils, IUTAM Symposium Grenoble 1964 : Rheology and Soil
Mechanics, Springer-Verlag, Berlin 405-412 (1966)
- [284.] HAYTHORNWAITE, R.M. (1960) - "Mechanics of the Triaxial Test for Soils,
Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc.
ASCE, 86, n° SM 5, 35-61
- [285.] HECHT, M.; DUPONT M.; DUCROS, P. - "Etude des phénomènes de transport
de l'eau adsorbée dans certains minéraux argileux par ré-
sonance magnétique nucléaire" Extrait du Bull. Soc. Franç.
Minér. Crist. 1966 LXXXIX 6 - 13.
- [286.] HENDRICKS, S.B. and JEFFERSON M.E. (1938) - "Structure of kaolin and
talcopyrophyllite hydrates and their bearing on water sorption
of clays". Am. Mineralogist, 23, 863-875.
- [287.] HENDRICKS, S.B.; NELSON R.A. and ALEXANDER L.T. (1940) - "Hydration me-
chanism of the clay mineral montmorillonite saturated with
various ions". J. Am. Chem. Soc. 62, pp. 1457-1464.
- [288.] HENIN S. (1970) - "Les conceptions des agronomes concernant les états de
l'eau dans les sols". Conférence groupe français des argiles,
Paris, nov. 1970.
- [289.] HENKEL, D.J. (1956) - "The effect of overconsolidation on the behaviour
of clays during shear", Geotechnique, 6; 139-150.
- [290.] HENKEL, D.J. (1957) - "Investigations of two long term failures in London
Clay slopes at Wood Green and Northolt", Proc. 4th Int. Conf.
Soil Mech. 2 : 315-320.
- [291.] HENKEL, D.J. (1958) - "The correlation between deformation, pore water
pressure and strength characteristics of saturated clays",
Ph.D. Thesis, University of London.

- [292.] HENKEL D.J. (1959) - "The relationships between the strength, pore water pressure and volume-change characteristics of saturated clays", *Géotechnique*, 9: 119-135.
- [293.] HENKEL D.J. (1960)a. - "The relationships between the effective stresses and water content in saturated clays", *Geotechnique*, 10 : 41-54.
- [294.] HENKEL D.J. (1960) a- "The shear strength of saturated remoulded clays" *Proc. Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, 533-554 (A.S.C.E.).
- [295.] HENKEL D.J. and GILBERT, G.D. (1952) - "The effect of the rubber membrane on the measured triaxial compression strength of clay samples", *Géotechnique*, 3 : 20-29.
- [296.] HENKEL D.J. and SKEMPTON A.W. (1955) - "A landslide at Jackfield, Shropshire, in a heavily over-consolidated clay", *Géotechnique*, 5 : 131-137.
- [297.] HILF, J.W. (1948) - "Estimating construction pore-pressures in rolled earth dams", *Proc. 2nd Int. Soil Mech.*, 3 : 234-240
- [298.] HILF, J.W. (1956) - "An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils", *Bureau of Reclamation, Tech. Mem. 654.*
- [299.] HILF, J.W. (1956) - "An Investigation of Pore-Water Pressure in compacted Cohesive Soils". *Technical Memorandum n°. 654. Bureau of Reclamation, U.S. Department of Interior. Denver, Colorado.*
- [300.] HOFMANN U. und HAUSDORF A. (1945) - "Über das sedimentvolumen und die quellung von bentonit". *Kolloid-Zeitschr*, v. 110, pp. 1-17.
- [301.] HOLTZ, W.G. (1947) - "The use of the maximum principal stress ratio as the failure criterion in evaluating triaxial shear tests on earth materials", *Proc. Amer. Soc. Test Mater.*, 47 : 1067-1076.
- [302.] HONDROS, G. (1959) - "The evaluation of Poisson's ratio and the modulus of materials of the low tensile resistance by the Brazilian (indirect tensile) test with particular reference to conc etc" *Aust. J. Appl. Sci* 10 (3), pp. 243-268.
- [303.] HOSHINO K. (1961) - "An Analysis of the Volume Change, Distortional Deformation and Induced Pore Pressure of Soils under Triaxial Loading, *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Paris* 1, 151-158.
- [304.] HOUSTON, W.N. (1967) - "Formation mechanism and property interrelationships in sensitive clays". *Ph. D. Thesis, Berkeley.*
- [305.] HSI, H.R. and CLIFTON D.F. (1962) - "Flocculation of selected clays by various electrolytes", in Swineford, Ada ed : *clays and clay minerals : New York, Pergamon Press, 9 th Natl. Conf. on clays and clay minerals Proc.* pp. 269-275.

- [306.] HUMPHREYS, J.D. (1975) - "Some empirical relationships between drained friction angles, mechanical analyses and Atterberg limits", *Géotechnique* 25, n°3, pp. 581-585.
- [307.] HURTADO, J. (1969) - "Théorie théologique de la résistance des matériaux", *Le Génie Civil - T 146*, n°5 - Mai 1969.
- [308.] HVORSLEV, M.J. (1960) - "Physical Components of the Shear Strength of Saturated Clays", ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, University of Colorado, 169-275.
- [309.] ILKER, U. (1969) - "Ecrouissage et fragilité comparée pour plusieurs argiles", Thèse d'Ingénieur - Docteur, Faculté des Sciences de Grenoble.
- [310.] INGLES, O.G. (1962) - "Bonding Forces in Soils - Part III", *Australian Road Research Board Proceedings, Part II*, pp. 1025-1047.
- [311.] JARRETT, P.M. (1967) - "Time-dependent consolidation of a sensitive clay" : *Materials research and standards*, vol. 7, n°7, 1967, pp. 300-304.
- [312.] JENNINGS, J.E. (1960) - "A revised effective stress law for use in the prediction of the behaviour of unsaturated soils", *Proc. Conf. on Pore Pressure and Suction in Soils*, 26-30 London : Butterworths 1961.
- [313.] JENNINGS, J.E. and BURLAND, J.B. (1962) - "Limitations of the Use of Effective Stresses in Partly Saturated Soils", *Géotechnique*, Vol.12, n°2, pp. 125-144.
- [314.] JIMENEZ SALAS, J.A. (1971) - "Quelques aspects fondamentaux de la déformabilité des sols", in : *Comportement des sols AVANT la rupture, Journée Nationales - Paris 17-19 Mai 1971*, publié dans le numéro spécial du Bull. de Liaison des Laboratoires des P. et Ch., Juin 1972.
- [315.] JIMENEZ SALAS, J.A. and SERRATOSA, J.M. (1953) - "Compressibility of clays", 3rd internat. conf. on soil mech. and found. Eng. Proc., v. 1, pp. 192-198.
- [316.] JOHNSON S.J. and WHITMAN R.V. (1960) - "Shear Strength of Saturated, Remolded Clays", Moderators' report Session 3, ASCE Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, University of Colorado, 1131-1135.
- [317.] JOSSEAUME, H. (1971) - "Etude de la pression interstitielle", Rapport de recherche n°14, L.C.P.C.
- [318.] JOSSEAUME, H. (1972) - "Influence des gradients de pression interstitielle sur les résultats de l'essai triaxial", Rapport de recherche n°21, L.C.P.C.
- [319.] KAARSBERG, E.A. (1959) - "Introductory studies of natural and artificial argillaceous aggregates by sound-propagation and X-ray diffraction methods" : *Jour. Geology*, v. 67, pp. 447-472.

- [320.] KEEDWELL, M.J. (1961) - "The deformation behaviour of soils. The theology of clays", *Proceed. Symp. Interaction of structure a. Found., Univ. Birmingham - Midland., S.M. Found. Engin. Sec., Dept Civil. Engin., Birmingham. England, Sess. 1.*
- [321.] KEEN, B.A. (1924) - "On the Moisture Relationships in an Ideal Soil", *Journal of Agricultural Science, Vol. 14, pp. 170-177.*
- [322.] KEEN, B.A. (1931) - "The Physical Properties of the Soil", Longmans, Green and Co., London.
- [323.] KELLER, W.D. (1963) - "Diagenesis in clay minerals, a review" : clays and clay minerals, *Proc. Natl. Conf. on clays and clay minerals, 11, pp. 136-157.*
- [324.] KENNEY, T.C. (1967) - "The Influence of Mineral Composition on the Residual Strength of Natural Soils", *Proceeding of the Geotechnical Conference Oslo 1967, 1, 128-130.*
- [325.] KIRKHAM, D. and POWERS, W.L. (1971) - "Advanced Soil Physics", Wiley Interscience, U.S.A.
- [326.] KIRKPATRICK-BELSHAW, (1968) - "On the interpretation of the triaxial test", *Géotechnique, Tome XVIII n°3.*
- [327.] KITTEL, C. (1958) - "Introduction à la physique du solide. Dunod Paris.
- [328.] KRISHNAYYA, A.V.G. and EISENSTEIN, Z. (1973/74) - "Brazilian Tensile Test for Soils", *CAN. GEOTECH. J. Vol. 11, 1974, pp. 632-641.*
- [329.] KRISHNAYYA, A.V.G. (1973) - "Analysis of cracking of earth dams", *Ph. D. Thesis. Univ. Alberta, Edmonton, Alta.*
- [330.] KRIUKOV, P.A. and KOMAROVA, N.A. (1957) - "On squeezing water from clay under ultra high-pressure". *Akad. Nauk, S.S.S.R., Doklady, v. 99, pp. 671-619.*
- [331.] KRIZEK, R.J. (1976) - "Fabric Effects on strength and deformation of kaolin clay", *Technical Report, Depart. Civil Engineering, Northwestern University, Evanston.*
- [332.] KRIZEK, R.J., EDIL, T.B. and OZAYDIN, I.K. (1975) - "Preparation and identification of clay samples with controlled fabric", in : *Engineering Geology, 9 (1975) 13-38, Elsevier Scientific Publ. Comp. Amsterdam.*
- [333.] KRIZEK, R.J., CHAWLA, K.S. and EDIL, T.B. (1976) - "Directional creep response of anisotropic clays", *personal communication.*
- [334.] KULCHITCKIJ, L.I. (1970) - "Application d'un modèle osmotique à l'étude de la compressibilité et du gonflement des argiles saturées", *Coopération technique et scientifique franco-soviétique en Mécanique des Sols, Traduction 72 T 30, L.C.P.C. Service de documentation.*

- [335.] KULKARNI, R.F. (1976) - "Viscosity of double diffuse layer", *Indian Geotech. J.* 6 (1976) n°1, pp. 1-16, 6 fig.
- [336.] KUMAR, L. and WEBER, J.A. (1974) - "Compaction of Unsaturated Soil by Different Stress Paths", *Trans. ASAE* 17, Vol. n°6.
- [337.] KURTAY, T. and REECE, A.R. (1970) - "Plasticity Theory and Critical State Soil Mechanics", *J. of Terramechanics*, 1970. Vol. 7, n°3 and 4, pp. 23-56, Pergamon Press. (G.B.).
- [338.] KYVELLOS, G. (1955) - "Etude de la courbe intrinseque des sols compactés et non saturés", Thèse de Doctorat, Université de Paris, Juin 1955.
- [339.] LABIN, E. (1975) - "Banques de données dans le domaine scientifique et technique", Edition : B.N.I.S.T. (Documentation Française).
- [340.] LADD, C.C. and KINNER, E.B. (1967) - "The strength of clays at low effective stresses", *Research Report R 67-4, M.I.T.*
- [341.] LAMBE, T.W. (1951) - "Soil Testing for Engineers, New York and London : John Wiley.
- [342.] LAMBE, T.W. (1953) - "The Structure of Inorganic Soil", *Proceedings, ASCE, Separate 315, Vol. 79.*
- [343.] LAMBE, T.W. (1958) - "The engineering Behaviour of compacted clay", *Proceedings ASCE, Journal of the S.M.F.D., paper 1655, pp. 1-35.*
- [344.] LAMBE, T.W. (1958) - "The Structure of Compacted Clay", *Journal of the Soil Mechanics Foundations Division, Proceeding of the American Society of Civil Engineers, Vol. 84, SM 2, pp. 1-34.*
- [345.] LAMBE, T.W. (1960) - "A mechanistic picture of shear strength in clay", *Proc. Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, 555-580 (A.S.C.E.).*
- [346.] LAMBE, T.W. (1960) - "Discussion on shear strength of partly saturated cohesive soils", *Proc. Research Conf. on Shear Strength of Cohesion Soils, 1094-1095 (A.S.C.E.)*
- [347.] LAMBE, T.W. (1961) - "Residual Pore Pressures in Compacted lays", *Proceedings, Fifth International Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 207-212.*
- [348.] LAMBE, T.W. and WHITMAN, R. (1969) - "Soil mechanics". J. WILEY and SONS.
- [349.] LANGFELDER, L.J. (1964) - "An Investigation of Initial Negative Pore Water Pressure in Statically Compacted Cohesive Soils", *Ph.D. THESIS, University of Illinois, pp. 1-123.*

- [350.] LAUPRETTE, P. (1962) - "Contribution à l'étude de la propagation des ondes sismiques dans les sols", th. d. sp. Fac. Sc, Grenoble.
- [351.] LAUTRIN, D. (1977) - "Recherche de corrélations entre quelques caractéristiques géotechniques des sols argileux naturels et la composition minéralogique de leur fraction argileuse", Thèse de Doctorat, l'Université de Bordeaux I, 245 pages.
- [352.] LAVE, M. (1972) - "Structure et mécanique de trois argiles pures sédimentées et consolidées artificiellement", Thèse de Doctorat du 3ème cycle, Université d'Orléans, Juin 1972.
- [353.] LEDEUIL, E.P. (1960) - "Contribution à l'étude des contraintes des déformations et des circulations d'eau dans le barrage de SERRE-PONCON, Th. d. sp. Fac. Sc. Grenoble.
- [354.] LEFLAIVE, E. (1960) - "Calcul par la méthode des caractéristiques des profils de talus des massifs en équilibre" limite à surface plane inclinée non chargée" Th. d. sp. Fac. Sc. Grenoble.
- [355.] LE LONG, M. (1968) - "Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sols sous fortes pressions", Thèse de Docteur-Ingénieur, Fac. des Sciences de Grenoble.
- [356.] LEONARDS, G.A. (1953) - "Strength Characteristics of Compacted Clays" *Proceedings, ASCE, Separate No. 360, Vol. 79, pp. 1-35.*
- [357.] LEONARDS, G.A. (1962) - "Correspondance" *Géotechnique, Vol. 12, n°4, pp. 354-355.*
- [358.] LEONARDS, G.A. (1962) - "Engineering properties of Soils", *Foundation Engineering, McGRAW Hill, pp. 66-240.*
- [359.] LEONARDS, G.A. and ANDRESLAND, O. B. (1960) - "The Clay-Water System and the Shearing Resistance of Clays", *Proceeding, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, Boulder, Colorado, pp. 793-818.*
- [360.] LEONARDS, G.A. and GIRAULT, P. (1961) - "A study of the One-Dimensional Consolidation Test", *Proceeding, Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 215-218.*
- [361.] LEONARDS, G.A. and NARAIN, J. (1963) - "Flexibility of Clay and Cracking of Earth Dams", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. ASCE, 89, n° SM 2, 47-98.*
- [362.] LEONARDS, G.A. and ALTSCHAEFFL, A.G. (1964) - "The compressibility of clay", *Journal of S.M.F.D., Proc. A.S.C.E., vol. 90, SM5, pp. 133-155.*
- [363.] LEVY, R. (1960) - "Contribution à l'étude de mouvement non permanent d'infiltration de l'eau dans les massifs en terre" Th. d. sp. Fac. Sc. Grenoble.

- [364.] LIPPENS, B.C. and de BOER, J.H. (1965) - "Studies on pore systems in catalyzes v. the v. method". *Journal of Catalysis*, 4, pp. 319-323.
- [365.] LO, K.Y. (1961) - "Stresse-Strain Relationship and Pore Water Pressure Characteristics of a Normally Consolidated Clay", *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris*, 1, 219-224.
- [366.] LONDE, P. and STERËNBERG, J. (1965) - "Contribution à la discussion sur les coefficients de sécurité des barrages en terre", 6ème Congrès International de la Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Montréal (Vol. II).
- [367.] LONGENECKER, D.E. (1960) - "Influence of soluble anions on some physical and physicochemical properties of soils". *Soil Sci.*, v. 90, pp. 185-191.
- [368.] LOW, P.F. (1959) - Discussion on "Physical-Chemical Properties of Soils - Ion Exchange Phenomena", by A.W. TAYLOR, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings, ASCE, Vol. 85*, pp. 79-89.
- [369.] LOW, P.F. and LOVELL, G.W. (1959) - "The Factor of Moisture in Frost Action", *Highway Research Board Bulletin 225, National Academy of Sciences, National Research Council*, pp. 23-39.
- [370.] LOW, P.F. (1961) - "Physical chemistry of clay-water interaction", in NORMAN A.G., ed., *Advances in agronomy*, v. 13, New York, Academic Press, pp. 269-327.
- [371.] LOW, P.F. (1960) - "Viscosity of water in clay systems", in : A. Swineford (ed.) *Clays and Clay Minerals, Proc. 8th Nat. Conf. (Norman, Okla)* pp. 170-182.
- [372.] LOW, P.F. (1975) - "Viscosity of Interlayer Water in Montmorillonite", *Journal Paper n°6065, Dept. Of Agronomy, Purdue Univ.*
- [373.] LUMB, P. (1975) - "Applications des statistiques et des probabilités aux sciences de l'ingénieur", *Deuxième Conf. Inter. sur l'application des statistiques et des probabilités en Mécanique des Sols et calcul des structures, Aix-la-Chapelle.*
- [374.] MACEY, H.H. (1942) - "Clay water relationships and the internal mechanism of drying". *trans. Ceram. Soc. (Engl.)* 41, pp. 73-121.
- [375.] MACKENZIE, R.C. (1950) - "Some notes on the hydration of montmorillonite". *Mineralog. Soc. Gr. Britain Clay mineral bull.*, 4, pp. 115-120.
- [376.] MAEDA, T. and WARKENTIN, B.P. (1975) - "Vois Changes in Alloplane Soils Determining Water Detention and Transmission", *SOIL SCI. Amer. Proc.*, Vol. 39, 1975, n°3.
- [377.] MAISONNEUVE, A. (1968) - "Stabilité des talus en terre", *Thèse de doctorat de spécialités, Fac. des Sciences de Grenoble.*

- [378.] MALLET et PACQUANT (1951) - "Les barrages en terre", Eyrolles Paris.
- [379.] MALYSHEY (1967) - "On the generalization of the Mohr-Coulomb strength criterion of soils", Congrès d'OSLO - Tome II.
- [380.] MANDEL, J. (1960) - "Application du calcul symbolique à l'étude des corps viscoélastiques, Introduction à l'étude de la rhéologie. B. PERSOZ et al., Dunod, Paris, 93-116.
- [381.] MANTIN, I. (1969) - "Mesure de la capacité d'échange des minéraux argileux par l'éthylène diamine et les ions complexes de l'éthylène diamine". C.R. Acad. Sc. Paris, t. 269, pp. 815-818
- [382.] MARSHALL, C.E. (1964) - "The physical chemistry and mineralogy of soils. Vol. I: Soil materials. J. WILEY and Sons; London.
- [383.] MARSAL, R.J. and RESINES, J.S. (1960) - "Pore pressure and volumetric measurements in shear tests", Proc. Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, 965-983 (A.S.C.E.).
- [384.] MARSHAL, T.J. (1959) - "Relations between Water and Soil", Com. Bureau of Soils Tech. Comm. N°50. C.A.B. Harpenden.
- [385.] MARECHAL, J.C. (1970) - "Contribution à l'étude des propriétés thermiques et mécaniques du béton en fonction de la température", Annales de l'ITBTP, n°274 (Série Béton, B.A.).
- [386.] MARTIN, R.T. (1959) - "Water vapour sorption on kaolinite: entropy of adsorption" VIIIth Nat. Clay Conf. Norman (Oklah.).
- [387.] MARTIN, R.T. (1957) - "Water vapour sorption on kaolinite hysteresis" Proc. VIth Nat. Conf. Clays and Clay Minerals (p. 259-278).
- [388.] MARTIN, R.T. (1965) - "Quantitative fabric of consolidated kaolinite". M.I.T. research report, R 65-47.
- [389.] MARTIN, P. (1971) - "Essai sur la géotechnique", Thèse de Doctorat es Sciences, Université de Provence.
- [390.] MASLOV, N.N. (1955) - "Usloviya ustoiçivosti sklonov i otkosov" (Conditions of the stability of slopes and excavations, in Russian), Gosenergoizdat, Moskva, 467 pp.
- [391.] MASLOV, N.N. (1965) - "Soprotivlyaemost glinistykh gruntov sãvigu v nekonsolidirovannom sostoyanii i voprosy polzuchesti (Shearing resistance of clayey soils in non-consolidated state and the creep problems, in Russian), Sb. trudov Vsesoyuznogo soveshchaniya po stroitel'stvo na slabykh vododasyshchemykh glinistykh gruntakh. Tallin.

- [392.] MASSON, M. (1971) - "Cartographie géotechnique de l'agglomération rouennaise", Bull. Liaison LABO. F. et Ch. 52, pp. 109-117.
- [393.] MATTIAT, B. (1969) - "Eine Methode zur elektronenmikroskopischen Untersuchung des Microgefüges in tonigen Sedimenten". Geol. Jb, 38-587, 111, Hannover, Oktober 1969.
- [394.] MATYAS, E.L., RADHAKRISHNA, H.S. (1968) - "Volume change characteristics of partially saturated soils", Géotechnique, R.U., Vol XVIII, n°4, pp. 432-448.
- [395.] MAZIERE, J.P. (1969) - "Contribution à l'étude des propriétés physiques et mécaniques de la tourbe", Thèse de doctorat de spécialités, F.S. des Sciences de Grenoble.
- [396.] MAEDE, R.H. (1961) - "X-ray diffractometer method for measuring preferred orientations in clays". Art. 116, in U.S. Geol. Survey Prof. Paper 424-B, pp. B 273-276.
- [397.] MAEDE, R.H. (1961) - "Compaction of montmorillonite-rich sediments in western Fresno County, California". Art. 324 in U.S. Geol. Survey Prof. Paper 424-D, pp. D 89-92.
- [398.] MAEDE, R.H. (1964) - "Removal of water and rearrangement of particles during the compaction of clayey sediments - review". Geological Survey Prof. Paper, 497 B.
- [399.] MERING, J. (1946) - "The hydration of montmorillonite". Trans. Faraday Soc., 42 B, pp. 205-219.
- [400.] MESRI, G. and OLSON, R.E. (1970) - "Shear strength of montmorillonite". Géotechnique 20, n°3, pp. 261-270.
- [401.]
C.A. BLACK Edit. Madison (Wiscons.).
- [402.] MEUNIER, M. (1973) - "Contribution à l'étude des ondes et des ondes de choc dans les sols". Thèse de Docteur-Ingénieur, Université des Sciences de Grenoble.
- [403.] MICHAELS, A.S. and LIN, C.S. (1955) - "The permeability of kaolinite". P. 1239, Ind. Eng. Chem., vol. 46.
- [404.] MIGNIOT, C. (1962) - "Etude des propriétés physiques de différents sédiments très fins et de leur comportement sous des actions hydrodynamiques. La houille blanche, N°7.
- [405.] MILANOVIC, D. (1970) - "Some engineering properties of loess", Proc. of the Speciality Session on Engineering Properties of Loess and other collapsible soils, Cordoba, Argentina.

- [406.] MILLOT, G. (1964) - "Géologie des argiles. Masson. C^{ie} Paris.
- [407.] MIR EMARATI, D. (1969) - "Pression interstitielle dans les milieux poreux", Annales de l'I.T.B.T.P., Nov. 1969, n° 263, Série : E.M. (119).
- [408.] M.I.T. (1963) - "Engineering Behavior of Partially Saturated Soils, Research Report R 63-26, pp. 1-66.
- [409.] MITCHELL, J.K. (1955) - "Discussion on "Strength Characteristics of Compacted Clays, "by, G.A. LEONARDS, Transactions, American Society of Civil Engineers, Vol. 120. pp. 1462-1467.
- [410.] MITCHELL, J.K. (1956) - "The fabric of natural clays and its relation to engineering property", Proceedings of Highway research Board, vol. 35.
- [411.] MITCHELL, J.K. (1964) - "Shearing of soils as a Rate Process", Journal of S.M.F.D., Proceedings of ASCE, Vol. 90. Janv. 1964.
- [412.] MITCHELL, J.K. (1960) - "The application of colloidal theory to the compressibility of clays", in PARRY R.H.G. ed. Interparticle forces in clay-water-electrolyte systems : Melbourne (Australia, Commonwealth Sci. and Indus. research organization, pp. 2.92-2.97.
- [413.] MITCHELL, J.K. (1961) - "Fundamental aspects of thixotropy in soils". A.S.C.E. Trans. Vol. 126, Paper n° 3251, p. 1586.
- [414.] MITCHELL, J.K., DON HOOPER, R. and CAMPANELLA, R.G. - "Permeability of Compacted Clay", Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings, ASCE, Vol. 91, SM 4, pp. 41-65.
- [415.] MITCHELL, J.K., CAMPANELLA, R.G. and SINGH, A (1968) - "Soil creep as a rate process". Proc. Am. Soc. Civ. Eng. 94, SM1, pp. 231-253.
- [416.] MITCHELL, J.K., CAMPANELLA, R.G. and SING, A. (1969) - "Bonding, effective stresses and strength of soils". A.S.C.E. proc., vol. 95, n° SM5 (sept. 1969)
- [417.] MITCHELL, J.K. and McCONNEL, J.R. (1965) - "Some characteristics of the elastic and plastic deformation of clay on initial loading". Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech, Montreal.
- [418.] MOFFAT, W.G., PEARSALL, J. and WULFF, J. (1964) - The structure. J. WILEY New-York.
- [419.] MONNET, A. (1964) - "Contribution à l'étude de la propagation dans les sols influence du fluide interstitiel, Th. d. sp. Fac. Sc. Grenoble.
- [420.] MORE, G. (1964) - "Contribution à l'étude de la rupture fragile des matériaux isotropes et des matériaux anisotropes", Thèse de doctorat de spécialités, Fac. des Sciences de Grenoble.

- [421.] MOORE, C.A. and MITCHELL, J.K. (1964) - "Electromagnetic forces and soil strength", *Géotechnique* 24, N°4, pp.627-640.
- [422.] MORGENSTERN, N.R. and PRICE, V.E. (1965) - "The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces", *Géotechnique*, 15, 79-93.
- [423.] MORGENSTERN, N.R. and TCHALENKO, J.S. (1967) - "Microscopic structures in kaolin subjected to direct shear". *Géotechnique* 17, pp. 309-328.
- [424.] MOUM, J. and ROSENQVIST, I. Th. (1961) - "The mechanical properties of montmorillonite and illitic clays related to the electrolytes of the pore water, Proc. 5th Int. Conf. on soil mech. and found. eng., vol. 1, pp. 263-267.
- [425.] MOUROUX, P. (1969) - "Contribution à l'étude des problèmes de retrait et de gonflement des sols". Thèse de Doctorat de spécialité, Faculté des Sciences de Grenoble.
- [426.] MÜLLER, G.M. (1967) - "Diagenesis in argillaceous sediments". *Developments in sedimentology*, 8, ch. 4 : Diagenesis in sediments. Elsevier, Amsterdam.
- [427.] MURAYAMA, S. and SHIBATA, T. (1961) - "Rheological Properties of Clays", Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris, 1, 269-273.
- [428.] MURAYAMA, S. and SHIBATA, T. (1961) - "Rheological Properties of Clays", *Proceedings, Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 269-271.
- [429.] NACCI, V.A. and TAYLOR, R.J. (1967) - "Influence of clay structure on elastic wave velocities". *Int. Symposium on wave propagation and dynamic properties of earth materials, Un. of New-Mexico*, pp. 491-502.
- [430.] NAGARAJ, T.S. and SOMASHEKAR, B.V. (1973/74) - "The failure Criteria for Soils", *CAN. GEOTECH. J. VOL. 11*, pp. 628-632.
- [431.] NAJDANOVIC, N. (1972) - "Dugotrajna čvrstoća tla", *Posedna publicatijska časopisa "IZGRADNJA"*, (Yugoslavia).
- [432.] NAKAHIRA, M. (1964) - "Electrical resistance measurements of kaolinite and serpentine powders during dehydroxylation" Proc. XIIth Nat. Conf. Clays and Clay Minerals (pp. 29-35).
- [433.] NERPIN, S.V. and DEJARGUIN, B.V. (1961) - "The investigations of mechanical and hydrological properties of soils based on surface tension forces consideration", Vth I.C.S.M.F.E.I. 1/47 pp 275-279.
- [434.] NEYRINCK, M. (1962) - *Essais triaxiaux sur de très gros échantillons, pressions interstitielles, vitesses d'écrasement*", Th. d. sp. Fac. Sc. Grenoble.

- [435.] NEWLAND, P.L. and ALLELY, B.H. 1957 – *Volume Changes in Drained Triaxial Tests on Granular Materials*, *Géotechnique*, 7, 17–34.
- [436.] NEWLAND, P.L. and ALLELY, B.H. 1959 – *Volume Changes during Undrained Triaxial Tests on Saturated Granular Materials*, *Géotechnique*, 9, 174–182.
- [437.] NICOL A.W., (1964) – “Tropotactic transformation of muscovite under mild hydrothermal conditions” *Proc. XIIth Nat. Conf. Clays and Clay Minerals* (p 11 – 19).
- [438.] MONVEILLER E. and SUKJE L., (1955) – *Landslide Zalesina*, *Proc. European Conference on Stability of Earth Slopes, Stockholm, 1, 107–121*; reprinted in *Géotechnique*, Vol. 5, 143–153.
- [439.] NONVEILLER E., (1956) – *Kliziste Zalesina (Landslide Zalesina, in Serbo-Croatian)*, *Geoloski vjesnik*, 8–9, 141–152.
- [440.] NONVEILLER E., (1965) – *The Stability Analysis of Slopes with a Slip Surface of General Shape*, *Proc. 6th Int. Soil Mech. Found. Eng., Montreal, 2, 522–525*.
- [441.] NORRISH Keith, (1954) – “The swelling of montmorillonite”. *Faraday Soc (London), Discussions* 18, pp. 120–134.
- [442.] NORTON F.H. and JOHNSON A.L. (1944) – “Fundamental study of clay : V, Nature of water film in plastic clay”. *Am. Ceram. Soc. Journal*, 27, pp. 77–80.
- [443.] Numéro spécial du *Bulletin de Liaison des Laboratoires Routiers* (1970) -- “*Hydraulique des Sols*” *Compte rendu des journées d’Hydraulique des Sols* : 27, 28 et 29 nov. 1968, *Ponts et Chaussées* (n° spéc. N).
- [444.] Numéro spécial du *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* (1976 – “*Stabilité des talus*” Tome I : “*Versants naturels*”, Tome II “*Déblais et remblais*”, *Ministère de l’Equipement*.
- [445.] ODOM I.E. (1967) – “Clay fabric and its relation to structural properties in mid-continent Pennsylvanian sediments”. *J. sediment petrol*, 37 (2) pp. 610–623.
- [446.] OLSON, R.E. (1960) – “Discussion on shear strength of saturated, remoulded clays”, *Proc. Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, 1043–1049 (A.S.C.E.)*.
- [447.] OLSEN H.W. (1962) – “Hydraulic flow through saturated clays”. *9th Natl. Conf. on clays and clay minerals, v. 9, Pergamon Press, New York*.
- [448.] OLSON R.E. (1962) – “The shear strength properties of calcium illite”. *Geotechnique*, v. 12, pp. 23–43.

- [449] OLSON R.E. (1963) – “Shear strength properties of a sodium illite”.
A.S.C.E. Proc., vol. 89, n° SM1, part. 1.
- [450] OLSON R.E. and MITRONOVAS F. (1962) – “Shear strength and consolidation characteristics of calcium and magnesium illite”. In SWINEFORD, Ada ed, *Clays and clay minerals*, New York, Pergamon Press, 9th Natl. Conf. on clays and clay minerals Proc., pp. 185–209.
- [451] OLSON R.E. and LANGFELDER L.J. (1965) – “Pore Water Pressures in Unsaturated Soils. “*Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings, A.S.C.E.*, Vol. 91, SM 4, pp. 127–150.
- [452] OLSEN H.W. (1966) – “Darcy’s law in saturated kaolinite” *Water Resources Research* 2, n°2 pp 287–295.
- [453.] OVERBEEK J. Th. G. (1952) – “The interaction between colloidal particles”
In KRUYT H.R. ed, *Colloid Science*, Amsterdam, Elsevier, v. 1, pp. 245–277.
- [454.] PADUANA J.A. and MITCHELL J.K. (1967) – “Clay-sand interaction in consolidated mixtures”. *Soil mechanics and bituminous materials laboratory, Berkeley.*
- [455.] PALMER L.S. (1952) – “Dielectric Constant of Water in Wet Clay”
Proceedings of the Physical Society of London, Vol. 65B, pp. 674–678.
- [456] PALMER L.S. A. CUNLIFFE and HOUGH J.M. (1952) – “Dielectric Constants of Water Films.” *Nature*. Vol. 170, p. 796.
- [457] PARRY R.H.G. (1956) – “Strength and deformation of clay”, Ph. D. Thesis, University of London.
- [458.] PECK R.B. and LOWE J. III (1960) – *Shear Strength of Undisturbed Cohesive Soils, Moderators’ report Session 4, A.S.C.E. Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, University of Colorado, 1137–1140.*
- [459.] PERSOZ B. et al. (1960) – *Introduction à l’étude de la rhéologie*, Dunod, Paris 251 pp.
- [460.] PETERSON K.E. (1955) – *The Early History of Circular Sliding Surfaces*, *Géotechnique*, 5, 275–296.
- [461.] PICKETT A.G. and LEMKOE M.M. (1959) – “An investigation of shear Strength of the clay water system by radio frequency spectroscopy”, *J. Geophys. Res.*, v. 64, pp. 1579–1586.
- [462.] PILOT G., AMAR S., Le ROUW A. (1969) – “Relation entre la composition minéralogique et les caractéristiques mécaniques de quelques sols français”. *Bulletin liaison laboratoires routiers*, n° 43, Janv.-Fév. 1970 (colloque de géotechnique, Toulouse, Mars 1969).
- [463.] PINCHAUT R. (1966) – “Les liaisons interparticulaires dans les milieux argileux application au gonflement”, Th. d. sp. Fac. Sc. Grenoble

- [464] POST G. et LONDE P. (1953) – “Les Barrages en terre compactée”, Gauthiers-Villars, Paris.
- [465.] POTTS R.H. (1959) – “Cationic and structural changes in Missouri river clays when treated with ocean water”. Thesis University Missouri, Colombia, Mo, unpublished.
- [466.] POULOS H.G. and AHLSTON A.T. (1974) – “A study of the deformation parameters of kaolin”, Univ. Sydney, Sch. Civ. Engng., Res. Rep. N° 243, April 1974, 18 pp.
- [467.] PRAGER M. (1974) – “Mesures de contraintes dans les sols de la cellule Glotz de pression totale”. Thèse de Docteur-Ingénieur, Université des Sciences de Grenoble.
- [468.] “Pratique du Compactage” (1976) – Cycle de Formation Continue sous la direction du Prof. BIAREZ, Ecole Centrale des Arts et Manufactures, Tome 1 et 2 (Chat-Malabry).
- [469.] PREVOST J.-H., HÖEG K. (1975) – “Soil mechanics and plasticity analysis of strain softening”. *Géotechnique* 25, n° 2, pp. 279–297.
- [470.] Proceedings (1954) – Conference on the Stability of Earth Slopes, Stockholm (also, *Géotechnique*, 5 : 1–226).
- [471.] Proceedings (1960) – Conference on Pore Pressure and Suction in Soils. London : Butterworth.
- [472.] Proceedings (1961) – Research Conference on the Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder (A.S.C.E.).
- [473.] Proceedings (1961) – Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris.
- [474.] Proceedings of the ninth international conference on soil mechanics and Foundation engineering (1977), Tokyo, vol. I.
- [475.] “Propriétés Mécaniques et Reconnaissance des sols” (1976) – Cycle de Formation Continue sous la direction du Professeur BIAREZ, Ecole Centrale des Arts et Manufactures, Chat-Malabry.
- [476.] PUSCH R. (1967) – “A technique for investigation of clay microstructure”. *J. microscopie*, 6, pp. 963–986.
- [477.] PUTZ A. (1967) – “Contribution à l'étude de la consolidation”, Th. d. sp. Fac. Sc. Grenoble.
- [477.5] QUIRK J.P. (1960) – “The Role of Interparticle Forces in Soil Structure” Conference on Interparticle Forces in Clay-Water-Electrolyte System, Melbourne, pp 2-1 to 2-8.
- [478.] RADENKOVIC D. (1963) – “Cours de Plasticité”, notes internes dans le cadre du 3ème cycle, Université de Grenoble.
- [478.5] RAGUENEL A. de- (1973) – “Une expérience de fichier géotechnique sur ordinateur”, *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 67, Paris.

- [479.] KADENKOVIĆ D., IVKOVIĆ M. (1957) – “Application de la Théorie de la plasticité à la détermination des forces portantes” (en serbe) GLAS Acad. Serb. Sc., 237, Ss. tech. 4.
- [480.] RADENKOVIĆ D., SALENCON J. (1971) – “Equilibre limite et rupture en mécanique des sols”, Journées Nationales, Paris 17–19 Mai 1971 public in : Bulltin de Liaison des laboratoires des P. et Ch. n° spécial juin 1972.
- [481.] RAITBURD Ts. M. (1960) – “Study of microstructure of clays by W-ray methods”. In Reports to the meeting of the international commission for the study of clays : Acad. Sci. USSR Dpt. Geol. Geog. Sci. Comm. for study of clays, pp. 108–118.
- [482.] RATNAM M.V., BABUSHANKAR N., RAO S.N. (1970) – “True Shear parameters of a kaolinite clay”, J. of Soil Mech. Found. Engin, 9.
- [483.] “Recueil de Conférences” (1972) – Les Premières Journées de Mécanique des Sols, dans le cadre de la Formation Continue, ouvertes par Monsieur Albert CAQUOT, Membre de l’Institut. Ecole Centrale des Arts et Manufactures, Chatenay-Malabry.
- [484.] RENDULIC L. (1936) – “Relation between Void Ratio and Effective Principal Stresses for a Remoulded Silty Clay” *Proceedings First International Conference on Soil Mechanics, Vol. 3*, pp. 48–51.
- [485.] “Research conference on shear strength of cohesive soils” – 1960), A.S.C.E., June 1960, 1161 pages.
- [486.] RESENDIZ D. – “Considerations of the solid-liquid interaction in clay-water systems” *VIIth I.C.S.M.F.E. I* 1/22 pp 97–100.
- [487.] “Réunion d’information sur l’eau dans les corps poreux” (1959) – Cahiers de la Recherche Théorique et Expérimentale sur les matériaux et les structures, publié sous le patronage de l’I.T.B.T.P., Association Française de Recherche et d’Essais sur les matériaux et les constructions, 12, rue de Brancion, Paris.
- [488.] RICHARDS S.J. (1938) – “Soil moisture content calculations from capillary tension records”, *Proc. Soil Sci. Amer.*, 3 : 57–63.
- [489.] RICHARDS L.A. (1947) – “Pressure Membrane Apparatus Construction and Use”. *Agricultural Engineer*, Vol. 28, pp 451–454.
- [490.] ROSCOE K.H. (1953) – “An apparatus for the application of simple shear to soil samples”, *Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech.*, 1 : 186–191.
- [491.] ROSCOE K.H., SCHOFIELD A.N. and WROTH E.P. (1958) – “On the Yielding of Soils”, *Géotechnique*, 8, 22–53.

- [492.] ROSCOE K.H. and POOROOSHASB H.B. (1963) – *A Theoretical and Experimental Study of Strains in Triaxial Tests on Normally Consolidated Clays*, *Géotechnique*, 13, 12–38.
- [493.] ROSCOE K.H. and SCHOFIELD A.N. (1963) – *Mechanical Behaviour of an Idealized "Wet-clay"* Proc. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, 1, 47–54.
- [494.] ROSCOE K.H., ARTHUR, JAMES, (1963) – "The Determination of Strains in Soils by an X-Ray Method", *Civil Engineering and Public Works Rev.*, July 1963.
- [495.] ROSCOE K.H. and THURAIRAJAH A. (1964) – *On the Uniqueness of Yield Surfaces for Wet Clays*, IUTAM Symposium Grenoble (1964) : *Rheology and Soil Mechanics*, Springer-Verlag, Berlin 364–384.
- [496.] ROSCOE K.H., ARTHUR (1964) – "An Earth Pressure Cell for the Measurement of Normal and Shear Stresses. Univ. of Cambridge, Depart. of Civil Engineering.
- [497.] ROSCOE K.H. (1970) – "The influence of strains in soil mechanics", deux vol., CUED/C-SOILS/TR. 200 – Univ. of Cambridge, Depart. of Civil Engineering.
- [498.] ROSENQVIST I. Th. (1953) – "Consideration of the sensitivity of Norwegian quick clays". *Geotechnique*, vol. III, n° 5, pp. 195–200.
- [498.] ROSENQVIST I. Th. (1963) – "The influence of physico-chemical factors upon mechanical properties of clays". *N.G.I. Pub N° 54* (Oslo 1963) pp 1–10.
- [499.] ROSENQVIST I. Th. (1955) – "Investigations in the clay-electrolyte-water system". *Norwegian geotechnical Institute pub. n° 9*, 125 pages.
- [500.] ROSENQVIST I. Th. (1958) – "Remarks of the mechanical properties of soilwater systems". *Geol. Fören Stockholm Förk*, v. 20, pp 435–457.
- [501.] ROSENQVIST I. Th. (1959) – "Physico-chemical Properties of Soils, Soil-water System", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. A.S.C.E.*, 85, N° SM 2, 31.
- [502.] ROSENQVIST I. Th. (1959) – "Mechanical Properties of Soil Water-Systems". *Soil mech. and found. div. Journal, Am. Soc. civ. Eng. Proc.*, vol 85, SM2, pp 31–53.
- [503.] ROSENQVIST I. Th. (1960) – "The influence of physicochemical factors upon mechanical properties of clays". 9th Natl. Conf. on clays and clay minerals, Lafayette, Idiana, October 5-8.

- [504.] ROSENQVIST I. Th. (1961) – “Physico-chemical Properties of Soils, Soil-water Systems”. *Trans. A.S.C.E.* 126, Part 1, 745–765.
- [505.] ROWE P.W. (1963) – “Stress-dilatancy, Earth Pressures and Slopes”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. A.S.C.E.* 89, N° SM 3, 37–61.
- [506.] ROWE P.W., BARDEN L. (1964) – “Importance of free ends in triaxial testing”, *J. of Soil Mechanics and Found. Division*, vol 90, SM 1.
- [507.] RUNACHER J.M. (1970) – “La structure des argiles. Application à l'étude de leurs propriétés macroscopiques”, Thèse, Université de Grenoble, Février 1970.
- [508.] RUTLEDGE P.C. and WALKER F.C. (1960) – “Problems Associated with Practical Applications of Shear Strength Data”, Moderators, report Session 6, A.S.C.E. Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, University of Colorado, 1151–1155.
- [509.] ROUHAULT J.C. (1962) – “Propriétés et comportement des marnes argileuses rencontrées dans la construction d'un canal – application à la stabilité des talus” Th. d. sp. Fac. Sc. Grenoble.
- [510.] SAITO M. (1965) – “Forecasting the Time of Occurrence of a Slope Failure”, *Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Montreal*, 2 537–541.
- [511.] SAMUELS S.G. (1960) – “The effect of base exchange on the engineering properties of soils”, *Bldg. Research Sta. note C. 176*.
- [512.] SCHEUCH G. (1959) – “Détermination des pressions dans la surface de contact entre une fondation et le sol sur lequel elle repose – Étude des propriétés mécaniques des sols dans les essais de laboratoire” Th. docteur Ingénieur Fac. Sc. Grenoble.
- [513.] SCHOFIELD R.K. (1935) – “The pF of Water in Soil”, *Transactions of the Third International Soil Congress*, Vol. 2, pp 37–48.
- [514.] SCHOFIELD R.K. (1954) – “Floculation of kaolinite due to the attraction of oppositely charged crystal faces”. *Farady Soc. (London), Discussions* 18, pp 135–145.
- [515.] SCHOFIELD R.K. and SAMSON H.R. (1953) – “The defloculation of kaolinite suspension and the accompanying change-over from positive to negative chloride adsorption”. *Clay minerals Bull.*, vol. 2, pp 45–51.
- [516.] SCHÖN J. (1970) – “Pore water pressure coefficients for non-ideal soils and a new fracturing criterion”. *Proc. First Int. Cong. of the Int. Assoc. of Eng. Geology, Paris 1970*, pp 334–343.

- [517.] SEED H. and CHAN C.K. (1959) – “Structure and Strength Characteristics of Compacted Clays”, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings, A.S.C.E., Vol. 85, SM 5 p. 87.*
- [518.] SEED H.B. and CHAN C.K. (1959) – “Compacted Clays-Undrained Strength after Soaking”, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings, A.S.C.E., Vol85, SM 6, pp 31-47.*
- [519.] SEED H.B., MITCHELL J.K. and CHAN C.K. (1960) – “The Strength of Compacted Cohesive Soils”, *Proceedings, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, A.S.C.E., Boulder, Colorado, pp 877-961.*
- [520.] SEED H.B., HIRSCHFELD R.C. (1960) – “Shear Strength of Compacted Cohesive Soils”, *Moderators' report Session 5, A.S.C.E. Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, University of Colorado, 1141-1150.*
- [521.] SEED H.B., WOODWARD R.J. (1964) – “Clay mineralogical aspects of the Atterberg limits” *Proc. A.S.C.E., SM 4, pp 107-131 (July 64) & SM 6, pp 75-105 (Nov. 64).*
- [522.] SENS T.A. (1971) – “Etude de stabilité de barrages et gabions”, *Thèse de Docteur-Ingénieur, Université Scient. et Médicale de Grenoble.*
- [523.] SERGEEV E.M. (1959) – “Les forces de cohésion et l'eau liée dans les argiles”, *Bulletin du B.R.G.M. (deuxième série), Section II, n° 1, 1971, pp 9-19.*
- [524.] SHERARD J.L. (1953) – “Influence of soil properties and construction methods on the performance of homogeneous earth dams”, *Technical Memorandum 645, Bureau of Reclamation.*
- [525.] SHOCKLEY W.G. (1953) – “Discussion on laboratory investigations including compaction tests, improvement of soil properties”, *Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech., 3 : 122.*
- [526.] SHOMBERT G.Jr. (1974) – “Signification pratique des indications de précision dans les méthodes d'essais et propositions pour accélérer leur application au contrôle de qualité au laboratoire”, in : *Statistiques et Génie Civil, Bull. de Liaison des Laboratoires des P. et Ch., n° 88, mars-avril 1977.*
- [527.] SIEFERT A.G. (1942) – “Studies on the hydration of clays”. *Ph. D. Thesis, Pennsylvania State College.*
- [528.] SIESTRUNCK R. (1967) – “Statique appliquée”, *Collection Armand Colin n° 395, Section de Mathématiques – Paris.*
- [529.] SIEVER R., BECK K.C. and BERNER R.A. (1965) – “Composition of interstitial waters of modern sediments”. *J. Geol. 73, pp 39-73*

- [530.] SILVEIRA S.E.B. (1965) – “Statistical research on stress-strain characteristics of the typical compacted soil under different moulding parameters”, *Proc. 6th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.* University of Toronto Press, Montreal.
- [531.] SIMON M. (1972) – “Propriétés Mécaniques des argiles, synthèses des lois usuelles, et rôle des vitesses de déformation comparé à celui des températures” Thèse de Doctorat de spécialité, Université des Sciences de Grenoble.
- [532.] SIMONS N.E. (1960 a) – “Comprehensive investigations of the shear strength of an undisturbed Drammen Clay”, *Proc. Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, 727–747 (A.S.C.E.).
- [533.] SIMONS N.E. (1960 b) – “The effect of overconsolidation on the shear strength characteristics of an undisturbed Oslo clay”, *Proc. Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, 747–763 (A.S.C.E.).
- [534.] SINGH A., MITCHELL J.K. (1968) – “General Stress-strain-time function for soils”. *Proceed. of A.S.C.E., J. of the SM and FD*, SM 1, 5728.
- [535.] SIRIEYS P.M. (1966) – “Cours de Plasticité”, notes internes dans le cadre du 3^{ème} cycle, Université de Grenoble.
- [536.] SISLER F.O. (1960) – “Bacteriology and biochemistry of the sediments” In *Comprehensive survey of sedimentation in Lake mead, 1948-49* : U.S. Geol. Survey Prof. Paper 295, pp 187–193.
- [537.] SKEMPTON A.W. (1948) – “The $\Phi = 0$ analysis of stability and its theoretical basis”, *Proc. 2nd. Int. Conf. Soil Mech.*, 1 : 72–78.
- [538.] SKEMPTON A.W. and GOLDBER H.Q. (1948) – “Practical examples of the $\Phi = 0$ analysis of the stability of clays”, *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech.*, 2 : 63–70.
- [539.] SKEMPTON A.W. (1948) – “A study of the immediate triaxial tests on cohesive soils”, *Proc. 2nd. Int. Conf. Soil Mech.*, 1 : 192–196.
- [640.] SKEMPTON A.W. and NORTHEY R.D. (1952) – “The sensitivity of clays” *Geotechnique*, v. III, n° 1, pp 30–53.
- [641.] SKEMPTON A.W. and bishop A.W. (1955) – “The gain in stability due to pore-pressure dissipation in a soft clay foundation”, *5th Congress Large Dams*, n° 16.
- [642.] SKEMPTON A.W. (1955) – “The Pore-pressure Coefficients A and B”, *Géotechnique*, 4, 142–147.
- [643.] SKEMPTON A.W. and BISHOP A.W. (1954) – *Building Materials, their Elasticity and Inelasticity*. Edited by M. Reiner, North-Holland Pu. Co., Amsterdam, Pt D., Chap. 10. Soils, 417–482.

- [644.] SKEMPTON A.W. (1960) – "Address on Effective Stress in Soils, Concrete and Rocks", Proc. Conf. on Pore Pressure and Suction in Soils, London : Butterworths, pp 4–16.
- [645.] SKEMPTON A.W. (1964) – "Long term Stability of Clay Slopes" (4th Rankine Lecture), *Géotechnique*, 14, n° 2, 77–101.
- [646.] SKULIKIDIS Th. (1969) – Rapport préliminaire sur les résultats obtenus pour le projet O.C.D.E. sur la caractérisation des minéraux non métalliques : "Propriétés des surfaces".
- [647.] SLOANE R.L. and KELL T.R. (1966) – "The fabric of mechanically compacted kaolin". *Clays and clay minerals, Proc. Natl. Conf. on clays and clay minerals*, 14, pp 289–296.
- [648.] SMALLEY I.J. and CABRERA J.G. (1969) – "Particle association in compacted kaolinite". *Nature* 222 (5188), pp 80–81.
- [649.] SMART P. (1967) – "Particle arrangements in kaolin". *Clays and clay minerals, Proc. Natl. Conf. on clays and clay minerals*, 15, pp. 241–254.
- [650.] SMART P. (1975) – "Soil microstructure" *Soil Sci.* 119, n° 5, pp 385–393.
- [651.] SOEIRO M.F. (1957) – "Succion" in : *Quelques recherches de Mécanique des Sols, Annal. de l'I.T.B.T.P., Dixième Année, n° 110.*
- [652.] SOKOLOVSKI V.V. (1956) – "Statics of Soil Media", Butterworths scientific Publications, London 1960.
- [653.] SPANGLER M.G. (1951) – "Soil Engineering" International Book Co., Scranton.
- [654.] SPOSITO G. & BABCOCK K. (1966) – "Equilibrium theory of kaolinite-water system at low moisture contents" (remarks about adsorpt. hysteresis). *Proc. XIVth Nat. Conf. Clay and Clay Minerals*, pp 133–147.
- [655.] SRIDHARAN A. (1968) – "Some Studies on the Strength partly of Saturated Clays" A "Ph.D." Thesis of Perdue University, August 1968.
- [656.] "Stabilité des Pentes" (1975) – *Comptes rendus, Laboratoire de Méc. des Sols et des Milieux Continus, Ecole Centrale des Arts et Manufactures de Paris, Chatenay-Malabry.*
- [657.] STIRK G.B. (1954) – "Some aspects of soil shrinkage and the effect of cracking upon water entry into the soil", *Australian J. Agr. Research* 5, pp 279–291.
- [658.] STUDER R. (1961) – "Méthode de détermination des réserves Hydriques des sols", *Ann agro.* 12, (6), pp 599–608.
- [659.] STUTZ E. (1968) – "Contribution à l'étude de la loi de détermination plastique des sols" Thèse de doctorat de spécialités, Fac. des Sc. de Grenoble.
- [660.] SUBBARAO M (1972) – "Compactage et comportement du Milieu Continu" Thèse de Docteur Ingénieur Université des Sciences de Grenoble.

- [660.5] STROGANOV A.S. (1966) – “Sur certains problèmes rhéologiques de la mécanique des sols. IUTAM” Symposium 1964 : Rheology and Soil Mechanics, Springer-Verlag, Berlin, 237-250.
- [661.] SUKLJE L. (1953) – “Discussion sur les limites de l'analyse $\varphi = 0$ ” Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Zurich, 3, 211–212.
- [662.] SUKLJE L. (1961) – “Discussion sur la résistance à la traction des sols”, Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris, 3, 355–356.
- [663.] SUKLJE L. and VIDMAR S. (1961) – “Essais sur les effets provoqués par la retenue du fluage des sols” Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris, 2, 485–492.
- [664.] SUKLJE L. (1961) – “Discussion on Pore-pressure Dissipation”, Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Paris, 3, 107–109.
- [665.] SUKLJE L. (1964) – “Etude sur la consolidation sphérique des sols partiellement saturés soumis à la filtration linéaire” IUTAM Symposium Grenoble 1964 : Rheology and Soil Mechanics, Springer-Verlag, Berlin, 1966, 305–315.
- [666.] SUKLJE L. (1966) – “Etude supplémentaire sur la consolidation sphérique des sols partiellement saturés soumis à la filtration linéaire”, University of Ljubljana, Acta Geotechnica, N° 14-b, 1–14.
- [667.] SUKLJE L. (1967) – “Common Factors Controlling the Consolidation and the Failure of Soils” Proceedings of the Geotechnical Conference Oslo, 153–158.
- [668.] TAN T.K. (1957) – “Discussion Int. Conf. on soil mech. Found. eng.” 4, Proc. v. 3 p. 87.
- [669.] TAN T.K. (1959) – “Structure mechanics of clays” : Scientia Sinica, v. 8, pp 83–97.
- [670.] TAVENAS F. (1965) – “Contribution à l'étude des pressions interstitielles de construction dans les digues en terre compactée” th. d. sp. Fac. Sc. Grenoble, 1965.
- [671.] TAYLOR D.W. 1939 – “The comparaison of results of direct shear and cylindrical compression tests”, Proc. Amer. Soc. Test Mater., 39 : 1058–1070.
- [672.] TAYLOR D.W. (1941) – Seventh progress report on shear research to U.S. Engineers”, M.I.T. Publication.
- [673.] TAYLOR D.W. (1942) – “Research on consolidation of clays” Mass. Inst. Techn. Pub., Dept Civil and Sanit. Eng., Ser. 82.
- [674.] TAYLOR D.W. (1943) – “Ninth progress report on shear research to U.S. Engineers”, M.I.T. Publication.
- [675.] TAYLOR D.M. (1944) – Tenth progress report on shear research to U.S. Engineers” M.I.T. Publication.

- [676.] TAYLOR D.M. (1948) – “Fundamentals of Soil Mechanics”, New York and London : John Wiley – Champan & Hall.
- [677.] TAYLOR D.M. (1948) – “Shearing strength determinations by undrained cylindrical compression tests with pore pressure measurements”. *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech.* 5 : 45–49.
- [678.] TAYLOR D.M. (1951) – “A triaxial shear investigation on a partially saturated soil”, *Amer. Soc. Test Mater., Sp. Tech. Pub.*, 106 : 180–187.
- [679.] TAYLOR D.W. and CLOUGH R.H. (1951) – “Report on research on shearing characteristic of clay”, M.I.T.
- [680.] TAYLOR A.W. (1959) – “Physico-Chemical Properties of Soils-Ion Exchange Phenomena” *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings, A.S.C.E.*, vol. 85, SM 2.
- [681.] TCHALENKO J.S. (1967) – “The microstructure of London clay”, *The Quart. Journal of Engineering Geology*.
- [682.] TCHEBOTARIOFF G.P., WARD E.R. and PHILIPPE A.A. (1953) – “The Tensile Strength of Disturbed and Recompacted Soils”, *Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Zurich*, 1, 207–210.
- [683.] TER-STEPANIAN G. (1975) – “Creep of a clay during shear and its rheological model”, *Géotechnique* 25, n° 2.
- [684.] TERZAGHI K. (1924) – “The theory of hydrodynamic stress phenomena and its application to soil mechanics”. *Proc. 1st Int. Conf. on applied mechanics, Delft*.
- [685.] TERZAGHI K. (Charles) (1925) – “Modern Conceptions Concerning Foundation Engineering, Boston Society of Civil Engineers”, *Contributions to Soil Mechanics 1925-1940, Boston*, pp 1–43.
- [686.] TERZAGHI K. (1928) – “The physical properties of clays” *Techn. Eng. News, M.I.T.* 9, 10, 11, 36.
- [687.] TESSIER D. et PEDRO G. (1976) – “Les modalités de l'organisation des particules dans les matériaux argileux. Evolution des principales argiles au cours du phénomène de retrait”, *Sciences du Sol, Bulletin de l'A.F.E.S.*, n° 2
- [688.] TERZAGHI K. (1941) – “Undisturbed clay samples and undisturbed clays” *J. BOSTON Soc. Civil Eng.*, 28, 3, pp 45–65.
- [689.] TERZAGHI K. (1953) – General discussion, 3rd Int. Conf. on soil mech. and found. eng., Zurich.
- [690.] TERZAGHI K. and PECK R.B. (1948) – “Soils mechanics in engineering practice”. John WILEY & SONS, New York.

- [691.] TERZAGHI K. (1951) – “*Mécanique Théorique des Sols*” (Traduction Buisson), Dunod, Paris.
- [692.] TERZAGHI K. (1962) – *Theoretical Soil Mechanics* J. Wiley & Sons New York.
- [693.] TERZAGHI & PECK (1965) – *Mécanique des sols appliquée*; Dunod, Paris.
- [694.] THOMAS A. (1975) – “Principes et méthodes de valorisation de l’information en mécanique des sols appliquée”. Thèse de Doctorat d’Etat, Université de Nancy.
- [695.] TROLLOPE D.H. (1952) – “Note on the physical aspect of cohesion” *Proc. 1st Aust. & N.-Zeal. conf. S.M. & F.E. (juin 1952)* pp 10–14.
- [696.] TROLLOPE D.H. (1960) – “On the Structural Arrangement of Fine Grained Sediments”, *Conference on Interparticle Forces in Clay Water Electrolyte Systems. Melbourne*, pp 2–66 to 2–82.
- [697.] TSYTOVICH N.A. (1963) – “Mekhanika gruntov” (Soil mechanics, in Russian), 4 izd., Gosstrovizd, Moskva; 634 pp.
- [698.] UZAN J. (1974) – “An Apparatus for Two – Dimensional Measurement of the Shrinkage Resistance of Soils”, *Journal of Testing and Evaluation, JTEVA*, vol. 2, n° 6, nov. 74, pp. 489–495.
- [699.] VACHAUD G. (1967) – “Mesures de pressions capillaires dans les sols non-saturés” *Laboratoires de Méc. des Fluides, Grenoble (Note intérieure provisoire)*.
- [700.] VACHAUD G. et GUELIN P (1969) – “Equations et modèles mathématiques pour le calcul des transferts d’eau dans la zone de sol non-saturée”, *La H. Blanche*, n° 8, pp 817–827.
- [701.] VAGUELSY D. (1977) – “L’analyse statistique des données”, in : *statistiques et Génie Civil, Bull. de Liaison des Laboratoires des P. et Ch.*, n° 88, mars-avril 77.
- [702.] VALAYER P.J. (1963) – “Sur les principes de la rhéologie des argiles” *Th. d. sp. Fac. Sc. Grenoble*.
- [703.] VANDENBERG G.E. (1966) – “Triaxial Measurements of Shear Strain and Compaction in Unsaturated Soil”, *Transactions of the A.S.A.E. (9)*, Paper n° 62–648, pp 460–464.
- [704.] VALANCOGNE C. (1973) – “Prise en compte d’un phénomène de relaxation dans la cinétique du dessèchement des matériaux poreux”, *C.R.A.S., Paris, T 277. série A*.
- [705.] VAN OLPHEN H. (1963) – “An introduction to clay colloid chemistry”, *John Wiley and Sons, Interscience Publishers, New York*.

- [706.] VAN OLFHEN H. (1963) – “Compaction of clay sediments in the range of molecular particle distances” in BRADLEY W.F. ed., clays and clay minerals, New York, Pergamon Press, 11th Natl. Conf. on clays and clay minerals, Proc. pp. 178–187.
- [707.] VAUCLIN M. (1971) – “Effets dynamiques sur la relation succion-teneur en eau lors d'écoulement en milieu non-saturé”, Thèse Doctorat, Grenoble.
- [708.] VAUGHAN P.R., WALBANCKE H.J. (1973) – “Pore pressure changes and the delayed failure of cutting slopes in overconsolidated clay”. Géotechnique 23, N° 4, pp 531–539.
- [709.] VELDE B. (1977) – “Clays and clay minerals in natural and synthetic systems” Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam.
- [710.] VERBRUGGE J.C. (1972) – “Equilibre et mouvement de l'eau dans les sols” Rapport de recherche n° 159. Centre de Recherches Routières, Bruxelles.
- [711.] VERWEY E.J.W. and OVERBEEK J.T. (1948) – “Theory the stability of Lyophobic Colloids” Elsevier Publishing Company, New York.
- [712.] VOÏNOVITCH et al. (1971) – “L'analyse minéralogique des sols argileux” Editions EYROLLES Paris.
- [713.] VON ENGELHARDT Wolf and GAIDA K.H. (1963) – “Concentration changes of pore solution during the compaction of clay sediments” Journ. Sed. Petrology, v. 33, pp 919–930.
- [714.] WARKENTIN B.P., BOLT G.H. and MILLER R.D. (1957) – “Swelling pressures of montmorillonite”. Soil Sci. Soc. America. Proc., v. 21, pp 495–497.
- [715.] WARKENTIN B.P. and YONG R.N. (1962) – “Shear strength properties of montmorillonite and kaolinite related to interparticle forces”. Clays and clay minerals, 9, pp 210–218.
- [716.] WATSON C.L. LETEY J. (1970) – “Indices for characterizing Soil-Water Repellency Based upon Contact Angle-Surface Tension Relationships”. Soil Sci. Amer. Proc., vol. 34.
- [717.] WHITMAN R.V., LADD C.C. and Da CRUZ P. (1960) – “Discussion on shear strength of saturated, remoulded clays”. Proc. Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, 1049–1056 (A.S.C.E.).
- [718.] WHITMAN, RICHARDSON A. and HEALY K.A. (1961) – “Time-lags in pore pressure measurements”, Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. 1 : 407–411.
- [719.] WHITMAN R.V. (1960) – Some Considerations and Data Regarding the Shear Strength of Clays, A.S.C.E. Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, University of Colorado, 581–614.

- [720.] WILLIAMS P.J. (1966) – “Mouvement of air through water in partly saturated soils”, *Nature*, vol. 212, n° 5069, December 1966, pp 1463–1464, Ottawa.
- [721.] WILLIAMSON W.O. (1947) – “The fabric, water-distribution, crying-shrinkage, and porosity of some shaped discs of clay”. *Am. Journ. Sci.*, v. 245, pp 645–662.
- [722.] WILLIAMS J., SHAYKEWICH C.F. (1970) – “The influence of Soil Water Matric Potential on the Strength Properties of Unsaturated Soil”, *Soil Science Society of America Proceedings*, vol. 34, n° 6 pp 835–840.
- [723.] WINKLER E.M. (1956) – “Influence of sun heat on clays”, *Soil Sci.* 82, pp 193–200.
- [724.] WISSA A.E.Z., CHRISTIAN J.T., DAVIS E.H., HEIBERG S. (1971) – “Consolidation at constant rate of strain”, *Proceed. A.S.C.E., J. of S.M. and F.D.*, SM 10, octobre 71.
- [725.] WOOD D.M. (1974) – “Some aspects of the Mechanical Behaviour of kaolin under truly triaxial conditions of stress and strain”, A disertation submitted for the degree of Doctor of Philosophy at the University of Cambridge, *Peterhouse*, Mai 74.
- [726.] WOOD D.M. (1975) – “Explorations of principal stress space with kaolin in a true triaxial apparatus”, *Géotechnique* 25, n° 4, pp 783–797.
- [727.] WROTH D.P. LOUDON P.A. (1967) – “The correlation of strains within a family triaxial tests on overconsolidated samples of kaolin”, *Proc. Geotech. conf., Oslo 1*, pp 159–163.
- [728.] WU T.H., LOH A.K. and MALVERN L.E. (1963) – “Study of Failure Envelope of Soils”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. A.S.C.E.*, 89, n° SM 1, pp 145–181.
- [729.] WU T.H., DOUGLAS A.G. and GOUGNOUR R.D. (1962) – “Friction and cohesion of saturated clays”, *J. Soil Mech. Found. Div.*, vol. 88, n° SM 3.
- [730.] YONG R.N., WARKENTIN B.P. (1966) – “Introduction to soil behaviour”, *Mac Millan Co.*, New York.
- [731.] YOSHIMI Y. and OSTERBERG J.O. (1963) – “Compression of Partially Saturated Cohesive soils”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proc. A.S.C.E.*, 89, n° SM 4, 1–24.
- [732.] YOUNGS E.G. (1964) – “An infiltration method of measuring the hydraulic conductivity of unsaturated porous materials”, *Soil Sci.*, vol. 97, pp 307–311.

- [733.] YOUSSEF M. et EL RAMLI (1965) – “Relationships between shear strength consolidation, liquid limit, and plastic limit for remoulded clays”
Vith I.C.S.M.F.E. (Montréal 1965) I 1/29 pp 126–129.
- [734.] YUDHEIR-VARADARAJAN A. (1974) – “Undrained behaviour of o. c. clays during shear”, *Soils a, Found 14/1974, N° 4, pp 1–12.*
- [735.] ZELIKSON A. (1967) – “Représentation de la pesanteur par gradient hydraulique dans les modèles réduits de géotechnique”, *Annales I.T.B.T.P. nov. 67.*
- [736.] ZIENKIEWICZ O.C. (1973) – “La méthode des éléments finis appliquée à l'art de l'ingénieur”, *Traduction Française – Ediscience – Paris.*

