

Equilibre limite et rupture en mécanique des sols

D. RADENKOVIC
Docteur ès sciences
Directeur de recherche
au laboratoire de mécanique des solides

J. SALENÇON
Docteur ès sciences
Ingénieur des Ponts et Chaussées
au laboratoire de mécanique des solides

Ecole polytechnique (Paris)

RESUME

L'étude de la rupture en mécanique des sols est rattachée le plus souvent à celle de l'équilibre limite, comme par exemple dans la détermination de la force portante des fondations, ou dans le calcul de la stabilité des talus. Les méthodes de calcul employées alors reviennent à idéaliser le comportement du sol suivant le schéma rigide parfaitement plastique.

En fait, le plus souvent, l'équilibre limite n'est atteint qu'après une déformation importante, ou même ne représente qu'une situation asymptotique. On a donc intérêt, pour tenter d'apprécier la validité de la schématisation adoptée, à estimer l'importance des déformations avant que l'équilibre limite ne soit atteint, c'est-à-dire dans la phase « avant la rupture ».

En faisant l'hypothèse du comportement élasto-plastique, on peut développer dans certains cas des calculs analytiques, ou le plus souvent numériques, permettant de suivre les déformations et l'étendue de la zone plastique au long du processus de chargement.

Les problèmes qui se posent lors d'une telle étude sont illustrés, dans la communication, par des exemples. On note que la valeur du schéma élasto-plastique n'est que relative : d'une part, les contraintes initiales et le parcours de charge sont en général mal connus et, d'autre part, cette loi de comportement est une approximation encore assez grossière. On sait bien que même sous de faibles contraintes la déformation du sol, qui joue un rôle important dans les phénomènes avant la rupture, varie avec la déformation.

Malheureusement, un traitement rigoureux de ces problèmes est pour l'instant impossible, sauf dans des cas exceptionnels. C'est la raison même de l'emploi du schéma rigide plastique qui, lorsqu'il est correctement utilisé, est celui qui donne à l'ingénieur les renseignements les plus utiles.

ABSTRACT

The study of failure in soil mechanics is usually related to that of the limiting equilibrium, as for example in the determination of the bearing capacity of foundations or in the calculation of the stability of slopes. The methods of calculation employed amount to idealizing the behaviour of the soil in accordance with a perfectly plastic rigid representation.

Most often, the limiting equilibrium is in fact only attained after a considerable deformation, or even represents only an asymptotic situation. It is therefore advantageous to try to assess the validity of the representation adopted, to estimate the extent of these deformations before the limiting equilibrium is attained, that is to say in the "pre-failure" stage.

Assuming an elasto-plastic behaviour, we may in certain cases develop analytical calculations, or more often numerical calculations, which allow us to keep track of the deformations and of the extent of the plastic zone throughout the process of loading.

The problems that arise in the course of such a study are illustrated in this communication by examples. We note that the value of the elasto-plastic representation is only relative; on the one hand the initial stresses and the load path are generally not very well known, and on the other hand this law of behaviour is still a fairly coarse approximation. It is well known that even under slight stresses soil deformations are not reversible; moreover the compressibility of the soil, which plays an important role in phenomena prior to failure, varies with the deformation.

Unfortunately, a rigorous treatment of these problems is for the time being impossible, apart from exceptional cases. This is the reason for the use of the rigid plastic representation which, when correctly employed, gives the engineer the most useful data.

INTRODUCTION

L'étude de la rupture en mécanique des sols est rattachée habituellement à celle de l'équilibre limite, comme, par exemple, dans la détermination de la force portante des fondations ou dans le calcul de la stabilité des talus. Les méthodes employées alors reviennent à idéaliser le comportement du sol suivant le schéma rigide parfaitement plastique.

En fait, le plus souvent, l'équilibre limite n'est atteint qu'après une déformation qui peut être très grande, ou même ne représente qu'une situation asymptotique. On a donc intérêt, pour tenter d'apprécier la validité de la schématisation adoptée, à estimer l'importance des déformations dans la phase « avant la rupture ».

En faisant l'hypothèse du comportement élasto-plastique, on peut développer des calculs, analytiques dans certains cas, ou le plus souvent numériques, permettant de suivre les déformations et l'étendue de la zone plastique au long du processus de chargement. Cette idéalisation, même si elle est encore trop grossière, permet du moins de dégager la signification réelle de la notion de charge limite.

Nous nous proposons d'abord de discuter ces problèmes « avant la rupture » à l'occasion de quelques exemples intéressants pour l'ingénieur.

EXPANSION DE LA CAVITE SPHERIQUE DANS UN MILIEU ELASTO-PLASTIQUE

Le premier exemple que nous traitons est l'expansion d'une cavité sphérique. Nous nous limitons au cas de la cavité dans un massif infini sans pesanteur; on obtient alors des solutions explicites pour un matériau élasto-plastique, en déformation finie, ce qui permet la discussion des différentes idéalizations possibles.

Remarquons, au passage, que cet exemple et celui de la contraction d'une cavité, qui est analogue, sont représentatifs de beaucoup de problèmes de l'ingénieur concernant les cavités souterraines; cela confère un intérêt pratique à la discussion des résultats. Par ailleurs, les solutions du problème de la cavité cylindrique (tunnel) en déformation plane sont tout à fait semblables.

Nous désignons par a_0 le rayon initial de la cavité, p la pression intérieure, E et ν les constantes d'élasticité du massif et C la cohésion du matériau en supposant d'abord que celui-ci obéit au critère de Tresca (fig. 1).

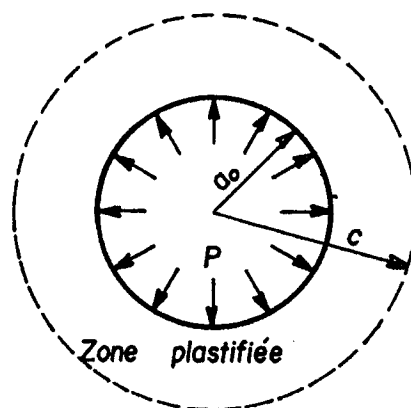


Fig. 1 - Expansion d'une cavité sphérique en milieu infini sous pression interne uniforme.

Le schéma rigide-plastique utilisé dans l'étude de l'équilibre limite n'a pas de sens ici; en effet, supposant tout le massif en état d'équilibre limite, on peut poser :

$$\begin{aligned}\sigma_r &= 4 C \lg (r/a_0) - p \\ \sigma_\theta &= \sigma_\varphi = \sigma_r + 2 C\end{aligned}\quad (1)$$

et le procédé habituel de recherche de la charge limite conduit alors à $p_l = \infty$, ce qui n'a pas de sens.

Si l'on fait maintenant intervenir les propriétés élastiques du matériau, en supposant que les déformations sont petites et les contraintes initiales nulles, on obtient, après des calculs élémentaires omis ici, la pression p en fonction du rayon c de la frontière entre zones élastique et plastique (fig. 1) :

$$p = 4 C \left(\frac{1}{3} + \lg \frac{c}{a_0} \right) \quad (2)$$

les constantes d'élasticité E et ν n'apparaissent pas dans (2) parce que la solution élastique de Lamé, en contraintes, n'en dépend pas.

La limite élastique de la structure pour ce type de chargement correspond à $c = a_0$ et vaut :

$$p_0 = \frac{4}{3} C \quad (3)$$

Il n'y a pas de limite d'écoulement puisque si $c \rightarrow \infty$, $p \rightarrow \infty$. Cela correspond exactement au résultat obtenu plus haut en utilisant le schéma rigide-plastique : la charge limite de la structure est infinie, résultat qui est dépourvu de sens physique.

En fait, il y a lieu d'effectuer les calculs en grande déformation, car au fur et à mesure de l'augmentation de la charge, la déformation cesse d'être petite. Le calcul est alors plus compliqué [5] et sans entrer dans les détails nous présentons sur la figure 2, la courbe : p , pression interne; a , rayon actuel de la cavité.

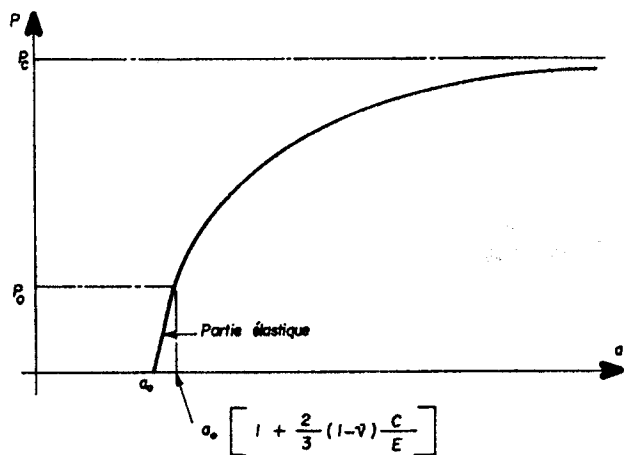


Fig. 2 - Expansion d'une cavité sphérique infinie : évolution de la pression interne en fonction du rayon intérieur de la cavité (grandes déformations).

La pression p ne peut dépasser une valeur limite p_c

$$p_c = \frac{4C}{3} \left[1 + \lg \frac{E}{6C(1-\nu)} \right] \quad (4)$$

mais celle-ci n'a rien de commun avec la charge limite au sens usuel du terme; en particulier, elle dépend des valeurs des constantes élastiques du matériau.

Une petite digression aidera peut-être à éclaircir ce point. On considère une enveloppe sphérique de rayons initiaux intérieur et extérieur a_0 et b_0 ($b_0 = \infty$, correspond au cas précédent). La courbe (p, a) , calculée en grande déformation [5], est représentée sur la figure 3 :

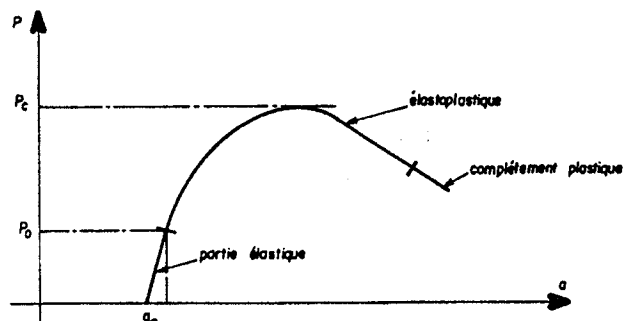


Fig. 3 - Enveloppe sphérique sous pression interne : évolution de la pression en fonction du rayon intérieur (grandes déformations).

il existe un chargement critique (instabilité) au-delà duquel la déformation croît sous pression décroissante. Dans le cas du matériau incompressible, on a :

$$\text{en posant } \alpha = \left[1 + \frac{12C}{E} \left(\frac{b_0}{a_0} \right)^3 \right]^{1/2}$$

$$p_c = \frac{4C}{3} \left[1 + \lg \frac{E}{3C} - \frac{E}{6C} \left(\frac{a_0}{b_0} \right)^3 (\alpha - 1) + \lg \frac{\alpha - 1}{\alpha + 1} \right] \quad (5)$$

p_c est atteinte avant plastification complète de l'enveloppe sphérique, la plastification se poursuit ensuite sous pression décroissante jusqu'à devenir complète, ou bien la déformation se localise. De toute façon, il est clair que dans ce problème c'est la valeur critique p_c qui joue le rôle important de pression interne maximale possible.

A noter que l'expression (4) n'est autre que la limite de (5) quand b croît vers l'infini.

Pour une enveloppe sphérique mince $\left(\frac{C}{E} \left(\frac{b}{a} \right)^3 \ll 1 \right)$

p_c devient égale à :

$$p_c = 4C \lg \frac{b_0}{a_0} \quad (6)$$

valeur indépendante des constantes élastiques du matériau qui n'est autre que la charge limite classique de l'enveloppe, c'est-à-dire la pression correspondant à l'apparition de l'écoulement dans l'enveloppe en matériau rigide-plastique.

Ainsi, ce n'est que dans le cas de l'enveloppe sphérique mince que la charge limite a un sens physique.

Des résultats pour le matériau de Coulomb, qui concernent de plus près la mécanique des sols, ont été donnés [9]; ils concernent l'expansion d'une cavité dans un massif élasto-plastique : ce problème doit être traité en grande déformation, et les résultats sont analogues à ceux obtenus pour le matériau de Tresca, en particulier la courbe (p, a) est semblable à celle de la figure 2 et il existe une valeur critique p_c .

PROBLEMES DE POINÇONNEMENT

Poinçonnement d'un massif

Considérons maintenant le problème du poinçonnement d'un massif semi-infini sans pesanteur, par une fondation rigide. Le calcul de la charge limite, correspondant à l'écoulement libre commençant du sol rigide-plastique, est classique dans le cas du matériau de Tresca :

$$p_l = (\pi + 2) C \quad (7)$$

Mais l'intérêt pratique de cette valeur dépend essentiellement de l'allure de la courbe de charge réelle. p_l n'aura un sens physique que si la courbe effort-déformation présente un coude franc pour une déformation encore petite, et tend rapidement vers son asymptote.

La difficulté de la résolution des problèmes élasto-plastiques rend la connaissance de cette courbe pratiquement inaccessible, et la question n'a pour ainsi dire pas été abordée dans la littérature. L'apparition des moyens de calcul puissants, et les développements correspondants de la méthode des éléments finis, entre autres, permettront sans doute des progrès dans ce domaine; pour l'instant, on ne dispose encore que de résultats très fragmentaires [4], qui concernent le poinçonnement de blocs limités.

Certaines expériences peuvent fournir des indications sur le développement de la déformation plastique contenue. Ainsi la figure 4, reproduite d'après le livre de Nadai, 1935 [7], donne la photographie de la coupe polie et ensuite soumise à l'attaque Fry d'un bloc en métal, poinçonné préalablement dans les conditions de la déformation plane. La coupe coïncidant avec le plan de l'écoulement, on voit, par suite de l'attaque, les bandes de Piobert-Lüders dans les zones qui ont subi une déformation plastique intense. L'inspection de cette figure montre que le schéma de Prandtl est vérifié dans la réalité, mais aussi qu'une déformation « contenue » importante se produit dans une zone plus profonde.

Selon que les propriétés élastiques du matériau contiendront plus ou moins l'expansion de cette zone plastique en forme de « bulbe », la charge limite aura plus ou moins de sens.

Il n'est peut-être pas inutile de rappeler que pour le matériau rigide-plastique, la solution complète d'un problème doit fournir, outre le schéma d'écoulement, la continuation du champ de contraintes dans les zones rigides telle que le critère ne soit nulle part violé; celle-ci n'est pas unique. Ainsi, pour le problème étudié ici on connaît au moins trois prolongements de la solution de Prandtl [1, 11, 12].



Fig. 4 - Poinçonnement d'un bloc de métal, attaque Fry d'une coupe polie (d'après Nadai).

La figure 5 représente le prolongement proposé par Bishop : on constate, par comparaison avec la figure 4, que ce prolongement ne présente vraisemblablement pas qu'un intérêt théorique, du moins pour certaines conditions d'expérience.

Poinçonnement d'une couche plastique

Nous citerons encore le poinçonnement d'une couche plastique purement cohérente, d'épaisseur limitée, reposant sur une assise rigide.

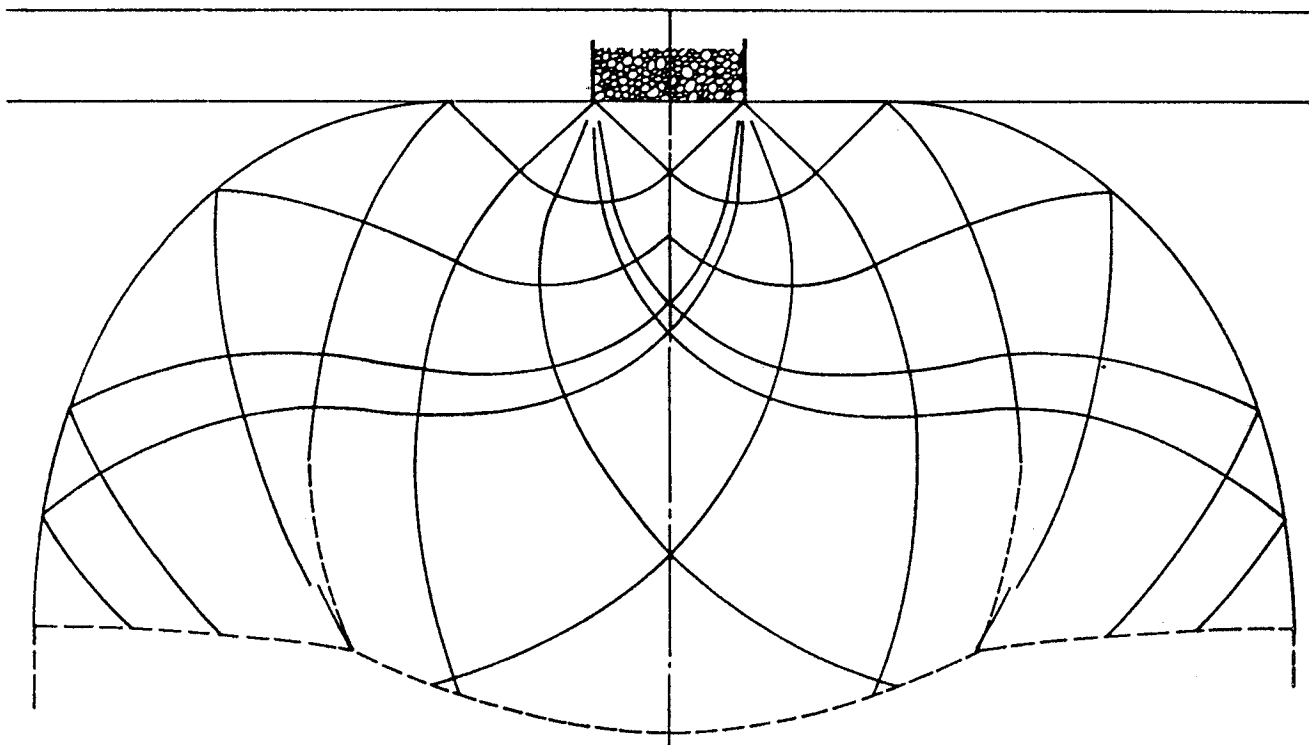


Fig. 5 - Prolongement du champ de Prandtl par la méthode de Bishop.

On sait que s'il s'agit d'un bloc de largeur limitée, reposant sans frottement sur l'assise rigide, et dont les déplacements latéraux ne sont pas empêchés⁽¹⁾, la charge limite est donnée par le schéma de Hill [2] (fig. 6), si $2h/B \leq 8,713$ [10], et par la solution de Prandtl pour $2h/B \geq 8,713$.

Désignant par $p_i(h/B)$ la valeur de la pression de surface pour laquelle le bulbe plastique atteint l'interface on a :

$$\left. \begin{aligned} p_i &= p_i(h/B) & \text{si } 2h/B \leq 8,713 \\ p_i &= (\pi + 2) C & \text{si } 2h/B \geq 8,713 \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

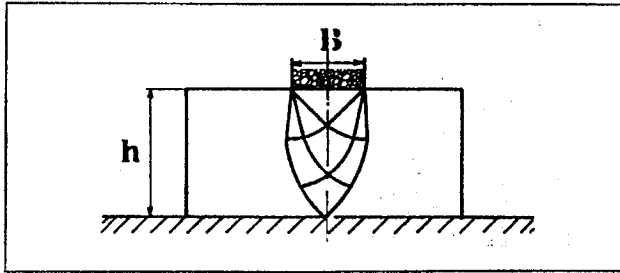


Fig. 6 - Poinçonnement d'un bloc : schéma de Hill.

Dans le cas d'une couche illimitée en largeur, le problème a été étudié [6], qu'il y ait ou non frottement au contact avec l'assise rigide. Les divers schémas d'écoulement utilisés dans ce cas pour la détermination de la charge limite sont représentés sur la figure 7.

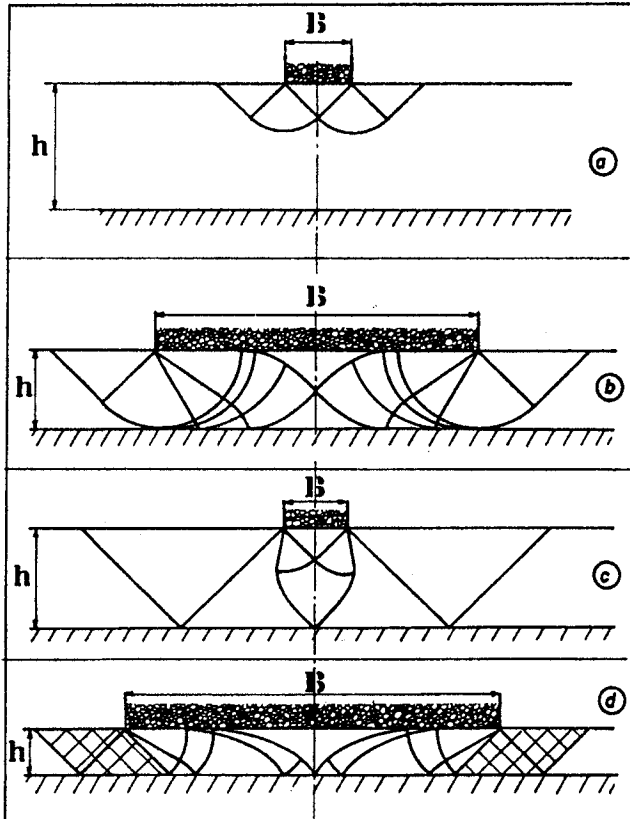


Fig. 7 - Poinçonnement d'un bicouche : schémas d'écoulement dans les cas d'interfaces rugueuses ou lisses.

Il n'est pas question, comme l'ont proposé certains auteurs, d'utiliser pour ce problème le mécanisme de Hill; on doit noter que même dans le cas de l'interface lisse lorsque le schéma c est applicable et qu'il y a affaiblissement de la force portante, on a toujours :

$$p_i(h/B) > p_i(h/B) \quad (9)$$

Les conditions pour que la charge limite p_i ait un intérêt pratique, sont les mêmes que dans les exemples précédents. Des appréciations de l'allure de la courbe de charge, basées sur des schémas grossiers, ont été faites par Ivkovic et Radenkovic [3] : l'idée fondamentale était d'utiliser un modèle de déformation élasto-plastique de la couche, dans lequel la déformation plastique du « bulbe » de la solution de Hill serait rendue possible par les déformations élastiques du reste du sol⁽²⁾; les calculs étaient faits en petite déformation; la courbe efforts-déformations ainsi obtenue présentait un changement de pente pour $p = p_i(h/B)$ (fig. 8).

Les résultats fournis par ce type de schématisation, au prix de calculs encore lourds, sont assez réduits et il semble qu'il vaudrait mieux, avec les moyens de calcul actuels, traiter le problème en utilisant directement le schéma élasto-plastique, à partir d'un état raisonnable de contraintes initiales.

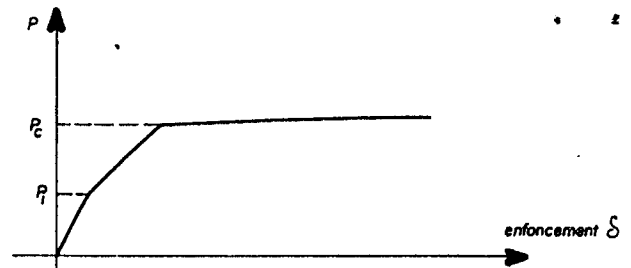


Fig. 8 - Poinçonnement d'un bicouche : courbe efforts-déformations schématique.

INFLUENCE DE LA COMPRESSIBILITE DANS LA PHASE AVANT LA RUPTURE

Les exemples donnés montrent que l'analyse basée sur les schémas élasto-plastiques peut apporter des résultats utiles, notamment en clarifiant certains traits du comportement avant la rupture.

Il ne faut pas perdre de vue toutefois, qu'il s'agit là d'un schéma qui est encore trop grossier pour permettre de traiter certains problèmes importants de la mécanique des sols. On sait bien que, même sous de faibles contraintes, les déformations des sols ne sont pas réversibles; des effets pouvant être décrits comme hypo-élastiques ou visqueux, selon

(1) Le problème exact étant plutôt celui du poinçonnement symétrique d'un bloc d'épaisseur $2h$.

(2) On peut noter à ce propos que Vyalov [14], utilisant cet argument, en déduit que $p_i(h/B)$ est la charge limite à prendre en compte dans le cas d'une couche de sol reposant sans frottement sur une assise rigide !

les cas, interviennent toujours. En particulier, la compressibilité, variable avec la déformation, peut jouer un rôle essentiel; il en résulte une sorte d'écroutissement qui n'a jamais été étudiée, sauf peut-être dans des idéalizations extrêmes, comme le matériau bloquant de Prager [8].

Pour des matériaux très compressibles, l'allure de la courbe de charge sous une fondation s'écarte complètement du coude théorique, qui correspond à la rupture du corps rigide-plastique (« rupture locale » de Terzaghi); mais le schéma élasto-plastique ne convient guère mieux, lorsqu'il s'agit de très grandes déformations dans une zone localisée sous le poinçon dues au compactage. Dans ce cas, la déformation est accompagnée d'une variation brusque des caractéristiques mécaniques (en fonction de la densité). Quel que soit le schéma adopté, les calculs auraient à tenir compte de la grande déformation et de cette variation des propriétés mécaniques.

Dans le problème de la résistance à l'enfoncement sous la pointe d'un pieu, on rencontre en quelque sorte le phénomène opposé. Les contraintes sous la pointe des pieux expérimentaux peuvent atteindre des valeurs (de l'ordre de grandeur de 300 bar pour le sable [13]) qu'il est difficile d'expliquer par un mécanisme quelconque basé sur le schéma élastique parfaitement plastique, ou même en tenant compte d'un « écroutissement » modéré. Dans la zone (ici aussi très localisée) sous la pointe du pieu, qui est fortement serrée, les propriétés mécaniques ont changé d'une manière importante avec une variation de la densité qui ne dépasse pas 20 % ce qui est faible du point de vue de la compressibilité (il y a enchevêtrement et concassage des grains dans les sables). Les expériences de routine habituelles ne sont évidemment pas adaptées à l'étude de ce genre d'écroutissement.

Les cas mentionnés ici, et bien d'autres, sont connus dans la pratique de l'ingénieur, mais les interprétations théoriques manquent, et il ne semble pas qu'on puisse les avoir bientôt.

CONCLUSION : CHARGE LIMITE ET EQUILIBRE ELASTO-PLASTIQUE

L'examen précédent permet au moins de dégager les hypothèses principales de la validité du schéma rigide-plastique que l'on utilise en mécanique des sols pour l'étude des conditions de la rupture.

Pour que l'utilisation du schéma rigide parfaitement plastique ait un sens du point de vue pratique il faut que, pour le problème posé, la ruine se produise pour la même valeur de la charge si l'on considère le sol élasto-plastique « réel » ou le sol rigide parfaitement plastique.

Considérons l'ouvrage sur un sol idéal qui serait rigide parfaitement plastique et suivons un processus de chargement croissant; on sait qu'il existe un chargement pour lequel des déformations non nulles deviennent possibles : l'écoulement du sol rigide-plastique commence. C'est ce chargement que l'on convient d'appeler charge limite; l'étude de ses propriétés, ainsi que des procédés de détermination, est l'objet de la théorie des charges limites.

Suivons maintenant le chargement d'un sol élasto-plastique, on peut définir pour celui-ci l'apparition de l'écoulement plastique libre : elle correspond au moment où les zones plastifiées sont suffisamment étendues pour que des déformations deviennent possibles qui ne sont plus limitées par celles des zones élastiques. On démontre [5] que si les déformations de la structure élasto-plastique restent petites jusqu'à l'apparition de l'écoulement libre et si l'écroutissement peut alors être considéré comme nul, la charge, correspondant à l'écoulement plastique libre commençant du sol élasto-plastique, est identique à la charge limite définie à partir du modèle rigide-plastique. Celle-ci présente alors un intérêt pour l'ingénieur puisqu'elle correspond pratiquement à la charge pour laquelle des déformations inadmissibles apparaissent.

Bien souvent la vérification des conditions, indiquées plus haut, présente quelques difficultés, surtout quant à la limitation à la petite déformation qui fait intervenir à la fois les caractéristiques élastiques et plastiques, la géométrie de la structure et son mode de chargement. Dans un grand nombre de cas, ce n'est que par une étude du problème élasto-plastique que l'on pourra savoir si la charge limite, définie à partir du schéma rigide-plastique, a une signification pour le sol réel, c'est-à-dire un *intérêt pratique quelconque*.

L'étude élasto-plastique rigoureuse est évidemment difficile à faire, et c'est d'ailleurs en raison même de ces difficultés que l'on introduit le schéma rigide-plastique. L'exemple que nous avons donné au paragraphe « Expansion de la cavité sphérique dans un milieu élasto-plastique » est un des rares cas qui ont pu être traités totalement en raison de la simplicité de leur géométrie.

On simplifie souvent le problème en effectuant la résolution élasto-plastique sans tenir compte des changements de géométrie; mais même avec cette hypothèse, les difficultés restent encore importantes : outre les calculs, il faut citer la nécessité de connaître, de façon convenable, les contraintes initiales et le trajet de charge.

Dans la majorité des cas, la courbe effort-déformation présente une asymptote $p = p_c$, c'est-à-dire que la condition sur la petitesse des déformations jusqu'à l'apparition de l'écoulement libre n'est pas vérifiée; mais si on constate que la courbe de charge « colle » très vite à son asymptote (par exemple 95 % p_c correspondent à une déformation encore négligeable), la schématisation rigide-plastique est quand même justifiée, et l'on peut légitimement associer rupture et équilibre limite; par contre, s'il n'en est pas ainsi, qu'il s'agisse d'un comportement élasto-plastique ou bien qu'il soit nécessaire d'envisager un schéma encore plus complexe, l'étude de la phase avant la rupture prend toute son importance.

Enfin, il ne faut pas perdre de vue que, pour l'ingénieur, les déformations cessent d'être admissibles avant de devenir infinies! Il en résulte une différence essentielle entre la charge limite, quand elle a un sens physique, et une charge critique telle que p_c rencontrée au paragraphe « Expansion de la cavité sphérique dans un milieu élasto-plastique » pour le problème de la cavité : pour l'ingénieur, p_c est bien supérieure à la charge d'apparition des déformations inadmissibles.

Après cette analyse critique disons pour conclure que le schéma rigide-plastique, et le calcul de charge limite qui lui correspond, à condition d'être correctement employé, reste pour l'ingénieur un outil capable de lui donner les renseignements les plus utiles.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] BISHOP J.F.W., On the complete solution to problems of deformation of a plastic rigid material, *J. Mech. Phys. Sol.* 2, 1, p. 43 (1953).
- [2] HILL R., The mathematical theory of plasticity, Clarendon Press (Oxford, 1950).
- [3] IVKOVIC M. et RADENKOVIC D., Application de la théorie de la plasticité à la détermination des forces portantes (en serbe), *GLAS Acad. Serbe Sc.*, 237, *Sc. techn.* 4 (1957).
- [4] LEE C.H. et KOBAYASHI S., Elasto-plastic analysis and axisymmetric flat punch indentation by the finite element method, *Int. J. Mech. Sc.* 12, p. 349-370 (1970).
- [5] MANDEL J., *Cours de mécanique des milieux continus*, Gauthier-Villars (Paris, 1966).
- [6] MANDEL J. et SALENÇON J., Force portante d'un sol sur une assise rigide, *Géotechnique*, 22, 1, p. 79-83 (1972).
- [7] NADAI A., *Plasticity*, Mc Graw Hill (New York, 1931).
- [8] PRAGER W., On ideal locking materials, *Trans. Soc. Rheol.*, 1, p. 169-175 (1957).
- [9] SALENÇON J., Expansion d'une cavité en milieu élasto-plastique, *Ann. P. et Ch.* 3 (1966).
- [10] SALENÇON J., La théorie des charges limites dans la résolution des problèmes de plasticité en déformation plane, *thèse Dr. Sc.* (Paris, 1969).
- [11] SAYIR M. et ZIEGLER H., Zum Prandtlischen Stampelproblem, *Ing. Arch.* 36, 5, p. 294 (1968).
- [12] SHIELD R.T., *J. Appl. Mech.*, 21, p. 193 (1954).
- [13] TCHENG Y., Fondations profondes en milieu pulvérulent à diverses compacités, *Ann. ITBTP*, p. 333 (mars-avril 1966).
- [14] VYALOV S.S., Bearing capacity of a weak soil layer with underlying rigid base, *Proc. ASCE 3rd As. Conf. Soil Mech.*, Haïfa, 1, p. 245 (1967).