

# REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

AVEC LA PARTICIPATION DES COMITÉS FRANÇAIS DE  
MÉCANIQUE DES SOLS  
MÉCANIQUE DES ROCHES  
GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR

N° 32

110 F

3<sup>e</sup> TRIMESTRE 1985

**P**resses de l'école nationale des  
Ponts et chaussées



# REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N° 32

3<sup>e</sup> TRIMESTRE 1985

## sommaire

|                                                                                                                                                |          |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------|
| phénomènes vibratoires dans les colonnes pétrolières, application au calcul du volume des cavités souterraines<br><b>P. Berest</b>             | 5 - JPN  |
| abattage d'une falaise instable en site urbanisé<br><b>J.-J. Tritsch - R. Schwartzmann - C. Le Bouar</b>                                       | 19 - JPN |
| essai de chargement d'une fondation superficielle sur une pente d'éboulis<br><b>J.P. Aste - Y. Guerpillon</b>                                  | 29 - JPN |
| auscultation de la digue de Lavours (aménagement du Haut-Rhône)<br><b>A. Comtet - B. Memier</b>                                                | 47 - JPN |
| modèle de comportement du sable au cisaillement dans un état tridimensionnel de contrainte et de déformation<br><b>S. Chaffois - J. Monnet</b> | 59 - JPN |
| exemple de rupture de fondations ancrées par tirants précontraints<br><b>T.R.A. Sanglerat - G. Sanglerat</b>                                   | 71 - JPN |
| informations                                                                                                                                   | 81       |



# phénomènes vibratoires dans les colonnes pétrolières application au calcul du volume des cavités souterraines

vibratory phenomena in oil drill holes  
application to the calculation of the volume  
of underground cavities

P. BEREST

Directeur de recherche au Laboratoire de Mécanique des Solides  
Ecole Polytechnique\*

## Résumé

On rencontre très souvent la situation suivante: une cavité souterraine, naturelle ou artificielle, n'est accessible depuis la surface du sol que par un sondage. La cavité peut être un vide d'origine karstique ou créé par la dissolution du gypse, une cavité de stockage d'hydrocarbures, une carrière souterraine abandonnée, une fracture hydraulique, etc. La cavité et le sondage sont remplis d'un fluide qui peut être de l'eau, de l'air, de la saumure, des hydrocarbures, etc.

Il est utile de disposer d'informations sur les dimensions, le volume de cette cavité; mais l'accès direct à la cavité est impossible puisque le sondage est un « capillaire » très long et relativement étroit. Ainsi, les informations souhaitées ne peuvent souvent être acquises qu'au moyen d'appareils délicats et coûteux. On propose dans cet article d'utiliser un renseignement pratiquement gratuit, à savoir la période des vibrations naturelles de la masse fluide observable en tête de puits, pour en déduire certaines informations sur le volume de la cavité souterraine.

## Abstract

*Quite often natural or artificial underground cavities are not accessible, but through a drill hole of small diameter. The cavities can be hydrocarbon storage caverns, hydraulic fractures, karstic voids etc. The cavity and the drill hole are filled with fluid (water, air, mud, brine, hydrocarbons, etc.)*

*As for direct access to the cavity is impossible, informations on the volume and shape of the cavern must be obtained through sophisticated and expensive devices. We suggest in this paper to use a free information, namely the period of the natural vibration of the fluid which can be easily measured at the well head.*

*The theoretical bases of such an approach, are precised, in the very distinct cases of an open shaft and a closed shaft. In each case, a real example offers the possibility of evaluating the interest of the method.*

\* 91128 Palaiseau cedex.

## 1. Présentation du problème

On distinguera (fig. 1):

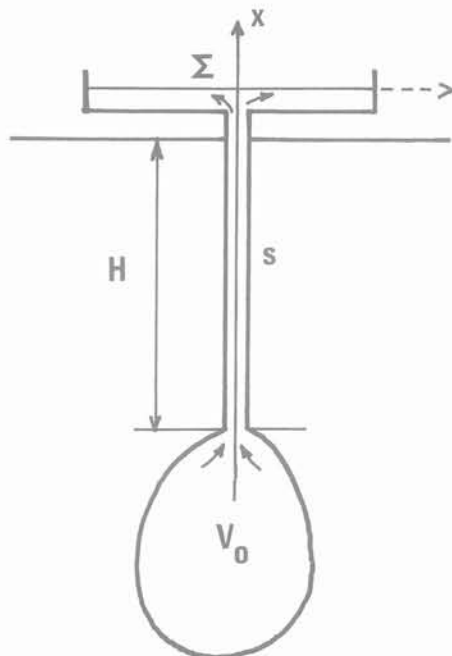


Fig. 1. — Schématisation du problème.

- Le sondage, de longueur H (typiquement, mille mètres), de section s (par exemple 250 cm<sup>2</sup> pour un diamètre de 7''5/8). Dans cet exemple, le volume contenu dans le sondage est de l'ordre de 25 m<sup>3</sup>.

- La cavité proprement dite, de volume V<sub>0</sub> très grand par rapport à celui du sondage, par exemple supérieur à 1 000 m<sup>3</sup>.

- On complète le système précédent en faisant déboucher le sondage en surface dans un récipient de section Σ très grande par rapport à la section du sondage (par exemple, supérieure à un mètre carré). L'intérêt de ce dispositif, qui n'est nécessaire que lorsque la cavité contient du liquide, sera justifié plus loin.

A l'équilibre, la distribution de pression et de température dans le fluide a la forme suivante:

$$P_0 = -\rho_0 g x \quad T = T_0 \quad (1)$$

où  $\rho_0$  est la masse volumique du fluide à l'équilibre,  $g$  l'accélération de la pesanteur,  $x$  la cote d'un point comptée depuis le niveau d'équilibre du fluide dans le récipient. Les deux relations (1) constituent une approximation, qui pourrait être corrigée en tenant compte de l'existence du gradient géothermique et de la variation de la masse volumique avec la température et la pression. Cette correction n'affecterait pas sensiblement les résultats ultérieurs.

On considère par la suite de petits mouvements au voisinage de la position d'équilibre. On introduit donc les notations:

$$\begin{aligned} P &= P_0 + P' \text{ pression (Pa)} \\ T &= T_0 + T' \text{ température (°K)} \\ \rho &= \rho_0 + \rho' \text{ masse volumique (kg/m}^3\text{)} \\ V &= V_0 + V' \text{ volume (m}^3\text{)} \\ v &= \text{vitesse (m/s)} \\ Q &= sv \text{ débit (m}^3\text{/s)} \end{aligned}$$

où  $P'$ ,  $T'$ ,  $\rho'$ ,  $V'$ ,  $v$ ,  $Q$  sont des quantités supposées très petites.

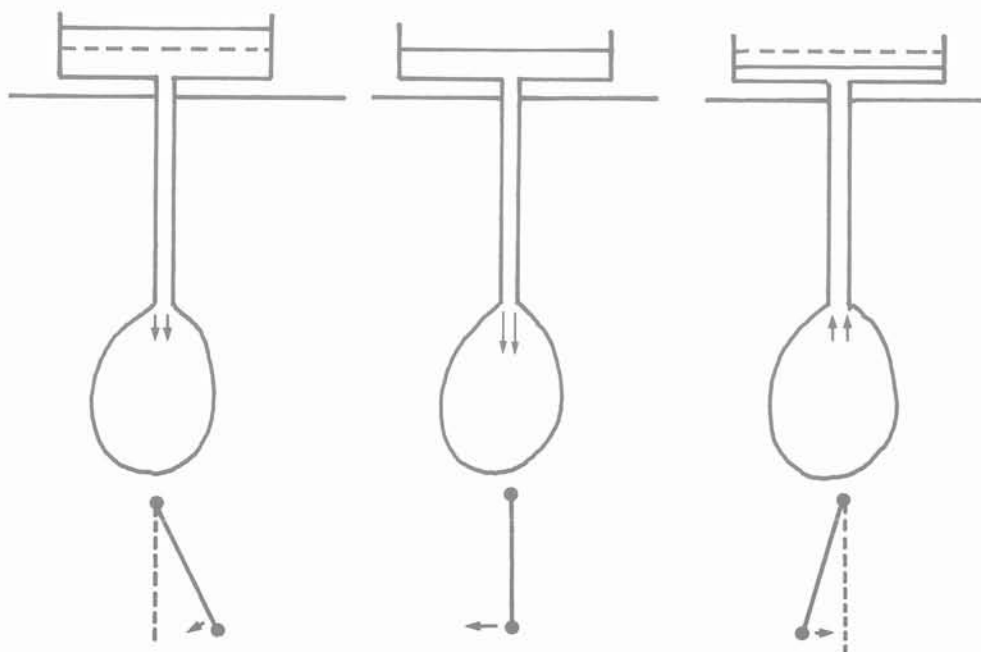


Fig. 2. — Oscillations naturelles de l'ensemble cavité-sondage-récipient.

Les petits mouvements peuvent être décrits comme suit (fig. 2): alternativement, la cavité contient un léger excès de fluide (la surface libre dans le récipient est alors sous le niveau d'équilibre) ou un léger déficit de fluide (la surface libre dans le récipient est alors au-dessus du niveau d'équilibre). Il se produit donc, à travers le sondage, un échange de fluide entre la cavité et le récipient. Ce mouvement possède un caractère périodique; on va établir par la suite la valeur de cette période.

## DÉTERMINATION DE LA PÉRIODE DES MOUVEMENTS DANS UNE CAVITÉ OUVERTE

### 2. Compressibilité du fluide

La masse volumique, la pression et la température d'un fluide sont liées par une équation d'état. Dès lors qu'on considère des variations très petites de ces quantités au voisinage d'un équilibre  $\rho_0$ ,  $P_0$ ,  $T_0$  on peut admettre une relation de la forme:

$$\rho' = \rho_0 (\beta_0 P' - \alpha T')$$

Par exemple, pour l'eau dans les conditions ordinaires de pression et température, on a pour ordre de grandeur:

$$\rho_0 = 1\,000 \text{ kg/m}^3, \beta_0 = 5 \cdot 10^{-4} / \text{MPa}, \alpha = 4 \cdot 10^{-4} / ^\circ\text{C}.$$

On considérera dans un premier temps que le fluide est parfait, c'est-à-dire sans viscosité ni conduction thermique. Les mouvements sont alors adiabatiques; on dispose donc d'une relation supplémentaire (J. Mandel, 1966):

$$C_v T' - \frac{\alpha T_0}{\beta_0 \rho_0^2} \rho' = 0$$

où  $C_v$  est la chaleur spécifique à volume constant. Par élimination de  $T'$  on obtient une relation entre  $\rho'$  et  $P'$  que l'on note:

$$P' = \rho' C_0^2 \text{ ou } \rho' = \rho_0 \beta_F P'$$

$$\text{avec } C_0^2 = (1 + \frac{\alpha^2 T_0}{\beta_0 \rho_0 C_v}) / \beta_0 \rho_0 \text{ ou}$$

$$\beta_F = \beta_0 / (1 + \frac{\alpha^2 T_0}{\beta_0 \rho_0 C_v})$$

Cette relation traduit la compressibilité (adiabatique) du fluide. La relation de compressibilité isotherme, soit  $\rho' = \beta_0 \rho_0 P'$ , est incorrecte pour l'application envisagée. Elle introduit une erreur importante dans le cas des gaz, faible dans le cas de l'eau, aux températures ordinaires, sensible pour d'autres liquides (J. Mandel, 1966; M. Rapinat, 1982).

La constante  $C_0$  est appelée «vitesse du son». Son ordre de grandeur est le suivant:

$$\begin{aligned} \text{eau } C_0 &= 1\,435 \text{ m/s à } 8^\circ\text{C} \\ \text{saumure } C_0 &= 1\,800 \text{ m/s (environ)} \\ \text{air } C_0 &= 330 \text{ m/s à } 0^\circ\text{C} \end{aligned}$$

Ces valeurs sont susceptibles de variations importantes avec la température.

### 3. Conservation de la masse

La masse de fluide contenue à un instant donné dans la cavité est:

$$m(t) = \rho V$$

Toute variation de la masse contenue dans la cavité doit être équilibrée par un mouvement de fluide dans le sondage. Le débit massique sortant de la cavité vers le sondage (compté positivement) ou entrant du sondage vers la cavité (compté négativement) est:

$$\rho s v \text{ ou } \rho Q.$$

D'où, compte tenu des conventions de signe:

$$\rho Q + \frac{d}{dt} (\rho V) = 0$$

La dérivée par rapport au temps de la masse contenue dans la cavité peut être développée comme suit:

$$\frac{d}{dt} (\rho V) = \dot{\rho} V + \rho \dot{V} \approx \dot{\rho} V_0 + \rho_0 \dot{V}$$

Les deux termes mis en évidence n'ont pas la même signification physique.

Le premier terme peut être transformé en utilisant les résultats du paragraphe 2:

$$\dot{\rho} V_0 = \frac{V_0}{C_0^2} \dot{P} = \rho_0 V_0 \beta_F \dot{P}$$

Il fait intervenir la compressibilité du fluide.

Le terme suivant peut être développé au premier ordre comme suit, en tenant compte de la petitesse de  $P$ :

$$\rho_0 \dot{V} = \rho_0 V_0 \beta_c \dot{P}$$

Il représente la compressibilité de la cavité elle-même, qui dépend:

- Des propriétés élastiques (adiabatiques, en principe, mais la distinction avec les propriétés isothermes est sans effet pratique pour un solide) du massif rocheux.

- De la forme de la cavité: par exemple, pour une cavité sphérique,

$$\beta_c = \frac{3}{2} \frac{1 + \nu}{E}$$

La relation de conservation de la masse s'écrit donc finalement:

$$\begin{aligned} Q + \beta V_0 \dot{P} &= 0 \\ \beta &= \beta_F + \beta_c \end{aligned}$$

On doit remarquer que le volume de la cavité et la compressibilité de l'ensemble fluide-cavité interviennent par le groupement  $\beta V_0$ ; sauf cas exceptionnel où l'on pourrait effectuer des essais en utilisant successivement divers fluides, un essai ne permettra que de déterminer la valeur de ce groupement. Si l'on cherche à déterminer le volume  $V_0$ , on doit garder à l'esprit qu'il

subsiste une certaine incertitude sur le coefficient  $\beta$ : si la compressibilité du fluide  $\beta_F$  peut être correctement appréciée, il n'en est pas de même en général du coefficient  $\beta_c$  qui représente la compressibilité de la cavité.

Dans certaines circonstances, le coefficient  $\beta_c$  est sensiblement plus petit que le coefficient  $\beta_F$ , de sorte que l'incertitude sur  $\beta_c$  est peu gênante, en termes relatifs. Tel est le cas, par exemple:

— Si le fluide est de l'air, très compressible, ou même un hydrocarbure, souvent plus compressible que l'eau.

— Si le module d'élasticité du massif est élevé par rapport à celui du fluide (2 000 MPa pour l'eau) et que l'on connaît a priori une forme régulière à la cavité (proche d'une sphère ou d'un cylindre). Lorsque la forme n'est pas proche d'une de ces géométries simples, le coefficient  $\beta_c$  peut au contraire être beaucoup plus grand que  $\beta_F$  (voir un exemple paragraphe 14).

Réciproquement, on peut envisager des applications dans lesquelles le volume (et la forme) de la cavité sont très bien connus, de même que la compressibilité du fluide. On peut alors chercher à déterminer les propriétés élastiques du massif, c'est-à-dire le coefficient  $\beta_c$ . Des exemples sont proposés au paragraphe 9.

#### 4. Equation du mouvement

Considérons le volume du fluide contenu dans le sondage. Nous supposons ce fluide incompressible (ceci peut sembler incohérent avec les hypothèses précédentes, mais sera justifié plus loin). En projection sur la verticale, le théorème d'Euler fournit l'égalité:

$$\rho_0 S H \frac{dv}{dt} = S(P_1 - P_2)$$

Si  $P_1$  et  $P_2$  sont les écarts à la pression d'équilibre respectivement au pied et au sommet du sondage (fig. 3);  $P_1$  n'est autre que l'écart à la pression d'équilibre dans la cavité, noté  $P'$  jusqu'ici.  $P_2$  est pratiquement égal à la variation du poids de la colonne de fluide surmontant le sommet du sondage. Cette variation résulte du mouvement de la surface libre dans le conteneur. Si l'instant zéro est un instant où la surface libre passe par sa position d'équilibre, on a:

$$P_2 = \rho_0 g \int_0^t \frac{Q(\tau) d\tau}{\Sigma}$$

Il vient donc en définitive:

$$\rho_0 H \frac{dQ}{dt} = S \left( P' - \rho_0 g \int_0^t \frac{Q(\tau) d\tau}{\Sigma} \right)$$

ou, de manière à s'affranchir du problème de l'instant initial:

$$\rho_0 H \frac{d^2 Q}{dt^2} = S \left( \dot{P} - \rho_0 g \frac{Q}{\Sigma} \right)$$

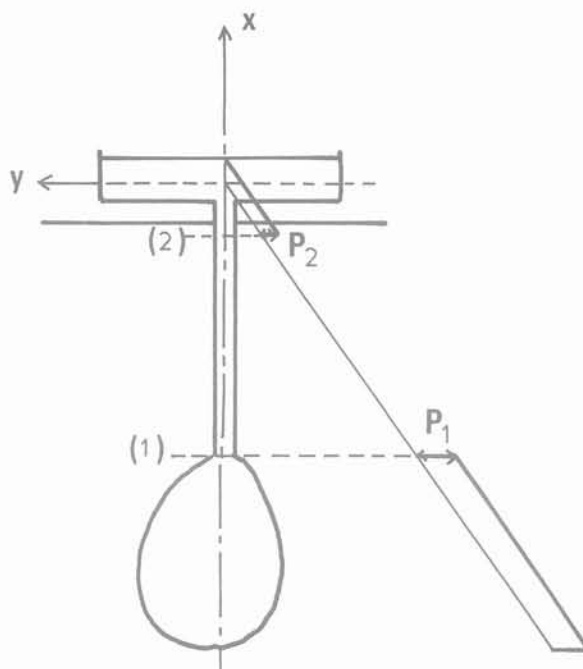


Fig. 3. — Pressions appliquées aux extrémités du sondage.

#### 5. Remarque sur la compressibilité du fluide dans le sondage

Dans le paragraphe 2, on a considéré comme essentielle la compressibilité de l'ensemble fluide-cavité, que l'on a prise en compte par la formule:

$$Q + \beta V_0 \dot{P} = 0$$

On pourrait donc penser qu'il y a lieu, de même, de tenir compte de la compressibilité du fluide dans le sondage en distinguant le débit  $Q$  venant de la cavité et le débit  $Q'$  sortant vers le conteneur. Pour une variation uniforme  $P$  de la pression du fluide dans le sondage, on aurait:

$$Q' - Q + \beta' V_1 \dot{P} = 0$$

où  $V_1$  est le volume du sondage et  $\beta'$  le coefficient de compressibilité de l'ensemble fluide-sondage, qui est assez peu différent du coefficient de compressibilité  $\beta$  de l'ensemble cavité-sondage.

On a par contre supposé que  $V_1 \ll V_0$ ; le fluide dans le sondage est donc d'un point de vue global, beaucoup plus «raide» que le fluide dans la cavité. Une analogie (voir fig. 4) peut être trouvée dans un ensemble de deux ressorts en série de raideur très contrastée ( $E_1 \gg E_0$ ): lorsqu'on écarte A de la position d'équilibre, le mouvement ultérieur de ce point (sa période) ne dépend pratiquement que de la raideur du ressort le plus mou, le ressort raide se comportant pratiquement comme un corps solide. Il est intéressant de noter qu'au contraire, si le point A du ressort raide est fixe, c'est le ressort raide qui détermine pratiquement la période du mouvement de B. L'analogie doit ici être effectuée avec le cas d'une cavité fermée en tête de puits, que nous évoquerons plus loin.

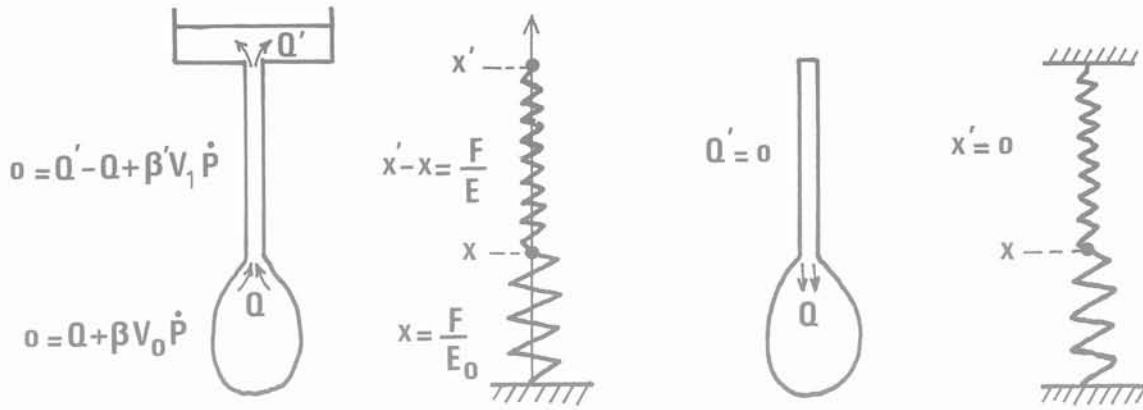


Fig. 4. — Raideurs respectives de la cavité et du sondage.

## 6. Résolution du système

Les relations déterminées aux paragraphes 3 et 4 (conservation de la masse et équation du mouvement), soit :

$$Q + \beta V_0 \dot{P} = 0$$

$$\rho_0 H \ddot{Q} = S \dot{P} - \rho_0 g \frac{s}{\Sigma} Q$$

permettent par élimination de la quantité  $\dot{P}$  d'obtenir :

$$\ddot{Q} + \omega_0^2 Q = 0$$

$$\text{avec } \omega_0^2 = \frac{s}{H} \left( \frac{1}{\rho_0 \beta V_0} \right) + \frac{g}{\Sigma}$$

Il est intéressant de discuter la valeur de  $\omega_0$  dans une application numérique réaliste ; on prendra le cas d'une cavité remplie de saumure, décrite au paragraphe 8 :

$$\begin{aligned} H &= 930 \text{ m} \\ V_0 &= 7\,500 \text{ m}^3 \\ \rho_0 &= 1\,200 \text{ kg/m}^3 \\ \beta &= 4 \cdot 10^{-10} \text{ Pa}^{-1} \\ s &= 2,5 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2 \\ g &= 9,8 \text{ m/s}^2 \\ \Sigma &= \text{quelques m}^2 \end{aligned}$$

Le coefficient  $\beta$  a été estimé au moyen de nombreux essais de compressibilité statiques (Boucly, 1982). Le volume  $V_0$  a été obtenu par une mesure sonar, corrigée pour tenir compte de la saumure dans laquelle baignent les insolubles sédimentés dans le fond de la cavité.

Il est facile de vérifier que  $g/\Sigma$  est négligeable devant  $1/\rho_0 \beta V_0 = 277 \text{ m}^{-1} \text{s}^{-2}$  dès que  $\Sigma$  est de l'ordre de plusieurs mètres carrés.

Si le récipient n'avait pas été disposé en surface (fig. 5), il serait nécessaire de remplacer  $\Sigma$  par  $s$  dans la relation donnant  $\omega_0$ . Alors, si le volume de la cavité est assez grand (par exemple  $V_0 > 200\,000 \text{ m}^3$ , les autres données étant inchangées) c'est au contraire  $1/\rho_0 \beta V_0$  qui serait négligeable devant  $g/\Sigma$ . Dans ce cas le système se comporterait comme un pendule simple de même longueur que le sondage :

$$T = \frac{2\pi}{\omega_0} = 2\pi \sqrt{\frac{H}{g}}$$

On ne tirerait alors de la mesure de la période qu'une estimation de la grandeur  $H$ , par ailleurs précisément connue. Cette période serait de l'ordre de 61 secondes. Au contraire, le récipient disposé en surface lie la période au volume de la cavité, et permet donc d'attendre des enseignements plus utiles de la mesure de la période en surface. Dans le cas considéré, en négligeant  $g/\Sigma$ , il vient  $\omega_0 = 1/12$  par seconde ; la

période attendue doit donc être de l'ordre de  $\frac{2\pi}{\omega_0} =$

73 secondes. Cette valeur est assez grande et appelle quelques commentaires :

— Ce type de phénomène n'a pas été observé jusqu'ici parce que sa période est trop longue pour qu'il puisse attirer facilement l'attention.

— Cette période étant longue se prête bien à une mesure précise par des moyens relativement rustiques.

— Cette période, enfin, est assez longue pour se distinguer nettement de la période d'autres phénomènes vibratoires, tels que les ondes stationnaires dans la cavité ou le sondage dont la période est de l'ordre de grandeur du quotient de la plus grande dimension par la célérité des ondes dans le fluide, soit l'ordre de grandeur de la seconde.

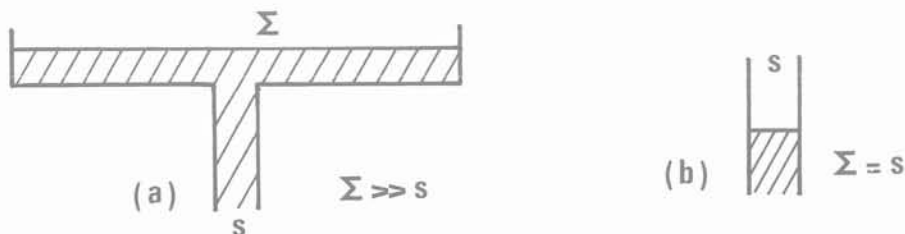


Fig. 5. — Rôle du récipient de surface.

## 7. Prise en compte de l'amortissement

L'hypothèse du fluide parfait (sans viscosité) a permis de dégager certaines caractéristiques des petits mouvements. Toutefois, comme on a en vue l'interprétation d'essais réels, on doit corriger la solution obtenue en tenant compte de l'amortissement du mouvement provoqué par la dissipation visqueuse. Notre intention n'est pas de prévoir précisément cet amortissement mais d'en déterminer l'ordre de grandeur afin de sélectionner les conditions d'essai optimales. Le facteur prépondérant d'amortissement est le sondage lui-même: la vitesse d'un fluide réel ne peut être uniforme dans une section, car elle doit s'annuler à la paroi. Il en résulte une dissipation dans la couche de liquide voisine de la paroi où le gradient de la vitesse est important. Le mouvement périodique étant assez lent, il paraît légitime d'utiliser à chaque instant la formule de Poiseuille, relative à un écoulement à débit constant. L'équation différentielle vérifiée par le débit doit alors être corrigée de la manière suivante:

$$\ddot{Q} + 2\lambda\dot{Q} + \omega_0^2 Q = 0$$

$$\text{avec } \lambda = \frac{4\nu\pi}{s}$$

$\nu$  étant la viscosité cinématique, qui est pour la saumure de l'ordre de  $\nu = 2.10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  pour une température de l'ordre de  $20^\circ\text{C}$ . Toutefois, la formule de Poiseuille ne s'applique correctement que pour un nombre de Reynolds inférieur à 2 000:

$$R = \frac{2Q}{\nu \sqrt{\pi s}} < 2\,000$$

Il est donc nécessaire pour que l'équation différentielle précédente soit valide que le débit reste inférieur à  $0,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ . Le débit maximum est lié à la pression maximale par la relation  $Q_{\max} = \beta V_0 \omega_0 P_{\max}$ ; il est donc souhaitable, pour que le flot de saumure reste laminaire et que la formule de Poiseuille s'applique, que l'amplitude des variations de pression soit inférieure à 2 000 Pa (soit 20 millibars). On constate donc que des sollicitations très faibles sont souhaitables. Sous ces conditions, on sait que l'équation différentielle admet une solution pseudo-périodique si  $\lambda < \omega_0$ . Plus précisément la pseudo-période n'est autre que  $2\pi/\omega_0$ , comme en l'absence d'amortissement, lorsque  $\lambda = 10^{-3} \text{ s}^{-1}$  et  $\omega = 1/12 \text{ s}^{-1}$ .

## 8. Essai à Etrez (Ain) dans une cavité de Gaz de France

Les expériences ont été réalisées sur une cavité du site de stockage de Gaz de France à Etrez. Cette cavité résultait du lessivage contrôlé d'une couche de sel. Ses caractéristiques essentielles ont été données au paragraphe 6 et seront rappelées plus bas. Le volume de cette cavité était a priori connu, du fait du comptage du sel extrait. De plus, sa forme et son volume avaient été reconnus au moyen d'une sonde échométrique (sonar). Les conditions d'une vérification de l'efficacité de la méthode étaient ainsi présentes (fig. 6).

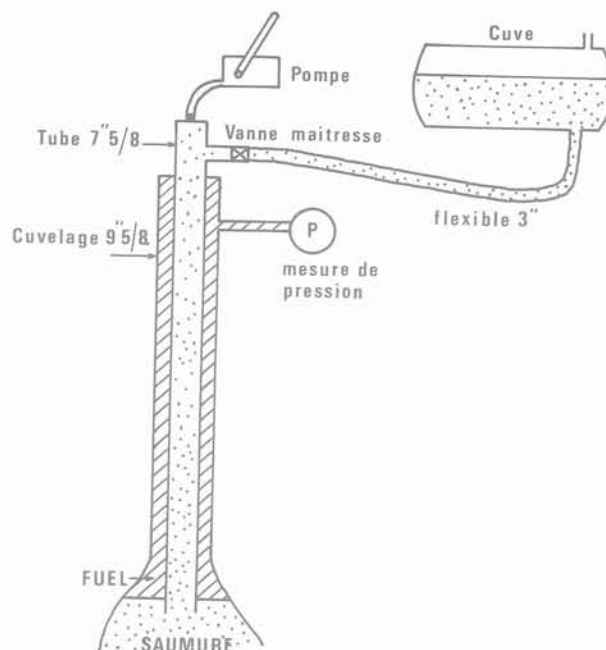


Fig. 6. — Schéma de principe de l'essai d'Etrez.

Le déséquilibre initial de pression était réalisé en fermant le sondage au moyen d'une vanne disposée sur la tête de puits, puis en injectant quelques dizaines de litres de saumure dans le sondage fermé, afin d'obtenir une surpression de l'ordre de 20 000 Pa (soit 200 mbar). Cette surpression, beaucoup plus faible que les surpressions provoquées par la circulation de fluide pendant le lessivage, ne peut évidemment provoquer de désordres dommageables à l'installation; on remarque qu'elle est supérieure à la valeur qui assure à l'écoulement un caractère laminaire; cette circonstance n'est pas très gênante, car l'amplitude des variations de pression est rapidement réduite par l'amortissement.

La mesure de l'évolution de la pression a été effectuée en profitant d'une circonstance favorable: pour des raisons qui tiennent à l'organisation de la lixiviation, le sondage comprend un tube central rempli de saumure et un annulaire rempli de fuel fermé à la surface; c'est dans cet annulaire que la pression a été mesurée au moyen d'un capteur de pression digiquartz. Une chaîne de saisie automatique de données permettait d'enregistrer des valeurs de la pression espacées de 1,5 s environ, soit un cinquantième de la période des oscillations.

L'intervalle de temps séparant deux mesures est ainsi suffisamment petit pour que les courbes obtenues soient très «lisses». Toutefois, cet intervalle est trop grand pour permettre un enregistrement correct des phénomènes périodiques engendrés par l'ouverture de la vanne dans le sondage lui-même, de fréquence beaucoup plus élevée et qui s'amortissent donc rapidement. Ces phénomènes expliquent l'existence de points de mesure disposés erratiquement au voisinage de la sinusoïde amortie dans les secondes qui suivent l'ouverture de la vanne. Ces phénomènes seront plus

amplement décrits dans les paragraphes ultérieurs; ils sont sans importance pour l'essai décrit.

Le «réceptif» de surface, dont on a expliqué la nécessité, était constitué d'une citerne dont les dimensions exactes, sans importance dès lors qu'elles sont assez grandes, n'ont pas été relevées. Le sondage était relié à la citerne par un tube flexible de quelques mètres de longueur et, malheureusement, de faible diamètre, ce qui a pu contribuer à un amortissement réel nettement supérieur à l'amortissement calculé. Néanmoins cet amortissement n'était pas suffisant pour altérer sensiblement le phénomène attendu.

La figure 7 reproduit la courbe enregistrée pendant un essai. La valeur absolue de la pression est assez élevée en tête de puits dans l'annulaire de fuel (elle est nulle en tête de puits dans le tube central en saumure) en raison de la différence de densité des deux liquides. La pseudo-période déduite d'une série d'essais analogues à celui présenté est remarquablement uniforme ( $74 \text{ s} \pm 0,5 \text{ s}$ ). Le volume déduit de la formule:

$$V_0 = \frac{\rho_0 \beta H}{s} \frac{4\pi^2}{T^2}$$

avec  $\rho_0 = 1\,200 \text{ kg/m}^3$

$s = 250 \text{ cm}^2$

$H = 930 \text{ m}$

$\beta = 4 \cdot 10^{-10} \text{ Pa}^{-1}$

est alors  $V_0 = 7\,750 \text{ m}^3$ ; on peut rapprocher cette valeur du volume estimé à partir d'une mesure de la forme de la cavité par sonar, qui était de  $7\,500 \text{ m}^3$ . On n'a pas tenté une estimation précise, trop délicate,

de l'incertitude sur la mesure. La mesure par sonar étant elle-même entachée d'une incertitude ( $\pm 5\%$ ), il était satisfaisant que l'écart entre les résultats des deux méthodes soit de l'ordre de  $3\%$ .

On pourra noter que, avant et pendant l'essai, la pression moyenne augmente de manière à peu près constante. Cette augmentation est liée à la variation de volume de la cavité par fluage et au réchauffement progressif de la saumure contenue dans la cavité (P. BEREST et al., 1979; B. HUGOUT, 1984).

## 9. Perspectives offertes par la méthode

La méthode n'a été appliquée qu'à un seul site réel; les résultats de l'essai ont montré un très bon accord avec d'autres méthodes. Néanmoins, certaines conditions favorables (cavité de forme régulière, massif présentant un module d'élasticité assez élevé) étaient réunies. La méthode proposée pourrait trouver d'autres applications intéressantes dans des situations réelles:

— Dans le cas des cavités remplies d'air, la compressibilité du massif est presque toujours faible devant celle du fluide, de sorte que l'incertitude majeure de la méthode serait éliminée. Toutefois, si l'on pense par exemple à la reconnaissance de vides de quelques mètres cubes derrière le revêtement de tunnels, on doit noter que les périodes seront considérablement raccourcies par rapport aux exemples précédents; les techniques de mesure seront sensiblement différentes. La recherche de la résonance au moyen d'une excitation extérieure pourrait être commode; l'analogie avec le résonateur de Helmholtz (Y. ROCARD, 1971) est évidente.

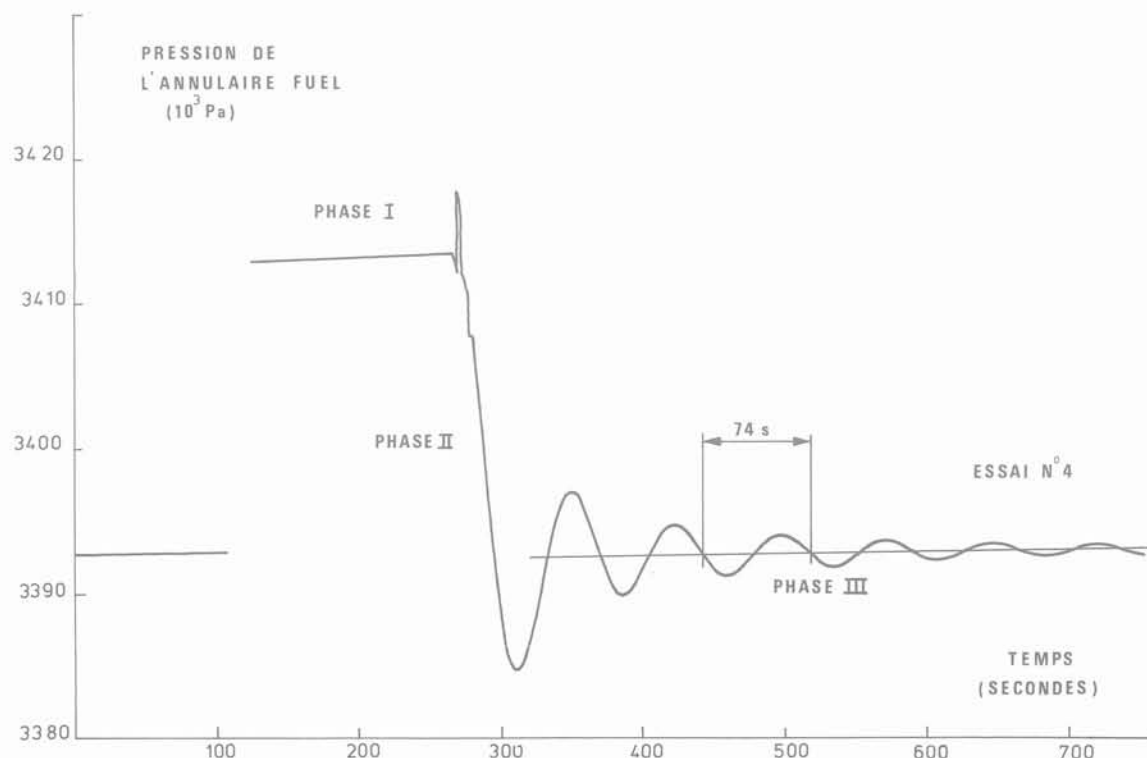


Fig. 7. — Pression en fonction du temps lors d'un essai à Etrez.

— Il est difficile de préciser l'intervalle de confiance relatif à une mesure sur une cavité. Par contre, il est vraisemblable que l'évolution du volume d'une cavité au cours du temps peut être appréciée assez précisément, l'ensemble des autres paramètres (y compris, à peu de choses près, la forme de la cavité) n'évoluant guère.

— Dans le cas d'une cavité creusée dans un milieu perméable, et dont la géométrie serait bien connue (découvert d'un forage pétrolier, par exemple) la méthode proposée permet d'accéder à une estimation de la compressibilité en place du milieu. Celle-ci est mal estimée par des essais de compressibilité classique (mesure de l'accroissement de pression provoqué par l'injection d'un volume connu de fluide) en raison de la filtration du fluide dans le massif. Dans l'essai proposé, la sollicitation en pression est périodique, de sorte que le débit filtrant dans le massif est réduit. Si l'écoulement dans le massif vérifie la relation de Darcy:

$$\frac{\partial P}{\partial t} = \chi \Delta P$$

le problème posé présente une forte analogie avec le problème des effets d'une température périodique à la paroi d'un massif (LANDAU et LIFSCHITZ, 1971). On trouve que les perturbations apportées par la perméabilité du massif sont petites si le paramètre  $\sqrt{\frac{\omega}{2\chi}}$  est grand vis-à-vis du rayon du sondage, ce qui doit être le cas dans la plupart des applications.

## DÉTERMINATION DE LA PÉRIODE DES MOUVEMENTS DANS UNE CAVITÉ « FERMÉE »

On envisage maintenant le cas où le sondage est fermé en tête, de sorte que l'ensemble cavité-sondage constitue un système fermé, au contraire du système précédent où le sondage est ouvert vers le conteneur. Les périodes du système fermé sont a priori beaucoup plus courtes que celles du système ouvert, selon les principes généraux de la mécanique des petits mouvements. Par ailleurs, ainsi qu'indiqué au paragraphe 4, on ne peut plus considérer que le fluide contenu dans le sondage est incompressible; au contraire, l'étude des petits mouvements dans le sondage est essentielle.

### 10. Petits mouvements dans le sondage

La relation de compressibilité du fluide établie au paragraphe 2:

$$P' = C_0^2 \rho' \quad \text{ou} \quad \rho' = \rho_0 \beta_F P'$$

demeure évidemment valable.

La conservation de la masse sera écrite dans deux

sections de cote  $x$  et  $x + \Delta x$  du sondage. Les flux massiques entrant ou sortant, soit:

$+ \{\rho s v\} (x + \Delta x), - \{\rho s v\} (x)$   
doivent équilibrer la variation de la masse contenue entre les sections, soit:

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho s \Delta x) + \{\rho s v\} (x + \Delta x) - \{\rho s v\} (x) = 0$$

Comme dans le cas de la cavité, on peut développer la dérivée par rapport au temps sous la forme:

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho s \Delta x) = \Delta x (S_0 \frac{\partial \rho}{\partial t} + \rho_0 \frac{\partial S}{\partial t})$$

La première dérivée,  $\frac{\partial \rho}{\partial t}$ , est relative à la compressibilité du fluide; la seconde dérivée,  $\frac{\partial s}{\partial t}$ , est relative à la compressibilité du massif (c'est-à-dire de l'ensemble tube métallique - cimentation - massif rocheux). Les mouvements étant petits, il est légitime de considérer que les variations de section sont proportionnelles à la variation de pression, comme supposé pour la cavité au paragraphe 2:

$$\frac{\partial s}{\partial t} = s_0 \beta_s \frac{\partial P}{\partial t}$$

Soit en faisant tendre  $\Delta x$  vers zéro:

$$(\beta_F + \beta_s) \frac{\partial P'}{\partial t} + \frac{\partial v}{\partial x} = 0$$

$$\text{ou} \quad \frac{\partial P'}{\partial t} + \beta_0 C^2 \frac{\partial v}{\partial x} = 0$$

$$\text{avec} \quad \frac{1}{C^2} = \frac{1}{C_0^2} + \beta_s \rho_0$$

Le système est complété par l'équation du mouvement (ou d'Euler)

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} + g$$

Dans l'hypothèse des petits mouvements, le terme quadratique en vitesse peut être négligé et, à la même approximation,  $\rho$  peut être assimilé à  $\rho_0$ ; compte tenu de  $P_0 = \rho_0 g x$ , il vient:

$$\rho_0 \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial P'}{\partial x} = 0$$

En éliminant  $P'$  entre l'équation d'Euler linéarisée et la relation de conservation de la masse il vient:

$$C^2 \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = 0$$

$$\frac{1}{C^2} = \frac{1}{C_0^2} + \beta_s \rho_0$$

On obtient une équation analogue pour  $P'$  et  $T'$ . L'équation obtenue est l'équation des ondes; mais on doit remarquer que dans un tube, la célérité  $C$  des ondes est inférieure à la célérité  $C_0$  des ondes planes dans un volume indéfini; cette circonstance tient à l'élasticité de la conduite, qui confère à l'eau contenue une compressibilité apparente supérieure à sa compressibilité théorique.

### 11. Solution générale de l'équation des ondes cas du «coup de bélier»

La solution générale de l'équation des ondes, précédemment établie, a la forme:

$$v(x,t) = \varphi_1(x - ct) + \varphi_2(x + ct)$$

Les fonctions  $\varphi_1$  et  $\varphi_2$  correspondent respectivement à une onde «montante» soit  $\varphi_1$  et à une onde «descendante» soit  $\varphi_2$ . La solution en pression s'en déduit immédiatement:

$$P' = \rho_0 C \varphi_1(x - ct) - \rho_0 C \varphi_2(x + ct)$$

Une solution particulièrement intéressante est donnée par le cas où, avant l'instant initial, soit  $t < 0$ , le sondage est le siège d'un écoulement d'eau à vitesse  $v_0$  constante. Une opération de fracturation hydraulique peut constituer l'exemple d'un tel écoulement. Si l'on ferme brutalement à l'instant  $t = 0$  une vanne en tête de puits, la vitesse de l'eau doit être nulle, à tout instant,  $t > 0$  au contact de cette vanne, soit en  $x = 0$ . Ainsi la fermeture de la vanne engendre une onde «descendante» qui annule derrière elle la vitesse du fluide:

$$v(x,t) = v_0 - v_0 Y(x + ct)$$

où  $Y$  est la fonction de Heaviside. La variation de la distribution de pression qui en résulte est, comme indiqué plus haut:

$$P(x,t) = \rho_0 C v_0 Y(x + ct)$$

Si le fluide contenu dans la conduite est de l'eau on a  $\rho_0 = 1\,000 \text{ kg/m}^3$ ,  $C_0 = 1\,300 \text{ m/s}$  donc, une fois tenu compte de l'élasticité de la conduite,  $C = 1\,000 \text{ m/s}$  (par exemple). Alors pour une vitesse de  $v_0 = 1 \text{ m/s}$  (c'est-à-dire, pour une section horizontale de  $250 \text{ cm}^2$ , un débit de  $90 \text{ m}^3/\text{h}$ ), l'amplitude de la variation de pression engendrée par l'onde «descendante» est de  $1 \text{ MPa}$ . Le phénomène peut être quelque peu altéré si la fermeture de la vanne n'est pas instantanée; néanmoins demeurera d'un point de vue qualitatif l'existence d'un «à coup» important de pression. Ce phénomène est appelé «coup de bélier».

### 12. Ondes stationnaires dans le sondage

Lorsque l'onde descendante atteint l'extrémité inférieure du sondage et pénètre dans la cavité, la distribution des vitesses se modifie de nouveau; une onde réfléchie (ascendante) est générée dans le sondage et des ondes sont générées dans la cavité, qui se réfléchissent à leur tour sur les parois. La suite du mouvement est difficile à suivre dans le détail; il acquiert rapidement les caractéristiques suivantes:

a. L'onde dans le sondage devient une somme d'onde stationnaires.

b. L'amortissement dans le sondage est d'autant plus fort que la fréquence est élevée [voir par exemple LANDAU et LIFSCHITZ, (1971)]. Ainsi, si l'onde est décomposée en série de Fourier, l'amortissement ne conservera une amplitude non négligeable que pour le terme correspondant à la période fondamentale, les termes de périodes sous multiples de la période

fondamentale s'amortissant beaucoup plus rapidement. Compte tenu de la condition  $v(x=0) = 0$  qui résulte de la fermeture de la vanne de tête de puits, les petits mouvements dans le sondage prennent la forme:

$$v = v_0 \cos(k\pi ct/2H) \sin(k\pi x/2H)$$

$$P = -\rho_0 C v_0 \sin(k\pi ct/2H) \cos(k\pi x/2H)$$

avec  $1 \leq k \leq 2$

(on n'a pas tenu compte dans ces formules de l'amortissement).

### 13. Période des ondes stationnaires et «raideur» de la cavité

A l'extrémité inférieure du sondage la vitesse et la pression de l'onde stationnaire sont reliés par la condition de compressibilité de la cavité mise en évidence au paragraphe 3:

$$Q + \beta V_0 \dot{P} = 0 \\ \text{en } x = -H$$

Compte tenu de la forme générale de l'onde stationnaire établie au paragraphe 10, cette dernière condition à la limite permet de préciser la valeur de la constante  $k$ :

$$\text{tg} \frac{k\pi}{2} + \frac{\rho_0 \beta C^2 V_0}{sH} \cdot \frac{k\pi}{2} = 0$$

Avec  $1 \leq k \leq 2$

Afin de simplifier la discussion, adoptons les notations:

$V_0 = V_c$ : volume de la cavité

$sH = V_s$ : volume du sondage

Alors

$$\gamma = \frac{\rho_0 \beta C^2 V_0}{sH} = \frac{V_c}{V_s} \cdot \frac{\beta_F + \beta_c}{\beta_F + \beta_s}$$

Avec ces notations, la condition à la limite relative au pied du sondage s'écrit:

$$\text{tg} \frac{k\pi}{2} + \gamma \frac{k\pi}{2} = 0$$

$1 \leq k \leq 2$

La discussion graphique est représentée sur la figure 8.

— Lorsque  $\gamma = 0$  (c'est-à-dire en l'absence de cavité, le sondage étant fermé aux deux extrémités) on a  $k = 2$  et le fluide vibre en «demi onde»; la période du mouvement est  $T = \frac{2H}{C}$  (fig. 9).

— Lorsque  $\gamma = \infty$  (c'est-à-dire que le volume de la cavité est très grand vis-à-vis du volume du sondage ou que la cavité est très peu «raide») on a  $k = 1$  et le fluide vibre en «quart d'onde»; la période du mouvement est  $T = \frac{4H}{C}$  (fig. 9).

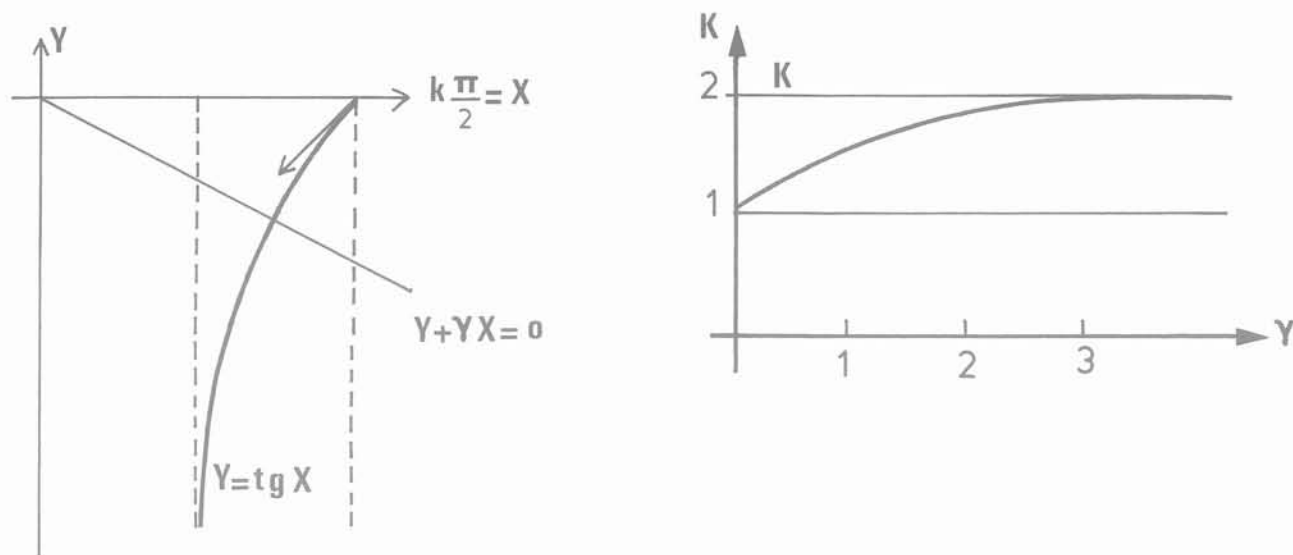


Fig. 8. — Solution de l'équation  $\operatorname{tg} \frac{k\pi}{2} + \gamma \frac{k\pi}{2} = 0$   
et fonction  $k = k(\gamma)$ .

— Lorsque  $0 < \gamma < \infty$ , on a  $1 < k < 2$  et la période du mouvement est comprise entre  $\frac{2H}{C} < T < \frac{4H}{C}$  (fig. 9). La fonction implicite  $k = k(\gamma)$  admet 2 pour asymptote lorsque  $\gamma \rightarrow \infty$ ; aussi dans un essai réel, la détermination de  $\gamma$  à partir de la mesure de  $k$  présente une bonne sensibilité lorsque  $\gamma$  est compris entre 0 et un ou deux.

On a constaté que  $\gamma$  dépend du rapport des volumes de la cavité et du sondage; aussi la méthode est-elle utile quand ces volumes sont du même ordre de grandeur (le volume du sondage est de  $25 \text{ m}^3$  pour

une profondeur de 1 000 mètres et une section de  $250 \text{ cm}^2$ , soit un diamètre de  $7''5/8$ ). Mais il faut de plus que les raideurs soient également du même ordre de grandeur. La compressibilité du fluide  $\beta_F$  est donnée (de l'ordre de  $5 \cdot 10^{-10} \text{ Pa}^{-1}$  pour l'eau). Il est mal aisé de connaître a priori la compressibilité du sondage  $\beta_S$  et la compressibilité de la cavité  $\beta_C$ . Elles dépendent de la forme et de la nature du ou des matériaux qui composent le massif environnant. Quoiqu'on ne puisse déterminer exactement  $\beta_S$  a priori, la géométrie du sondage et les caractéristiques mécaniques du tubage métallique sont bien connues: dans la pratique,  $\beta_S$  est sensiblement inférieur à  $\beta_F$  (dans le cas de l'eau, de la saumure, et a fortiori de l'air).

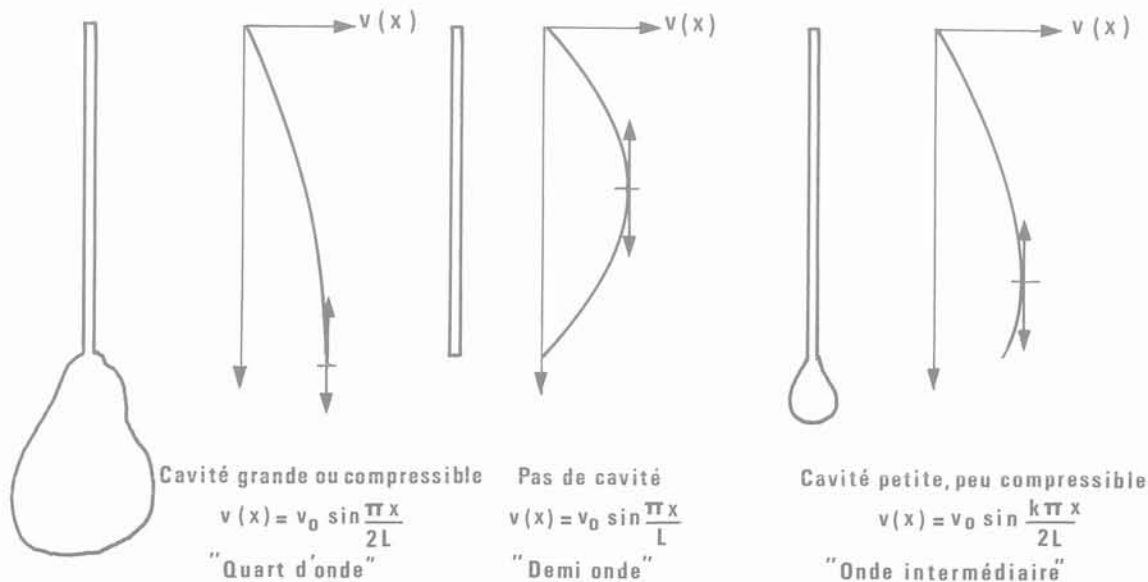


Fig. 9. — Relation entre la cavité  
et la période fondamentale dans la cavité.

Par contre la compressibilité de la cavité  $\beta_c$  dépend de la nature du massif rocheux, et surtout de la géométrie de la cavité. Cette difficulté existait déjà dans le cas de la cavité ouverte (voir paragraphe 2) mais elle est plus importante ici compte tenu des applications qui seront envisagées par la suite.

#### 14. Cas d'une fracturation hydraulique

La fracturation hydraulique constitue une application intéressante des calculs précédents. En effet, les dimensions de la fracture croissent au cours de l'opération de fracturation depuis zéro jusqu'à de très grandes valeurs, les autres paramètres étant inchangés. On peut espérer suivre cette évolution en mesurant la période des vibrations naturelles de l'ensemble sondage-fracture. On est bien sûr dans le cas de la «cavité fermée» puisque une assez forte pression doit être maintenue en tête de puits pour tenir ouverte la fracture.

Considérons la schématisation classique d'une fracture par le modèle «penny-shaped». Dans ce modèle, la fracture possède une symétrie de révolution autour d'un axe oz; la section par un plan méridien est une ellipse d'excentricité proche de 1 dont l'équation est:

$$\eta(r) = \frac{2aP}{E} \sqrt{1 - \frac{r^2}{a^2}}$$

a, rayon de la fracture; P pression du fluide dans la fracture; E module d'élasticité du matériau. Le volume d'une telle fracture est  $V = \frac{2P}{E} \cdot \frac{4}{3} \cdot \pi a^3$ . La relation de compressibilité de l'ensemble fluide et fracture est alors:

$$Q = \frac{8}{3} \pi a^3 \frac{1 + \frac{\beta_F P_0}{2}}{E} \dot{P}$$

Dans ce cas, la part de la compressibilité du fluide est négligeable (au contraire de ce qui était envisagé au paragraphe 2) puisque  $\beta_F P_0$  est très petit devant 1. Le coefficient envisagé au paragraphe 13 vaut dans ce cas:

$$\gamma = \frac{\frac{8}{3} \pi a^3 / E}{V_s} \frac{1}{\beta_F + \beta_S}$$

On a dit que la méthode serait sensible tant que  $\gamma$  n'est pas beaucoup plus grand que 1. Comme  $\frac{1}{E}$  et

$\beta_F + \beta_S$ , compressibilités du massif et du sondage, sont du même ordre de grandeur, il faut que  $V_s$  (volume de sondage, soit 25 m<sup>3</sup> dans les applications précédentes) soit de l'ordre de grandeur du volume de la sphère qui a même rayon que la fracture: la méthode ne permet donc de suivre l'évolution d'une fracture que lorsque son rayon n'excède pas un petit nombre de mètres. Son intérêt éventuel dans le cas de la fracturation hydraulique est donc limité à la phase d'initiation de la fracture.

#### 15. Exemple de la fracturation de Haute Deules

Le 23 décembre 1982, l'Institut Français du Pétrole réalisait sur le puits HD 20 de Haute Deules une fracturation hydraulique. Le liquide de fracturation était de l'eau. La partie découverte du sondage était situé entre 1 123 mètres et 1 133 mètres de profondeur. La complémentation comportait un tube central en acier,  $E' = 2.10^{11}$  Pa,  $\nu = 0,3$ , de diamètre intérieur 99,6 mm et diamètre extérieur 114,3 mm. Le cuvelage en acier avait pour diamètre intérieur 154,8 mm. L'annulaire était fermé au fond par un packer à 1 120 mètres.

La pression mesurée en tête de puits et le débit d'injection en fonction du temps sont portés sur la figure 10. On a noté 1, 2, 3, 4 des phases de l'évolution de pression comportant un arrêt de débit d'injection et donc un «coup de bélier»: on s'intéressera plus particulièrement à ces phases; des agrandissements de l'enregistrement de l'évolution de la pression en fonction du temps seront fournies dans la suite du texte.

La photo de la figure 11 reproduit une vibration observée en fin de fracturation. Cette vibration est consécutive à un arrêt du débit d'injection (fig. 10). Le débit d'injection était de 0,96 m<sup>3</sup>/mm; on verra plus loin que la vitesse du son est de l'ordre de 1 350 m/s; ainsi, un calcul analogue à celui effectué au paragraphe 11 montre que l'amplitude du «coup de bélier» est théoriquement de 3,6 MPa. En fait, l'amplitude réelle est de l'ordre de 1,5 MPa; on peut considérer comme satisfaisant que l'ordre de grandeur soit respecté.

A cet instant, le volume cumulé introduit dans la fracture depuis le début de l'injection est d'une quarantaine de mètres cubes. Si on suppose que la totalité de ce volume est restée dans la fracture proprement dite, le rayon de celle-ci est de l'ordre de vingt mètres. La vibration s'effectue alors pratiquement en quart d'onde, car le coefficient  $\gamma$  est grand vis-à-vis de 1.

On peut compter 18 périodes par minute, avec une incertitude de 0,5 période par minute (de l'ordre de 2 % à 3 %). On déduit alors de la formule  $cT_0 = 4H$   $c \approx 1 350$  m/s

Cette valeur est assez élevée; elle est pratiquement égale à la célérité  $c_0$  des ondes dans l'eau à la température ordinaire. On peut penser que la célérité observée est une «moyenne» de la célérité, variable dans le tube, et élevée au fond du sondage où la température est supérieure à la température ordinaire.

Les photos des figures 12 et 13 reproduisent les oscillations observées consécutivement à un arrêt de débit; les volumes cumulés injectés sont respectivement de 20 m<sup>3</sup> et 10 m<sup>3</sup>. Le coefficient  $\gamma$  diminue comme le volume de la fracture; par rapport au cas de la photo de la figure 11, il est divisé respectivement par 2 et par 4. Néanmoins, ce coefficient reste grand vis-à-vis de 1, de sorte que les vibrations observées doivent rester très proches du «quart d'onde». En

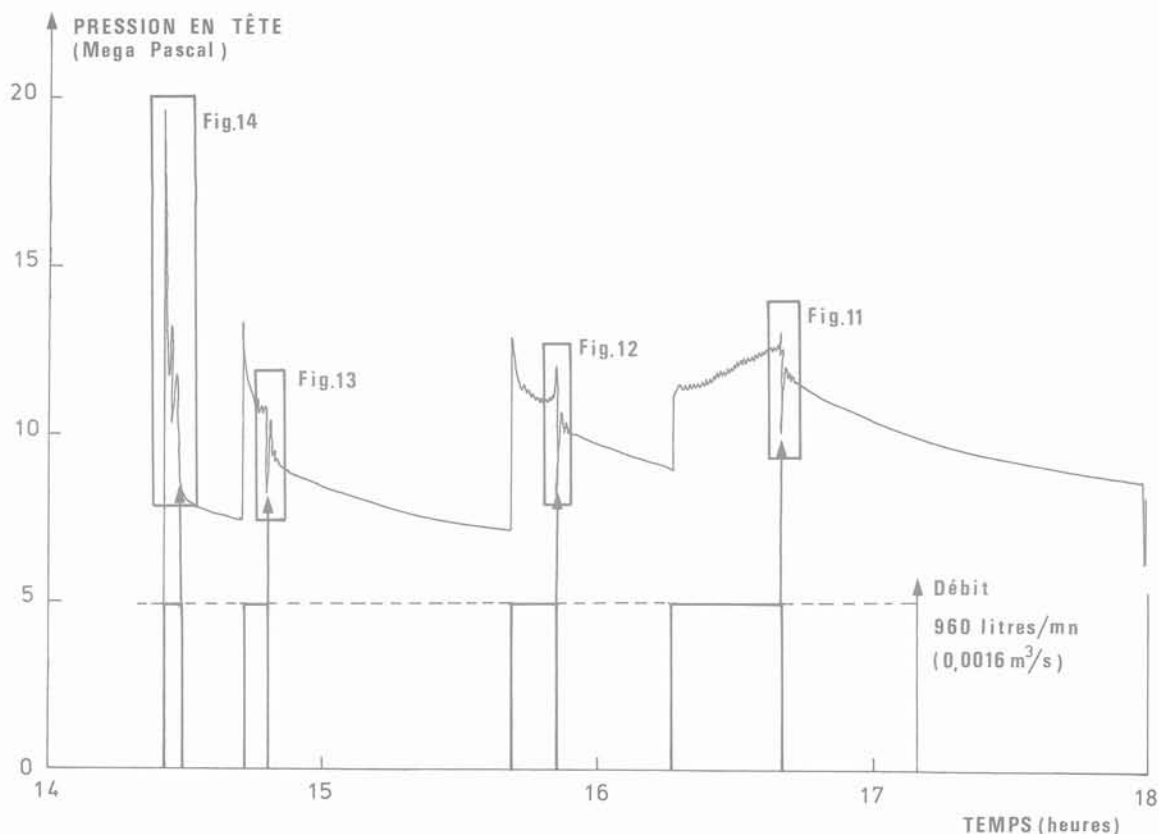


Fig. 10. — Fracturation hydraulique à Haute Deules (source: I.F.P.).

effet, on compte de nouveau sur ces photos de 18 à 19 périodes par minute.

La photo de la figure 14 correspond à la phase initiale de la fracturation. On observe plusieurs «à coup» importants de pression qui doivent être liés à l'ouverture progressive de la fracture. On peut distinguer nettement des phénomènes oscillatoires; la vitesse de déroulement du papier est malheureusement trop lente pour qu'un comptage précis soit possible (le souci d'interpréter les oscillations est postérieur à l'essai). Il semble que l'on puisse compter environ 33 périodes par minute au tout début de la fracturation (indiqué

par une flèche sur la photo) et 25 périodes par minute pour la dernière oscillation (dans la partie gauche de la photo). On obtient ainsi une confirmation qualitative des résultats théoriques: la période des oscillations observées décroît avec l'extension de la fracture dans la phase initiale de la fracturation.

En conclusion, on peut constater un accord satisfaisant entre calculs et observations. On peut résumer les résultats comme suit: la période des oscillations naturelles du fluide dans le sondage pendant une fracturation est liée à son «rayon équivalent» déterminé par l'hypothèse de la fracture «penny-shaped». La

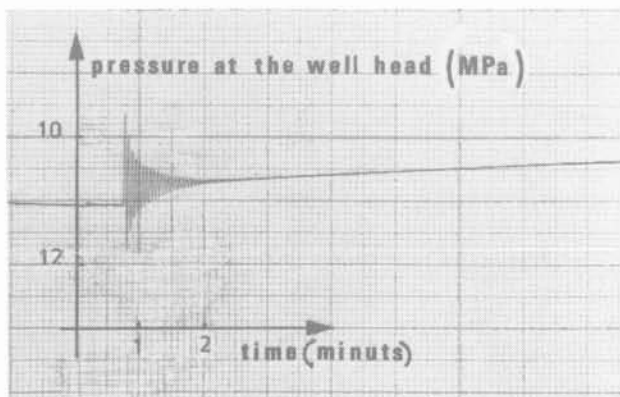


Fig. 11

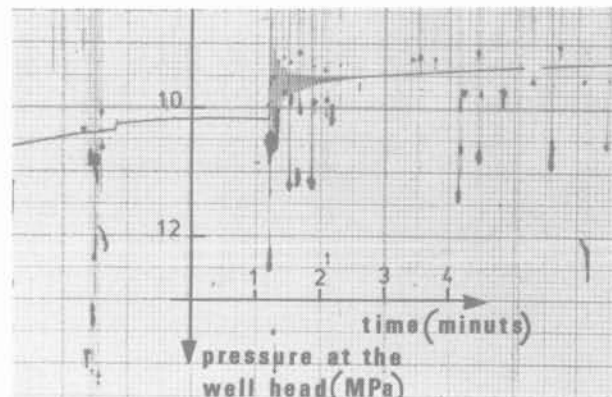


Fig. 12

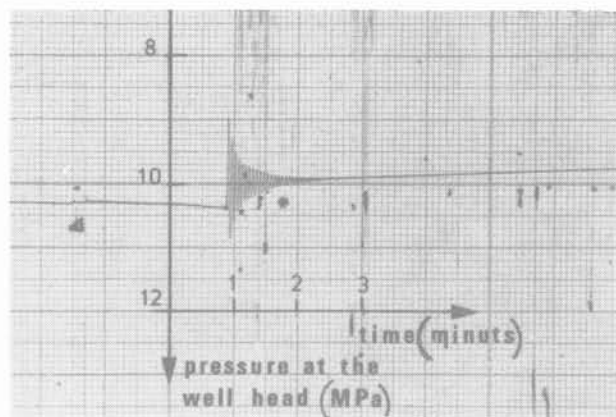


Fig. 13

méthode proposée est peut-être supérieure au simple comptage du volume total injecté, car elle ne prend en compte que le volume de la fissure elle-même, et non la fraction du volume injecté qui a filtré dans le massif.

L'intérêt pratique de la méthode apparaît principalement lorsque le rayon d'extension de la fracture est limité à quelques mètres; en particulier, elle peut aider à une interprétation plus fine des différentes étapes de la phase d'initiation de la fracture. Les informations à recueillir sont pratiquement gratuites; la seule précaution est de prévoir une vitesse d'enregistrement de l'évolution à la pression en tête de puits compatible avec la période des oscillations à observer.

## CONCLUSION

On a montré qu'il était possible d'accéder facilement à des informations relativement précises sur le volume de cavités souterraines atteintes par un forage pétrolier. Le caractère très rustique du procédé permet d'envisager son utilisation sur tout chantier; son coût apparaît faible.

## BIBLIOGRAPHIE

BEREST, P. et al (1979). — «Effets thermiques dans les cavités en couche salifère», septembre 1979, comptes rendus du 4<sup>e</sup> Congrès de la Société Internationale de Mécanique des Roches, Montreux.

BEREST, P.; NGUYEN MINH, D. (1981). — «Deep underground cavities in rock salt», novembre 1981, Proceedings of the First Conference on the Mechanical behaviour of salt, The Pennsylvania State University.

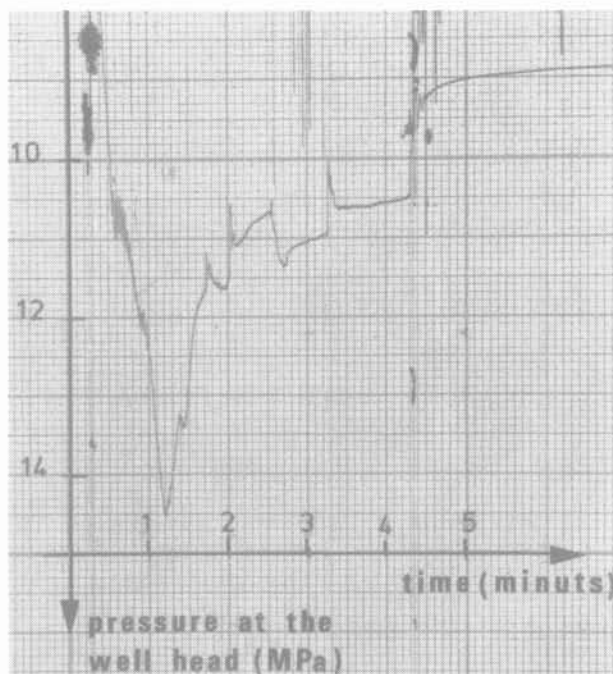


Fig. 14

BOUCLY, P.; LEGRENEUR, J. (1980). — «Hydrocarbon storage in cavities leached out of salt formations», juin 1980, Proceedings of the International Symposium Rock Store, Stockholm, Suède, vol. 1, pp. 251 à 257.

BOUCLY, P. (1982). — «Expériences in situ et modélisation du comportement des cavités utilisées pour le stockage du gaz», Revue Française de Géotechnique, n° 18, Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, février 1982, pp. 49-58.

HUGOUT, B. (1984). — «Mechanical behavior of salt cavities. In situ tests. Model for calculating the cavities volume evolution», Proceedings of the Second Conference on the mechanical behavior of salt, Hanovre (à paraître).

LANDAU, L.; LIFCHITZ, E. (1971). — «Oscillations propres et Absorption du son», Mécanique des Fluides, Editions Mir, chap. 68, page 334 et chap. 77 page 383.

MANDEL, J. (1966). — «Thermodynamique des milieux déformables», Cours de Mécanique des Milieux Continus, Gauthier-Villards, Editeurs, Paris, chap. VI, page 94.

RAPINAT, M. (1982). — «Les propriétés physiques de l'eau», L'eau, Collection «Que sais-je», Presses Universitaires de France, Paris, chap. III, page 35.

ROCARD, Y. (1971). — «Dynamique générale des vibrations», 4<sup>e</sup> édition, Masson et Cie, Editeurs, Paris, page 26.



# abattage d'une falaise instable en site urbanisé knocking down of an unstable cliff in an urbanized site

R. SCHWARTZMANN, J.-J. TRITSCH

Ingénieurs au groupe Terrains, CERCHAR\*

C. LE BOUAR

Chef des exploitations de gypse, S.A.M.C.\*\*

## Résumé

En 1981, une falaise calcaire longeant une route départementale et bordant un coteau urbanisé de la région Centre a subitement montré des signes d'instabilité : une masse de tuffeau estimée à 30 000 mètres cubes tendait à glisser le long d'un plan de fracturation pré-existant, et menaçait la route et les maisons sous-jacentes.

Devant la quasi impossibilité de procéder à un renforcement efficace, la décision a été prise d'abattre la partie instable de ce massif à l'explosif, en prenant toutes les précautions nécessaires à la sécurité.

L'effondrement provoqué de la falaise par glissement, puis basculement, a été suivi durant toute sa durée par un dispositif de surveillance (géophones, extensomètres,...) permettant de décomposer assez finement le processus dans ses phases successives.

L'opération a été pilotée par le Département, réalisée par l'entreprise S.A.M.C., (Société Anonyme de Matériel de Construction), contrôlée par le Cerchar, et suivie par le Service des Mines et la Protection Civile.

## Abstract

*In 1981, a cliff of limestone, bordering a secondary road and located on the skirt of a urbanized hill, suddenly showed signs of evident instability: masses of sandy chalk, valued at 30 000 cm, was tending to glide along a pre-existing fracture plane, and the road and houses were threatened by it.*

*As it seemed nearly impossible to reinforce the cliff efficiently, responsible services decided to blow up this unstable mass, taking a lot of precautions.*

*A watching device allowed to examine the process of collapse, during successive stages: sliding then tipping over.*

\* B.P. N° 2, 60550 Verneuil-en-Halatte.

\*\* Société anonyme de matériels de construction, 21-23, rue des Ardennes, 75940 Paris Cedex 19.

## 1. INTRODUCTION

En Touraine, la plupart des cours d'eau coulant sensiblement d'Est en Ouest ont creusé leur lit dans les formations calcaires du Crétacé supérieur. Ils ont ainsi souvent déterminé des fronts de falaise plus ou moins hauts, et toujours potentiellement instables, en raison de la médiocrité des caractéristiques géomécaniques de la roche ainsi mise à nu.

De longue date, les meilleurs bancs de ce massif calcaire ont été exploités comme source de pierre à bâtir, de sorte qu'actuellement de nombreux réseaux de galeries plus ou moins denses sous-minent ces fronts de falaise. Ces vides sont parfois abandonnés, mais le plus souvent, ils sont réutilisés comme habitations troglodytiques, comme caves à vin, et surtout comme champignonnières.

## 2. MANIFESTATIONS DE L'INSTABILITÉ DU MASSIF

En décembre 1980, un champignonniste occupant une ancienne carrière souterraine sur le territoire de la commune des Roches-Lévêque (Loir-et-Cher) constatait qu'une grande fracture verticale, et sensiblement parallèle au front de falaise qui bordait son exploitation, semblait montrer des signes d'évolution. Cette fracture, connue depuis longtemps, affectait l'entrée de la champignonnière selon le schéma de la figure 1. Elle n'avait jusque-là jamais inquiété l'exploitant.

Appelé en consultation sur les lieux, le CERCHAR identifiait la discontinuité comme une fracture mécanique ancienne, et reconnaissait soigneusement son extension, grâce notamment à une série de petites chambres creusées en culs-de-sac tout au long de la falaise. Sept points de surveillance étaient alors choisis et équipés de témoins de plâtre (fig. 2).

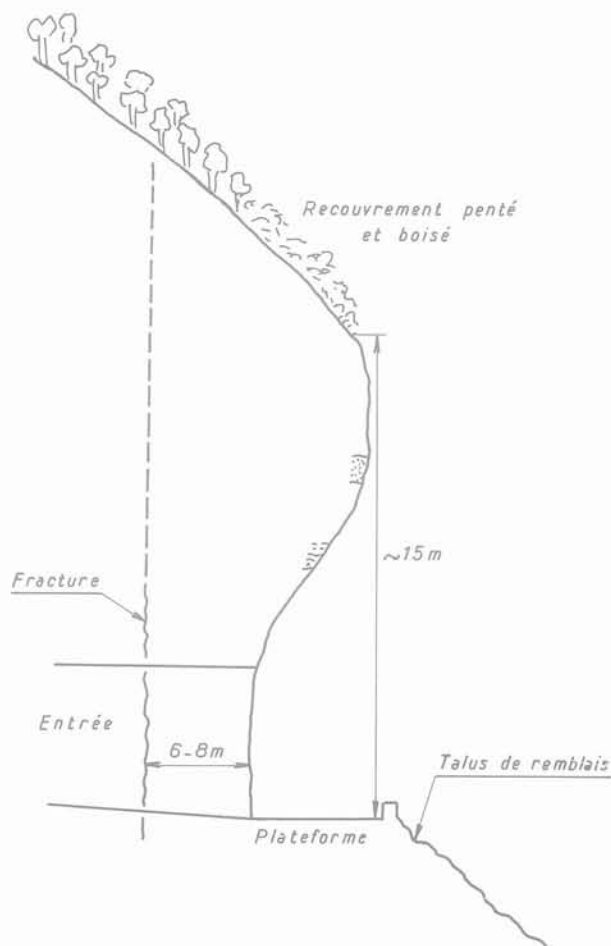


Fig. 1. — Profil de l'entrée de la champignonnière de R.

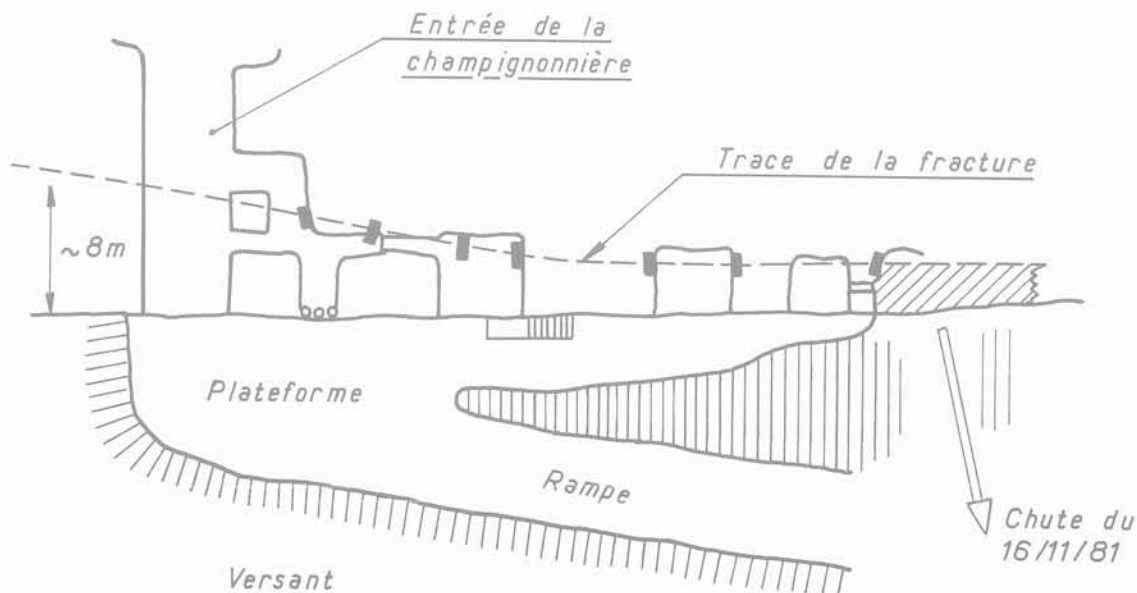


Fig. 2. — Trace de la fracture et position des points de mesure.



Fig. 3. — Vue du front de falaise pris depuis l'entrée de la champignonnière. On note le surplomb important et les diverses entrées de galeries.

En novembre 1981, après qu'un seul des témoins se fut rompu (mais plusieurs autres, mal posés, s'étaient probablement décollés du massif), une masse d'environ 200 tonnes de rocher se détachait de la pointe la plus mince de l'éperon prédécoupé par la fracture, frôlait une maison, et venait s'arrêter au bord de la route départementale située en contrebas. Les figures 3 et 4 donnent un aperçu de l'état de la falaise à cette époque.

L'affaire était alors prise en charge par la Sous-Préfecture locale qui demandait l'aide du CERCHAR pour évaluer le danger présenté par la falaise et envisager une solution appropriée. Il importait, en effet, de savoir si l'éboulement en question marquait un terme à l'évolution défavorable de la masse rocheuse ou si, au contraire, cet incident ne constituait qu'un épisode d'un processus d'instabilité en cours d'évolution et laissait présager d'autres désordres du même type.

A l'issue d'une réunion de travail rassemblant des représentants du Département, de la commune des Roches-Lévéque, du Service des Mines, du propriétaire de la champignonnière de la Protection Civile et du CERCHAR, la ligne de conduite suivante était adoptée :

1. Ediction par la Préfecture d'un arrêté de péril imminent prescrivant l'évacuation immédiate des deux maisons situées en contrebas de la section de falaise affectée par la fracture.
2. Mise en place d'une surveillance au moyen d'un ensemble de neuf extensomètres relevés avec une fréquence hebdomadaire par la Protection Civile



Fig. 4. — Vue d'ensemble du front de falaise. L'entrée de la champignonnière est à l'extrême gauche. A droite, on aperçoit en clair l'emplacement du prisme qui s'est décroché en novembre 1981.

(Corps des pompiers), les résultats étant transmis par téléphone au CERCHAR et immédiatement analysés.

3. Décision définitive sur la conduite à tenir après trois mois de surveillance.

### 3. SURVEILLANCE DE LA FRACTURE

#### 3.1. Nature des mesures effectuées

Neuf bases extensométriques étaient mises en place tout au long de la falaise selon le schéma de la figure 5. Chacune de ces bases était constituée d'une paire de plots, distants de 200 mm, et scellés de part et d'autre des lèvres de la fracture. L'écartement des plots, dans une direction perpendiculaire au plan de fracturation, était mesuré à l'aide d'un extensomètre fournissant des mesures avec une précision effective de 0,01 mm, à condition que certaines précautions élémentaires aient été prises, en particulier vis-à-vis des variations de température. A cet effet, deux des neuf bases de mesures étaient implantées dans du matériau continu et servaient de référence pour apporter les corrections éventuellement nécessaires. Parallèlement, les températures étaient notées lors de chaque relevé des mesures.

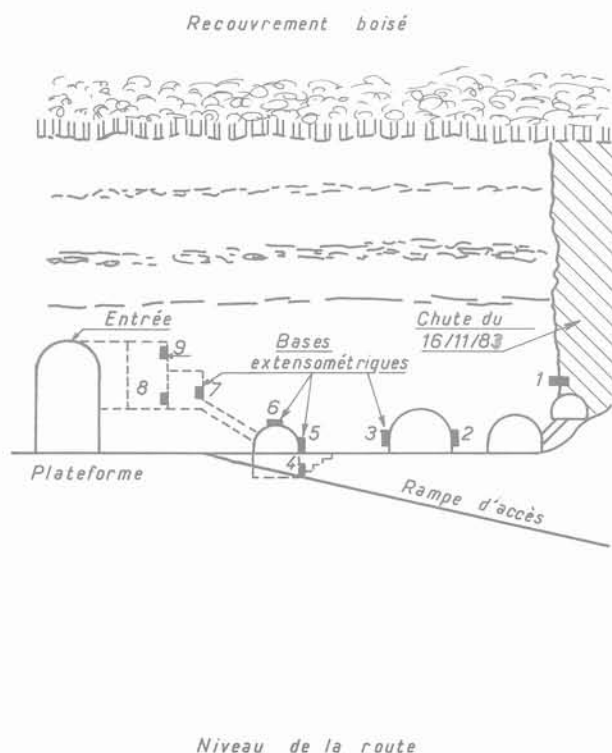


Fig. 5. — Situation des neuf bases extensométriques.

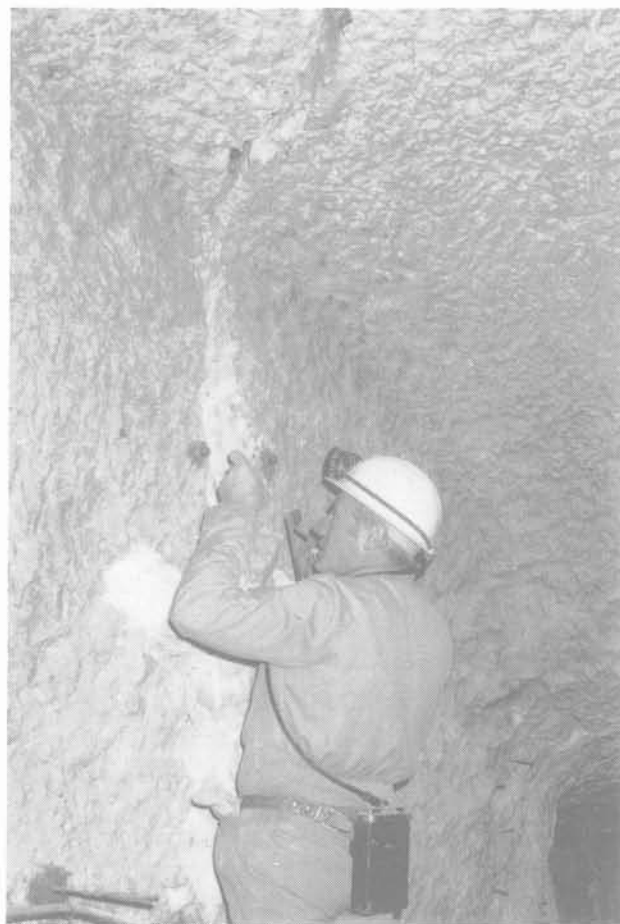


Fig. 6. — Installation d'une base extensométrique.

Les figures 6 et 7 montrent respectivement la mise en place d'une base de mesures et son aspect final.



Fig. 7. — Base extensométrique se substituant à un témoin de plâtre.

### 3.2. Résultats des mesures

L'évolution des mesures d'écartement des plots relatifs aux sept bases actives et pour toute la période de surveillance apparaît sur la figure 8. Outre une mise en évidence d'un net mouvement d'ouverture de la fracture, l'analyse des déformations mesurées permettait de noter :

- une homogénéité satisfaisante de l'allure des sept courbes traduisant une augmentation systématique de l'ouverture de la fracture ;

- une évolution grossièrement linéaire des déformations ; une analyse plus fine montrait toutefois que les périodes d'accélération des mouvements avaient coïncidé avec les périodes de baisse de la température (vers les 3<sup>e</sup>, 25<sup>e</sup> et 65<sup>e</sup> jours), les périodes de forte remontée de la température (35<sup>e</sup> et 75<sup>e</sup> jours en particulier) se traduisant, au contraire, par un amortissement très net, voire un très léger resserrement de la fracture. Mieux connu par ses manifestations que par ses causes exactes, ce phénomène de « respiration » de fractures, lié aux conditions atmosphériques, est assez classique puisqu'on peut même l'observer occasionnel-

lement sur les fractures affectant les monuments historiques ;

- une « oscillation » très faible de la falaise : sur les bases 1 et 2, voisines de la partie tombée en novembre 81, les mouvements étaient très forts au début de la période de surveillance, puis s'étaient atténués ensuite. Le phénomène inverse avait affecté la base n° 7 située près de l'entrée de la champignonnière.

Ces résultats montraient donc que, depuis l'éboulement partiel intervenu en novembre 1981, la falaise continuait à bouger et qu'un volume de roche qu'on pouvait estimer à 20 ou 30 000 mètres cubes se détachait lentement du massif en place. Le mouvement d'ensemble se manifestait avec une vitesse régulière variant, selon les points de mesure, de 0,5 à 1 millimètre par trimestre, soit 2 à 4 millimètres par an.

A l'échelle des mouvements observés au niveau des masses rocheuses instables, ces vitesses étaient très importantes et laissaient présager d'autres désordres à brève échéance. Il apparaissait donc que les mesures de protection envisagées, quelle qu'en soit la nature, devaient intervenir dans les meilleurs délais.

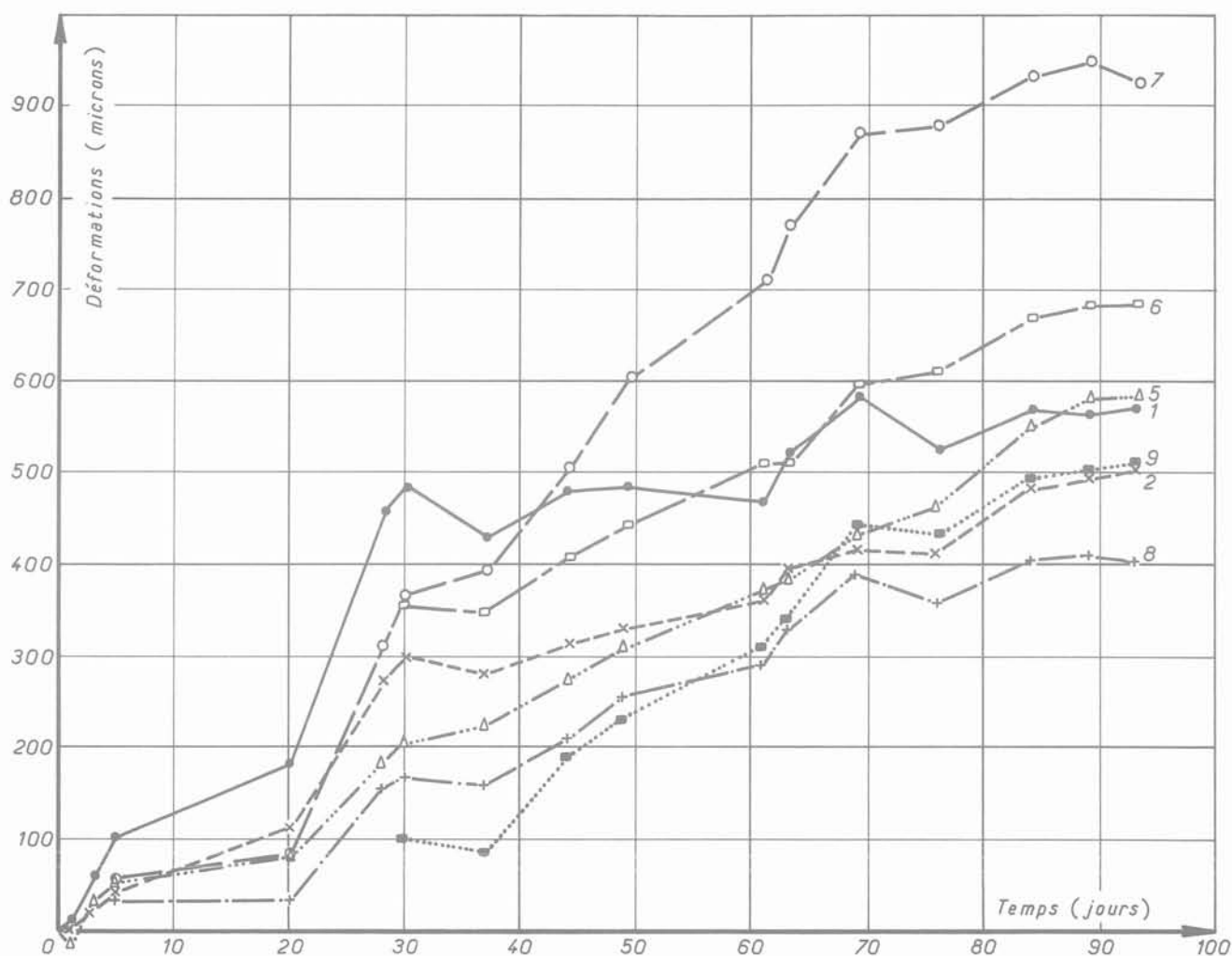


Fig. 8. — Evolutions des mesures d'ouverture de la fracture.

#### 4. MODE DE TRAITEMENT RETENU

La solution du confortement présentait de grandes difficultés techniques :

— la mise en place d'un soutènement maçonné ne pouvait se faire qu'après déblaiement d'un important talus de remblais et dégagement de la rampe d'accès, de façon à pouvoir trouver une assise ferme. Il aurait donc fallu dégager préalablement plusieurs milliers de mètres cube de remblais et, peut-être, augmenter ainsi les risques d'instabilité du massif durant la phase préparatoire ;

— le confortement par mise en place de tirants ancrés au-delà de la fracture et perpendiculairement à celle-ci se heurtait au problème d'accès au front de falaise à des fins de purgeage, puis de mise en place de ces tirants. En outre, la très médiocre qualité du matériau et la présence de grosses poches d'argile et de très nombreux cherts siliceux en bancs irréguliers au sein de la matrice crayeuse laissaient prévoir de sérieuses difficultés de foration et de tenue des ancrages.

Plus définitive et trois fois moins coûteuse, la solution de l'abattage nécessitait quant à elle une maîtrise rigoureuse des opérations à tous les stades du processus : préparation, réalisation, contrôle des résultats. Ce fut elle qui fut choisie et la conduite des travaux fut confiée à S.A.M.C. qui avait présenté un projet d'abattage bien structuré. En liaison avec la Sous-Préfecture locale, le Service des Mines avait pour mission de coordonner les différentes phases de l'opération en veillant au respect des règles de sécurité.

Le projet consistait à abattre la partie dangereuse de la falaise et à réaliser, en arrière de la grande fracture, un nouveau front plus stable obtenu par prédécoupage.

L'instabilité manifeste de la masse rocheuse à abattre ne laissait que peu d'espoir de sauver une des maisons situées en contrebas (maison A, figure 10). Il fut cependant décidé de tenter le sauvetage en prévoyant un abattage par tranches successives, perpendiculaire au plan de la falaise, démarrant à l'aplomb de l'entrée de la champignonnière et progressant vers le Nord de façon à orienter les projections dues au tir vers le Sud et non vers la route. Après établissement par terrassement d'une plateforme de travail en sommet de falaise et en arrière du plan de fracture, les différents coups de mine étaient forés au marteau fond-de-trou en  $\varnothing$  82 mm et tubés en  $\varnothing$  69/75 mm. La figure 9 donne un aperçu du schéma de foration adopté :

— une ligne parallèle à la falaise de mines de prédécoupage, longues de 17 à 25 mètres, pentées à 65 degrés, espacées de 0,70 mètre et délimitant le volume à abattre ;

— des mines d'abattage longues de 12 à 25 mètres, inclinées en éventail de 45 à 65 degrés dans des plans perpendiculaires au plan de prédécoupage.

Le minage étant réalisé avec des explosifs nitrés (nitrate-fuel et N4OR) avec une charge maximum de 25 kg par coup de mine et par détonateur électrique à micro-retard, le prédécoupage étant tiré par tronçons correspondant aux volumes de chacun des 11 tirs d'abattage prévus.

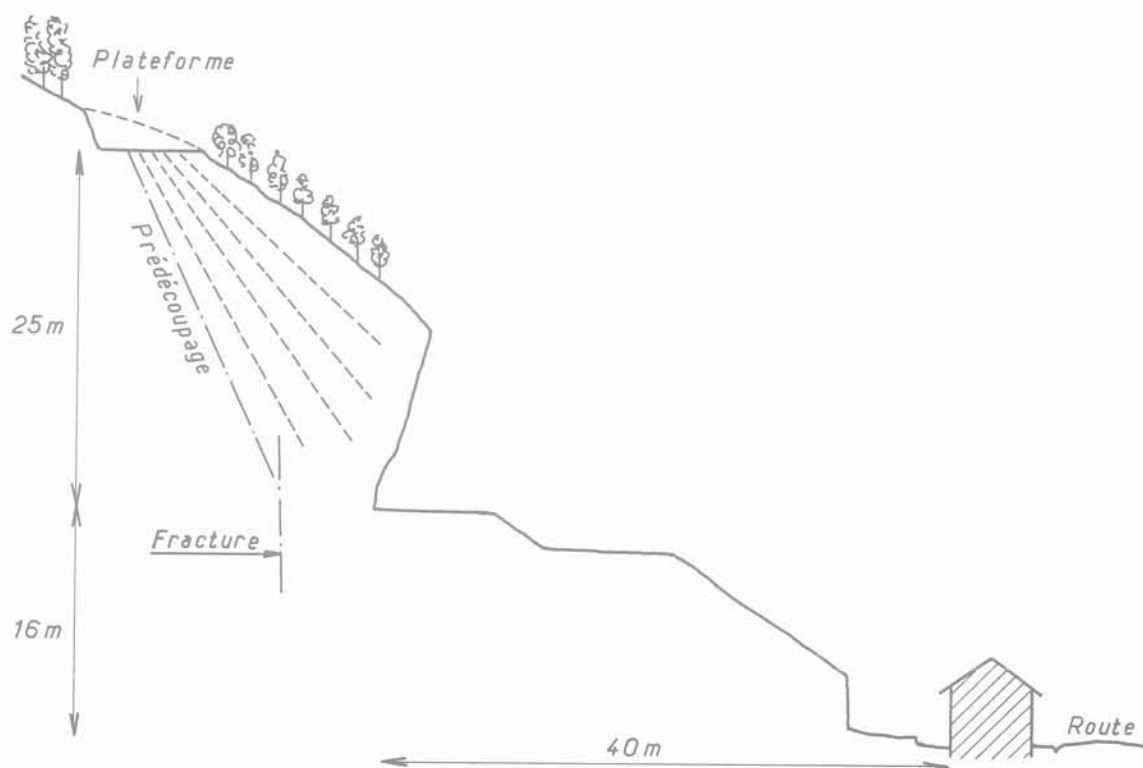


Fig. 9. — Profil moyen de la falaise et du plan de foration.

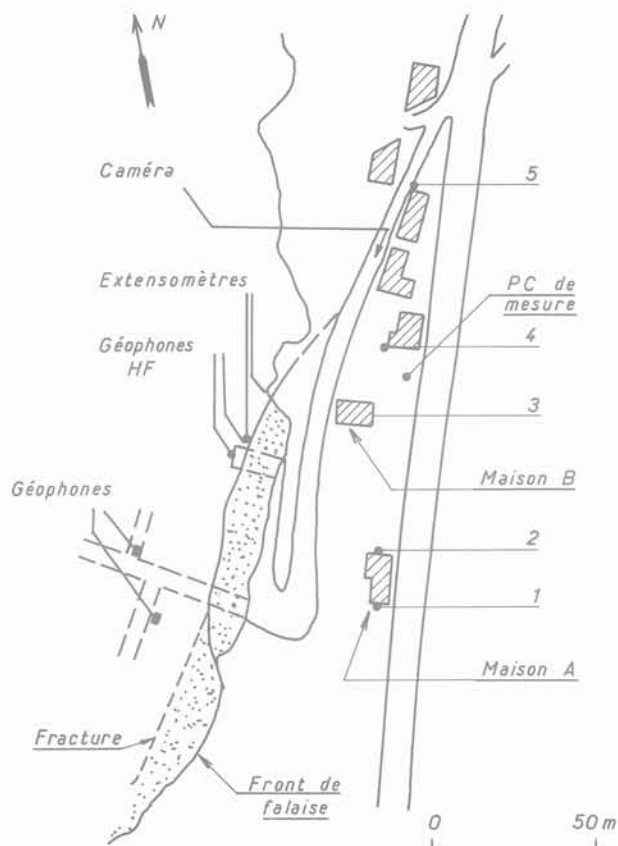


Fig. 10. — Moyens de contrôle mis en place.

## 5. MOYENS DE CONTRÔLE MIS EN PLACE

La situation des différents éléments du dispositif de contrôle apparaît sur la figure 10. Ce dispositif avait un double objectif :

a. s'assurer que les vibrations engendrées par le tir restaient dans des limites acceptables au niveau des structures concernées (chaussée, maisons, champignonnière). A cet effet, sept bases de mesures de ces vibrations étaient mises en place en divers points du site. Chacune de ces bases était composée d'un ensemble de trois géophones disposés selon trois directions orthogonales. Selon le type d'appareil choisi, la courbe de réponse de ces géophones était linéaire à partir de 2 Hz, de 4,5 Hz, ou de 12 Hz ;

b. recueillir le maximum d'informations sur le processus de ruine de la falaise, au cas où le premier tir déclencherait l'effondrement total de la masse instable. Ce dernier rôle était notamment assuré par une caméra fonctionnant à 100 images/seconde, et par deux extensomètres ancrés de part et d'autre des lèvres de la grande fracture.

## 6. MÉCANISME DE LA RUPTURE

Mettant en œuvre 400 kilogrammes d'explosif, le premier des onze tirs d'abattage prévus avait lieu le 5 novembre 1982, à 14 h 05. Il avait pour effet de dégager, comme prévu, l'entrée de la champignonnière, mais également de provoquer, avec une vingtaine de secondes de décalage, l'écroulement de toute la tranche de falaise prédécoupée par la grande fracture sub-v verticale, soit une masse de rocher estimée à près de 20 000 tonnes. La maison B était épargnée, mais la maison A était détruite, et la route obstruée par les éboulis.

Ce phénomène justifiait, a posteriori, le pessimisme du diagnostic porté sur l'état de la falaise et la mise en place d'un dispositif de contrôle permettant de suivre, dans tous ses détails, le déroulement du tir.

Globalement, l'écroulement de la falaise s'était déroulé en deux temps, comme l'indique le schéma de la figure 11 :

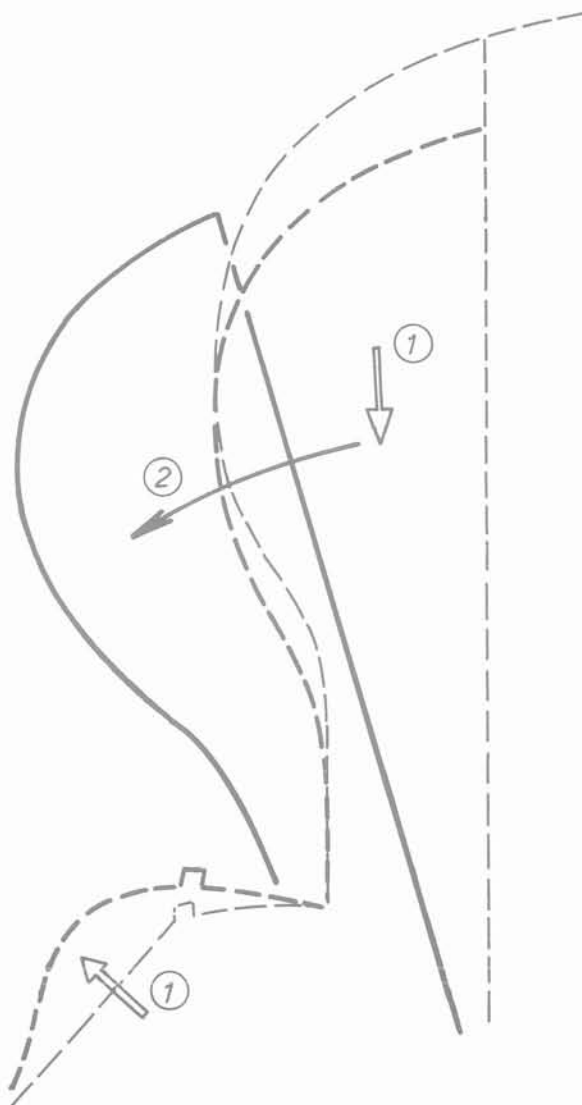


Fig. 11. — Chute de la falaise.



*Fig. 12. — Les débris de la falaise  
vus depuis le sommet du tas d'éboulis.  
Noter le volume important de certains blocs.*

a. Tassement de la falaise sur elle-même (10 secondes après le top-tir, phénomène très sensible sur le film au ralenti) avec apparition simultanée de bourrelets dans les remblais de pied constituant la rampe d'accès.

b. Basculement massif du front de falaise une seconde plus tard, avec rupture (également très sensible sur le film) en cours de chute selon des plans verticaux sensiblement perpendiculaires au front de falaise.

Le tassement initial peut s'expliquer par l'existence, au niveau de la route, d'anciennes caves masquées par les remblais constituant la rampe d'accès et mises à jour ultérieurement, lors des travaux de déblaiement. Ces caves se seraient alors écrasées par suite de l'étroitesse du massif délimité par la fracture (effet de poinçon).

Dans le détail, le processus de ruine a pu être continuellement suivi comme le montre la séquence chronologique suivante qui regroupe l'essentiel des données enregistrées sur les divers appareils de contrôle.

Cet ensemble d'enregistrements a eu, en particulier, le mérite de déceler quelques signes avertisseurs de la rupture: démarrage des mouvements au niveau du plan de fracture détecté par les deux extensomètres, et émissions brèves de vibrations à haute fréquence (supérieure à 100 Hz) au sein du massif sans qu'on puisse toutefois localiser exactement la source de ces émissions.

Les figures 12 et 13 montrent l'aspect des éboulis quelques jours après le tir.



*Fig. 13. — Les mêmes débris, vus de la route.  
La maison B est à droite.*

*Chronologie des observations*

| Temps<br>(secondes) | SOUTHERN                                                                  | SCHLUMBERGER                                     | BRYANS                                                                                 | CAMERA                             |
|---------------------|---------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------|
|                     | - 3 bases 4,5 Hz sur les<br>maisons<br>- 2 bases 14 Hz sous la<br>falaise | - 2 bases 2 Hz dans la<br>falaise à 150 et 190 m | - 2 accéléromètres dans la falaise à 150 m<br>- 2 extensomètres sur<br>plan de rupture | 16 mm couleur<br>V = 100 i/s       |
| 0                   | Top tir<br>Premières ondes de tir                                         |                                                  | Mouvement de qq mm<br>(traction) sur les exten-<br>somètres                            |                                    |
| 0,5                 | Amortissement des ondes<br>de tir                                         |                                                  | Amortissement des<br>mouvements                                                        |                                    |
| 2,0                 |                                                                           |                                                  |                                                                                        | Top caméra                         |
| 4,5                 | Fin des ondes visibles sur<br>points 1 et 2                               |                                                  |                                                                                        |                                    |
| 10,5                | Chute des blocs résultant<br>du tir                                       |                                                  | Lentee accélération des<br>mouvements                                                  |                                    |
| 18,3                | Secousses HF sur G.14 Hz                                                  |                                                  |                                                                                        |                                    |
| 19,0                |                                                                           | Vibrations faible sur<br>G.2 Hz                  |                                                                                        | Début tassement<br>de la falaise   |
| 20,0                | Secousses HF sur G.14 Hz                                                  |                                                  | Déformations brutales<br>↗ $\infty$<br>rupture des câbles                              | Début basculement<br>de la falaise |
| 25,5                | Premières vibrations sur<br>G.4,5 Hz                                      |                                                  |                                                                                        |                                    |
| 25,6                |                                                                           | Premières vibrations<br>sur G.2 Hz               |                                                                                        | Arrivée au sol                     |
| 26,5                | Destruction des bases 1 et<br>2                                           |                                                  |                                                                                        |                                    |



Fig. 14. — Un des derniers tirs d'abattage du surplomb au-dessus de la maison B.

## 7. POURSUITE DES TRAVAUX

L'effondrement consécutif au premier tir avait créé une nouvelle façade sub-v verticale présentant encore quelques surplombs marqués. L'objectif d'obtenir un front stable, incliné vers l'arrière par prédécoupage était maintenu et, après révision du plan de foration pour prendre en compte la nouvelle géométrie du volume de roches restant à abattre, huit tirs étaient réalisés de décembre 82 à février 83, dans d'excellentes conditions de sécurité, jusqu'au voisinage immédiat de la maison B où se situait encore un surplomb très important. La figure 14 montre la situation du site en février 83.

A cette époque, la découverte d'une nouvelle fracture dans une cavité d'accès difficile, située à 20 mètres en arrière et à 25 mètres au-dessus de cette maison B, faisait momentanément craindre le risque d'un nouvel effondrement. Après réflexion, cette dernière partie de la falaise était abattue en juin 84 par des tirs très réduits de torpillage du pied du surplomb qui n'occasionnèrent aucun dégât à la construction.

Finalement, le front de falaise était purgé à partir d'une grue à flèche de 25 mètres. Il ne présente plus actuellement de risque d'éboulement.

## 8. CONCLUSIONS

L'histoire de la falaise des Roches-L'Evêque et de son abattage est intéressante à plusieurs égards. Elle illustre d'abord parfaitement le type de danger présenté par les falaises à front régressif qui bordent la plupart des vallées de la région Centre: apparemment stables

pendant des décennies, elles peuvent se mettre à évoluer rapidement jusqu'à la ruine sans qu'une origine précise de cette accélération puisse être toujours clairement établie.

En ce qui concerne les aspects techniques de la surveillance, la précision et la fiabilité des mesures extensométriques permettent maintenant, dans des conditions parfois sévères, de surveiller et de porter un diagnostic à la fois rapide et sérieusement fondé sur l'évolution probable de tels massifs.

Sur le plan de la typologie de l'écroulement de falaise enfin, les moyens de contrôle mis en place à l'occasion de cette opération ont permis de mettre clairement en évidence les différentes phases d'un processus-type: le basculement.

## BIBLIOGRAPHIE

- J. DELAUNAY, 1977 — *Principe d'une étude des risques liés aux mouvements du sol et du sous-sol. Typologie des mouvements et pathologies des terrains en Touraine*. Thèse C.N.A.M., Paris, pp. 185-204.
- J.C. YVARD, 1984 — *Pluviosité et écroulements des falaises du Val-de-Loire*. Communication au colloque «Mouvements des terrains», Caen, mars 84.
- R. SCHWARTZMANN, 1980 — *Surveillance et analyse de l'évolution des fractures affectant les monuments historiques*. Le Moniteur des Travaux Publics et des bâtiments, n° 31, Paris, pp. 39-41.
- M. PANET et J.-P. ROTHEVAL, 1976 — *Stabilité des masses rocheuses. La mécanique des roches appliquée aux ouvrages du Génie Civil*. Document de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, pp. 109-110.

## essai de chargement d'une fondation superficielle sur une pente d'éboulis

load test of a shallow foundation on a scree-covered slope

J.P. ASTE

Chef de l'atelier Risques Naturels et Aménagement en Montagne du B.R.G.M. à Lyon\*

Y. GUERPILLON

Ingénieur, chef de la division Laboratoire, Scetauroute Annecy\*\*

### Résumé

Au niveau des Neyrolles, près de Nantua, le tracé de l'autoroute A40 Mâcon-Genève se développe en viaduc sur une pente d'éboulis. Les fondations du viaduc se font par l'intermédiaire de puits en gros diamètre poussés au substratum calcaire sous-jacent. Une variante a cependant été proposée sous forme de semelle inclinée associée à des tirants d'ancrage. Cette variante a fait l'objet d'un essai de simulation in situ, avec une semelle réduite au quart de celle du projet et chargée par l'intermédiaire de tirants verticaux.

L'essai de chargement a été contrôlé au moyen de nombreux appareils d'auscultation aux caractéristiques complémentaires, qui ont permis un suivi extrêmement précis du champ de déformations développé à la surface du sol et sous l'ouvrage.

L'interprétation des résultats permet de penser que des solutions superficielles peuvent devenir concurrentielles par rapport aux solutions traditionnelles adoptées jusqu'à maintenant.

### Abstract

*At the level of Les Neyrolles, near Nantua, the motorway A40 (Mâcon-Genève), uses a viaduct on a scree-covered slope. The foundations of the viaduct are big diameter piers anchored in the underlying limestone. However, an another design was proposed: an inclined shallow foundation with anchors. This last design was tested in the field, using a footing four times smaller than the project size, and loaded using vertical anchors.*

*The load test was controlled using various monitoring devices giving complementary informations. They made possible to follow very accurately the spreading displacements at the ground surface and under the footing.*

*Interpretation of the output shows that shallow foundations may be competitive when compared with the more traditional designs used untill now.*

\* Services géologiques Rhône-Alpes, BP 6083 — 69604 Villeurbanne.

\*\* Division Laboratoire, BP 122 — 01130 Nantua.



Fig. 1

## 1. CONTRAINTES GÉOTECHNIQUES DU SITE DE L'AUTOROUTE A40

L'Autouroute A40 Mâcon-Genève assure la liaison entre deux axes autoroutiers qui traversent l'Europe du Nord au Sud, soit par la vallée du Rhône, soit par l'Allemagne, la Suisse et l'Italie.

Son intérêt économique est évident, c'est le dernier maillon de la liaison Paris-Rome par le tunnel sous le Mont Blanc. Actuellement trois mille poids lourds par jour empruntent la Route Nationale entre Pont d'Ain et Bellegarde.

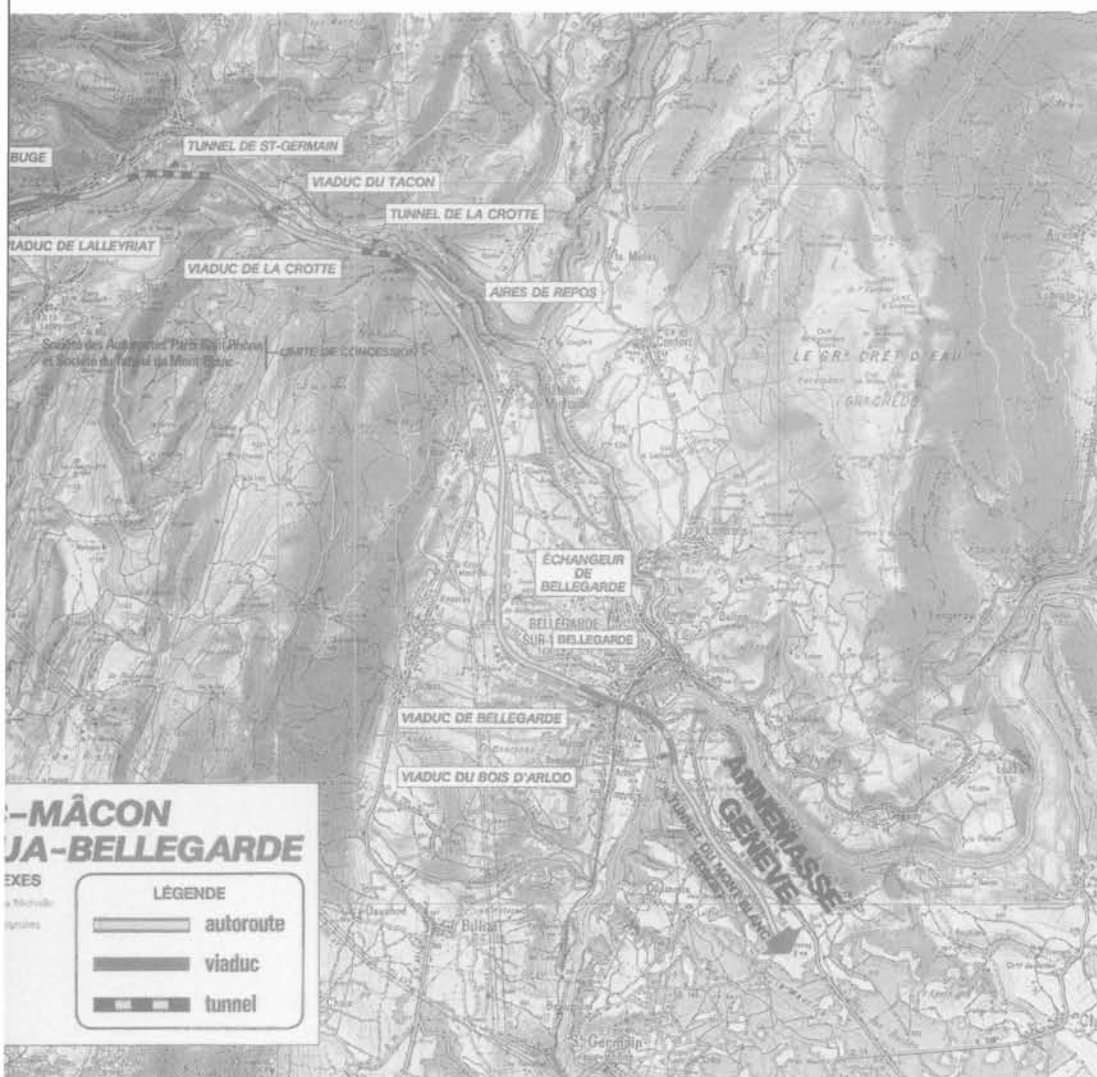
Mais le problème est difficile, il faut franchir le Jura. Le Jura est formé de chaînons parallèles d'orientation Nord-Sud. Il est entrecoupé dans le sens Est-Ouest seulement par quelques cluses qui furent empruntées très tôt par les axes de communications.

### 1.1. Cadre général

L'autoroute A40 a choisi la cluse de Nantua (fig. 1). Elle a une morphologie bien typique : fond de vallée étroite, versants souvent raides et dominés par des falaises. Comme il n'y avait pas de place en fond de vallée, l'autoroute a dû être implantée à flancs de coteau.

Les versants ont souvent une inclinaison variable liée à la nature du sous-sol :

- fortes pentes supérieures à 40° avec le rocher sous une faible couverture ;
- pente de 30 à 40°, généralement des éboulis calcaires ;
- des pentes plus douces, 20 à 25° pour les dépôts glaciaires ;
- des pentes faibles de 10 à 15° dans les combes argileuses.



Situation générale.

Il apparaît donc que la pente des versants qui dépend des caractéristiques du sol est souvent proche de l'état limite. Le passage de l'autoroute à flancs de coteau rend nécessaire dans de nombreux cas la construction d'un viaduc. Il se pose alors le problème de la fondation de ces ouvrages.

Entre Bellegarde et Nantua pour une section de 22 km, les ouvrages d'art représentent la moitié du linéaire total.

## 1.2. Incidence sur les fondations d'ouvrages

Lorsque la pente du versant est faible, la nature argileuse des sols rend souvent instable les versants en fonction des conditions piézométriques. C'est par exemple le cas du secteur de Bois d'Arlod où l'auscultation par inclinomètres et mesures topographiques de précision a montré que l'épaisseur en mouve-

ment atteignait une vingtaine de mètres avec une vitesse d'environ 2 cm/an (fig. 2). Dans ce cas, les fondations de l'ouvrage doivent être protégées des mouvements horizontaux du terrain. Elles sont constituées de barrettes fichées dans les argiles fixes appuyées sur la molasse et protégées sur la hauteur en mouvement par un caisson dodécagonal en parois moulées de 8 m de diamètre laissant une garde de 1,5 m à l'amont (fig. 3).

Lorsque les sols sont granulaires, la pente transversale est souvent forte. Dans le secteur, il s'agit essentiellement d'éboulis. Les versants d'éboulis, dont la pente varie généralement de 25 à 45° concernant l'autoroute sur 10 km environ.

Si la pente du versant est inférieure à 35° le passage a lieu en terrassement en cherchant à s'adapter le mieux possible au terrain, c'est-à-dire avec des chaussées

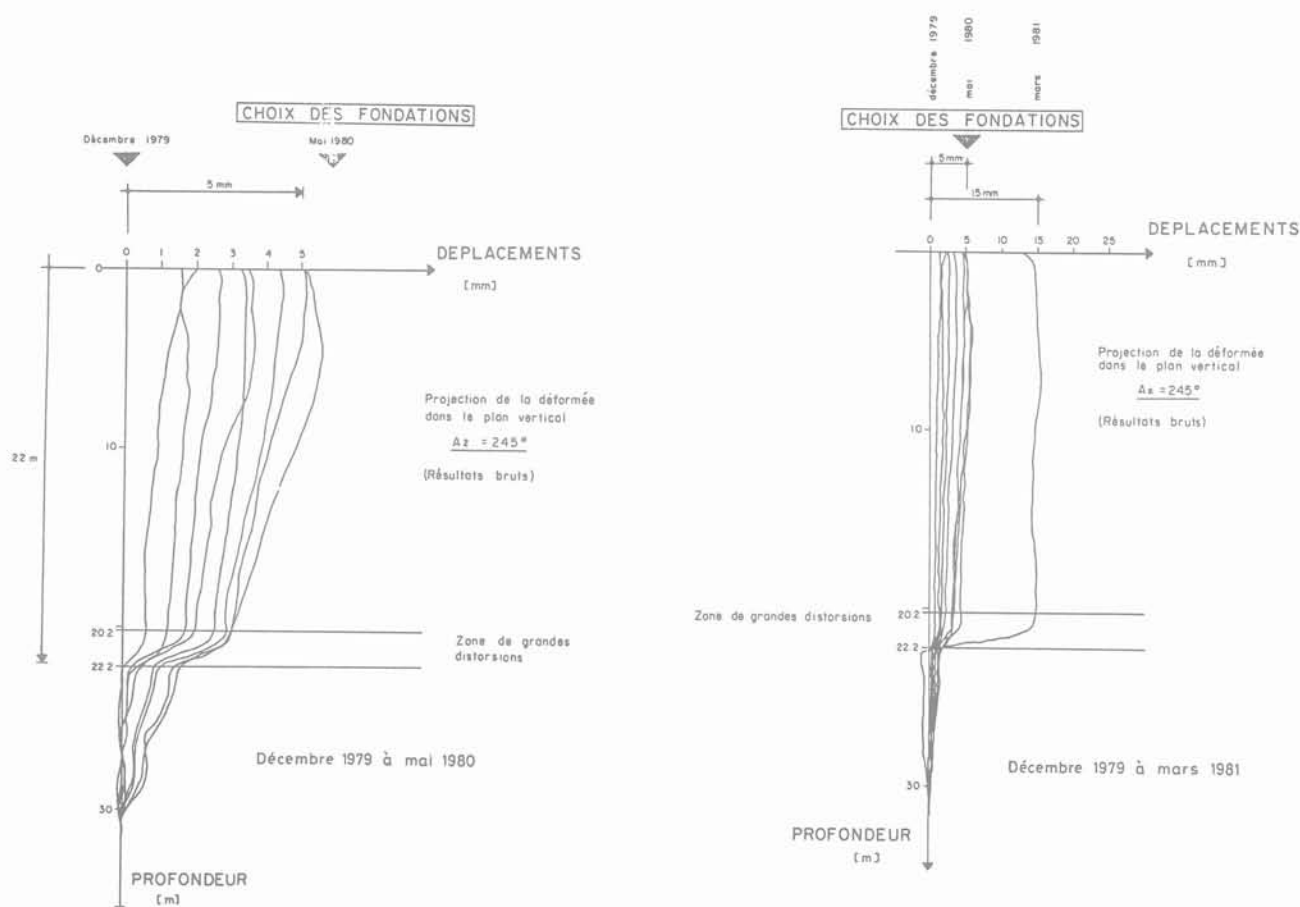


Fig. 2. — Relevés inclinométriques.

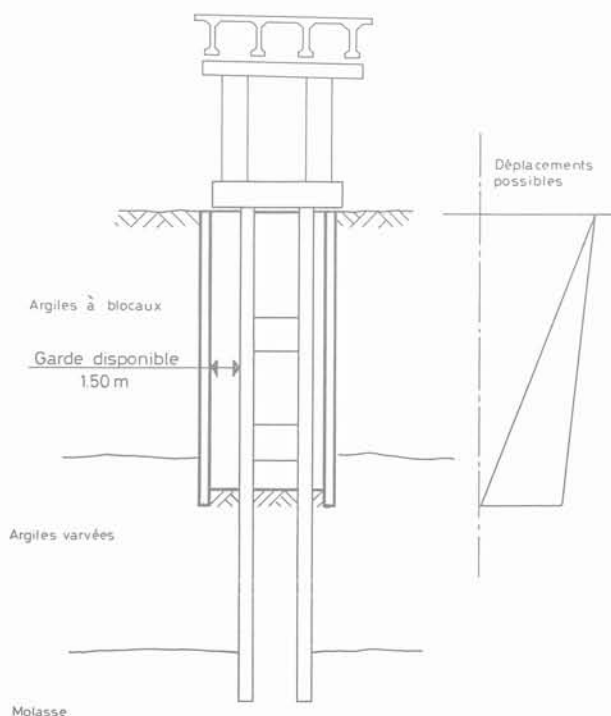


Fig. 3. — Barettes protégées par caissons béton.

décalées et dénivelées afin de limiter au maximum la hauteur des soutènements (fig. 4).

Pour des pentes supérieures à  $35^\circ$ , une solution terrassement n'est plus possible même en utilisant au maximum la technique des murs ancrés. En effet, la largeur nécessaire pour la plateforme autoroutière impose une hauteur de mur de remblai ou de déblai incompatible avec la stabilité des pentes. La solution viaduc est alors retenue. Il s'agit d'ouvrages de grandes longueurs à faible hauteur de pile dont la travure économique est de 50 à 60 m. Il reste à résoudre le problème des fondations.

### 1.3. Pente déboilis et type de fondations

Le substratum rocheux se situe généralement à une profondeur de 5 à 25 m.

Les terrains de couvertures sont essentiellement constitués d'éboulis. Ils proviennent de l'altération du substratum rocheux et sont formés de débris et blocs calcaires de différentes dimensions pouvant aller jusqu'à  $m^3$ , avec ou non une matrice silteuse.

On peut distinguer trois classes principales pouvant former des couches parallèles à la pente: éboulis à gros blocs, éboulis à matrice silteuse, éboulis aérés. Les

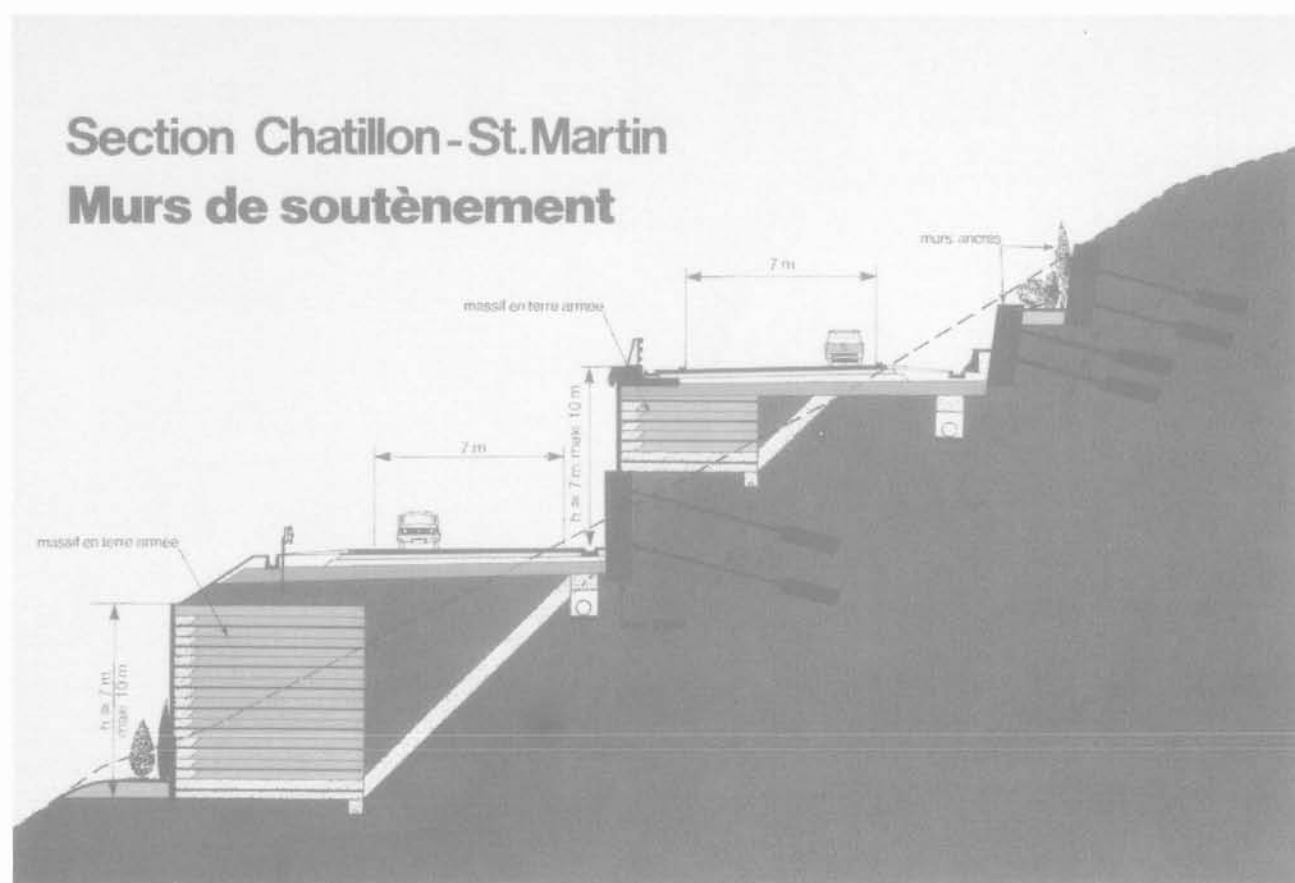
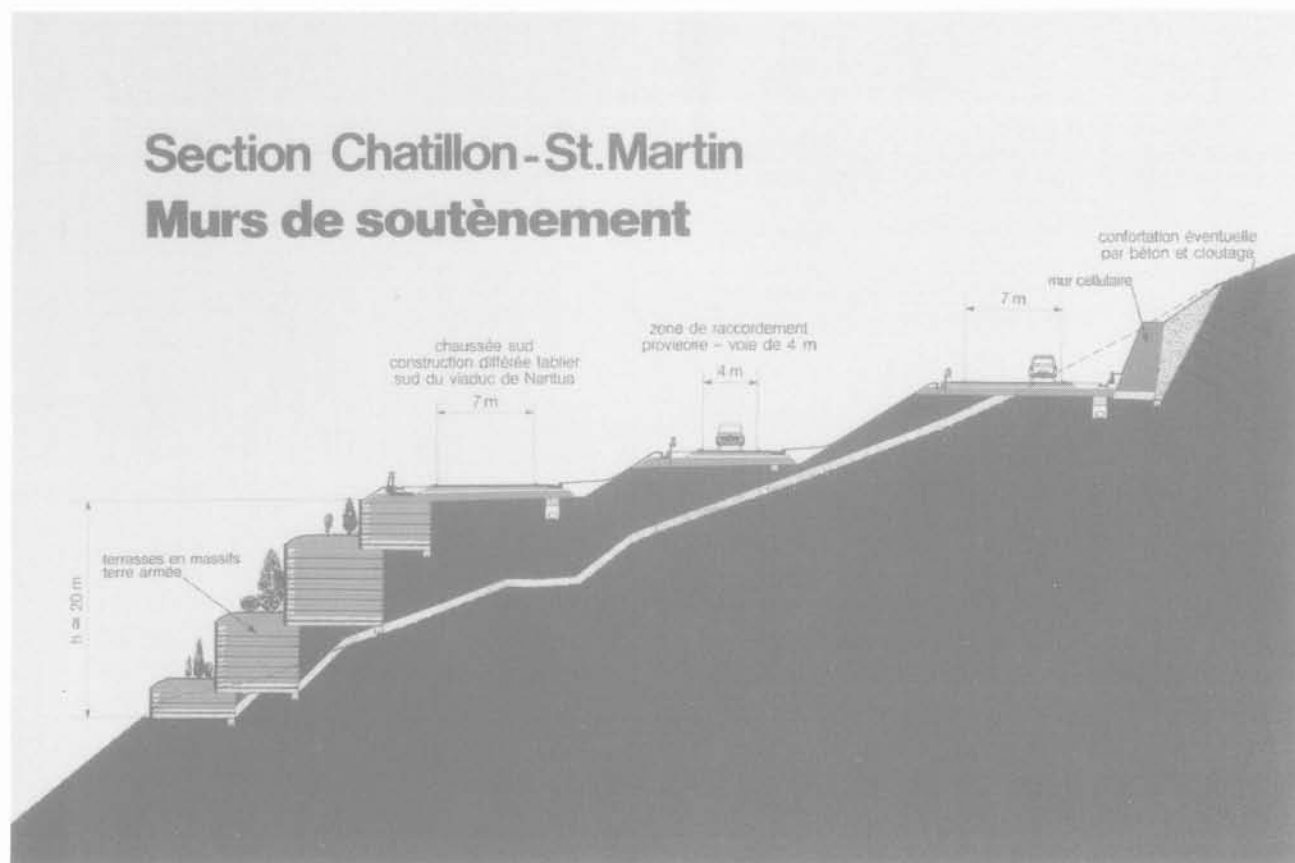


Fig. 4. — Terrassements à flanc de versant.

éboulis aérés sont les plus critiques. Ils sont formés de graviers et galets avec vides entre eux et correspondent presque exclusivement à une seule classe granulométrique. Des dépôts glaciaires sont généralement rencontrés en faible épaisseur au toit du substratum rocheux.

La détermination des caractéristiques mécaniques de tels sols est difficile, aussi avons nous dû procéder par recoupement entre différentes corrélations issues de plusieurs types d'essais soit sur échantillons remaniés, soit en faisant appel pour une large part aux essais in situ.

Par exemple, le viaduc des Neyrolles d'une longueur d'environ 800 m est situé au pied du Mont Cornet à flanc de coteau d'un versant d'éboulis.

Dans la zone de l'essai de chargement entre les piles P 21 et P 22, on peut considérer être en présence d'éboulis silteux et d'éboulis aérés d'angle de frottement  $\varphi' = 35^\circ$  et de cohésion  $c' = 2$  à 10 kpa. Les modules pressiométriques et pressions limites sont très variables respectivement 3 à 50 Mpa et 0,5 à 4 Mpa.

Toutes les observations et mesures que nous avons pu faire ont confirmé l'état de stabilité du versant. Il n'y a pas de signes de mouvements actifs. L'auscultation des versants a consisté en :

- mesures topographiques de surface entre 1976 et 1979 à la précision de 2 cm ;
- restitution photogrammétrique de deux séries de photos aériennes de 1955 et 1979 à la précision du mètre ;
- mesures inclinométriques dans les zones les plus sensibles depuis 1979.

Mais compte tenu des caractéristiques mécaniques des éboulis, de leur mode de formation et de la forte pente transversale du TN, les coefficients de sécurité à la stabilité générale ne peuvent guère être supérieurs à l'unité.

Une solution simple de fondation de pile de viaduc dans de tels versants peut être constituée par un puits unique de diamètre 4 à 6 mètres descendant les charges au substratum (fig. 5). Ce type de fondation peut être exécuté par des moyens légers qui perturbent au minimum l'équilibre des pentes.

Mais il semble un peu archaïque et on peut chercher à faire participer les terrains de couverture dont les caractéristiques mécaniques sont élevées.

#### 1.4. Fondations utilisant les terrains de couverture

Dans cette perspective, nous avons étudié une solution de fondations sur micropieux ou sur semelle renforcée par tirants d'ancrage.

La solution micropieux est intéressante. D'après l'expérience italienne, on peut envisager un véritable massif constitué de pieux inclinés qui encagent le terrain. Suivant ce principe, il faudrait environ quarante à

cinquante pieux de 450 kN par appui à la maille de  $1 \times 1$  m (fig. 6).

La solution semelle renforcée a été proposée par l'entreprise Bouygues. Il s'agit d'une semelle inclinée suivant la pente du versant associée à des tirants d'ancrage inclinés de  $30^\circ$  sous l'horizontale conduisant à rendre les efforts apportés par l'ouvrage normaux au versant (fig. 7).

Ces deux types de fondations posent des problèmes de dimensionnement. Aussi, nous avons réalisé des essais de chargement in situ.

Les questions que pose une fondation sur semelles sont de deux ordres :

- quels seront les tassements de sols granulaires simplement déposés sur les pentes donc de faible densité et renfermant de nombreux vides ;
- quelle est l'influence d'une telle fondation sur la stabilité générale du versant.

L'objectif d'un essai de chargement était donc par la mesure des déplacements en profondeur et autour de la semelle, d'apprécier la répartition des efforts d'une semelle sur un sol incliné, répartition encore très mal connue.

Cet essai a été réalisé sur le versant du viaduc des Neyrolles actuellement en cours de construction.

## 2. PRINCIPE DE L'ESSAI ET DISPOSITIF EXPÉRIMENTAL

La connaissance des éboulis du site était basée essentiellement sur les études générales du tracé.

Au droit du site retenu pour l'expérimentation, on disposait des résultats d'un sondage carotté NP 21 SC2, et de deux sondages pressiométriques NP 20 WD1 — NP 21 WD1, ainsi que d'un puits de reconnaissance P 15-12, et d'un profil en sismique réfraction. Sur le profil 21, à une trentaine de mètres du site, nous avons fait réaliser par la Société Intrafor, deux puits expérimentaux de grand diamètre (6 m).

Avec ces résultats, il était difficile de faire une estimation précise des performances à attendre de la semelle en matière de force portante et de tassement. Mais l'attention du projecteur se portait d'abord sur la stabilité globale des éboulis, que l'on jugeait précaire et qui semblait compromettre la faisabilité d'une solution sur semelle superficielle.

Une approche théorique du comportement de la fondation superficielle sur la base des résultats d'essais pressiométriques, laissait prévoir des tassements d'ordre multicentimétrique à décimétrique pour les charges envisagées.

Une autre approche, inspirée des méthodes classiques relatives aux fondations soumises à des charges inclinées a également été réalisée. Avec les valeurs d'angle



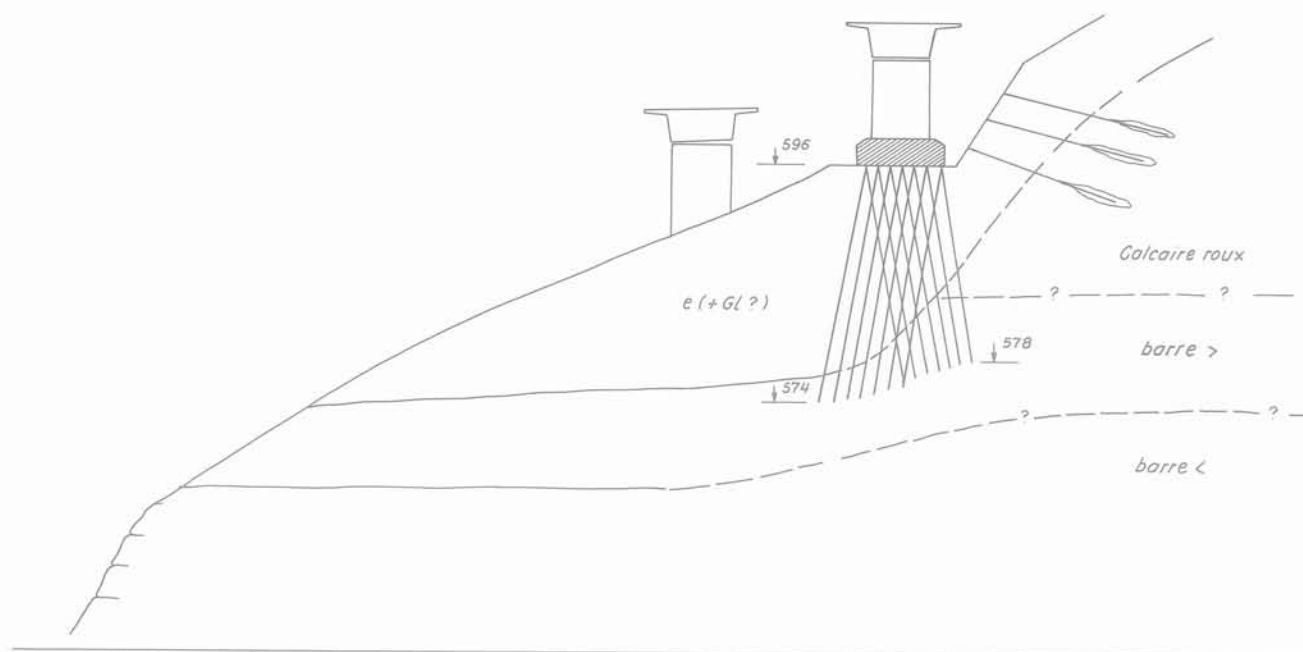


Fig. 6. — Fondations sur micropieux  
(Adaptation au viaduc des Neyrolles).

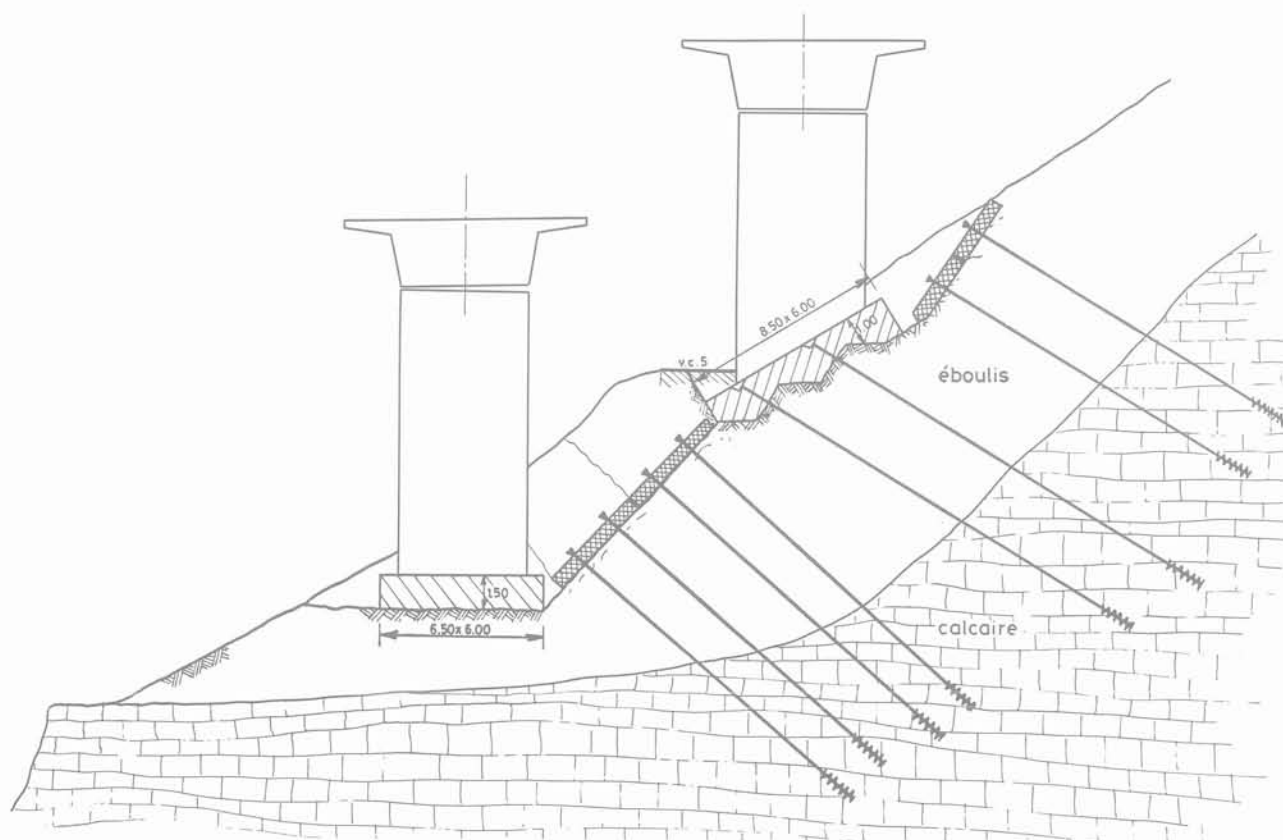


Fig. 7. — Piles 22 Neyrolles. Fondation sur semelle.

de frottement envisagées, la force portante apparaissait limite pour une sollicitation verticale, plus confortable en introduisant une composante inclinée rentrant dans le massif par le biais de tirants.

On a étudié également la stabilité d'ensemble du versant, avec simulation d'une surcharge importante verticale.

Pour  $\varnothing = 35^\circ$ , le coefficient de sécurité reste très légèrement supérieur à 1 pour une surcharge verticale et des surfaces de glissement circulaires de rayon faible.

Il devient très nettement inférieur à 1 pour de grands cercles, de glissement sauf à mobiliser une cohésion importante.

En fait, la coupe géologique interdit le développement de tels cercles de glissement (rocher à profondeur par trop importante).

Enfin, une simulation préalable du comportement du versant par la méthode des éléments finis a été menée. Elle mériterait d'être beaucoup plus approfondie grâce aux excellents résultats disponibles en matière de déformations et sollicitations.

## 2.1. Mise en œuvre de la sollicitation

La semelle de fondation a été réalisée immédiatement à l'amont d'une piste de reconnaissance taillée dans la couverture d'éboulis à peu près deux ans auparavant. Cela a nécessité l'ouverture préalable d'une excavation supplémentaire dans le talus amont de la piste, excavation dont l'emprise a été limitée pour réduire le risque d'une déstabilisation superficielle du talus amont. Pour réduire encore davantage ce risque, on a construit immédiatement après l'excavation, un mur de soutènement de ce talus amont, ancré par quatre tirants de 25 tonnes.

La forme et les dimensions de la semelle sont indiquées sur la figure 8. Son ferrailage a été conçu pour qu'elle puisse être considérée comme rigide sous les efforts très importants qu'elle devait subir, avec toutefois les réservations nécessaires pour la mise en œuvre des tirants de chargement et des forages d'auscultation.

On devait, sur cette semelle, simuler l'effet d'une charge verticale d'environ 1 0 MN. Cela a été fait au moyen de quatre tirants verticaux de 2,5 MN largement ancrés au rocher sous jacent pour éviter tout phénomène parasite au niveau du scellement.

Les vérins ont été mis en charge progressivement avec un dispositif permettant d'agir sélectivement sur chacun d'eux afin d'éviter toute distorsion dans les efforts appliqués et tout basculement intempestif de la semelle.

Une telle charge, verticale, donc oblique par rapport à la surface de la semelle, avait, pour la stabilité au poinçonnement comme pour la stabilité au glissement

sous la semelle ou celle au glissement d'ensemble, une direction défavorable.

On a donc cherché à diminuer la composante tangentielle, c'est-à-dire à ramener la sollicitation plus près de la normale au massif en introduisant un effort de 2 MN incliné à  $30^\circ$  sur l'horizontale par l'intermédiaire de deux tirants supplémentaires.

Une fois l'ensemble de ces tirants mis en place, il a été décidé de mettre en œuvre la procédure de chargement illustrée sur le schéma détaillé sur la figure 9.

## 2.2. Mise en œuvre de l'auscultation

### 2.2.1. Mise en tension et contrôle des tensions des tirants

Compte tenu de la bonne qualité, a priori, du calcaire formant le substratum, on pouvait espérer éviter tout fluage des scellements.

Toutefois, les longueurs de scellement ont été largement dimensionnées pour s'affranchir de ce problème.

Pour les quatre tirants verticaux, la Société Intrafor a mis en œuvre un dispositif de mise en charge permettant une mise en charge simultanée des quatre tirants et un réglage individuel sur chaque tirant. Ce dispositif évite un basculement de la semelle.

Ces quatre tirants ont été équipés de cales dynamométriques de contrôle de la tension type GLOTZL K 200.

Les deux tirants inclinés T1 et T2 assurant l'ancrage de la semelle ont été tendus à 1 MN chacun en début d'essai.

Leur tension a été contrôlée pendant la première partie de l'essai à l'aide de deux cales dynamométriques type GLOTZL K 100.

### 2.2.2. Contrôle des déplacements de la semelle

La semelle d'essai en béton armé était dimensionnée et ferrailée pour pouvoir se déplacer en corps rigide. Le principe du contrôle du déplacement de la semelle a consisté en la détermination au cours de l'essai des coordonnées de trois points de la semelle par rapport à un repère fixe de référence XYZ.

Les déplacements de la semelle dans le plan XY (Y étant l'axe longitudinal, sens de la pente, et X le sens transversal) ont été suivis à l'aide de six bases de mesures Distomatic.

— trois dans le sens longitudinal, chacune composée d'un plot fixé sur un des massifs de la semelle et d'un autre plot ancré à l'amont au-dessus du mur de soutènement;

— trois dans le sens transversal, chacune composée d'un plot fixé sur des massifs de la semelle et d'un autre plot ancré à une quinzaine de mètres de la semelle.

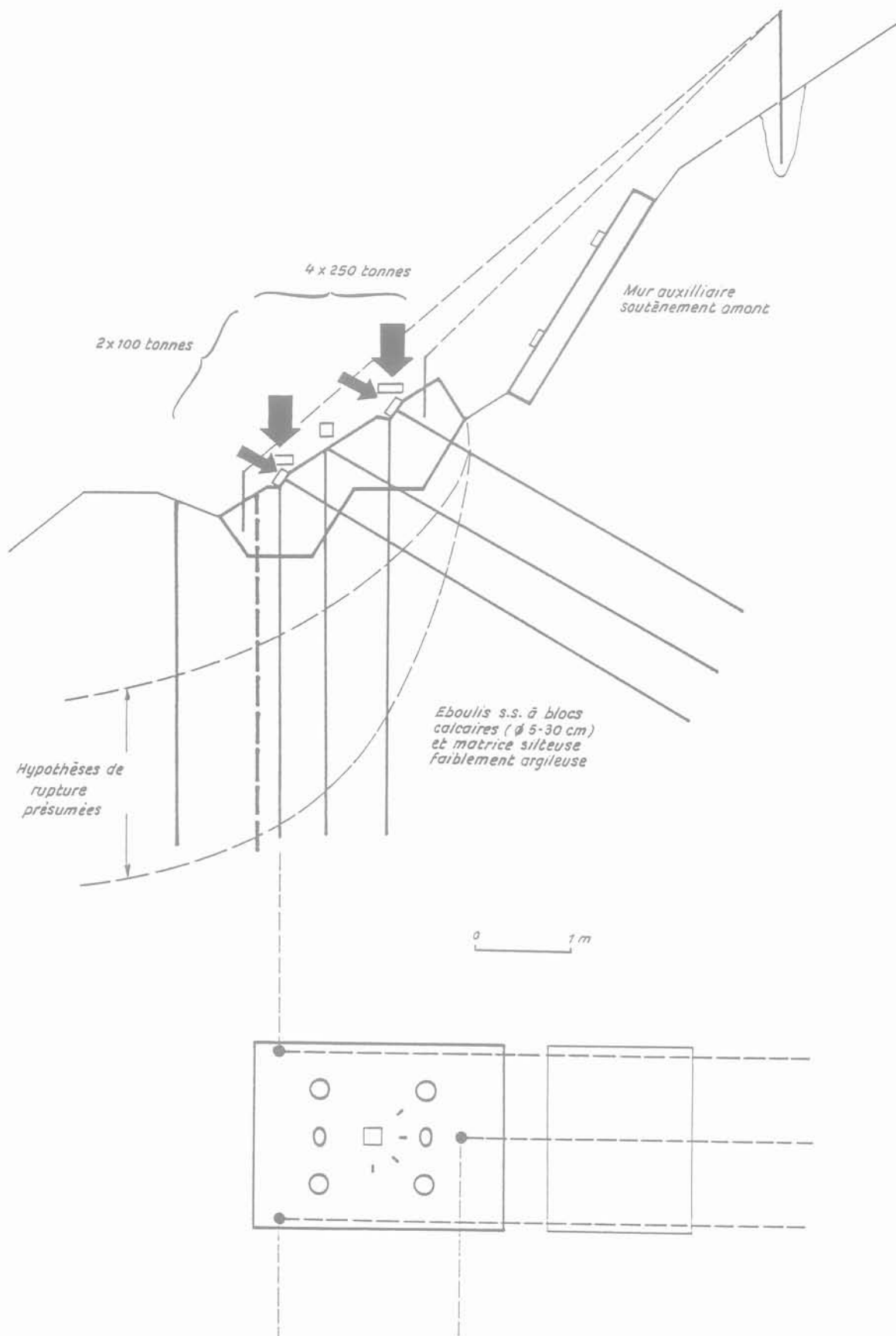


Fig. 8. — Plan et coupe.

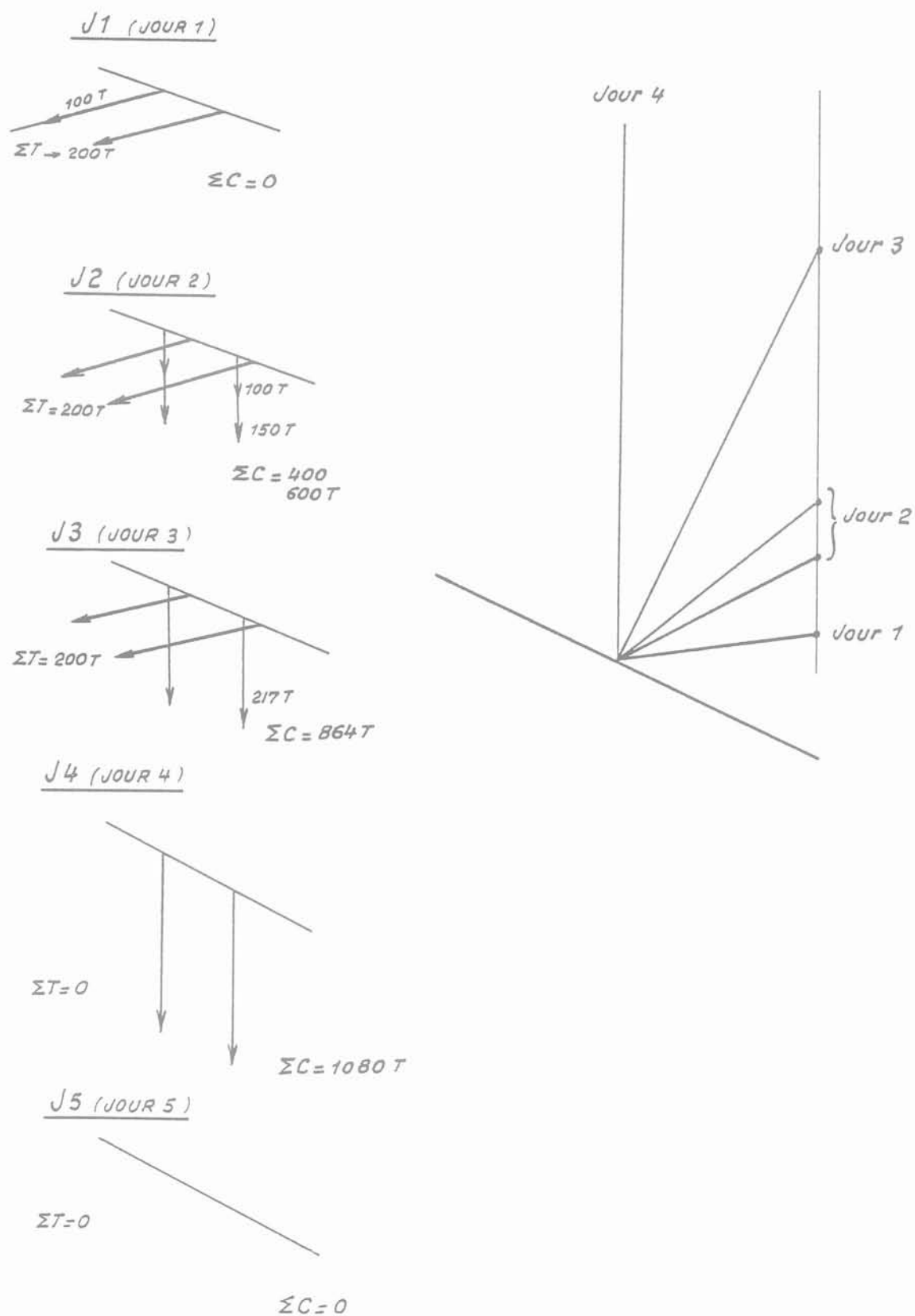


Fig. 9. — Mise en œuvre de la sollicitation.

Dans le sens longitudinal, les trois plots de référence ont été fixés sur des profilés métalliques de 2,50 m de long encastrés de 1,00 m dans le sol et scellés à la base par du béton, à l'amont de la semelle au-dessus du mur de soutènement.

Dans le sens transversal, on a fixé les plots de référence également sur des profilés métalliques scellés dans des massifs de béton disposés à une quinzaine de mètres de part et d'autre de la semelle.

Les déplacements verticaux de la semelle ont été suivis par deux types d'appareils différents :

1. au moyen d'un Nivomatic ;
2. au moyen de relevés topographiques de précision.

Le Nivomatic n'est pas rigoureusement au centre de gravité des points de mesure topographique.

Le fonctionnement du Nivomatic reposant sur le principe des vases communicants, on a fixé le « plot mobile » approximativement au centre de la semelle sur un plot Distomatic scellé dans la semelle et le « plot de référence » sur un des massifs servant de référence aux bases Distomatic.

Les mesures topographiques ont été faites avec un niveau optique Wild type NA2 muni d'un micromètre permettant de lire le  $1/10^{\circ}$  de mm et d'apprécier le  $1/100^{\circ}$  de mm. On a également utilisé une mire Invar GPL.

On a enfin scellé sur la semelle quatre nivelles dans les quatre directions principales (les deux axes et les deux diagonales) à l'aide de ciment prompt en vue de détecter une éventuelle rotation de la semelle.

### 2.2.3. Mesure des déformations du sol

Les déformations du sol ont été contrôlées à l'aide de deux appareillages distincts :

- deux sondages équipés d'Extensofors pour le contrôle des tassements,
- deux sondages équipés de tubes inclinométriques pour la surveillance des déplacements horizontaux et la détection d'éventuelles surfaces de rupture.

Les deux sondages inclinométriques ont atteint 15 m de profondeur.

Le premier est implanté dans l'axe de la semelle, 0,50 m à l'aval de celle-ci, le second latéralement à 1,50 m.

Le sondage équipé de l'Extensofor E1, implanté au centre de la semelle et incliné à  $30^{\circ}$  par rapport à l'horizontale, a été poursuivi jusqu'à 17 m. Le calcaire a été atteint à 14 m.

Le sondage équipé de l'Extensofor E2 vertical et implanté sur la même ligne transversale que E1, a atteint 14 m, le calcaire a été atteint à 10 m.

A l'issue de cette présentation sommaire des matériels utilisés, il convient de souligner l'origine de ces matériels :

- la nivelle est fabriquée et distribuée par le LRPC de Toulouse ;
- les Distomatic, Nivomatic, Extensofor, par la Société Télémac ;
- l'inclinomètre est un MK III de Soil Instruments ;
- le boîtier de saisie et de traitement des mesures inclinométriques est un prototype du BRGM Lyon.

## 3. RÉSULTATS OBTENUS ET INTERPRÉTATION

### 3.1. Détail des résultats présentés

Les résultats détaillés sont regroupés de la façon suivante :

- *Déplacements superficiels, parallèlement au versant*, mesures au Distomatic en fonction de la charge (fig. 10).
- *Déplacements superficiels verticaux*, mesures au Nivomatic et en topographie en fonction de la charge.
- *Déplacements profonds*, mesures en extensomètre en fonction de la charge (fig. 11).
- *Mesures inclinométriques*.
- *Courbes effort-déformation* (normales et tangentielles).
- *Mesures effectuées sur les nivelles*.

### 3.2. Relation effort déplacement en surface

#### 3.2.1. Diverses représentations

Cette relation ne peut s'exprimer d'une façon simple puisque l'effort est variable non seulement en grandeur mais aussi en inclinaison.

En admettant que les déplacements latéraux  $x$  restent négligeables, on peut tracer, dans le plan vertical de symétrie de la semelle son vecteur déplacement total ( $\Delta Y + \Delta Z$ ) en fonction du vecteur force  $F$ .

On observe :

- en cours de la mise en tension des tirants inclinés ( $F_1$  à  $F_4$ ) que le déplacement est essentiellement un glissement vers l'amont,
- ensuite de  $F_5$  à  $F_{14}$  avec l'accroissement de l'effort vertical, le déplacement se fait vers l'aval et le bas. Il faut arriver à une charge verticale de 6 MN pour rattraper le glissement amont (pour repasser par la verticale),
- à partir du moment où se fait le rechargement sous seul effort vertical (tirants inclinés détendus), les déplacements deviennent plus importants et leur composante vers l'aval est de plus en plus marquée.

Pour se rapprocher des courbes effort déplacements classiques, on a tracé dans un système d'axes ortho-

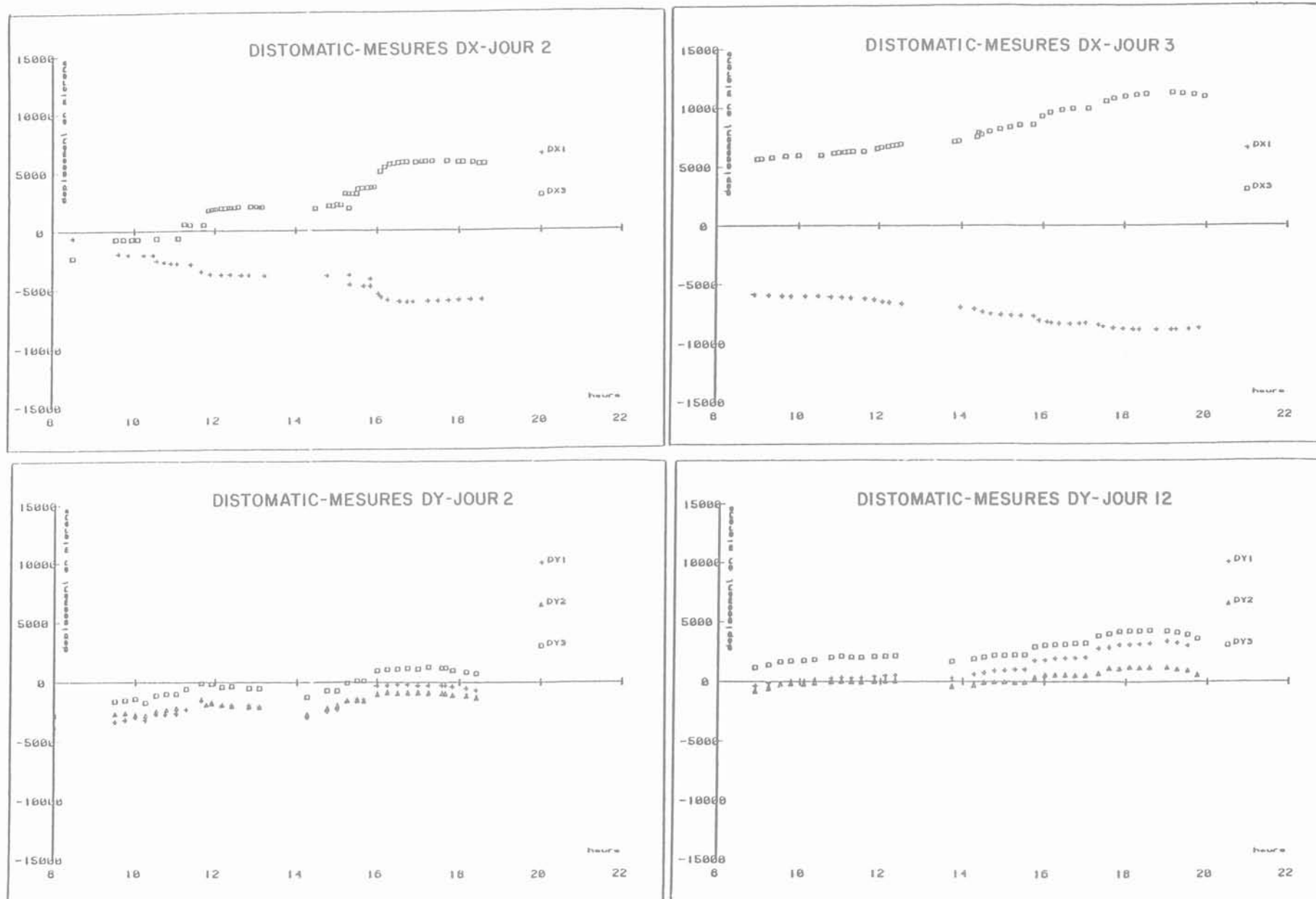


Fig. 10. — Semelle d'essai des Neyrolles.

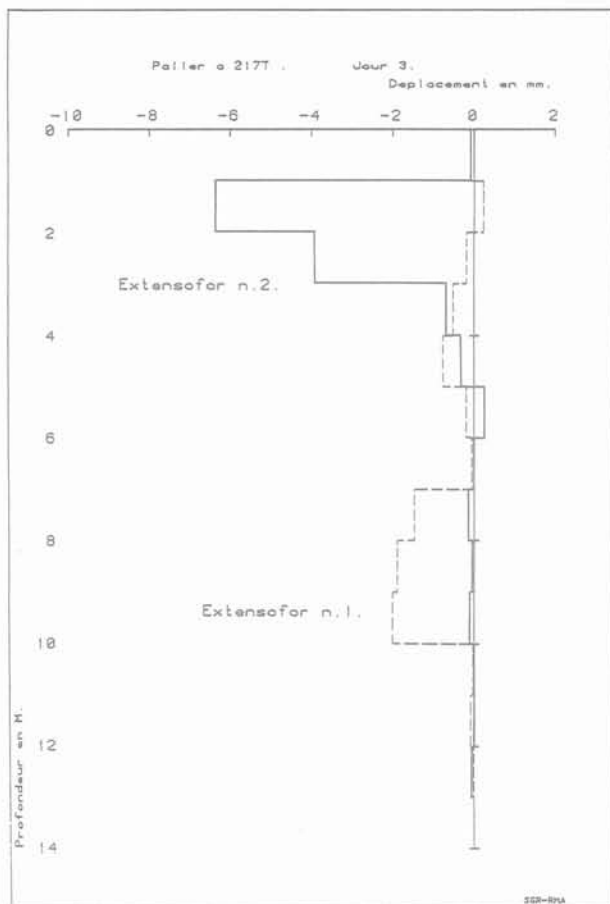


Fig. 11. — Semelle d'essai des Neyrolles.

normés constitué par le plan de la semelle et sa normale :

- le déplacement tangentiel (glissement) en fonction de la composante tangentielle de l'effort,
- le déplacement normal (poinçonnement) en fonction de la composante normale de l'effort.

et enfin :

- le déplacement vertical en fonction de la composante verticale de l'effort, courbe qui avait été obtenue très précocement sur le site grâce à l'utilisation du programme de traitement et du micro-ordinateur disponible sur le chantier (fig. 12).

L'examen de ces courbes ne permet pas de tirer de conclusions formelles quant à la mise en plasticité. Il semble toutefois qu'au-delà de 8 à 10 MN on aborde le domaine de mise en plasticité.

### 3.2.2. Examen du fluage

Pour essayer d'en juger, on a eu recours à l'examen des courbes de fluage sur les paliers pour lesquels on disposait des périodes de mesures assez longues :

jour 2 : palier à 1,00 MN (x4) avec tirants inclinés à 2 MN

jour 2 : palier à 1,50 MN (x4) avec tirants inclinés à 2 MN

jour 3 : palier à 1,83 MN (x4) avec tirants inclinés à 2 MN

jour 3 : palier à 2,17 MN (x4) avec tirants inclinés à 2 MN

jour 4 : palier à 1,50 MN (x4) avec tirants inclinés détendus

jour 4 : palier à 2,33 MN (x4) avec tirants inclinés détendus

jour 4 : palier à 2,50 MN (x4) avec tirants inclinés détendus

Les courbes de déplacement total correspondantes ont été tracées.

On a tenté de les exploiter suivant une procédure analogue à celle habituellement mise en œuvre pour les essais de tirants mais sans qu'il soit possible de mettre en évidence une limite de comportement élastique.

## 3.3. Répartition des déplacements en profondeur

### 3.3.1. Mesures extensométriques

On rappelle que les mesures extensométriques permettent de juger de la répartition des déformations le long d'un forage par l'appréciation du raccourcissement ou de l'allongement de base de mesures de longueur initiale 1,50 m matérialisées par deux bagues métalliques, la précision annoncée par le constructeur étant de 2/100 mm.

#### a. Observations au jour n° 1

- aucun mouvement au-delà de 10 mètres dans la zone d'ancrage;
- un raccourcissement de l'ordre de 1,5 à 2 % entre 7 et 10 mètres dans la zone située immédiatement au-dessus;
- une zone neutralisée entre 5 et 7 mètres;
- un raccourcissement de l'ordre de 0,5 à 0,7 % entre 3 et 5 mètres;
- entre 0,50 et 1 MN on ne mesure pas de différence significative, sinon un allongement de 2 mm entre 5 et 7 mètres.

De telles observations ne sont pas faciles à interpréter. En effet : la déformation est maximale en profondeur, alors qu'avec une répartition des contraintes de type Boussinesq sous la semelle on pourrait s'attendre à l'inverse. C'est vraisemblablement lié à l'existence entre 7 et 10 mètres d'une couche moins rigide, par exemple plus argileuse.

Globalement la déformation est un raccourcissement de l'ordre de 5 à 6 mm.

b. au jour n° 2, les tirants inclinés restant tendus, on observe la répartition des déformations sous 0,05, 1,25 et 1,50 MN ; de charge verticale supplémentaire (ou plus exactement 0,20, 5 et 6 MN de charge verticale globale).

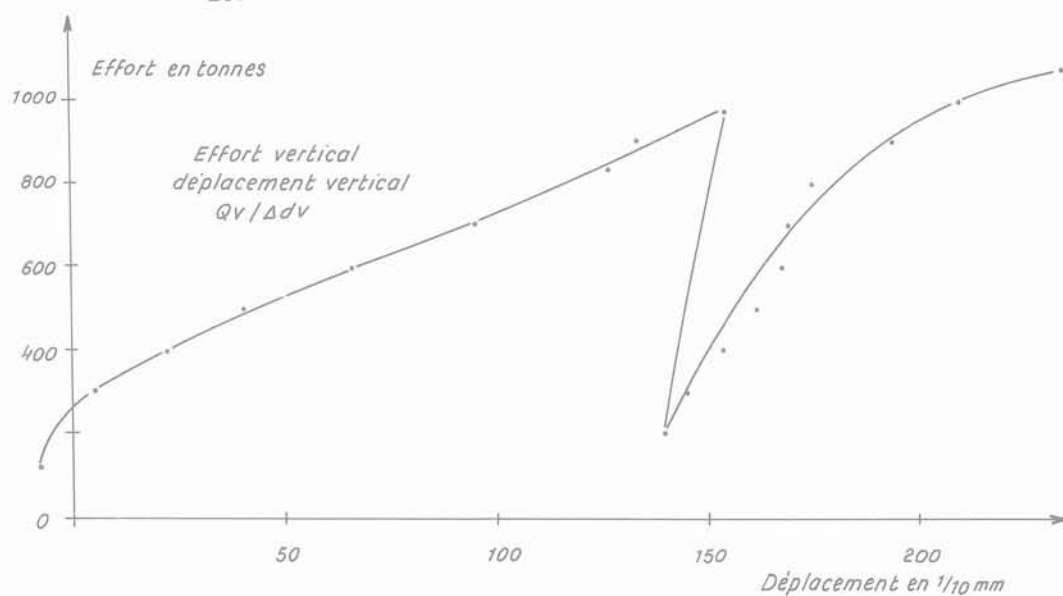
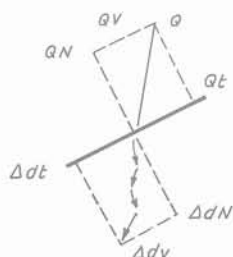
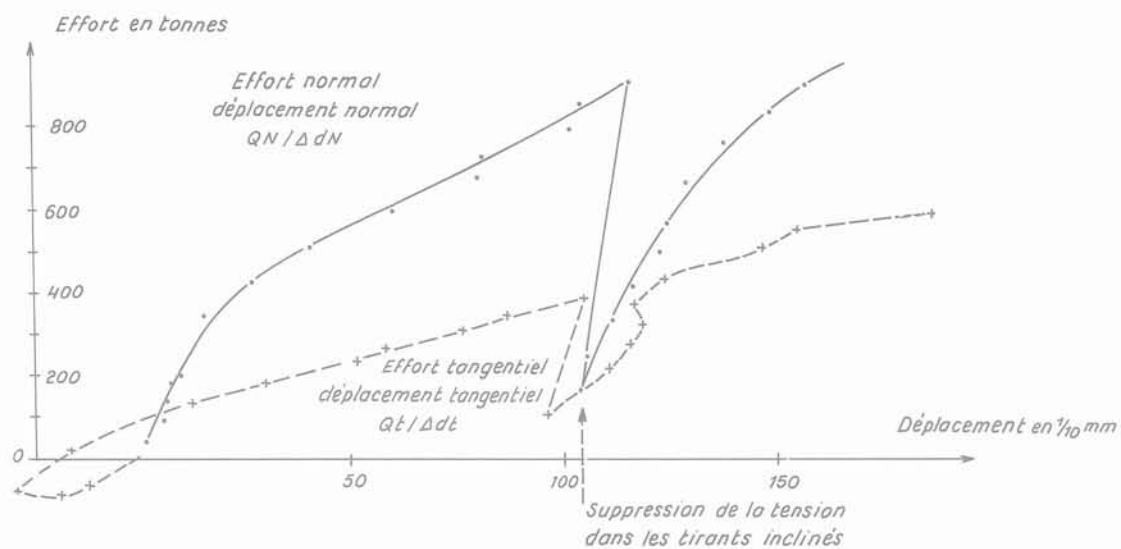


Fig. 12. — Décomposition du diagramme efforts/déformations.

Le raccourcissement global est d'environ 7,15 mm, ce qui est assez conforme aux résultats de déplacement de surface.

c. *Ultérieurement*, cet Extensofor n° 1 ne montre pratiquement plus aucune variation. Cela paraît normal puisque par rapport au déplacement global, il occupe une position radiale inclinée à 30°. Donc, au-delà de la phase de mise en tension initiale, il a été sollicité transversalement sous raccourcissement radial.

Il faut noter qu'il ne montre aucune restitution de déformation élastique lorsque les tirants inclinés sont détendus.

### 3.3.2. Extensomètre n° 2 vertical

Pour cet extensomètre vertical, on retrouve une répartition des déformations conforme à Boussinesq avec, pour la charge à 6 MN au 2<sup>e</sup> jour :

- 4 mm de déformation entre 1 et 2 mètres,
- 2,5 mm de déformation entre 2 et 3 mètres.

Ces déformations allant en croissant pour atteindre au total 13 à 15 mm au 4<sup>e</sup> jour.

En composant les déformations mesurées sur les deux extensomètres, on arrive à une très bonne corrélation avec les déformations mesurées en surface (même valeur de la composante normale au massif, valeur de la composante tangentielle mal mesurée par E<sub>1</sub>).

### 3.3.3. Mesures inclinométriques

Deux tubes inclinométriques avaient été mis en place. Aucune déformation dans le sens longitudinal ( $\Delta x$ ) n'a été mesurée dans les tubes. Quelques réajustements latéraux ont été perceptibles sur les deux tubes.

Une telle constatation est tout à fait logique, les déplacements mesurés en tête demeurant dans la limite de précision des mesures inclinométriques et surtout en l'absence de discontinuité de déplacement en profondeur significatif de l'existence d'une surface de rupture.

## 3.4. Interprétation

L'expérimentation menée sur la semelle des Neyrolles a permis de mettre en évidence certaines particularités du comportement d'une masse d'éboulis dont les caractéristiques physiques et géologiques avaient été testées par ailleurs grâce à l'exécution de puits.

Sous l'ensemble des sollicitations apportées, effort vertical avec ancrage ou effort vertical seul, les déformations sont restées faibles, de l'ordre de grandeur de ce que laissaient prévoir les modules pressiométriques. Leur composante majeure est verticale avec toutefois, lorsque l'ancrage incliné à 30° est supprimé, une tendance au glissement suivant la pente qui s'accroît au-delà de 10 MN de charge verticale.

On doit se demander ce qui se serait passé si la charge verticale seule avait été apportée sans que le terrain ne soit préalablement serré par la mise en tension des tirants inclinés. Il est vraisemblable que la composante

tangentielle de la déformation aurait été plus forte, allant éventuellement jusqu'à un glissement superficiel.

Lors de la détente des tirants inclinés, la déformation enregistrée sur l'extensomètre n° 1 est restée irréversible. Il n'est pas interdit de penser que, compte tenu des déformations enregistrées dans le massif, une tension résiduelle soit restée dans les tirants sollicités passivement, ce qui tempérerait les conclusions optimistes que l'on peut être tenté de tirer du comportement sous charge verticale seule.

Les mesures inclinométriques n'ont montré aucune trace de cisaillement profond. Une approche de la stabilité par une méthode de Bishop et à deux dimensions montre que, pour de petits cercles de glissement (et il ne peut s'en développer de très grands, compte tenu de la présence du rocher en profondeur), le coefficient de sécurité reste supérieur à 1 dès que  $\phi$  est supérieur à 35°. Pour la semelle en vraie grandeur, le rayon de « petit cercle » s'agrandit proportionnellement à la surface de la semelle et ce résultat prend beaucoup d'importance.

Enfin, les essais de fluage n'ont pas montré de tendance alarmante dans le domaine d'effort expérimenté.

Toutes ces constatations permettent de penser qu'une solution de fondation superficielle n'est pas à rejeter définitivement pour un ouvrage du type de celui qui était prévu ici, sous réserve toutefois :

- que de légers tassements différentiels soient admissibles ;
- que puisse être assurée la pérennité à long terme de l'équilibre obtenu ici.

## 4. CONCLUSION

Sur le site d'une pile, les tassements d'une fondation sur semelle sont donc acceptables pour une charge égale à deux fois celle de l'ouvrage.

Mais l'incertitude sur le comportement mécanique des éboulis reste entière. Avec les caractéristiques prises en compte pour le projet, des calculs de stabilité générale à la rupture ont montré que l'influence des charges de l'ouvrage est faible. Mais l'état de stabilité du versant est tout de même précaire. On ne peut pas se contenter des mêmes coefficients de sécurité pour l'ouvrage. Un dispositif de confortement supplémentaire doit alors être prévu dans la zone de chaque fondation, par exemple longrines avec tirants d'ancrage (fig. 7).

Pour une fondation sur semelle correspondant à l'appui de la pile P 22 du viaduc de Neyrolles (comportant une vingtaine de fondations similaires), un effort de confortement subhorizontal de 13 MN serait nécessaire, correspondant à quatorze tirants de 0,90 MN.

D'autre part, vis-à-vis des tassements, se pose la

question de la représentativité du site d'essai pour les autres appuis. On ne connaît pas le comportement au tassement d'éboulis de faible densité à indice des vides important, mais dont les grains de dimension importante peuvent s'arc-bouter les uns contre les autres. De toute façon, il y a toujours un risque de tassements différentiels dû à la présence d'éboulis plus argileux. Dans ces conditions, il faudrait envisager pour chaque semelle la mise en place de tirants verticaux afin de réaliser un préchargement du sol avant construction de la pile et du tablier.

Toutes ces précautions, nécessitées pour une fondation sur semelle, conduisent à une dépense moyenne de 500 000 francs en tirants d'ancrage par appui. Une telle somme permet de réaliser un puits de fondation de 4,5 m de diamètre et 19 m de profondeur. Pour l'ouvrage de Neyrolles la solution classique sur puits, à base éventuellement élargie, apparaît donc plus économique.

De la même manière, les essais de chargement de micropieux (unique et groupe de 3), ont donné d'excellents résultats. Il est possible de réaliser sans problème des micropieux de charge admissible 0,40 à 0,60 MN. Si on laisse de côté la résolution du problème de l'influence d'une telle fondation sur la stabilité générale (les micropieux travaillent surtout au frottement latéral et chargent les couches superficielles du versant), le coût d'une telle solution est également prohibitif: 30 000 francs par mètre linéaire de profondeur contre 26 600 francs pour un puits unique de 4,5 m de diamètre.

Il apparaît donc que les solutions associant mieux les terrains de couverture aux fondations ne sont pas économiques par rapport aux solutions traditionnelles. Néanmoins, elles pourraient le devenir avec une meilleure connaissance du comportement mécanique des éboulis (surtout si le substratum est situé à une profondeur supérieure à 25 m).



## auscultation de la digue de Lavours (aménagement du Haut-Rhône)

lavours - monitoring of a bund built on very soft ground

**A. COMTET**

Ingénieur à la Compagnie Nationale du Rhône\*

**B. MEMIER**

Ingénieur géotechnicien au B.R.G.M. de Lyon\*\*

### Résumé

Dans le cadre de l'aménagement hydroélectrique du Haut-Rhône, la Compagnie Nationale du Rhône a édifié une digue de 5 m de hauteur, 1 700 m de long, reposant sur une épaisse couche de matériaux compressibles (tourbe).

Afin d'apprécier le comportement réel de ces matériaux, le B.R.G.M. a conçu, mis en place et suivi pendant plus d'un an, un dispositif d'auscultation comprenant piézomètres, capteurs de pression interstitielle, tassomètres et inclinomètres. Les résultats ont permis de mettre principalement en évidence :

- des déformations latérales des niveaux tourbeux ;
- la lenteur de la dissipation des pressions interstitielles ;
- et un tassement réel nettement inférieur au tassement théorique.

### Abstract

*As part of the hydroelectric equipment of the upper Rhone, the C.N.R. has built a 5 m high and 1 700 m long bund, founded on a thick layer of very soft ground (peat).*

*In order to evaluate the behaviour of this soil, the B.R.G.M. has developed, installed and followed over a period of more than a year, a monitoring system including piezometers, pore-pressure cells, tassometers and inclinometers.*

*After interpretation of the results, this study has shown mainly that :*

- lateral displacements occurred in the peat layers ;*
- pore-pressures dissipated very slowly ;*
- the actual settlements were much smaller than expected from theoretical calculations.*

\* 2, rue André Bonin, 69316 Lyon cedex 04. Bureau de Recherches géologiques et minières.

\*\* Service géologique régional Rhône-Alpes - B.P. 6083, 69604 Villeurbanne cedex.

## 1. GÉNÉRALITÉS

Dans le cadre de l'équipement hydroélectrique de la vallée du Haut-Rhône, la Compagnie Nationale du Rhône a réalisé l'aménagement de la chute de Belley, dont la mise en service a eu lieu à la fin de l'année 1981.

L'aménagement, d'une longueur de 22 km environ (fig. 1) comprend, de l'amont vers l'aval :

— une retenue de 4,5 km dans le lit du fleuve, dont les travaux comportent essentiellement :

- sur les deux rives, le recalibrage du lit mineur par dérasement et rescindement des berges ;

- en rive gauche, un aménagement de berge submersible de 2 km, suivi d'une digue insubmersible de 2,5 km ;

— un barrage de retenue situé en rive droite du Rhône, face au débouché du canal de Savières ;

— un barrage et un seuil rétablis au débouché du canal de Savières ;

— une écluse implantée dans la digue de rive gauche, permettant le passage de la navigation de plaisance entre la retenue et le lac du Bourget ;

— un canal d'amenée de 13,5 km de longueur, qui emprunte la dépression du marais de « Cressin », le passage rocheux du « Lit-du-Roi », la vallée du l'Ousson. Le canal est établi pour partie en déblai et pour partie en remblai au-dessus du terrain naturel, la hauteur maximale des digues atteignant 13 m ;

— une usine hydroélectrique ;

— un canal de fuite de 1,6 km de longueur, creusé dans la molasse gréseuse et les alluvions sablo-graveleuses du Rhône.

L'ensemble des ouvrages a nécessité l'exécution de 14,6 millions de m<sup>3</sup> de terrassement et de 140 000 m<sup>3</sup> de béton.

## 2. DESCRIPTION GÉOLOGIQUE SOMMAIRE DU SITE DE L'AMÉNAGEMENT

Au départ de l'aménagement, la vallée est large et bordée en rive droite par la plaine de Lavours, très marécageuse, puis est enserrée entre l'extrémité nord du dernier chaînon subalpin qui sépare la vallée du Rhône du lac du Bourget d'une part, et, d'autre part, le premier chaînon jurassien qui se développe au Nord de Belley. Le fond de cette zone, tectoniquement complexe, est probablement occupé par de la molasse qui affleure plus au Sud vers Massignieu, mais qui est masquée ailleurs par les alluvions. Dans la partie aval de cette zone, se développent les marais de Cressin, submergés par l'aménagement.

A l'aval de ces marais en suivant le canal de déviation, on rencontre le verrou rocheux du Lit-du-Roi, où le canal est entaillé dans le calcaire, puis deux vallées marécageuses qui marquent vraisemblablement le tracé

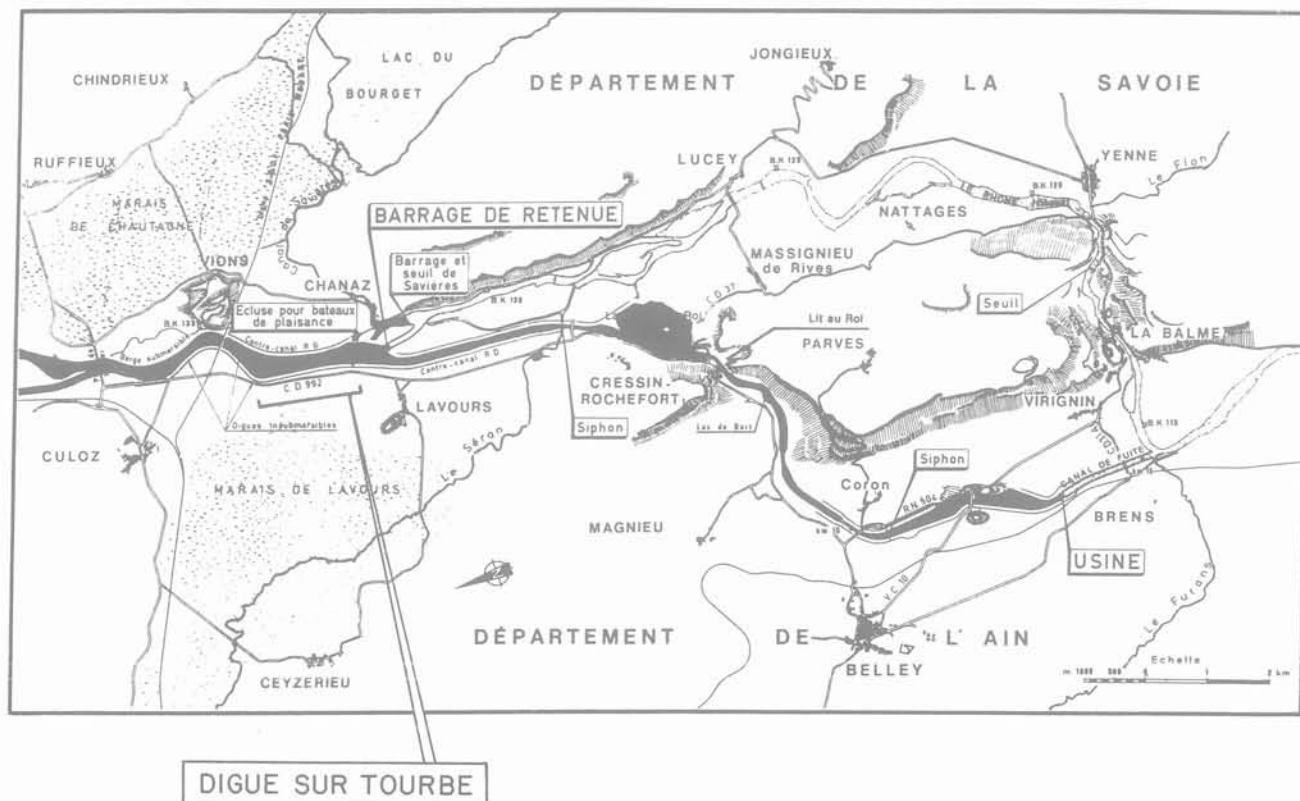


Fig. 1. — Plan d'ensemble de l'aménagement.

d'un ancien lit du fleuve: celle dite de Bart-Coron et celle de l'Ousson. Toute cette zone est occupée par des terrains quaternaires divers plus ou moins récents: tourbes, moraines würmiennes, terrasses d'alluvions anciennes et plaines d'alluvions modernes, qui surmontent un substratum généralement molassique.

### 3. Description du site et de l'ouvrage

Afin de limiter au maximum les emprises nécessaires à la réalisation des ouvrages, ceux-ci ont été conçus de

façon à s'adapter aux conditions du site. La digue de retenue de rive droite (fig. 2) a été implantée en bordure du Rhône naturel, en limite du marais de Lavours. Elle a dû être fondée sur un remplissage formé de tourbes et de limons argileux plastiques, pouvant entraîner des déformations importantes de l'ouvrage, ce qui a justifié une conception particulière de la digue, de son processus d'exécution et de sa surveillance.

L'ouvrage, d'une longueur de 800 m environ, d'une hauteur de 3 m au-dessus du terrain naturel, est bordé par un contre-canal de 3 m de profondeur (fig. 3).

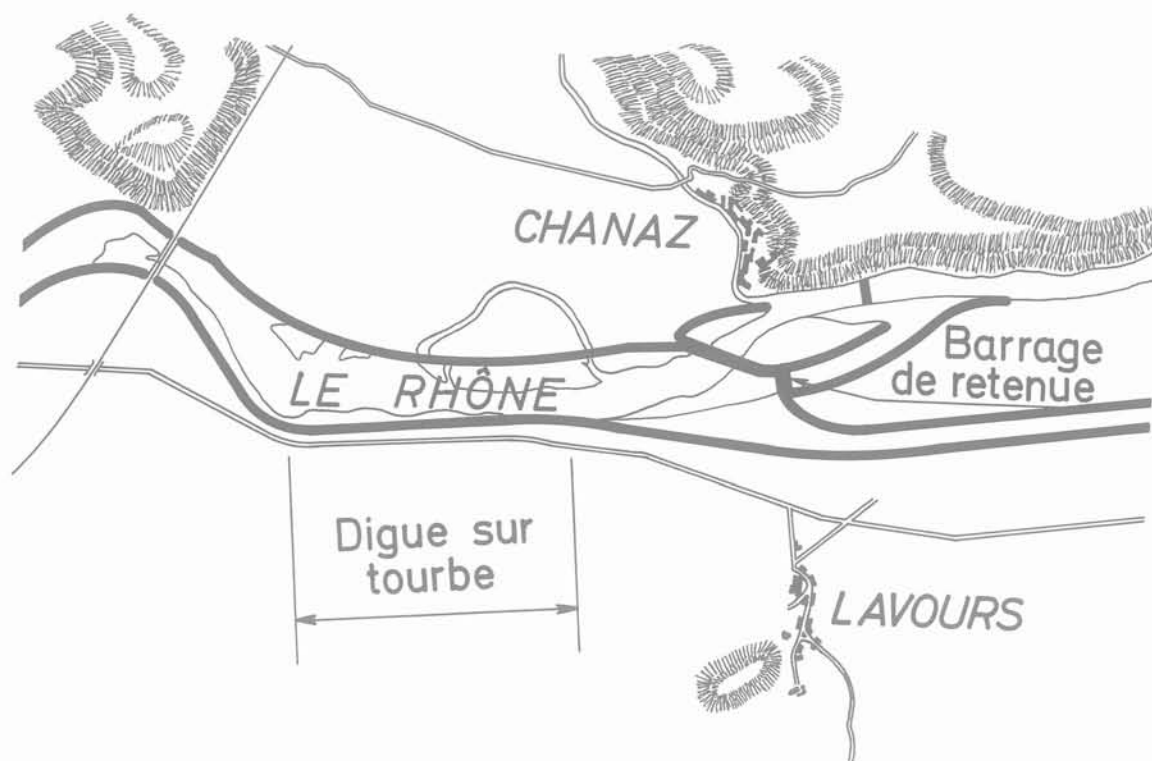


Fig. 2. — Aménagement de Belley, digue sur tourbe.  
Plan de situation.

### 4. CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES DU SOL DE FONDATION ET ÉTUDES PRÉLIMINAIRES

Les caractéristiques mécaniques moyennes des matériaux en place sont indiquées sur la figure 4, qui représente le profil en long dans l'axe de la digue.

Les calculs de stabilité ont tout d'abord mis en évidence la nécessité d'éloigner la digue d'une dizaine

de mètres du bord du Rhône, pour assurer une butée suffisante du talus amont.

Les calculs ont ensuite laissé prévoir un tassement de l'ordre de 0,70 m et ont conduit tout d'abord à concevoir un remblai de digue entièrement en graviers, mieux adaptés pour absorber les tassements différentiels, puis à prévoir une réalisation par phases des travaux d'excavations et de remblaiements.

Enfin, ces études ont conduit à prévoir la mise en place d'un appareillage pour suivre l'évolution des déformations des matériaux sous-jacents et des pressions interstitielles (voir chap. 7 et 8).

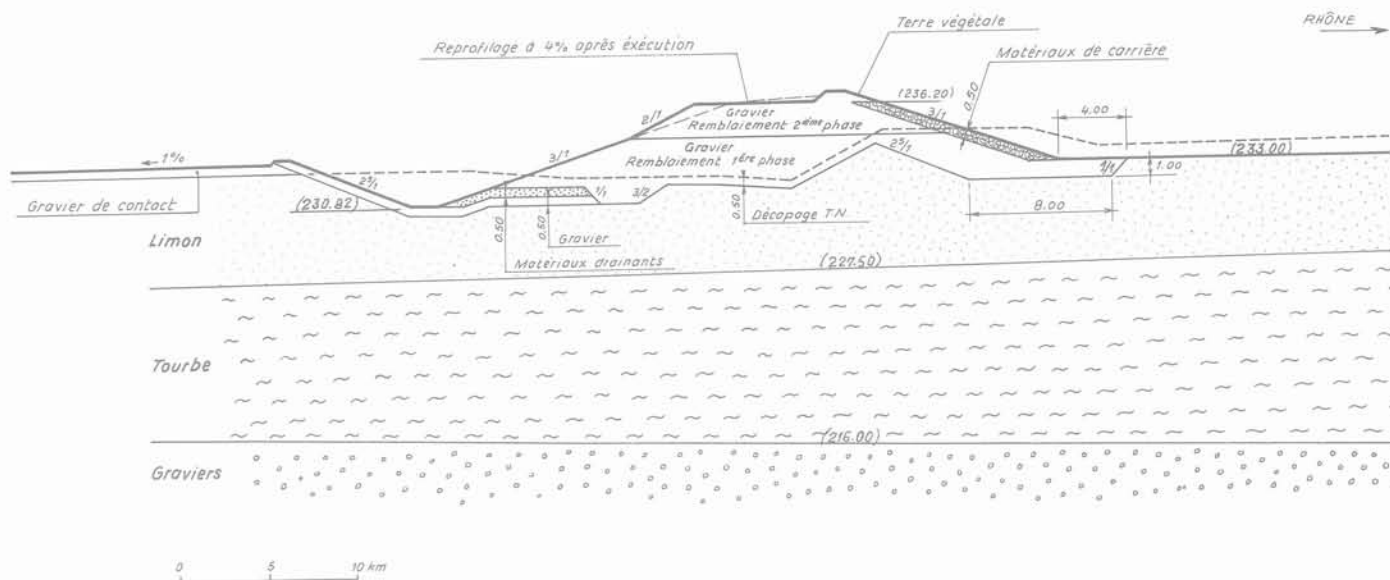


Fig. 3. — Aménagement de Belley, digue sur tourbe.  
Profil type.

## 5. PROCESSUS D'EXÉCUTION

Le terrassement de la digue a été conduit avec méthode, de façon à limiter les déformations latérales et favoriser la consolidation.

Le chronogramme de chargement (fig. 5) au droit du profil principal (PK 133,30) a été le suivant:

— Décembre 1980 à janvier 1981: décaissement du

contre-canal et remblaiement de la clé aval jusqu'au niveau du terrain naturel (234) N.G.F.

— Jusqu'à mi-mars 1981: remblaiement de la clé aval jusqu'à la cote (235,00) N.G.F.

— Jusqu'à mi-juin 1981: décaissement et remblaiement de la clé amont jusqu'à la cote (235,00) N.G.F.

— Jusqu'à mi-août 1981: décaissement du dérassément à la cote (232,00) N.G.F.

— Jusqu'à mi-octobre 1981: remblaiement final de la digue jusqu'à la cote (237,00) N.G.F.

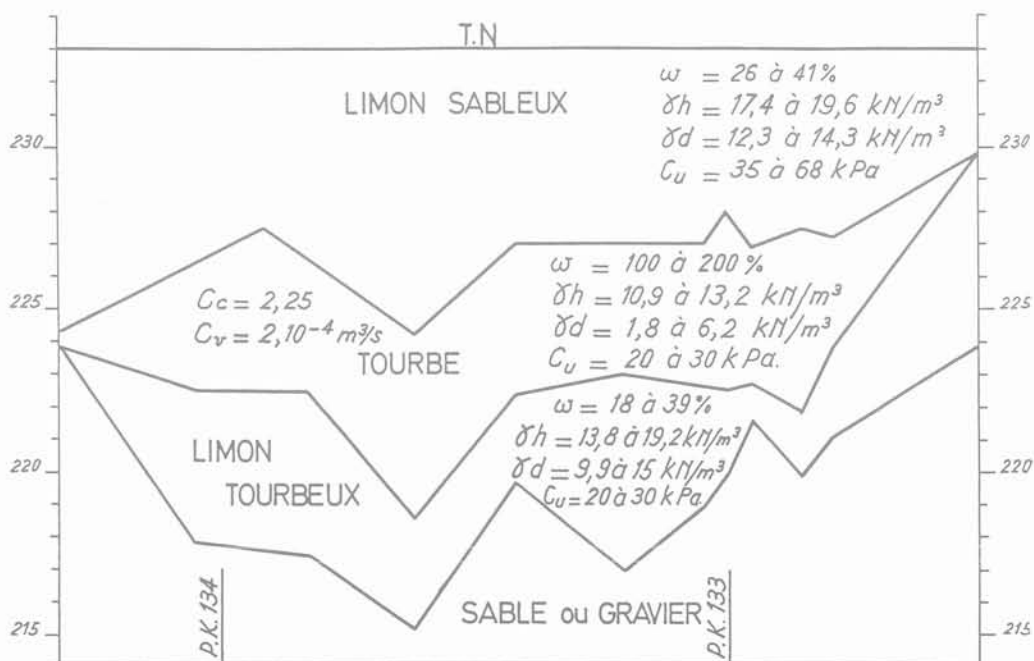


Fig. 4. — Aménagement de Belley, digue sur tourbe.  
Profil en long sous la crête de digue.

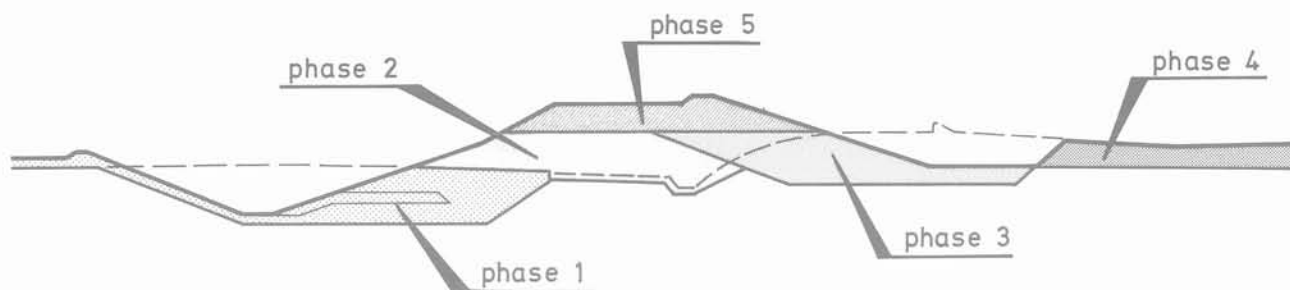


Fig. 5. — Profil principal.

## 6. APPAREILLAGE ET DESCRIPTION SOMMAIRE

Pour contrôler le comportement du sol de fondation vis-à-vis des grandes déformations et de la dissipation des pressions interstitielles dans la tourbe, il a été nécessaire de mettre en œuvre une instrumentation spécifique de la surveillance (fig. 6).

L'appareillage a été disposé sur sept profils répartis sur toute la longueur de la digue. Un profil a été plus particulièrement étudié (profil PK 133,30). Il a été équipé de deux inclinomètres, avec bagues tassométriques magnétiques, d'un tassomètre profond type L.C.P.C., de six tassomètres de surface (type L.C.P.C.) placés juste sous le remblai, de huit capteurs de pression interstitielle répartis sous la digue dans les différentes couches de fondation, et enfin d'un piézomètre ouvert.

Les profils courants ont été équipés d'un inclinomètre avec bagues tassométriques côté Rhône, et d'un capteur de pression interstitielle dans l'axe de la digue.

### 6.1. Capteurs de pression interstitielle

Il s'agit de cellules à contre-pression d'air, du type Glötl P4 SF 10, permettant une mesure directe de la pression interstitielle au moyen d'un manomètre. La résolution est de l'ordre de 0,5 kPa.

Ces cellules ont été mises en place par fonçage au pénétromètre statique, après réalisation d'une substitution sur environ 0,5 m correspondant au profil d'assise définitif de la digue.

Les canalisations plastiques d'alimentation et d'échappement remontent à la surface par le tube-guide de fonçage. A la sortie de terre, ces canalisations sont amenées jusqu'au point de lecture aménagé sur la digue, par un tube isorange de protection.

### 6.2. Tassomètres de surface

Il s'agit de tassomètres ponctuels L.C.P.C., mis en place dans une tranchée transversale. L'ensemble des cellules est relié à un boîtier de distribution, installé sur un socle en béton. Le principe de la mesure est différentiel, par comparaison d'une charge hydraulique induite par une pression étalon, propre à chaque point de mesure. La résolution est centimétrique.

### 6.3. Tassomètre continu

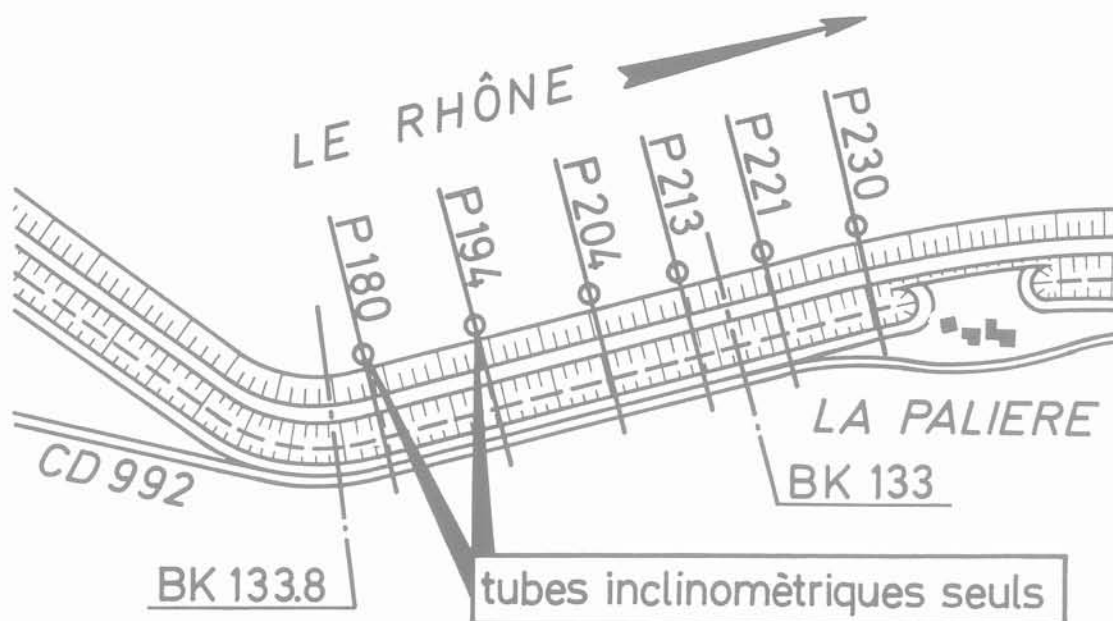
Il s'agit d'un tassomètre prototype L.C.P.C. confié au B.R.G.M. par le C.E.T.E. de Toulouse, chargé de sa mise au point: un tuyau plastique muni de bagues de tassement est mis en place dans un forage, et cimenté au terrain à l'aide d'un coulis plastique. La position des bagues de tassement est décelée à l'aide d'une sonde, avec une résolution infracentimétrique.

### 6.4. Tubes inclinométriques Tassomètres magnétiques

Il s'agit de tubes métalliques rainurés, mis en place dans des avant-trous tubés, et fixés au terrain à l'aide d'un coulis de ciment. Les mouvements horizontaux du terrain sont transmis au tube dont les variations de forme sont détectées à l'aide d'une sonde (type Soil Instrument MK3). Pour connaître le vecteur déplacement horizontal à chaque niveau, les mesures sont faites selon les deux directions perpendiculaires des rainures du tube. Le grand nombre de lectures impose un traitement numérique, ainsi que du graphisme automatique (programme INCLINO du B.R.G.M.).

Les tubes inclinométriques ont été équipés à l'extérieur d'anneaux magnétiques libres de suivre le tassement du terrain. La position de ces anneaux est décelée avec une précision inférieure au centimètre, à l'aide d'une sonde magnétique.

### 6.5. Mesures topographiques de surface (XYZ): citées ici pour mémoire.



### SITUATION DES PROFILS EQUIPES

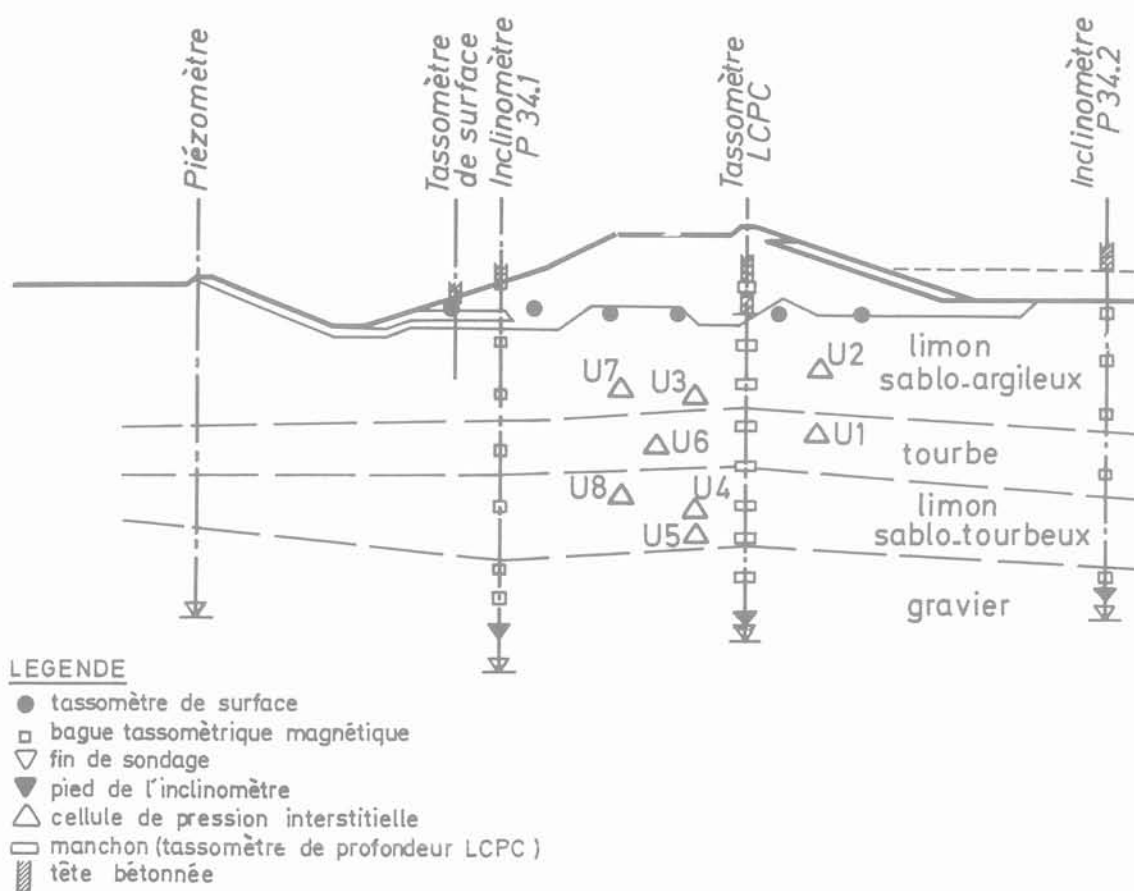


Fig. 6. — Dispositif d'auscultation de la digue sur tourbe.

## 7. EXÉCUTION DES MESURES, ALÉAS, PRINCIPAUX RÉSULTATS

Les appareils de mesures ont été mis en place entre janvier et février 1981. L'ensemble des forages a permis d'affiner la connaissance du site :

— essais de laboratoire sur des échantillons prélevés dans les sondages carottés :

$W$ ,  $\gamma_h$ ,  $\gamma_d$

$C$ ,  $\phi$

$C_c$ ,  $C_v$ , indice de fluage.

Sans entrer dans le détail, il faut noter que les résultats des essais mécaniques ont été légèrement plus favorables que les valeurs moyennes retenues pour les calculs de stabilité préliminaires.

Par contre, les courbes de compressibilité ont montré qu'il est difficile de distinguer la consolidation primaire de la consolidation secondaire. Par ailleurs, le fluage se poursuit d'une manière remarquablement linéaire en fonction du temps, lors des essais prolongés qui ont duré plus de 2 mois et demi sous contrainte verticale de 2 bars.

— Détermination du toit des sables et graviers, qui a toujours été rencontré à une cote supérieure à celle donnée par les sondages préliminaires sous la crête de la digue (de zéro à deux mètres).

Les mesures se sont poursuivies plus d'un an après la pose des appareils : des conclusions suffisamment précises ont pu être formulées et le contrôle, qui continue actuellement, se limite à une surveillance topographique de surface.

### 7.1. Aléas

Sur l'ensemble de cette campagne d'auscultation, les défaillances suivantes ont été observées :

- Plusieurs capteurs de pression interstitielles n'ont pas fonctionné correctement. Ils ont tous pu être réparés ou changés. Les causes ont été :

- l'endommagement dû aux travaux de terrassement (tuyaux de liaison) ;

- l'endommagement suite au fonçage (capteurs, et/ou tuyaux de liaison).

- Un inclinomètre a été cisailé entre 8 et 9 m de profondeur, suite à une déformation horizontale du sol trop importante. Il a été remplacé par trois inclinomètres rustiques.

- Trois inclinomètres ont souffert de crues du Rhône, vers la fin de la campagne de surveillance rapprochée.

- Le tassomètre continu (prototype L.C.P.C.) n'a plus fonctionné à partir d'août, par suite de la défaillance de la sonde expérimentale.

La remarque importante est que ces aléas n'ont nullement remis en cause ni l'intérêt de la campagne d'auscultation, ni les résultats obtenus, et ceci grâce :

- d'une part, aux recoupements possibles de l'ensemble des mesures ;

- et d'autre part, au remplacement (si possible) immédiatement des éléments défectueux.

### 7.2. Principaux résultats

Les principaux résultats sont donnés figures 7 à 12.

- Fig. 7 : évolution dans le temps des tassements totaux

On remarque que la stabilisation est bonne après la première phase de chargement, mais qu'elle a duré plusieurs mois. Les tassements induits par la deuxième phase du chargement apparaissent très bien et on note que la stabilisation n'est pas atteinte en janvier 1982. Nota : la dispersion des mesures est assez importante ; ceci est vraisemblablement dû à une imprécision au niveau de la pression hydrostatique étalon, qu'il y aurait lieu de mieux contrôler.

- Fig. 8 : profil en travers des tassements totaux

Compte tenu de l'amplitude des tassements, la précision modeste des mesures ne pénalise pas la distribution des tassements. Une petite critique peut par contre être faite sur le nombre de points de mesure qui aurait pu être augmenté d'une ou deux unités.

- Fig. 9 : évolution des tassements en fonction du temps et de la profondeur

Le schéma de droite, représentant les tassements différentiels entre deux bagues, met très bien en évidence dans quelle zone le tassement se produit : la quasi totalité du tassement total (en surface) a lieu dans la couche de tourbe.

La question qui peut être posée est de savoir dans quelle mesure les bagues tassométriques couplées à un tube inclinométrique suivent fidèlement les mouvements du sol.

- Fig. 10 et 11 : mesures inclinométriques sur le profil principal

P. 34-1 : mouvement important jusqu'à 4 m de profondeur (interface remblai-limons supérieurs), apparu rapidement et atteignant plusieurs centimètres.

- petits mouvements d'amplitude millimétrique et d'orientation variable, jusqu'à la limite tourbe-tourbe argileuse.

- cisaillement du tube en septembre 81 vers 8,5 m de profondeur, correspondant à un déplacement horizontal local multicentimétrique.

P. 34-2 : aucun mouvement très significatif.

- Fig. 12 : évolution de la pression interstitielle U1

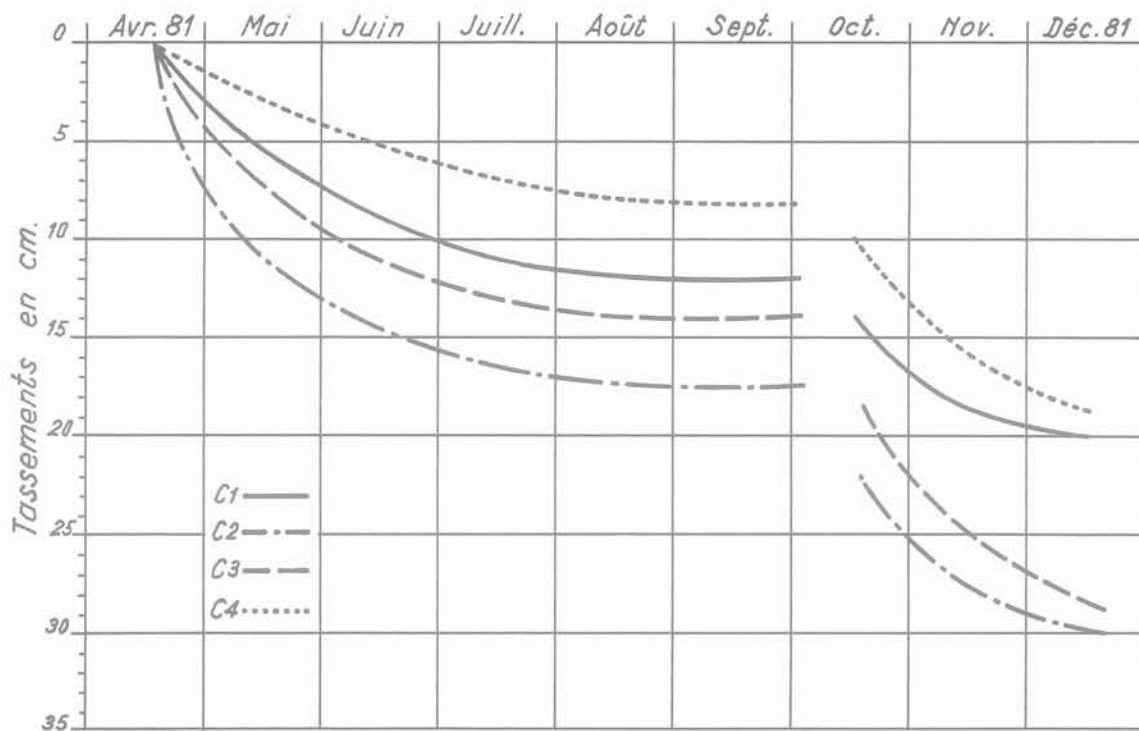


Fig. 7. — Evolution dans le temps des tassements totaux.

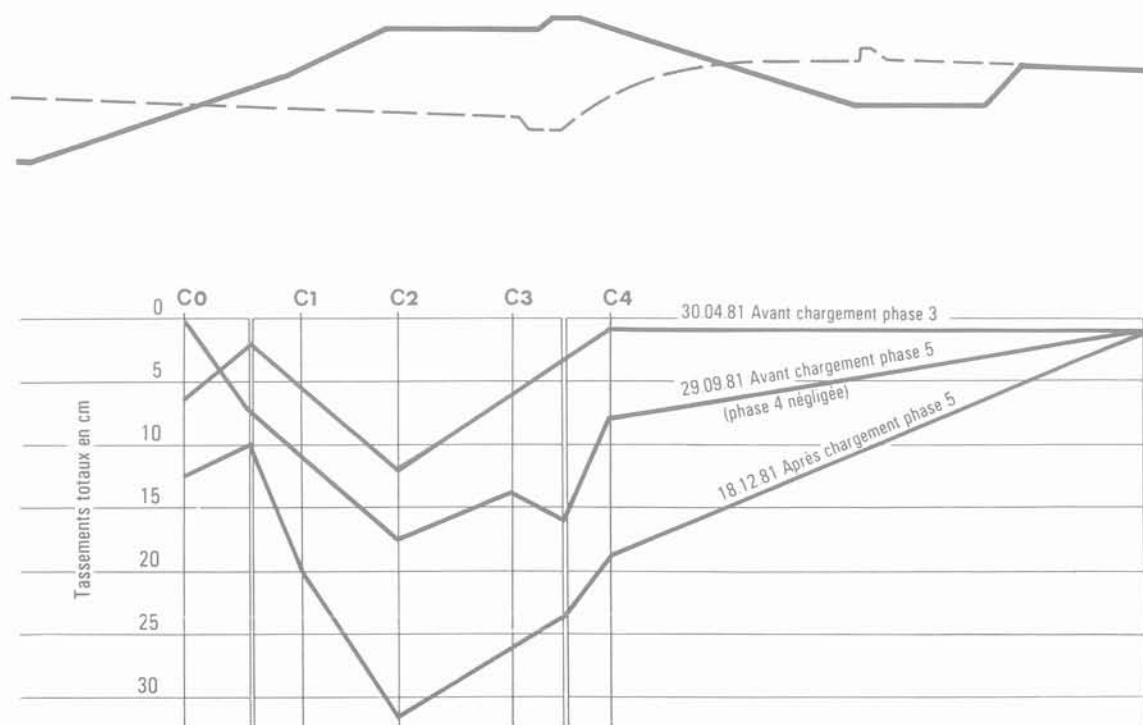


Fig. 8. — Profil en travers des tassements totaux.

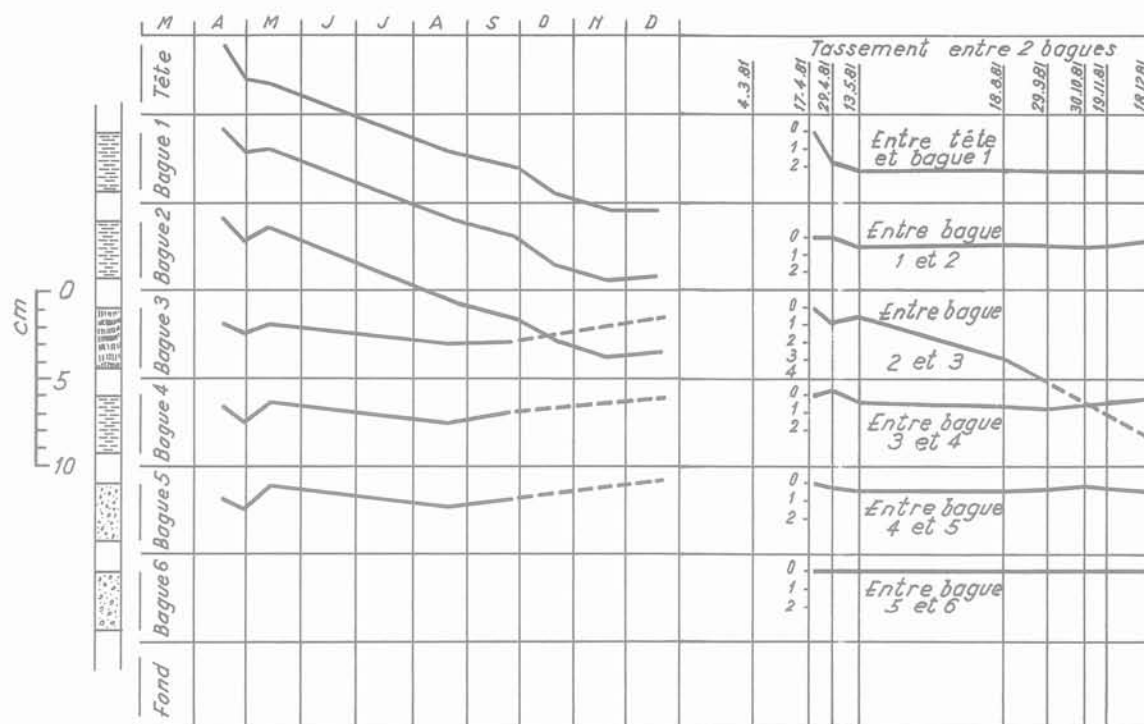


Fig. 9. — Evolution des bagues tassométriques magnétiques.

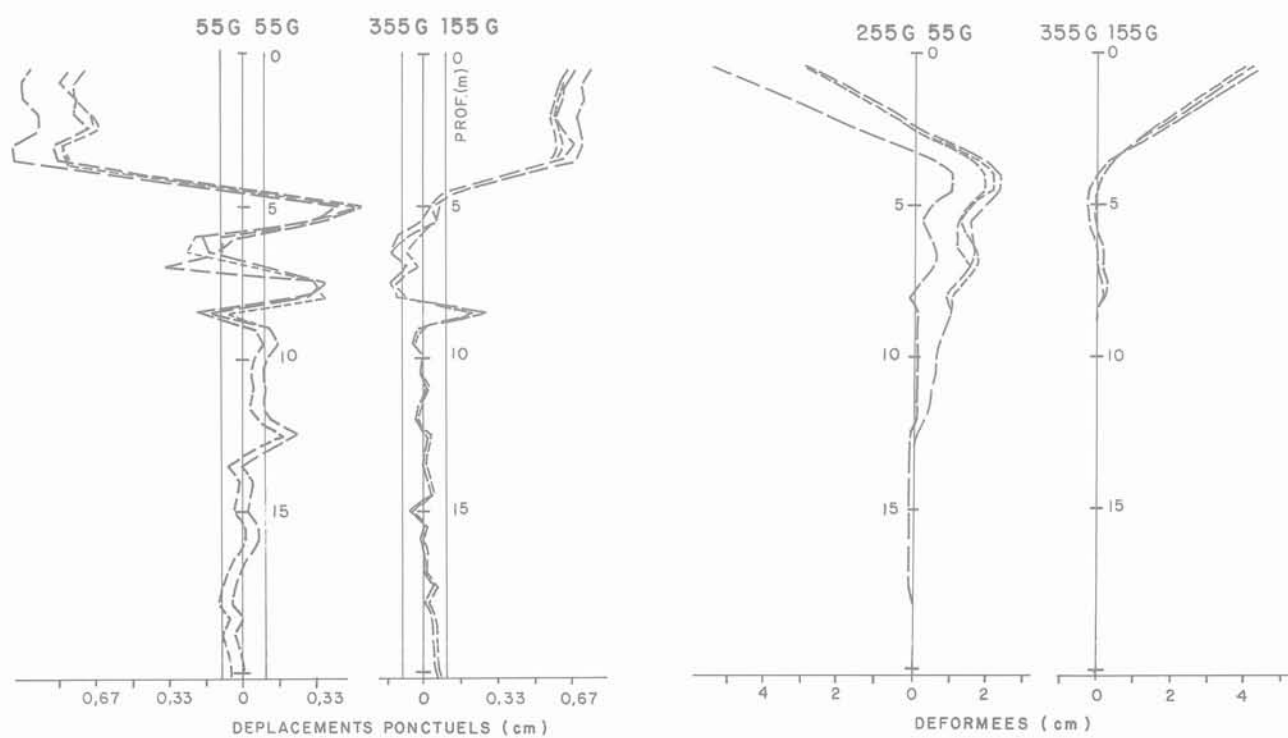


Fig. 10. — Accroissement de déformation entre le 10.4.81 et le 17.9.81 - 29.9.81 - 1.10.81 - 9.11.81.

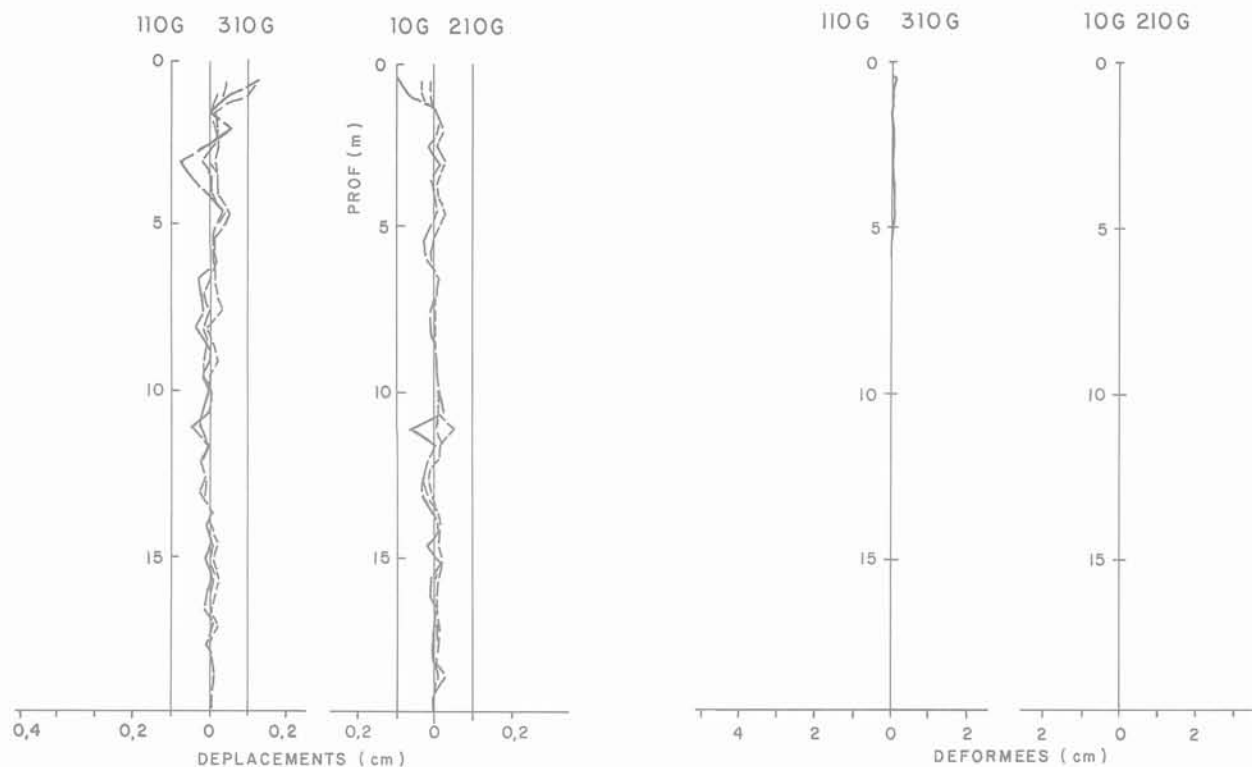


Fig. 11. — Accroissement de déformation entre le 10.4.81 et le 17.4.81 - 29.4.81 - 13.5.81 - 17.8.81.

L'interprétation fine des courbes de pressions interstitielles est apparue difficile pour trois raisons essentielles :

- absence de mesures suffisamment fréquentes ;
- absence de relevés piézométriques de la nappe ;
- absence d'un chronogramme précis du chargement.

Quoi qu'il en soit, il a été observé que :

- les sous-pressions dues au chargement se dissi-

paient assez vite dans les limons et beaucoup plus lentement dans les tourbes ;

- la consolidation primaire ne dépassait pas 50 % dans les tourbes.

Le relatif échec de ces mesures de pression tend à montrer qu'il faut densifier les points de mesure dans le temps (et dans l'espace), et donc s'orienter vers une acquisition automatique de ces grandeurs.

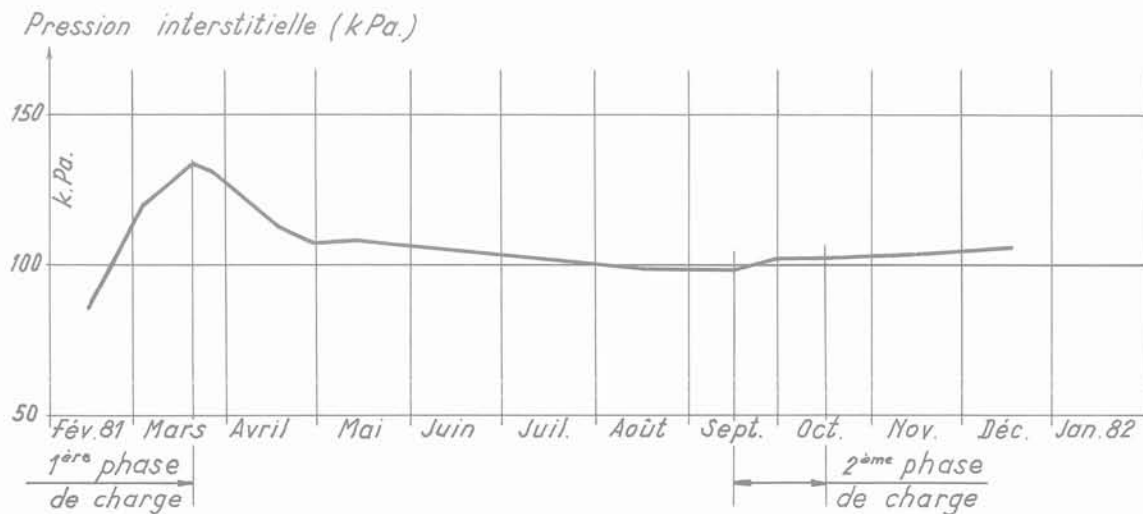


Fig. 12. — Capteur U1.

## 8. COMPORTEMENT DES FONDATIONS RÉSULTATS DE L'ANALYSE

À l'issue des phases de chargement, en décembre 1981, le suivi des mesures de contrôle a montré :

— que les sous-pressions dues au chargement se dissipaient assez vite dans les limons et beaucoup plus lentement dans les tourbes ;

— que la consolidation primaire était pratiquement terminée dans les limons et ne dépassait pas 50 % dans les tourbes : le tassement était alors de 35 cm, il a pu être inclus dans la constitution de l'ouvrage ;

— que les déformations latérales des horizons tourbeux étaient d'ordre centimétrique.

Ces mesures ont permis de conclure que la consolidation primaire de la tourbe n'était pas terminée et pourrait conduire à des tassements complémentaires de 25 à 30 centimètres en dix ans, si l'on prend en compte la consolidation secondaire de ce matériau.

L'évolution des tassements complémentaires fait l'objet de mesures topographiques régulières. Un stock de matériaux graveleux a été constitué à proximité, pour recharger la crête de digue dans les années à venir.

## 9. CONCLUSION

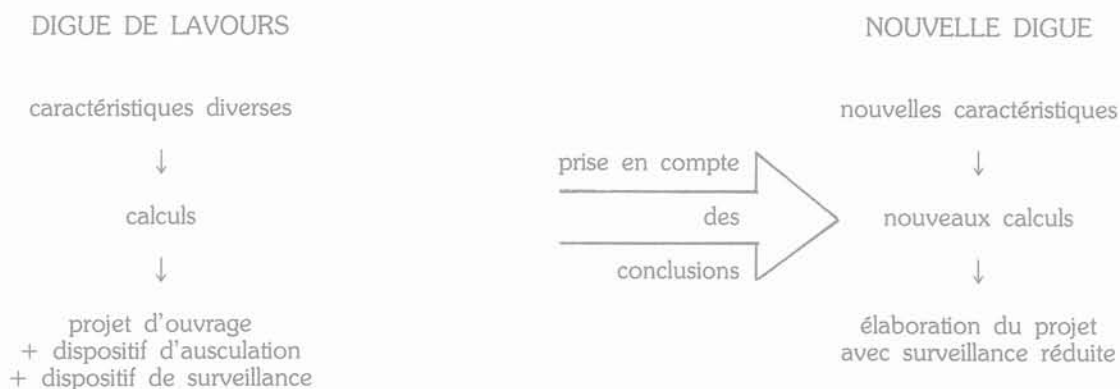
### • A propos de l'ouvrage

Cette réalisation montre qu'il est possible de fonder une digue gravier sur de fortes épaisseurs de matériaux tourbeux, tout en concevant une sécurité suffisante vis-à-vis de la stabilité de l'ouvrage et sans contraintes excessives pour la réalisation des terrassements.

### • A propos de l'auscultation

— Quelles que soient les précautions que l'on puisse prendre, les appareils de mesures ne fonctionneront pas tous et il y aura des défaillances de certains éléments, dues principalement aux conditions difficiles du chantier. Ceci montre que le recoupement des informations doit être pris en compte dans la conception d'une campagne d'auscultation.

— Deux rôles importants peuvent être demandés à l'auscultation : d'une part, d'assurer la sécurité ; d'autre part, de comprendre certains phénomènes. Le deuxième point paraît parfois a priori coûteux vis-à-vis de son intérêt immédiat ; il est fréquent cependant qu'il permette ultérieurement une réduction sensible des coûts de surveillance des ouvrages et par exemple, pour la Compagnie Nationale du Rhône, la construction d'une nouvelle digue dans des conditions semblables.





**modèle de comportement du sable au cisaillement  
dans un état tridimensionnel de contrainte et de déformation**  
model of sand behaviour towards shearing  
in three dimensional conditions of stress and deformation

**S. CHAFFOIS**

Chercheur, Laboratoire de géotechnique, I.N.S.A.\*

**J. MONNET**

Maître-assistant, I.R.I.G.M., U.S.M.G.\*\*

**Résumé**

Le modèle théorique qui est présenté, s'intéresse au comportement du sable pendant un essai de cisaillement triaxial vrai. L'intérêt principal de cette formulation réside dans le nombre limité de paramètres (5) qui se ramènent toujours à une signification physique.

Le sol est supposé obéir à un comportement élastique, en écrouissage durcissant et à une plasticité parfaite « non standard ». On vérifie que l'énergie de déformation supposée correspond à l'énergie réellement dissipée pendant l'écrouissage. On fait également un parallèle entre cette théorie des milieux continus et une théorie de milieu discret.

Enfin une comparaison est menée entre les résultats théoriques calculés pour différents chemins de contrainte et les résultats expérimentaux correspondants.

**Abstract**

*The theoretical model is related to the sand behavior when true triaxial shearing occurs. The main interest is the low number of parameters. This model uses only five parameters which are related to physical meaning.*

*The shearing behavior of the soil is assumed to be elastic, then plastic, with work hardening, and with non-associated flow rule. The theoretical dissipated work is shown to fit with the real one. A comparison takes place between the continuous mechanic theory and the discontinuous one.*

*Theoretical results of the true triaxial test are compared with the experimental ones for different stress paths.*

\* 69621 Villeurbanne Cedex.

\*\* B.P. 53, 38401 Grenoble Cedex.

## 1. INTRODUCTION

La détermination classique du comportement effort-déformation d'un sol est réalisée au laboratoire par des essais triaxiaux à symétrie axiale de révolution. Cependant, dans un grand nombre de cas, le sol est soumis à un état tridimensionnel de contrainte et de déformation (pieux isolés et soutènement par pieux non jointifs, murs cellulaires, tirants d'ancrages, etc.) dans lequel l'influence du cisaillement est primordiale. On continue cependant à caractériser le sol par des lois de comportement et des paramètres mécaniques déterminés par des essais triaxiaux classiques.

Le développement de moyens sophistiqués de calcul par la méthode des éléments finis, impose de tendre à une cohérence entre les hypothèses de calcul adoptées et les lois traduisant le comportement mécanique des sols.

Les modèles théoriques exprimant le comportement du sol pendant l'état triaxial vrai sont :

— d'une part, des lois incrémentales comme celles de DARVE (1974), ROBINET et al. (1982) qui utilisent de nombreux paramètres mathématiques, et qui nécessitent des essais de laboratoires pour réaliser le calage du modèle ;

— d'autre part, des lois élastoplastiques complexes, comme celles de LADE et al. (1972) et AUBRY et al. (1982).

Tous ces modèles utilisent neuf à vingt-deux paramètres.

Nous présentons ici une loi à cinq paramètres utilisable au cisaillement du sol pulvérulent à dilatance positive dans un état tridimensionnel de contrainte.

## 2. THÉORIE DU COMPORTEMENT DU SOL PENDANT L'ÉTAT TRIDIMENSIONNEL VRAI DU SOL

De même qu'au cours du cisaillement en symétrie axiale (MONNET et al. 1979) et en déformation plane (MONNET, 1983), il est supposé que le sol réagit d'abord élastiquement, puis, à partir du minimum de volume expérimental (correspondant à l'état caractéristique mis en évidence par LUONG, 1978), on fait l'hypothèse d'une plastification progressive du sol, accompagné d'une dilatance. Ce phénomène est un écoulement, et le minimum de volume correspond au début de la plasticité du modèle. Enfin, lorsque le cisaillement maximum est atteint, il se produit un écoulement plastique parfait.

Tous les phénomènes de plasticité que ce soit pendant l'écrouissage ou à l'équilibre limite sont des écoulements « non standard », les incréments de déformation plastique n'étant pas dans l'espace des contraintes perpendiculaires à la surface de charge.

### 2.1. Comportement en élasticité

Il est donné par les relations classiques de l'élasticité linéaire et nécessite la connaissance du module d'élasticité ( $E$ ) et du coefficient de Poisson ( $\nu$ ) constants. Ce comportement est suffisant pour représenter le cisaillement monotone du sol. On a :

$$\{\varepsilon\} = [E] \{\sigma\}$$

avec :  $\{\varepsilon\}^T = \{\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3\}$  déformations principales.

$$1/E - \nu/E - \nu/E$$

$$[E] = - \nu/E \quad 1/E - \nu/E$$

$$- \nu/E - \nu/E \quad 1/E$$

$\{\sigma\}^T = \{\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3\}$  contraintes principales.

### 2.2. Comportement du sol en écoulement durcissant

#### 2.2.1. Seuil de plasticité du modèle

Par rapport aux modèles précédents en symétrie axiale et en déformation plane, il apparaît nécessaire de faire varier le niveau de cisaillement au seuil d'écrouissage du modèle en fonction de la direction du cisaillement dans le plan octaédrique. Dans le plan octaédrique, le seuil de plasticité correspond à la courbe intérieure montrée figure 1 dont l'équation est une relation analogue à ce que propose Lade (1972) pour l'état limite :

$$f_1(\sigma) = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)^3 - L_1 \sigma_1 \sigma_2 \sigma_3 \quad (1)$$

avec le paramètre constant  $L_1$ .

$f_1(\sigma)$  est négatif en élasticité,

$f_1(\sigma)$  est nul au seuil d'écrouissage.

Dans le plan octaédrique la formule (1) correspond à la courbe intérieure montrée figure 1.

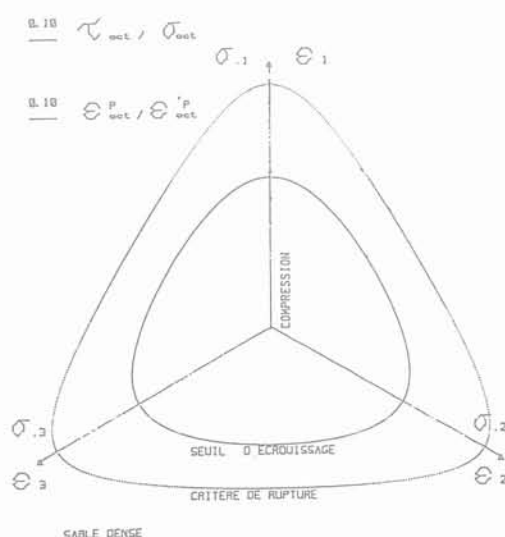


Fig. 1. — Les courbes correspondant au seuil d'écrouissage et à la rupture.

Au point A, l'état de contrainte est celui de l'essai triaxial de révolution pour lequel on a la relation 2 :

$$- \tau_{oct}/\sigma_{oct} = \text{tg } \phi_\mu \quad (\phi_\mu \text{ frottement intergranulaire}) \quad (2)$$

$$\text{et } \tau_{oct} = 1/3 \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \\ = (\sigma_3 - \sigma_1) \sqrt{2/3}$$

$$\sigma_{oct} = 1/3.(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$$

et  $0 > \sigma_2 = \sigma_3 > \sigma_1$  en compression.

avec  $|\sigma_1| > |\sigma_3|$

On a donc :  $-(\sigma_3 - \sigma_1) \sqrt{2/3} / (\sigma_1 + 2\sigma_3) = \text{tg } \phi_\mu$

$$\text{d'où : } \sigma_1 = \frac{(\sqrt{2} + \text{tg } \phi_\mu)}{\sqrt{2} - \text{tg } \phi_\mu} \sigma_3 = k_1 \sigma_3$$

$$\text{et } L_1 = (\sigma_1 + 2\sigma_3)^3 / \sigma_1 \sigma_3^2 = (k_1 + 2)^3 / k_1$$

qui donne l'équivalence entre l'angle de frottement intergranulaire  $\phi_\mu$  et le paramètre  $L_1$  de Lade pour l'essai triaxial de révolution.

L'angle  $\phi_\mu$  est une caractéristique physique du matériau et correspond au frottement solide du matériau sur lui-même.

Entre le point A et le point B, l'état de contrainte est complètement tridimensionnel. On remarque sur la figure 1 que le frottement dans le plan octaédrique varie en fonction de la direction  $\gamma$  du cisaillement. On notera  $\alpha$  le terme :

$$- \frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}} = \alpha \leq \text{tg } \phi_\mu$$

La direction du cisaillement est donnée par :

$$\text{tg } \gamma = \sqrt{3} (\sigma_2 - \sigma_3) / (2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) \quad (3)$$

$\alpha$  est fonction de la direction  $\gamma$  du cisaillement dans le plan octaédrique.

Les formules 1 et 3 connaissant  $\sigma_3$  permettent de trouver la valeur de  $\alpha$  quand la direction du cisaillement varie.

### 2.2.2. Incrément d'énergie de déformation

Au-delà du seuil de plasticité pendant l'écroutissage, il se produit des incréments de déformations qui sont totalement plastiques. Les déformations élastiques sont négligées et la variation d'énergie s'écrit alors :

$$dW_0 = \sigma_1 d\epsilon_1^p + \sigma_2 d\epsilon_2^p + \sigma_3 d\epsilon_3^p$$

et aussi

$$dW_1 = 3\sigma_{oct} d\epsilon_{oct}^p + 3\tau_{oct} d\epsilon_{oct}^p \cos(\gamma - \gamma') \quad (4)$$

$$\text{avec } \text{tg } \gamma' = \sqrt{3} (d\epsilon_2^p - d\epsilon_3^p) / (2 d\epsilon_1^p - d\epsilon_2^p - d\epsilon_3^p) \\ \text{direction de } d\epsilon_{oct}^p \quad (5)$$

On a  $dW_0 = dW_1$  d'après Nadai (1963).

On suppose la colinéarité des axes principaux de contrainte et d'incrément de déformation.

Le terme  $\cos(\gamma - \gamma')$  intervient du fait de la non colinéarité de  $\tau_{oct}$  et de  $d\epsilon_{oct}^p$ .

FRYDMAN et al. (1973) avaient proposé une formule de l'énergie de cisaillement :

$$dW = -3\sigma_{oct} d\epsilon_{oct}^p \text{tg } \phi_\mu$$

Nous supposons que l'incrément d'énergie pendant le cisaillement peut s'écrire suivant une forme différente :

$$dW_3 = -3\sigma_{oct} d\epsilon_{oct}^p \beta \cos(\gamma - \gamma') \quad (6)$$

Le terme  $\beta$  est fonction de la direction du cisaillement dans le plan octaédrique. Il est déterminé par la formulation de Lade de paramètre  $L_2$  tel que :

$$f_2(\sigma) = (\sigma_{1e} + \sigma_{2e} + \sigma_{3e})^3 - L_2 \sigma_{1e} \sigma_{2e} \sigma_{3e} = 0 \quad (7)$$

$$\text{avec } \text{tg } \gamma = \sqrt{3} (\sigma_{2e} - \sigma_{3e}) / (2\sigma_{1e} - \sigma_{2e} - \sigma_{3e}) \quad (8a)$$

$$\text{et } \text{tg } \gamma = \sqrt{3} (\sigma_2 - \sigma_3) / (2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) \quad (8b)$$

$$\sigma_{3e} = \sigma_3 \quad (9)$$

On trouve alors :

$$- \tau_{octe} / \tau_{octe} = \beta$$

où les contraintes  $\sigma_{1e}$ ,  $\sigma_{2e}$ ,  $\sigma_{3e}$  déterminent les invariants  $\tau_{octe}$  et  $\sigma_{octe}$  sont les solutions des équations (7), (8a), (8b) et 9.

Dans le cas de l'essai triaxial classique ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ) on peut écrire :

$$- \frac{\tau_{octe}}{\sigma_{octe}} = \text{tg } \phi_{\text{ecoul}}$$

avec  $\phi_{\text{ecoul}} \leq \phi_\mu$

$L_2$ ,  $\phi_{\text{ecoul}}$  sont des constantes du matériau caractérisant l'écoulement plastique.

Nous supposons l'égalité des relations (4) et (6) :

$$dW_1 = dW_3$$

$$3\sigma_{oct} d\epsilon_{oct}^p + 3\tau_{oct} d\epsilon_{oct}^p \cos(\gamma - \gamma') \\ = -3\sigma_{oct} d\epsilon_{oct}^p \text{tg } \phi_{\text{ecoul}} \cos(\gamma - \gamma')$$

D'où :

$$-(\tau_{oct}/\sigma_{oct}) = \text{tg } \phi_{\text{ecoul}} + d\epsilon_{oct}^p / (d\epsilon_{oct}^p \cos(\gamma - \gamma')) \quad (10)$$

On remarque qu'au seuil de plasticité l'équation 10 se ramène à l'équation (2).

### 2.2.3. Direction de la composante $d\epsilon_{oct}^p$ du vecteur déformation plastique dans le plan octaédrique

L'incrément de déformation plastique est tel que :

$$\vec{d\epsilon}^p = \vec{d\epsilon}_{oct} + \vec{d\epsilon}'_{oct}$$

La direction de  $d\epsilon_{oct}$  est confondue avec la trissectrice du trièdre des axes principaux. La direction de  $d\epsilon'_{oct}$  est donnée par l'angle  $\gamma'$  (formule 4) dans le plan octaédrique. Pour déterminer  $\gamma'$  nous supposons que  $d\epsilon'_{oct}$  est colinéaire à la projection sur le plan octaédrique de la normale à la surface d'équation :

$$f_1(\sigma) = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)^3 - L_1 \sigma_1 \sigma_2 \sigma_3$$

ce qui correspond à la normalité dans le plan déviatoire à la surface d'équation  $f_1(\sigma)$

On en déduit:

$$\begin{aligned} \text{tg} \gamma'' &= \frac{3(\partial f / \partial \sigma_2 - \partial f / \partial \sigma_3)}{2 \partial f / \partial \sigma_1 - \partial f / \partial \sigma_2 - \partial f / \partial \sigma_3} \\ \text{tg} \gamma'' &= \frac{3(-L_1 \sigma_3 \sigma_1 + L_1 \sigma_1 \sigma_2)}{-2L_1 \sigma_2 \sigma_3 + L_1 \sigma_1 \sigma_3 + L_1 \sigma_2 \sigma_1} \\ \text{tg} \gamma'' &= \frac{3\sigma_1(\sigma_2 - \sigma_3)}{\sigma_3 \sigma_1 + \sigma_1 \sigma_2 - 2\sigma_2 \sigma_3} = \text{tg} \gamma' \end{aligned} \quad (11)$$

ce qui permet de trouver  $\gamma'$  en fonction de l'état de contrainte  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ .

#### 2.2.4 Direction de la déformation plastique dans l'espace des contraintes

De même que MONNET (1977) et MONNET et al. (1979) on montre que la relation (8) conduit à la loi d'écoulement « non standard »:

$$\{d\epsilon^p\} = d\lambda \begin{Bmatrix} a \\ b \\ c \end{Bmatrix} \quad (12)$$

avec:

$$\begin{aligned} a &= - \frac{\sqrt{2} / \sqrt{3} \cdot \cos \gamma'}{\left( \frac{\tau_{\text{oct}}}{\sigma_{\text{oct}}} + \text{tg} \phi_{\text{ecoul}} \right) \cdot \cos (\gamma - \gamma')} + \frac{1}{\sqrt{3}} \\ b &= - \frac{-1/\sqrt{6} \cos \gamma' + 1/\sqrt{2} \sin \gamma'}{(\tau_{\text{oct}}/\sigma_{\text{oct}} + \text{tg} \phi_{\text{ecoul}}) \cdot \cos (\gamma - \gamma')} + \frac{1}{\sqrt{3}} \\ c &= - \frac{-1/\sqrt{6} \cos \gamma' - 1/\sqrt{2} \sin \gamma'}{(\tau_{\text{oct}}/\sigma_{\text{oct}} + \text{tg} \phi_{\text{ecoul}}) \cdot \cos (\gamma - \gamma')} + \frac{1}{\sqrt{3}} \end{aligned}$$

où  $\gamma'$  est donné par la relation (11),  $\gamma$  par la relation (3).

#### 2.2.5 Fonction de charge

Dans le cas de l'essai triaxial vrai, on peut approximer l'énergie totale de la déformation par les formules:

$$W_2 = 3\sigma_{\text{oct}}\epsilon_{\text{oct}}^p + 3\tau_{\text{oct}}\epsilon_{\text{oct}}^p \quad (13)$$

$$\text{et } W_4 = -3\sigma_{\text{oct}}\epsilon_{\text{oct}}^p \alpha \quad (14)$$

où les déformations totales sont:

$$\epsilon_{\text{oct}}^p = 1/3 \cdot (\epsilon_1^p + \epsilon_2^p + \epsilon_3^p)$$

$$\epsilon_{\text{oct}}^p = 1/3 \cdot \sqrt{(\epsilon_1^p - \epsilon_2^p)^2 + (\epsilon_2^p - \epsilon_3^p)^2 + (\epsilon_3^p - \epsilon_1^p)^2}$$

On suppose l'égalité des relations (13) et (14) et on trouve ainsi l'équation:

$$-\tau_{\text{oct}}/\sigma_{\text{oct}} = \alpha + \epsilon_{\text{oct}}^p/\epsilon_{\text{oct}}^p$$

On pose:

$$k = \epsilon_{\text{oct}}^p / \epsilon_{\text{oct}}^p$$

et on en déduit la fonction de charge.

$$\begin{aligned} f_3(\sigma, k) &= \tau_{\text{oct}} + \sigma_{\text{oct}} (\alpha + k) \\ f(\sigma, k) &< 0 \text{ en élasticité} \\ f(\sigma, k) &= 0 \text{ en écrouissage} \end{aligned} \quad (15)$$

La fonction  $\alpha$  varie suivant la direction  $\gamma$  du cisaillement dans le plan octaédrique.

On la trouve grâce à la formule de Lade déjà présentée:

$$f_1(\sigma) = (\sigma_{1s} + \sigma_{2s} + \sigma_{3s}) - L_1(\sigma_{1s}\sigma_{2s}\sigma_{3s}) = 0$$

avec:

$$\text{tg} \gamma = \frac{\sqrt{3}(\sigma_{2s} - \sigma_{3s})}{(2\sigma_{1s} - \sigma_{2s} - \sigma_{3s})} = \frac{\sqrt{3}(\sigma_2 - \sigma_3)}{(2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3)}$$

$$\sigma_{3s} = \sigma_3$$

où  $\sigma_{1s}, \sigma_{2s}, \sigma_{3s}$  sont les contraintes au seuil décroissance

$$\text{et } -\tau_{\text{oct } s} / \sigma_{\text{oct } s} = \alpha$$

#### 2.3. Comportement du sol en plasticité parfaite

Quand il arrive à l'état ultime, le sol subit un écoulement plastique non standard. La fonction de charge qui définit l'état limite du sol est la formule de Lade avec un paramètre  $L_3$  différent de celui de l'écrouissage.

$$f_4(\sigma) = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)^3 - L_3 \cdot \sigma_1 \cdot \sigma_2 \cdot \sigma_3 \quad (16)$$

Dans l'essai triaxial classique on a:

$$\sigma_2 = \sigma_3$$

et

$$\sigma_1 = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \sigma_3 = k_2 \sigma_3$$

On en déduit:

$$L_3 = \frac{(\sigma_1 + 2\sigma_3)^3}{\sigma_1 \cdot \sigma_3^2} = \frac{(k_2 + 2)^3}{k_2}$$

ce qui donne l'équivalence entre le paramètre  $L_3$  et l'angle de frottement interne  $\phi$  du sable.

En plasticité parfaite, les déformations plastiques qui se produisent alors, caractérisent un état d'équilibre limite et sont de nature différente des déformations plastiques d'écrouissage. L'analyse faite précédemment peut être conduite de façon analogue. La direction de la déformation ultime est donnée par la formule (17)

$$\{d\epsilon^p\} = d\mu \begin{Bmatrix} a \\ b \\ c \end{Bmatrix}$$

où  $a, b, c$  sont les termes déjà définis dans la relation 12.

### 3. COMPARAISON AVEC LA THÉORIE DE THORNTON (1979)

Nous avons développé une théorie du comportement du sol dans le cas du cisaillement. Il peut être intéressant de comparer cette méthode à d'autres théories déjà connues comme celle de Thornton (1979).

La théorie de Thornton s'intéresse à un empilement de sphères rigides de diamètre uniforme soumis à un système de contraintes triaxiales vraies ( $\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$ ).

Pour Thornton, la résistance ultime est atteinte quand les sphères commencent à se déplacer créant ainsi des intervalles entre elles, mais on ne tient pas compte du désenchevêtrement des particules. Ce mécanisme correspond au début de la plasticité dans notre théorie. On étudie l'empilement ordonné de sphères de la figure 2.

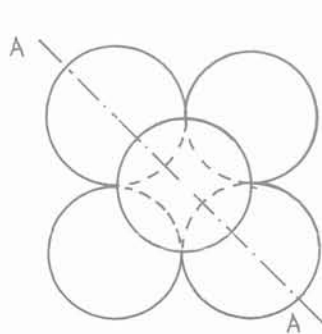
On ramène l'étude de l'état de contrainte à un équilibre de forces de contacts. Le tenseur incrément de déformation associé au mécanisme de glissement fut obtenu par PARKIN (1965).

$$\{d\epsilon\} = \begin{Bmatrix} d\epsilon_{zz}, d\epsilon_{zy}, d\epsilon_{zx} \\ d\epsilon_{yz}, d\epsilon_{xy}, d\epsilon_{yx} \\ d\epsilon_{xz}, d\epsilon_{xy}, d\epsilon_{xx} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} a+b, 0, 0 \\ 0, -2b, 0 \\ 0, 0, -2a \end{Bmatrix}$$

où  $a + b = 1$  dans le cas où les axes  $x y z$  sont principaux.

Le tenseur contrainte s'écrit :

$$\{\sigma_{ij}\} = \frac{d}{v} \begin{Bmatrix} \frac{p+q+r+s}{2} + \frac{2(a+b)f}{F}, & & \\ -\frac{p+q-r+s}{2\sqrt{2}}, & \frac{p-q-r+s}{2\sqrt{2}}, & \\ -\frac{p+q-r+s}{2\sqrt{2}}, & \frac{p+q+r+s}{4}, & \\ -\frac{2bf}{F}, & -\frac{p-q+r+s}{4}, & \\ \frac{p-q-r+s}{2\sqrt{2}}, & -\frac{p-q+r+s}{4}, & \\ \frac{p+q+r+s}{4}, & -\frac{2af}{F}, & \end{Bmatrix}$$



Vue de dessus

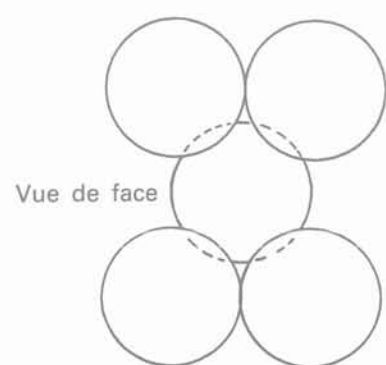
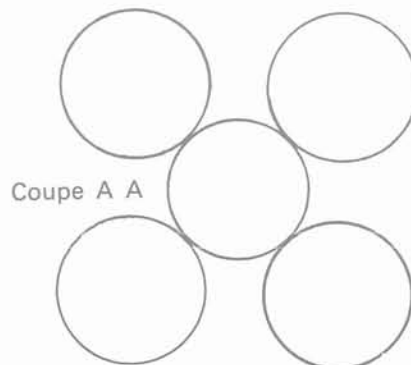


Fig. 2. — L'arrangement des sphères d'après Thornton (1979).

et

$$\{\sigma_{ij}\} = \frac{d}{v} \begin{Bmatrix} \frac{2p+2f(a+b)}{F}, & 0, & 0 \\ 0, & p - \frac{2bf}{F}, & 0 \\ 0, & 0, & p - \frac{2af}{F} \end{Bmatrix}$$

dans le cas où  $x, y, z$  sont les axes principaux et où l'on a :  $\sigma_2 = \sigma_3$  on a glissement au contact quand :

$$f = p \cdot \tan \phi_\mu$$

On démontre alors les relations :

— En compression triaxiale selon Z :

$$-\frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}} = 1,061 \cdot \tan \phi_\mu + \frac{d\epsilon_{oct}^p}{d\epsilon_{oct}^p}$$

En extension triaxiale selon Z :

$$-\frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}} = 0,354 \cdot \tan \phi_\mu + \frac{d\epsilon_{oct}^p}{d\epsilon_{oct}^p}$$

Dans le cas où l'empilement ordonné de sphère est constitué avec des billes non jointives dans le plan principal (figure 3). On démontre que dans le cas où  $x, y, z$  sont les axes principaux, il vient :

$$\{d\epsilon\} = \begin{Bmatrix} 3(a+b), & 0, & 0 \\ 0, & -2b, & 0 \\ 0, 0, & -2a \end{Bmatrix} \quad \text{avec } a + b = 1$$

On démontre alors :

— En compression triaxiale selon Z la relation :

$$-\frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}} = 0,918 \cdot \tan \phi_\mu + \frac{d\epsilon_{oct}^p}{d\epsilon_{oct}^p}$$

— En extension triaxiale selon Z la relation :

$$-\frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}} = 0,918 \cdot \tan \phi_\mu + \frac{d\epsilon_{oct}^p}{d\epsilon_{oct}^p}$$

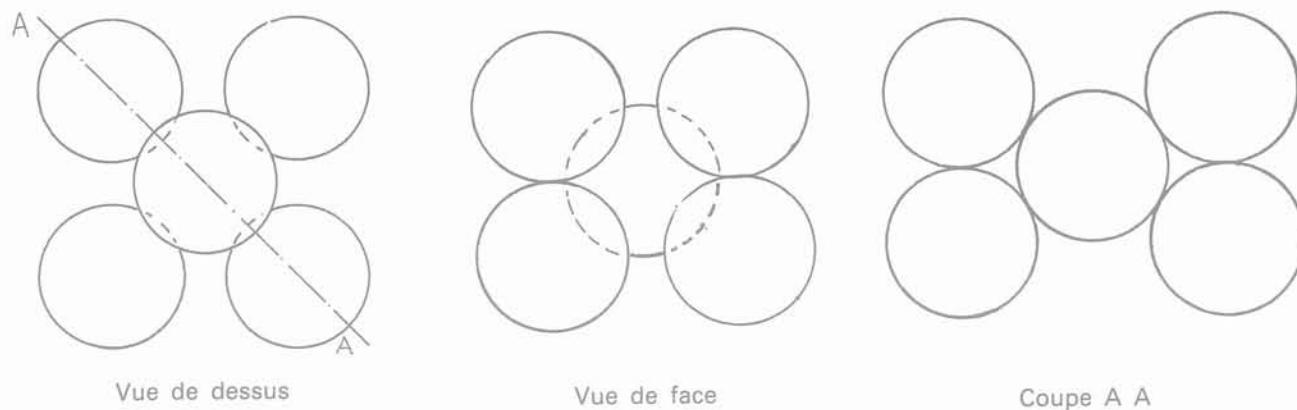


Fig. 3. — Un empilement non compact.

Dans le cas des sols réels, les empilements sont désordonnés, avec une densité intermédiaire. On peut admettre que le résultat moyen constitue une approche satisfaisante. On aura alors :

— En compression avec  $\sigma_2 = \sigma_3$

$$-\frac{\tau_{\text{oct}}}{\sigma_{\text{oct}}} = 0,989 \operatorname{tg} \phi_{\mu} + \frac{d\varepsilon_{\text{oct}}^p}{d\varepsilon_{\text{oct}}^p}$$

— En extension avec  $\sigma_2 = \sigma_3$

$$-\frac{\tau_{\text{oct}}}{\sigma_{\text{oct}}} = 0,636 \operatorname{tg} \phi_{\mu} + \frac{d\varepsilon_{\text{oct}}^p}{d\varepsilon_{\text{oct}}^p}$$

Dans le cas de notre théorie, un phénomène analogue de glissement relatif se produit dans le plan octaédrique pendant l'écroutissage, lorsque le frottement intergranulaire est dépassé. Le désenchevêtrement des grains conduit à la résistance ultime pour une valeur du cisaillement plus élevée.

La règle d'écoulement en compression est donnée par :

$$-\frac{\tau_{\text{oct}}}{\sigma_{\text{oct}}} = \operatorname{tg} \phi_{\mu} + \frac{d\varepsilon_{\text{oct}}^p}{d\varepsilon_{\text{oct}}^p}$$

Dans le cas de l'extension, les relations donnent :

$$-\frac{\tau_{\text{oct}}}{\sigma_{\text{oct}}} = 0,780 \operatorname{tg} \phi_{\mu} + \frac{d\varepsilon_{\text{oct}}^p}{d\varepsilon_{\text{oct}}^p}$$

Le terme  $0,780 \operatorname{tg} \phi_{\mu}$  ici est égal à  $\beta$  en extension.

On observera que la variation du niveau de cisaillement au seuil de plasticité est prise en compte par les deux théories.

Notre théorie donne des valeurs identiques à celle de Thornton dans le cas de la compression et à une valeur en extension comprise dans la plage des résultats admissibles, tout en étant plus proche de la moyenne.

#### 4. COMPARAISON AVEC L'EXPÉRIENCE

Nous avons choisi de vérifier nos hypothèses de calcul avec les résultats expérimentaux obtenus par Lade (1972) sur du sable soumis à un état de contrainte tridimensionnel. L'échantillon est un cube de 7,6 cm de côté. Chaque face est chargée par une plaque rigide et lubrifiée, ce qui donne un état de contrainte et de déformation homogène dans le sol.

##### 4.1. Etude du seuil de plasticité ou état caractéristique

Le tableau I est relatif au sable dense. Nous avons porté en colonnes 2, 3, 4, les contraintes principales correspondant au minimum du volume expérimental, c'est-à-dire au seuil d'écroutissage, et en colonnes 5, 6, 7, les incréments de déformation correspondants. On en déduit colonne 8, la direction  $\gamma$  (formule 3) du cisaillement  $\tau_{\text{oct}}$  dans le plan octaédrique et colonne 9, la direction  $\gamma'$  de la distorsion  $d\varepsilon_{\text{oct}}^p$  (formule 5) dans le plan octaédrique. On voit immédiatement que la distorsion n'est pas colinéaire au cisaillement puisque les angles diffèrent en moyenne de  $8,6^\circ$  pour le sable dense.

On en déduit également le frottement  $\tau_{\text{oct}}/\sigma_{\text{oct}}$  dans le plan octaédrique. Les mesures permettent également de trouver l'angle du critère de Mohr Coulomb (colonne 13) correspondant à chaque essai. On trouve alors un angle moyen de Mohr Coulomb de  $38,3^\circ$  pour le sable dense. On trouve également le paramètre de Lade,  $L_1$ , correspondant à chaque essai (colonne 14).

La pyramide de Mohr Coulomb d'angle moyen ( $\varnothing = 38,3^\circ$ ) le mieux adapté aux données expérimentales coupe le plan octaédrique selon un hexagone irrégulier. Le frottement  $\tau_{\text{oct}}/\sigma_{\text{oct}}$  correspondant à chaque essai est porté en colonne 15.

Le paramètre moyen de Lade ( $L_1 = 47,8$ ) permet (colonne 17) de trouver le cisaillement correspondant à la formule de Lade, en fonction de l'orientation  $\gamma_{\text{exp}}$ .

Tableau 1. Etude du seuil d'écroissage pour le sable dense ( $e = 0,56$ )

| Essai         | $\sigma_1$<br>10 <sup>5</sup> Pa | $\sigma_2$<br>10 <sup>5</sup> Pa | $\sigma_3$<br>10 <sup>5</sup> Pa | $d\varepsilon_1$<br>% | $d\varepsilon_2$<br>% | $d\varepsilon_3$<br>% | $\gamma \sigma$<br>exp. | $\gamma' \varepsilon$<br>exp. | $\gamma''$<br>Lade | $\gamma'''$<br>Coulomb | $\tau_{oct}$<br>$\sigma_{oct}$<br>exp. | $\phi$<br>Coulomb | $L_1$<br>Lade<br>exp. | $\tau_{oct}$<br>$\sigma_{oct}$<br>Coulomb | $\tau_{oct}$<br>$\sigma_{oct}$<br>Drucker | $\tau_{oct}$<br>$\sigma_{oct}$<br>Lade | b   |
|---------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------------|--------------------|------------------------|----------------------------------------|-------------------|-----------------------|-------------------------------------------|-------------------------------------------|----------------------------------------|-----|
| 1             | 2                                | 3                                | 4                                | 5                     | 6                     | 7                     | 8                       | 9                             | 10                 | 11                     | 12                                     | 13                | 14                    | 15                                        | 16                                        | 17                                     | 18  |
| TC1-D2 .....  | -2,000                           | -0,6                             | -0,6                             | -0,119                | 0,080                 | 0,080                 | 180                     | 180                           | 180                | 210                    | -0,618                                 | 32,6              | 44,5                  | -0,736                                    |                                           | -0,646                                 | 0   |
| CT1-D1 .....  | -2,600                           | -0,9                             | -0,6                             | -0,136                | 0,046                 | 0,139                 | 188,1                   | 199,4                         | 188,1              | 233,4                  | -0,644                                 | 38,7              | 49,1                  | -0,638                                    |                                           | -0,631                                 | 0,1 |
| CT1-D2 .....  | -2,335                           | -0,740                           | -0,6                             | -0,106                | 0                     | 0,134                 | 187,8                   | 213,9                         | 210,4              | 232,4                  | -0,642                                 | 36,4              | 47,9                  | -0,551                                    |                                           | -0,582                                 | 0,3 |
| CT1-D3 .....  | -2,880                           | -1,740                           | -0,6                             | -0,158                | -0,071                | 0,281                 | 209,8                   | 229,2                         | 233,5              | 233,6                  | -0,535                                 | 40,9              | 47,3                  | -0,506                                    |                                           | -0,539                                 | 0,5 |
| CT1-D4 .....  | -2,840                           | -2,270                           | -0,6                             | -0,093                | -0,043                | 0,168                 | 225,6                   | 229,6                         | 237,5              | 233,0                  | -0,499                                 | 40,6              | 48,2                  | -0,477                                    | -0,551                                    | -0,497                                 | 0,7 |
| CT1-D6 .....  | -2,720                           | -2,472                           | -0,6                             | -0,141                | -0,120                | 0,338                 | 234,0                   | 237,8                         | 239,1              | 233,3                  | -0,491                                 | 39,7              | 48,3                  | -0,478                                    |                                           | -0,487                                 | 0,9 |
| CT1-D52 ..... | -2,680                           | -2,654                           | -0,6                             | -0,108                | -0,120                | 0,302                 | 239,2                   | 241,4                         | 239,9              | 233,4                  | -0,493                                 | 39,4              | 49,1                  | -0,484                                    |                                           | -0,486                                 | 1   |
| CT1-D53 ..... | -2,600                           | -2,570                           | -0,6                             | -0,078                | -0,083                | 0,213                 | 239,1                   | 240,8                         | 239,8              | 233,1                  | -0,488                                 | 38,7              | 48,1                  | -0,484                                    |                                           | -0,486                                 | 1   |
| Ecart moyen   |                                  |                                  |                                  |                       |                       |                       | 8,6                     |                               | 0,4                | 13,8                   |                                        |                   |                       | 0,007                                     | 0,007                                     | 0,026                                  |     |

Nous avons porté en colonne 16, le frottement moyen correspondant à la formulation de Drucker, le mieux adapté.

Si nous étudions l'écart entre le frottement théorique de Coulomb (colonne 15) et l'expérience (colonne 12), on trouve un écart moyen de 0,019. Enfin, la formule de Lade donne l'erreur moyenne la plus faible (0,014) et correspond donc le mieux à l'expérience.

L'étude du sable lâche qui a été faite conjointement conduit à des résultats analogues.

Nous avons représenté sur la figure 6 le critère de Lade correspondant au seuil d'écroissage pour le

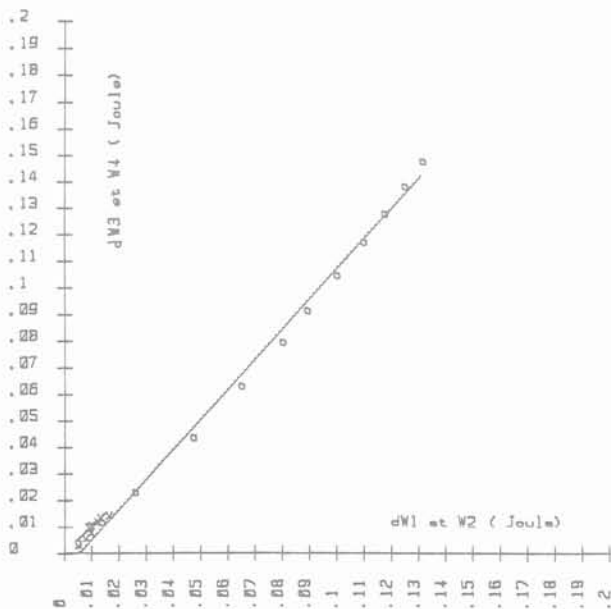


Fig. 4. — Comparaison des énergies plastiques réelles et supposées pour l'essai CT1-D3.

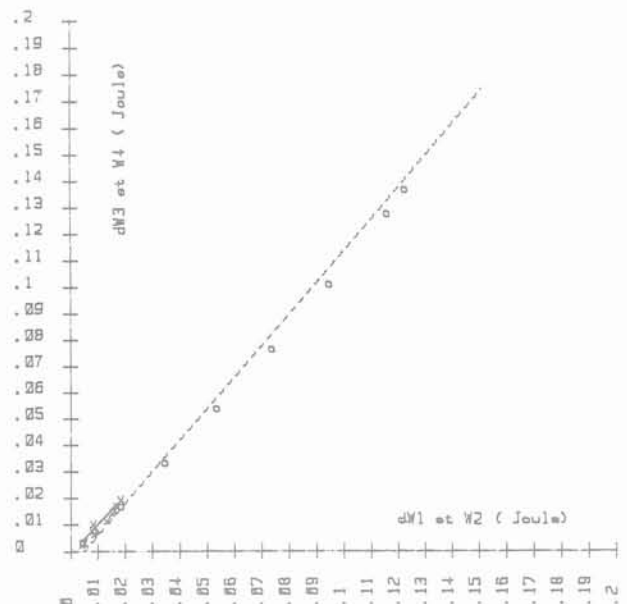


Fig. 5. — Comparaison des énergies plastiques réelles et supposées pour l'essai CT1-D4.

sable dense et le sable lâche. On observe bien que les ponts expérimentaux sont proches de la courbe théorique.

## 4.2. Etude de l'écroissage

### 4.2.1. Etude de l'incrément d'énergie de déformation au cours de l'écroissage

Nous avons supposé l'égalité des incréments d'énergie  $dW_1$  (formule 4) et  $dW_3$  (formule 6).

Nous avons alors porté sur les figures  $dW_3$  en fonction de  $dW_1$  pour le sable dense. Dans l'expression de  $dW_3$  nous utilisons la fonction  $\beta$  déduite du frottement  $\tau_{oct}/\sigma_{oct}$  (dans la direction  $\gamma$  considérée) donnée par la formule de Lade de paramètre  $L_2$  ( $= 38$  pour le sable dense).

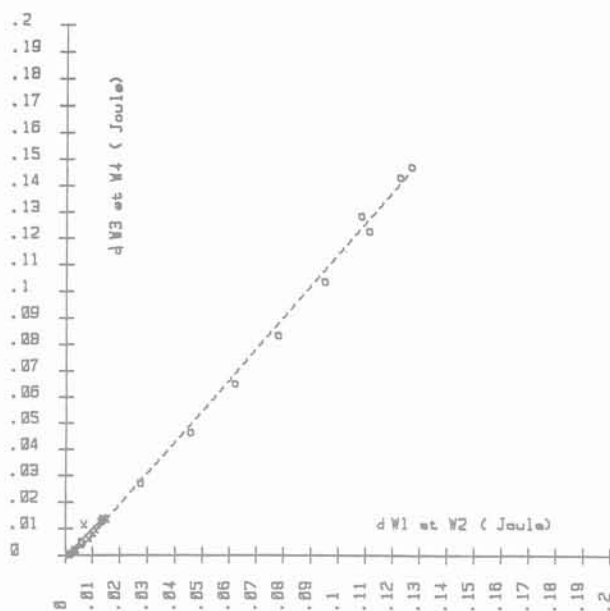


Fig. 6. — Comparaison des énergies plastiques réelles et supposées pour l'essai CT1-D5/2.

On observe sur les figures 4 à 6 pour les essais CT1-D3, CT1-D4, CT1-D5/2, que les droites de régression, tracées en trait continu, ont une pente moyenne de 1,003, proche de la pente 1 correspondant à l'hypothèse utilisée.

Le tableau III regroupe l'ensemble des essais et donne la pente et le coefficient de corrélation entre les deux incréments d'énergie. On constate que les coefficients de corrélation (colonne 3) sont également proches de 1 (0,9663) pour chaque sable. La formule (8) peut être utilisée en écoulement.

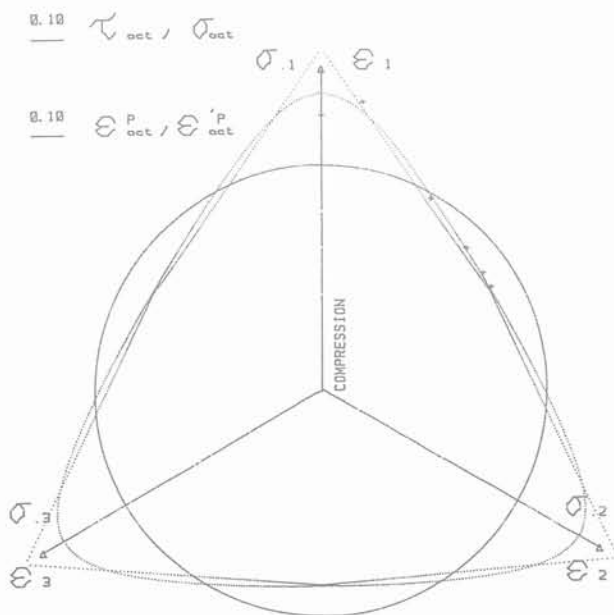


Fig. 7. — Les courbes correspondant aux différentes formulations.

#### 4.2.2. Direction de la composante $\epsilon_{oct}^p$ du vecteur incrément de déformation plastique dans le plan octaédrique

La valeur de  $\gamma''$  est donnée par la formule (11) en fonction de l'état de contrainte. Nous avons porté sur le tableau I, la valeur de l'angle  $\gamma''$  (colonne 10) pour le sable dense, la comparaison avec la direction  $\gamma'$  de la distorsion plastique expérimentale (colonne 9) donne une erreur moyenne de  $0,4^\circ$ . Ces résultats sont meilleurs que pour la comparaison de  $\gamma'$  (colonne 8) et  $\gamma$  et pour lesquels on a une erreur moyenne de  $8,6^\circ$ .

Nous considérerons alors que l'égalité  $\gamma' = \gamma''$  correspond bien à la réalité. Comme d'autre part, la formule (10) a été aussi vérifiée, ceci nous permet d'utiliser la formule (12) exprimant la règle d'écoulement.

#### 4.2.3. Etude de l'énergie de déformation plastique pendant l'érouissage

Nous avons supposé l'égalité des énergies  $W_2$  et  $W_4$  (formules 13 et 14). Nous avons également porté sur les figures  $W_4$  en fonction de  $W_2$ .

Dans l'expression de  $W_2$ , nous utilisons la fonction  $\alpha$  déduite du frottement  $\tau_{oct}/\sigma_{oct}$  (dans la direction  $\gamma$  considérée) donnée par le critère de Lade de paramètre  $L_1$ . On a  $L_1 = 43$  pour le sable dense.

Nous avons tracé en trait discontinu sur les figures 4 à 6,  $W_4$  en fonction de  $W_2$ . Sur dix-sept essais, on trouve une pente moyenne de 1,049 et un coefficient de corrélation moyen de 0,9915, ce qui justifie notre hypothèse  $W_2 = W_4$ .

La formule (15) de la fonction de charge, qui est directement issue de cette constatation peut être considérée comme vérifiant l'expérience.

### 4.3. Etude de l'équilibre limite

#### 4.3.1. Etude du critère de rupture

Le tableau II est relatif au sable dense. On a porté les contraintes au niveau de l'équilibre limite (colonnes 2, 3, 4) et les incréments de déformation plastique correspondant (colonnes 5, 6 et 7). On trouve, de même que précédemment, la direction  $\gamma$  du cisaillement octaédrique (colonne 8) et de la distorsion plastique  $\gamma'$  (colonne 9), ainsi que le frottement expérimental dans le plan octaédrique  $\tau_{oct}/\sigma_{oct}$  (colonne 12).

Quand on compare le cisaillement expérimental au cisaillement théorique donné par le critère de Lade (avec  $L = 99,3$ ) on trouve une erreur moyenne (col. 14 plus faible (0,014) que lorsque l'on utilise les critères de Coulomb (colonne 15) avec  $\phi = 55,2^\circ$  (erreur moyenne de 0,019).

On voit donc que le critère de Lade définit le mieux la rupture, ce qui justifie notre fonction de charge (15).

Nous avons porté sur la figure 7 les différents critères (Coulomb, Drucker, Lade). Les points expérimentaux sont très proches du critère de Lade.

Tableau II. Etude de la rupture pour le sable dense ( $e = 0,56$ )

| Essai        | $\sigma_1$<br>10 <sup>5</sup> Pa | $\sigma_2$<br>10 <sup>5</sup> Pa | $\sigma_3$<br>10 <sup>5</sup> Pa | $d\epsilon_1$<br>% | $d\epsilon_2$<br>% | $d\epsilon_3$<br>% | $\gamma$<br>$\sigma$ | $\gamma'$<br>$\epsilon$ | $\gamma''$<br>Lade | $\gamma'''$<br>Coulomb | $\tau_{oct}$<br>$\sigma_{oct}$ | $\phi$<br>Coulomb | $L_3$<br>Lade | $\tau_{oct}$<br>$\sigma_{oct}$<br>Coulomb | $\tau_{oct}$<br>$\sigma_{oct}$<br>Drucker | $\tau_{oct}$<br>$\sigma_{oct}$<br>Lade | b   |
|--------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|----------------------|-------------------------|--------------------|------------------------|--------------------------------|-------------------|---------------|-------------------------------------------|-------------------------------------------|----------------------------------------|-----|
| 1            | 2                                | 3                                | 4                                | 5                  | 6                  | 7                  | 8                    | 9                       | 10                 | 11                     | 12                             | 13                | 14            | 15                                        | 16                                        | 17                                     | 18  |
| TC1-D2.....  | -3,370                           | -0,6                             | -0,6                             | -0,085             | 0,083              | 0,083              | 180                  | 180                     | 180                | 210                    | -0,857                         | 44,2              | 78,7          | -1,075                                    |                                           | -0,930                                 | 0   |
| CT1-D1.....  | -6,551                           | -1,512                           | -0,6                             | -0,382             | 0,104              | 0,749              | 188,2                | 214,6                   | 222,7              | 235,7                  | -0,906                         | 56,3              | 109,4         | -0,901                                    |                                           | -0,886                                 | 0,1 |
| CT1-D2.....  | -7,026                           | -2,824                           | -0,6                             | -0,175             | 0                  | 0,388              | 199,9                | 222,3                   | 235,9              | 235,9                  | -0,765                         | 57,4              | 95,9          | -0,752                                    |                                           | -0,775                                 | 0,3 |
| CT1-D3.....  | -7,020                           | -3,827                           | -0,6                             | -0,268             | -0,039             | 0,709              | 210,1                | 227,1                   | 235,9              | 235,9                  | -0,687                         | 57,4              | 93,1          | -0,675                                    |                                           | -0,697                                 | 0,5 |
| CT1-D4.....  | -7,198                           | -5,538                           | -0,6                             | -0,090             | -0,033             | 0,257              | 226                  | 231,2                   | 238,6              | 236                    | -0,630                         | 57,8              | 99,2          | -0,617                                    | -0,734                                    | -0,631                                 | 0,7 |
| CT1-D6.....  | -7,131                           | -6,431                           | -0,6                             | -0,070             | -0,047             | 0,248              | 234,4                | 236,2                   | 239,5              | 236                    | -0,620                         | 57,6              | 103,2         | -0,609                                    |                                           | -0,616                                 | 0,9 |
| CT1-D52..... | -6,550                           | -6,450                           | -0,6                             | -0,183             | -0,235             | 0,594              | 239,1                | 243,2                   | 239,9              | 235,4                  | -0,617                         | 57                | 102,8         | -0,610                                    |                                           | -0,614                                 | 1   |
| CT1-D53..... | -6,831                           | -6,713                           | -0,6                             | -0,115             | -0,203             | 0,722              | 239,2                | 244,9                   | 239,9              | 235,8                  | -0,614                         | 56,3              | 99,2          | -0,610                                    |                                           | -0,614                                 | 1   |
| Ecart moyen  |                                  |                                  |                                  |                    |                    |                    | 10,3                 |                         | 5,9                | 11,9                   |                                |                   |               | 0,063                                     | 0,120                                     | 0,012                                  |     |

#### 4.3.2. Direction de la distorsion plastique $d\epsilon_{oct}^p$ et loi d'écoulement

Pour le sable dense (tableau II), on observe que la distorsion plastique n'est pas colinéaire au cisaillement (on a un écart moyen de 10,3) et que la direction donnée par la perpendicularité au critère de Lade  $\gamma$  (colonne 10) présente un meilleur coefficient de corrélation (0,971) avec la direction de  $\gamma'$  que si l'on utilise  $\gamma$  (0,921) et un écart moyen (4,1°) plus faible.

Nous pouvons donc utiliser la relation (11) pour trouver la direction de la distorsion plastique à la rupture.

Nous supposons que la formule (10) reste valable à l'état ultime et nous utiliserons alors la formule (12) donnant la direction générale de la déformation plastique à l'état ultime.

Tableau III. Etude des pentes des droites énergétiques

| Essai 1         | Pente de<br>$dW_3 = f(dW_1)$<br>2 | Corrélation<br>3 | Pente de<br>$W_2 = f(W_4)$<br>4 | Corrélation<br>5 |
|-----------------|-----------------------------------|------------------|---------------------------------|------------------|
| TC1 - L2/2..... | 1,027                             | 0,9989           | 1,066                           | 0,9999           |
| CT1 - L1.....   | 1,000                             | 0,9995           | 0,957                           | 0,9999           |
| CT1 - L1/2..... | 1,093                             | 0,9985           | 0,998                           | 0,9999           |
| CT1 - L3/4..... | 1,096                             | 0,9989           | 0,864                           | 0,9443           |
| CT1 - L3/2..... | 1,091                             | 0,9999           | 1,070                           | 0,9998           |
| CT1 - L4/2..... | 0,505                             | 0,9649           | 0,977                           | 0,9970           |
| CT1 - L4.....   | 1,031                             | 0,9959           | 0,989                           | 0,9998           |
| CT1 - L6.....   | 1,029                             | 0,9976           | 0,985                           | 0,9997           |
| CT1 - L5/3..... | 1,034                             | 0,9978           | 0,992                           | 0,9998           |
| CT1 - L5/4..... | 1,085                             | 0,9979           | 1,016                           | 0,9997           |
| CT1 - L5/2..... | 0,994                             | 0,9948           | 0,963                           | 0,9999           |
| CT1 - D3.....   | 0,989                             | 0,9191           | 1,135                           | 0,9976           |
| CT1 - D1.....   | 0,946                             | 0,9104           | 0,921                           | 0,9995           |
| CT1 - D4.....   | 1,084                             | 0,919            | 1,196                           | 0,9146           |
| CT1 - D6.....   | 1,035                             | 0,9399           | 1,240                           | 0,9982           |
| CT1 - D5/3..... | 0,930                             | 0,8816           | 1,222                           | 0,9990           |
| CT1 - D5/2..... | 0,935                             | 0,8855           | 1,189                           | 0,9979           |
| CT1 - D2.....   | 1,024                             | 0,9932           | 1,107                           | 0,9997           |

donnant la direction générale de la déformation plastique à l'état ultime.

## 5. COMPARAISON ENTRE LES RÉSULTATS THÉORIQUES ET LES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Nous avons adapté notre formulation théorique à un programme de calcul sur microordinateur, ce qui nous a permis de calculer théoriquement chaque essai de Lade. Les résultats que nous avons portés sur les figures 8 à 15, ne sont pas des essais de calage de la loi de comportement, et montrent bien une comparaison effective entre la théorie et l'expérience. Nous ne présentons ici que les résultats relatifs au sable dense, dans un but de simplification.

Sur les mêmes figures, nous avons fait la comparaison entre les résultats du programme (représentés par les astérisques) et les résultats expérimentaux de Lade (représentés par les croix). Nous avons suivi pour la loi théorique, le même chemin de contrainte que lors des essais, et les déformées sont le résultat du calcul.

Nous utilisons pour la modélisation des six essais sur le sable dense, seulement cinq paramètres qui sont constants et ont pour valeur :

$$E = 825 \cdot 10^5 \text{ Pa}$$

$$\nu = 0,36$$

$$L_1 = 47,8 \text{ qui correspond à } \phi_\mu = 32,9^\circ$$

$$L_2 = 38 \text{ qui correspond à } \phi_{\text{ecoul}} = 27,8^\circ$$

$$L_3 = 99,3 \text{ qui correspond à } \phi = 47,9^\circ$$

On constate globalement une bonne correspondance entre les courbes contrainte déformation ( $\sigma_1 - \epsilon_1$  ou  $\sigma_2 - \epsilon_2$ ) et les courbes expérimentales pour tous les essais.

D'autre part, on trouve que la dilatance (gonflement en fonction de  $\epsilon_1$ ) est très bien reproduite par le modèle.

*Comparaison des résultats du calcul et de l'expérience pour les essais ci-dessous :*

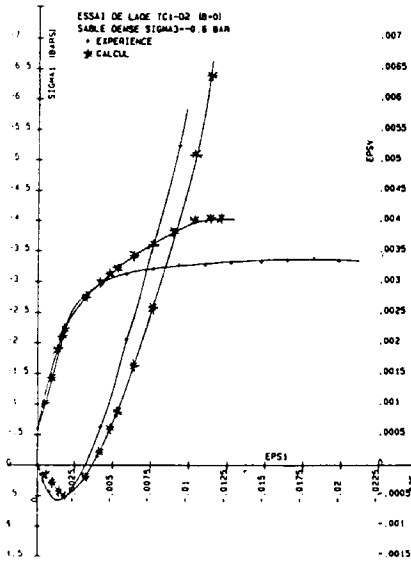


Fig. 8. — Essai TC1-D2.

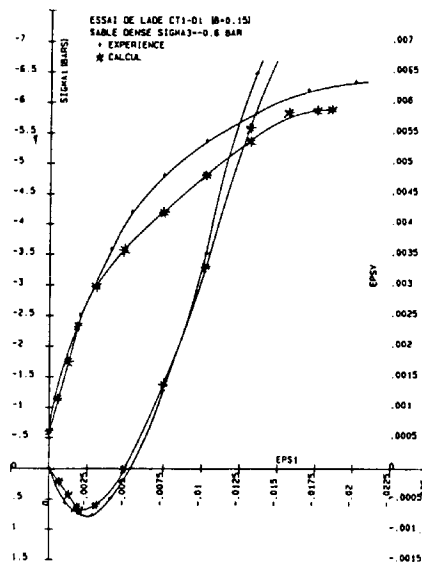


Fig. 9. — Essai CT1-D1.

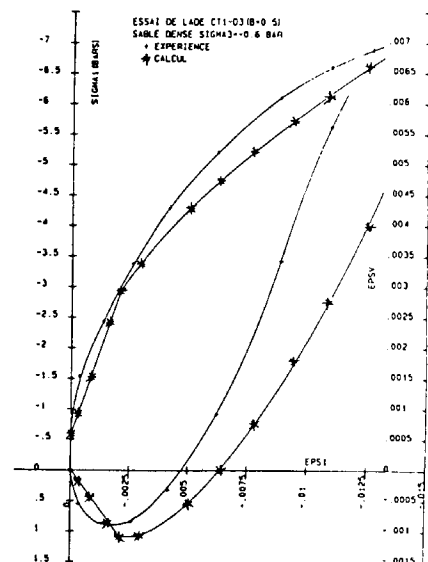


Fig. 10. — Essai CT1-D3.

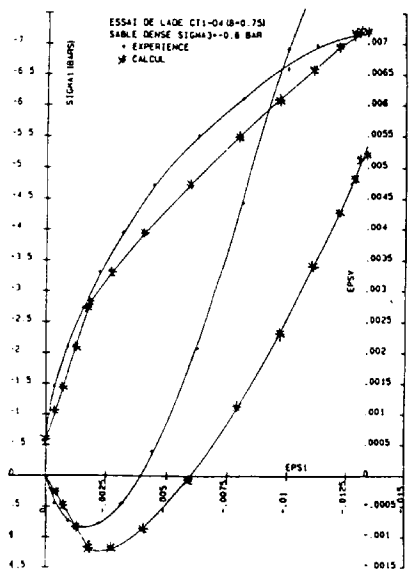


Fig. 11. — Essai CT1-D4.

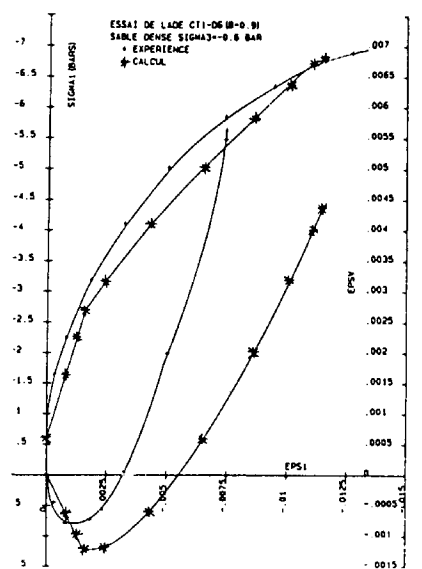


Fig. 12. — Essai CT1-D6.

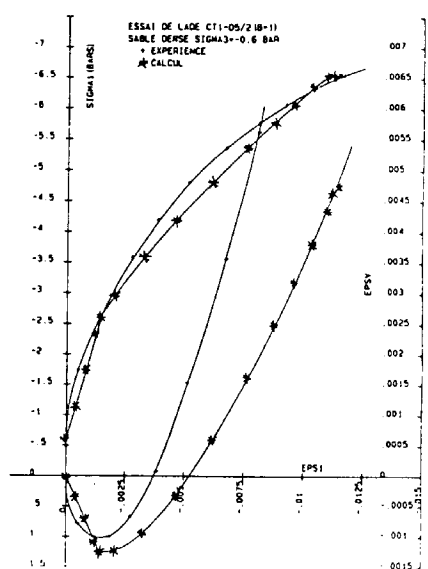
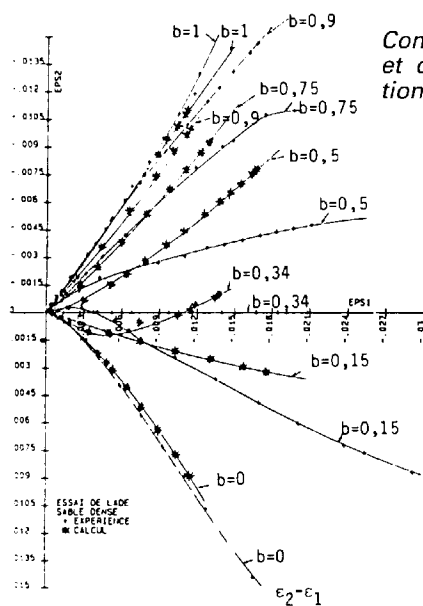


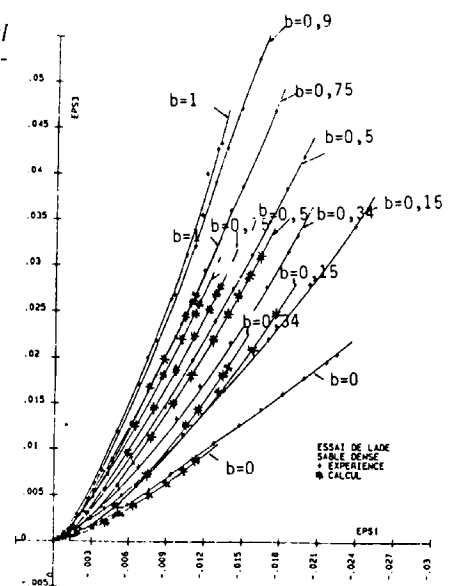
Fig. 13. — Essai CT1-D5.



*Comparaison des résultats du calcul et de l'expérience pour les déformations suivantes :*

◀ Fig. 14. —  $E_2-E_1$ .

Fig. 15. —  $E_3-E_1$  ▶



## 6. CONCLUSION

Nous avons mis au point une nouvelle loi de comportement utilisable au cisaillement triaxial vrai et qui nécessite cinq paramètres constants pour le sol pulvérulent ( $E$ ,  $\nu$ ,  $L_1$ ,  $L_2$ ,  $L_3$ ) qui sont liés aux caractéristiques physiques du sol. Ce modèle, utilisable sur microordinateur, présente une simplicité plus grande que d'autres lois déjà publiées et montre une bonne concordance avec les résultats d'essais triaxiaux vrais. Les différentes réponses du modèle sont dues uniquement aux chemins de contraintes qui diffèrent et qui impliquent des déformations plastiques spécifiques.

Pour les sables lâches on constate que les valeurs  $L_1$  et  $L_2$  sont identiques, ce qui ramène la formulation à un modèle à quatre paramètres constants.

## BIBLIOGRAPHIE

1. AUBRY; HUJEU; LASSOUDIÈRES; MEIMON (1982). — *A double memory model with multiple mechanic for cyclic soil behaviour*. Int. Symposium on numerical method. Zurich 1982, p. 3-13.
2. DARVE (1974). — *Contribution à la détermination de la loi rhéologique incrémentale des sols*. Thèse Docteur Ingénieur Grenoble, 1974.
3. FRYDMAN; ZEITLEN; ALPAN (1973). — *The yielding behaviour of particulate media*. Canadian Geotechnical Journal 10, 1973, p. 341-362.
4. LADE (1972). — *The stress strain characteristics of cohesionless soils*. Phi. thesis Berkeley 1972.
5. LUONG. — *Etat caractéristique du sol*. C.R. Acad. Sc. Paris, t. 287, Décembre 1978, N° 15 p. 305-307.
6. MONNET (1977). — *Détermination de la loi d'écrouissage des sols et utilisation de la Méthode des Eléments finis*. Thèse Docteur Ingénieur — I.N.S.A. de Lyon, 1977.
7. MONNET (1983). — *Détermination d'une loi de comportement des sols en écrouissage et plasticité parfaite. Utilisation par la Méthode des Eléments finis*. Thèse Docteur ès-Sciences, I.N.S.A. de Lyon, 1983.
8. MONNET; GIELLY (1979). — *Détermination d'une loi de comportement pour le cisaillement du sol pulvérulent*. Revue Française de Géotechnique, 1979, n° 7, p. 45-66.
9. NADAI (1963). — *Theory of flow and fracture of solid*. Ed. Mac. Graw Hill, Vol. 2.
10. PARKIN (1965). — *On the strength of packed spheres*. J. Aust. math. Soc. 5, p. 443-452.
11. ROBINET-DOANH (1982). — *A non linear incremental constitutive law for clays*. International Symposium on Numerical model in Geomechanics, Zurich 1982, p. 163-171.
12. THORNTON (1979). — *The condition of failure of face centered cubic arrays of uniform rigid spheres*. Géotechnique 29, n° 4, Déc. 1979, p. 441-459.

# **exemple de rupture de fondations ancrées par tirants précontraints**

an exemple of rupture of prestressed ground anchored foundations

**T.R.A. SANGLERAT**

Ingénieur I.N.S.A., Master of Science\*

**G. SANGLERAT\*\***

Professeur de Mécanique des Sols à l'Ecole Centrale de Lyon

Expert près la Cour d'Appel de Lyon

Agréé par la Cour de Cassation

## **Résumé**

La stabilité des fondations d'un très grand hall d'exposition était assurée par des tirants précontraints ancrés dans le sol. La rupture de trois d'entre eux a failli provoquer la ruine de l'ouvrage. On décrit la structure de l'édifice, les modalités de la rupture des tirants due à une protection insuffisante contre la corrosion, ainsi que les travaux confortatifs réalisés qui ont atteint 7.616.412 francs français.

## **Abstract**

*A case study involving failure of prestressed ground anchors used to support an Exhibition Hall is described. The design of the structure featured a 200-foot span cable supported fabric roof. Details of the structure and design of the foundation system are presented. Failure of the ground anchors caused the cable-supported roof to partially collapse. Investigation of the failure mechanism showed that inadequate anchor grouting and subsequent corrosion of steel in the anchors caused failure. Remedial measures costing over three-fourths million dollars are described.*

\* Woodward-Clyde Consultants, Overland Park, Kansas, U.S.A.

\*\* Soils Investigations, 182 bis, avenue Félix-Faure, 69003 Lyon.

## 1. INTRODUCTION

Les travaux rapportés ici sont relatifs à un Palais d'Exposition construit en 1968, de 100 m de long et de 82 m de large avec une travée libre de 60 m. Sa couverture repose sur deux réseaux de câbles souples prenant appui sur des portiques en charpente métallique ancrés chacun par deux tirants précontraints encastrés dans le sol.

En janvier 1980, au cours de ses opérations de nettoyage, un balayeur a trouvé deux boulons sur le plancher du hall d'exposition. Plutôt que de jeter ces deux pièces métalliques avec les autres débris, cet ouvrier a alerté son chef d'équipe en se disant que probablement, ces boulons provenaient de la charpente métallique, ce qui constituait un fait anormal. Ce chef d'équipe a signalé l'incident au service de sécurité de la ville.

Grâce à cette présence d'esprit, un accident grave a pu être évité. En effet, on a alors constaté que la charpente métallique s'était fortement déformée au droit de trois de ses appuis qui étaient pratiquement à la limite de la rupture. Une surcharge de neige, même faible, aurait pu provoquer l'effondrement de la construction.

L'objet de la présente publication est de décrire l'ouvrage, de rappeler l'historique des travaux, d'analyser les causes des désordres et de commenter les travaux confortatifs qui ont fait l'objet d'une expertise judiciaire confiée à l'un des auteurs par le Tribunal de Grande Instance de la ville.

## 2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Il s'agit d'un ouvrage important de 100 m de long sur 82 m de large d'une conception relativement audacieuse, puisque sur une portée de 60 m, sa partie centrale est déchargée de tout point porteur (fig. 1).

La couverture (étanchéité sur panneaux isolants et bacs d'aciers galvanisés) prend appui, ainsi que l'installation électrique, sur un double réseau de câbles comportant un nappage supérieure « porteuse » et une nappage inférieure dite « anti-soulèvement ». Ces deux nappes reliées par une triangulation constituée de ronds à béton reposent sur vingt portiques en charpente métallique. Cette surface à câbles a été réalisée selon le procédé Jawerth.

Les tractions exercées par ces câbles sont reprises par des chevalements métalliques de forme triangulaire de 14,30 m de haut et de 10,72 m de base dont la coupe est donnée par la figure 2.

La charge verticale transmise par ces chevalements métalliques est reprise par des pieux qui traversent des remblais miniers pour s'encastrer vers 12 m de profondeur dans du schiste houiller. Ces pieux forés en béton armé ( $\varnothing$  130 cm côté intérieur et  $\varnothing$  110 cm côté extérieur) sont reliés en tête par une poutre traverse en béton armé.

Pour éviter le soulèvement des pieux extérieurs (fig. 3), il a été prévu des ancrages précontraints. La base extérieure du chevalement de chaque portique est ainsi retenue par deux câbles précontraints traversant le massif d'assise dans des gaines tube acier.

Les travaux de fondations comprenaient :

- cinquante-huit pieux de diamètres allant de 0,60 m à 1,30 m ;
- quarante tirants précontraints à sceller au rocher dont trente-six équipés de quarante-quatre fils ou brins plats de type KA et quatre équipés de vingt-huit fils KA (pour les portiques d'angles).

Ces fils KA, fabriqués en Allemagne sont constitués d'étroits fers plats crantés simplement juxtaposés. Ils ne se présentent donc pas sous forme de torons.

Pour permettre aux magistrats de déterminer les responsabilités encourues et de ventiler le coût de la réparation des désordres entre les différents intervenants, la première tâche fut de rechercher quel avait été exactement le déroulement des travaux.

## 3. DÉROULEMENT DES TRAVAUX

La conception architecturale initiale, qui prévoyait une ossature du Palais des Expositions constituée par des portiques métalliques de 60 m de portée, articulés en pied et encastrés en tête, a été modifiée sur proposition de l'entreprise qui a préconisé l'exécution d'une structure à câbles suivant le procédé Jawerth.

L'entreprise a défini la conception des fondations d'une manière très détaillée : nombre de pieux, diamètres et longueurs, ainsi que le type des tirants d'ancrage (procédé KA), leur nombre et leur section.

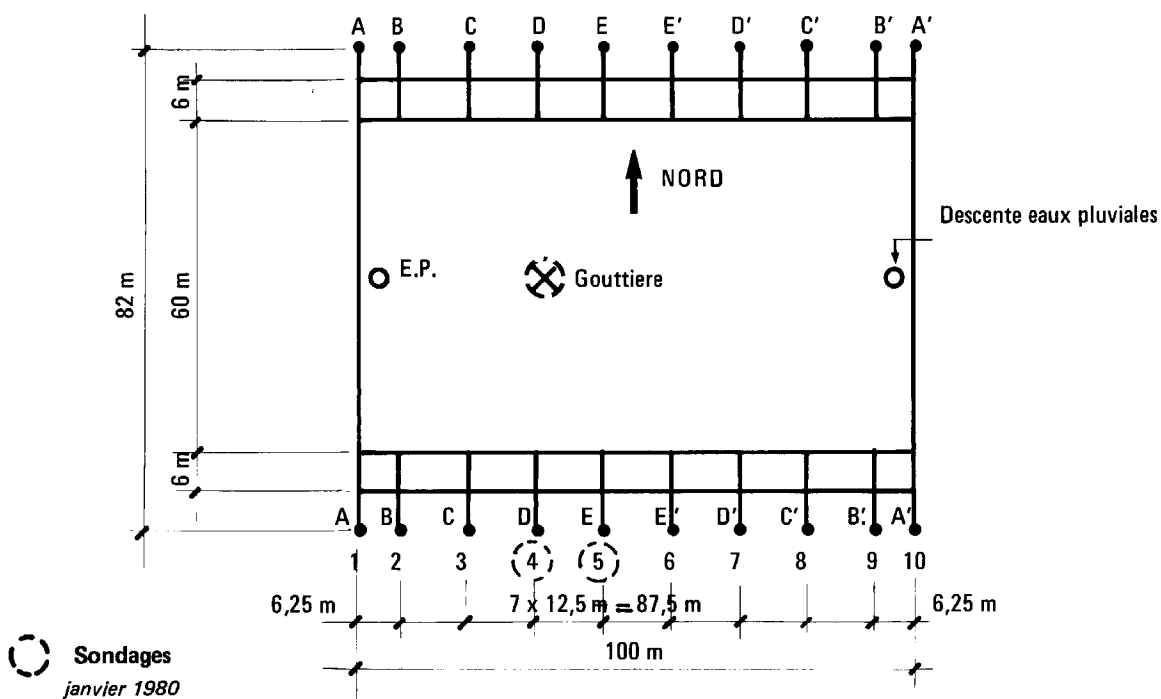
Les pieux forés ont été exécutés en mai et juin 1968. Le forage, la mise en place et le scellement au rocher (schiste minier) des tirants ont été réalisés en juin et juillet 1968, la protection contre la corrosion étant effectuée ultérieurement à l'aide d'un coulis de ciment.

Lors des essais de mise en tension, exécutés en août 1968, il est apparu qu'une partie des tirants était incapable de reprendre les charges pour lesquelles ils avaient été prévus, en raison de la mauvaise qualité du terrain d'ancrage minier. Une galerie de mine « incon nue » (ou plutôt « oubliée ») a été découverte à ce moment-là.

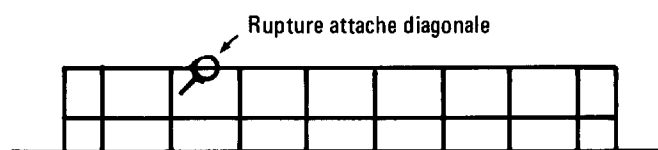
Pour permettre l'ouverture de la 1<sup>re</sup> foire en septembre 1968, ce qui était un impératif absolu du maître d'ouvrage, l'entreprise a proposé les mesures temporaires suivantes :

- maintien des tirants scellés au rocher dans les zones centrales, avec les tensions partielles obtenues ;
- réalisation de quatre massifs d'angle complémentaires en béton coulés dans le sol pour retenir le déficit de tension des tirants pour la durée de la foire seulement. Ces massifs d'angle ont été exécutés entre le 6 septembre et le 25 septembre 1968.

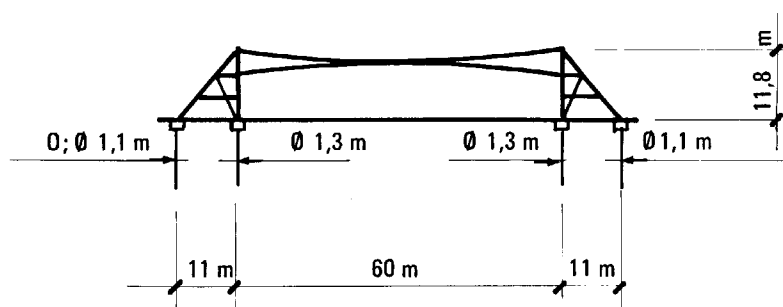
## PALAIS DES EXPOSITIONS



VUE EN PLAN



ELEVATION SUD



COUPE NORD - SUD

Fig. 1



Après le déroulement de la foire, pour améliorer les ancrages à titre définitif, il a été décidé de réaliser une longrine en béton armé (schématisée sur les figures 2 et 4 par les zones grisées) destinée à jouer le rôle de contrepoids. On a donc enrobé les tirants dans cette longrine poids, le scellement se faisant par écartement des brins.

## SITUATION INITIALE

### ELEVATION AA

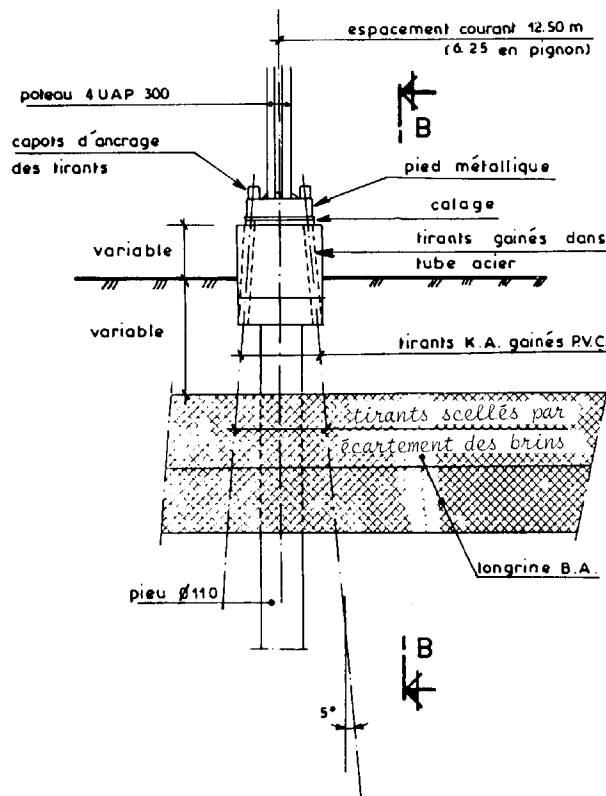


Fig. 4

Le schéma type de protection des tirants initiaux du type KA avec quarante-quatre brins est indiqué par la figure 5.

En février 1969, on a réalisé une campagne d'injections destinée à remplir les vides sous les assises des pieux. Les travaux ont fait l'objet d'une réception provisoire le 17 mars 1969 et d'une réception définitive le 18 septembre 1969.

La présence d'un tube métallique d'injection n'avait pas permis l'accrochage de trois tirants précontraints aux massifs C, D et C' en long pan Nord (fig. 1).

## SCHEMA TYPE DE PROTECTION DES TIRANTS INITIAUX

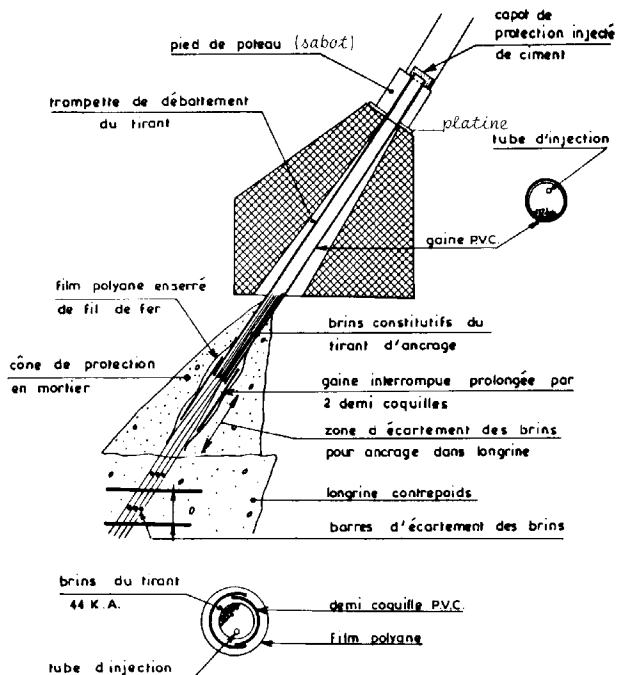


Fig. 5

Ces trois tirants, restés scellés au rocher depuis 1968 sans injection pendant deux ans, ne présentaient plus une sécurité normale vis-à-vis de la corrosion. En juin et juillet 1970, il a donc été demandé à l'entreprise de mettre en place en remplacement trois nouveaux tirants.

Enfin le bureau de contrôle, qui n'avait qu'une mission très limitée, a demandé également de mettre en place deux tirants supplémentaires sur le massif E' Sud afin de permettre le prélèvement d'échantillons du câble initial pour examen en laboratoire en vue d'évaluer ses caractéristiques. Ces examens n'ont mis en évidence aucune anomalie.

Ces nouveaux tirants, mis en place deux ans après les tirants KA, sont de type B.B.R.V.

## 4. DÉSORDRES OBSERVÉS

Dès que nous avons été saisi, en janvier 1980, d'une mission d'expertise par le Tribunal de Grande Instance, nous avons examiné les lieux litigieux contradictoirement en présence des parties: maître d'ouvrage, entreprises et architecte assistés par leurs avocats.

#### 4.1. Désordres observés au-dessus de la surface du sol

Des désordres particulièrement importants affectent les pièces d'appui métalliques des poteaux de chevalement situés au-dessus des longrines en tête des pieux. Les déformations les plus importantes étaient notées en façade Sud pour les portiques D, E et D', dont les soulèvements variaient de 6 à 13 cm, d'où des déchirures des âmes et membrures malgré leur très forte épaisseur. Fort heureusement, les galeries de circulation en mezzanine à l'intérieur du hall en façades Sud et Nord ont joué le rôle de poutres de répartition des efforts, ce qui a limité l'amplitude des déformations en reportant les efforts des travées les plus sollicitées par les ruptures sur les travées adjacentes. Par suite du mouvement des fondations, les câbles supportant la toiture s'étaient déformés, d'où des déchirures dans l'étanchéité et création de poches de rétention d'eau surchargeant dangereusement la toiture.

Lors de l'examen détaillé des différentes pièces constituant la charpente métallique, nous avons constaté de très nombreux défauts d'exécution, l'entreprise n'ayant pas respecté les plans approuvés par le bureau de contrôle.

#### 4.2. Constatations au-dessous du niveau du sol

Les déformations graves observées dans certains portiques provenaient à l'évidence, soit de déformations excessives des tirants précontraints, soit de la rupture de certains d'entre eux pour au moins trois des portiques de la façade Sud. Il était donc indispensable d'examiner l'état des tirants précontraints enterrés.

Nous avons donc fait procéder à deux sondages à ciel ouvert par puits blindés pour mettre à nu le massif d'ancrage ainsi que la longrine de béton formant contrepoids qui devait avoir 2,50 m de large et 2,50 m de hauteur.

Toute surcharge de neige aurait pu conduire à l'effondrement brutal de l'ensemble du bâtiment et comme on ne savait pas si d'autres tirants n'étaient pas sur le point de se rompre avant d'entreprendre les sondages, un élingage des chevalements sinistrés fut réalisé en ancrant les élingues dans des massifs de béton coulés à l'extérieur du bâtiment. En outre, les câbles supportant la couverture furent partiellement détendus pour améliorer la sécurité de l'ouvrage.

Avant de commencer ces investigations, nous pensions que les câbles précontraints s'étaient rompus dans le sol par corrosion. En effet, des analyses chimiques avaient démontré l'agressivité de l'eau prélevée dans ce sol minier.

Le sondage réalisé au droit du massif D Sud a mis en évidence un soulèvement. Il a été constaté que des blocages béton avaient été réalisés autour des tirants, entre le massif d'appui des piliers métalliques et la longrine contrepoids (fig. 8).

Près de la surface de la longrine contrepoids, on a observé un glissement de la gaine du tirant côté Ouest au niveau de la nappe phréatique. La qualité du béton des longrines contrepoids était très irrégulière.

Au droit du massif E Sud, on a noté également une rupture de la gaine du tirant entre le dessus de la longrine et le massif sur pieux. Dans le tirant précontraint Est, on a observé deux brins corrodés et cassés.

D'une manière générale, les gaines P.C.V. étaient souvent déchirées ou même éclatées, l'enrobage des brins par le coulis ciment très irrégulier et pratiquement inexistant en certains endroits. Les corrosions de certaines cassures ont montré que celles-ci étaient anciennes.

On a constaté que de nombreux brins de tirants étaient rouillés, et quelquefois, sans aucune protection de coulis d'injection.

La figure 4 montre la position des tirants KA placés dans des gaines P.V.C. en partie inférieure et gainés dans des tubes acier en partie supérieure à travers le massif de fondations reposant sur la tête des pieux. La figure 5 précise le schéma type de protection des tirants initiaux.

Au-dessus des longrines contrepoids, la gaine enveloppant chaque tirant était interrompue et prolongée par deux demi-coquilles enveloppées par un pochon de béton non armé en forme de cône (fig. 5 et 6). La figure 6 donne le schéma de principe de renforcement envisagé initialement après l'exécution des deux premiers sondages, et qui a dû être modifié ultérieurement.

Il paraît intéressant de donner quelques précisions sur les contraintes subies par les tirants KA d'origine.

Les tractions  $T_1$  et  $T_2$  des câbles de toiture engendrent une traction  $F_C$  dans les poteaux du long pan du chevalement métallique et une compression  $N_C$  du poteau métallique vertical (fig. 3). La traction  $F_C$  est reprise par les tirants d'ancrage tendus dans le sol avec une traction  $F_t$ . Suivant les cas de charge,  $F_C$  varie de 2 976 à 3 871 kN. Les tirants sont composés de quarante-quatre fils KA (section totale 1 707 mm<sup>2</sup>). Ils devaient pouvoir encaisser (fig. 3) chacun un effort de :

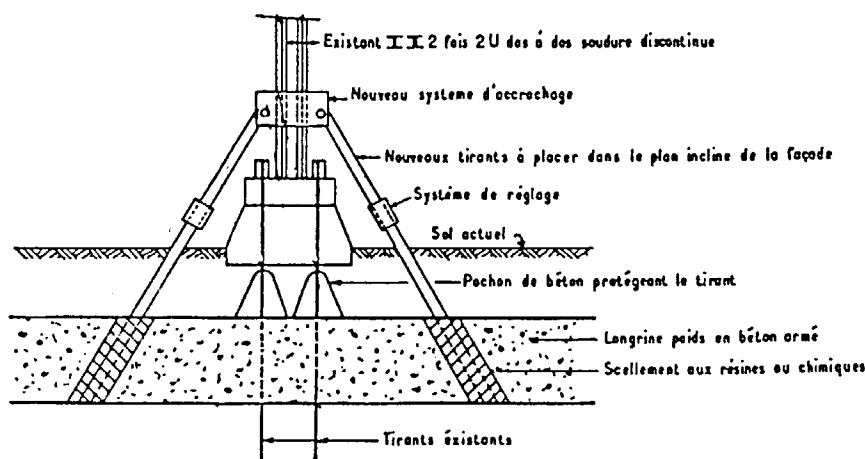
$$\frac{3\,871}{2 \times \cos 5^\circ} = 1\,943 \text{ kN correspondant à une tension de :}$$

$$\frac{1\,943}{1\,707} = 1,138 \text{ kN/mm}^2 = 1\,138 \text{ MPa}$$

Cette tension correspond à 81 % de la limite élastique de 1 410 MPa garantie par les fils KA.

Cela dépasse les 60 % imposés par les règles de l'art, puis par une recommandation Securitas de 1972 (règles dites TA 72).

Normalement, les constructeurs auraient dû tendre les tirants d'ancrage avant les câbles de toiture, c'est-à-dire appliquer en tête du portique pieux-traverse un effort



SCHEMA DE PRINCIPE D'UN RENFORCEMENT

Fig. 6

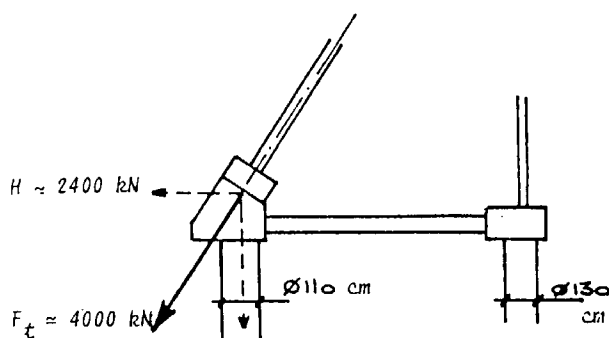


Fig. 7

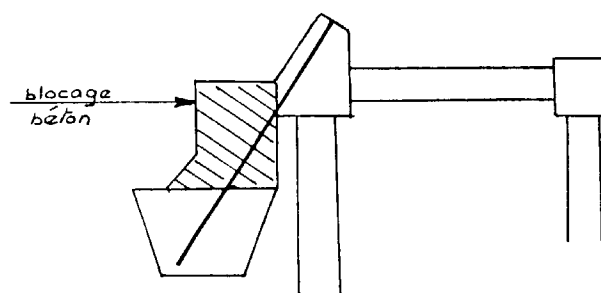


Fig. 8

$F_t$  de 4 000 kN environ, d'où une composante horizontale  $H = 2\,400$  kN. Or, ce portique ne peut supporter en service normal qu'une charge horizontale  $H$  de l'ordre de 700 kN.

On voit que la mise en tension préalable des tirants ne pouvait s'effectuer sans entraîner la rupture des pieux. Il est donc vraisemblable, et ceci a été confirmé, que l'entreprise a tendu des tirants, puis des câbles de charpente, par paliers successifs, afin de limiter les sollicitations des pieux. Notons cependant que des traces de déplacement des têtes de pieux étaient visibles dans le revêtement de sol au moment de l'expertise.

Une telle opération ne pouvant se faire sur l'ensemble des tirants, il y a eu forcément des reports de charges transmis par la charpente de chevalement à chevalement. Ceci explique vraisemblablement les traces de plastification anciennes observées sur les goussets horizontaux les plus faibles de la charpente.

Une fois la structure terminée, les tirants ont été scellés à la base des poteaux et leur tension ne pouvait plus être modifiée. Cela aurait donc posé des problèmes graves si l'on avait voulu détendre les câbles de la

toiture, ne serait-ce que pour les changer; à ce moment-là, la tête des pieux n'aurait plus été équilibrée et les pieux auraient pu se rompre. Du reste, nous avons observé qu'au droit des tirants remplacés en 1970 (C Nord, D Nord, C' Nord, E' Sud), l'entreprise a disposé de volumineux blocages en béton entre les massifs sur pieux et la longrine contreponds, comme indiqué par la figure 8. Ces blocages appuient les têtes de pieux sur la longrine et limitent leur déplacement. On peut donc tendre les tirants indépendamment des forces induites par la toiture au droit des chevalements correspondants.

## 5. ORIGINE ET CAUSES DES DÉSORDRES

### 5.1. Origine des désordres

Une fois les travaux confortatifs réalisés (cf. § 6), la structure présentant un coefficient de sécurité normal, il a été possible de procéder à l'inspection détaillée des tirants litigieux, tant en long pan Sud qu'en long pan Nord, afin de localiser les zones de rupture d'ancrages précontraints, qui étaient à l'origine du sinistre.

La rupture de tirants précontraints peut avoir des origines diverses :

- *Rupture des scellements*, soit par insuffisance de l'injection de scellement, soit en raison d'une longueur insuffisante de la zone scellée en égard à la qualité réelle du terrain encaissant.
- *Rupture de la tête du tirant*.
- *Rupture des fils constituant le tirant*.

C'est manifestement à ce dernier type de rupture qu'est imputable le sinistre. En effet, les sondages visuels effectués ont mis en évidence les faits suivants :

a. De nombreux défauts d'injection en plusieurs parties des tirants et notamment près de leur extrémité supérieure.

b. Le tirant Ouest du massif D, le premier tirant qui a lâché (et dont la rupture a déclenché l'apparition de la plupart des désordres observés) montre que, contrairement à ce qu'on avait pensé à l'origine, la zone la plus fortement corrodée des fils ne se trouve pas en contact avec le sol, ni même avec la nappe phréatique, mais est située à la partie supérieure des tirants, près du sabot métallique et de son support en béton.

La zone de rupture du tirant se situe sensiblement entre 20 et 80 cm sous la base de la platine des plaques d'appui du sabot de la charpente métallique, c'est-à-dire au-dessus du sol, donc à l'air libre.

*Dans cette zone, aucun coulis ne protégeait les fils.*

c. Les constatations faites pour le tirant précédent se retrouvent pratiquement systématiquement pour tous les autres tirants.

d. La jonction de deux gaines plastiques bout à bout avec l'aide de deux demi-coquilles ne permettait pas d'assurer une injection correcte (fig. 5).

Enfin, toutes les parties ont été unanimes pour reconnaître que toutes les injections d'origine des tirants KA ont été faites sans pression c'est-à-dire uniquement par gravité. Précisons que cette mise en œuvre acceptée à l'époque, est abandonnée aujourd'hui, car l'expérience a montré qu'elle était incapable d'assurer une pénétration suffisante, donc une protection correcte et efficace à long terme contre la corrosion.

## 5.2. Causes des désordres

Il n'a jamais été observé de rupture des fils KA par striction. Il ne s'agit donc pas d'un dépassement de la limite de rupture imputable, par exemple, à une erreur de dimensionnement des tirants. Par contre, les nombreux examens visuels confirmés par les analyses métallographiques effectuées à l'Ecole Centrale de Lyon, montrent à l'évidence que les très nombreuses ruptures des fils de précontrainte du type KA observées sont dues au phénomène de corrosion fissurante sous tension. Il s'agit d'une rupture qui s'effectue sans modification de la section du fil. La corrosion fissurante sous tension résulte d'un phénomène électrolytique. Un effet de pile se produit à la suite de la création d'une différence de potentiel entre deux points du fil considéré, provenant d'une aération différentielle du métal.

La corrosion anodique correspondant à une fusion du métal est extrêmement rare. La corrosion cathodique est la plus courante, elle se produit en présence d'un électrolyte qui est, généralement, l'eau. Il y a alors dégagement d'hydrogène naissant qui pénètre dans l'acier en augmentant le volume des cristaux constituant l'acier, ce qui provoque des micro-fissures. C'est pourquoi cette corrosion est dite « fissurante ».

A partir d'un point de la surface, les micro-fissures se développent et pénètrent de plus en plus à l'intérieur de la section de l'acier en provoquant un véritable effet d'entaille. En conséquence, la section résistante devant de plus en plus faible, la limite de rupture décroît avec le temps et peut être atteinte sous la contrainte de service.

Ce phénomène de corrosion fissurante sous tension est d'autant plus accentué que par suite de la traction initiale des aciers, très élevée dans le cas des câbles précontraints, les cristaux d'acier sont relativement distendus ce qui facilite la progression de la corrosion interne.

Cette corrosion sous tension est imputable elle-même à deux causes concomitantes :

- L'une, principale : absence de protection par coulis d'injection sur certains tronçons des tirants.
- L'autre, secondaire : la nature même des aciers.

Il s'agit, en effet, d'aciers KA d'origine allemande, dont l'expérience a montré qu'ils étaient extrêmement sensibles au phénomène de corrosion sous tension. De nombreuses ruptures de tirants précontraints composés de fils KA ont été observées dans plusieurs pays. Depuis lors, cette nuance d'aciers est refusée pour tout tirant précontraint, alors qu'en 1968, elle était admise.

Les ruptures des fils ont toujours été observées dans les zones sans coulis. Dans ce cas, les zones non protégées étant en partie haute, au-dessus du sol, ni l'agressivité du terrain, ni l'agressivité des eaux de la nappe phréatique n'ont ici joué un rôle dans les ruptures observées.

Dans une certaine mesure, on peut classer le sinistre dans la catégorie que nous appelons « rançon du progrès technique ». En effet, à une période donnée, on utilise des matériaux et des processus d'exécution qui n'ont pas encore fait leurs preuves à long terme et qui doivent être abandonnés quelques années plus tard en raison des désordres observés.

## 6. TRAVAUX CONFORTATIFS

En application des textes législatifs et réglementaires définis par le nouveau code de procédure civile français, l'expert judiciaire ne peut assurer aucune maîtrise d'œuvre de travaux confortatifs.

En conséquence, nous avons demandé au maître d'ouvrage de s'adjoindre un ingénieur conseil structures pour établir les plans détaillés des travaux confortatifs et assurer la direction de leur exécution. Ces travaux,

qui ont été confiés à des entreprises autres que celles ayant participé à la construction initiale, ont comporté principalement :

1. L'abandon de tous les tirants d'ancrage existants supposés corrodés et risquant, à plus ou moins long terme, de se rompre. En effet, tous les tirants KA ayant été exécutés de la même manière, il n'y avait aucune raison pour que la corrosion fissurante sous tension ne fasse pas son œuvre à plus ou moins longue échéance.

2. La mise en place par Soletanche Entreprise de nouveaux tirants précontraints, type barres Dywidag, ancrés dans le massif contrepoids enterré existant. Pour chaque appui, il a été prévu 4 barres Dywidag Ø 36 mm tendues à 700 kN scellées au coulis Pagel dans le béton du massif contrepoids existant.

3. La superposition de longrines, minces, inclinées, en béton armé précontraintes, au massif contrepoids de béton non armé. En effet, au cours des travaux confortatifs, on a découvert que le massif contrepoids en béton non armé existant avait une section plus faible que prévue sur les plans, ce qui entraînait des excentrement d'efforts. Comme le béton qui le constituait était souvent de très mauvaise qualité, il est donc apparu nécessaire de lester ce contrepoids et de modifier le système d'ancrage. Chacune de ces nouvelles longrines a été précontrainte par 10 barres Dywidag Ø 26,5 mm gainées et injectées au brai epoxy et tendues à 400 kN.

4. La mise en place de bretelles de liaison entre les poteaux et les nouveaux tirants (fig. 9).

5. La vérification et réparation de la charpente dans la zone sinistrée.

Les figures 10 et 9 présentent respectivement l'élévation et la coupe au droit d'un chevalement après achèvement des travaux confortatifs.

Les poteaux U.A.P. 300 ont été renforcés et il a été mis en place des goussets boulonnés H.R. (Haute Résistance) avec articulations hautes et basses reliées à deux bretelles métalliques réglables pour chaque appui.

Nous remercions le professeur ODROBINSKI qui, pendant son séjour à Lyon a participé aux opérations de contrôle du renforcement des fondations et de la structure métallique.

Une première mise en sécurité provisoire de la structure avait été réalisée au début de l'expertise pour permettre l'utilisation du bâtiment pour la foire annuelle en septembre 1980. L'ensemble des travaux confortatifs définitifs a été achevé ensuite avant la foire de septembre 1981.

Le coût des travaux confortatifs est ventilé poste par poste dans le tableau ci-après.

## 7. SUITE JUDICIAIRE DE L'EXPERTISE

Notre rapport d'expertise a été déposé au Tribunal de Grande Instance le 31 mars 1982.

Tableau du coût des travaux confortatifs

| Nature                                                 | Montants en francs T.T.C. |              |
|--------------------------------------------------------|---------------------------|--------------|
| Travaux préparatoires (sondages, location échafaudage) |                           | 36 234,77    |
| Travaux annexes (chaussée, gaz, électricité) .....     |                           | 233 637,00   |
| Réparation du sinistre proprement dit :                |                           |              |
| • Génie civil .....                                    | 2 472 879,64              |              |
| • Fondations spéciales .....                           | 723 978,83                |              |
| • Réparations ancrages .....                           | 1 835 394,96              |              |
| • Compléments réparation ancrages .....                | 360 433,42                |              |
| • Couverture .....                                     | 318 245,55                |              |
| • Essais métallurgiques .....                          | 17 372,93                 |              |
| • Dénivellement .....                                  | 5 123,71                  |              |
| • Portes .....                                         | 16 274,70                 |              |
| • Stand P.T.T. ....                                    | 2 646,00                  |              |
|                                                        |                           | 7 752 349,78 |
| Remise en état de la boulonnerie .....                 |                           | 411 600,00   |
| Frais annexes :                                        |                           |              |
| • Maîtrise d'œuvre .....                               | 790 792,97                |              |
| • Nivellements .....                                   | 54 501,87                 |              |
| • Contrôle chantier et contrôle soudures .....         | 89 376,00                 |              |
| • Assurance décennale .....                            | 135 857,17                |              |
| • Divers .....                                         | 113 082,18                |              |
|                                                        |                           | 1 183 610,19 |
| Total général .....                                    |                           | 7 616 412,23 |

Nous avons appris récemment que le maître d'œuvre demandeur n'a donné en l'état aucune suite judiciaire au fond de cette affaire. Peut-être parce que le délai de la garantie décennale était largement dépassé au moment de l'apparition des désordres en janvier 1980, puisque la réception définitive des travaux litigieux avait été prononcée le 18 septembre 1969.

## 8. CONCLUSIONS

1. Les désordres apparus en janvier 1980 auraient pu conduire à l'effondrement brutal de l'ossature à plus ou moins brève échéance.

2. Les désordres résultaient du soulèvement de trois fondations au droit des massifs D, E et D' en façade Sud, d'où un basculement d'ensemble des chevale-

## APRES REPARATION 1980

COUPE BB

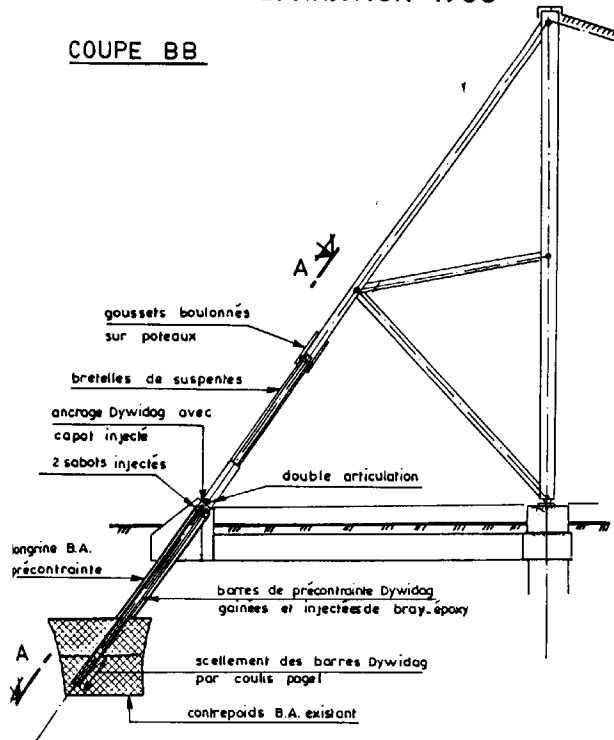


Fig. 9

## APRES REPARATION 1980

ELEVATION A.A.

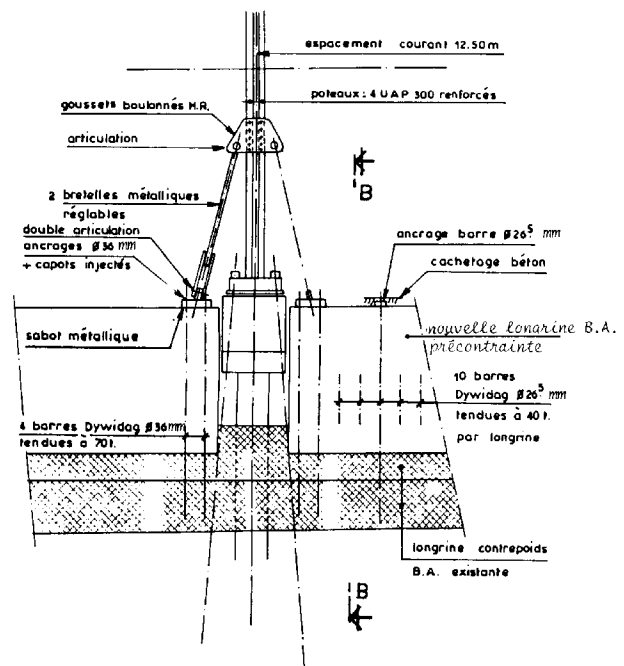


Fig. 10

ments D, E et D' vers l'intérieur du bâtiment sous l'action des tensions des câbles de toiture. Ces fondations se soulevèrent après la rupture de leurs ancrages.

3. L'origine des désordres est imputable à la rupture par corrosion sous tension des fils KA de plusieurs tirants d'ancrage précontraints destinés à stabiliser les fondations de la charpente métallique reposant sur deux files de pieux. Ce phénomène de corrosion sous tension, auquel la nature des fils KA est très sensible, a été accéléré par l'absence totale de protection par coulis d'injection en différentes zones des tirants, et plus particulièrement en tête des tirants sous les sabots métalliques à la traversée des massifs de fondations supérieurs, zone où la plupart des ruptures se sont produites. Les défauts de protection contre la corrosion étaient systématiques et se sont retrouvés aussi bien en façade Nord qu'en façade Sud. Il s'agit donc d'un vice généralisé. Seuls, les tirants de renfort du type B.B.R.V., exécutés deux ans après les tirants KA, ont paru correctement protégés contre la corrosion.

4. Le coût des travaux confortatifs a atteint 7 616 412 F, taxes comprises.

5. De ce sinistre, qui aurait pu devenir une catastrophe avec de nombreux morts, si la présence d'esprit d'un balayeur n'avait pas alerté les techniciens en temps utile, on peut, à notre avis, tirer la philosophie suivante :

- Certaines nouvelles techniques de pointe ne de-

vraient être commercialisées qu'après contrôle de l'efficacité de leurs procédés de mise en œuvre sur une longue période. Dans le cas particulier considéré, il apparaît aujourd'hui que la conception des tirants et les modalités de leur injection ne permettaient pas d'assurer une protection suffisante contre la corrosion fissurante sous tension.

- On sera particulièrement vigilant pendant l'exécution des tirants précontraints actuels. On s'assurera que les coulis d'injection pénètrent correctement sous pression dans toutes les zones à protéger et ce, tout spécialement pour les tirants « permanents » dont l'utilisation se développe de plus en plus depuis quelques années. On installera un système de vérification de tension dans ces tirants permanents. La tension de ces tirants sera contrôlée périodiquement, ce qui permettra de remplacer, si nécessaire, les tirants défaillants.

6. A l'époque de la réalisation des travaux de tirants de cette affaire, il n'existait pratiquement aucun texte de caractère normatif correspondant à cette technique. En 1972, des recommandations ont été publiées sous l'égide du Bureau Securitas (T.A. 72). En 1977, ces recommandations ont fait l'objet d'une nouvelle version améliorée (T.A. 77). Elles sont en cours de réédition sous la forme de T.A. 85. Synthèse de l'expérience de divers partenaires (bureaux de contrôle, entreprises, maîtres d'œuvre publics notamment), ces recommandations ont précisément pour objet d'éviter, dans le futur, de tels sinistres.