

Conférence Coulomb

C.F.M.S.

Les théories et leur évolution

face à la réalité

en Géotechnique

(1ère partie : Fondations superficielles)

Michel Gambin

4 juin 2010



Charles Augustin Coulomb

Coulomb (1773)

ESSAI

Sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de Statique, relatifs à l'Architecture.

INTRODUCTION.

Ce Mémoire est destiné à déterminer, autant que le mélange du Calcul et de la Physique peuvent le permettre, l'influence du frottement et de la cohésion, dans quelques problèmes de Statique. Voici une légère analyse des différens objets qu'il contient.

Après quelques observations préliminaires sur la cohésion, et quelques expériences sur le même objet, l'on détermine la force d'un pilier de maçonnerie; le poids qu'il peut porter, pressé suivant sa longueur; l'angle sous lequel il doit se rompre. Comme ce problème n'exige que des considérations assez simples, qui servent à faire entendre toutes les autres parties de cet Essai, tâchons de développer les principes de sa solution.

Si l'on suppose un pilier de maçonnerie coupé par un plan incliné à l'horizon, en sorte que les deux parties de ce pilier soient unies dans cette section, par une cohésion donnée, tandis que tout le reste de la masse est parfaitement solide, ou lié par une adhérence infinie; qu'ensuite on charge ce pilier d'un poids: ce poids tendra à faire couler la partie supérieure du pilier sur le plan incliné, par lequel il touche la partie in-

Sommaire

- 1. Pourquoi ce thème ?**
- 2. Les grandes théories**
- 3. Terzaghi et la force portante des fondations superficielles**
- 4. Et après 1943 ?**
- 5. Les solutions de Louis Ménard**
- 6. Colloque « Settlement '94 »**
- 7. Une proposition de J.-L. Briaud**
- 8. Conclusions**

1. Pourquoi ce thème ?

“Les nouvelles méthodes de calcul des fondations, fondées à la fois sur des théories semi-empiriques et les résultats d’essais in situ, peuvent même se révéler meilleures que les méthodes fondées sur des théories plus rigoureuses utilisant des essais de laboratoire.”

(lu en 2001)

“La” théorie de la force portante
des semelles basée sur des essais
de laboratoire est-elle si
rigoureuse ?

et quid :

- de celles sur le tassement ?

« Les étudiants qui ont été séduits pendant leurs premières années d'enseignement supérieur par les théories mathématiques rigoureuses ont du mal à accepter le rôle de l'analyse expérimentale et de l'observation en Génie Civil ».

« L'enseignement de l'histoire de la Géotechnique permet d'intéresser les étudiants en leur montrant la relativité de nos connaissances dans ce domaine ».

(Congrès SIMSG « Geotechnical Education & Training », Sinaïa, Roumanie, 2000)

2. Les grandes théories

Leur vie

- Naissance (avec emprunts à d'autres*)
- Mise au point
- Maturité (excès*)
- Observations dérangementantes
- Attaques et contre-attaques
- Disparition, dissolution ou évolution.

***Leurs excès**

- **Déjà Karl Terzaghi disait en 1942 :**
- **« la 1ère présentation des principes techniques d'une théorie est suivie d'une période de transition caractérisée par une tendance à l'application désordonnée de la théorie et à sa généralisation ne présentant aucune garantie. »**

Parmi ces grandes théories

- **G. Lamé**
- **J. Boussinesq**
- **W. J. M. Rankine**
- **(O. Mohr)**
- **(L. Prandtl)**
- **Caquot-Kérisel**
- **K. Terzaghi** (chapitre suivant)

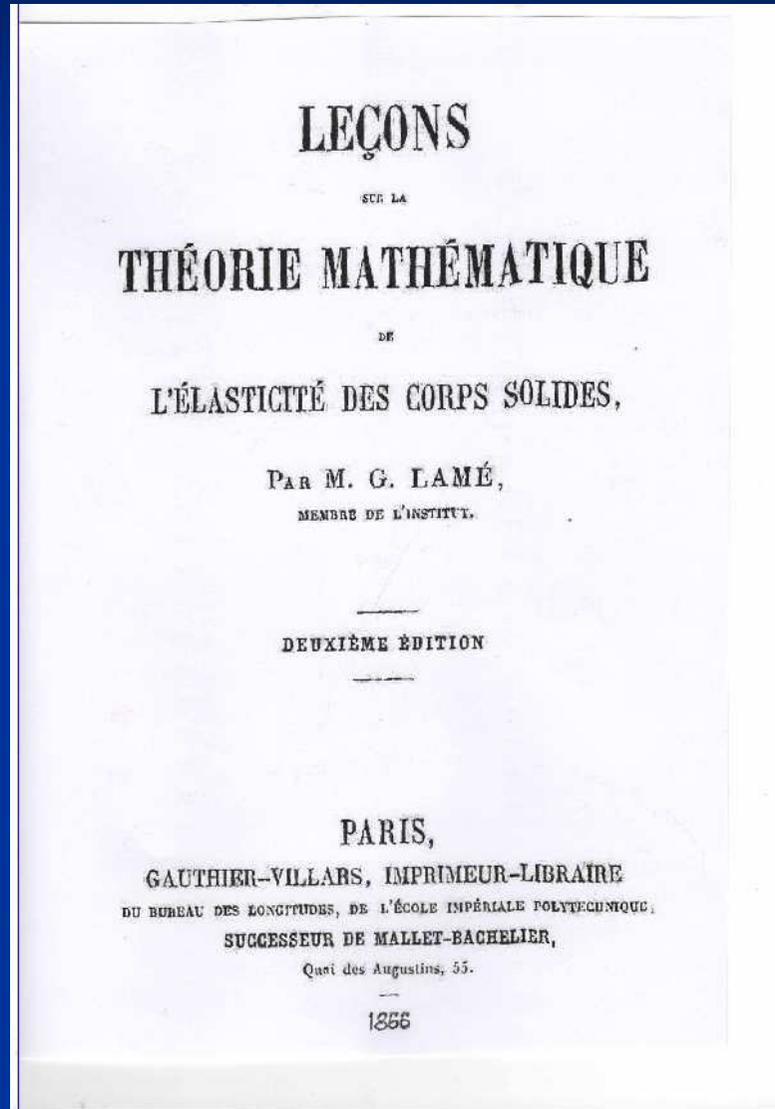
Peut-on déjà citer la préface de
Terzaghi « **Mécanique des sols théorique** » (1943)

« **Le sujet du présent volume a été limité aux théories qui peuvent, moyennant certaines conditions et sous certaines restrictions, s'appliquer à une solution approximative d'un problème pratique** ».

Toute théorie implique simplification

Selon la pertinence des simplifications par rapport au problème posé, la théorie sera plus ou moins pérenne.

(a) G. Lamé (1852)



(b) J. Boussinesq (1885)

Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques

$$N_3 = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{\rho^5}$$

ne dépend ni de E, ni du coef. de Poisson

**Utilisée pour le tracé du « bulbe des pressions »
et l'obtention de la « profondeur significative »**

F. Schleicher (1926)

Zur Theorie des Baugrundes

$$w = qB \frac{1 - \mu^2}{E} I_\rho$$

$$I_\rho = \frac{1}{\pi} \left[l \log \frac{1 + \sqrt{l^2 + 1}}{l} + \log (l + \sqrt{l^2 + 1}) \right]$$

$$l = \frac{L}{B}$$

**pour le tassement au coin d'un rectangle,
utilisé pour les isolignes de tassement**

W. Steinbrenner (1934)

Tafeln zur Setzungberechnung

Contrainte verticale sous le coin d'un rectangle

$$\sigma_z = q I_\sigma$$

Le facteur d'influence I_σ est donné par l'équation :

$$I_\sigma = \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2mn \sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} \cdot \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} + \operatorname{tg}^{-1} \frac{2mn \sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + 1 - m^2n^2} \right]$$

où :

$$m = \frac{B}{z} \quad \text{et} \quad n = \frac{L}{z}$$

Utilisé par Newmark pour sa carte en réseau

O. K. Fröhlich (1934) s/ Boussinesq

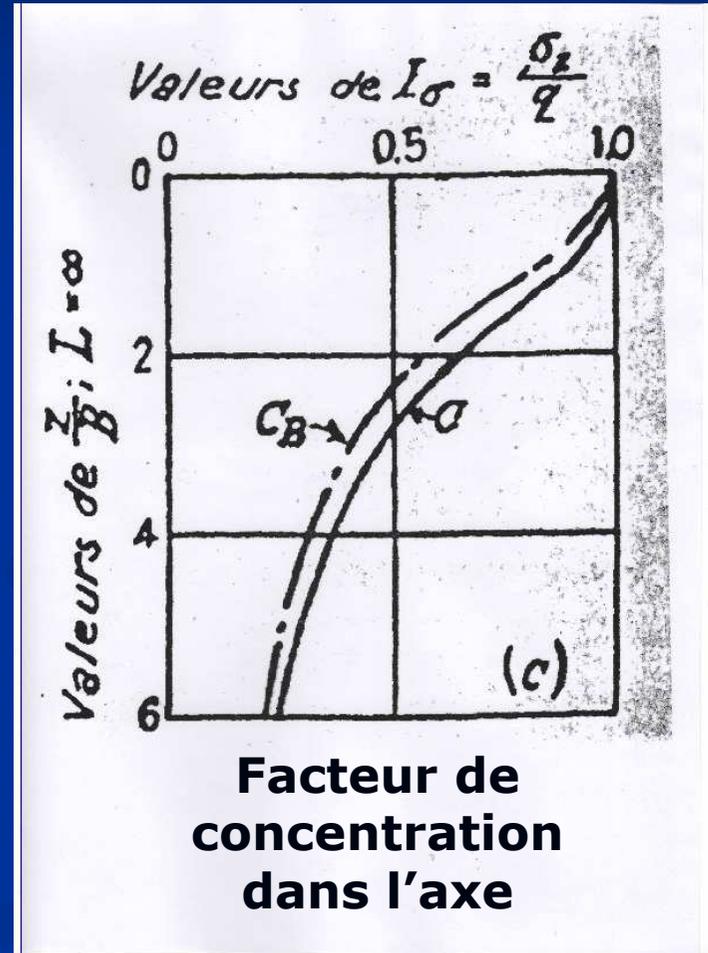
Pour rendre compte de l'augmentation du module avec la profondeur dans les sables incompressibles, Fröhlich a proposé de modifier la valeur de σ_1 et d'adopter

$$\sigma_1 = \frac{\nu Q}{2\pi z^2} \cos^{\nu} \psi.$$

au lieu de

$$\sigma_1 = \frac{3Q}{2\pi z^2} \cos^3 \psi.$$

avec $\nu=4$



K. Terzaghi (1943) s/ Boussinesq

Mécanique des sols théorique

Application de la théorie de l'élasticité (Section D)

- pour calculer le tassement d'une couche mince d'argile saturée intercalée (-> consolidation unidimensionnelle)
- si le sol est feuilleté utiliser
 - soit la théorie de Wolf (1935) où $E_h/E_v = n$
 - soit celle de Westergaard (1938)

Skempton (1954-57) s/ Boussinesq

- Dans Boussinesq, E est constant, or la déformation volumique d'un sol

$$d_s \text{ n'est pas égale à } \left[(1 - 2\nu) / E \right] 3 \sigma_{\text{oct}}$$

car le sol est susceptible de dilatance

- selon Skempton :

$$d_s = 3C_s (\sigma_{\text{oct}} - u) + D |\tau_{\text{oct}}|$$

C_s = compressibilité sous tenseur sphérique

D = coefficient de déformation volumique sous tenseur déviatoire, $>$ ou < 0

- les valeurs de C et D sont variables en fonction de l'amplitude des déformations

J. Schmertmann (1970) / Boussinesq

Static Settlement over Sand (ASCE, JSMFD No.3)

- **En conclusion de sa communication :**
- **« Les déformations verticales dans un matériau dilatant en fonction des contraintes, comme le sable, ne dépendent pas seulement du niveau des contraintes verticales appliquées, mais aussi des contraintes de cisaillement existantes ou ajoutées et de leur niveau par rapport aux contraintes de cisaillement à la rupture ».**
- **« L'importance du cisaillement dans le phénomène de tassement a été noté régulièrement par de Beer, Brinch Hansen, Janbu, Lambe et Vargas ».**

P. Mayne et H. Poulos (1999)

Approximate displacement influence factors ..*

ont proposé un dernier « avatar » pour cette formule traditionnelle de Boussinesq en tenant compte de facteurs « plus ou moins négligés » et écrire:

$$w = (pB/E)(1 - \nu^2) I_E I_F I_G$$

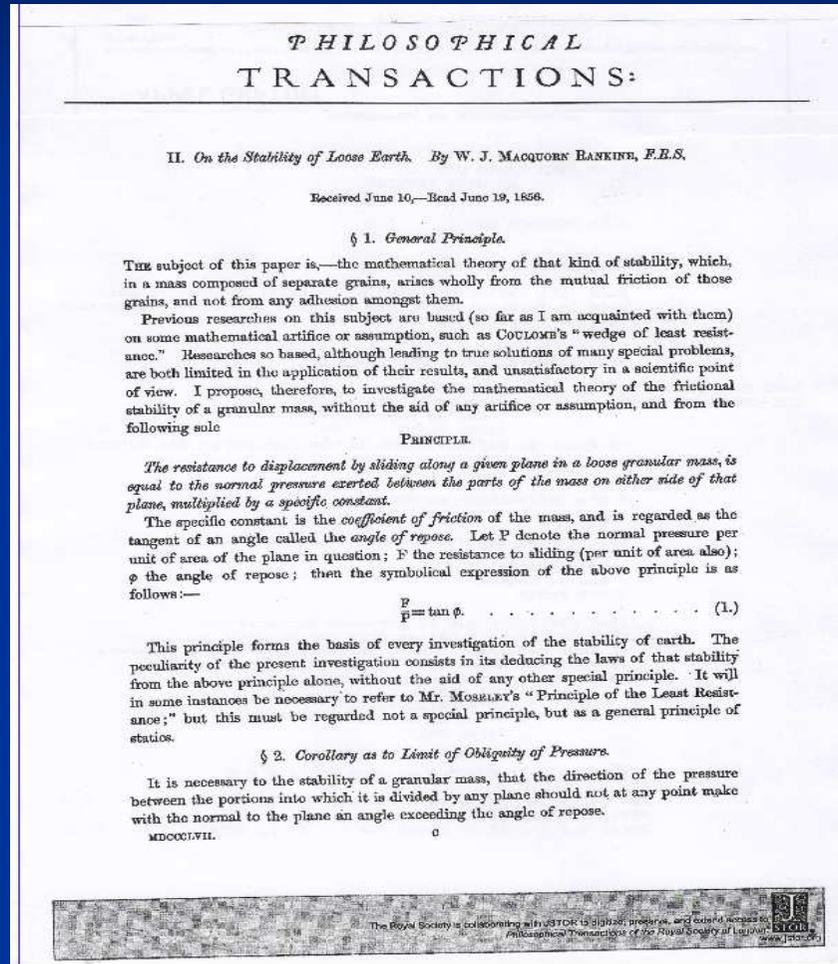
où I_E tient compte de l'encastrement

I_F de la flexibilité

I_G de la variation de E / la prof^r

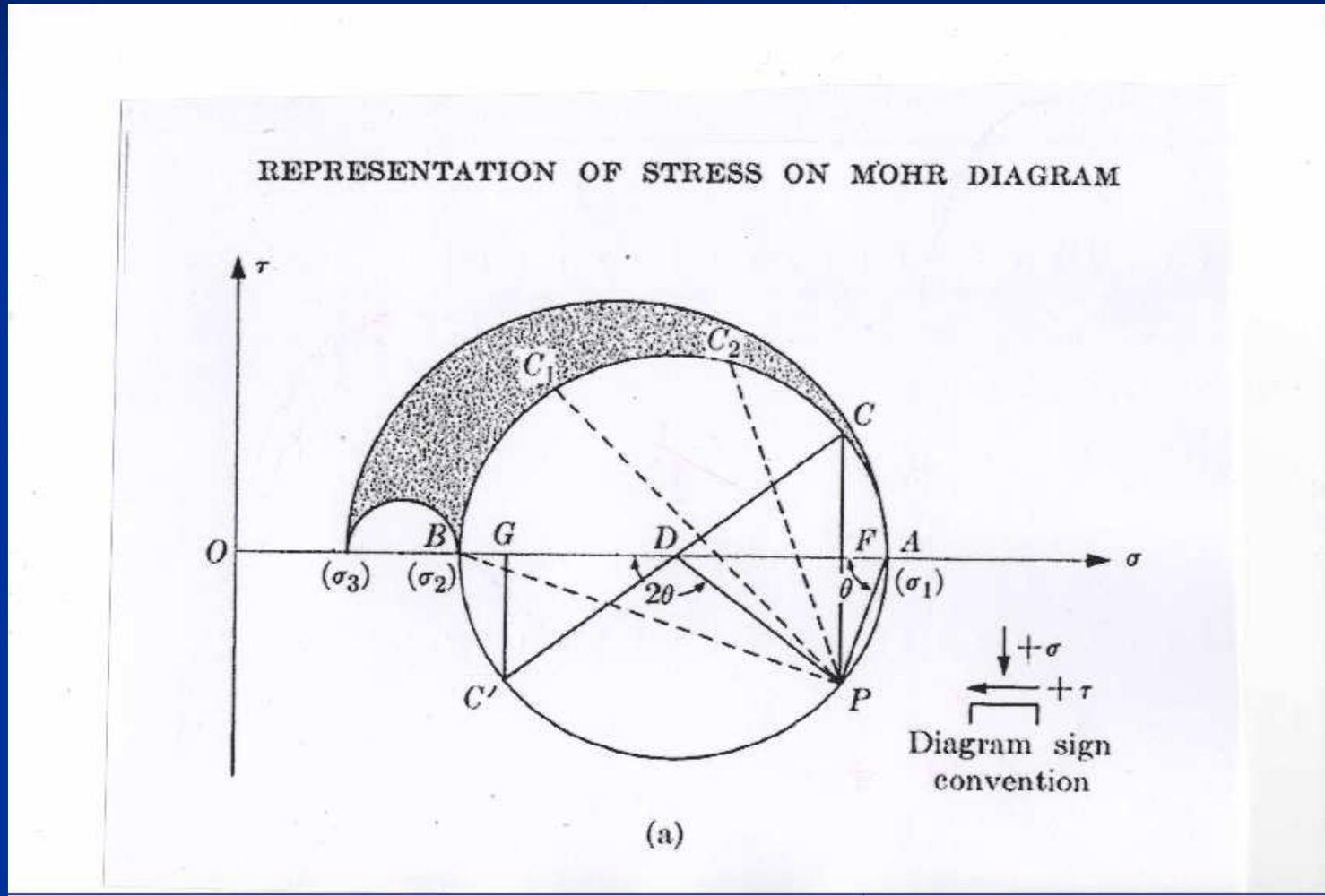
*** ASCE JGGE Vol.125, No.6**

(c) W. J. M. Rankine (1857)



On the stability of loose earth

O. Mohr (1882)



(d) Caquot – Kérisel (1934 – 1939)

Théorie de la poussée –butée

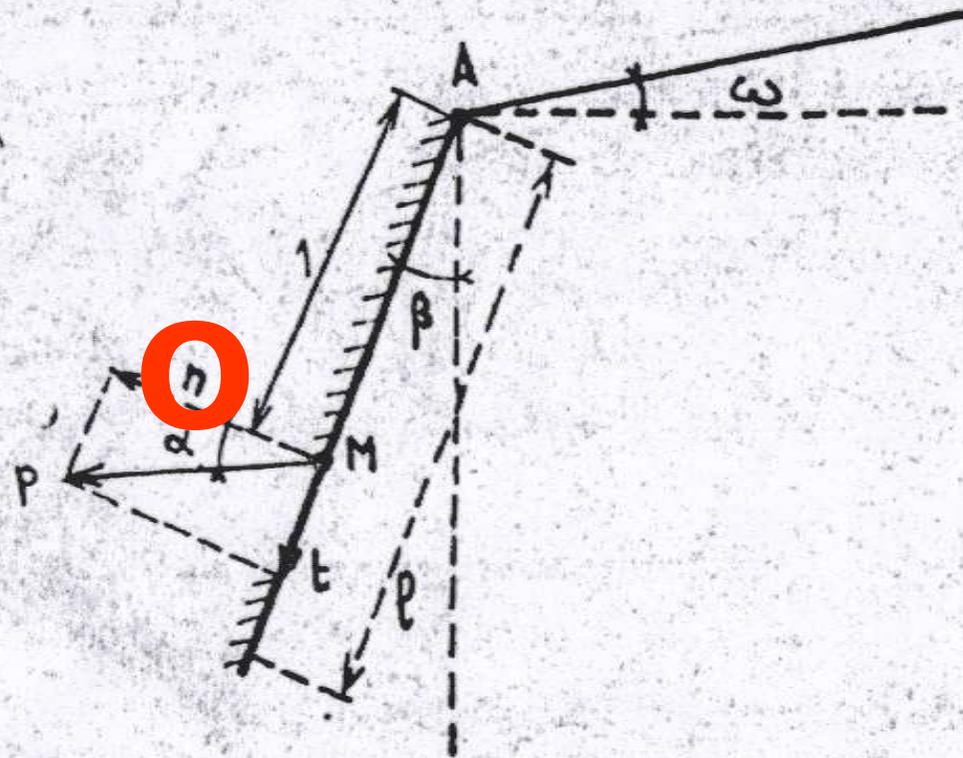
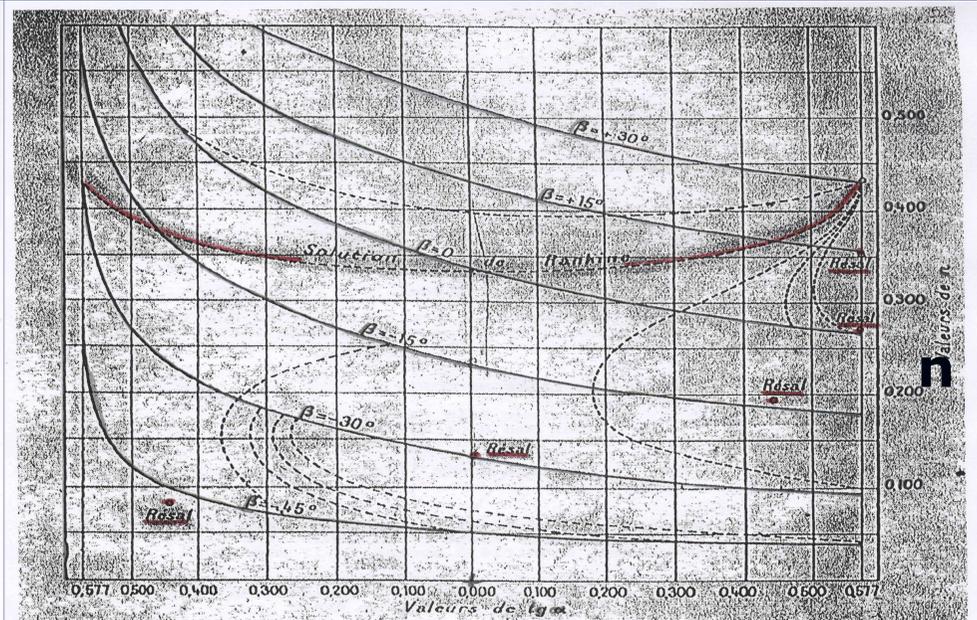


Fig. XV.6. — Définition des symboles.

Poussée - Butée



$\tan \alpha$

Tableau des poussées

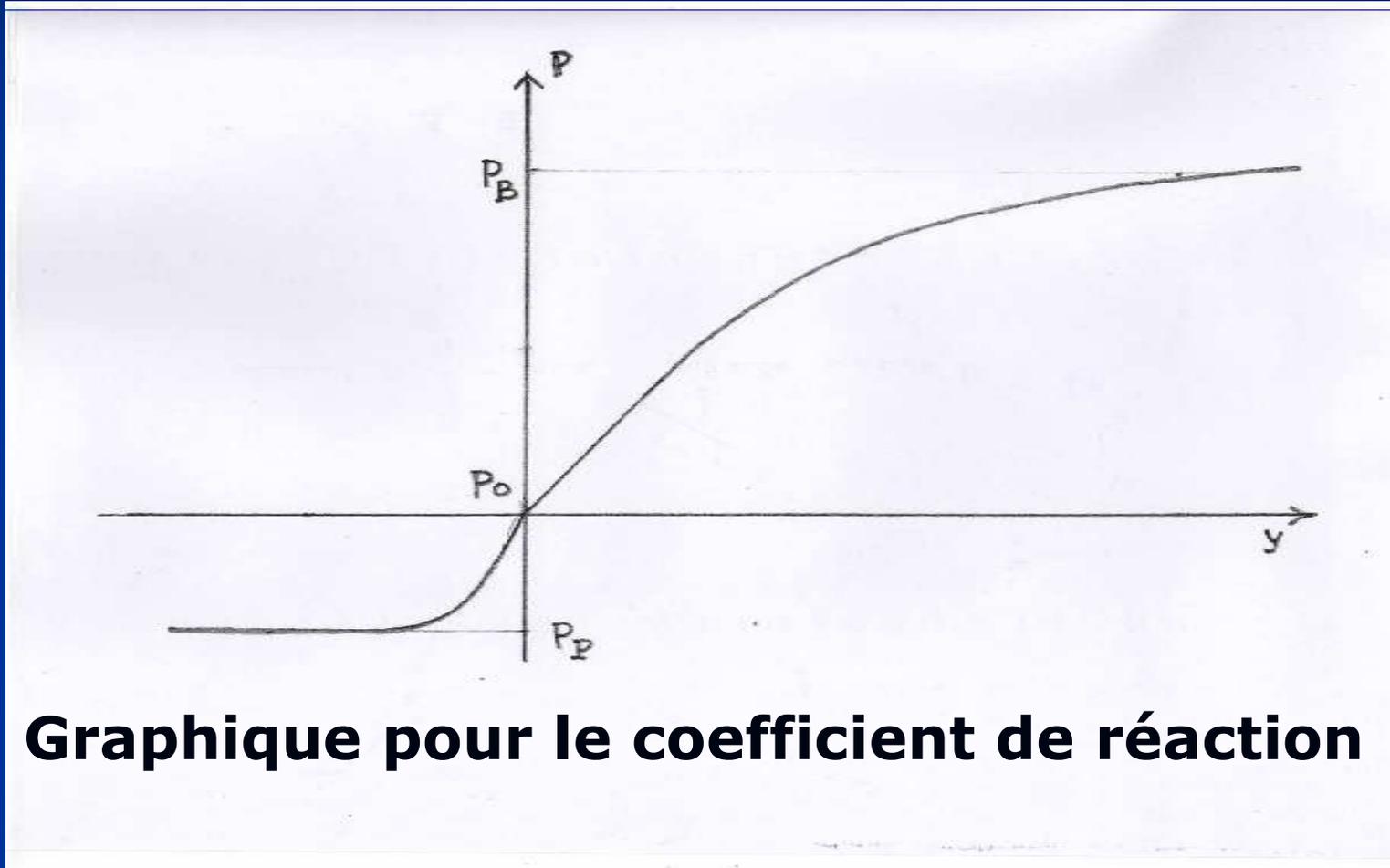
$\varphi = 30^\circ \quad \omega = 0^\circ$

Caquot – Kérisel (1934 – 1939)

Poussée - Butée

- **Tables de butée et de poussée**
par J. Kérisel et E. Absi
- **Tableaux de n en fonction de φ' pour des valeurs connues de ω/φ' et de β/φ' pour différents cas**
 - milieu frottant pesant, sans surcharge
 - milieu frottant pesant, avec surcharge
- **Mais quid de l'utilisation de ces tables ?**
ce sont essentiellement celles de $\beta = 0$ (en poussée et en butée) qui sont utilisées dans les programmes de calcul de parois moulées et de rideaux pour définir les limites maximale et minimale de la zone pseudo-élastique.

Poussées- Butées



Caquot – Kérisel (1934 – 1939)

Force portante des semelles

C'est aussi sur la base de la théorie de la poussée et de la butée que ces auteurs résolvent – comme Terzaghi le fera en 1943 – le problème de la force portante des fondations, la réaction du sol étant assimilée à une butée.

- Pour une semelle superficielle :

$$Q = 2 \int_0^l n_{\omega\beta\alpha} x dx$$

Terzaghi & Peck (1948) s/ poussée-butée (1)

Les murs de soutènement (Art. 46)

- « La mécanique des sols ne peut servir que lorsqu'il n'y a pas eu localement de projet précédent ayant conduit à une solution viable.
- « La plupart du temps, la conception dépend essentiellement du remblai qui viendra pousser sur le mur.
- « La théorie de Rankine (chapitre IV) ne s'applique pas si le mur ne peut pas se déplacer en tête largement, si l'eau ne peut être drainée dans le remblai et si les caractéristiques mécaniques du remblai ne sont pas exactement connues.
- « Sinon, on utilisera les graphiques de notre article N°46, basés sur l'expérience* . »

Terzaghi & Peck (1948) s/ poussée-butée (2)

[Art. 23]

- « La présentation de la théorie de Rankine sert essentiellement comme introduction à l'étude des cas plus compliqués d'équilibre plastique qui se rencontrent dans les problèmes pratiques. »

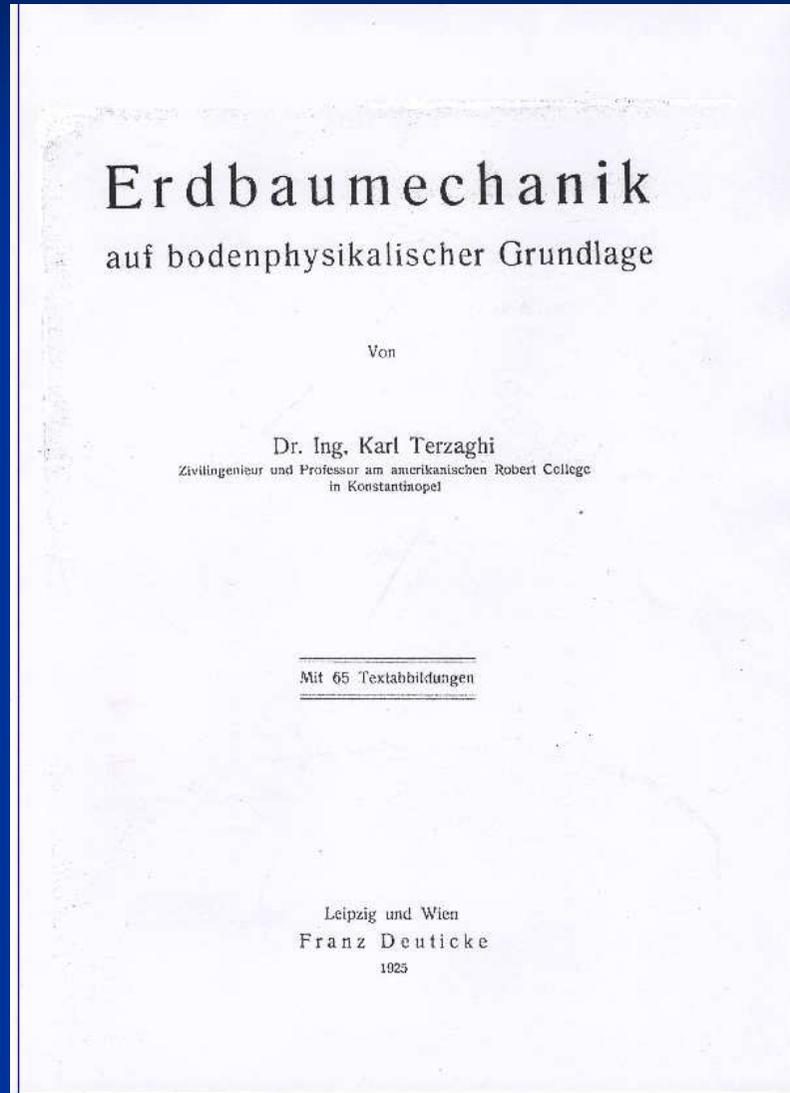
[Art. 26]

- « Les conditions aux limites qui rendent valide la théorie de Rankine sont rarement remplies et son utilisation conduit habituellement à des erreurs. La plupart de ces erreurs peuvent être évitées en utilisant la théorie de Coulomb. »

3. Terzaghi et la force portante des fondations superficielles

- **Erdbaumechanik (1925)**
- **Theoretical Soil Mechanics (1943)**
- **Soil Mechanics in Engineering Practice (1948) (avec R.B. Peck)**

K. Terzaghi (1925)



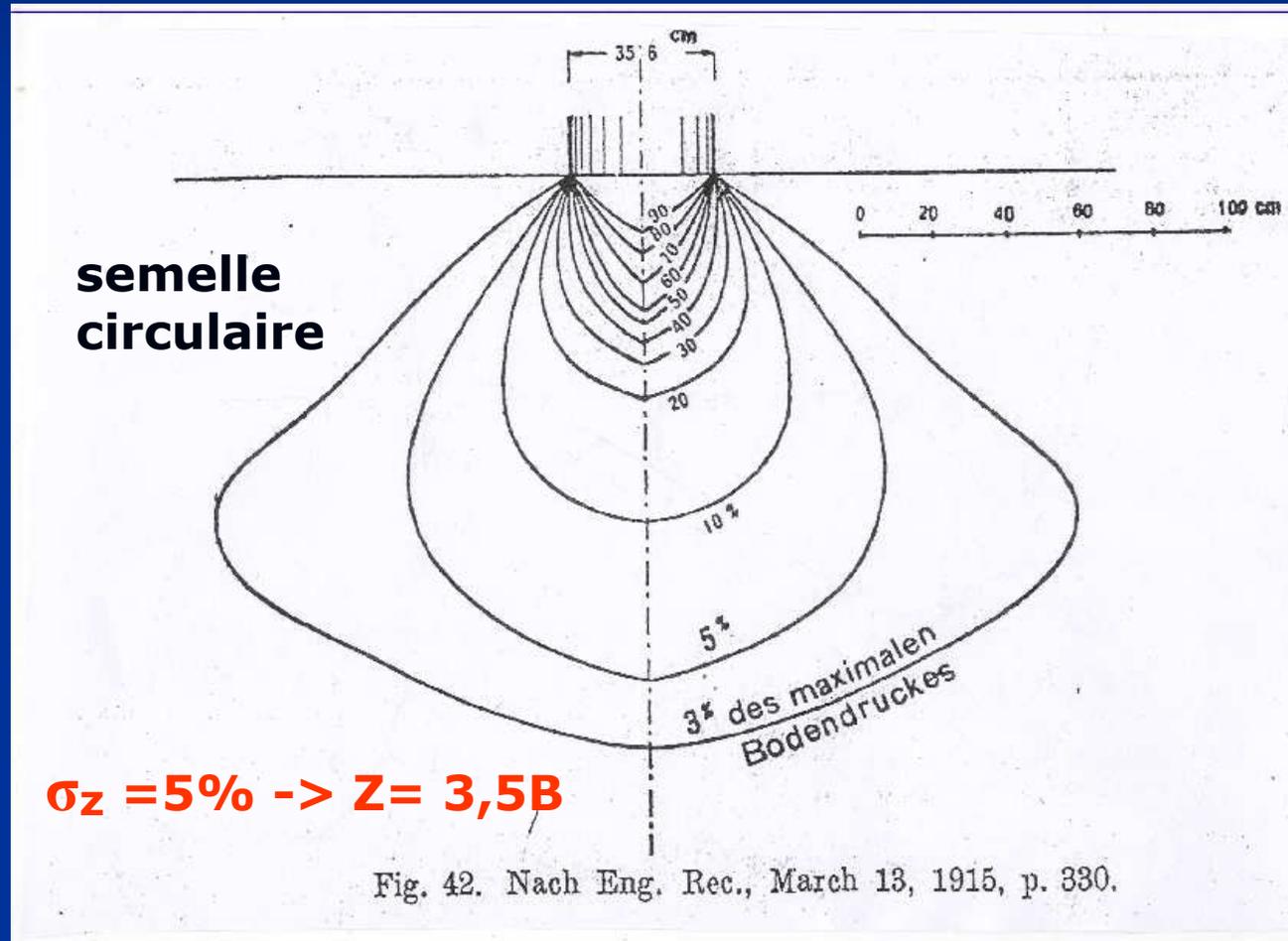
K. Terzaghi (1925)

Erdbaumechanik

- **La notion de pression interstitielle**
- **La théorie de la consolidation unidimensionnelle* d'une « argile idéale »**
- **La force portante traitée de manière « ancienne », avec tableaux récapitulatifs.**

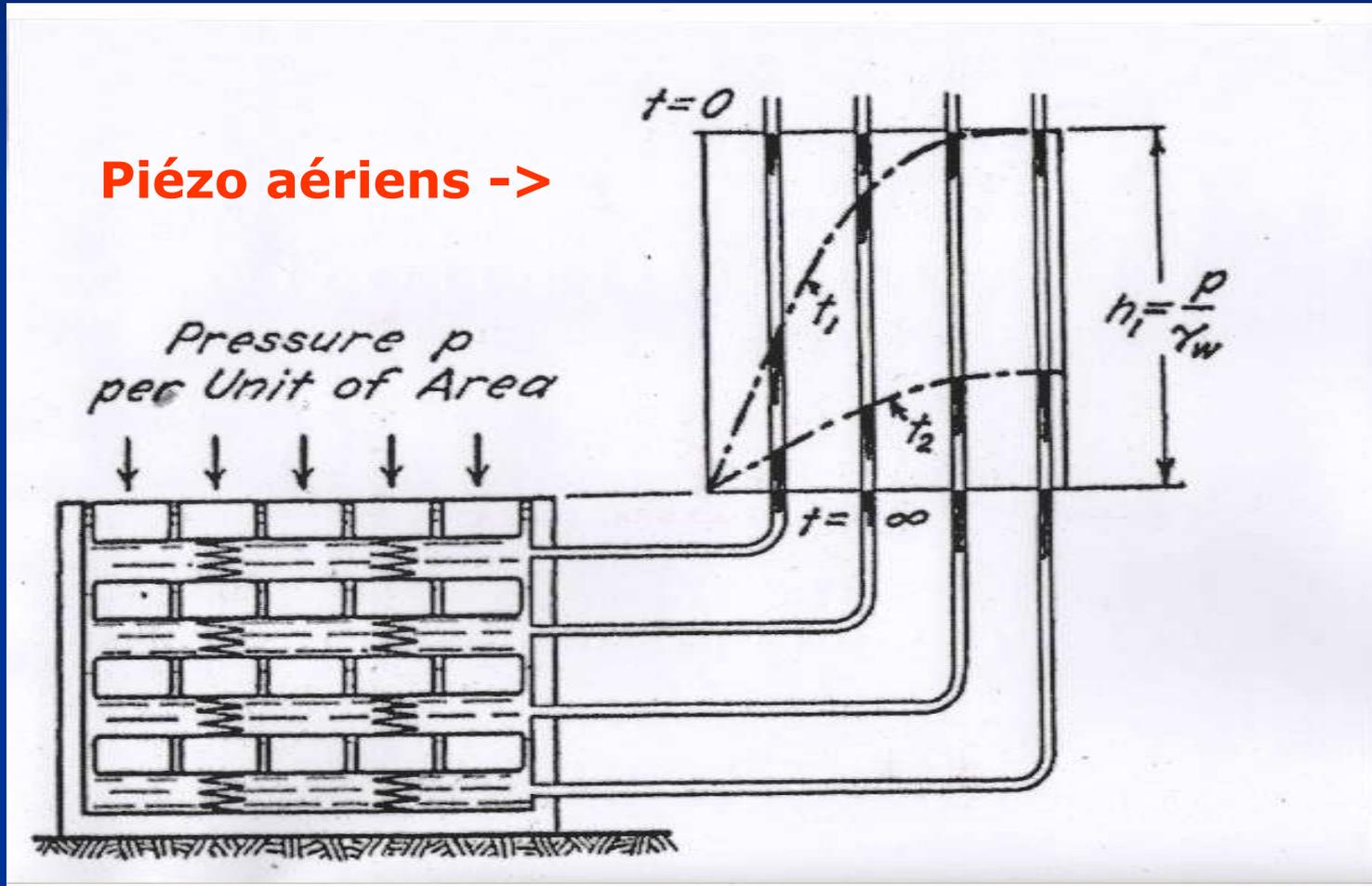
K. Terzaghi (1925)

Erdbaumechanik



*K. Terzaghi & R. Peck (1948)

Piézo aériens ->



K. Terzaghi (1925)

Erdbaumechanik

- Un livre difficile à lire, très dense, que l'auteur n'a jamais voulu voir traduire en anglais ou en français
- Par contre ses articles, en particulier dans les revues américaines dès 1925 sont très intéressants :
- Les grands principes de la mécanique des sols, Engineering News-Records, 1925, en 8 leçons
- Au moins 6 articles dans Public Roads 1926-29

K. Terzaghi (1934 - 1937)

- Engineering News-Records : 5 articles sur des essais sur de grands murs de soutènement, 1934
- Die Bautechnik : 3 articles 1930 – 1934
- Der Bauingenieur : 2 articles 1934
- Travaux, Paris, un article (en français) en 1934
- De Ingenieur, La Haye, deux articles 1935 (en alld)
- Annales de l'ITBTP : un article en 1937 (en français) – création du 1er CNMS -

F. Kögler & A. Scheidig (1938)

Baugrund und Bauwerk

- Ce manuel explicite le livre de Terzaghi de 1925, il donne figures et graphiques des formules qui y manquaient.

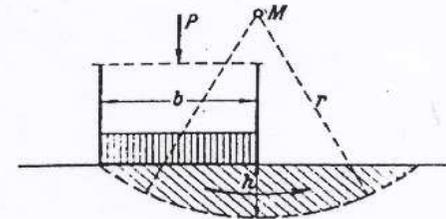


Abb. 187. Einseitiges Ausweichen auf kreis-zylindrischer Kreisfläche (Regelfall).

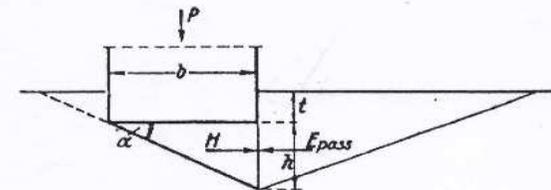


Abb. 188. Einseitiges Ausweichen in Keilform nach der Erddrucktheorie.

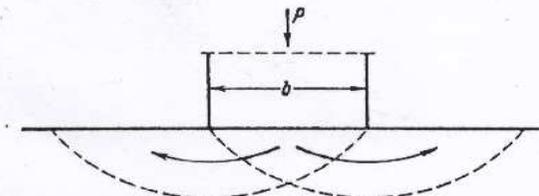


Abb. 189. Zweiseitiges Ausweichen (Ausnahmefall).

F. Kögler & A. Scheidig (1938)

Baugrund und Bauwerk

$$p_v = \frac{4}{3} \cdot \gamma b \mu \cdot \frac{\beta \sqrt{1 + \beta^2}}{\beta - \mu \sqrt{1 + \beta^2}} = \gamma b k_1.$$

$$p_{vt} = \frac{1}{2} \cdot \gamma b \cdot \frac{\left(\frac{t}{b} + \operatorname{tg} \alpha\right)^2 \cdot \lambda_p - \left(\frac{t}{b}\right)^2 \cdot \lambda_a}{\operatorname{tg}(\alpha - \varrho)} \quad \operatorname{tg} \alpha = \gamma b k_2.$$

$$p_v = \frac{4}{3} \cdot \gamma b \mu \cdot \frac{\beta \sqrt{1 + \beta^2}}{0,75 \beta - \mu \sqrt{1 + \beta^2}} = \gamma b k_3.$$

et par Terzaghi :

$$p_v = \gamma b \cdot \operatorname{tg}^4(45 + \varrho/2) = \gamma b k_4.$$

Toutes ces valeurs
de p_v fonction de B

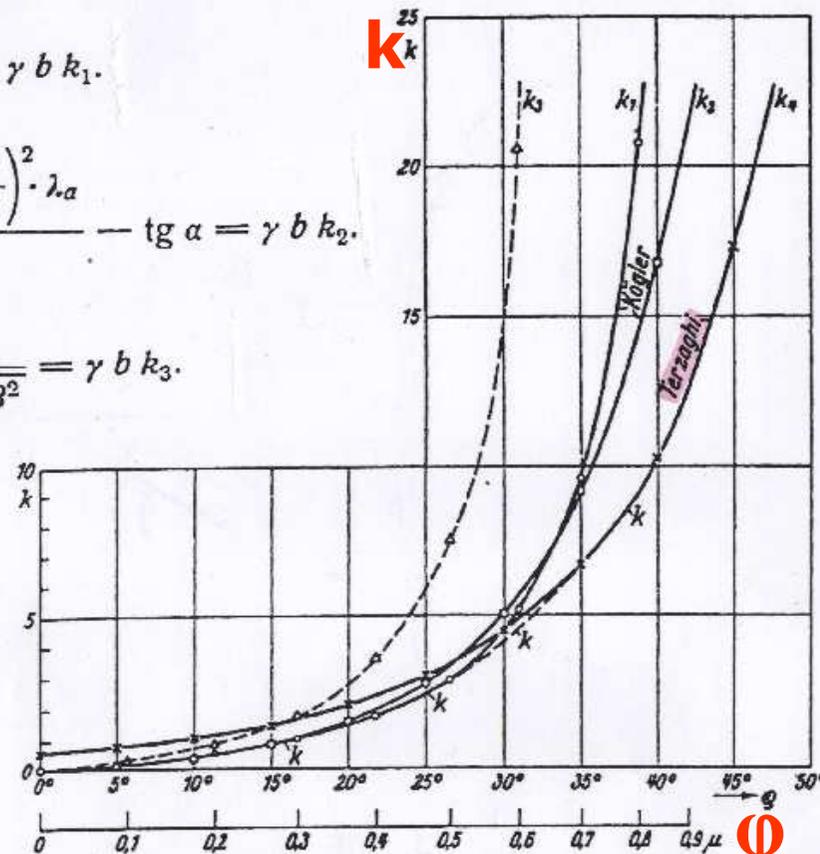


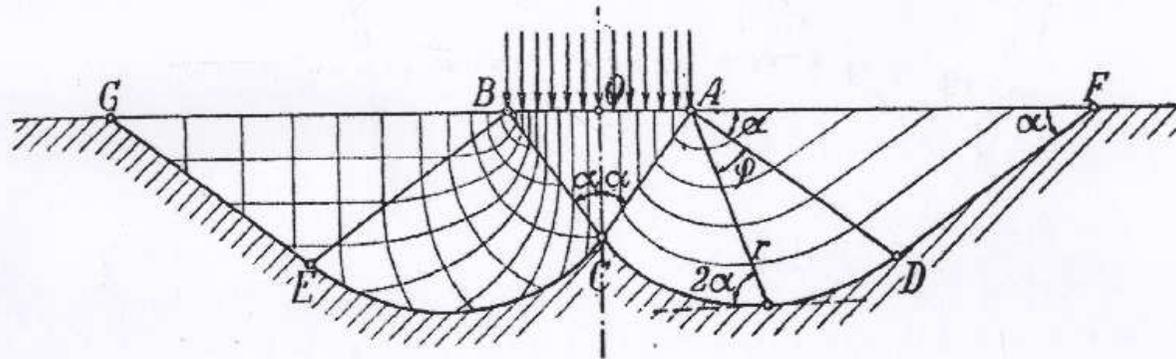
Abb. 191. Beiwerte k der Tragfähigkeit des Baugrundes [Gl. (1) bis (5)].

L. Prandtl (1920)

Über die Härte plastischer Körper

A gauche :
Réseau des
contraintes

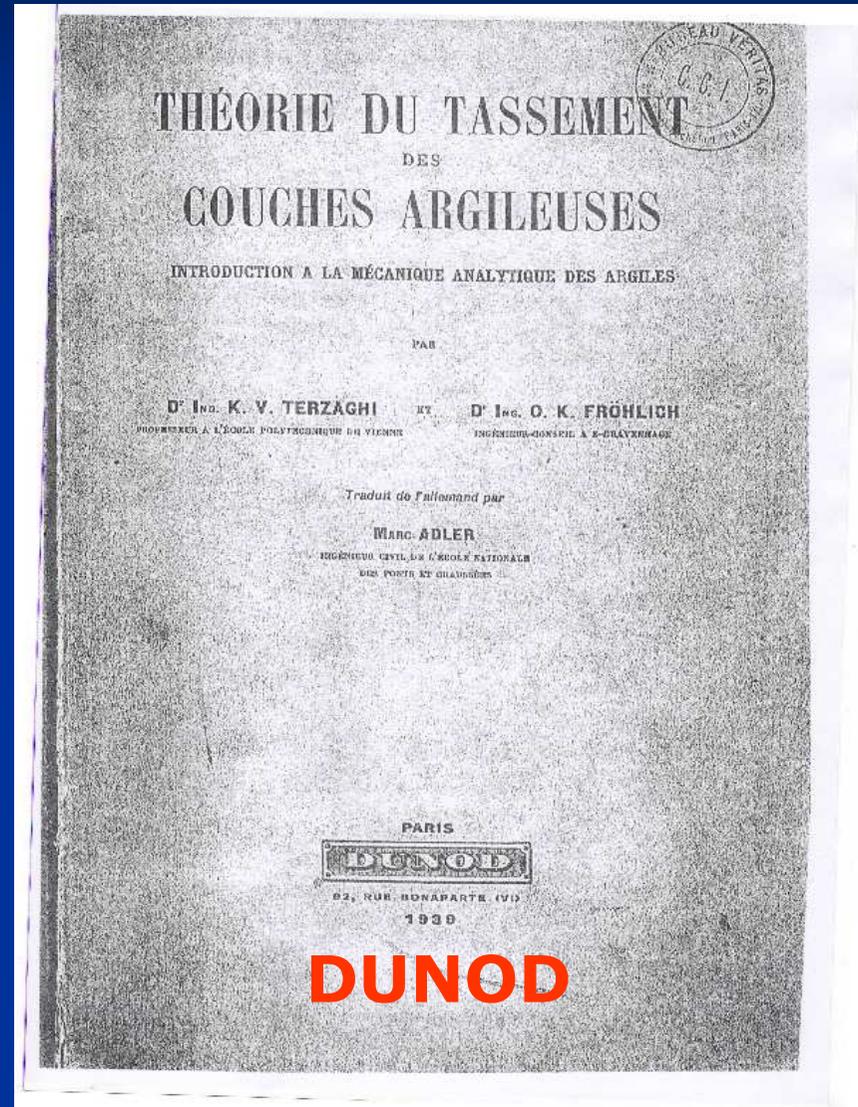
A droite :
Lignes
d'écoulement
plastique



Figur 1.

\overline{AB} = belastetes Gebiet, $FDCEG$ Grenze des plastischen Gebiets gegen das elastische; in der linken Hälfte des plastischen Gebiets sind die Spannungstrajektorien, in der rechten Hälfte die „Stromlinien“ der plastischen Verschiebung angegeben.

Terzaghi et Fröhlich (1939)



Terzaghi et Fröhlich (1939)

Théorie du tassement des couches argileuses (Introduction à la mécanique analytique des argiles – 360 pages)

- **1/ Les bases physiques et analytiques de la mécanique des argiles**
- **2/ Méthode approchée pour le calcul de la circulation de l'eau interstitielle**
- **3/ Application des séries de Fourier à la résolution de l'équation aux dérivées partielles de cette circulation**
- **4/ Applications à la technique des fondations**

Terzaghi et Fröhlich (1939)

Théorie du tassement des couches argileuses

- Dans la préface, les auteurs précisent qu'il s'agit d'une suite de guides élémentaires qui comprend déjà celui de Fröhlich sur « la répartition des contraintes sur le sol de fondation tenant compte des phénomènes de plasticité » et comportera prochainement celui de Terzaghi sur « la théorie de la poussées des terres fondées sur les propriétés physiques des sols ».
- Suivront un guide sur « les méthode d'essais de sol » par Casagrande et un dernier sur « la mécanique des sols appliquée » par Terzaghi.

K. Terzaghi (1943)

MÉCANIQUE DES SOLS THÉORIQUE

[« Le sujet du présent volume a été limité aux théories qui peuvent, moyennant certaines conditions et sous certaines restrictions, s'appliquer à une solution approximative d'un problème pratique ».]

« Pour être utile, la connaissance de la théorie doit s'accompagner d'une connaissance approfondie des sols réels et [de celle] de la différence entre les propriétés des sols en place et celles des échantillons en laboratoire »

« [C'est] une méthode approximative d'estimation de la force portante des semelles qui figure aux articles 46 à 49 de cet ouvrage ».

Chapitre I

INTRODUCTION

Article 2 :

- « **Pratiquement toute théorie de mécanique appliquée est basée sur une série d'hypothèse concernant les propriétés du matériau utilisé. »**
- « **Ces hypothèses ont toujours tendance à s'écarter de la vérité. »**
- « **Les solutions mathématiques rigoureuses sont souvent trop compliquées pour pouvoir être utilisées d'une façon générale »**

Chapitre IV

APPLICATION DES THÉORIES GÉNÉRALES ...

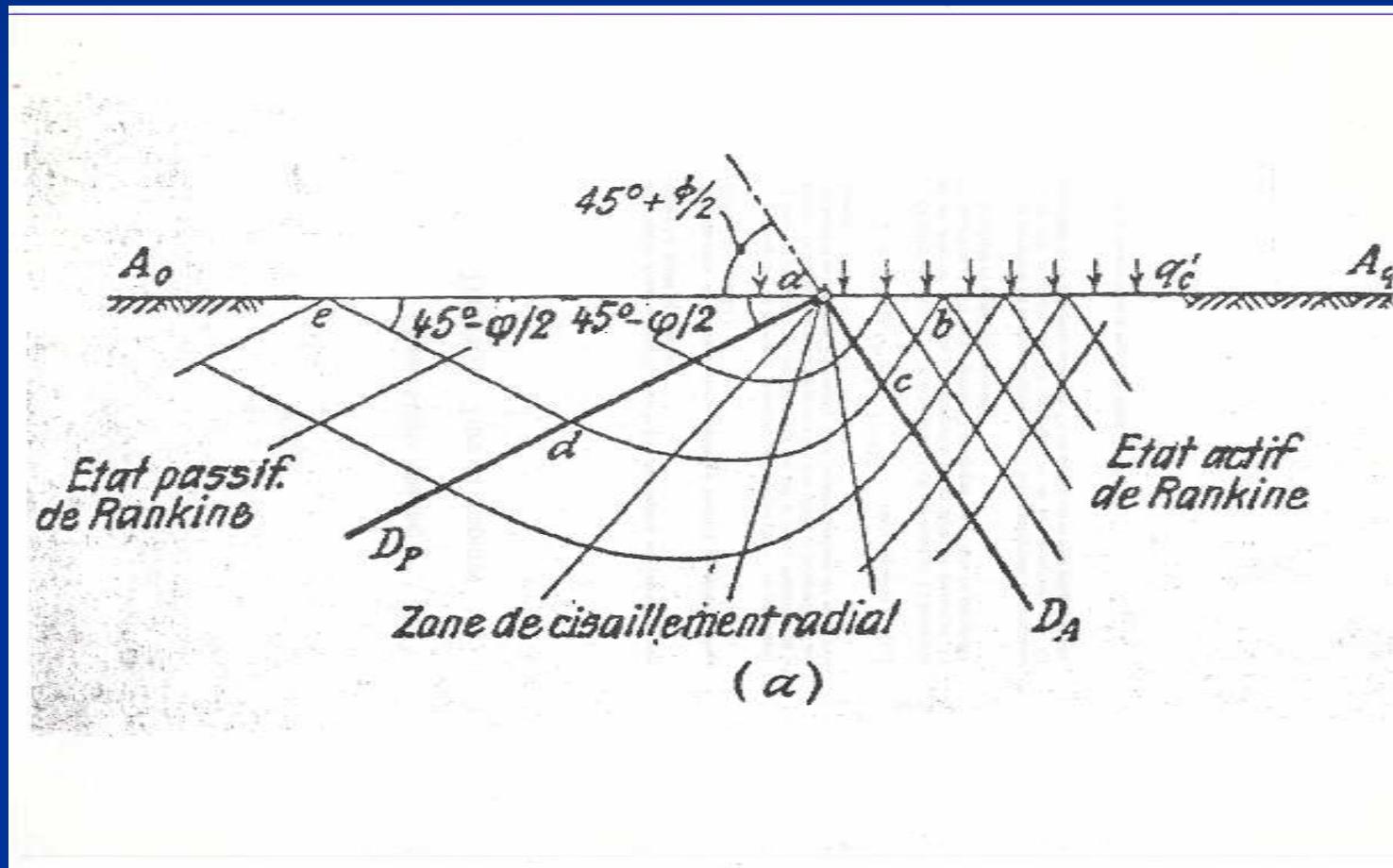
Art. 16: Equilibre plastique produit par le chargement partiel de la surface d'un milieu semi-infini

- « Dans les figures de l' « état local d'équilibre plastique » (théorie de Rankine appliquée aux soutènements), le passage de l'état élastique à l'état plastique est le résultat d'une opération imaginaire consistant à provoquer l'expansion ou la compression de la masse de sable en déplaçant un écran vertical dans une direction horizontale. »

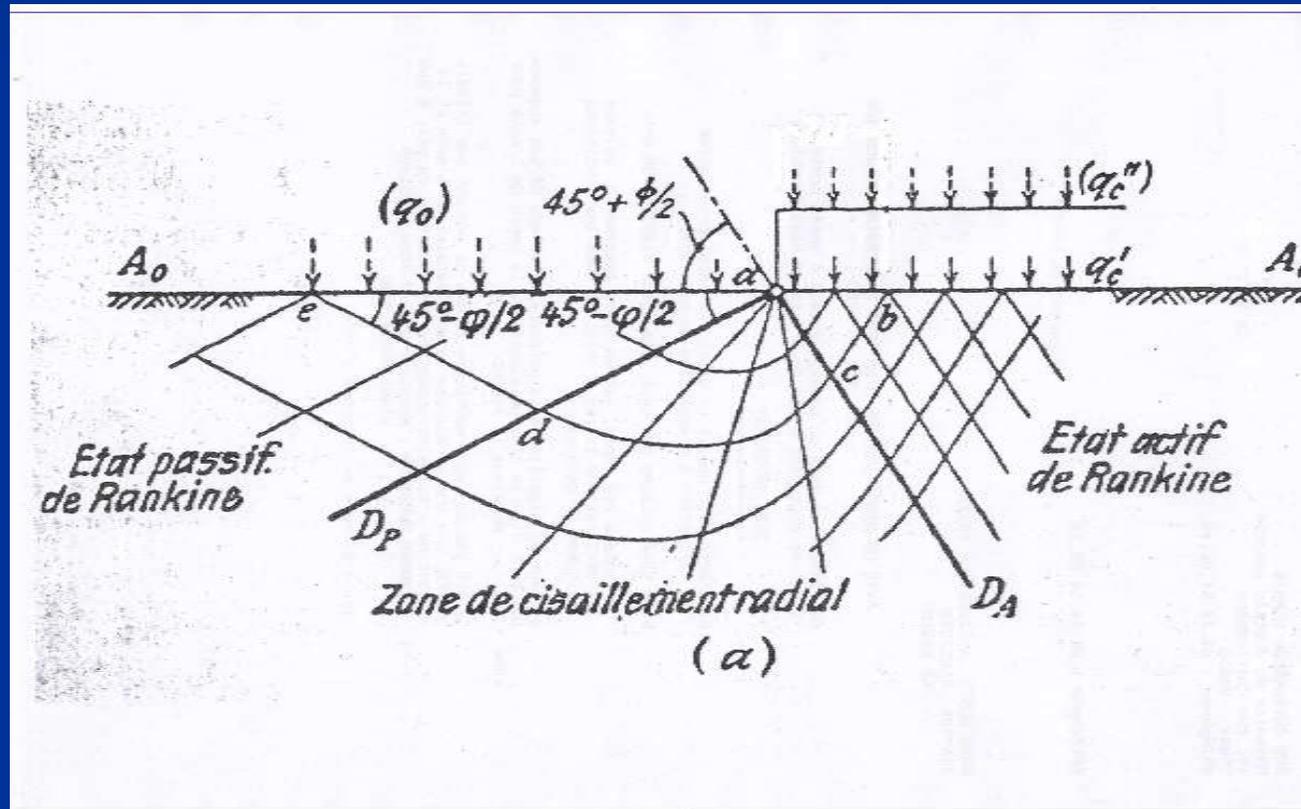
Chargement partiel de la surface d'un milieu semi-infini (Art.16) [suite]

- « Ce passage d'un état à l'autre peut également être obtenu verticalement par une surcharge continue q'_c appliquée à la surface horizontale de cette masse, mais d'un seul et même côté d'une ligne droite qu'on imagine perpendiculaire en a au plan de la figure.
- « L'étude se fait en 2 dimensions par superposition de plusieurs états d'équilibre. »

Chargement partiel de la surface d'un milieu semi-infini à droite (Art. 16) [figure a]

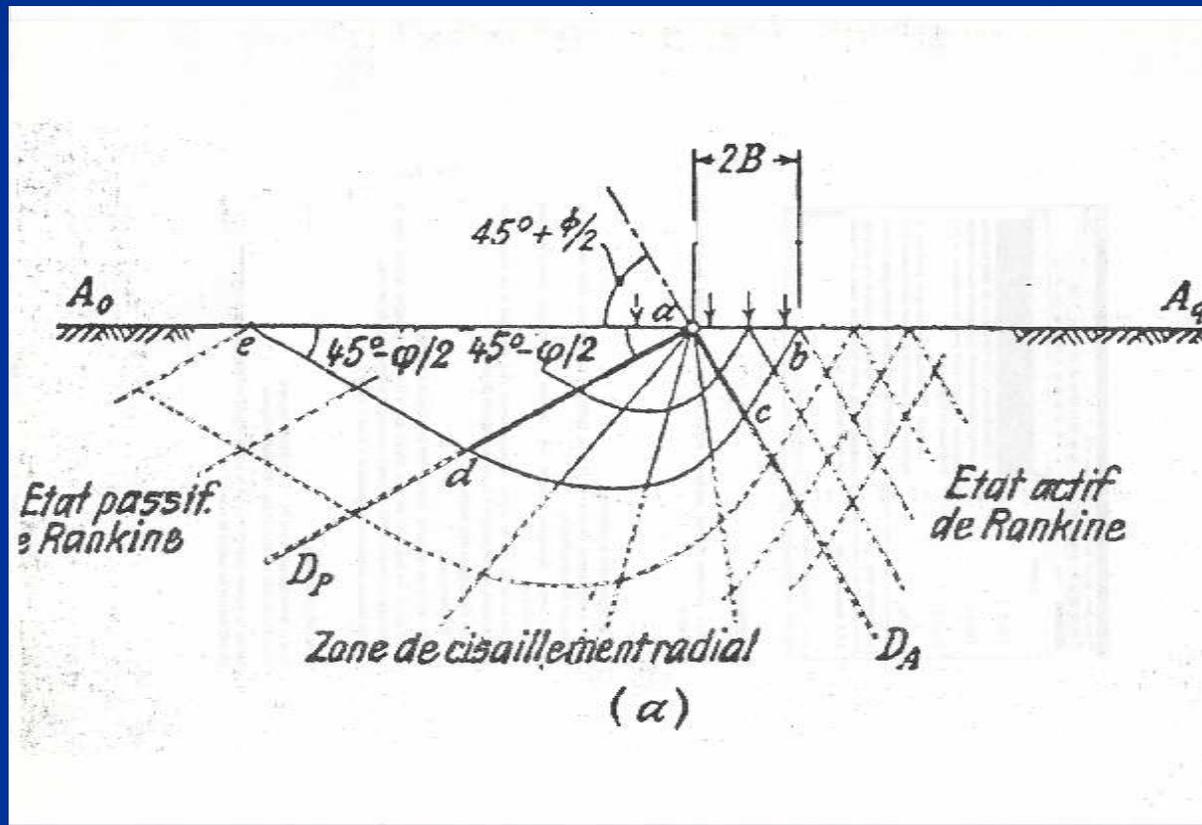


Chargement compensé (Art. 16) [figure a']



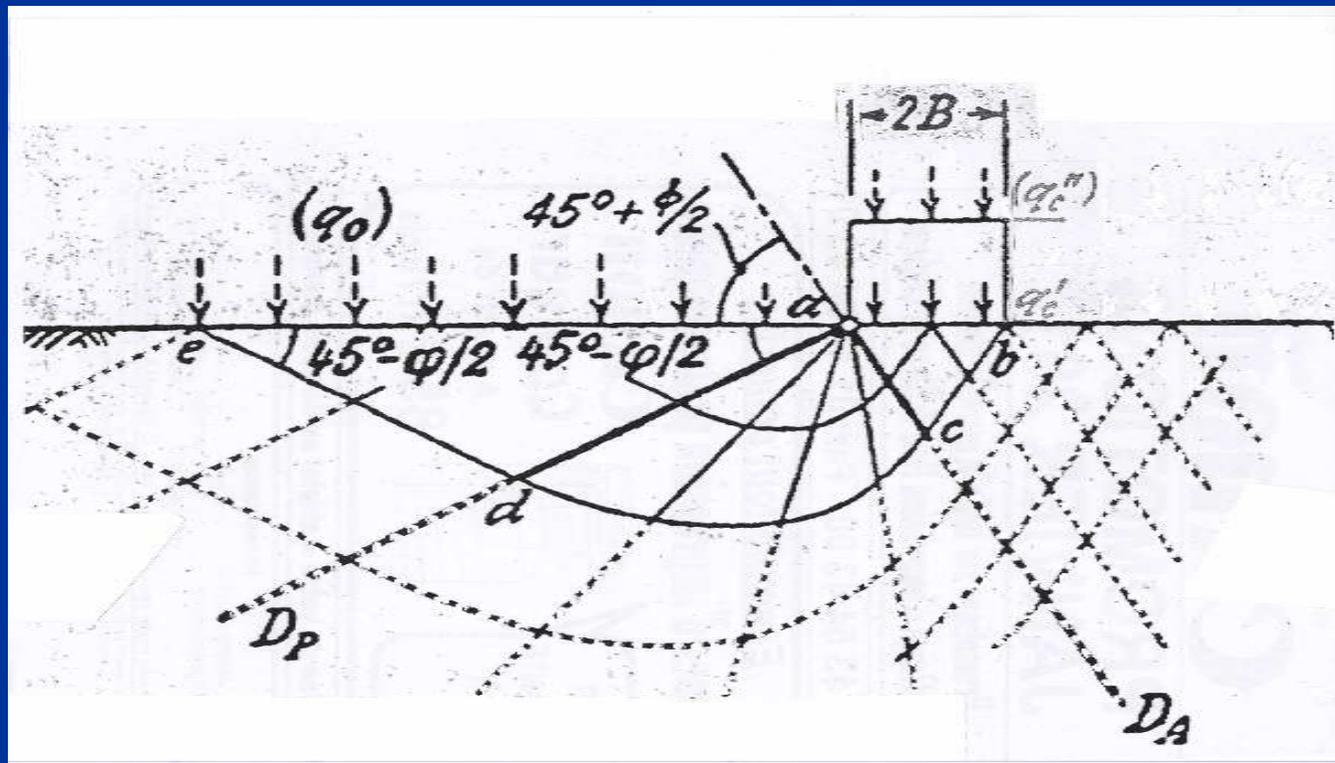
Chargement limité

(Art. 16) [figure a'']

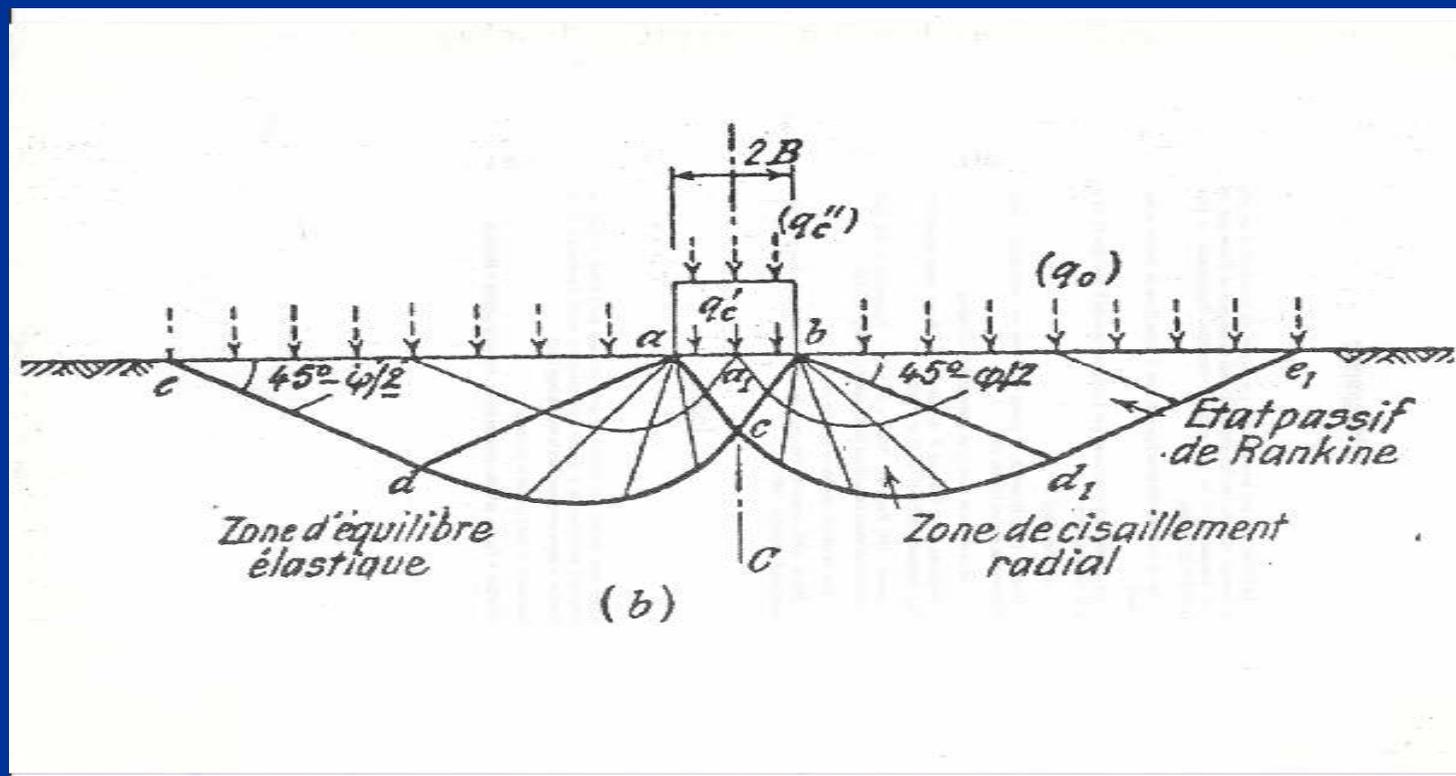


Chargement partiel de la surface d'un milieu semi-infini

(Art. 16) [Figure a''']



Chargement partiel de la surface d'un milieu semi-infini (Art. 16) [Figure *b*]



Chargement partiel ..

(Art. 16) [suite et fin]

Ainsi le calcul de la force portante d'une semelle filante dérive de la théorie de l'équilibre plastique dans un milieu semi-infini telle qu'elle a été mise au point pour le calcul des valeurs de poussée et butée.

- 1.« Les équations qui déterminent l'équilibre plastique d'un tel milieu soumis à une surcharge de surface limitée sont difficiles à résoudre ».
- 2.« Une solution complète n'a pu être mise au point que dans le cas où le sol est non-pesant (Prandtl, 1920) ».
- 3.« l'influence de la pesanteur n'a pas dépassé l'établissement des équations différentielles (Reissner 1924) ».

Méthodes rigoureuses et méthodes simplifiées (Art. 17)

« La solution d'un problème n'est rigoureuse que si les contraintes calculées sont strictement compatibles avec

- les conditions d'équilibre
- les conditions aux limites
- les propriétés mécaniques supposées du matériau étudié ».

Or, ici, le problème semble traité comme si le sol avait un comportement
« rigide-plastique »

Méthodes rigoureuses et méthodes simplifiées

(Art. 17) [suite N°1]

« Dès le début de la rupture, il se forme 3 zones

- **une zone encore élastique**
- **une zone en écoulement plastique**
- **une zone de transition.**

En raison de la complexité des calculs dans cette zone de transition, l'existence de cette dernière est toujours passée sous silence ».

Méthodes rigoureuses et méthodes simplifiées

(Art. 17) [suite N°2]

« En accord avec les hypothèses simplifiées , sur lesquelles la présente analyse est basée, la limite entre les 2 zones, l'une plastique, l'autre élastique, constitue une surface de discontinuité. Il y a discontinuité dans toutes les directions pour les contraintes, sauf pour celles qui sont tangentes à la surface limite ».

Notre conclusion :

A l'aide de ce raisonnement bien construit, mais qui exige donc des hypothèses simplificatrices, Terzaghi aboutit à sa formule célèbre de la force portante d'une semelle filante de largeur 2B:

$$Q_D = 2B (c N_c + \gamma D_f N_q + \gamma B N_\gamma)$$

Q_D est une force, et son point d'application, ici, est naturellement centré. La semelle est lisse.

* Cette démonstration a été critiquée par

- V. V. Sokolovski, 1956 « Statics of Soil Media »
- R. Scott, 1963 « Principles of Soil Mechanics »

- **« Les solutions rigoureuses d'un grand nombre de problèmes dans cette catégorie de recherches sont extrêmement compliquées. Il est donc absolument nécessaire de rechercher des méthodes simplifiées. La comparaison des résultats obtenus avec les solutions rigoureuses montre que l'erreur commise en simplifiant le profil de la surface de glissement est souvent sans signification.**
- **« La différence de quelques points de % entre 2 calculs est inférieure à la différence pour chacune d'entre elles avec la réalité ».**

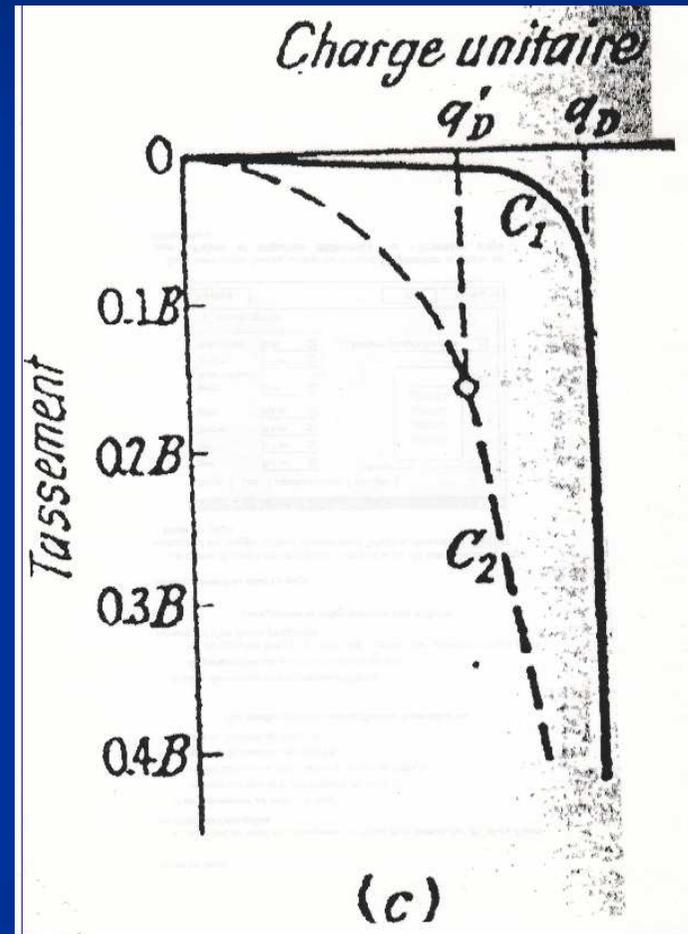
- **« Inversement, la simplicité des méthodes proposées ne doit pas être payée au prix de l'ignorance des facteurs essentiels.**
- **« La nécessité de la simplification est due à la nature même du sol : son hétérogénéité et la complexité de ses propriétés.**
- **« Il est plus important de connaître les divergences possibles entre la solution utilisée et la réalité que d'obtenir la théorie rigoureuse d'un problème.**
- **« Obtenir des solutions rigoureuses n'est pas une condition nécessaire pour le succès des recherches dans le domaine de la mécanique des sols ».**

Chapitre VIII

FORCE PORTANTE

(Art. 44) Rupture par cisaillement généralisé ou localisé

Si la déformation qui précède la rupture du sol est très petite, le schéma de la figure *b* s'applique, sinon, c'est un schéma comme le suivant (figure *d*) qu'il faut considérer.



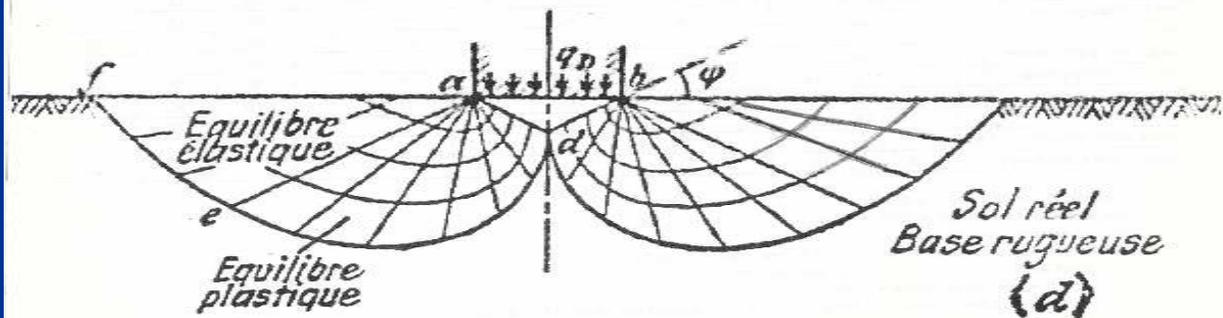
Chapitre VIII

FORCE PORTANTE

(Art. 44) [suite N°1]

Rupture par cisaillement localisé

La rupture ne s'étend pas jusqu'en surface (figure *d*)



Chapitre VIII

FORCE PORTANTE

(Art. 44) [suite N°2]

- « Car, en pratique, les conditions pour obtenir la rupture par cisaillement généralisé ne sont jamais complètement satisfaites parce que la résistance à la compression horizontale du sol situé de chaque côté de la fondation n'est pas suffisante pour produire l'état d'équilibre plastique à l'intérieur de la totalité du volume décrit en figure *b* ».

Chapitre VIII

FORCE PORTANTE

(Art. 45)

Semelles lisses – semelles rugueuses

- Le sol se rompt sous une semelle filante lisse selon le schéma de la figure *b* (limites de la zone radiale à $45^\circ +$ ou $- \varphi/2$)
- la semelle filante rugueuse emprisonne le coin de sol qui reste en équilibre élastique (les limites de la zone radiale sont à $+ \varphi$) : figure *d*

Chapitre VIII

FORCE PORTANTE

[suite – semelles isolées]

Art. 49 Force portante des semelles isolées

- Une formule générale peut être obtenue :

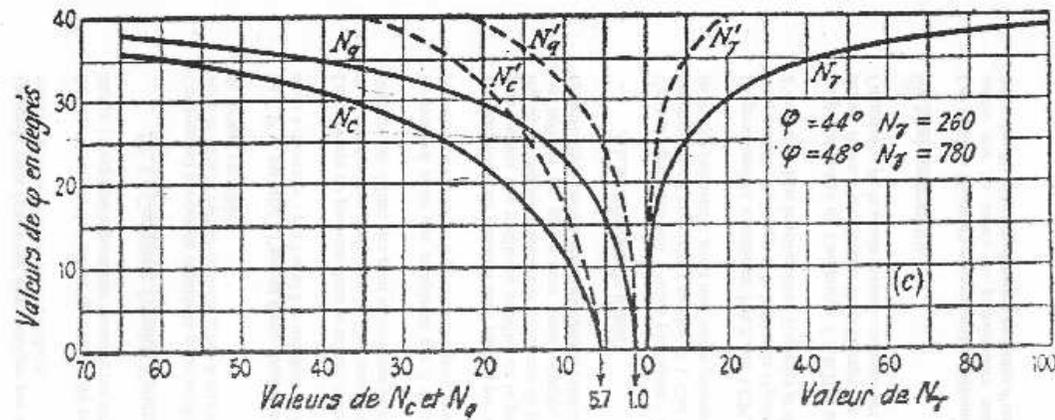
$$Q_{Dr} = \pi R^2 (c n_c + \gamma D_f n_q + \gamma R n_\gamma)$$

« En raison des difficultés mathématiques du problème, aucune méthode rigoureuse n'a pu être établie pour le calcul des coefficients. »

Chapitre VIII

FORCE PORTANTE

Art. 46-49 Méthode simplifiée



Rupture par cisaillement généralisé $Q_D = 2B(cN_c + \gamma D_f N_q + \gamma B N_\gamma)$ } par unité de longueur
 Rupture locale par cisaillement $Q'_D = 2B(\frac{2}{3}cN'_c + \gamma D_f N'_q + \gamma B N'_\gamma)$ } de semelle

Semelle circulaire de diamètre $2R$,

Charge critique totale $Q_D \approx R^2 \pi (1.3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.6\gamma R N_\gamma)$

Densité apparente du sol γ ,
 Résistance au cisaillement
 par unité de surface $s = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi$



Base rugueuse

4. Et après 1943 ?

D.W. Taylor (1948)

K. Terzaghi & R. B. Peck (1948)

et « les autres approches » :

Bishop, Hill & Mott (1945)

Skempton, Yassin & Gibson (1953)

D.W. Taylor (1948)

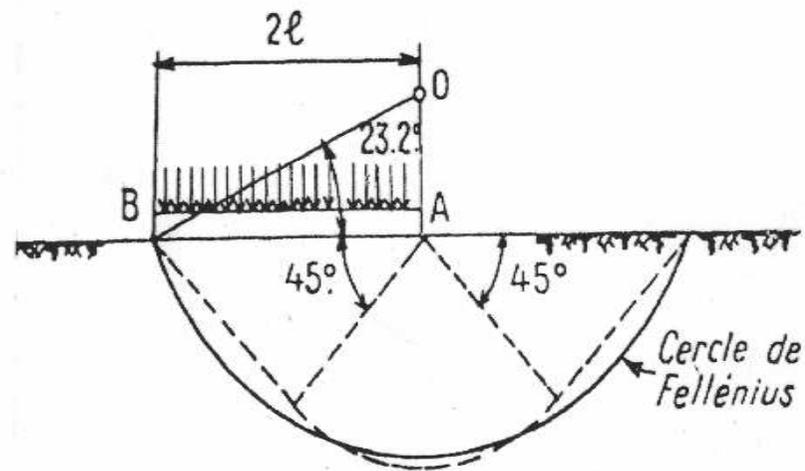
Fundamentals of Soil Mechanics

Il fait la présentation comparée des méthodes de Prandtl (1920), W. Fellenius (1939), et Terzaghi (1943):

« Cette dernière méthode est fondée sur de nombreuses hypothèses qui demandent trop de détails pour être présentées ici. Cette approche n'est pas la plus rigoureuse, mais les résultats sont suffisamment précis dans la plupart des cas »

D.W. Taylor (1948) [suite N°1]

Méthode de Fellenius dans les sols cohérents



$$N_c C = (\pi + 2) C = 5,14 C.$$
$$N_c c_u = 5,7 c_u \text{ si semelle rugueuse}$$

D.W. Taylor (1948) [suite N°2]

Chapitre 19

[c = 0]	28°	38°
Prandtl	12 γB	50 γB
Terzaghi (Rupture générale)	8 γB	40 γB
Terzaghi (Rupture locale)	2 γB	7 γB

« Ces estimations ont une grande valeur pratique, mais elles doivent être tempérées dans leur application avec le discernement de l'ingénieur. »

D.W. Taylor (1948) [suite N°3]

A partir de ces valeurs , il déduit que :

- **« Dans un sol très cohérent, la contrainte de rupture est constante et indépendante de la largeur de la semelle »**
- **« Dans un sol pulvérulent, la contrainte de rupture est proportionnelle à la largeur de la fondation »**

K. Terzaghi & R. B. Peck (1948)

Fondations superficielles (Art. 54)

- **4 approches selon le type de terrain sur une profondeur suffisante :**
- **Sol pulvérulent propre**
 - **sable sec ou humide**
 - **sable saturé**
- **Argile homogène**
- **Sols intermédiaires homogènes**
- **Sol entrecoupé de couches molles**

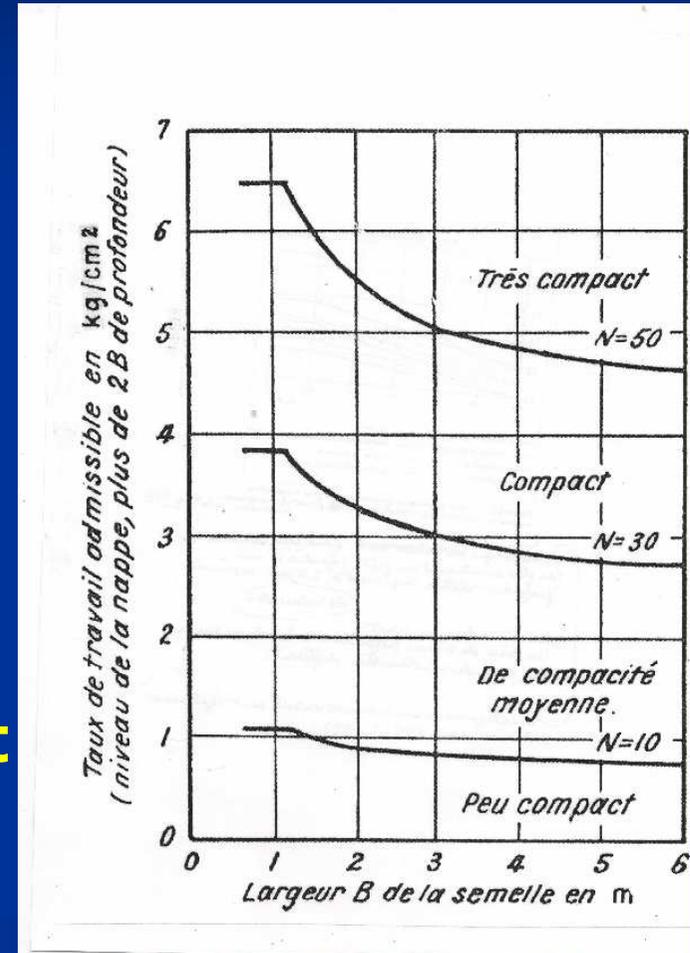
K. Terzaghi & R. B. Peck (1948)

(Art. 54) [suite N°1]

Sol pulvérulent propre toujours hors d'eau :

- « L'angle φ° peut être obtenu par la densité relative (essais type SPT*) »
- * Le nombre N peut être utilisé directement
- « Le tassement S (cm) est
$$S = S_{30} \left[\frac{2B}{B+30} \right]^2$$

- semelles filantes ou isolées - »



K. Terzaghi & R. B. Peck (1948)

(Art. 54) [suite N°2]

Plus généralement pour un sol pulvérulent propre :

- **Attention au niveau de la nappe phréatique : s'il peut s'élever jusqu'au niveau des fondations, le coefficient de sécurité peut décroître de 50%.**
- **« Le calcul de la force portante n'est pas nécessaire sauf si**
 - **le sable est lâche ($N < 10$),**
 - **la dimension B de la semelle est $< 2m$**
 - **l'encastrement de la semelle $< B$**
 - **la nappe peut monter au-dessus de la semelle,**
- **« La contrainte admissible dépend uniquement du tassement différentiel entre semelles »**

K. Terzaghi & R. B. Peck (1948)

Sur les tassements (Art. 34)

- « La connaissance des facteurs qui déterminent l'amplitude et la répartition des tassements est nécessaire pour convertir l'expérience du constructeur en règles semi-empiriques pour la conception des fondations.
- « La contrainte verticale seulement peut être estimée théoriquement et servir à évaluer le tassement des couches molles sous la structure. »

K. Terzaghi & R. B. Peck (1948)

Sur les tassements différentiels

(Art. 54) [suite N°3]

- « Une étude des observations effectuées montre qu'il est peu probable que le tassement différentiel de semelles filantes uniformément chargées ou de semelles isolées de même charge sur le sable dépasse de plus de 50% le tassement maximal.
- « Les bâtiments traditionnels peuvent supporter un tassement différentiel entre poteaux adjacents de $\frac{3}{4}$ pouce (19 mm)
- « Il ne faut donc pas que la semelle la plus chargée tasse de plus d'un pouce (25 mm). »

K. Terzaghi & R. B. Peck (1948)

[Art. 54] (suite N°4)

- Argile homogène

- « La condition de rupture du sol sous la fondation peut s'exprimer par

$$q_D = (5.7 \text{ à } 7.4)c [1 + 0,3 B/L]$$

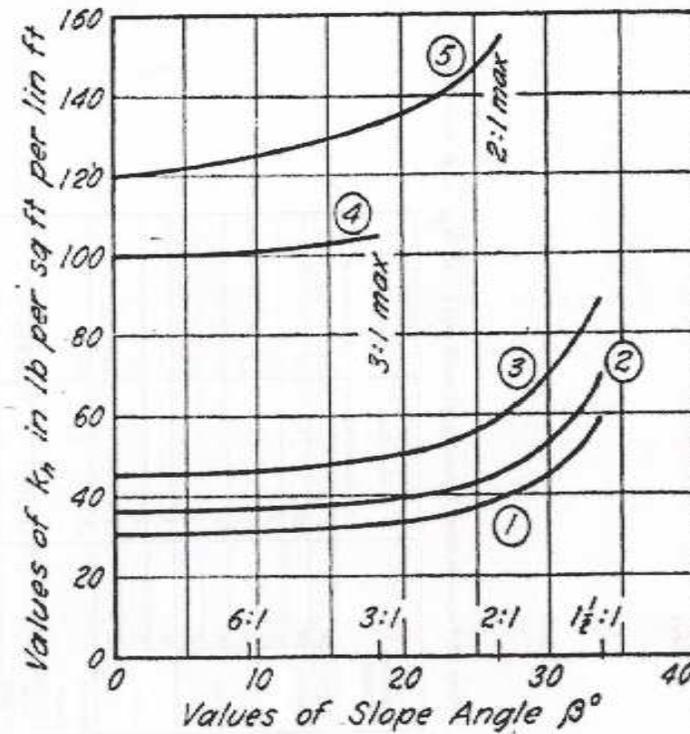
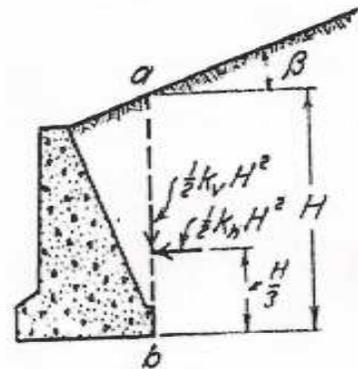
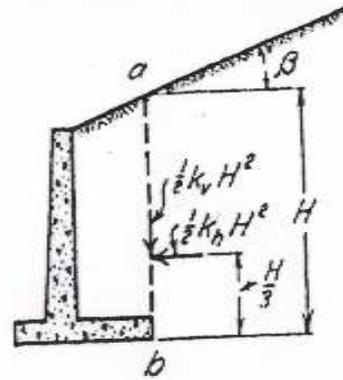
et on peut utiliser N (SPT) pour connaître c à l'aide de tableaux

- « Si on a le tassement en place S_0 sous une contrainte donnée d'une semelle de largeur B_0 , alors, le tassement d'une semelle de largeur B_1 soumise à la même contrainte sera

$$S_1 = S_0 [B_1/B_0]$$

Terzaghi & Peck (1948) s/ poussée-butée

* Les murs de soutènement (Art. 46) [suite]



5 classes de remblais

Terzaghi & Peck (1948) s/ poussée-butée

* **Les murs de soutènement** (Art. 46) [suite N°2]

ces 5 classes de matériaux utilisables sont :

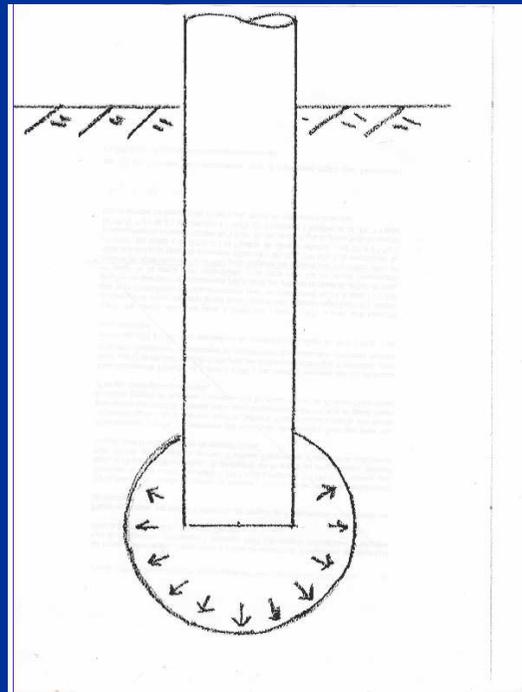
- 1/ sable et gravier propre
- 2/ matériaux pulvérulents avec particules de limon
- 3/ sols clastiques avec quelques particules argileuses
- 4/ argiles molles à très molles, limons organiques
- 5/ morceaux d'argile raide formant un remblai peu perméable.

Ne jamais utiliser d'autres matériaux

Bishop, Hill & Mott (1945)

The theory of indentation and hardness tests

Dans les matériaux cohérents, la base des barrettes et des pieux peut être remplacée par un cylindre ou une sphère en expansion pour modéliser la compressibilité de l'argile.



Bishop, Hill & Mott (1945) [suite]

Force portante des pieux dans l'argile

- Pour les barrettes :

$$p_{Lb} = c \left[\ln E_o / 3c + 1 \right]$$

- Pour les pieux :

$$p_{Lp} = 4/3 c \left[\ln E_o / 3c + 1 \right]$$

« Et puisque $100 < E_o / 3c < 500$, même en tenant compte d'un complément de force portante sur la base du fût du pieu, la prise en compte de la compressibilité de l'argile réduit la force portante de la base des barrettes et des pieux de 20% » .

Skempton, Yassin et Gibson (1953)

Force portante des pieux dans le sable

Skempton, Yassin et Gibson, proposent pour les sables sans cohésion une méthode étendant aux matériaux frottants la théorie de la plasticité proposée par Bishop, Hill et Mott (1945) pour les métaux.

- « La force portante d'une fondation à une profondeur donnée est du même ordre de grandeur que la pression q_a requise pour provoquer l'expansion indéfinie d'une petite cavité sphérique située à cette profondeur. »

Skempton, Yassin et Gibson (1953)

Force portante des pieux dans le sable [2]

- Puisque dans le sable sans cohésion, le terme de pointe d'après Terzaghi s'écrit :

$$Q_D = \pi R^2 (\gamma D_f N_q + 0,6 \gamma R N_\gamma)$$

et que ici $R \lll D_f$ et $N_q \sim N_\gamma$,

on peut négliger le 2ème terme

- De plus on tiendra compte du frottement sur la pointe de $\frac{1}{2}$ angle au sommet θ .

Skempton, Yassin et Gibson (1953)

Force portante des pieux dans le sable [3]

Valeur de N_q

$$N_q = (q_a / \gamma D) \cdot (1 + \cotan \theta \cdot \tan \varphi)$$

avec :

$$\frac{q_a}{\gamma D} = \frac{3}{1 + 2N} \left[\frac{E}{3p_0(1 + \mu)} \cdot \frac{1 + 2N}{1 - N} \right]^{2/3} (1 - N)$$

$$\text{où : } N = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

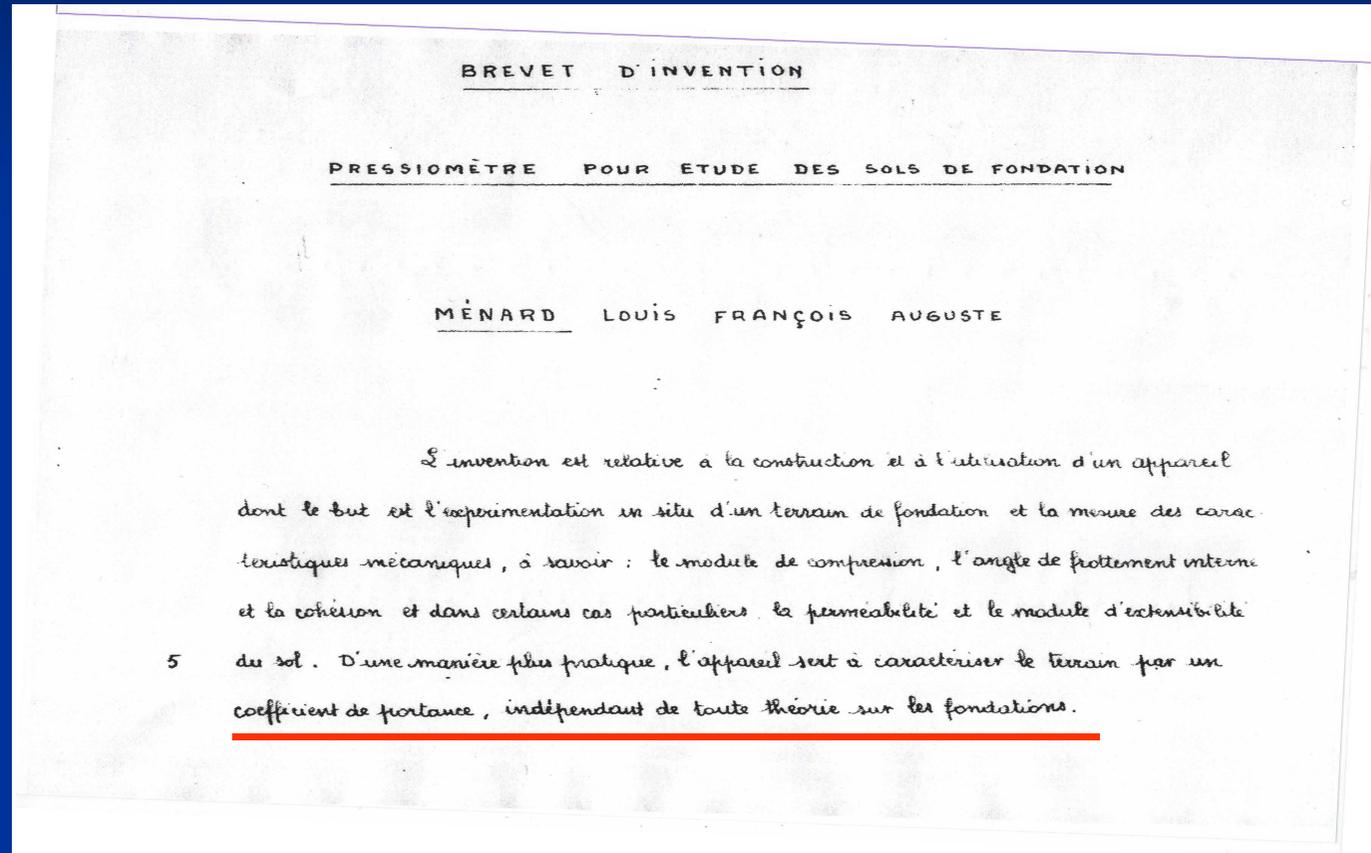
5. Louis Ménard

La période « pressiomètre »

- 1ère période : 1955 – 1958
les tâtonnements
- 2ème période : 1959 – 1963
la montée en puissance
- 3ème période : 1963 – 1968
la confirmation

- En 1978 décès de L. Ménard
Cassan « Les essais in situ » et
Baguelin et al. « The Pressuremeter and Foundation
Engineering »

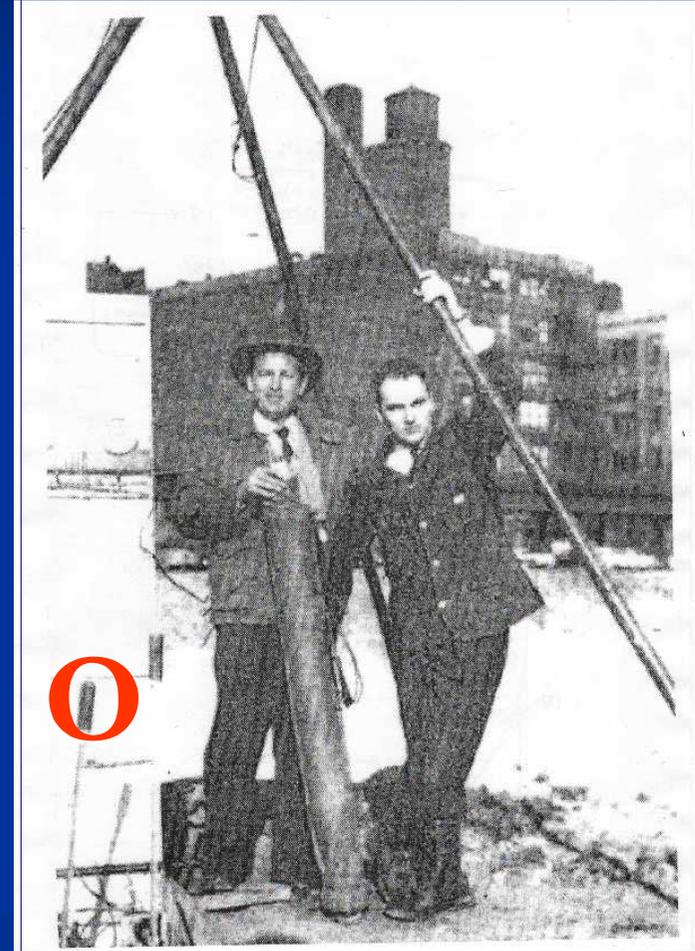
Louis Ménard (Jan. 1955)



« ... coefficient de portance indépendant de toute théorie sur les fondations. »

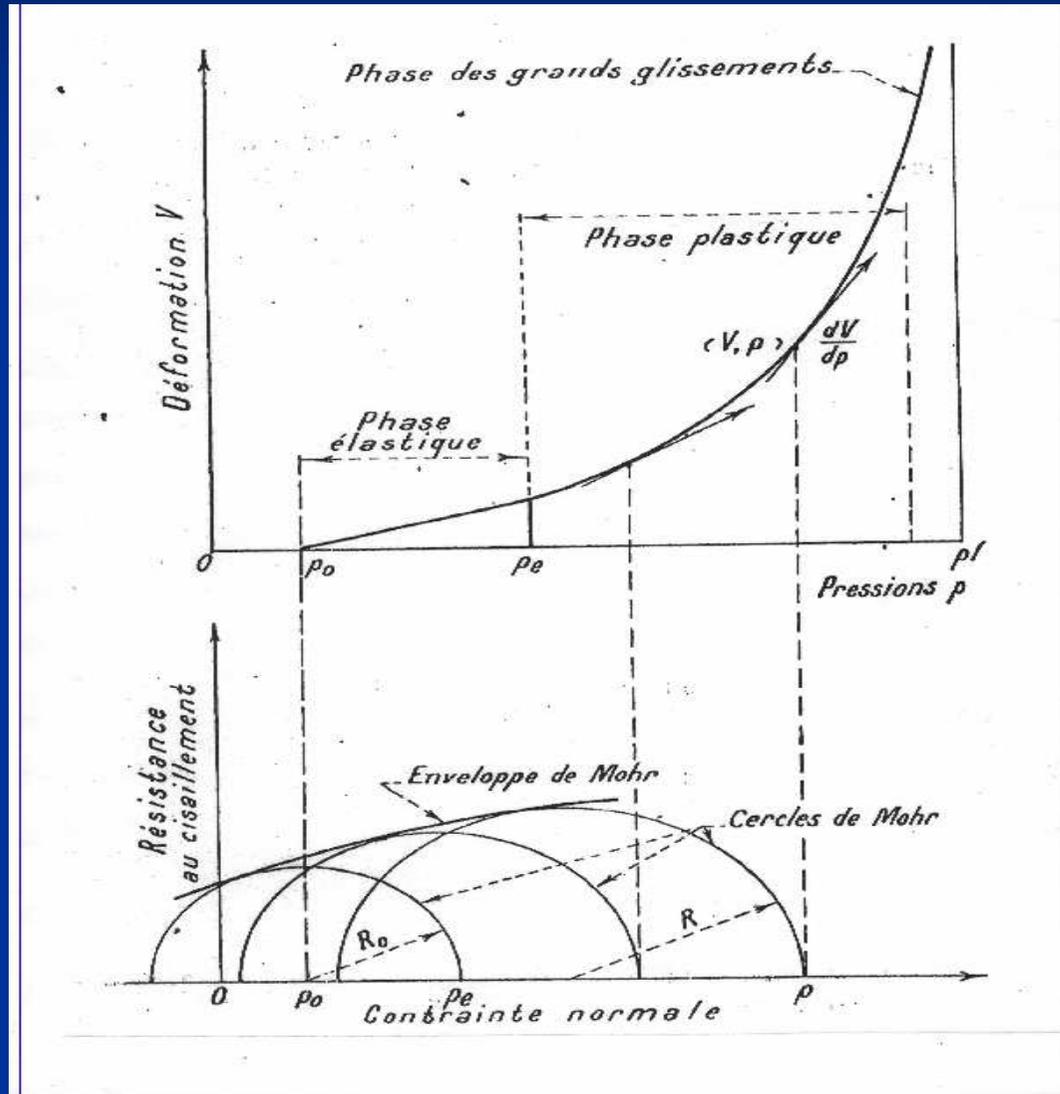
Louis Ménard (1956)

Les deux premiers prototypes sont les seuls à mériter le nom de pressiomètres car ils mesurent la pression du sol qui s'oppose à une déformation imposée par une suite de coups de pompe (dont on voit la poignée du levier à gauche dans le **O**).



Louis Ménard (1955 – 1958)

Annales des Ponts & Chaussées 1957



*

* incidemment

- La courbe pressiométrique de Louis Ménard est présentée logiquement avec la variable (la pression) en abscisse et la fonction (le volume) en ordonnée.
- Dans les premiers essais de laboratoire en Génie Civil, quand le but était simplement d'obtenir la contrainte de rupture (la fonction) de l'échantillon - on disposait d'une presse manœuvrée par un volant en déplacement (la variable), il était normal que les axes de coordonnées soient inversés.

Louis Ménard (1955 – 1958)

Sont d'abord définis* :

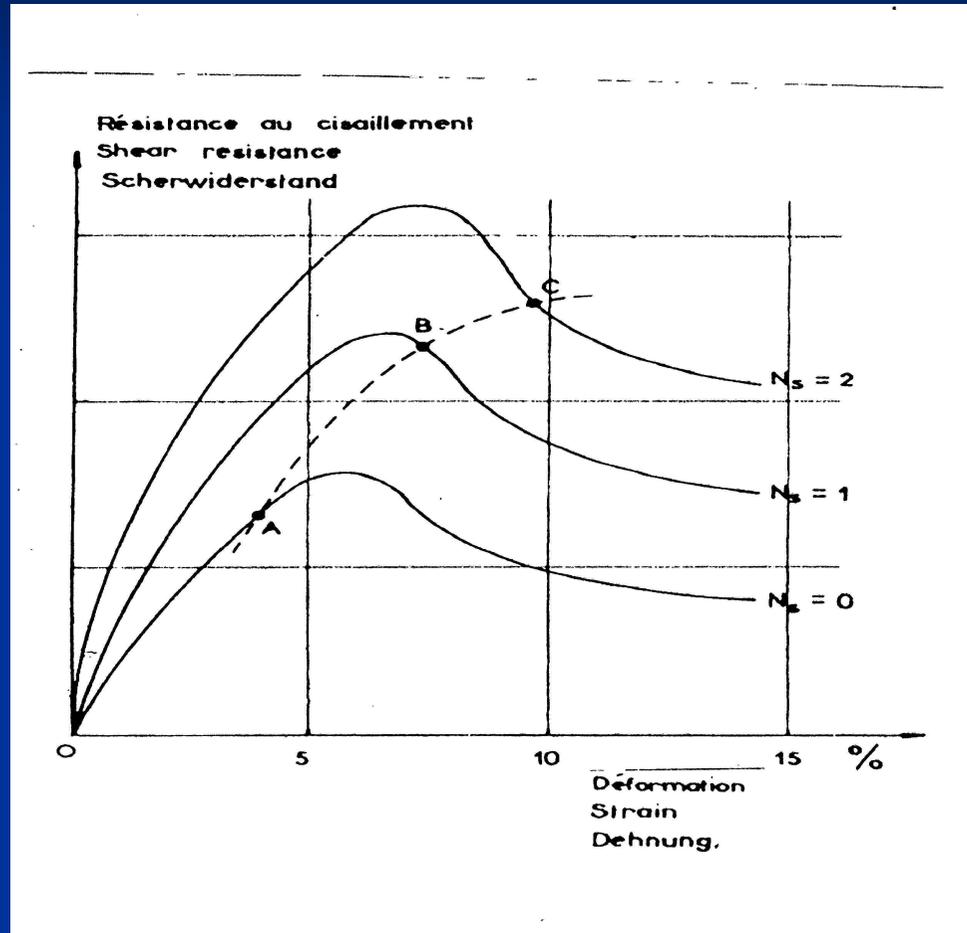
- un module de déformation E_M et
- une pression limite p_{LM}

**1^{er} problème : on mesure G directement, mais il faut « vendre » du E et choisir une valeur de ν
c'est $\nu = 0,33$ qui sera choisi**

2^e problème : peut-on aussi obtenir c et φ ?

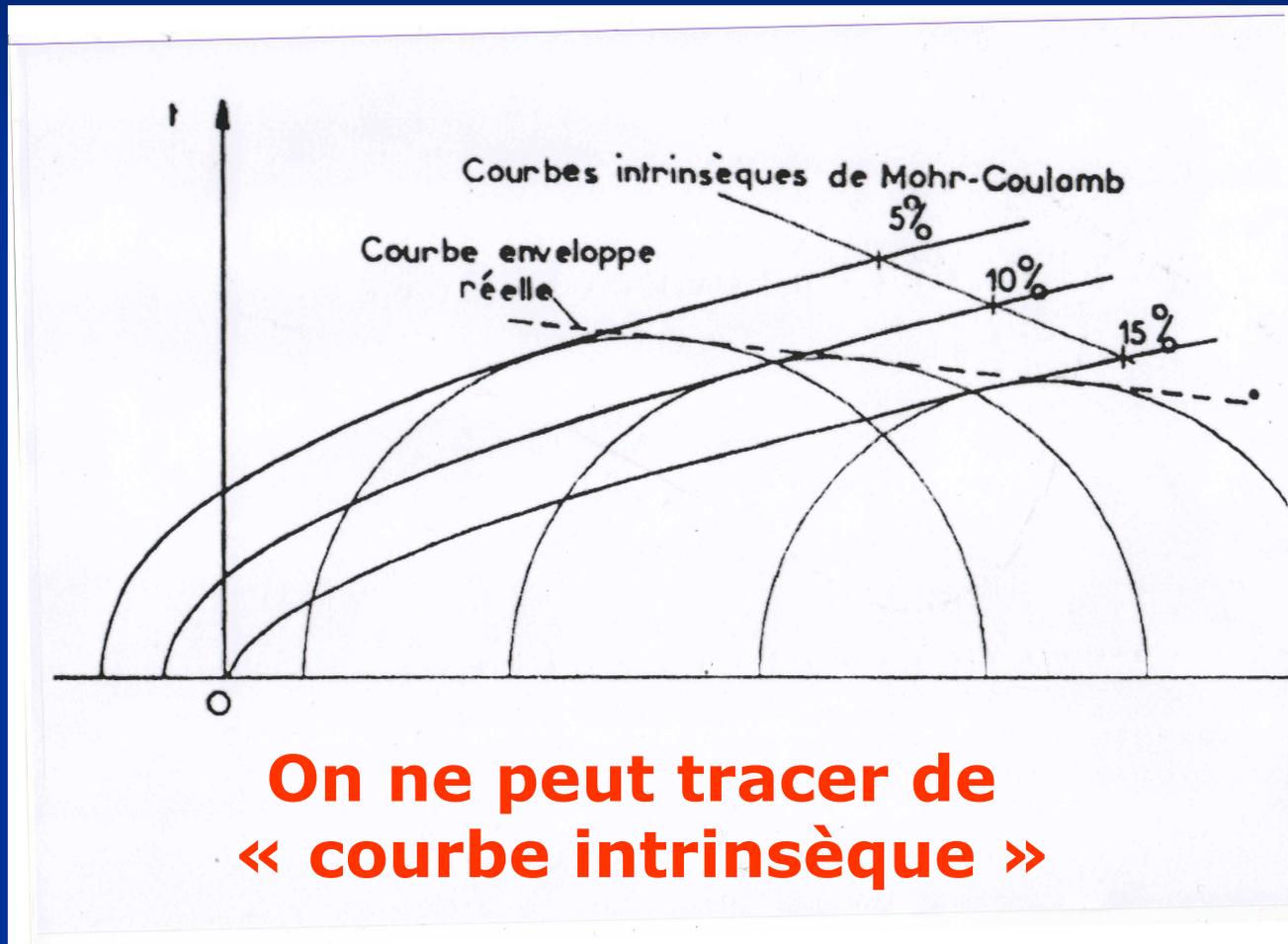
* Sur la validité de la mesure de E , c et φ dans un essai triaxial en 1960, voir Ron Scott « Principles of Soil Mechanics » p. 254-255.

Louis Ménard (1955 – 1958)



Autour d'une sonde de PMT le champ des contraintes et déformations n'est pas homogène

Louis Ménéard (1955 – 1958)



Louis Ménard (1956 - 1958)

Mais Terzaghi n'avait-il pas dit
(1927, puis 1936) :

- « **Le contraste étonnant entre le haut niveau des méthodes semi-empiriques de la médecine et l'état rudimentaire des mêmes méthodes appliquées au Génie Civil est essentiellement psychologique (JBSCE).**
- « **Comme plusieurs problèmes ont pu être résolus exactement par les théories de la mécanique, on a délaissé tous ceux dont on ne pouvaient pas trouver de solution de cette façon (1er CIMSTF). »**

Louis Ménard (1958-1963)

Aussi après avoir écrit :

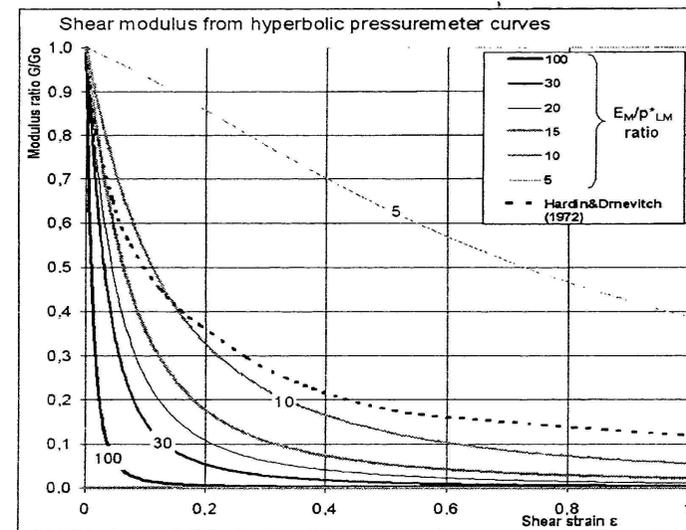
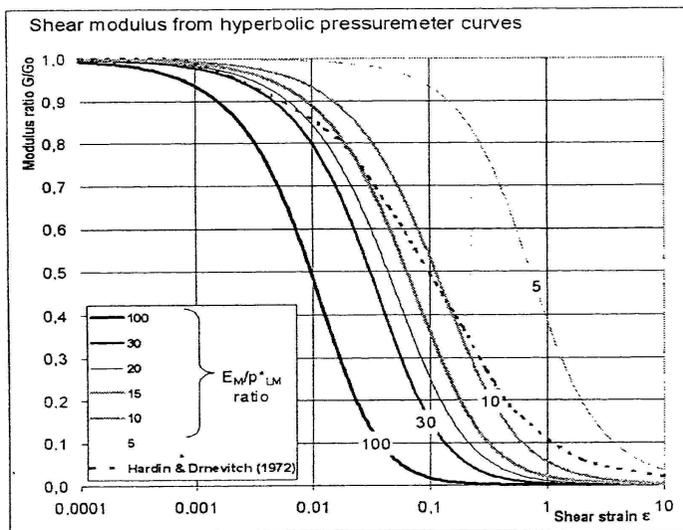
- **Mesures in situ des caractéristiques physiques des sols , Annales des P & C, 1957**

Louis Ménard préfère entreprendre des recherches semi-empiriques :

- **Calculs des fondations des pylônes, Bulletin de la Sté Française des Electriciens 1959**
- **Compressibilité des sols et tassements des fondations, Revue du Génie Militaire, 1959**
- **Influence de l'amplitude et de l'histoire d'un champ de contraintes sur le tassement d'un sol de fondation, Actes du 5ème CIMSTF, Paris, 1961**

Louis Ménard (1958-1963)

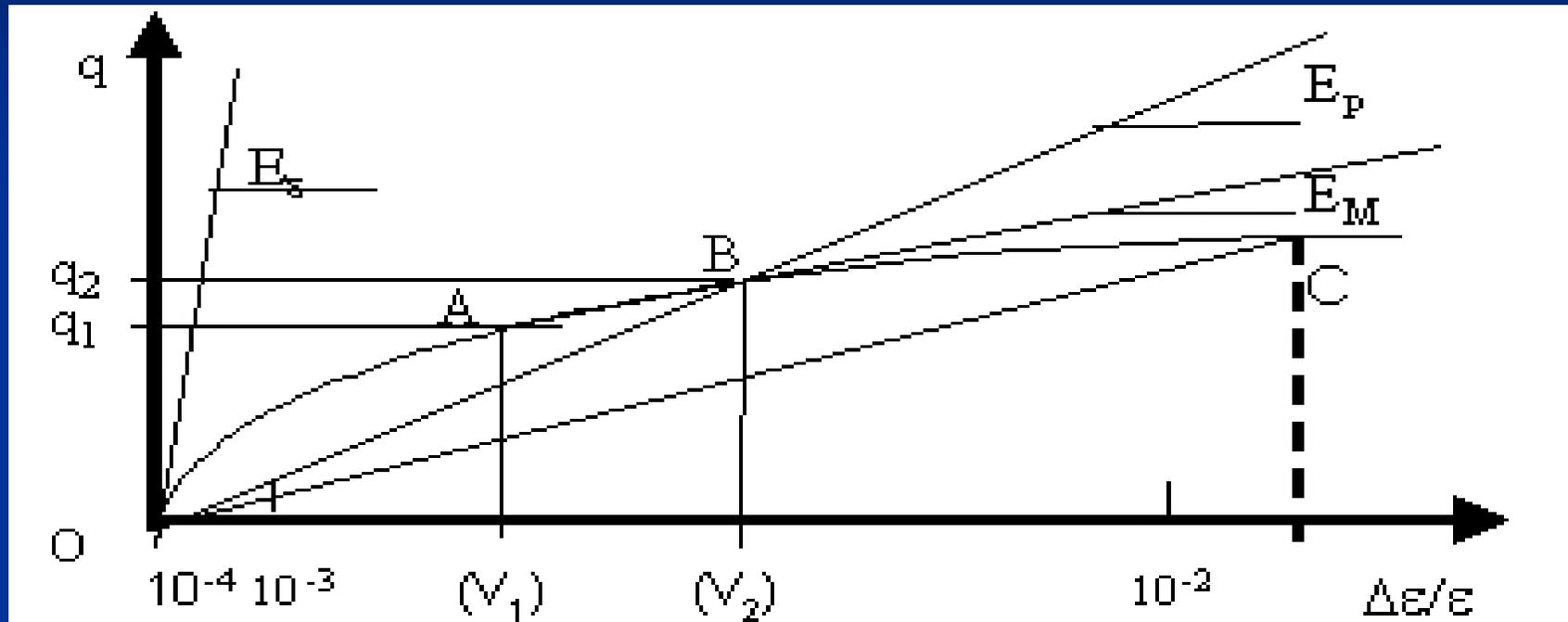
Graphiques de $G = f(d\varepsilon/\varepsilon)$



**Seule la figure de droite
a un sens physique
en Génie Civil**

Louis Ménard (1958-1963)

Les modules E sur la courbe $[d\varepsilon/\varepsilon, q]$



E_ε Module tangent à l'origine

E_p Module à la plaque sur OB

E_M Module Ménard sur AB

Louis Ménard (1958-1963)

- Et pourquoi ne pas appliquer aussi le concept de l'expansion d'une cavité sous une semelle superficielle, comme proposé sous un pieu ou une barrette par :
 - Bishop et al.
 - Skempton et al.
- et dans l'argile comme dans le sable ?

Tcheng 1961

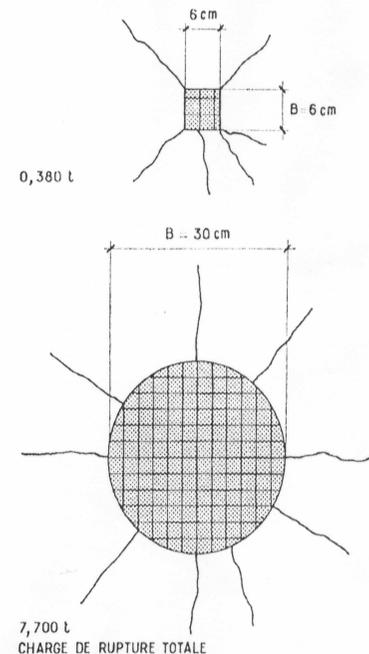
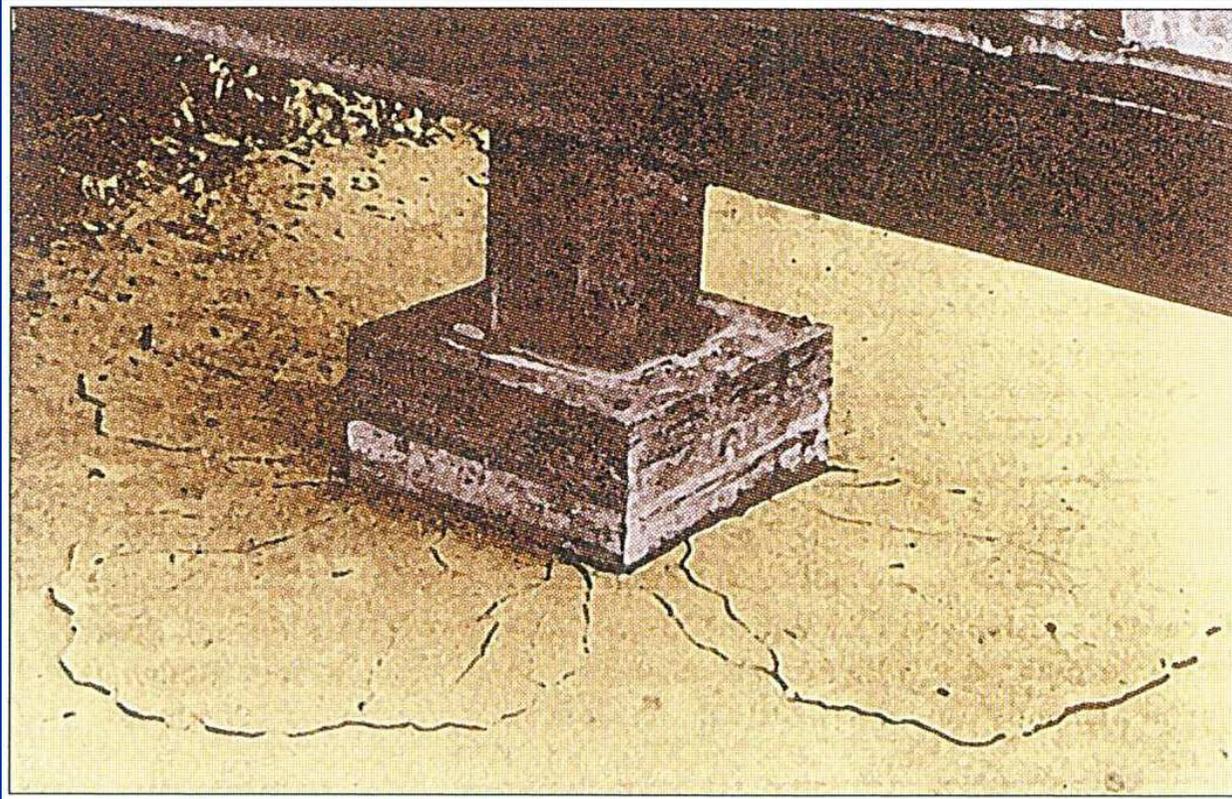


FIG. 2. — Lignes de rupture relevées sur la surface libre.

DEGEBO, Berlin, 1963



Louis Ménard (1958-1963)

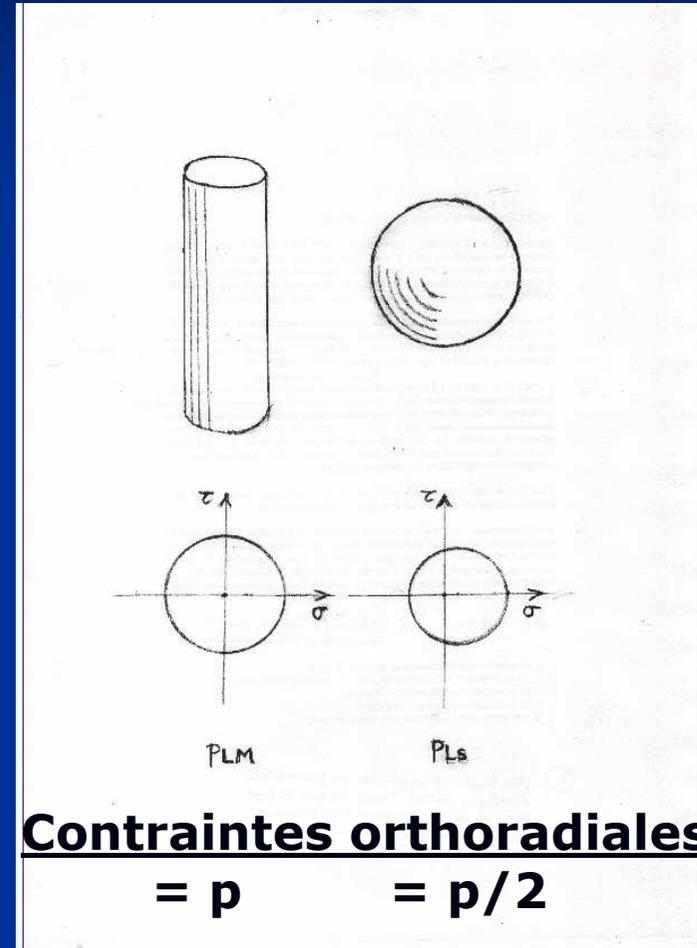
Et il trouve ainsi sa voie :

- **L'évaluation des tassements, tendances nouvelles, Sols-Soils N°1, 1962 (avec J. Rousseau)**
- **Comportement d'une fondation profonde soumise à des efforts de renversement, Sols-Soils N°3, 1962**
- **Calcul de la force portante d'une fondation sur la base des résultats des essais pressiométriques : théorie et résultats expérimentaux, Sols-Soils N° 5 & 6, 1963**

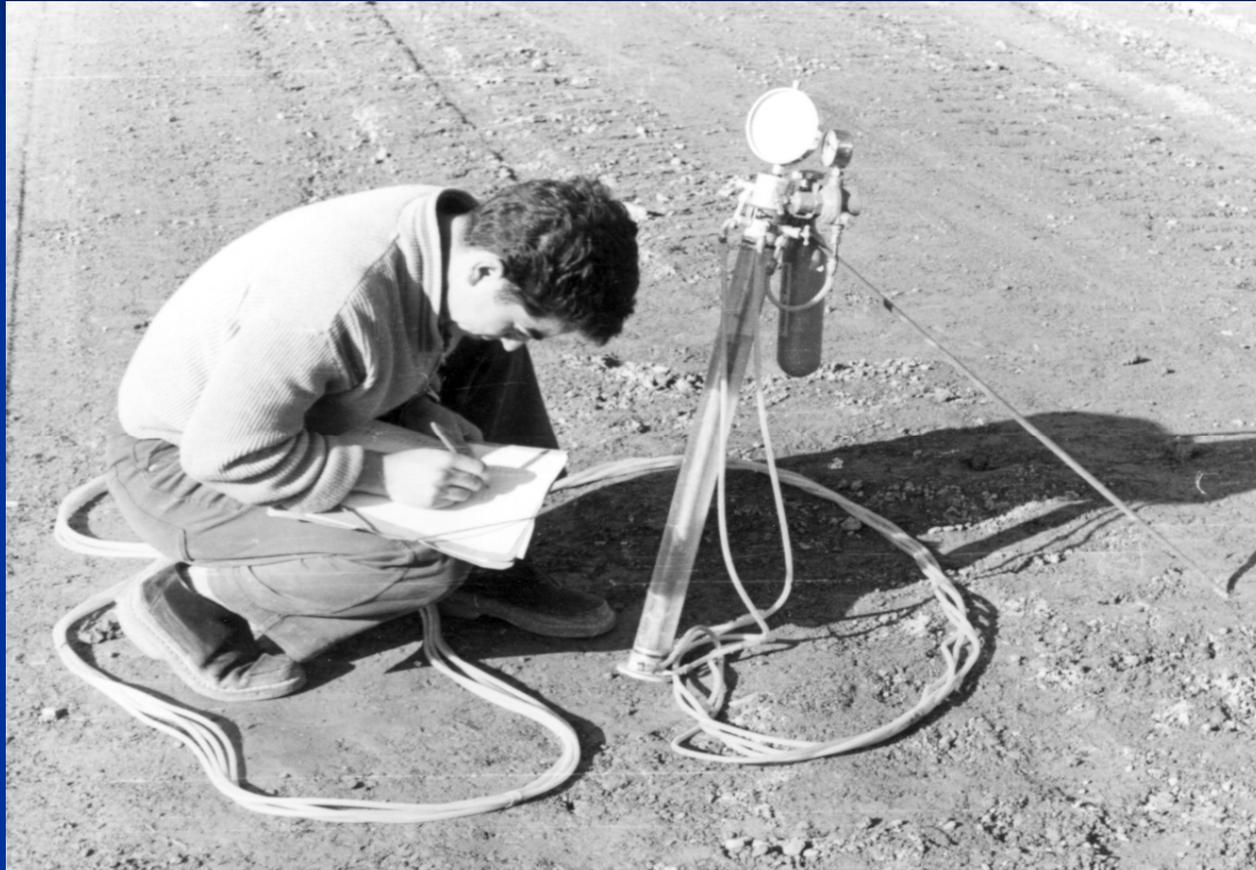
Louis Ménard (1955-1963)

- Louis Ménard s'intéressera à la fois aux essais au pressiomètre cylindrique et au pressiomètre sphérique :

$$1,5 < p_{Ls} / p_{LM} < 2,5$$

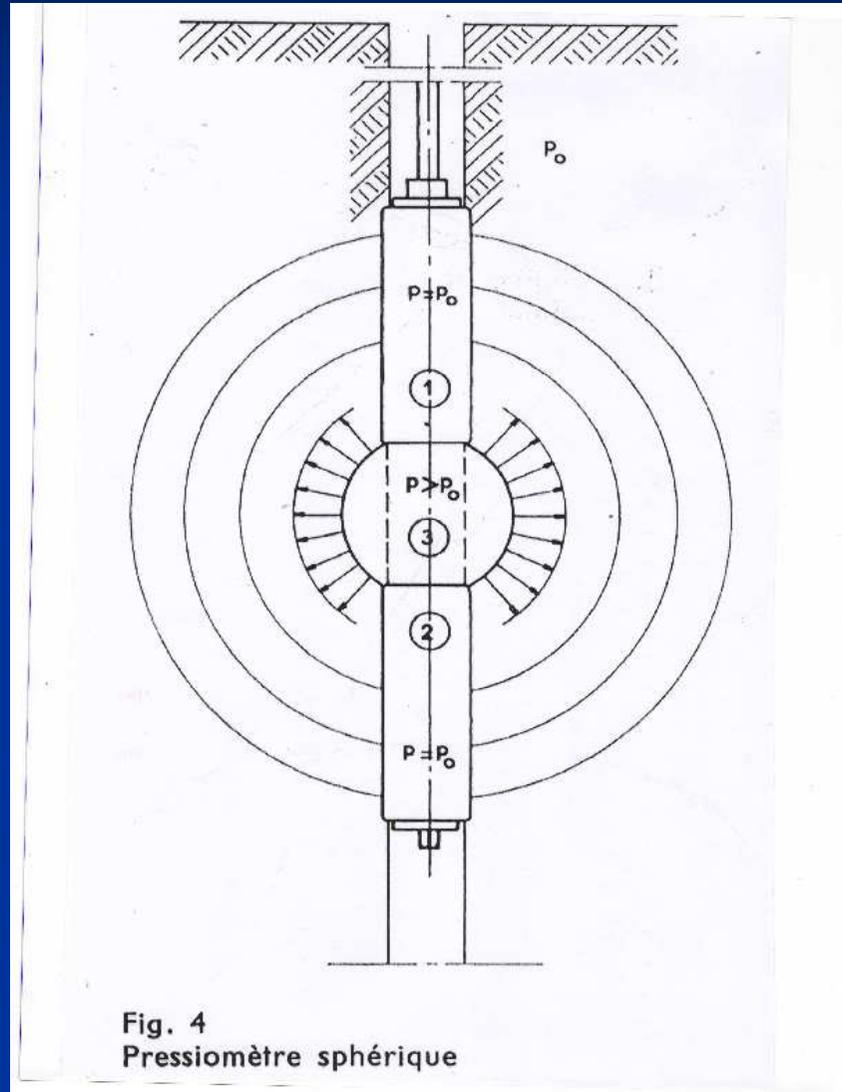


Louis Ménard (1955-1963)



**Pressiomètres sphériques Géocels
au barrage de Serre-Ponçon (EDF)**

Louis Ménard (1955-1963)



Louis Ménéard (1958-1963)

Les tassements, tendances nouvelles

- Pour tenir compte de ses observations, il est apparu intéressant à Louis Ménéard de séparer les 2 déformations (voir Skempton ci-dessus) :
- celle due au champ de contraintes isotrope qui est surtout important au voisinage de la semelle, et auquel on peut associer un seul module E moyen mesuré à faible profondeur sous la semelle
- celle due au champ de contraintes déviatoire dont l'amplitude maximale est un peu plus en profondeur et qui met en jeu une suite de modules $G > G_M$, jusqu'à $G_\varepsilon \gg G_M$, quand les contraintes décroissent.

Les tassements selon Ménard (1)

Sols-Soils N°1 (1962)

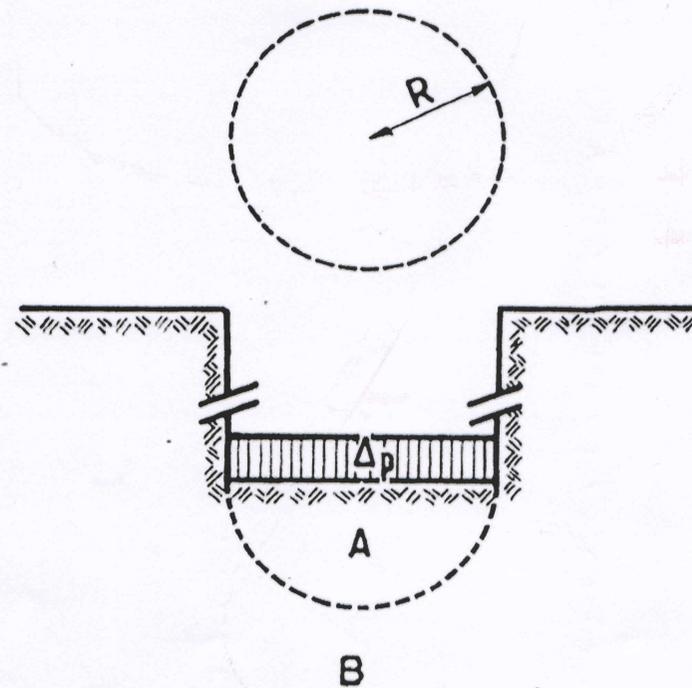


Fig. 10

Fondation circulaire

A domaine du champ à tendance sphérique

B domaine du champ à tendance déviatorique

Les tassements selon Ménard (2)

Ménard propose alors pour la semelle circulaire

$$w/q = B \cdot \lambda_c / 9 E_c + B_o [(1+\nu) / 6 E_d] (\lambda_d B / B_o)^\alpha$$

dans laquelle :

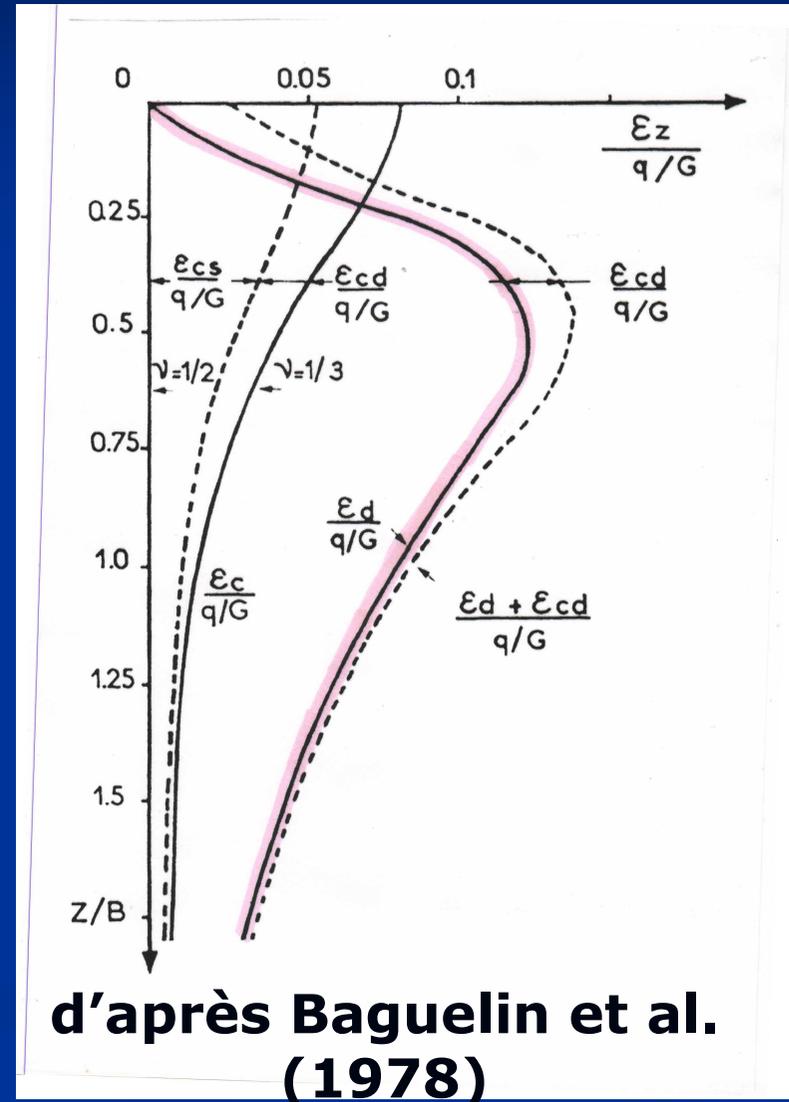
$E_c = E_M / \alpha$ où le module Ménard est mesuré dans la zone de sol directement sous la semelle

E_d est un module G déguisé, le module de sol moyen équivalent sous la semelle sur une épaisseur de « n » fois sa dimension transversale, calculé à partir des E_M et tenant compte de la « dégradation » du module en fonction de l'amplitude de la déformation.

On y note l'apparition des coefficients λ et α

Les tassements selon Ménard (3)

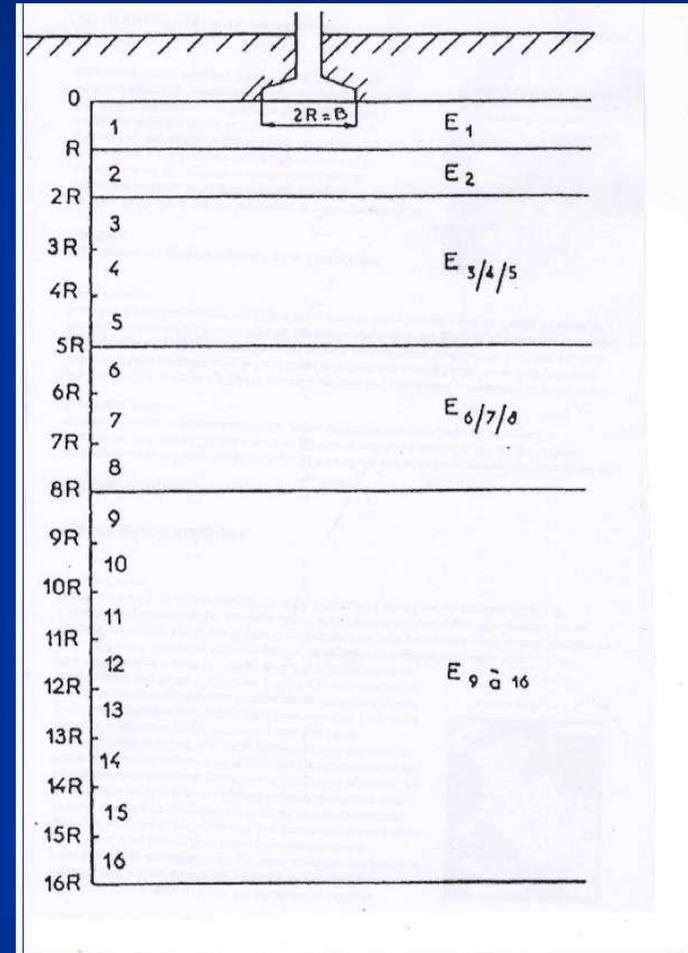
- Le module équivalent E_d est calculé à partir des coefficients d'influence tirés de la courbe des déformations de cisaillement ε_z en fonction de la profondeur.
- Cette courbe présente un maximum pour $z/B = 0,5$ sous une fondation superficielle filante



Les tassements selon Ménard (4)

Dans le domaine déviatoire, les coefficients d'influence de E à chaque niveau sont respectivement

de 0 à R	25%
de R à 2R	30%
de 2R à 3R	12%
....	
entre 6R et 8R	3%
entre 8R et 16R	1%



Les tassements selon Ménard (5)

- Certains, peu au fait de la méthode de calcul proposée par Ménard, s'imaginent que ce dernier a simplement décomposé la formule de Boussinesq

$$w/q = B C_f (1-\nu^2)/E$$

en 2 termes.

- Or, pour une semelle circulaire souple, cette décomposition conduit à :

$$w/q = B \left[(1+\nu)/9K + (2-\nu)/6G \right]$$

où :

K est le module de compression volumique qui vaut

$$K = E / 3(1-2\nu)$$

tandis que G , le module de cisaillement, vaut

$$G = E / 2(1+\nu).$$

***D. Cordary et al. (1981)**

Prévision du tassement au pressiomètre

- « D'une manière plus générale, si on utilise la théorie de l'élasticité on ne retrouve pas les coefficients de Louis Ménard

- « La théorie de l'élasticité donne en effet pour une semelle filante :

$$w = [Q/9KL].T_i + [Q/24GL].T_d$$

dans laquelle :

- L est la longueur de la semelle rigide
- T_i et T_d sont données par des tables. >>

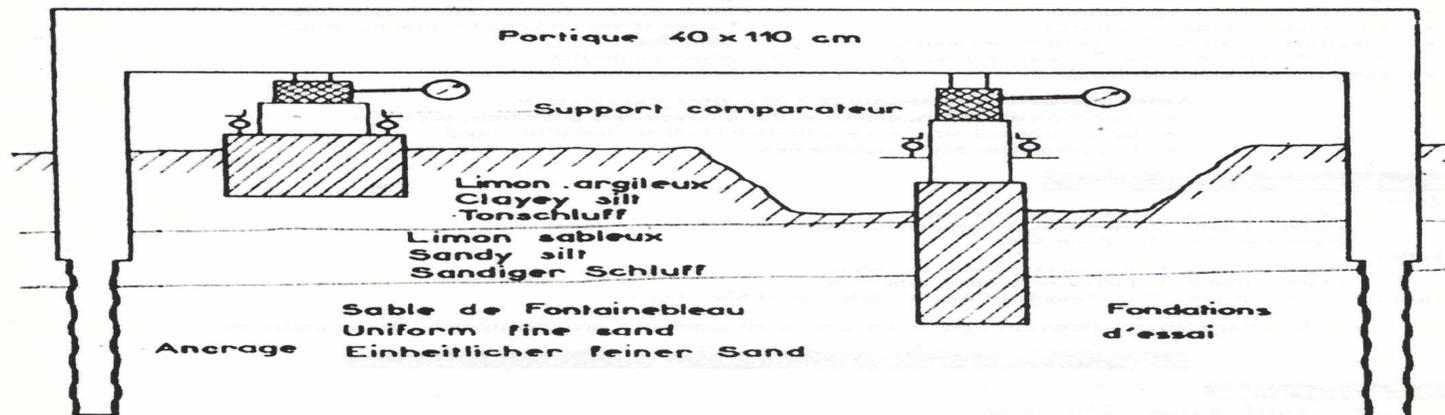
Les tassements selon Ménard (6)

La formule proposée par L. Ménard (1961-1963) n'est pas déduite de la théorie de l'élasticité, car elle tient compte :

- **de la dégradation de la valeur des modules de déformation en fonction de l'amplitude croissante des déformations**
- **de la dilatance – contractance des sols.**

La force portante selon Ménard (1958-1963)

**Engagé dans cette voie semi-empirique,
il procède à d'autres séries
d'essais de chargements**



au « Centre d'Etudes Géotechnique de Paris »

La force portante selon Ménard (1958-1963)

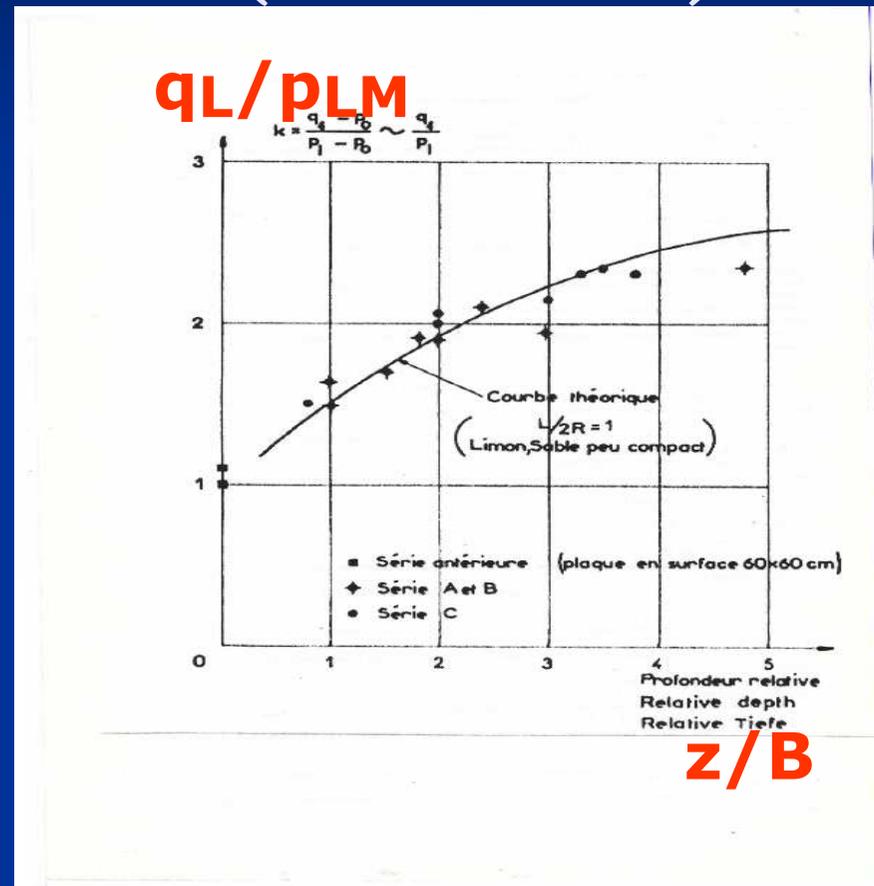
- Il trouve ainsi une corrélation toute simple entre la pression limite p_{LM} et la force portante à la rupture q_L d'une fondation superficielle isolée

$$q_L = (0,8 \text{ à } 1,8) \cdot p_{LM}$$

selon la forme de la semelle et son encastrement.

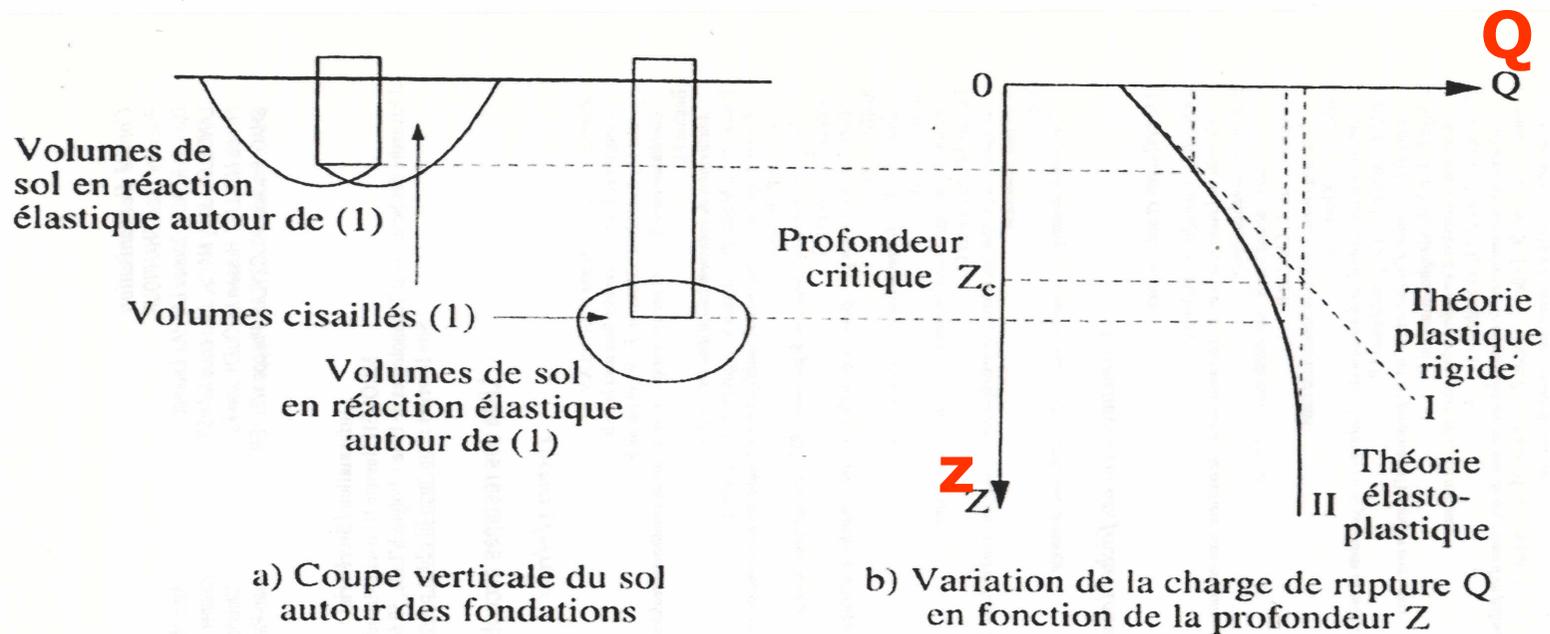
- Une relation sans c et φ qu'il étend d'abord aux semelles filantes puis aux pieux et barrettes
- Une relation qui n'est pas fonction de la largeur B de la fondation (sols frottants ou cohérents) .

La force portante selon Ménard (1958-1963)



**Etablissement des courbes de
k = k (prof^r relative z/B)**

La force portante selon Ménard (1958-1963)



Confirmation d'une profondeur relative

La force portante selon Ménard (1958-1963)

- **Formule générale de la pression de rupture du sol sous une fondation :**

$$q_L - q_o = k (p_{LM} - p_o) *$$

si $z > z_c$ ($2B < z_c < 8B$)

$$1,8 < k < 5,2$$

pour les pieux forés

* incidemment

Cette formule sera ensuite appliquée également aux résultats des essais au pénétromètre statique :

$$q_L - q_o = k_c (q_c - q_o)$$

$$k_c < 1$$

(M. Bustamante et L. Gianeselli, Bull.LPC, 1981)

(P. K. Robertson et al., Canadian Geotechnical Journal, 1985)

Rôle des L.P.C.

- Pendant toute la période de la mise au point et des débuts de la confirmation de la « méthode Ménard », le réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées aura soutenu l'action de Louis Ménard.
- On peut citer les noms de « la préhistoire » : J.-P. Bru, J. Jézéquel, Y. Hulot, G. Goulet, D. Pasturel, J. Marchal, etc., encouragés par l'Administration Centrale : Ph. Allais, F. Schlosser, F. Baguelin, S. Amar, etc. Ils montreront l'intérêt de la méthode à l'aide de nombreux essais de chargements sur chantiers.

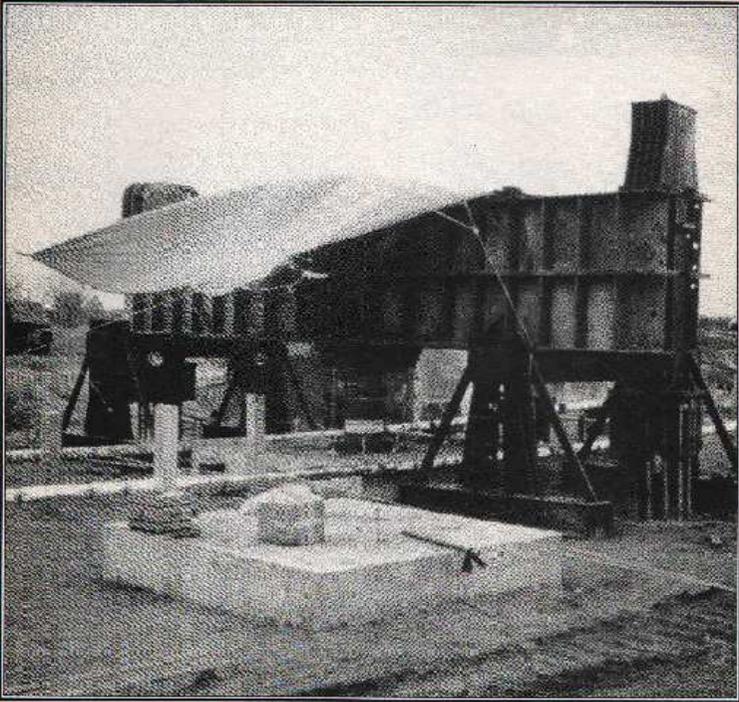
6. Le Colloque ...

Specialty Conference

ASCE
American Society of Civil Engineers • Geotechnical Engineering Division

SETTLEMENT '94

Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments

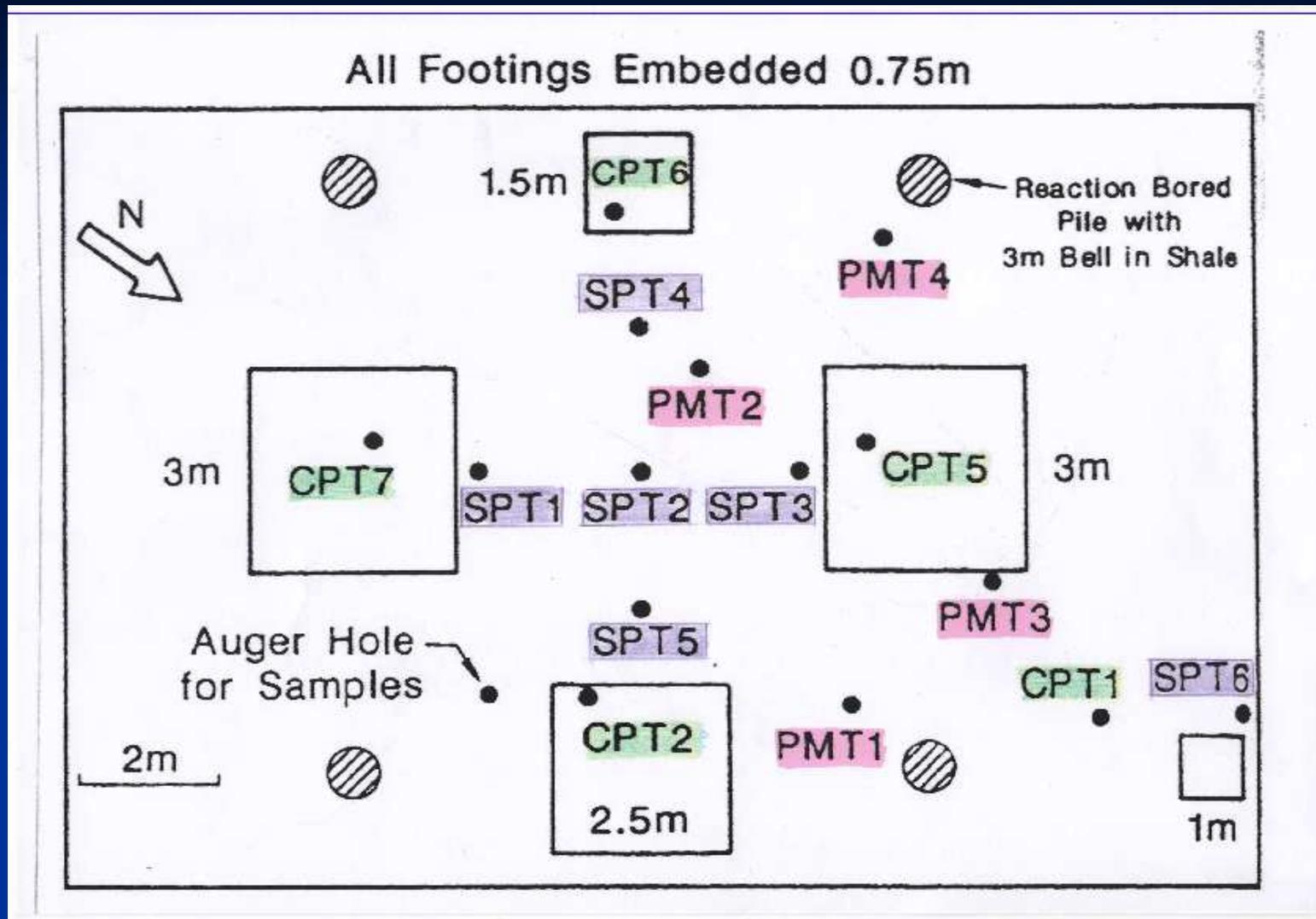


Specialty Conference Logo: 1994

College Station Hilton and Conference Center/College Station, Texas
June 16 - 18, 1994

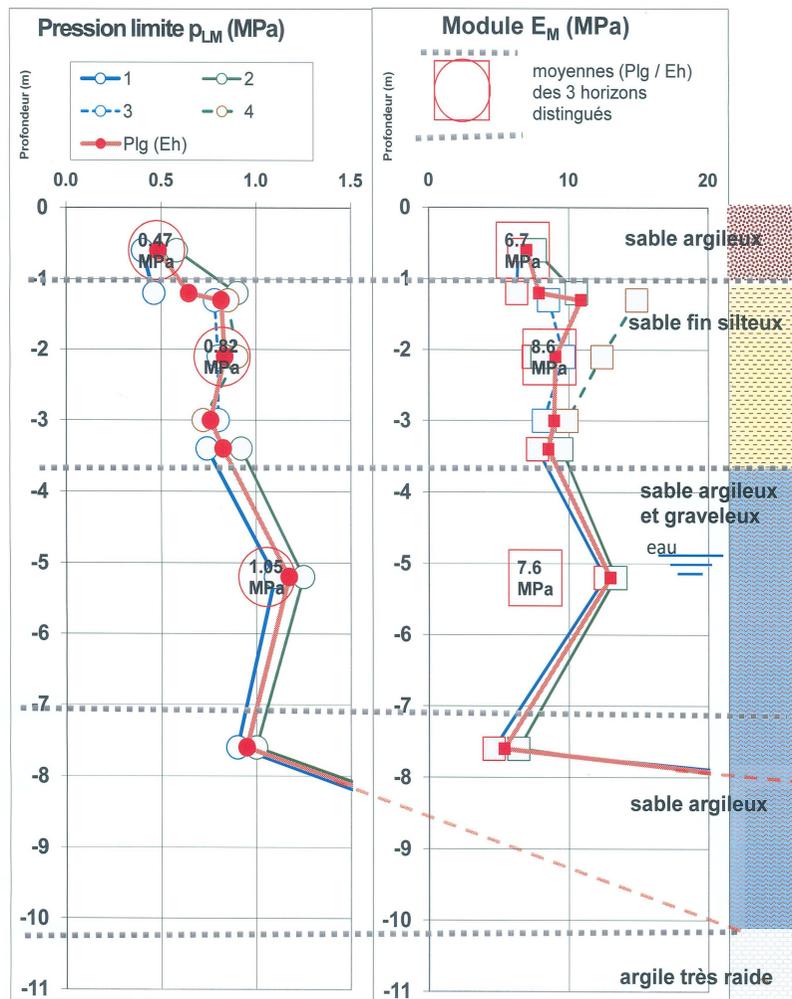
Settlement '94

- Ce Colloque organisé par J.-L. Briaud à l'Université des A. & M. au Texas (TAMU) a été une expérience très enrichissante, passée relativement inaperçue en France.
- Il s'agissait d'une prévision de « classe A » : les essais de chargement ne sont réalisés qu'après clôture de la période de réception des réponses des participants.
- L'étude de la répartition des prévisions exactes (à plus ou moins 20%) de la charge des 5 semelles de 1x1 m à 3x3 m de côté encastrées de 0,75 m dans le sable pour un tassement donné (25 ou 150 mm) est en particulier très intéressante.



15 sondages principaux

Profils de forages pressiométriques T.A.M.U. "Settlements' 94"



Résultats pressiométriques

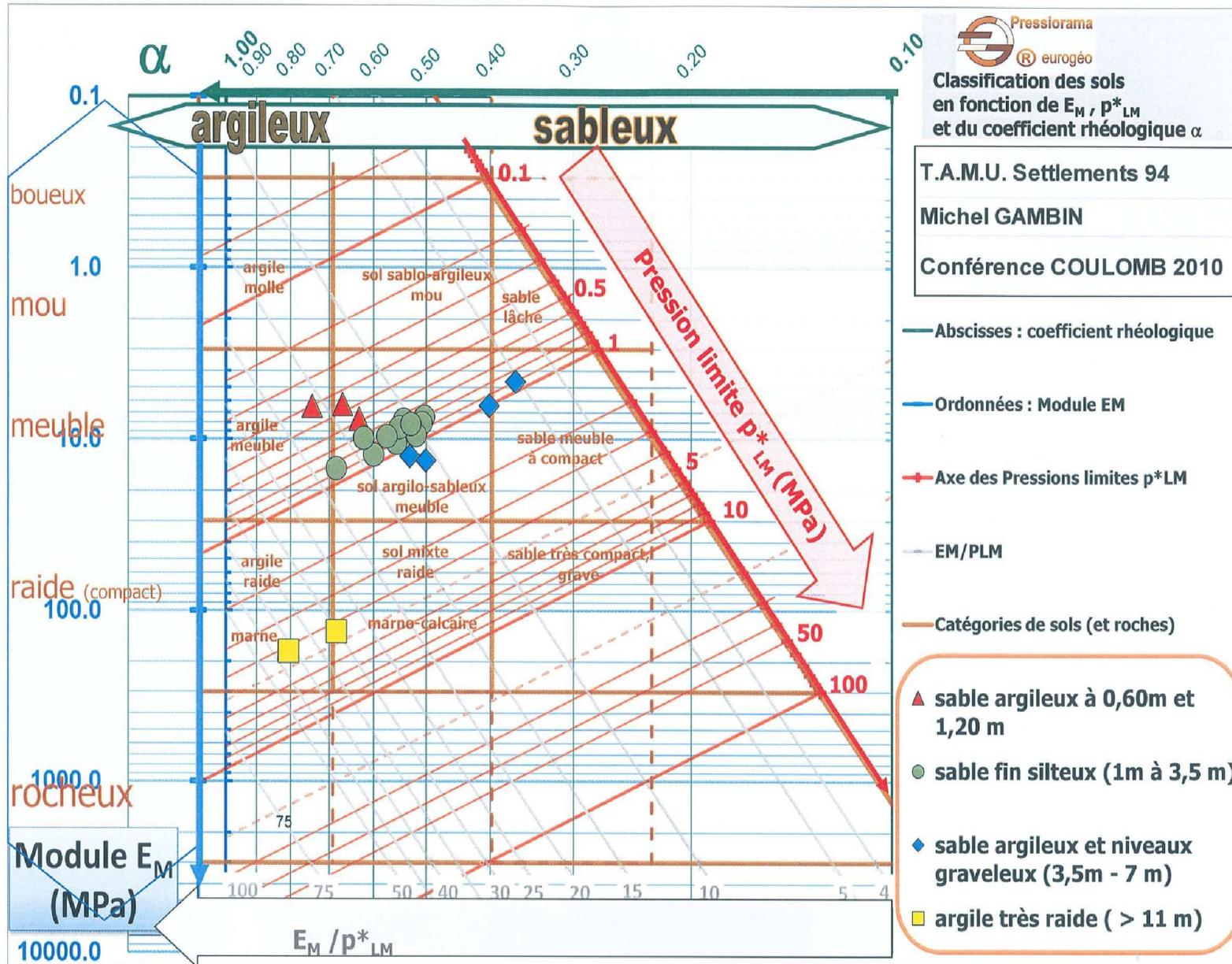
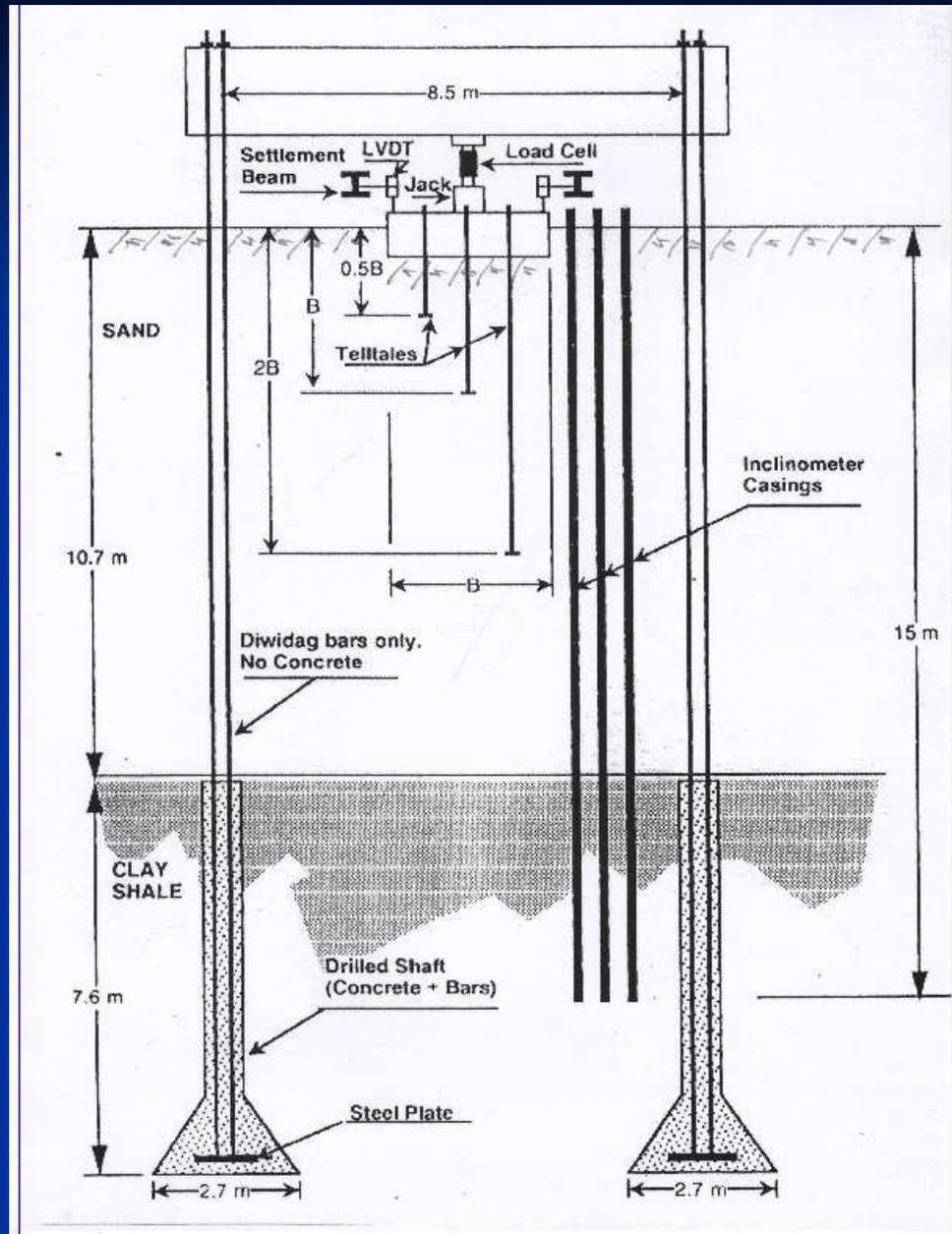


Diagramme « Pressiorama © » de J.-P. Baud



Load Settlement Curve (Total History) 3.0 m Footing - North

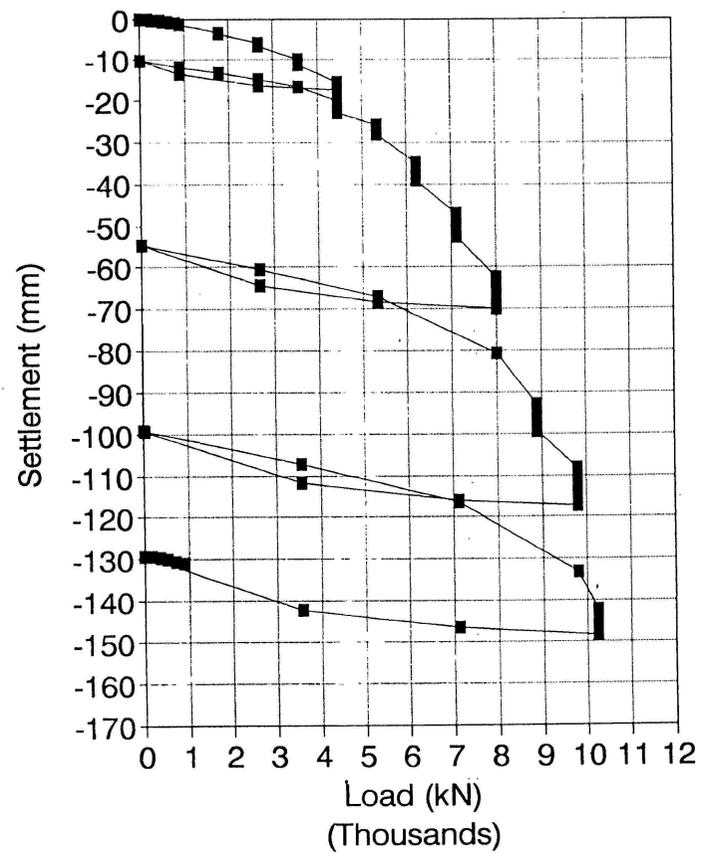
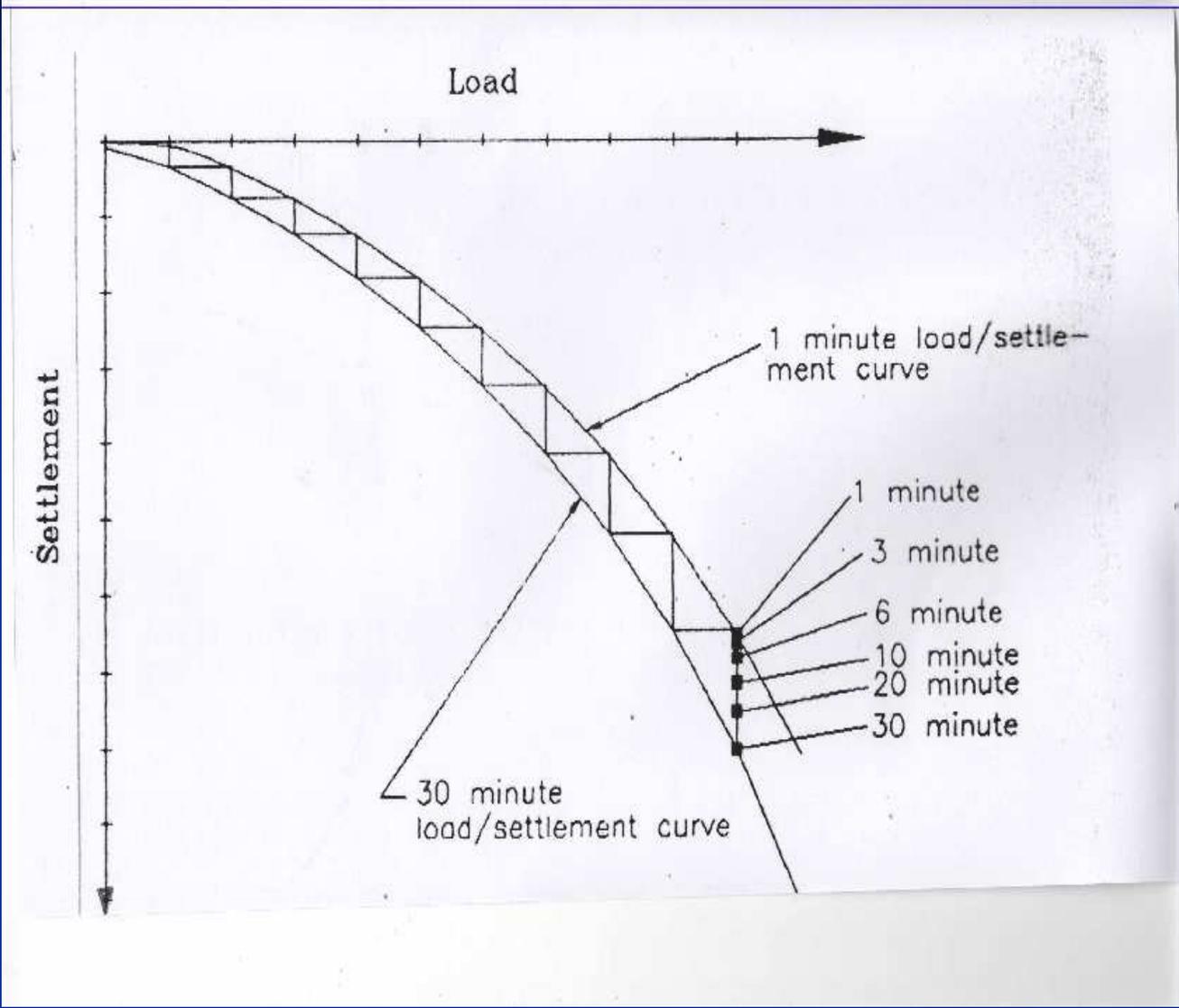


FIG. 2. Load Settlement Curve for 3 m North Footing: Total History.

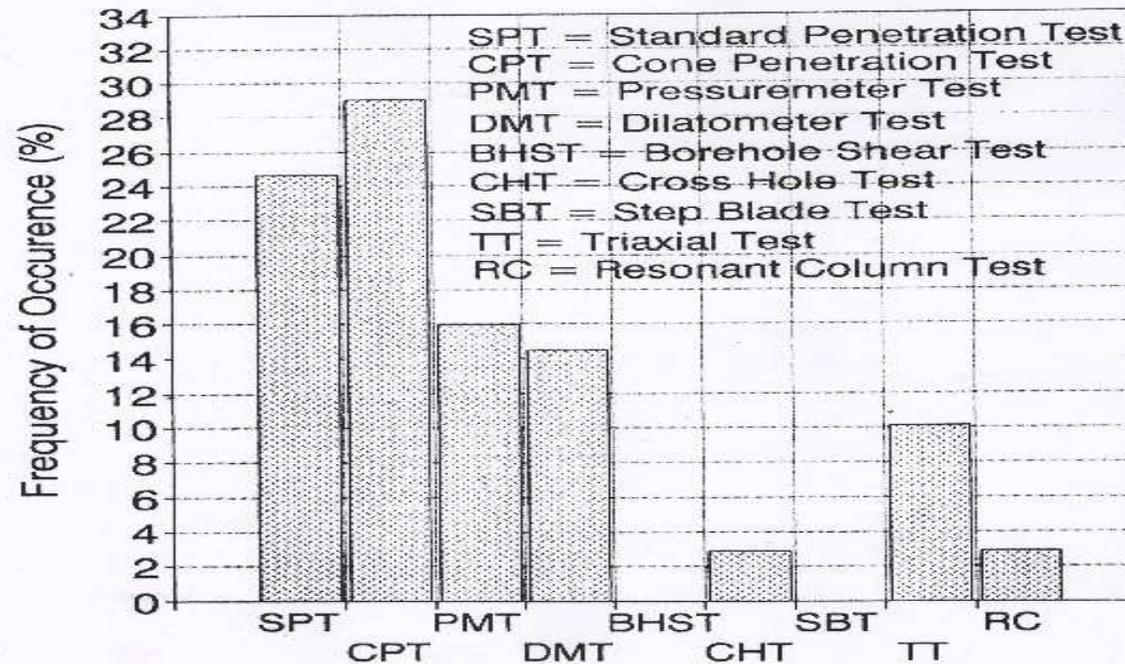


Prévisions demandées

	F 1 3 x 3m	F 2 1,5 x 1,5m	F 3 3 x 3m	F 4 2 x 2m	F 5 1 x 1m
Q 25mm – 30mn					
Q 150mm–30mn					
Différé 1-30mn à Q25		X		X	X
Long terme →2014/Q25		X		X	X

Au total 10 charges Q et un (ou deux) tassements différés et à long terme (F1 et F3)

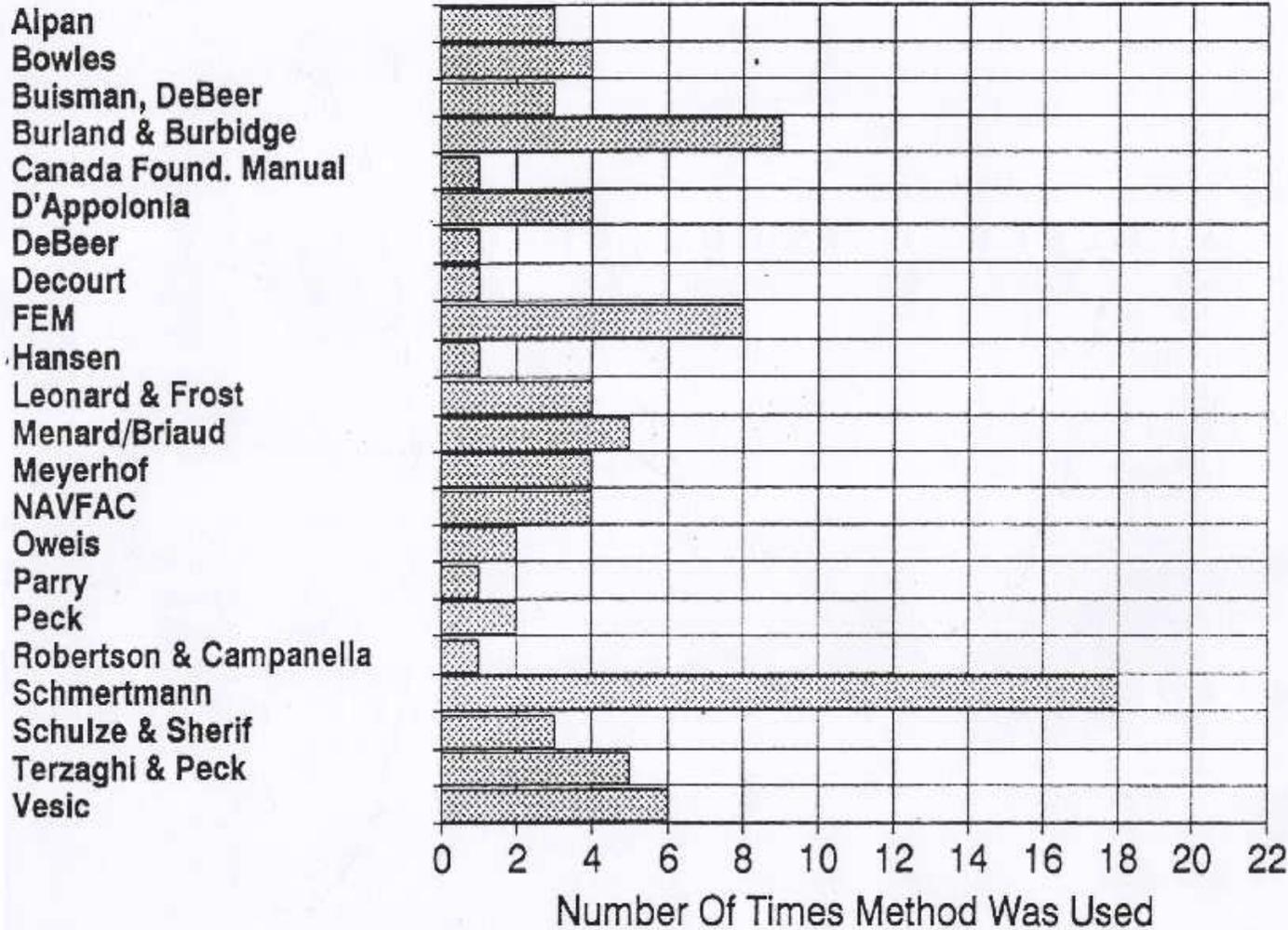
Fréquence des types d'essais utilisés



21 sondages in situ

31 participants

Fréquence des méthodes utilisées



31 participants

Settlement '94

Dépouillement des prévisions des
31 participants

pour les 10 valeurs de Q_{25} et Q_{150}

« exactes » à +/- 20% des valeurs observées

- 7 participants : 0 réponse valable
- 8 participants : entre 1 et 3 réponses valables
- 13 participants : entre 4 et 6 réponses valables
- 1 participant : 7 réponses valables
- 2 participants : 8 réponses valables.

Settlement '94

Dépouillement des prévisions des 31 participants

pour Q_{25} et Q_{150} à $\pm 20\%$ [suite]

Plusieurs participants se sont appuyés sur plusieurs méthodes et ont soumis le tableau complété par des valeurs pondérées,

- ainsi l'un des deux qui donnent 8 bonnes valeurs sur 10 a fait une synthèse des 15 méthodes proposées dans le logiciel CSANDSET (rapports entre 0,862 et 1,200).
- L'autre, un ancien cadre de Ménard, a simplement agit comme il lui avait été enseigné. Les rapports retenus variaient entre 0,848 et 1,047 ($\delta m = \pm 10\%$).

Settlement '94

Dépouillement des prévisions des 31 participants pour le tassement différé à Q_{25}

5 participants ont répondu avec un écart inférieur à 5%.

- **Pour établir leur réponse, 4 de ces 5 participants déclarent avoir utilisé**
- **soit le livre de Briaud « The Pressuremeter »,**
- **soit le livre de Baguelin et al.**
- **« The Pressuremeter and Foundation Eng'ng »**
- **Quant au 5ème, du Bureau Géotechnique de Pékin, il a tenu compte de l'enseignement de Zhang G. X., stagiaire en 1979 de la Sté EPLM et directeur de ce Bureau.**

Jean –Louis Briaud (1994)

ASCE GSP No.41 Vol.2 (1994)

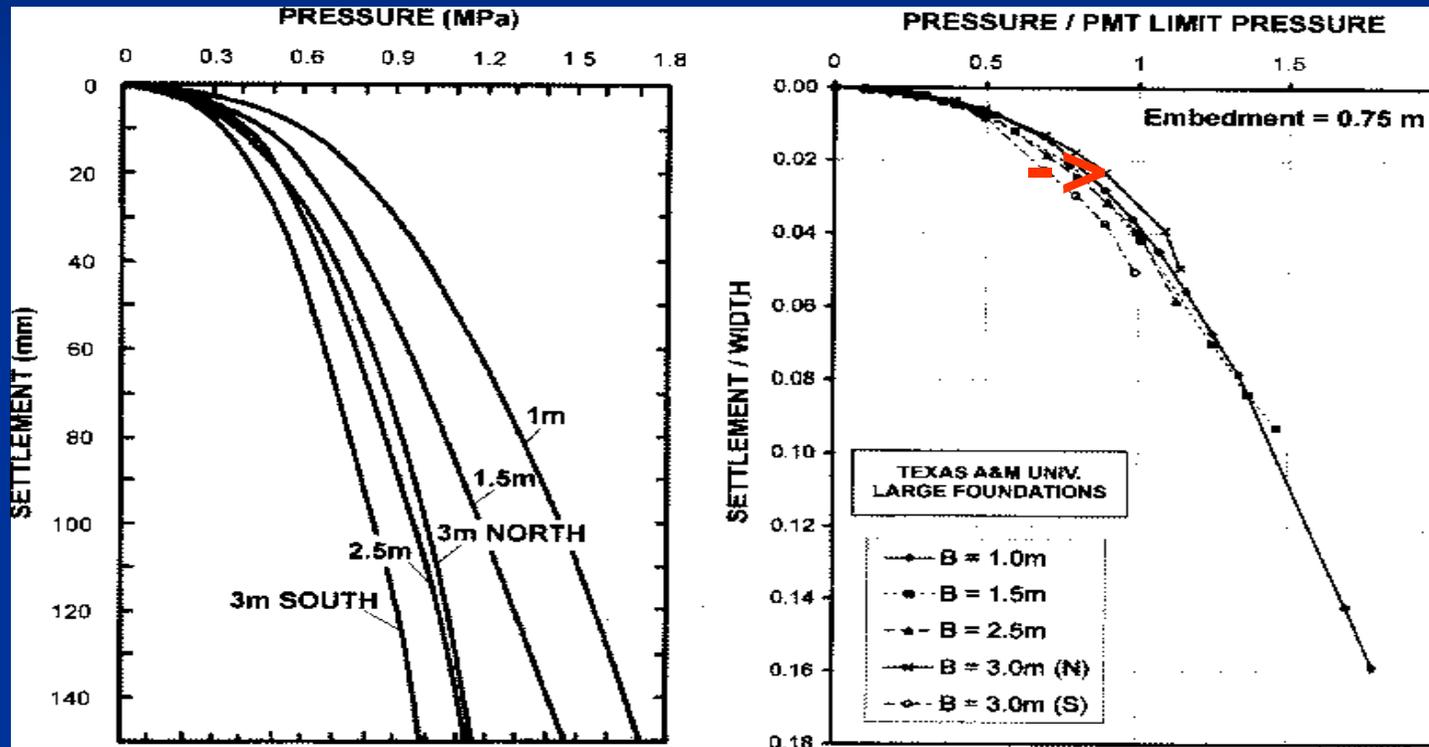
De l'étude des résultats obtenus à TAMU,

J.-L. Briaud conclut :

- **L'hétérogénéité des sols du site expérimental relevée avec les CPT et SPT disparaît quand on considère les PMT et les essais de chargement des semelles, probablement en raison du plus grand volume impliqué lors des PMT et des essais de chargement**
- **Le rapport w/B est le même pour toutes les semelles sur le même sol.**

Jean-Louis Briaud (1994)

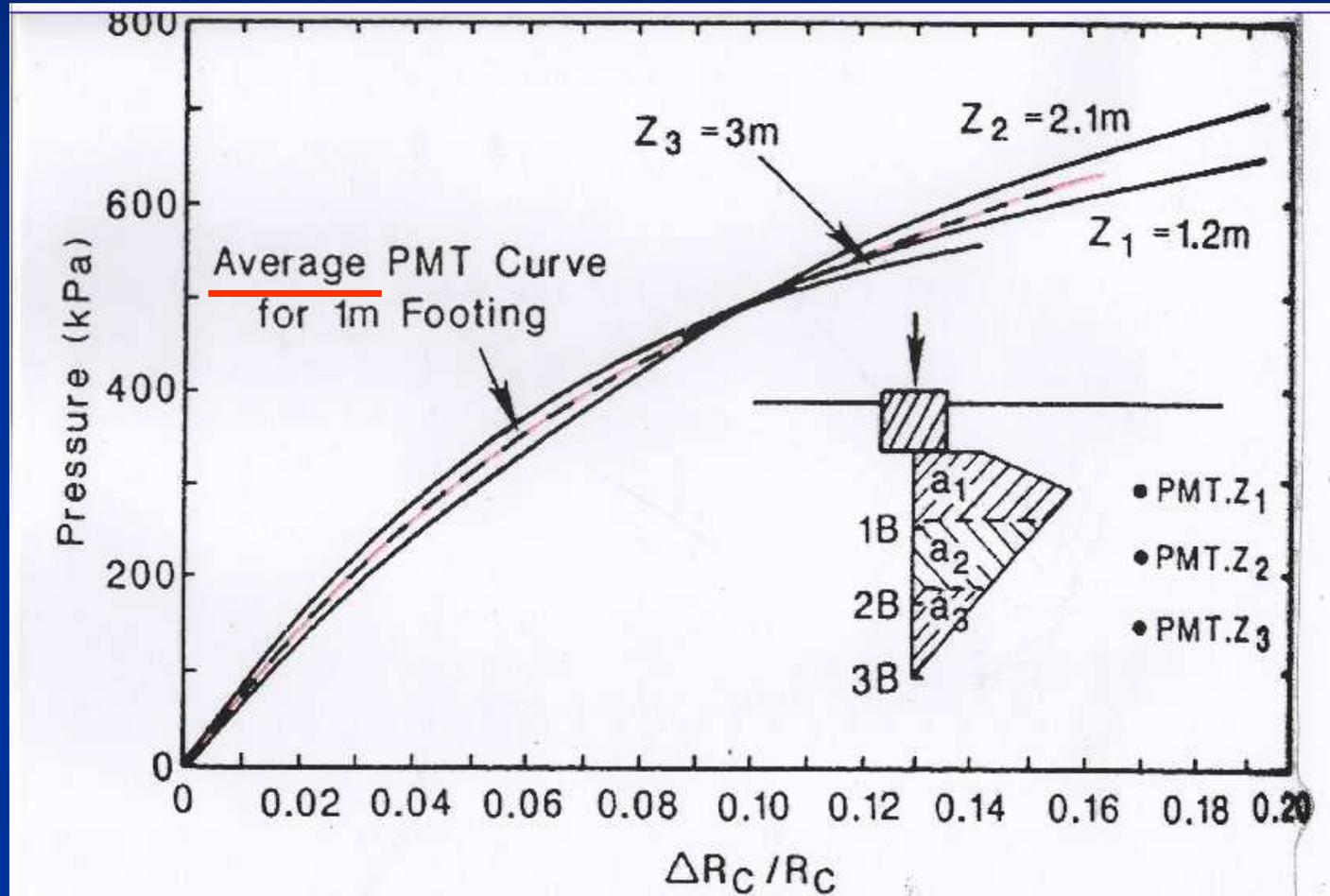
ASCE GSP No.41 Vol.2 (1994)



Les courbes de tassement se superposent quand w/B est rapporté à p_{LM} moyen sous chaque semelle

Jean-Louis Briaud (1994)

ASCE GSP No.41 Vol.2 (1994)



La moyenne des courbes PMT est obtenue à partir des courbes mesurées.

Jean –Louis Briaud (1994)

ASCE GSP No.41 Vol.2 (1994)

- Dans un 1er temps, une nouvelle méthode peut être proposée pour
la prévision de la courbe de tassement
 $w(Q)$ d'une semelle

sous la triple condition :

- d'une semelle carrée d'encastrement relatif compris entre 0,25 et 0,75,
- d'un terrain horizontal
- d'un chargement centré et vertical,
car il y a une réelle analogie
entre l'expansion d'une cavité
- mesurée lors d'un essai pressiométrique
- et celle observée lors d'un essai de chargement de semelle carrée

Jean –Louis Briaud (1994)

- Sachant que la rupture pour un essai de chargement est obtenue pour $w = 0,10 B$,
- sachant que p_{LM} est définie par

$$V_0 + \Delta V_{LM} = 2 V_0 ,$$

- on peut écrire d'une part que :

$$w/B = 0,24 \Delta R_{PMT} / R_{PMT}$$

- et d'autre part poser une relation linéaire :

$$p_{semelle} = \Gamma p_{PMT}$$

Alors, l'ajustement sur le site de TAMU correspond

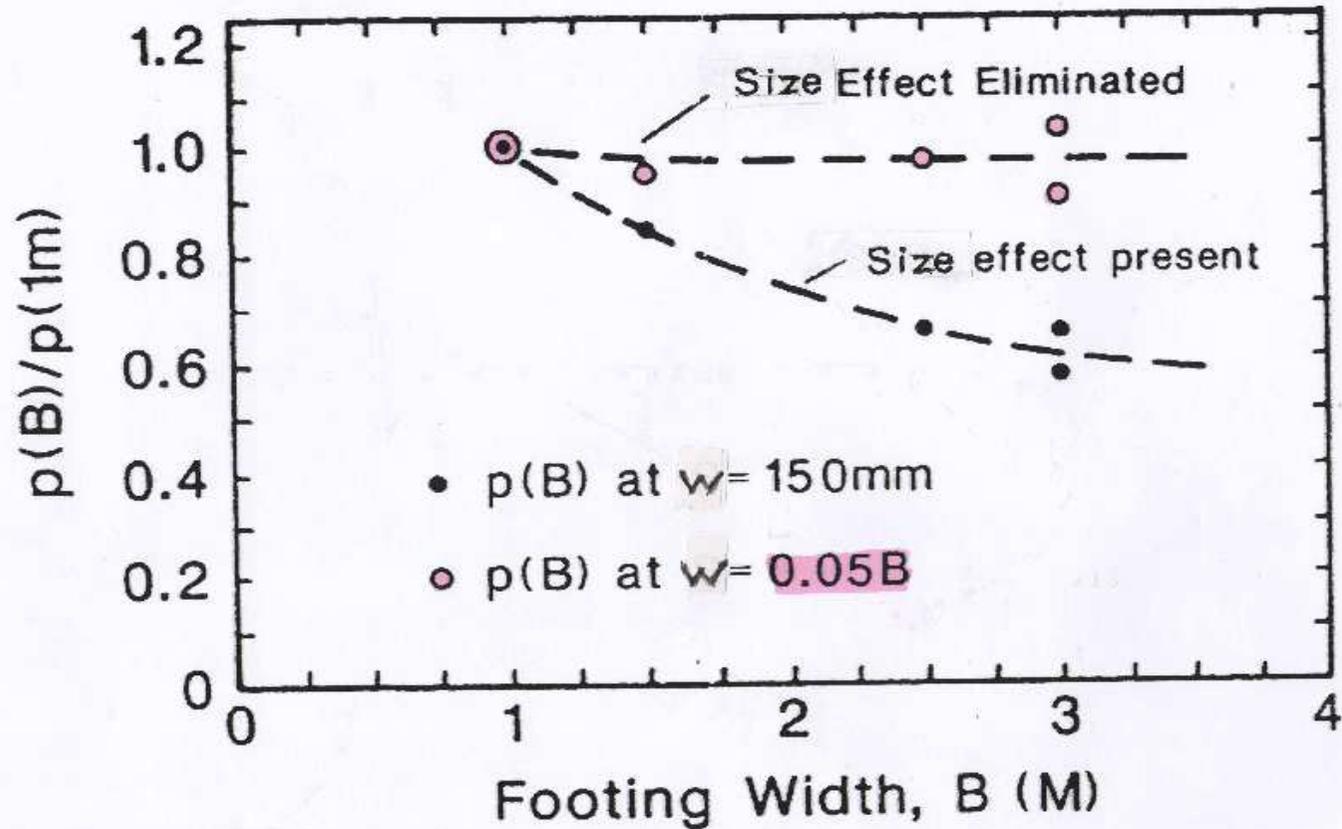
$$\text{à } \Gamma = 1,4$$

c'est à dire la valeur du facteur de portance Ménard pour ces semelles !

Jean –Louis Briaud (1994)

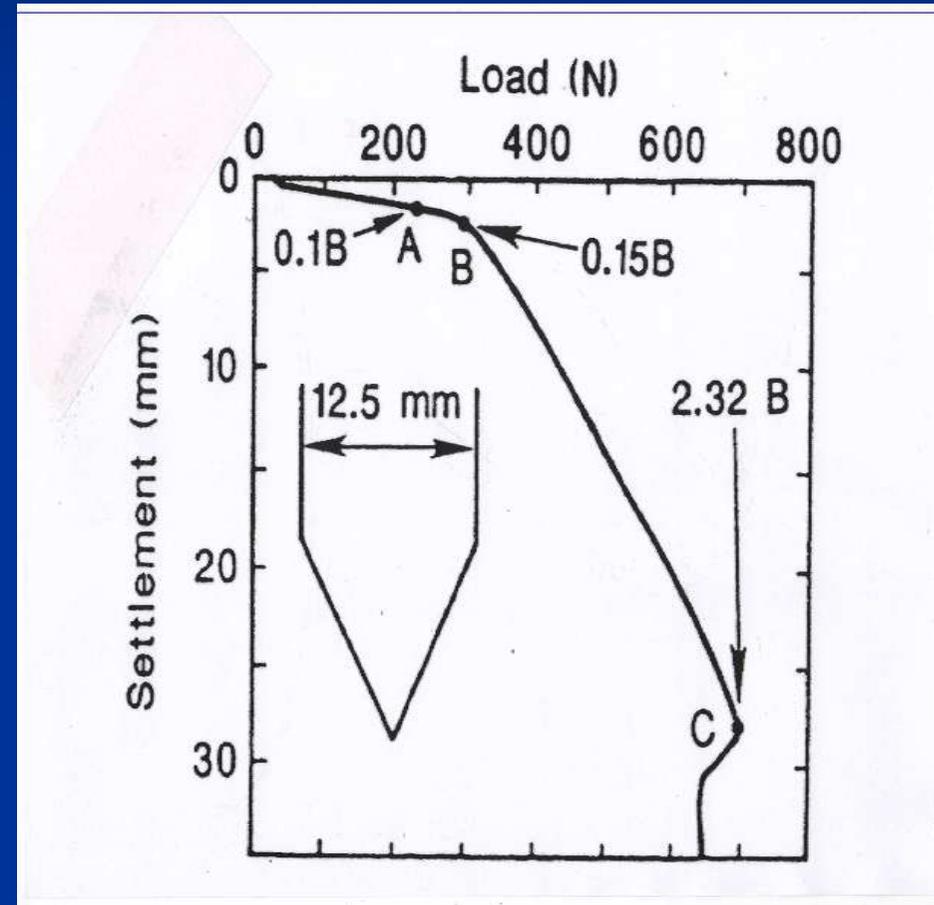
- **Absence d'effet de taille sur la force portante admissible des semelles**
- **Alors que cet effet de taille existe bien pour les 5 semelles chargées jusqu'à $w = 150$ mm, il n'existe pas pour $w = 0,05 B$ par exemple (qui correspond à un facteur de sécurité de 2 par rapport à la rupture normalisée pour $w = 0,10 B$)**

Jean-Louis Briaud (1994)



Jean-Louis Briaud (1994)

- On peut penser qu'il faut distinguer 3 phénomènes :
- Un tassement admissible (25 mm)
- Une rupture conventionnelle (à $w = 0,1 B$)
- Un poinçonnement profond (ici : $w = 2,32 B$)



Jean –Louis Briaud (1994)

- Une explication serait que dans le cas d'un sable sec, pour lequel on peut écrire :

$$\tau = \gamma.z.\tan \varphi$$

la résistance au cisaillement croît donc avec la profondeur et que plus la semelle est large, plus le sol concerné pendant le poinçonnement est profond et possède globalement des propriétés supérieures.

- Or, généralement, les sols superficiels ont des caractéristiques constantes en profondeur.

Jean –Louis Briaud (1994)

- « la formule de Terzaghi de la force portante des semelles doit être ré-étudiée »
- Sur le site de TAMU, on peut adopter :

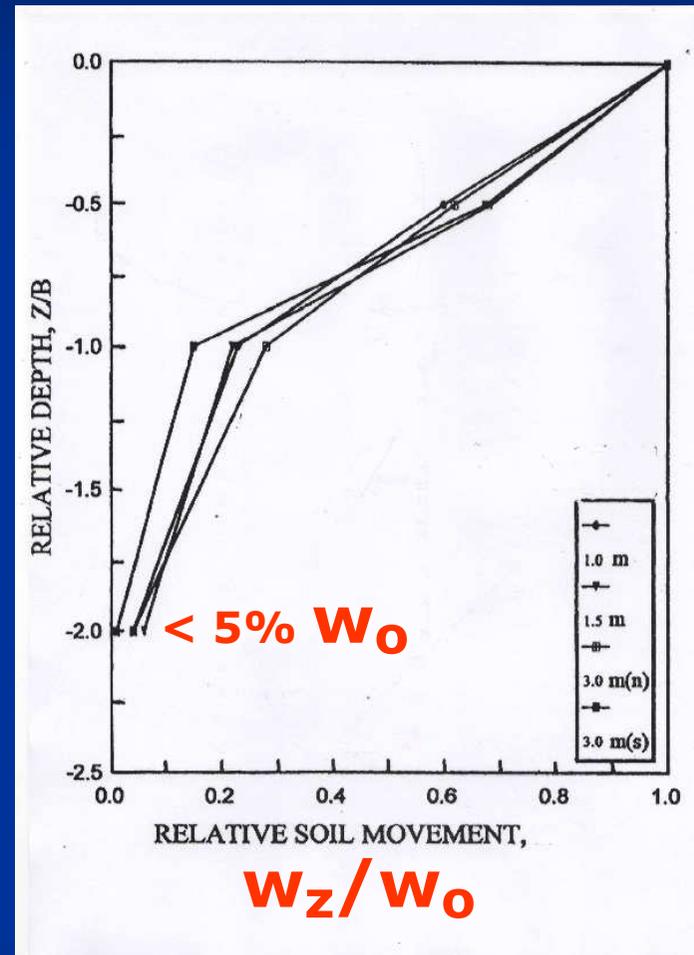
$$p_{0,1B} = 1,4 \text{ à } 1,8 p_{LM}$$

$$p_{0,1B} = 0,25 q_c$$

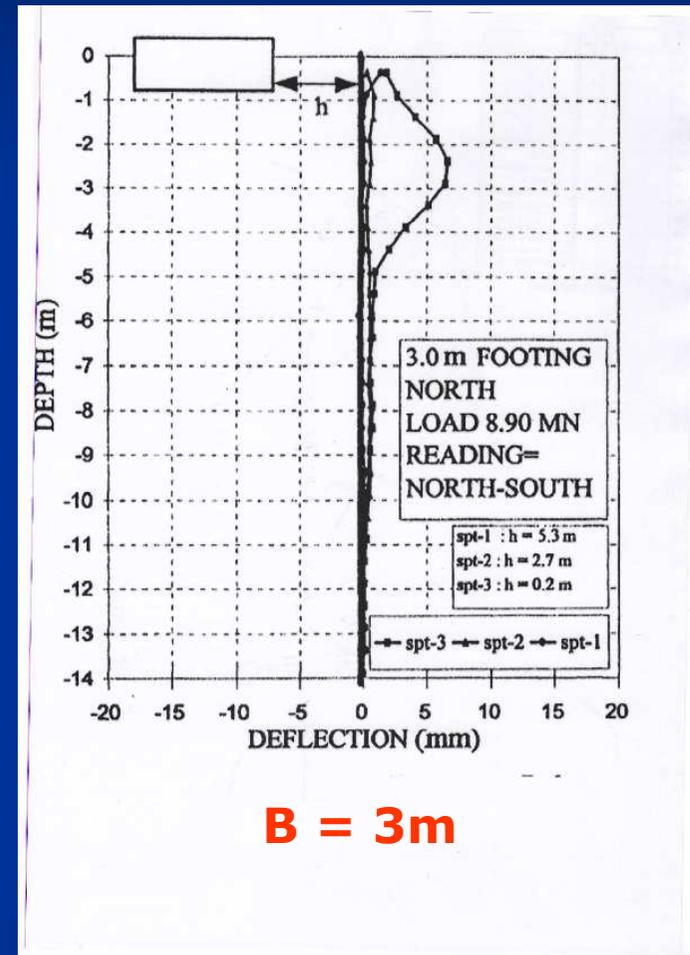
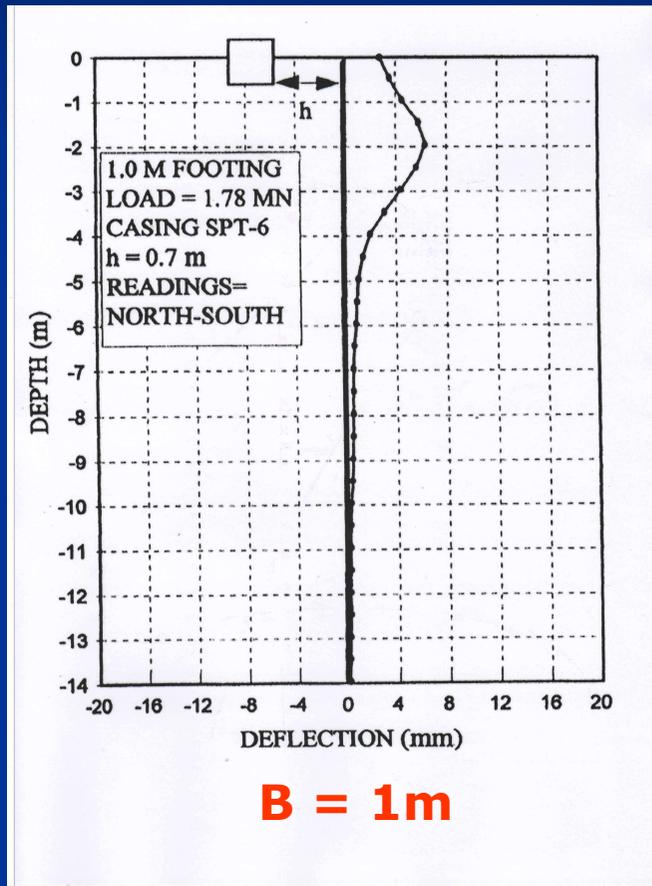
$$p_{0,1B} = N/12$$

Jean-Louis Briaud (1994)

Plusieurs plaques de tassements étaient installées sous les semelles à 0,5 ; 1,0 et 2,0 fois la largeur de la semelle. Les résultats confirment assez bien les théories.



Jean-Louis Briaud (1994)



Inclinomètres

Jean –Louis Briaud (1994)

- **Les inclinomètres ne révèlent pas une rupture selon la figure de Prandtl**
- **On trouve plutôt une figure d'expansion hémisphérique sous chaque semelle**
- **Au contraire des plaques de tassement qui montrent une profondeur d'influence relative constante, les inclinomètres mettent en évidence une profondeur d'influence relative variable, le maximum de déformation horizontale variant entre $4 B$ (petite semelle) et $5,5 B$ (grande semelle)**

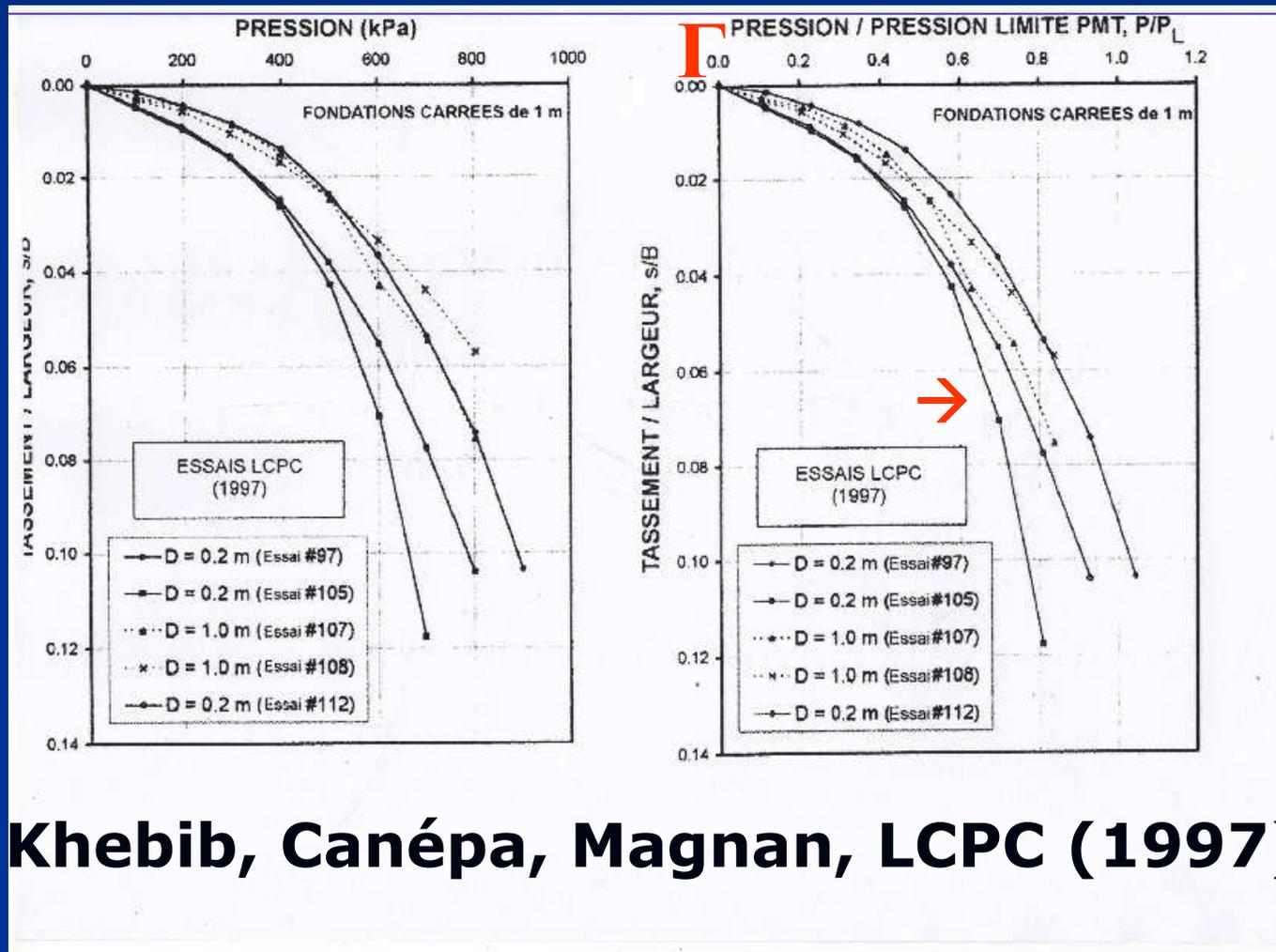
7. Jean –Louis Briaud (1994 – 2007)

Après d'autres essais sur des semelles plus petites et une recherche sur les résultats d'observations dans la littérature, J.-L. Briaud écrit :

- **Il n'y a ni effet de taille ni d'encastrement sur les courbes $p/p_{LM} = f(w/B)$ qq soit le sol**
- **Aucun effet de taille ni d'effet d'encastrement sur les courbes $p = f(w/B)$ quand $p_{LM} = \text{constant}$**
- **Il y a un effet de taille et d'encastrement quand p_{LM} croît avec la profondeur.**

Jean –Louis Briaud (1994 – 2007)

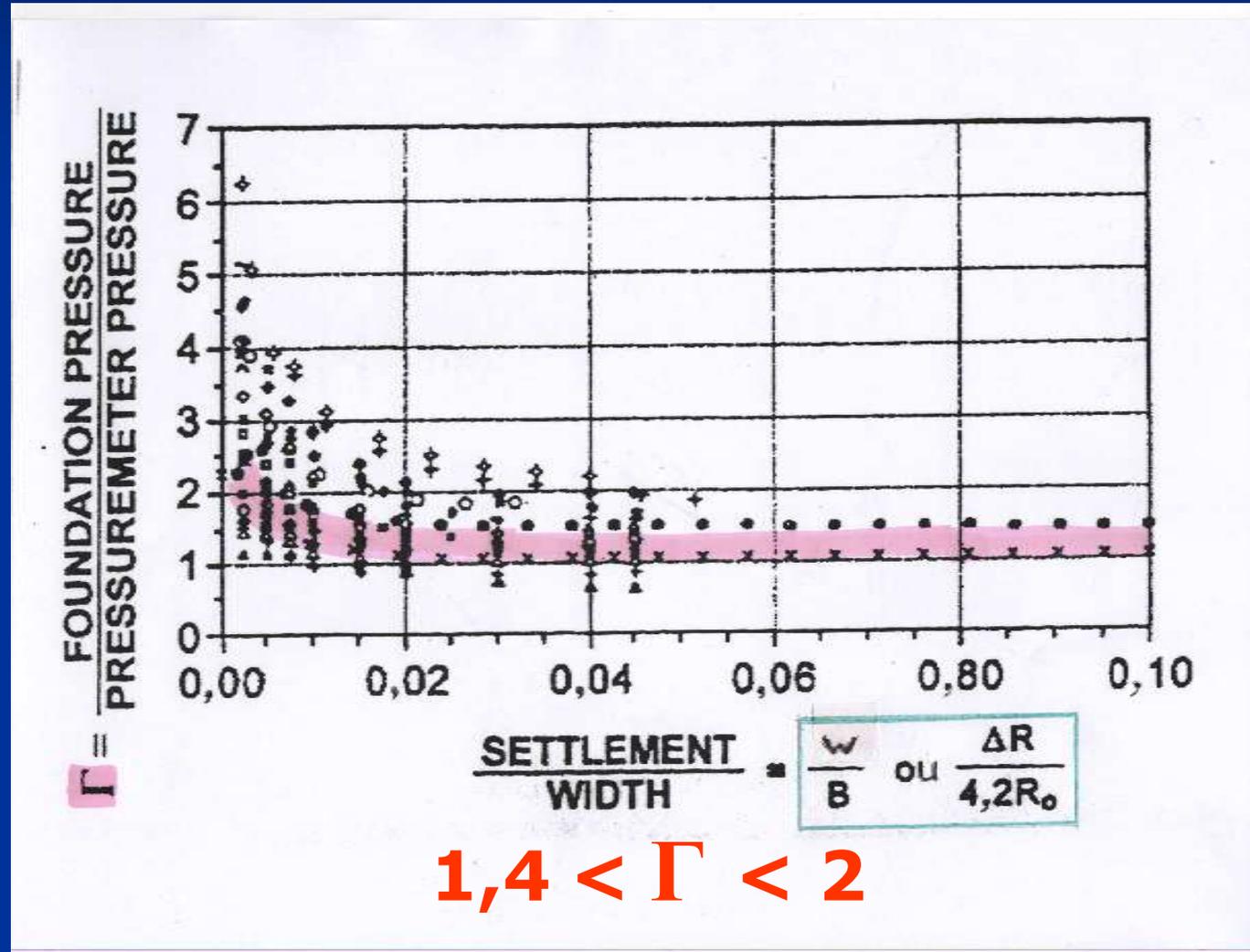
Fusion des courbes de tassement



Khebib, Canépa, Magnan, LCPC (1997)

Jean –Louis Briaud (1994 – 2007)

Valeurs de Γ (semelles type TAMU)



Jean –Louis Briaud (1994 – 2007)

Affiner les valeurs de Γ ?

Ces valeurs de Γ sont obtenues pour des conditions courantes.

Peut-on prendre en compte :

- **La forme allongée de la semelle**
- **L'excentricité de la charge**
- **L'inclinaison de la charge**
- **La présence d'un bord de talus**

dans la valeur de Γ ?

Les recherches plus récentes des L.P.C.

- Dès 1994, à l'occasion justement de Settlement '94, on pouvait retrouver dans une communication (en anglais) signée S. Amar, F. Baguelin, Y. Canépa et R. Frank les principaux résultats de la centaine d'essais de chargement des LPC depuis 1980 (ASCE, GSP No. 40).
- En 2004, ces résultats pour les semelles étaient repris en y incluant les essais en centrifugeuse dans un article signé Y. Canépa et J. Garnier, inclus dans « PARAM 2002, FONDSUP 2003 et ASEP-GI 2004 » Volume 2, 2004.

8. Conclusion

Karl Terzaghi (1936, puis 1943) :

- **Nos théories seront dépassées par de meilleures, mais les résultats d'observations consciencieuses sur le chantier resteront un acquis permanent d'une valeur inestimable.**

Past and Future of Applied Soil Mechanics (1961)

- Tandis que la plupart des problèmes de résistance des matériaux peuvent être résolus dans les manuels et les tables, ...en Mécanique des Sols Appliquée, si l'ingénieur n'a pas la formation géologique requise, de l'imagination et du bon sens, ses connaissances en mécanique des sols peuvent lui faire plus de mal, que de bien. Au lieu d'utiliser la mécanique des sols, il en abusera.

R. B. Peck (1980)

- **L'augmentation croissante de la Science de l'Ingénieur n'a pas réduit le besoin de discernement de l'ingénieur, tant au niveau de l'étude des sols, du choix des paramètres de calcul et de la vérification du caractère raisonnable des résultats de ce calcul.** (Can. Geot. Jnl, 1980, p.585).

Karl Terzaghi (1950) :

- **Il n'est pas raisonnable d'établir un projet avec la sécurité maximale à toutes les étapes**
- **Il vaut mieux établir un projet où il sera toujours possible de modifier une particularité pour conserver une sécurité admissible :**

« Learn as we go »

Documents disponibles

- **Contributions française à l'IFCEE 2009, Orlando, Floride**
- **Conférence Terzaghi 2009, IFCEE 2009, Orlando, Floride**
- **Quelques publications 2000-2009 de M. Gambin**