LES OUVRAGES EN CHARGE DE L'AMÉNAGEMENT CAPIVARI-CACHOEIRA

Conclusions sur quelques aspects généraux des souterrains à forte pression

par M. BOUVARD

Docteur ès-Science, Directeur de l'Ecole Nationale Supérieure
d'Hydraulique de Grenoble

et NELSON L. de SOUSA PINTO

Directeur technique d'ELECTROCAP, Directeur du Centre
d'hydraulique et Professeur à l'Ecole d'ingénieurs
de l'Université du Parana (Brésil)

Introduction

Les ouvrages de l'aménagement comprennent de l'amont à l'aval, outre un barrage en terre de 50 m de hauteur environ :

1. Une galerie en charge de 14,5 km de longueur, creusée tout entière dans le granit et gneiss, pratiquement non revêtue sur la moitié amont, entièrement revêtue en béton coffré (sauf un court tronçon) sur la moitié aval.

La pression à laquelle est soumis cet ouvrage est relativement classique, puisque elle atteint 25 m à l'amont et 70 m à l'aval (y compris la remontée dans la cheminée d'équilibre).

Toutefois elle présente une particularité notable. Alors qu'on considère comme généralement indispensable de « coller » le revêtement au rocher par des injections soignées, c'est la solution contraire qui a été ici adoptée. On a admis délibérément le vide rocher-béton et on a même perforé celui-ci de trous régulièrement espacés (2 m environ) pour que le revêtement ne supporte aucune pression.

Cette décision a été prise à la suite de considérations variées — théoriques en particulier — que nous résumerons ci-dessous.

2. Un puits en pression, comprenant deux parties :

a) La partie amont, revêtue, pratiquement non injectée jusqu'à une pression de 200 m d'eau, puis soigneusement injectée jusqu'à une pression statique de 400 m d'eau, (410 m, avec la remontée dans la cheminée d'équilibre), ce qui constitue vraisemblablement un record du monde.

b) La partie aval, blindée, pour une pression statique comprise entre 400 et 750 m.

Toutefois, une solution originale a là encore été adoptée pour éliminer ce qui constitue la « bête noire » des projecteurs de puits blindés, les sous-pressions : on a construit parallèlement au puits proprement dit une galerie de drainage-ventilation de la centrale, reliée au puits lui-même par des orifices de drainage (forages de petits diamètres).

L'essai exécuté avant mise en eau, les mesures des pertes des drains, des pressions au contact tôle-béton, à la mise en service, ont permis de procéder à des observations fort intéressantes, que nous allons également relater ci-dessous.

Galerie en charge

Sa section, lorsqu'elle n'est pas revêtue, atteint 25 m² environ. Elle est creusée tout entière dans des gneiss ou granit qui constituent la chaîne de montagnes qui borde le Brésil sur une grande partie de sa côte est.

Alors que, sur les 7 km amont de la galerie, ce terrain est particulièrement sain, (seuls 10 % environ de la longueur sont revêtus en béton ordinaire, gunite, ou béton projeté), la partie aval (sur le versant abrupt qui domine la mer, car la galerie est alors sensiblement parallèle au contour global du versant) a donné lieu à de puissants phénomènes de décompression. L'origine n'en est pas clairement expliquée. Celle-ci ne peut correspondre à la couverture rocheuse qui atteint 700 m au maximum, sur

des tronçons relativement courts d'ailleurs. La décompression a parfois été plus intense dans les zones de faible couverture. Vraisemblablement, le rocher a été soumis à de très puissants efforts orogéniques, qui n'ont pu être dilués dans des zones de terrain altéré, la roche étant partout minéralogiquement très saine : l'intensité de ces efforts est confirmée par la présence d'un réseau de cassures suivant plusieurs directions, dans la région où est tracée la galerie.

Cette particularité a représenté une source de difficultés et d'ennuis assez considérables. Il a été nécessaire, notamment, de prévoir un soutènement continu (cintres métalliques), lors de la perforation et ensuite de revêtir la galerie.

En tunnel, il est toujours difficile ou impossible de remplir parfaitement la calotte au bétonnage. Dans le cas particulier, le problème était sensiblement aggravé par le fait que l'espace compris entre le soutènement métallique et la roche était rempli par une forêt de poutrelles en béton. Celles-ci, d'un côté, présentaient un indice de vide très grand, et de l'autre, empêchaient la pénétration du béton mis en place à l'aide de dispositifs pneumatiques. Des essais effectués sur un tronçon de 100 m révélèrent que le vide résultant pouvait atteindre 3 m³ par mètre linéaire de galerie. L'importance des dépenses correspondantes aux injections de ciment, ou de mortier, les délais à prévoir justifiaient une étude plus précise, et, éventuellement, l'adoption d'une solution différente.

Le revêtement peut être soumis à des efforts dus, soit au terrain, soit aux pressions hydrauliques intérieures. Les efforts de compression dus au terrain ne sont pas préoccupants à partir du moment où on assure au revêtement une épaisseur minimale. En ce qui concerne les pressions intérieures, la nature rocheuse du terrain et sa qualité minéralogique lui permettraient certainement d'encaisser avec une sécurité suffisante, les pressions même maximales, si elles s'exerçaient directement sur le terrain. La couverture latérale topographique du rocher est toujours importante, quatre fois la charge maximale, au point le plus défavorable. Les vides laissés en calotte auraient alors une influence réduite à part la forme moins favorable que ces vides donnent à la partie supérieure de l'arc. On peut dire la même chose en ce qui concerne les pressions dues à la nappe souterraine lorsqu'il y aura réduction de pression ou même vidange du tunnel : la charge s'exercerait vers l'intérieur de la galerie, cas où la forme du revêtement reste favorable. Le problème serait donc résolu si on pouvait faire en sorte que la pression s'exerce directement sur le terrain, sans passer par le revêtement.

Les augmentations de pression à l'intérieur de la galerie présentent un aspect différent, étant donné qu'il n'y a pas d'appui pour la partie supérieure de la voûte. Les forces résultantes devraient être absorbées exclusivement par le béton travaillant à la traction, c'est-à-dire dans les conditions les plus défavorables. Dans le cas envisagé, si on considère une épaisseur minimale de 0,30 m et une résistance à la traction de 5 kg/cm², le revêtement serait susceptible de supporter une élévation de pression intérieure de l'ordre de 1 kg/cm², valeur très inférieure aux variations dues aux oscillations dans la cheminée d'équilibre.

Une des solutions, tout à fait contraire aux techniques de galeries en charge, consistait, au lieu de remplir l'intervalle béton-rocher, de le laisser délibérément vide. Pour équilibrer la pression dans cet intervalle avec celle de l'eau dans la galerie, on perforerait systématiquement le revêtement.

Mais il était nécessaire de procéder à quelques études pour déterminer si les conditions d'équilibre du revêtement à réaliser sous cette forme étaient convenables.

Etude théorique.

CONSIDÉRATIONS QUALITATIVES.

Considérons la perméabilité du terrain. Aussi excellent soit-il, il n'est jamais rigoureusement imperméable. L'eau dispose alors de tout le temps nécessaire pour pénétrer le rocher : les galeries en pression restent quelquefois plusieurs années en service. L'eau remplit peu à peu les vides du rocher, naturellement jusqu'au niveau correspondant à la pression à l'intérieur de la galerie. Même s'il existe dans le terrain une nappe à une cote différente, elle tendrait, à moins d'être particulièrement puissante, à s'établir à un niveau défini par la pression à l'intérieur de la galerie. Sa surface libre serait, parallèlement, drainée par les versants du massif, avec un débit d'autant plus faible que le terrain serait plus imperméable et la galerie plus profonde.

Le phénomène, malgré son apparence bien différente, serait relativement analogue à celui qui se manifeste lors de la mise en eau d'un réservoir. La pression, dans ce cas, ne s'exerce évidemment pas sur la surface topographique. Il se produit simplement une modification dans les conditions aux limites des nappes qui continuent à être drainées à l'aval du barrage par les vallées latérales. Il est curieux que l'on ait considéré comme normal d'exercer sur le terrain des pressions importantes lors de la construction des barrages (les ouvrages les plus hauts correspondent à des pressions de près de 30 kg/cm²) tandis qu'on a hésité pendant longtemps, à construire des ouvrages en pression dans des conditions d'équilibre pour le moins aussi bonnes, implantées aussi profondément qu'on le voulait dans un rocher quelquefois d'excellente qualité.

L'aspect qualitatif des phénomènes tels que décrits ci-dessus avait été mis en évidence lors d'essais globaux effectués à l'occasion de la mise en service de grandes galeries construites lors de ces dix dernières années, avec des charges internes égales ou supérieures à 200 m d'eau. On peut citer en particulier les essais de la galerie Dixence-Bagnes(*), qui mettent en évidence des phénomènes extrêmement intéressants. L'étude et la conception de la partie aval de la galerie équipant le palier inférieur de ce même aménagement (galerie d'amenée de Nandaz), prend en compte les phénomènes d'écoulement dans les nappes souterraines, en considérant non plus la galerie comme limitée au revêtement, mais dans l'ensemble hydraulique qu'elle constitue avec le rocher, jusqu'aux nouvelles conditions aux limites imposées à la nappe pré-existante(**). Plus récemment, les essais de la galerie en charge de Roselend(***) semblent prouver la validité d'une conception de cette nature.

Considérons ce qui se passe alors en régime transitoire, par exemple si la pression augmente à l'intérieur de la galerie. Pendant le régime permanent antérieur, on peut considérer qu'il existe une nappe horizontale à un niveau

(*) R. COTTIER et G. WELTI, « Effet de la mise en pression de la galerie d'amenée Dixence », *B.T. Suisse Romande* (janv. 1958).

(**) J. WILHELM, « Observation des mouvements d'une nappe d'eau souterraine entourant une galerie d'adduction d'eau en rocher », *Schweizerische Bauzeitung* (9 janvier 1964).

(***) P. JACQUIN et E. CHARDONNET, « Essai de mise en pression de la galerie en charge de Roselend », *La Houille Blanche*, (n° B 1962).

correspondant à la pression à l'intérieur de la galerie. Le débit de fuite serait quasi nul, à part la nécessité d'alimenter le drainage par les vallées latérales. Admettons que la pression intérieure augmente. Un écoulement se produira de la galerie vers le terrain, et cet écoulement obéirait à la loi des écoulements poreux, en particulier à la loi de Darcy. La perte de charge de cet écoulement se répartirait entre le revêtement et le rocher. A mesure que l'écoulement continuerait, il y aurait un remplissage du terrain jusqu'à ce que la nappe soit établie à une cote horizontale correspondant à la nouvelle pression.

Le débit de fuite décroîtrait constamment, d'un maximum au début du mouvement, lorsque la différence entre la pression intérieure et la pression de la nappe (initialement à la valeur correspondant à l'ancien régime permanent) est maximale, jusqu'à une valeur correspondant aux fuites du nouveau régime permanent.

CALCUL DE L'ÉCOULEMENT.

Ce sont les idées de base définies ci-dessus que nous avons utilisées pour définir les particularités du revêtement à projeter pour notre installation.

Si l'écoulement satisfait à la loi de Darcy, il est alors relativement facile de le calculer théoriquement, au début en tout cas. La nappe est horizontale, et, en supposant la galerie circulaire (hypothèse très peu restrictive), on peut déterminer le mouvement permanent « tangent » au régime transitoire qui correspond, lui, à une déformation progressive de la surface libre de la nappe. Comme le débit de la galerie vers le terrain est maximal au début du mouvement, la perte de charge à travers le revêtement est aussi maximal. La pression encaissée par le revêtement correspondant à cette perte de charge, on pourra déterminer aussi, de cette façon, sa valeur la plus élevée qui devra être inférieure à une limite donnée.

L'écoulement dont nous allons partir est celui de sources-puits de débits égaux : les lignes de courant et les équipotentielles sont représentées par deux familles de cercles orthogonaux. On peut, par suite, considérer une des surfaces équipotentielles comme représentant la galerie et la médiatrice du segment qui joint la source au puits comme la surface libre initiale de la nappe, à une altitude qui correspond à la pression de régime permanent existant préalablement à sa variation.

En partant des expressions qui définissent l'écoulement, on aboutit facilement à l'expression suivante, pour la vitesse suivant Oy :

$$V_y = \frac{2 q d}{d^2 - y^2}$$

q : débit par unité de longueur de la galerie, et par unité d'angle — ($Q/2\pi$).

La perte de charge le long du segment qui joint la calotte de la galerie, au niveau initial de la surface libre, (égale à la charge initiale y_0 dans la galerie) est alors donnée par application de la formule de Darcy :

$$V = -K \frac{dh}{dy}$$

soit : $K dh = -V dy$

En intégrant on doit retrouver la valeur ΔH de l'augmentation de pression intérieure. Donc :

$$\int_{y_0}^0 V dy = -K \int dh = -K \Delta H$$

1/ Représentation schématique du mouvement de la nappe.

2/ Écoulement potentiel à partir d'une galerie circulaire de rayon a .

et, après avoir remplacé V par sa valeur ci-dessus :

$$q \log \frac{d + y_0}{d - y_0} = K \Delta H$$

On aboutit donc à :

$$Q = \frac{2 \pi K \Delta H}{\log \frac{d + y_0}{d - y_0}}$$

qu'on peut transformer en :

$$Q = \frac{2 \pi K \Delta H}{\log b/a (1 + \sqrt{1 - a^2/b^2})}$$

dans laquelle le débit initial de la galerie résultant de l'augmentation de pression ΔH est exprimé en fonction du coefficient de perméabilité du terrain K , du rayon de la galerie a , et de la pression b considérée en hauteur d'eau, mais à partir du centre de la galerie.

Il est intéressant d'observer l'analogie de l'expression ci-dessus avec la formule :

$$Q = 2 \pi K \Delta H / \log (b/a)$$

correspondant au cas, très simple, de l'écoulement dans un milieu poreux indéfini, dans lequel a représenterait encore le rayon d'une galerie où s'exercerait la pression ΔH , b le rayon de la circonférence concentrique à la galerie, où la pression serait supposée nulle.

Considérons maintenant la galerie revêtue en béton avec une épaisseur $e = c - a$, et soit K_1 le coefficient de per-

3/ Effet du revêtement. Notations.

4/ Distribution des pressions entre le revêtement et le rocher pour une élévation subite de pression ΔH à l'intérieur de la galerie.

5/ Section type du tronçon revêtu.

6/ Distribution des fréquences de revêtement.

méabilité moyen de ce revêtement, distinct du coefficient K du massif rocheux. La perte de charge le long de l'écoulement dans le revêtement, représentera une fonction d'autant plus grande de l'augmentation de pression ΔH , que le rapport K/K_1 sera plus élevé.

On supposera simplement, pour pouvoir traiter ce problème par la théorie que le contact béton-rocher coïncide avec une des équipotentiels de l'écoulement poreux pris comme base de l'étude, tandis que la paroi intérieure de la galerie correspondrait à une autre équipotentielle de ce même écoulement. L'unique erreur introduite par cette manière de mener le calcul correspond au fait que les deux cercles ainsi définis ne sont pas concentriques, alors que, bien entendu, le revêtement serait d'épaisseur constante.

Si on appelle Δh l'augmentation de pression (perte de charge) prise par le revêtement, par ΔH l'augmentation totale de pression intérieure, on aura :

$$\int_{y_0-c}^{y_0} V dy = K_1 \Delta h$$

$$\int_{y_0}^{y_0-c} V dy = K (\Delta H - \Delta h)$$

Tous calculs faits, on aboutit alors à l'expression suivante :

$$\frac{\Delta h}{\Delta H} = \frac{1}{1 + \frac{K_1}{K} \frac{\lg \frac{\sqrt{b^2 - a^2} + b - c}{\sqrt{b^2 - a^2} - b + c}}{\lg \frac{b/a (1 + \sqrt{1 - c^2/b^2})}{\sqrt{b^2 - a^2} + b - c}}}$$

La représentation de cette expression pour diverses valeurs de b/a , en admettant $c/a = 1,2$ (rapport normal pour le revêtement en galerie) est donnée à la figure 4.

Ce graphique permet de définir l'effet des variations de pression à l'intérieur de la galerie sur le revêtement. Bien entendu, la part de pression prise par le revêtement est d'autant plus grande que le revêtement est plus imperméable, relativement au rocher.

On en déduit la conséquence très importante suivante : si une galerie en charge est creusée dans un milieu où peut se former une nappe, il n'est pas forcément intéressant de pousser l'étanchéité du revêtement.

Application à la galerie Capivari-Cachoeira.

Le terrain dans lequel est creusée la galerie est, comme nous l'avons dit, minéralogiquement très sain. D'après des essais d'eau, dans des sondages effectués aux ouvrages amont et aval de l'aménagement, on peut admettre une perméabilité caractérisée par un coefficient de l'ordre de 10^{-5} à 10^{-6} cm/s. Si le béton de revêtement était excellent, on pourrait admettre pour K_1 , au moins sur certains tronçons, la valeur de 10^{-9} . On note alors, sur l'abaque, que $\Delta h/\Delta H \neq 1$, c'est-à-dire que le revêtement encaisserait toute la pression, ce qui n'est pas précisément ce qu'on cherche.

On a alors augmenté artificiellement la perméabilité du revêtement à l'aide de forages de 40 mm de diamètre, disposés conformément à la figure 5 et espacés régulièrement de 2,50 m. Leur effet peut être calculé facilement.

En négligeant le revêtement, conformément aux idées exposées ci-dessus, on peut calculer le débit résultant de l'élévation maximale de pression dans le tunnel, soit $\Delta H = 40$ m dans le cas envisagé. Avec la formule on obtient $Q = 0,02$ l/s, par mètre de galerie, ce qui, pour la densité de forage adoptée, représente environ 0,015 l/s par forage. La perte de charge à travers le revêtement serait, par suite, négligeable. Le drainage adopté équivaut à une augmentation de perméabilité de l'ordre de 10^6 fois, mettant le béton à l'abri de tout effort lors des fluctuations de pression.

L'intercommunication entre les forages, garantie par les vides au-dessus de la calotte, est favorable à la solution adoptée, puisqu'elle permet de considérer, en termes moyens, la perméabilité du massif rocheux. Si ces vides étaient remplis par des injections de mortier, il serait nécessaire de prendre en compte l'isolement possible de certains tronçons de galerie et donc de définir un système de forage en fonction du tronçon de plus grande perméabilité (celle-ci joue en effet un rôle défavorable) du terrain.

Un autre aspect du problème se retrouve sur le graphique de la figure 4; il concerne le remplissage de la galerie. A cette occasion, la cote de la nappe au-dessus du tunnel est négligeable, même nulle, et la valeur du rapport $\Delta h/\Delta H$ est très proche de l'unité, ce qui revient à exiger des précautions spéciales afin d'éviter de brusques à-coups de pression.

L'exécution des forages a permis également de connaître l'épaisseur réelle du béton le long de tout l'ouvrage en éliminant ainsi l'incertitude concernant ses qualités ou la résistance aux efforts extérieurs. Les résultats statistiques des valeurs mesurées sont indiqués figure 6.

Observations après sept mois de fonctionnement de la galerie.

Compte tenu du caractère un peu nouveau des dispositions prévues, en particulier dans la section revêtue, il était apparu, dès la mise en eau, nécessaire de prévoir une visite après quelques mois de fonctionnement de l'ouvrage, pour vérifier notamment, si, comme prévu, le revêtement en calotte se comportait convenablement. Bien que la galerie n'ait jamais débité à pleine charge, elle avait subi les fluctuations des pressions correspondant presque aux conditions d'exploitation finales. La cheminée d'équilibre est du type à chambre d'expansion supérieure et inférieure. Par conséquent, en cas d'arrêt même à faible charge, le niveau d'eau varie sur toute la hauteur du puits central, largement prépondérante devant la hauteur des chambres d'expansion.

La vidange de la galerie fut étalée sur 12 h environ, en turbinant l'eau du tunnel suivant un programme de charge normal. Celle-ci terminée, les eaux d'infiltration furent ensuite drainées par une vidange prévue à travers le massif de la porte étanche aval et mesurées à l'aide d'un déversoir triangulaire. La figure 7 montre l'évolution du débit des eaux infiltrées avec le temps. On remarque une réduction graduelle du débit, correspondant à l'abaissement de la nappe créée par la mise en pression de la galerie. Le débit total des infiltrations avait été réduit à la mise en eau à 8 l/s. Le massif se trouvait donc, à l'époque, pratiquement drainé, deux ans après achèvement des travaux de perforation.

En admettant une valeur moyenne de la charge sur le tunnel de 30 m, dans l'hypothèse où il se forme une nappe horizontale, on peut appliquer la formule que nous avons établie précédemment et calculer la perméabilité moyenne du massif :

$$K = \frac{Q \log b/a (1 + \sqrt{1 - a^2/b^2})}{2 \pi \Delta H L}$$

On trouve une perméabilité moyenne égale à $1.7.10^{-7}$ m/s qui confirme la faible valeur de celle-ci, tout en étant d'un ordre de grandeur pas très éloigné de celle estimée *a priori*. Encore, s'agit-il d'une valeur moyenne : dans les tronçons non revêtus on peut observer une roche pratiquement imperméable, sans infiltration sur une portion très importante de sa longueur. Pratiquement, les infiltrations étaient limitées aux tronçons sur lesquels s'étaient produites des venues d'eau à la perforation. Les débits, en raison de la saturation du terrain, étaient seulement plus élevés.

Dans les tronçons revêtus, on notait des infiltrations par les forages en calotte seulement sur une longueur de 100 m environ, sous la vallée du torrent Cotia (photo 1).

Sur les autres tronçons, on observait, à l'occasion, des infiltrations à la partie inférieure du revêtement, au droit des reprises de béton (photo 2), révélant ainsi une fois de plus les valeurs faibles de la porosité et de la perméabilité de la roche, et l'efficacité des forages pour garantir la perméabilité du revêtement. L'évacuation de l'eau, sur la calotte de celui-ci, s'était effectuée simultanément avec l'abaissement du niveau d'eau dans la galerie.

7/ Infiltrations en galerie.

Quant au comportement du rocher dans les zones non revêtues, on peut le considérer comme excellent. On ne retrouva sur le radier qu'une très faible quantité de matériaux. La plupart des cas, il était évident que ces blocs provenaient des parties de rocher ébranlées par le tir. Sur le tronçon amont où la purge avait été spécialement soignée, le volume recueilli (quelques m³), fut sensiblement inférieur à celui d'aval.

A part une exception, le phénomène est essentiellement superficiel, et il n'y a pas à craindre de progression dangereuse des éboulements. Sur un seul tronçon, une fissure de 1 m de large environ de matériau altéré, pouvait laisser craindre que les chutes de blocs continueraient. Bien que le tronçon en question soit très court, il fut jugé utile de procéder au revêtement en béton projeté de cette section. Par précaution on avait réuni, avant inspection de la galerie, tous les moyens nécessaires.

Les anneaux revêtus, y compris les zones où avait été utilisée la gunite, ne présentaient aucun signe d'altération.

Le béton projeté, en particulier, était intact, démontrant ainsi ses excellentes qualités pour la protection des zones

Photo 1/ Ecoulement à travers certains drains, à la vidange.

Photo 2/ Une infiltration terrain-galerie, sur une reprise piédroit-radier, à la vidange.

Puits en charge

fissurées ou même altérées. Sa souplesse d'emploi présente des avantages considérables. En plusieurs endroits, on s'est borné à l'utiliser sur une portion très faible de la section, pour boucher simplement quelques cassures remplies de matériaux, plus ou moins altérés. Sa porosité naturelle évite l'apparition des sous pressions — sa résistance réduite à celles-ci peut constituer son point faible — et lui garantit une très bonne adhérence, même vis-à-vis des variations de pression dans le tunnel.

Le volume de matériau entraîné par les eaux fut très faible : on ne recueillit, dans le piège à gravier prévu à l'aval de l'ouvrage, que quelques mètres cubes de sable fin. La vitesse maximale des eaux — qui n'atteignait pas 1 m dans le tronçon sans revêtement — n'était pas suffisante pour déplacer les blocs tombés dans la calotte. Bien entendu, le radier avait été très soigneusement lavé avant mise en eau, et il n'y restait pratiquement pas de débris.

En résumé, les conditions dans lesquelles se présentait la galerie furent considérées comme excellentes, attestant la bonne qualité du rocher brut, l'emploi satisfaisant du revêtement classique et du béton projeté, ainsi que l'efficacité de la méthode utilisée pour l'équilibrage du revêtement. Son exploitation ne devrait pas présenter de problèmes dans l'avenir.

Les études et essais ayant conduit à la définition du projet ont fait l'objet d'une publication, dans le numéro 7-1969 (*) de *La Houille Blanche*, auquel nous renvoyons le lecteur. Nous traiterons à la suite :

- les problèmes posés par l'exécution des travaux;
- les observations faites à la mise en eau, dans les divers dispositifs de mesure mis en place.

Exécution des travaux.

La conduite se raccorde horizontalement après la vanne papillon, à la galerie, à la cote 787, avec un tronçon blindé de 3 m de diamètre, 22,5 m d'extension, dont 20 m environ bloqués au rocher. Elle continue, après une courbe à axe horizontal de 40", avec un diamètre de 3 m sur 514 m, revêtu en béton sans blindage jusqu'à la cote 449. A cette section, le diamètre est réduit à 2,90 m et la conduite reçoit un blindage métallique sur 549 m pour ensuite se raccorder

(*) M. BOUVARD et N. L. DE SOUSA PINTO, « Le puits en charge de l'aménagement Capivari-Cachoeira », *La Houille Blanche*, (n° 7 1969).

II-1/ Puits en charge. Ensemble et détails.

au répartiteur situé dans la salle des vannes de l'usine, qui alimente les quatre groupes Pelton de 70 000 kW environ de puissance maximale, à la cote 90,70.

Rappelons que le barrage à l'amont des ouvrages a son niveau normal à la cote 845 mais que le niveau maximal, dans la cheminée d'équilibre, peut atteindre la cote 860.

L'accès au puits était assuré par trois fenêtres :

- la fenêtre aval de la galerie d'amenée, à la cote 787;
 - la fenêtre supérieure à la cote 595;
 - la fenêtre intermédiaire à la cote 401;
- enfin, par la centrale souterraine.

EXCAVATION.

Les travaux de perforation ont été organisés en trois fronts, à travers les fenêtres intermédiaires et supérieures, et par la centrale.

Le procédé d'exécution était étroitement lié à l'inclinaison à adopter pour la conduite. Entre une inclinaison faible, 20 à 30°, qui éviterait le glissement des déblais, et imposerait l'enlèvement de ceux-ci par des moyens mécaniques et une pente plus forte 40 à 60°, qui garantirait le glissement des déblais par gravité, c'est la deuxième solution qui fut retenue : il n'y avait pas besoin de matériel de perforation spécialisé qui aurait exigé des études et un délai de construction relativement longs.

Le choix définitif de l'angle de 40° (84 %) satisfaisait le critère consistant à rechercher l'angle le plus petit possible compatible avec le glissement naturel des déblais afin, en particulier, de réduire les problèmes de nature psychologique ressentis par le personnel lors d'un travail dans une galerie d'inclinaison très forte et afin aussi d'obtenir que les délais tombent à une vitesse raisonnable, pour limiter les dégâts provoqués sur le tronçon déjà excavé.

En plus des références à des ouvrages analogues, parmi lesquels deux ouvrages exécutés au Brésil dans des conditions très voisines (Cubatao et Nilo Peçanha) dans lesquels on avait adopté un angle de 42°, on prit en considération le résultat d'un modèle réduit à l'échelle de 1/10°, effectué au Centre d'études hydrauliques de Curitiba.

Bien que la transposition des résultats du modèle au prototype ne soit pas connue avec précision, les indications recueillies furent intéressantes sous l'aspect qualitatif.

On a remarqué, spécialement, l'influence importante des rugosités de fond sur l'écoulement des déblais. Pour un radier très irrégulier, l'angle critique se situe aux environs de 44°, tandis que pour un radier lisse (revêtu de tôle métallique) cette inclinaison se réduisait à 30° environ. Le tableau I illustre les résultats les plus importants de cet essai.

Vu l'homogénéité du massif rocheux à profondeur, on pouvait espérer une excavation sans grande irrégularité. D'autre part, des renseignements recueillis sur l'effet de lubrification important, obtenu par l'adjonction de quelques l/s d'eau, dans les travaux d'excavation de la conduite forcée du Mont-Cenis, indiquaient qu'il n'y aurait pas de grandes difficultés à prévoir pour évacuer les déblais de la galerie, si son inclinaison était fixée à 40°. La réalisation de l'ouvrage confirma la validité de ce raisonnement : La possibilité d'arroser les déblais après la volée, permet une variation sensible d'inclinaison tout en permettant aux matériaux de descendre seuls.

La figure II-2 représente, sous forme schématique, les deux systèmes utilisés pour l'excavation. Tandis que le tronçon intermédiaire fut attaqué en direction ascendante à pleine section, pour les deux tronçons restants l'excavation ascendante se réduisit à un tunnel pilote de section minimale, l'élargissement étant exécuté en seconde phase, du haut en bas.

Les deux méthodes donnèrent des résultats satisfaisants et les avancements obtenus s'avèrent équivalents. En attaque, à pleine section, on atteignit une production moyenne de 40 m par mois, tandis que l'attaque en pilote progressa en raison de 65 m par mois et la mise en section définitive permit d'obtenir un rythme de 100 m par mois.

Cependant, les avantages de l'attaque en deux phases s'avèrent sensibles, soit pour les facilités d'accès du personnel et la réduction considérable des risques liés aux travaux, soit par la meilleure qualité de l'excavation, étant entendu que lors de l'élargissement il était possible d'obtenir une section plus régulière.

Il est intéressant de noter aussi, que pour faciliter les travaux de l'entrepreneur, les 50 m supérieurs du tronçon inférieur en pilote furent excavés dans le sens descendant à partir de la fenêtre intermédiaire. Comme il a été dit dans la publication déjà citée, ce tronçon fut ensuite utilisé aux essais concernant la définition des revêtements du puits.

Ces derniers travaux, conduits avec des moyens rudimentaires, furent réalisés en trois mois.

Dans les deux systèmes adoptés, les déblais descendaient par gravité, sans problème spécial, on avait simplement prévu à l'extrémité inférieure, une trémie qui alimentait le matériel de transport. Dans le tronçon à pleine section à partir d'une distance de l'ordre de 100 m du front de taille, les déblais avaient tendance à bondir, ils arrivaient même, occasionnellement, à atteindre la plate-forme d'accès supérieure. Ce problème fut résolu en intercalant, tous les 50 m, un rideau de rails suspendus à la plate-forme d'accès par

Tableau I

	INCLINAISON	DÉBLAI TOTALEMENT ÉVACUÉ	DÉBLAI RESTÉ EN ROUTE	DÉBLAI NON ÉVACUÉ
Fond très rugueux.	38°	10 %	38 %	52 %
	40°	23 %	38 %	39 %
	42°	44 %	27 %	29 %
	45°	glissement à vitesse excessive		
Fond lisse revêtu avec des tôles métalliques.	25°	8 %	11 %	81 %
	30°	100 %	—	—
	36°	100 %	vitesse excessive	

une extrémité. Ce rideau présentait une résistance au passage du déblai suffisante pour éviter une accélération exagérée.

Dans les tronçons ouverts en section pilote, on ne nota aucune difficulté, les dommages causés à la paroi intermédiaire en bois qui délimitait les couloirs d'excavation pour le déblai et pour le personnel étant minimes.

L'évacuation des déblais par gravité était pratiquement totale immédiatement après la volée. Une faible quantité de matériaux toutefois restait près du front de taille. Le simple lavage de ce matériau avec un débit inférieur à 5 l/s, permettait d'obtenir le nettoyage complet du front en quelques minutes.

L'excavation terminée, le nettoyage final du radier fut exécuté sans aucune difficulté, avec des jets d'eau. Il restait seulement quelques morceaux rocheux sur le radier, en quantité très réduite, car le radier était assez régulier.

Le rocher s'avérait extrêmement sain sur toute la longueur du puits. Sur les 200 m inférieurs on enregistra un phénomène de décompression intense qui obligea à utiliser des boulons d'ancrage et de la toile métallique en calotte pour protéger le personnel. Cependant ce phénomène de décompression se manifesta presque uniquement une fois le tunnel excavé en grande section.

L'unique préoccupation qui en résulta, étant donné que dans ce tronçon la conduite serait blindée, fut la plus grande attention portée aux travaux d'injection qui allaient suivre le bétonnage du blindage.

Sur le restant de l'ouvrage, et en particulier dans les tronçons supérieurs, sur lesquels on ne prévoyait pas de blindage métallique, on procéda à une minutieuse inspection visuelle qui permit simplement de constater l'excellente qualité du massif rocheux; on ne put déceler que deux fissures remplies de matériaux quelque peu décomposés, mais avec des épaisseurs qui ne dépassaient pas 2 cm.

La fissuration en général était assez intense et assez irrégulière, mais, à l'exception de celles mentionnées ci-dessus, les fissures étaient toujours fermées et ne présentaient aucun problème quant à la stabilité mécanique ou quant à la possibilité de voir la perméabilité localement augmentée.

BÉTONNAGE.

Les travaux de bétonnage de la conduite forcée furent exécutés suivant deux techniques distinctes, pour l'enrobage du blindage métallique et pour le revêtement proprement dit du tronçon non blindé.

Les procédés d'exécution, pour cette partie des ouvrages comme pour les autres travaux en général, furent étudiés par l'entreprise Tenco, assistée par des techniciens mis à sa disposition par l'Entreprise Industrielle (MM. Arnaud et Maurel, notamment) avec la participation bien entendu des services spécialisés d'Electrocap.

a) Tronçon blindé.

Dans l'exécution des puits blindés une des phases difficiles à organiser est représentée précisément par le montage du blindage, à cause de ses interférences avec l'exécution du remplissage du béton. L'alternance des travaux de natures si distinctes, telles que le montage de viroles métalliques et la mise en place du béton exécuté par des fournisseurs ayant des habitudes et des techniques très disparates, provoque en général des difficultés imprévisibles.

Les préoccupations liées à ces problèmes conduisirent même à étudier une variante en conduite libre, installée comme une conduite forcée classique, à l'intérieur de l'excavation. Cependant la nécessité de revêtir un tronçon important dans la galerie et l'épaisseur plus grande de la

II.2/ Exécution des travaux. Schémas.

conduite métallique étaient de nature à faire disparaître les avantages découlant de l'indépendance des travaux de génie civil et des opérations de montage.

On essaya cependant de mettre en œuvre une technique de mise en place du béton qui retirait, dans la mesure du possible, les interférences avec le béton. Un résultat exceptionnellement favorable fut obtenu par l'utilisation du béton liquide qui venait d'être mis en œuvre par l'Electricité de France à Roselend et, sous son égide, à Vianden au Luxembourg.

Par béton liquide, on entend un béton très plastique, capable de couler avec facilité et cependant capable de remplir très bien les vides et les irrégularités du rocher, sans utilisation de la vibration et sans présenter de ségrégation. Un béton de cette nature fut mis au point après de nombreux essais effectués par le laboratoire de béton du chantier, avec l'assistance de M. Berrod de E.D.F., Alpes-Nord, assurée par l'intermédiaire de SOFRELEC.

Le béton, dont la courbe granulométrique est représentée figure II-3, avec la composition ci-dessous :

— sable artificiel 0/10.....	1 085	kg/m ³ ;
— agrégats 5.25.	675	kg/m ³ ;
— eau.	242	kg/m ³ ;
— ciment.	350	kg/m ³ ;
— plastiment.	0,7	kg/m ³ ;
— Sika sec	0,140	kg/m ³ ;
— facteur E/C.	0,69	

présentait toutes les propriétés du béton liquide, tout en s'adaptant aux limitations locales concernant l'absence de sable naturel, tandis qu'il était dosé à 350 kg/m³ de ciment Portland ordinaire.

La résistance atteinte fut de 200 kg/cm² à 28 jours, valeur tout à fait satisfaisante pour les conditions de travail correspondant à un béton de remplissage totalement confiné. La mixture était produite à la centrale à béton, au chantier principal, à la cote 200, et transporté à la fenêtre intermédiaire par des camions à béton chargés à environ 1,5 m³, qui déchargeaient dans un silo situé en fond de fenêtre. Le temps de transport était de 15 à 20 mn.

A partir du silo, le béton coulait dans une cuvette rectangulaire métallique perdue, de 30 cm/30 cm, mise en place sur le radier, munie de chicanes inclinées à 45° et espacées de 40 cm jusqu'au lieu de mise en place, derrière le blindage.

La nécessité des chicanes fut vérifiée au cours d'essais préliminaires en vraie grandeur effectués par le laboratoire, au cours desquels on put constater une vitesse d'écoulement excessive pour l'inclinaison de 40°. L'introduction des chicanes disposées en arêtes de poisson assura un écoulement régulier du béton, qui atteignait la zone de mise en place sans aucune ségrégation.

Le remplissage des vides se faisait parfaitement, comme il a été ensuite confirmé par la très faible absorption des injections, lors de la phase suivante des opérations.

Le blocage se faisait avec une efficacité telle, que parfois on arrivait à avoir 80 m de blindage monté en avance sur les travaux de bétonnage, sans que ceux-ci aient fait apparaître quelques inconvénients quant au montage. Dans la zone décomprimée, il n'a pas été jugé nécessaire de retirer la toile ou même les morceaux de rocher qu'elle retenait, car le béton liquide pénétrait à travers une partie importante de ces vides. Un essai fut d'ailleurs fait à ce titre lors du bétonnage du radier, réalisé lui aussi, en première phase, par du béton liquide : on cloua de la toile métallique, remplie de cailloux, sur les coffrages (pour simuler l'état de la calotte). On avait de la difficulté, après bétonnage, pour retrouver les zones où cet essai avait été effectué.

Une observation des injections dans cette région n'a pas permis de déceler l'existence de vides appréciables.

Le tronçon de 80 m au-dessus de la fenêtre intermédiaire fut également bétonné en une seule fois à partir de la fenêtre supérieure, en utilisant des cunettes en bois, mises en place dans la partie supérieure du puits déjà revêtue en béton simple.

La cadence atteinte fut de l'ordre de 120 m linéaires par mois, avec une pointe de 240 m par mois.

Le blindage fut monté suivant un processus classique. Un treuil situé à l'extérieur de l'entrée de la fenêtre intermédiaire permettait la descente des viroles montées sur un chariot spécial qui se déplaçait sur des rails scellés dans le radier de l'excavation. Ce radier avait été préalablement bétonné en utilisant le même béton liquide et des coffrages en bois étayés sur la calotte de la galerie.

La poulie de renvoi du câble d'acier fut installée au-

dessus de la cote 449, de manière à permettre, avec la même installation, le montage des 80 m supérieurs du blindage situés au-dessus de la fenêtre. Pour ce tronçon on avait prévu, au préalable, le stockage des viroles au-dessus des positions définitives. Elles étaient ensuite mises en position à mesure que le montage progressait de bas en haut.

Les soudures en V furent exécutées à partir de l'intérieur du blindage et soumises à inspection par ultra-sons sur toute la longueur. Un couvre-joint soudé à l'extérieur, à l'autre extrémité des viroles, facilite l'exécution des soudures et évite la perte du cordon initial. Sur les 20 m de l'extrémité aval de la conduite, près de son raccordement avec le répartiteur, on n'avait pas pris en compte la participation du rocher à la résistance aux pressions intérieures. Les soudures furent effectuées également par l'extérieur, en raison des épaisseurs plus importantes de la tôle.

La méthode utilisée, en évitant l'emploi du treuil pour le transport du béton, réduisit au minimum les interférences entre les travaux de bétonnage et de montage et permit d'obtenir un résultat excellent tant au point de vue de la qualité que des délais d'exécution. Le blindage fut construit par la Société A.T.B. (Brescia) (Italie), le montage étant exécuté par la Société brésilienne Techint (São Paulo), bien entendu au titre d'une fourniture unique, ces prestations étant assurées dans de très bonnes conditions.

b) Tronçon non blindé.

Le revêtement des tronçons supérieurs fut exécuté avec un béton classique, dosé à 300 kg de ciment par mètre cube, en deux fronts à partir de la fenêtre supérieure et de la fenêtre de la galerie principale (cote 787), le béton étant préparé par une centrale installée sur la plate-forme de la fenêtre à la cote 787. Il était alors descendu jusqu'à la fenêtre supérieure par les camions à béton.

Sur les deux attaques, le transport à l'intérieur de l'excavation était assuré par du matériel sur voie ferrée en utilisant des wagons malaxeurs fournis par C.P.O.A.C. (Paris), à la Société Tenco, entrepreneur principal. En fond des fenêtres, le béton était transporté par une cunette semi-circulaire, peu inclinée, jusqu'à un nouveau malaxeur de volume plus réduit, installé sur une plate-forme roulante et manœuvré par un treuil qui assurait le transport jusqu'au lieu de mise en place.

Le coffrage métallique, étudié par Cofral (Paris) pour le compte de la Société Tenco, avait 6 m de longueur et était monté sur une poutre centrale qui lui assurait un appui pour le transport, comme indiqué par la figure II-4.

La vibration du béton se faisait par des pervibrateurs et aussi par vibration du coffrage lui-même, assurée par des vibreurs à air comprimé de haute fréquence.

La méthode mise en œuvre permit d'atteindre une production en moyenne de 80 m par mois pour chaque chantier correspondant à un cycle de 40 h, ainsi composé :

— mise en place du béton.....	20 h
— prise du béton.....	10 h
— déplacement et réinstallation du coffrage.....	10 h

Les travaux se déroulèrent sans difficultés, la pointe maximale mensuelle ayant atteint 120 m sur un front.

INJECTIONS

a) Tronçon blindé.

Le traitement par injection du tronçon blindé fut réalisé en deux étapes : injection de remplissage du contact béton-rocher et consolidation à 40 kg/cm², et injection de collage tôle-béton à une pression de 4 kg/cm².

II-3/ Béton liquide. Granulométrie.

II.4/ Partie non blindée. Coffrage. Ensemble et repérage.

Initialement, une phase d'injection de remplissage à 10 kg/cm² devait précéder la phase d'injection à 40 kg/cm², ceci afin de limiter par prudence la surface sur laquelle agirait cette pression relativement forte. Il y eut effectivement beaucoup de communications entre les forages d'injection, ce qui prouve que la pression s'exerçait sur de grandes surfaces.

Pour accélérer les travaux on a pris le risque de renoncer à cette phase, ce qui n'a pas eu de conséquences fâcheuses. Les travaux furent commencés à l'extrémité inférieure du puits en progressant vers l'amont, en obéissant en général au programme détaillé ci-dessous.

PHASE 1. — *Contact béton-roche et consolidation.*

a) Perforation. Des trous avaient été prévus dans le blindage sur des circonférences espacées de 1,50 m, avec un diamètre de deux pouces, au nombre de trois et quatre par section, alternativement. La perforation était effectuée à partir d'une plate-forme sur roues, manœuvrée par un treuil installé dans la salle des vannes (au niveau de la salle des machines), avec l'utilisation de marteaux manuels à air comprimé. Les forages étaient prolongés dans le rocher sur environ 1,20 m, normalement à la génératrice de la conduite.

b) Lavage du trou avec jets d'air et d'eau sous pression.

c) Injection de pâte de ciment, l'obturateur du forage étant situé dans le béton. Le dosage de la pâte était progressivement enrichi à partir de 1/8 (ciment, eau) jusqu'à 1/1, en fonction de l'absorption, en réduisant de deux points la proportion d'eau lorsque la consommation de la pâte considérée dépassait 30 kg de ciment, sans atteindre la pression spécifiée. La pression maximale de 40 kg était maintenue pendant 10 mn.

d) Lavage du trou, 30 mn après l'injection.

PHASE 2. — *Collage tôle-béton.*

a) Liaison du flexible au blindage.

b) Injection d'eau à une pression inférieure ou égale à 2 kg/cm².

c) Injection de pâte de ciment à une pression de 4 kg/cm².

en commençant avec une pâte à 1/8, enrichie graduellement à chaque 20 kg de ciment injecté, jusqu'à la pression spécifiée.

Cependant, pour les 80 m supérieurs de blindage, dont la résistance aux pressions extérieures était très élevée, ces pressions furent nettement renforcées et portées à :

20 kg/cm² pour les 12 m supérieurs (épaisseur du blindage : 3 cm, renforcé par des cornières);

10 kg/cm² pour la zone intermédiaire, puis 5 kg/cm² non loin de la fenêtre.

Cette décroissance des pressions fut prescrite pour, dans la mesure du possible, assurer une perméabilité croissante vers l'aval du joint tôle-béton. Ainsi, les sous-pressions susceptibles de se manifester à la vidange — on est tout près de la zone sans blindage — seraient éliminées.

PHASE 3. — *Bouchage des trous.*

Les trous du blindage étaient obturés par des bouchons vissés, munis d'un joint d'étanchéité pour permettre d'étancher les venues d'eau de l'extérieur vers l'intérieur et de réaliser ainsi la soudure dans de meilleures conditions (voir fig. II-1). Ces bouchons étaient mis en place sur une section distante au moins de 20 m de la section injectée, lors des injections profondes, de façon à assurer le drainage de la tôle contre les sous-pressions éventuelles pouvant provenir des injections.

Une fois terminés les travaux d'injection, les bouchons furent soudés au blindage, avant peinture.

Les travaux d'injection s'étendirent sur six mois, sans difficultés particulières, à part le flambage local de la tôle provoqué par une fausse manœuvre des équipes d'injection. Pendant les injections de consolidation, après avoir constaté des communications entre plusieurs trous, le bouchage de ceux-ci, prévu bien entendu dans le béton (pour éviter l'application des pressions sur la tôle), fut réalisé sur le blindage lui-même par mise en place du bouchon. Celui-ci fut soumis à une pression extérieure de 12 kg/cm², provoquant la déformation locale de la tôle, qui flamba sur un tronçon de 3 m de longueur.

La tôle fut coupée et remplacée, les travaux d'injection étant repris localement.

Le tableau II donne une idée de la façon dont les absorptions de ciment se distribuèrent le long des tronçons blindés.

Tableau II
Injection dans le tronçon blindé

SECTIONS (comptées à partir de l'aval)	ABSORPTION DE CIMENT EN KG	
	béton-roche (40 kg/cm ²)	tôle-béton (4 kg/cm ²)
0 - 50	6 280	320
50 - 100	7 412	142
100 - 150	4 321	1 067
150 - 200	7 959	134
200 - 250	4 252	131
250 - 300	3 274	96
300 - 350	5 547	43
350 - 400	2 129	95
400 - 450	2 853	56
450 - 500	4 423	119
500 - 534	2 398	190
		p = 20 kg/cm ²
TOTAL	50 848	2 393
MOYENNE	95 kg/m	4,5 kg/m

Les résultats des injections de collage de tôle-béton témoignent d'un bon résultat du remplissage obtenu avec le béton liquide. Exception faite du tronçon 100-150, dans lequel une seule section absorba 500 kg de ciment, l'absorption moyenne fut de 2,7 kg de ciment par mètre linéaire de conduite, soit 0,3 kg/m² de surface de contact.

Les injections de consolidation de la roche autour de l'excavation mirent en évidence la zone décomprimée dans les premiers 200 m à partir de l'aval, tronçon pour lequel la consommation de ciment fut sensiblement double de ce qui fut observé ailleurs.

D'une façon générale, on observe que l'absorption est relativement faible et doit correspondre presque exclusivement à la zone ébranlée par perforation durant les travaux d'excavation.

b) *Tronçon non blindé.*

Le traitement du tronçon non blindé fut l'objet de soins minutieux, étant donné les hautes pressions intérieures auxquelles il allait être soumis, bien entendu, surtout entre la fenêtre supérieure et le commencement du blindage où la pression maximale statique atteint 40 kg/cm^2 (41 kg/cm^2 si on tient compte de la remontée dans la cheminée d'équilibre).

Dans cette région, le traitement comprenait des injections de ciment au contact béton-rocher à 10 kg/cm^2 et des injections de consolidation et d'imperméabilisation au ciment et au gel de silicate étendues sur une profondeur de 5 m dans le rocher autour de la conduite, tandis que les pressions des injections étaient élevées à 40 kg/cm^2 dans cette seconde phase.

On chercha, avant tout, avec ce traitement, à obtenir autour de l'excavation une zone plus imperméable, dans toute la mesure du possible, que le massif rocheux lui-même, de manière à provoquer une réduction plus rapide dans l'espace des pressions de l'écoulement souterrain radial et éviter ainsi que des pressions élevées se propagent à de grandes distances à l'intérieur du massif.

La perforation à partir d'une plate-forme mobile fut effectuée avec un perforateur Drifter Gardner-Denver CF-99, de deux pouces et demi de diamètre, incliné à 25° , par rapport à la génératrice de la conduite (cf. détail fig. II-1). Cette précaution fut prise de manière à ce que tous les trous soient inclinés par rapport à l'horizontale et permettent ainsi une plus grande facilité dans les obturations. Il était de la plus grande importance d'obtenir un bouchage efficace de trous d'injection, pour ne pas permettre que ceux-ci arrivent à constituer un chemin préférentiel pour les infiltrations de l'eau de la conduite. En plus de l'inclinaison des forages on a prévu après réalisation des injections le remplissage des forages avec une pâte de ciment légèrement expansive. Les essais préalables à la définition du projet (cf. publication précitée) avaient laissé penser en effet que des trous d'injection mal bouchés avaient pu jouer un rôle néfaste dans la tenue du tronçon d'essai mis en pression.

Les injections furent exécutées suivant le programme ci-dessous (*).

PHASE 1. — *Contact béton-rocher.*

a) Perforation 0,50 m dans le rocher.

b) Lavage au jet d'air et d'eau.

c) Injection de ciment à 10 kg/cm^2 , avec l'obturateur dans le béton en commençant, après avoir injecté 20 l d'eau, avec une pâte de rapport ciment sur eau à 1/8, enrichie graduellement pour chaque 20 kg d'absorption de ciment jusqu'à un dosage de 1/1.

On avait prévu initialement six trous par sections, celles-ci étant espacées de 1,60 m sur un tronçon d'essai de 40 m dans la zone de la fenêtre supérieure. Sur le vu des résultats ainsi obtenus, l'espacement des sections fut porté à 4,80 m, valeur également utilisée pour le traitement profond du rocher.

d) Lavage du trou avec de l'eau, 30 mn après l'injection.

PHASE 2. — *Injection profonde.*

a) Reprise du forage jusqu'à 11,80 m dans le rocher, de façon à atteindre une distance de 5 m, normalement à la génératrice de l'excavation.

b) Lavage à l'air et à l'eau.

c) Essai de perte d'eau à 40 kg/cm^2 , l'obturateur étant placé près de l'extrémité du forage, côté galerie.

d) Essai de perte d'eau à 40 kg/cm^2 , l'obturateur étant placé à 6 m du fond du forage.

e) Injection de ciment, dosage 1/8 à 1/1 jusqu'à une pression de 40 kg/cm^2 . Le dosage de la pâte était augmenté après une absorption de 60 kg de ciment. Dans cette opération l'obturateur était placé à 6 m du fond du forage.

f) Lavage 30 mn après la fin de l'injection.

g) Injection des gels de silicate à une pression de 40 kg/cm^2 , jusqu'à une consommation de 48 l de gel (4 l/m de forage) ou jusqu'à ce que la pression spécifiée soit atteinte, l'obturateur étant toujours placé à 6 m du fond du forage.

La réduction de perméabilité du rocher très peu perméable, comme celui rencontré dans cet ouvrage (k de l'ordre de 10^{-8} m/s) n'est pas en général possible avec une simple injection de ciment. Les grains qui composent celui-ci ne pénètrent pas les fissures capillaires du rocher et, malgré l'utilisation de pressions élevées, la perméabilité ne change pratiquement pas. Le gel de silicate étant homogène, présente des caractéristiques favorables à la pénétration, analogues à celles de l'eau, assurant ainsi après la gélification un remplissage correct des petites fissures. Le gel utilisé était composé d'une suspension de silicate de sodium (à 40° BE , et d'eau, dans la proportion de 1/2) et d'une suspension d'aluminate (aluminate de sodium en poudre et eau, dans la proportion de 8,2 g par 100 cm^3 d'eau), suivant une proportion en volume de 78/22, le temps de gélification étant de l'ordre d'une heure.

h) Répétition des injections de ciment et de silicate, avec l'obturateur à 11,50 m du fond du forage.

i) Lavage à l'eau.

j) Obturation avec une pâte expansive (ciment, eau, intraplast, dans la proportion en poids de 100 à 40 l'unité) et réfection du parement du béton.

Les injections de ciment ou de gel de silicate étaient effectuées en fonction des perméabilités constatées dans les essais. Pour des pertes d'eau inférieures à $0,05 \text{ l/mn/m}$ de forage, on ne réalisait aucun traitement. De 0,05 à 1 litre par minute et par mètre, on effectuait seulement une injection de silicate et au-dessus de cette valeur des injections successives de ciment et de silicate. Ces essais étaient effectués à une pression de 40 kg/cm^2 .

Le traitement ci-dessous décrit fut appliqué dans le tronçon compris entre la fenêtre supérieure et le commencement du blindage. Près de celui-ci il fut renforcé par une auréole d'injection profonde. Pour celle-ci tous les forages furent injectés au gel de silicate, indépendamment du résultat des essais de perte d'eau.

Au-dessus de la fenêtre supérieure, le traitement fut limité à une extension de 70 m au-dessus de la conduite, jusqu'à une section où la pression maximale de service atteignait 20 kg/cm^2 .

Aucune injection ne fut prévue au-dessus de ce point, sauf, bien entendu, près de la chambre de la vanne papillon, mais sur une longueur relativement courte (une dizaine de mètres).

Etant données les absorptions très faibles constatées sur les 6 m les plus profonds des forages exécutés dans les tronçons intermédiaires, la longueur des trous fut limitée dans cette zone à 5,80 m, dans le rocher, le reste du programme respectant les données utilisées pour le tronçon intermédiaire.

Les injections de contact rocher-béton consommèrent en moyenne 33 kg de ciment par mètre linéaire de conduite,

(*) Ce programme a été établi avec la participation de « Solexpert International » (Paris), les injections elles-mêmes étant exécutées par la Société Rodio-Brésil.

Injections profondes. Résultats

Tableau III

SECTIONS A PARTIR DU BLINDAGE	LONGUEUR DES TROUS INJECTÉS				ABSORPTION		OBSERVATIONS
	Ciment		Silicate		Ciment	Silicate	
	0 - 5,50	5,50 - 11,50	0 - 5,50	5,50 - 11,50	(kg)	(l)	
1 - 3	5,50	—	38,5	24,0	8,3	408	fenêtre supérieure
4 - 6	22,0	11,0	27,5	6,0	107,7	320	
7 - 9	33,0	—	55,0	12,0	263,2	434	
10 - 12	22,0	—	49,5	18,0	144,3	272	
13 - 15	27,5	—	38,5	—	62,0	231	
16 - 18	44,0	—	55,0	12,0	31,5	382	
19 - 21	27,5	6,0	44,0	6,0	15,4	126	
22 - 24	33,0	—	27,5	12,0	49,4	102	
25 - 27	27,5	6,0	49,5	24,0	62,0	289	
28 - 30	33,0	6,0	33,0	12,0	18,2	167	
31 - 33	16,5	6,0	33,0	18,0	14,7	166	
34 - 36	22,0	6,0	82,5	60,0	27,0	319	
37 - 39	27,5	—	38,5	54,0	6,0	306	
40 - 42	49,5	6,0	66,0	36,0	32,9	226	
43 - 45	16,5	6,0	55,0	42,0	91,6	337	
46 - 48	5,5	—	11,0	—	—	44	
49 - 51	38,5	—	55,0	—	15,8	197	
52 - 54	22,0	—	60,5	—	95,3	242	
55 - 57	38,5	—	49,5	—	119,7	198	
58 - 60	11,0	—	33,0	—	16,0	128	
61 - 63	22,0	—	44,0	—	13,5	169	
64 - 66	27,5	—	60,5	—	7,2	148	
67 - 68	22,0	—	60,5	—	2,3	148	(2 sections)
Total perforé - 3 sections							
0 - 5,50 - 99 m							
5,50 - 11,50 - 108 m					1 204,2	5 359	

régulièrement distribué à l'exception d'une zone d'infiltration localisée peu au-dessus de la fenêtre supérieure qui absorba environ 4 500 kg de ciment avant d'être contrôlée.

Les résultats des injections profondes sont résumés dans le tableau III. On peut observer en particulier la proportion très faible des forages injectés, même avec le gel de silice, pour les profondeurs allant de 6 m à 11,50 m, ce qui révèle l'excellente qualité du rocher dans la zone non perturbée par l'excavation.

D'une façon générale, l'absorption fut très réduite, 22,3 kg de ciment et 4,3 l de gel par mètre de forage injecté.

PROTECTION CONTRE LA CORROSION.

Cette protection a comporté la mise en place d'une peinture à base de zinc, appliquée sur la tôle, et protégée par un vernis vinylique. La séquence des opérations et ses caractéristiques basiques peuvent être définies comme suit :

- sablage à blanc de la tôle à la grenaille;
- application au pinceau d'une couche de Dresincolin (*), d'une épaisseur de 50 microns, immédiatement après le sablage;

- application d'une nouvelle couche de Dresincolin, d'une épaisseur de 50 microns, 48 h après la précédente;
- application au pinceau de trois couches de peinture vinylique [Drevin (*)], espacées, au minimum, de 72 h, avec une épaisseur totale de 90 microns.

Les travaux de peinture furent réalisés avant l'essai hydraulique du blindage, contrairement à ce qui avait été prévu lors de l'établissement du programme initial. Cette mesure permit l'exécution concomitante des injections dans le tronçon supérieur du puits, qui se trouvait isolé par la calotte métallique, prévue pour l'essai, à la cote 449. La ventilation naturelle de la conduite fut rendue un peu plus difficile, spécialement sur les 80 m supérieurs, au-dessus du trou d'homme prévu en fond de fenêtre intermédiaire, de sorte qu'il fut nécessaire de la renforcer en utilisant des ventilateurs.

Ces opérations furent exécutées sans difficultés particulières à part le problème de condensation de l'eau sur les parois du blindage, au début. La ventilation naturelle, prépondérante dans le sens ascendant, de la Centrale vers la fenêtre intermédiaire, s'opérait avec de l'air très humide, à une température de 28 degrés (celle de la centrale). La

(*) Nom commercial de la peinture à base de zinc, fournie par la Société Palini Vernici, Pisogne (Italie).

(*) Nom commercial de la peinture vinylique, fournie par la même Société.

II-5/ Mise en pression expérimentale du puits blindé. Schéma des résultats.

détente de l'air provoquait une importante condensation dans la moitié supérieure de la conduite. Il fut nécessaire de mettre en place un ventilateur, à l'extrémité inférieure, pour garantir une circulation descendante de l'air, pour que cet inconvénient disparaisse. Ceci fait, les travaux de protection contre la corrosion suivirent un rythme normal, étant terminés dans un délai de 100 jours.

Essai hydraulique du blindage.

Pour vérifier l'étanchéité du blindage, garanti par une clause contractuelle, et déterminer le comportement mécanique du complexe blindage-rocher, sous l'effet de la pression interne, il fut soumis à un essai de mise en pression.

Le tronçon mis en pression était limité par les injecteurs de quatre turbines, à son extrémité inférieure, et par une calotte métallique soudée, à l'extrémité supérieure. Après le remplissage complet de la conduite et la purge de l'air, la pression fut élevée graduellement, par paliers de 5 kg/cm², maintenus pendant 15 mn, en injectant de l'eau par une pompe installée en fond de fenêtre intermédiaire. On enregistrait le volume d'eau ΔV nécessaire à chaque augmentation de pression Δp .

Le processus prévoyait le maintien de la pression maximum à l'extrémité inférieure (81 kg/cm²) pendant 2 h, puis la réduction de la pression avec mesure de volumes

d'eau restitués. Cependant, durant la réalisation de l'essai, on constata une augmentation du débit des drains de la conduite (drains n° 3, 4 et 5, fig. II-1), indiquant des fuites possibles à travers le blindage. Il parut nécessaire de maintenir la pression maxima plus longtemps, soit pendant 68 h.

En résumé, la pression fut élevée de 36 à 81 kg/cm² en 24 h, maintenue à sa valeur maximum 68 h, et elle fut abaissée en 8 h. La figure II-5 résume les caractéristiques principales de l'essai.

Lors de la première étape on introduisit un volume total de 11 615 l, correspondant à une valeur moyenne de 259 l/kg/cm². La relation pression-volume fut pratiquement linéaire lors de la mise en pression, révélant ainsi un comportement homogène du complexe blindage-béton-rocher, et l'absence d'effet dû à un vide éventuel entre le blindage et le béton.

Le degré de participation du blindage dans la résistance à la pression interne fut déduit de la comparaison avec le comportement d'une conduite équivalente, c'est-à-dire de même dimension, libre quant à la dilatation transversale, mais bridée quand à la dilatation longitudinale. Dans ce cas, l'accroissement de contrainte Δn suivant la tangente, par rapport à l'augmentation de pression Δp , est donnée par :

$$\Delta n = \Delta p \cdot D/2e$$

d'où :

$$\frac{\Delta n}{E'} = \frac{\Delta D}{D} = \frac{\Delta p}{E'} \frac{D}{2e}$$

$$\frac{\Delta S}{S} = \frac{2 \Delta D}{D} = \frac{\Delta p}{E'} \frac{D}{e}$$

puisque $\Delta V' = L \Delta S$, on peut écrire :

$$\Delta V' = S \frac{\Delta p}{E'} \frac{D}{e} L$$

expression valable pour un tronçon de longueur L , épaisseur e , diamètre D , section transversale S et module d'élasticité corrigé $E' = E/(1 - \sigma^2)$, où σ représente le coefficient de Poisson.

Pour une conduite comprenant n viroles d'épaisseur e variable, on obtient finalement :

$$\Delta V = S \frac{\Delta p}{E'} \cdot D \sum_{i=1}^n \frac{L_i}{e_i}$$

Soit, dans notre cas :

$$\frac{\Delta V}{\Delta p} = 215 \text{ l/kg/cm}^2$$

Le ΔV ainsi obtenu représenterait l'accroissement de volume de la conduite, par dilatation des parois, rapporté à une augmentation de pression unitaire Δp , si le blindage était libre de se dilater (*).

Mais, du fait de la participation du rocher, sa dilatation est beaucoup plus faible. Cette dilatation mesurée, rapportée à celle qui vient d'être calculée, représente alors, en quelque sorte un indice de la valeur de l'appui apporté par le rocher. Bien entendu, cet indice varierait suivant les tronçons considérés. Mais, comme on ne peut mesurer les volumes partiels d'eau qui dilatent ces différents tronçons, on est bien obligé de considérer une valeur moyenne. Il faut encore tenir compte de la compressibilité de l'eau, telle que :

$$\Delta V/\Delta p = V/\varepsilon = 170 \text{ l/kg/cm}^2$$

ε : coefficient de compressibilité de l'eau, ainsi que de la dilatation du répartiteur et des tubulures de liaison aux turbines. Ceux-ci ont été évalués à 50 l/kg/cm^2 , de sorte que le taux moyen de participation du blindage à la résistance aux pressions intérieures η , s'établit finalement à :

$$\eta = 100 \frac{259 - (170 + 50)}{215} \approx 18 \%$$

compte tenu du résultat de l'essai qui a donné :

$$\Delta V/\Delta p = 259 \text{ l/kg/cm}^2.$$

Ces résultats dépassèrent la prévision, en confirmant une fois de plus les excellentes caractéristiques mécaniques du massif rocheux.

L'interprétation du tronçon descendant de la courbe pression déformation, implique une analyse plus détaillée. Pendant la période de « maintien de la pression », on a recueilli un volume d'eau passé à travers les injecteurs d'une turbine, de 970 l d'eau, en constatant un abaissement de pression de $7,4 \text{ kg/cm}^2$.

Cette réduction de pression ne peut être justifiée seulement par le volume d'eau passé à travers les turbines, puisque celui-ci atteint 130 l/kg/cm^2 . Il est donc inférieur au volume correspondant à la seule compressibilité de l'eau auquel on doit ajouter, en plus, la dilatation du répartiteur,

la somme des deux atteignant 220 l/kg/cm^2 . Ou la conduite a subi une déformation lente pendant cette période, ou des fuites se sont produites à travers le blindage. Il n'est pas possible de prouver la première de ces deux hypothèses, mais des indices précis conduisent à admettre qu'il y a eu des fuites à travers les bouchons des trous d'injection.

Pendant le maintien de la pression, les drains 3, 4 et 5 de la conduite ont débité sensiblement plus qu'avant l'essai, comme l'indique la figure II-5. Le volume supplémentaire ainsi mesuré a atteint 700 l environ. En admettant que ce volume provienne de fuites à travers le blindage, on obtient une valeur raisonnable pour le volume correspondant aux $7,4 \text{ kg/cm}^2$, cohérente avec la relation pression-volume du tronçon restant de la courbe descendante de l'essai.

Pour prouver l'existence de fuites à travers le blindage, on a réalisé après l'essai une inspection visuelle très soignée le long de toute la longueur de la conduite. On a constaté que les soudures de six bouchons, sur un tronçon de 100 m en dessous de la fenêtre intermédiaire, n'avaient pas été bien exécutées. Leur identification fut possible grâce aux marques d'humidité dues aux infiltrations inverses, visibles sur la pellicule de poussière adhérente au blindage. Les soudures des bouchons ont été refaites, et il n'a été constaté, lors du remplissage définitif de la conduite et lors des premiers mois d'exploitation, aucune augmentation du débit des drains, ce qui a confirmé dans ces conditions satisfaisantes l'interprétation de l'essai, et, ce qui est plus important, l'efficacité des réfections des soudures.

La courbe d'abaissement de la pression marque une nette concavité vers le bas, avec une tangente dans la zone supérieure proche de 220 l/kg/cm^2 , tandis que vers la fin de l'essai, l'inclinaison revient à 255 l/kg/cm^2 , sensiblement égale à la valeur moyenne observée pendant la mise en pression. Un volume résiduel de 1500 l révèle l'existence d'une déformation radiale permanente de l'ordre de $0,3 \text{ mm}$. Il est possible en effet que, au moins dans les zones rocheuses décomprimées et malgré les précautions prises à l'injection, le comportement du matériau rocheux ne soit pas réversible : le volume d'eau retiré correspond presque exclusivement à la compression de l'eau.

L'absence de réaction purement élastique du blindage, auquel on pourrait s'attendre pendant la vidange, s'explique par la déformabilité élevée de la tôle. La simple pression de remplissage de la conduite est suffisante pour la maintenir, en moyenne, plaquée sur le massif rocheux, qui limite la déformation.

Il est intéressant d'observer que la détection des infiltrations à travers les trous d'injection n'a été possible que grâce à l'existence des drains. Précisément, ceux-ci ont été forés de l'intérieur du puits vers la galerie de drainage (donc de bas en haut), en utilisant les trous d'injection. Autrement l'essai en lui-même n'aurait rien révélé; sur la durée de deux heures initialement prévue pour le maintien de la pression, la variation de pression eut été imperceptible. D'autre part, on peut considérer qu'il est absolument normal d'avoir eu six bouchons, sur les 1200 installés, défectueux : on admet couramment qu'on peut compter jusqu'à 5% de soudures défectueuses dans ce type d'ouvrage.

Observations après mise en eau.

Bien entendu, les différents systèmes d'auscultation de la conduite furent soigneusement examinés lors des premières mises en eau, et pendant la phase initiale de l'exploitation. Rappelons qu'ils comprennent :

— pour la partie blindée, neuf drains additionnels, perforés à partir de la conduite (par les trous d'injection),

(*) Ceci en considérant que la dilatation resterait proportionnelle à la pression.

et débouchant dans la galerie de drainage. Ils sont numérotés de 1 à 9, vers l'aval;

- en fond de fenêtre intermédiaire, deux drains profonds (40 m) dans un plan sensiblement perpendiculaire à l'axe de la galerie, et faisant entre eux un angle de 60 degrés environ. Bien entendu, ils ont été placés à une distance suffisante de l'extrémité du blindage, pour avoir une ligne de fuite qui limite le gradient hydraulique à une valeur jugée convenable : 100 m pour environ 400 m de pression.
- les fuites éventuelles, par les fenêtres supérieures et intermédiaires, allaient être soigneusement mesurées.

PARTIE BLINDÉE.

Sur les neuf drains, quatre débitent : trois, successifs, dans une zone située assez au dessous de la fenêtre intermédiaire, un autre près de la centrale. Tous les autres sont secs, indiquant par là que la pression extérieure est nulle ou très faible. Comme déjà indiqué, ces débits n'ont pas varié lors de la mise en eau de l'ouvrage, au moins après réparation des bouchons qui fuyaient, et après que la partie supérieure du puits ait été mise en pression.

On procéda alors à une expérience intéressante, consistant à boucher ces drains, pour mesurer la pression maximale susceptible d'être ainsi atteinte.

Pour le drain le plus en aval (drain n° 8) qui débite très régulièrement 0,023 litres par minute, la pression a atteint 0,400 kg/cm². Elle n'a pratiquement pas monté au drain n° 5 (le plus en aval de la zone donnant lieu à quelques infiltrations) qui débitait 0,013 l/mn. Elle est montée à 1,15 kg/cm² pour celui situé immédiatement à l'amont (n° 4), débitant normalement 0,23 l/mn. Par contre, elle a atteint 4,9 kg/cm² au drain n° 3 (le plus à l'amont), au bout de deux mois, après être montée très rapidement (15 mn environ), à 3,1 kg/cm², en ayant varié ensuite, progressivement, jusqu'à 4,100 kg/cm² sur les trente premiers jours. Le débit de ce drain avant bouchage, atteignait 0,44 l/mn.

La valeur relativement élevée de la pression ainsi mesurée au drain n° 3 est à noter. Il n'y a que 12 m de rocher entre la conduite et la galerie de drainage, celle-ci assurant évidemment la totale élimination de pression dans le rocher sur toute sa longueur (500 m). Pourtant, les venues d'eau à la perforation paraissaient très réduites. Ce résultat confirme qu'il faut être très prudent dans l'appréciation de pression extérieure à prendre en compte dans le cas général où il n'y a pas de galerie de drainage; on sait qu'une règle de l'art consiste à prendre une colonne d'eau égale à la hauteur de terrain au-dessus de l'ouvrage.

Dans notre cas, il a été considéré comme bon d'augmenter la sécurité au flambage (rappelons que les tuyaux résistent à une pression extérieure de 100 m environ), en perforant de nouveaux drains dans les zones en question, huit au total, six près de la fenêtre supérieure, et deux dans la partie basse de l'ouvrage. Ils seront perforés au super marteau à partir de la galerie, de part et d'autre de la conduite, avec une longueur de 35 m; une fois le super marteau en place, il ne coûte pratiquement rien de perforer quelques mètres supplémentaires.

Ces forages, s'ils réussissent à capter toute l'eau qui coule actuellement dans les drains et par suite dans le béton qui enrobe la conduite, permettront d'éviter le délavage de celui-ci par dissolution du ciment. Ce phénomène ne présenterait d'ailleurs pas d'inconvénient particulièrement grave; la galerie étant visitable, il sera possible d'examiner si les drains ne sont pas bouchés. Leur longueur a d'ailleurs été déterminée avec précision pour permettre leur

inspection, ou même pour permettre de les re-perforer s'ils ont été remplis de laitance de ciment.

PARTIE NON BLINDÉE (fig. II-6).

a) Fenêtre supérieure.

Le tronçon supérieur du puits n'avait reçu aucune injection au-delà de 70 m au-dessus de la fenêtre. Le béton, dans la galerie inclinée, remplissait bien les vides, et l'expérience avait montré que, par les parties de l'ouvrage placées dans des conditions analogues, mais déjà traitées, (parties du puits en-dessous de la fenêtre supérieure) les absorptions étaient extrêmement faibles. Par ailleurs, la couverture rocheuse est grande dans ce tronçon.

Les fuites confirmèrent ce point de vue optimiste. Elles atteignèrent (cf. fig.) 8 l/mn à la mise en eau, sous la pression du réservoir amont, pour décroître à 4 l/mn et descendre légèrement en-dessous de cette valeur, par colmatage ou augmentation des dimensions de l'auréole d'imprégnation du rocher.

b) Fenêtre intermédiaire.

1. Drains profonds.

Le débit a régulièrement augmenté, rapidement au début, puis très légèrement au bout d'un certain temps à partir du moment où le puits a été mis en pression sous la charge totale. Il s'est probablement formé dans le rocher, sinon une véritable nappe, en tous cas un écoulement à grande échelle, résultant de fuites à travers le revêtement. Actuellement, ces débits semblent stabilisés à 35 l/mn, sur les deux drains.

La réaction de ces débits aux pressions dans le puits est relativement rapide, malgré la distance qui sépare le plan des drains, de l'extrémité aval de la partie non blindée (100 m environ). L'augmentation du débit de ces drains se manifeste entre un et trois jours après mise en pression du puits.

2. Fuite au tampon.

En fond de fenêtre, la conduite passe à air libre, cette disposition ayant été prise notamment pour installer un trou d'homme. La charge statique de 400 m se traduit par une perte de charge répartie sur les 80 m (environ) où le blindage se prolonge au-dessus de la fenêtre intermédiaire. Les fuites correspondantes sont, elles aussi, faibles; elles atteignent huit litres par minute environ, mais elles varient de façon assez désordonnée, certaines de ces variations étant toutefois liées aux variations des fuites à la fenêtre supérieure. Il doit donc y avoir une explication globale, qui pourrait être trouvée dans la température de l'eau, soit que celle-ci fasse varier la viscosité de l'eau, ou qu'elle entraîne une fissuration du revêtement en béton, augmentant ou diminuant ainsi la fuite.

Le fond de fenêtre, sauf peut-être sur les dix derniers mètres est resté très sec.

Une fausse manœuvre, à la mise en service des groupes, a fait apparaître une surpression assez importante (bien que seules deux unités soient en rotation), supérieure même à la valeur maximum admise. La fuite s'est alors quelque peu augmentée, mais, au bout d'une période relativement courte, elle a retrouvé sa valeur initiale.

Ces résultats confirment donc la bonne tenue de l'ouvrage, en particulier pour le tronçon supérieur. Malgré la suppression des injections, celui-ci donne lieu à des fuites particulièrement réduites.

306

Quelques conclusions sur la construction et le fonctionnement des ouvrages à forte pression au rocher

Quelques conclusions importantes nous paraissent se dégager quant à l'équilibre des excavations soumises à de fortes pressions, ou, plus généralement, quant aux efforts susceptibles d'être transmis par la pression dans les massifs poreux, sur la paroi desquels elle exerce son effet.

D'abord, il s'agit d'un phénomène où le problème d'hydraulique souterraine est intimement lié aux efforts mécaniques reçus par le terrain. En particulier, ceux-ci s'exercent, si l'application de la pression donne lieu à un écoulement poreux, essentiellement sur les zones peu perméables. Ce terme, en lui-même, n'a d'ailleurs qu'une signification relative, puisqu'il ne peut s'agir que de rapports de perméabilité d'une zone à une autre. La présence de couches particulièrement imperméables ne présente pas forcément un avantage; ce sont elles qui vont prendre la pression, mais il faut qu'elles puissent reporter les efforts ainsi repris quelque part.

Ainsi, paradoxalement, il peut être indispensable, dans certains cas, d'augmenter la perméabilité du terrain pour améliorer le degré de sécurité des ouvrages.

La conception des efforts dans une structure poreuse n'est pas très simple; il faut admettre que le matériau est constitué de grains qui transmettent les efforts mécaniques par leurs contacts, sur des surfaces même très faibles, tandis que règne entre ces points de contact la pression de l'eau. On aurait donc, à chaque point, trois contraintes mécaniques principales, plus la pression, les uns et les autres étant pratiquement indépendants, au moins localement.

Dans cet ordre d'idée, on doit considérer que la conception suivant laquelle il suffit d'injecter à une pression donnée pour éliminer les pressions d'eau inférieures à celles de l'injection, est erronée: l'injection permettra de réduire la porosité, mais elle n'empêchera en aucun cas la

pression interstitielle de s'exercer. L'effet de l'injection dépendra essentiellement, alors, des nouvelles relations de perméabilité. Il sera en particulier nul si l'écoulement est limité par une zone absolument imperméable. Ce cas serait, par exemple, celui d'un blindage soumis à une pression extérieure. L'injection du terrain, où que ce soit, ne diminue alors en rien la valeur des sous pressions.

Même, l'injection du contact revêtement rocher dans une galerie simplement revêtue en béton, peut n'avoir d'influence, ni sur les pertes, ni sur l'effort transmis sur le revêtement. Ce serait le cas où le rocher est de toutes façons suffisamment peu perméable pour qu'on n'ait aucune chance de diminuer encore cette perméabilité, ou encore le cas de galeries débouchant dans une retenue. A l'amont, les fuites ne peuvent aller nulle part, il n'y a donc pas d'écoulement dans le terrain, donc pas de perte de charge dans la zone imperméabilisée, donc pas de modifications dans la répartition des charges sous l'effet de l'injection, celles-ci restant égales à ce qu'elles auraient été si on n'avait rien fait.

Sur le calcul des efforts, en milieu poreux, nous considérons que le théorème de Bhratz (*) représente un outil dont le maniement mériterait d'être connu et utilisé.

La mise en eau d'un tunnel à forte pression se présente dans des conditions très analogues à la mise en eau d'une retenue. Le tunnel travaille en général dans des conditions bien meilleures; il existe souvent une nappe à un niveau libre d'autant plus élevé que le tracé est plus profond, et seule la différence entre la pression intérieure et celle de la nappe correspond à une mise en charge du terrain. En tous cas, lorsque le terrain est minéralogiquement très sain, le système mis en pratique au Capivari pourrait fort bien être généralisé, et la calotte du souterrain perforée plutôt qu'injectée. La solution ne serait pas applicable, uniquement dans le cas où les échanges de débit entre l'intérieur de la galerie et le terrain risqueraient de le déliter et d'entraîner des grains de matériaux en galerie.

(*) Cf. publication antérieure sur ce même ouvrage.