

METHODOLOGIE DES ESSAIS AU DILATOMETRE; APPLICATION A QUATRE GRANDS BARRAGES MAROCAINS**NORMALIZATION OF IN SITU DILATOMETER TESTING : APPLICATION TO FOUR MOROCCAN LARGE DAMS****DINIA Nouredine***, **LONDE Pierre****, **SALEMBIER Michel*****, **SCHNEIDER Bernard*****, **HABERSTROH Alain******, **LEMOINE Yves******, **LAKSHAMANAN Jacques******

Résumé

Le Maroc a innové en appliquant les essais in situ au dilatomètre-Médératec aux études de 4 grands barrages. Une méthodologie objective de mesure et de dépouillement a été mise au point, afin de rendre les essais comparables entre eux, et de pouvoir les rattacher aux essais au vérin. La nécessité de 4 ou 5 cycles a été mise en évidence, avec obligation de redescendre à zéro entre chaque cycle. Le procédé de dépouillement a été systématisé. Les critères de Schneider, mis au point pour le vérin, ont été étendus au dilatomètre. Pour chaque site, les valeurs obtenues ont été extrapolées à l'ensemble du massif, en corrélant les résultats statiques avec ceux de la prospection sismique. Depuis ces campagnes, la procédure mise au point au Maroc a été agréée par Electricité de France et a été appliquée en France et en Tunisie aux études de grands barrages.

Summary

Morocco innovated by using in situ dilatometer (Mederatec) tests for large dams. A systematic procedure for measurement and interpretation has been developed; tests are now comparable one to the other, as well as to jack tests. The need for 4 or 5 cycles has been proven, with stress decreasing to zero between each cycle. Interpretation has also been made systematic; Schneider's criteria, first studied for jack tests in adits, have been extended to the dilatometer. For each site, measured values have been extended to the whole rock mass, by correlating static moduli with velocity measurements. Since these studies, this Moroccan procedure has been accepted by Electricité de France and has been applied in France and in Tunisia.

1. Introduction

Le royaume du Maroc s'est engagé depuis de nombreuses années, dans un vaste programme d'équipement de ses ressources hydrauliques. Ce programme s'est traduit par l'étude de la construction de grands barrages, dans des conditions géotechniques souvent difficiles. Lors de l'étude de 4 de ces grands barrages, la Direction de l'Hydraulique assistée par le Bureau d'Ingénieurs Conseils Coyne et Bellier, a fait procéder à des essais géotechniques *in situ* à l'aide de l'appareil Médératec-dilatomètre ϕ 95. Il s'agit des barrages de :

- Timi N'Outine, voûte de 50 m de hauteur : cet ouvrage est terminé et en exploitation depuis 1980.
- Sidi Driss, barrage poids, de 50 m de hauteur, actuellement en construction.
- Ait Chouarit, massif en enrochement de 145 m de hauteur, dont la construction vient de commencer.
- M'dez, massif en enrochement de 100 m de hauteur, à l'état de projet.

Les mesures se sont déroulées de 1973 à 1978.

Lors de ces campagnes, il est apparu souhaitable de normaliser les méthodes d'exécution ainsi que leur dépouillement dans le double objectif de rationalisation et surtout de permettre la comparaison aisée et sans équivoque d'essais réalisés sur divers sites (J. Lakshmanan *et al.*, 1982). Il s'agissait aussi de pouvoir rattacher les résultats de ces essais à ceux obtenus en galerie, avec le vérin à plaque de charge dont la mise au point est très ancienne. Il convient de noter d'ailleurs que le Maroc a peut-être été l'initiateur mondial, puisque les premières campagnes y datent de 1930-31 (Site d'Imezdilfane, J. Delarue et M. Mariotti, 1950).

2. Essais au dilatomètre**2.1. Description du Médératec-dilatomètre ϕ 95**

L'appareil a été conçu et breveté par M. Gilbert Comes d'Electricité de France (Comès, 1965). L'objectif de l'inventeur était de mettre au point un appareil capable de remplacer économiquement les essais au vérin à plaque de charge en galerie par des mesures en sondage.

*Directeur de l'Hydraulique, Président du Comité Marocain des Grands Barrages, Rabat. Maroc.

**Président honoraire de la Comm. Int. des Grands Barrages, Pierre Londe et Associés. Paris. France.

***Coyne et Bellier. Paris. France.

****Compagnie de Prospection Géophysique Française. Rueil-Malmaison. France.

Il s'agissait de répondre aux spécifications suivantes :

- volume de roche intéressé important
- pressions maximales élevées
- gamme de déformations grande
- pas de corrections de pression
- possibilité d'étudier l'anisotropie de la roche

Ces objectifs ont été atteints. L'appareil reste relativement encombrant et cher, comparé au pressiomètre, mais il opère dans un autre registre, celui des essais spéciaux.

L'appareil d'une longueur utile d'un mètre et d'une largeur hors tout de 1 m 50 se présente sous la forme d'un support métallique ajouré sur lequel est montée une gaine caoutchoutée, armée judicieusement et destinée à transmettre au terrain la pression permettant la mesure.

Le fluide, pour la mise en pression de la sonde (généralement l'azote comprimé) est transmis par un câble pneumoporteur, équipé de conducteurs électriques. Ce câble est anti-giratoire, ce qui permet l'orientation des palpeurs.

Trois capteurs potentiométriques de déplacement sont logés dans la partie centrale de l'appareil. Ils sont espacés de 75 mm et disposés à 120° les uns par rapport aux autres et permettant ainsi de suivre aisément les déformations dans trois directions. Chaque capteur a une course de 25 mm avec une précision de $\pm 25 \mu\text{m}$, permettant ainsi d'étudier des modules compris entre 10 MPa et plus de 50000 MPa.

Les capteurs mesurent les déformations de la roche elle-même, grâce à trois paires d'inserts métalliques qui traversent entièrement la gaine de déformation caoutchouc armé, d'où une absence de corrections de déformation.

La pression est mesurée à l'aide d'un capteur de pression inclus dans la sonde elle-même, avec transmission électrique vers la surface. Là encore, on se passe de toute correction piézométrique ou autre.

La pression maximale est de 16 MPa. En supposant une répartition cylindrique des contraintes radiales, on peut considérer que les volumes de terrain subissant des contraintes supérieures à une valeur fixée est donnée par

le tableau suivant (lorsque la pression à la paroi est de 16 MPa) :

Pression	0,25 MPa	0,5 MPa	1 MPa	2 MPa
Volume	0,5 m ³	2,1 m ³	8,4 m ³	33,6 m ³

La seule correction nécessaire est liée à l'inertie de la gaine. Un contrôle à l'air libre permet de déterminer la courbe déformation-pression en l'absence de terrain ; le module du terrain équivalent est de l'ordre de 1 à 2 MPa, l'influence de cette correction est décrite plus loin.

2.2. Mode opératoire

Les mesures sont réalisées après forage au carottier $\phi 101$. Après contrôle de l'état des parois du forage avec un gabarit $\phi 101$, la sonde est mise en place à la côte voulue.

Une mise en pression très progressive au démarrage est effectuée pour déterminer la pression de placage, par montée aux pressions suivantes : 0,02 - 0,05 - 0,1 - 0,15 - 0,20 - 0,25 MPa.

Après comparaison avec la courbe d'étalonnage, la pression d'inertie nécessaire au placage de la sonde au terrain (généralement 0,1 à 0,2 MPa), et le diamètre du forage sont déterminés. Le diamètre réel du forage est généralement de 101,2 à 103 mm, pour un carottier de 101 mm de diamètre. Dans des marnes peu compactes, on peut atteindre, par battage latéral des tiges provoquant l'ovalisation, des diamètres de plus de 110 mm. Il peut alors être nécessaire d'utiliser des gaines spéciales ($\phi 105$ ou $\phi 110$ au lieu de $\phi 95$).

On procède ensuite aux cycles de mesures. Généralement 5 cycles sont effectués suivant le processus de la figure 1.

A chaque palier, la pression est maintenue pendant 3 minutes plus le temps de mesure. Les 5 cycles habituels nécessitent ainsi environ 6 à 7 heures, temps auquel s'ajoutent l'étalonnage, la descente de la sonde et le placage et la remontée de la sonde, soit en tout 8 à 9 heures. Lorsque des terrains plus déformables ont été rencontrés, les pressions maximales des cycles ont été réduites homothétiquement.

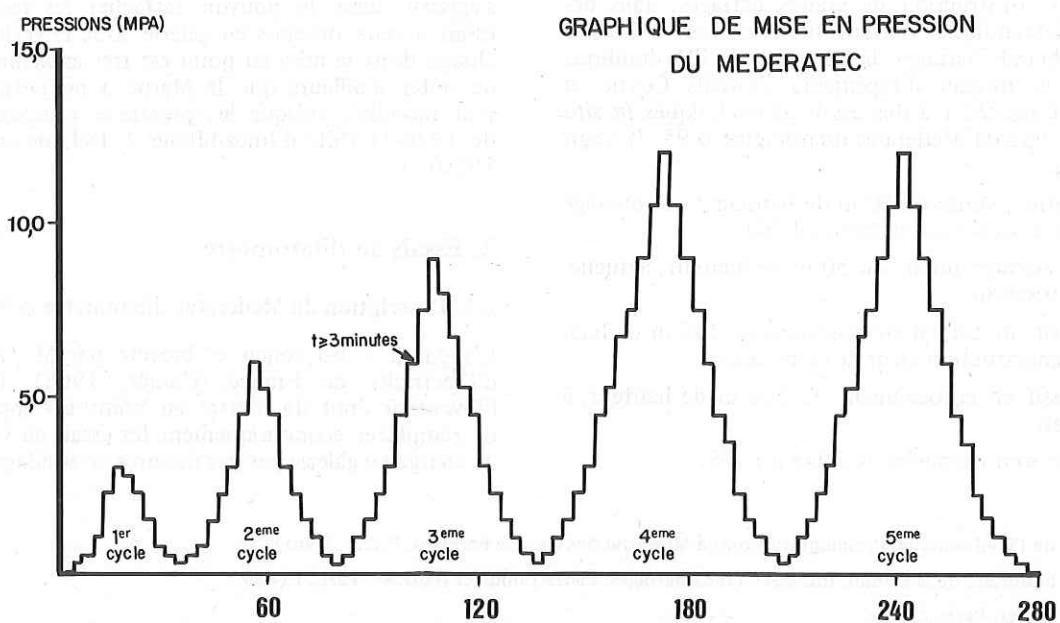


Fig. 1: Graphique de mise en pression.

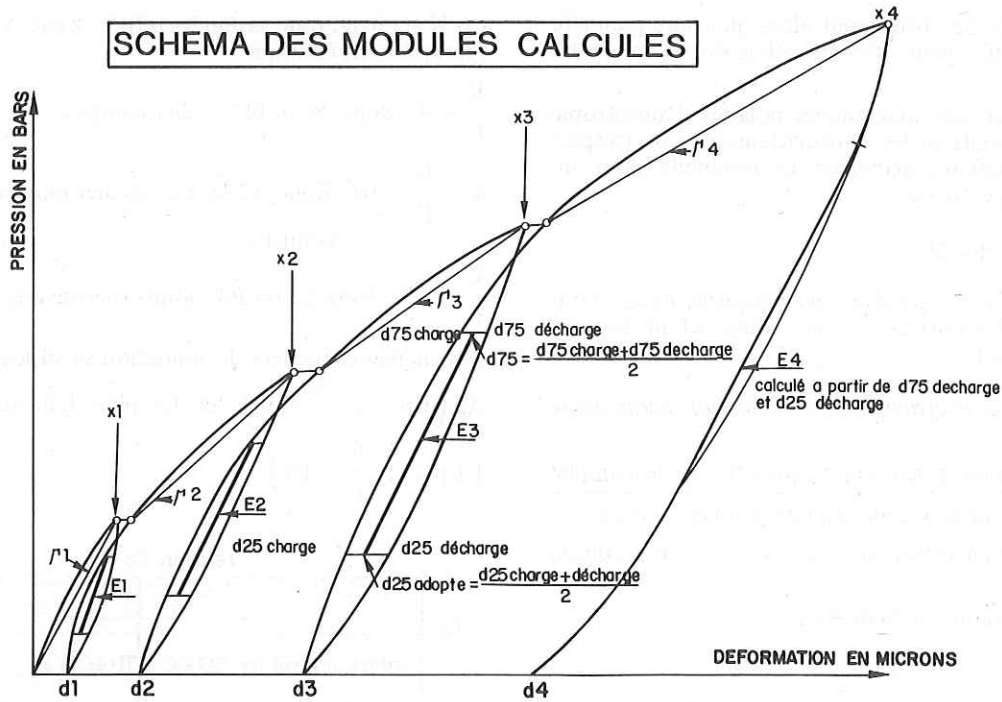


Fig. 2: Mode de détermination des modules.

2.3. Calcul des modules

Le module de déformation élastique ou module d'élasticité d'Young est donné par la relation de Lamé :

$$E = (1 + \nu) \phi \frac{P}{d} \quad (1)$$

avec : ν : coefficient de Poisson de la roche, généralement supposé égal à 0,3

ϕ : diamètre de placage de la gaine

P : pression en MPa

d : déformation diamétrale

Un module est calculé pour chaque cycle, soit quatre ou cinq modules par essai de la façon normalisée suivante (voir fig. 2) :

$$E = (1 + \nu) \phi \frac{P75 - P25}{d75 - d25}$$

avec : P75 = 0,75 × Pression maximale du cycle

d75 = Déformation correspondant à P75

P25 = 0,25 × Pression maximale du cycle

d25 = Déformation correspondant à P25

Les paliers décrits au chapitre précédent sont choisis de sorte que P75 et P25 sont des paliers. Les modules sont donc calculables sur le terrain.

Par ailleurs, pour chaque essai est calculé un module moyen (pour l'ensemble des palpeurs P1, P2, P3), à l'aide de la moyenne harmonique, correspondant à la déformabilité moyenne.

$$\frac{3}{E \text{ moyen}} = \frac{1}{E1} + \frac{1}{E2} + \frac{1}{E3}$$

Les modules de déformation $\Gamma1$, $\Gamma2$, $\Gamma3$, et $\Gamma4$, calculés par la relation (1), correspondent aux déformations entre sommets d'essais.

$$1 = (1 + \nu) \phi \frac{3,0 - 0}{x1 - 0}$$

$$2 = (1 + \nu) \phi \frac{6,0 - 3,0}{x2 - x1}$$

$$3 = (1 + \nu) \phi \frac{9,0 - 6,0}{x3 - x2}$$

$$4 = (1 + \nu) \phi \frac{12,0 - 9,0}{x4 - x3}$$

$$5 = (1 + \nu) \phi \frac{(\text{max} - 120)}{x5 - x4}$$

Lors d'études récentes, cette méthode de calcul a été légèrement modifiée afin de pouvoir déterminer le module Γ même dans le cas de déformations faibles souvent associées à des légers déplacements de la sonde.

Les déformations prises en compte sont alors pris sur un même cycle :

- la déformation lue pour la pression maximale de ce cycle
- la déformation lue pour la pression maximale du cycle précédent.

Pour certains essais, il a été possible de déterminer une *pression de fluage*, en donnant à ce terme le même sens que pour le pressiomètre (Ménard, 1963), c'est-à-dire la pression à partir de laquelle les déformations s'accroissent. Nous avons normalisé, en considérant la pression de fluage comme étant l'ordonnée du point où la courbe de courbe pression = f(déformation) était maximale.

Bien entendu cette pression de fluage ne correspond qu'à une accentuation de la déformabilité en fonction de la pression. En réalité pour plusieurs essais, les modules de déformation élastique et les modules de déformation restent encore élevés après dépassement de cette pres-

sion de fluage qui ne correspond alors qu'à une première droite de Coulomb, peut être très éloignée de la droite ultime.

Pour chaque essai, des diagrammes polaires d'anisotropie ont été établis, montrant les déformations $\times 6$ et d_6 (respectivement déformations maximale et résiduelle pour un cycle culminant à 6 MPa).

2.4. Critères de Schneider

Pour permettre la comparaison avec d'autres essais, nous avons introduit les normes suivantes dues à l'un de nous (B. Scheider, 1967) :

* C_p c'est-à-dire le coefficient de déformation permanente à 6 MPa

$$C_p = \frac{\text{Déformation permanente après un cycle complet}}{\text{Pression maximale atteinte pendant le cycle}}$$

C_p est exprimé en 1/100 mm/bar, ou encore en 1/10mm/MPa

En utilisant la notation de Schneider

$$C_p = \frac{d_6}{6}$$

C_p traduit l'importance des phénomènes élastiques. Pour un rocher parfaitement élastique, $C_p = 0$

* Valeur $\frac{E}{\Gamma}$: Elle traduit l'influence des discontinuités, plus les ouvertures sont grandes, plus $\frac{E}{\Gamma}$ est grand.

Afin de rendre nos résultats comparables à ceux répertoriés précédemment et qui concernent des essais au vérin, il convient de tenir compte des coefficients géométriques.

Dans l'essai au vérin, avec la plaque normalisée de diamètre $p = 280$ mm, la déformation d est donnée par :

$$d(\text{vérin}) = \frac{\pi}{4} (1 - \nu^2) D \frac{P}{E}$$

Dans l'essai au dilatomètre :

$$d(\text{dilatomètre}) = (1 - \nu) \phi \frac{P}{E}$$

d'où

$$\frac{D(\text{dilatomètre})}{d(\text{vérin})} = \frac{(1 - \nu) \phi}{\frac{\pi}{4} (1 - \nu^2)} = \frac{4 \phi}{(1 - \nu) D}$$

pour $\phi = 101$ mm, $D = 280$ mm et $\nu = 0,3$

$$\frac{d(\text{dilatomètre})}{d(\text{vérin})} = \frac{4 \times 101}{3,14 \times 0,7 \times 280} = \frac{1}{1,524}$$

Les coefficients de déformation C_p étant proportionnels aux déformations, on aura :

$$C_p \text{ vérin} = 1,524 C_p \text{ dilatomètre}$$

Ce sont ces C_p corrigés que nous utilisons.

En portant C_p en fonction de $\frac{E}{\Gamma}$, la méthode de Schneider consiste à distinguer, les types de roche suivants :

$C_p > 1$ (et pouvant atteindre 20) : Zone B : importante part de déformations non élastiques.

$C_p < 1$ (et pouvant atteindre 0,01) : Zone A : déformation pratiquement élastique

$\frac{E}{\Gamma} < 4$: Zone A1 ou B1 : rocher compact

$4 < \frac{E}{\Gamma} < 10$: Zone A2 ou B2 : rocher moyennement compact

$\frac{E}{\Gamma} > 10$: Zone A3 ou B3 : joints très ouverts

Les meilleurs rochers de fondation se situent dans la zone A1 ($C_p < 1, \frac{E}{\Gamma} < 4$), et les plus déformables dans B3 ($C_p > 1, \frac{E}{\Gamma} > 10$)

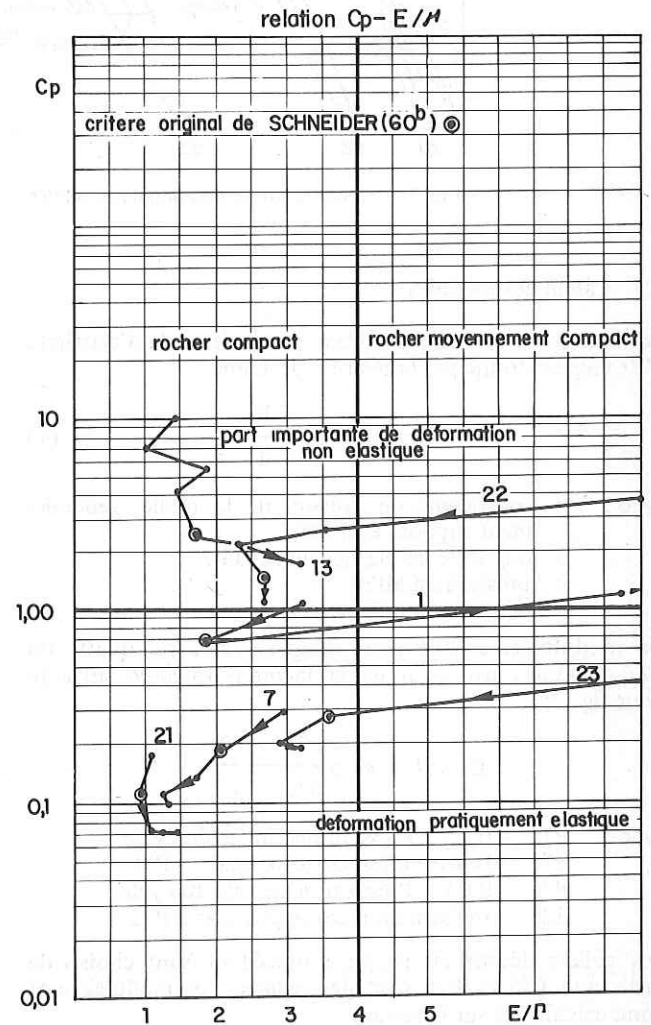


Fig. 3: Critères de Schneider.

Les critères de Schneider ont l'avantage d'avoir été calculés pour de nombreux sites de barrage et permettent de les comparer entre eux.

Nous avons constaté que les valeurs de ces critères variaient beaucoup en fonction de la pression. Aussi, avons-nous remplacé sur l'abaque de Schneider un point par un lieu fonction de la pression. On peut alors moduler les conclusions

tirées à partir de ces critères, suivant que le point à 6 MPa, est sur un lieu montant (défavorable) ou descendant (favorable).

2.5. Gradient de déformabilité

Il nous a semblé intéressant d'apporter un élément complémentaire destiné à apprécier le comportement au-delà de 6 MPa retenus pour les critères de Scheider. Aussi avons-nous calculé un critère "gradient de déformabilité" (G.D.).

$$GD = \frac{\Gamma_{12}}{\Gamma_6}$$

ou encore :

$$GD = \frac{x_6 - x_3}{x_{12} - x_9}$$

en portant GD en fonction de Γ_6 on peut classer les terrains comme suit :

- $\Gamma_6 > 50\ 000$ ou $GD < 0$: essai douteux, possibilité de zone déformable au contact de la sonde, en dehors des palpeurs
- $2\ 500 < \Gamma_6 < 50\ 000$: $GD < 0,7$, terrain peu déformable mais présentant une certaine fragilité à l'échelle de l'essai :
- $2\ 500 < \Gamma_6 < 50\ 000$: $0,7 < GD < 1,0$ terrain normal
- $2\ 500 < \Gamma_6 < 50\ 000$: $1,0 < GD < 1,20$ terrain normal, s'améliorant en fonction de l'essai

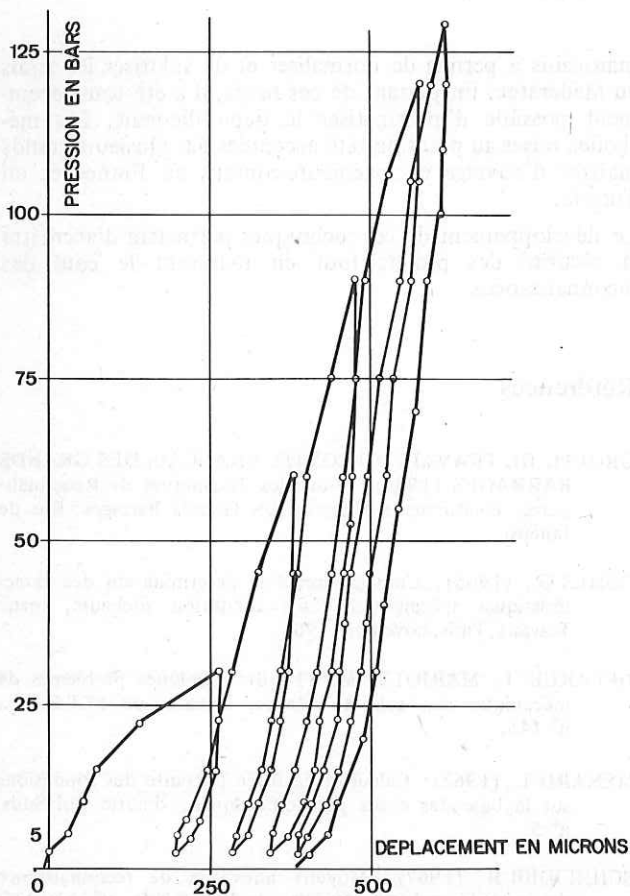


Fig. 4: Graphique effort – déformation (terrain peu déformable)

Γ_6 quelconque, GD élevé : défaut de terrain près du forage, amélioration en fonction de l'essai

$\Gamma_6 < 10\ 000$, $GD < 1,0$: terrain plastique, déformable.

2.6. Résultats obtenus

A titre d'exemple, les documents suivants, provenant d'un des 4 ouvrages étudiés.

3. Corrélation avec les modules dynamiques

Lorsque cela est possible, les modules statiques obtenus au Médératec sont corrélés avec les autres mesures réalisées sur le site : essais au vérin et modules dynamiques obtenus par sismique.

Pour ces derniers, il est préférable de disposer de mesures microsismiques faites dans les mêmes sondages, et d'avoir mesuré à la fois les vitesses longitudinales et les vitesses transversales. On peut réduire alors la dispersion dans la corrélation modules statiques – modules dynamiques, notamment par une bonne connaissance du coefficient de Poisson (ν). En effet son poids est plus important dans le calcul du module dynamique que dans celui du module statique, dans lequel il intervient linéairement. Le module dynamique E_{dyn} est donné par :

$$E_{dyn} = \delta V_L^2 \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}$$

ou $E_{dyn} = kV_L^2$

pour une densité $\delta = 25\text{ kn/m}^3$, le coefficient k varie comme suit :

	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
k	1	0,98	0,90	0,74	0,47	0
δ	2,50	2,45	2,25	1,85	1,08	0

Dans les sols peu compacts, on peut avoir $\nu > 0,4$, pouvant atteindre 0,48 dans certaines argiles.

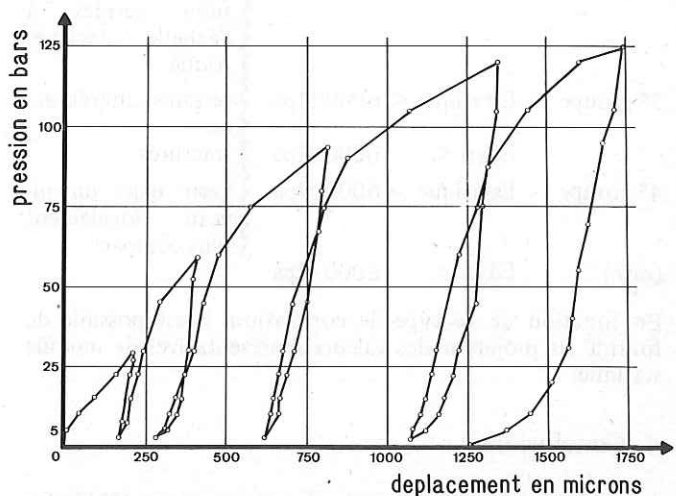


Fig. 5: Graphique effort – déformation (terrain déformable)

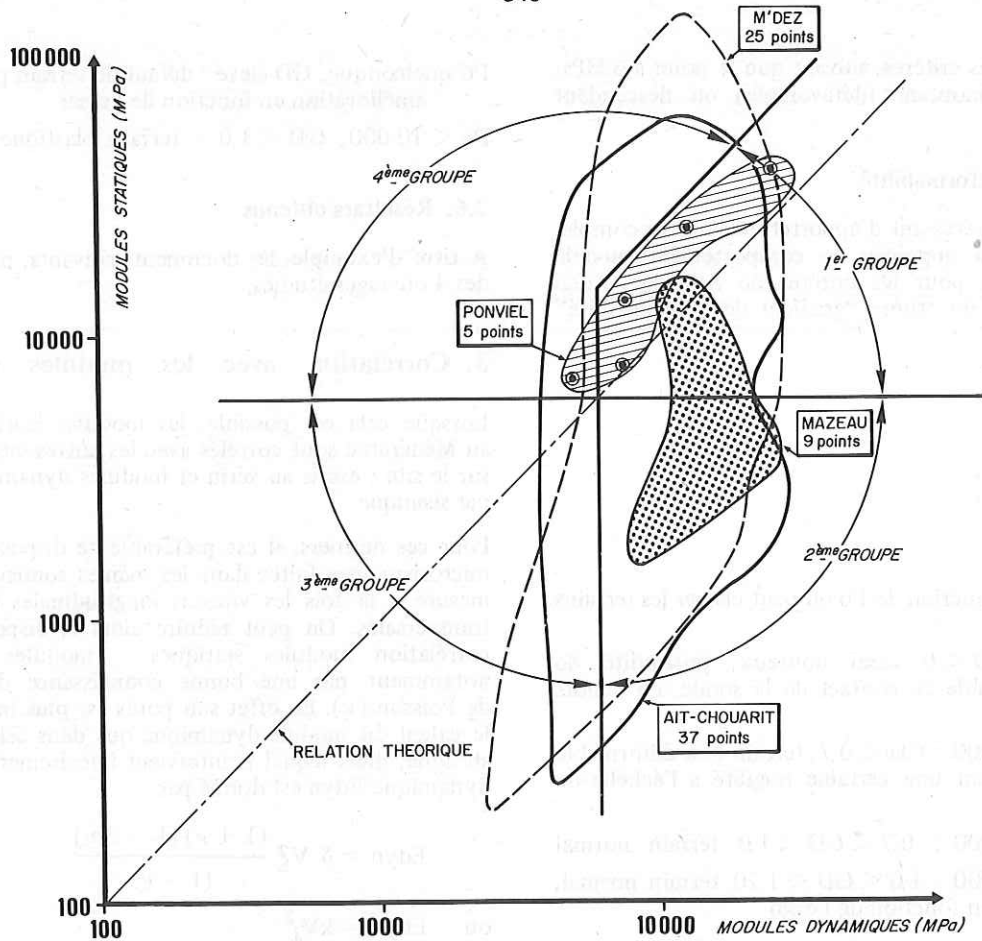


Fig. 6: Corrélation module statique - module dynamique

Des exemples de corrélation E statique - Edyn sont fournis fig. 6. A partir des valeurs de ces modules, nous avons classé les essais au Médératéc en 4 groupes :

- | | |
|--|---|
| 1 ^{er} groupe : E statique > 6000 Mpa | } essais normaux ; à rattacher au 4 ^e groupe |
| Edyn > 6000 Mpa | |
| 2 ^e groupe : E statique < 6000 Mpa | } défauts de terrain près des forages ou terrain fracturé à l'échelle de l'essai mais fissures serrées à l'échelle décimétrique |
| Edyn > 6000 Mpa | |
| 3 ^e groupe : E statique < 6000 Mpa | } terrains altérés et/ou fracturés |
| Edyn < 6000 Mpa | |
| 4 ^e groupe : E statique > 6000 Mpa | } essai dans un niveau localement plus compact |
| (rare) Edyn < 6000 Mpa | |

En fonction de ce type de corrélation, il est possible de fournir au projecteur des valeurs représentatives de module statique.

4. Conclusions

La méthodologie mise au point lors des essais au Médératéc réalisés sur les terrains de fondation de 4 grands barrages

marocains a permis de normaliser et de valoriser les essais au Médératéc. En partant de ces bases, il a été tout récemment possible d'informatiser le dépouillement. Les méthodes mises au point ont été acceptées par plusieurs grands maîtres d'ouvrage et ingénieurs-conseils en France et en Tunisie.

Le développement de ces techniques permettra d'accroître la sécurité des projets tout en réduisant le coût des reconnaissances.

Références

- GRUPE DE TRAVAIL DU COMITE FRANCAIS DES GRANDS BARRAGES (1982): Nouvelles Techniques de Reconnaissance, Quatorzième Congrès des Grands Barrages, Rio de Janeiro.
- COMES G., (1965): Contribution à la détermination des caractéristiques mécaniques d'une fondation rocheuse, revue Travaux, Paris, novembre 1965.
- DELARUE J., MARIOTTI M., (1950): Quelques problèmes de mécanique des sols au Maroc, Annales de l'I.T.B.T.P., n° 145.
- MENARD L., (1963): Calcul de la force portante des fondations sur la base des essais pressiométriques: théorie, Sol Soils, n° 5.
- SCHNEIDER B. (1967): Moyens nouveaux de reconnaissance des massifs rocheux, Annales de l'I.T.B.T.P., n° 235-236, Série Sols et Fondations (6).