Étanchéité du réservoir supérieur de la chute hydroélectrique de La Coche

Roger Longuemare

Chef du Service Etudes Générales Sites 2

E.D.F. Région d'Équipement Alpes Lyon

Services de Chambéry

Le réservoir supérieur de la Chute de la Coche ayant déjà fait l'objet de plusieurs publications dont la bibliographie est indiquée *in fine*, nous nous attacherons davantage à exposer les problèmes particuliers posés aux stades conception et réalisation.

Nous analyserons ensuite son comportement lors des premières mises en eau partielles et indiquerons les travaux de réfection que nous avons été amenés à entreprendre pour améliorer l'étanchéité avant la mise en eau totale de l'ouvrage.

Pourquoi un revêtement étanche complet de la cuvette ?

Les projeteurs avaient eu leur attention attirée par l'existence d'une dépression naturelle, dénommée "Lac de la Coche", dont la situation topographique était idéale pour être utilisée dans un aménagement de pompage.

En effet, juchée à 900 m au-dessus de l'Isère, elle se trouvait à moins de 2,8 km en distance horizontale du réservoir existant du barrage d'Aigueblanche, servant de prise à la chute de Randens.

Cette dépression dont le fond était à la cote 1348, était constituée par un verrou naturel calé à la cote 1367. En aménageant les formes de la cuvette et en surélevant le verrou à la cote 1400, il était possible ainsi, de créer une capacité de 2,1 hm³ permettant une exploitation en pompage hebdomadaire. La figure 1 schématise l'implantation du barrage sur le verrou naturel.

Ce site, topographiquement très engageant avec un L/H égal à 3, fut néanmoins examiné très en détail quant aux caractéristiques géologiques des fondations. Sous

une assez forte couverture de terrain quaternaire, les sondages montrèrent que l'ouvrage était situé à cheval sur un contact anormal à remplissage triasique broyé, séparant deux formations calcaires appartenant à la nappe des brèches de Tarentaise. Les analyses chimiques d'échantillons de carneules révélèrent de faibles teneurs en sulfate qui firent penser que des dissolutions importantes de gypse auraient provoqué la formation d'une doline triasique. Mais au fur et à mesure de l'avancement des reconnaissances *in situ*, et notamment lors de la perforation de la galerie des adductions amont, il fut possible de se faire une idée plus cohérente et plus rassurante sur la nature de cette dépression.

Sans éliminer pour autant l'hypothèse d'un lessivage du gypse et de l'anydrite du trias, une hypothèse complémentaire sur la genèse de la cuvette fut émise selon laquelle le bed rock aurait été fortement modelé par "un coup de gouge" glaciaire, s'approfondissant progressivement de l'amont vers l'aval (90 m au niveau du verrou naturel, 10 à 20 m à l'extrémité amont de la cuvette). Puis au retrait glaciaire, soit par instabilité des berges, soit par érosion, l'auge glaciaire se serait progressivement remblayée.

Que constate-t-on en effet ? Au niveau du verrou, une prédominance d'éboulis calcaires provient de la rive

Figure 1 — Coupe type du barrage.

droite, et en rive gauche, le quaternaire est constitué par un important glissement du versant, composé de masses importantes de brèches mais aussi de schistes noirs ou verts, le tout reposant sur la moraine. En amont le remplissage est essentiellement morainique. Les densités mesurées de ces terrains de couverture sont très faibles en surface (de 1,5 à 1,8) et atteignent tout juste 2 à quelques mètres de profondeur.

A ce stade du projet, on pouvait donc conclure que les fondations très perméables induiraient des tassements sous la charge hydraulique mais ne présentaient pas de risques de fontis.

Par ailleurs, il fallait prendre conscience de la position perchée de la cuvette, dominant un thalweg périodiquement raviné par le ruisseau du Sécheron et dont les pentes relativement fortes sont à la limite de la stabilité naturelle. Il était donc exclu de concevoir un réservoir non étanche, voire même d'admettre des fuites mineures qui à la longue risqueraient d'entraîner de graves désordres dangereux pour les hameaux habités situés en aval, le long du cours inférieur du Sécheron.

Ces considérations conduisirent à une conception assez sophistiquée de l'ouvrage. Celui-ci comporte en effet un revêtement étanche complet des parois de la cuvette, pouvant s'accommoder des tassements sous la charge hydraulique. De plus, et pour assurer une redondance du système, une deuxième barrière étanche est placée sous le dispositif de drainage, isolant complètement la cuvette de sa fondation et permettant ainsi une auscultation complète de l'ouvrage.

Choix de l'étanchéité principale

Initialement, à l'avant-projet, le revêtement était envisagé en béton bitumineux bicouche, mis en place sur un binder drainant. Ce procédé classique était susceptible de mieux s'adapter à certains tassements et paraissait moins cher qu'un revêtement en béton de ciment. Cependant, si les revêtements "noirs" sont bien au point sur les canaux, d'ailleurs de plus en plus utilisés en monocouche mise en place longitudinalement avec le minimum de joints, il n'est pas de même pour les barrages et cuvettes. Cette mise en œuvre n'y est pas applicable à cause de leur forme et de la longueur des rampants où une mise en place par lavis transversaux est obligatoire. Dans ces conditions, le risque de fuite au droit des joints conduit à réaliser un bicouche en alternant les joints, nécessitant une mise en œuvre extrêmement rigoureuse en vue d'obtenir un bon collage entre couches. Compte tenu des délais prescrits et de l'altitude du chantier, cette technique a semblé difficile, voire impossible à réaliser.

En outre, dans l'éventualité d'importants tassements, la faiblesse des caractéristiques mécaniques d'un revêtement noir risquerait d'entraîner des déchirures provoquant des fuites importantes pouvant conduire par érosion à des désordres très graves.

Nous avons examiné également l'intérêt d'un nouveau matériau, le brai-vinyle, qui présente de réels avantages par rapport aux bitumineux classiques. Sa

Figure 2 — Barrage et retenue. Découpage des dalles.

résistance au fluage permet de trouver une solution au problème des joints et autorise la réalisation en monocouche. Cependant, et malgré de meilleures caractéristiques mécaniques, ce matériau ne peut lui non plus s'accommoder de tassements importants sans se déchirer.

Cette analyse nous a donc conduits, malgré un coût probablement plus élevé, à retenir une solution de dalles en béton armé dont les joints comportent des garnitures caoutchouc type "Water stop". La figure 2 indique le plan de découpage des dalles du revêtement.

Le revêtement de la cuvette a été réalisé durant les campagnes de 1974 et 1975 dans les délais prescrits, vérifiant que cette technique pouvait s'accommoder des difficultés climatiques de début et de fin de saison. En outre, les caractéristiques mécaniques des dalles permettent de penser que même dans le cas d'une rupture locale, cela ne pourrait donner lieu à un phénomène évolutif grave.

Choix de l'étanchéité profonde

Nous avons réalisé sous le dispositif de drainage une seconde étanchéité dite "profonde" dont le rôle est double :

- obliger toutes les fuites du revêtement à s'évacuer par le système de drainage permettant ainsi une auscultation très précise de l'ouvrage,
- isoler la cuvette des terrains de fondations, et éviter ainsi tout risque de désordres dans la fondation et dans le thalweg du Sécheron à l'aval du barrage.

Cette étanchéité doit évidemment, outre ses qualités d'imperméabilité, présenter des caractéristiques mécaniques suffisantes pour résister aux efforts qu'elle subira lors de la mise en place des matériaux drainants et lors des tassements sous la charge hydraulique.

En première analyse, deux catégories de produits furent étudiés en laboratoire :

- les feutres polyester ou polyamide étanchés par bitume,
- les membranes minces du type PVC ou élastomères plus élaborés...

Outre les essais classiques de traction, déchirure, poinçonnement dont les résultats furent conformes à ceux indiqués par les fabricants, des essais plus spécifiques pour l'utilisation prévue à la Coche furent réalisés en laboratoire. Il s'agissait de tester la perméabilité, le fluage et la résistance au cisaillement. Ce dernier test, de loin le plus dur, visait à essayer de respecter les conditions les plus proches de celles dans lesquelles le matériau sera amené à travailler, coincé entre la fondation et le béton drainant.

Dans une boîte de Casagrande de 15 cm par 20 cm, l'échantillon était coincé entre 2 lits de concassés 10-25. La manipulation consistait à appliquer tout d'abord une pression normale (5 ou 10 bars). Après stabilisation et maintien de la pression, déplacement longitudinal de la boîte mobile par rapport à la boîte fixe (1 ou 2 cm), le résultat de l'essai se faisant par observation visuelle

de l'échantillon après démontage. Ces différents essais, et notamment le dernier, de loin le plus sévère, permirent de sélectionner trois produits :

- le produit DERBIGUM : c'est une membrane de 5 mm d'épaisseur, composée d'une âme polyamide de 300 g/cm², renforcée par une résille de fils de verre à 50 g/m², et calendrée à chaud dans un bain de brai vinyle;
- le produit FEREM : c'est une membrane analogue à la précédente dans laquelle l'armature est composée d'un polyester enduit de bitume au soufre;
- enfin la membrane EUROFLOR de 1 mm d'épaisseur en P.V.C. armée d'une crenette en fils de nylon.

C'est finalement le critère prix qui fit retenir la feuille de P.V.C. armé.

Réalisation du revêtement

L'entreprise "Chantiers Modernes" (1), chargée des travaux de revêtement succédait en 1974 à l'Entreprise Razel qui terminait les travaux de terrassement. La photographie 1 montre le chantier en fin des terrassements.

Ceux-ci comportèrent 1,4 hm³ de déblais et remblais pour mettre la cuvette en forme durant les campagnes des années 1972 et 1973. En début de l'année 1974 et dans le cadre des terrassements, les talus (90 000 m²) furent réglés et compactés avec apport de marinage provenant de la décharge du chantier de percement de la galerie du Col de la Coche par tunnelier Robbins, comme le montrent les photographies 2 et 3.

Les prestations des "Chantiers Modernes" furent ensuite les suivantes :

- pose de la toile P.V.C. armée par lacs de 2 et 4 m, soudés à l'air chaud sans apport, avec un recouvrement minimal de 10 cm et une partie soudée d'au moins 8 cm (photographie 4). (Entreprise Setip sous-traitante). La toile, une fois soudée, d'un seul tenant couvre une superficie d'environ 11 ha. Elle passe au-dessus de la galerie de drainage et est collée aux ouvrages béton armé (prise d'eau et adductions) avec le système de double lyre de 20 cm pour assurer un certain jeu. Cette pose est réalisée avec très peu d'avance sur les bétons pour éviter les "coups de vent";
- mise en place en pied de talus de collecteurs crépinés en Ø 290 mm, constitués de tuyaux résine et fibre de verre raccordés sur le toit de la galerie de drainage par des manchons sur appuis souples en polystyrène. Ces collecteurs délimitent ainsi 17 zones distinctes du revêtement (Fig. 3 et 4 et photographie 5);

remblaiement du sillon central au-dessus de la galerie de drainage et des tranchées dans lesquelles sont posés les collecteurs, à l'aide de matériaux drainants

(1) Chantiers Modernes avec participation de Razel après signature d'un avenant et des entreprises Pascal et Dehe, sans modification de l'avenant.

Photographie 1 — Etat du chantier à la fin des terrassements.

Photographie 2 — Réglage des talus

Photographie 3 — Compactage de la couche de matériaux provenant du marinage du tunnelier Robbins en perforation sur la galerie des adductions amont.

Photographie 4 — Soudage à l'air chaud de 2 lais de PVC.

Figure 3 – Détails du drainage.

Photographie 5 – Piquage des collecteurs sur le sommet de la galerie de drainage.

Figure 4 – Barrage et retenue. Drainage sous étanchéité.

(5-100) sur une couche en 2-8 pour la protection de la toile P.V.C.

En fond du sillon central et de chaque côté de la galerie de drainage, des drains 50-60 en P.V.C. sont aménagés au travers de la galerie. Ils sont munis d'une collerette soudée sur la toile P.V.C. Ils permettent ainsi de récupérer au point le plus bas, les fuites ayant échappé aux collecteurs principaux ;

- au fur et à mesure des besoins de chantiers, reprise des réglages des talus ravinés par les précipitations, avec apport de sable 0-15 et recompactage;
- mise en place des 25 000 m³ de béton drainant avec drains P.V.C. 58-63 crépinés et disposés tous les 6 m selon la plus grande pente des talus et raccordés aux 17 collecteurs en radier;
- mise en place de 32 000 m³ de béton armé étanche avec 14 km de garniture type water-stop dans les joints de dalles (Fig. 2).

Ces travaux étaient programmés pour les campagnes d'été 1974 et 1975.

La première campagne de 1974, alors que les premiers bétons n'étaient commencés qu'à la fin du mois de juillet, fut précocement arrêtée le 26 septembre par des chutes de neige abondantes. A cette date le béton drainant était coulé à 100 % en radier, 50 % en talus, quant au béton étanche, 90 % en radier et 5 % seulement en talus.

La campagne de 1975, grâce d'une part à un déneigement précoce et d'autre part aux moyens mis en action par l'entreprise, permit de mener à bien l'ensemble du revêtement qui fut terminé le 4 septembre.

Les travaux de bétonnage posèrent un certain nombre de problèmes. Tout d'abord celui du ciment. Ce fut un Chiron CPF 325 à 30 % de laitier, d'une vitesse de prise encore acceptable aux basses températures, et d'une résistance aux eaux sulfatées (pompage) aussi bonne qu'aux eaux pures (gravitaire) qui fut retenu.

Les agrégats étaient des granulats calcaires provenant de la carrière de Villette située en amont de Moutiers.

Le béton drainant était dosé comme suit au mètre cube :

- en radier :

ciment C P F	100 kg
sable 0-3,15	100 kg
granulat 12,5-25	1 530 kg
- en talus :

ciment C P F	150 kg
sable 0-3,15	200 kg
granulat 12,5-25	1 500 kg

Pour sa mise en œuvre, l'Entreprise avait proposé la solution suivante :

En radier, le béton drainant était transporté par camions de 10 t avec bennes à goulotte et vidé directement dans la trémie (5 m³) d'un finisseur automoteur Blaw-Knox. L'épaisseur du radier (30 cm) nécessita une mise en place en deux passes de 15 cm chacune, la deuxième étant réglée par palpeur latéral et rayon laser. La largeur maximale des bandes était de 6 m.

En talus, le béton, un peu plus fortement dosé pour une meilleure tenue sur un fruit à 2/1, était transporté par les mêmes camions et vidé dans des bennes de 1,5 m³ ou 2,5 m³, selon la distance de transfert, par grues, jusque dans la trémie du finisseur. Celui-ci était équipé pour fonctionner en talus. Il était tracté par treuil pour éviter des déprédations de la toile P V C lors des déplacements transversaux. Le déplacement longitudinal était assuré au niveau de la route périphérique, le finisseur étant tracté en bout de course sur l'estacade du treuil prévu à cet effet (photographies 6 et 7).

L'épaisseur prévue en talus n'étant que de 20 cm, les bandes furent réalisées en une seule passe sur 6 m de largeur dans les parties planes, 3 m à 3,60 m dans les parties coniques avec rattrapage manuel et compactage des queues de billard. Malgré la flèche de 5 cm que peut prendre le screed de la machine, le hors-profil inévitable entre la surface conique du terrassement et la surface polyédrique du béton drainant était ainsi réalisé en

Photographie 6 — Mise en place du béton drainant au finisseur Blaw-Knox, tracté sur le talus et alimenté par benne.

Photographie 7 — Treuil et estacade assurant le déplacement longitudinal du finisseur.

Pour éviter la pollution du béton drainant par la laitance du béton étanche, nous avons prévu d'intercaler en fond de coffrage une feuille mince. En 1974, c'était du papier Kraft, mais en 1975, devant la mauvaise tenue de ce produit aux intempéries, l'entreprise l'a remplacé par une feuille de polyane.

Traitement des fissures

Avant la mise en eau de l'ouvrage, toutes les fissures, environ 600 m de longueur, furent traitées au Silastène B et au Sikaflex 1 A.

Contrôle des bétons

Les résistances moyennes mesurées à 28 jours ont été de 341 bars en 1974 et 323 bars en 1975.

Comportement de la cuvette au cours des premiers essais de remplissage partiel

La photographie 10 représente l'ouvrage terminé et mis en eau partiellement dès l'hiver 75/76.

Les différents essais de remplissage sont résumés dans le tableau suivant et illustrés par la figure 5 :

Essai	Date	Cote atteinte	Charge en m	Volume accumulé m ³	Débit de fuite l/mn
1	Décembre 1975	1 363	5	60 000	90
2	Début janvier à février 1976	1 367	9	157 000	250
3	Mi-février à fin août 1976	1 371,55	13,35	298 000	360
4	Mai 1976	1 378	20	575 000	1 050
5	Juin 1976	1 385	27	950 000	3 050

Les essais ont été volontairement limités à la cote 1 385, à la demande des Services de Contrôle de la Circoscription Electrique, le temps de vidange complète de la cuvette en cas de nécessité d'urgence étant jugé rédhibitoire avec un seul groupe disponible à l'usine (près de 60 heures).

La surveillance des ouvrages s'effectuait de jour. Lorsque le plan d'eau évoluait à des cotes non encore atteintes, un poste de nuit assurait en plus une surveillance sur place.

Les différents remplissages ont été effectués au début, avec les seules venues d'eau des galeries d'adduction (environ 50 l/s), ce qui explique leur longueur ; ce n'est que plus tard que nous avons pu disposer de la prise du Morel par un captage provisoire, puis de celle de l'Eau Rousse, les derniers essais furent réalisés en pompant avec le groupe G1.

Ces différentes mises en eau furent menées en respectant les règles suivantes :

- toute première mise en eau d'une tranche était réalisée à la vitesse de montée réduite à 1 m par jour ;
- dans la mesure du possible la progression était la suivantes :
 - tranche de 3 m en 3 jours,

- stabilisation de 1 jour,
- nouvelle tranche de 3 m en 3 jours,
- stabilisation de 3 jours puis vidange complète pour inspection de l'ouvrage;

- après une vidange on admettait un remplissage rapide jusqu'à 3 mètres en-dessous de la cote précédemment atteinte, puis montée des trois derniers mètres en 2 jours.

Résultats des mesures d'auscultation

Le contrôle a consisté essentiellement dans les mesures des débits de fuite dans la galerie de drainage sous radier et dans la visite des autres galeries. Les périodes de vidange étaient mises à profit pour effectuer les mesures d'auscultation topographique.

La loi de débit des fuites est complexe. En effet, plusieurs paramètres entrent en jeu : la charge hydros-tatique, la surface mouillée, les défauts locaux (fissures, joints) pouvant évoluer en fonction des contraintes hydrauliques. La figure 6 fournit la variation du débit total des fuites selon le plan d'eau.

Un calcul simplifié en perméabilité conduit à une perméabilité moyenne du revêtement de $1,6 \times 10^{-8}$ m/s. En fait, les débits des 17 collecteurs permettent de distinguer des différences importantes, selon les zones de la cuvette. La zone la plus fuyarde du C 13 est située en rive droite à l'amont de la prise d'eau, la moins fuyarde du C1 est située au centre de la rive gauche en face de la prise d'eau. La courbe des débits totaux de fuite montre au fil des essais un réel effet de colmatage dans les premiers essais qui s'est ensuite stabilisé après la vidange succédant au remplissage à la cote 1378. A noter également une forte augmentation du débit au collecteur 2, celui de la prise d'eau, pour un niveau voisin de 1381.

Après vidange nous avons détecté de nombreuses fissures sur la dalle de la tête de prise d'eau, cette dernière ayant probablement constitué un point dur sous le revêtement. Par contre, les réparations initiales exécutées avant la 1^{ère} mise en eau se sont parfaitement comportées.

Par ailleurs, le drain profond disposé en fond de fouille du terrassement de la cuvette comme le montre la figure 7 et les piézomètres, mesurés depuis la galerie de drainage, ont montré la parfaite étanchéité de la feuille PVC. A contrario, cuvette vide, on constate des débits du drain profond en corrélation étroite avec les précipitations météorologiques sur le bassin versant de la cuvette. L'auscultation des ouvrages comporte également la mesure des déformations des galeries des adductions amont, de la prise d'eau et de la galerie de drainage.

C'est la galerie de drainage qui a le plus tassé en son milieu, avec 72 mm pour la charge à 1385. A noter une certaine élasticité après vidange de l'ouvrage. Cette déformation est d'ailleurs homogène avec les déformations mesurées sur le radier de la cuvette après vidange (fig. 8).

Photographie 10 — Cuvette terminée lors de la mise en eau partielle de l'hiver 75/76.

Figure 5 — Essais de mise en eau. Remplissages successifs.

Figure 6 – Essais de mise en eau. Fuites totales du revêtement.

Pour ausculter les déplacements relatifs des dalles de revêtement les unes par rapport aux autres, 10 vinchons ont été disposés en fond de cuvette. La plus forte ouverture de joint est inférieure à 7 mm et ce mouvement est cohérent avec l'enfoncement du radier.

Avant la réalisation des remblais de la cuvette et de la digue, quatre cellules de tassement avaient été mises en place en fond de fouille, 2 sous le barrage, 2 sous la prise d'eau. Ces appareils assez rustiques ont donné des valeurs correctes, durant les tassements de consolidation à la construction (20 à 25 cm). Par contre, il semblerait que leur précision ne soit pas adaptée à la détection de mouvements plus faibles.

Enfin, l'auscultation de la cuvette est complétée par l'inspection du versant rive gauche au-dessus de l'ouvrage. Elle consiste en mesures de topographie et d'inclinométrie dans 6 sondages. Durant les essais de mise en eau, aucune déformation notable n'est à signaler sur ce versant rive gauche. La figure 9 fournit l'ensemble complet du dispositif d'auscultation.

Réparation du revêtement avant la mise en eau complète

Dans l'attente de la mise en service du deuxième groupe de l'usine et pour profiter des travaux d'injection complémentaire effectués dans la galerie en charge, un traitement du revêtement de la cuvette a été le suivant :

- 900 m de fissures ont été traitées au SIKAFLEX;
- la dalle de prise d'eau : après avoir traité les fissures au SIKAFLEX, les parties carrées ont été couvertes de bandes de caoutchouc Néoprène collées à l'Ex-poxy Sikadur. Puis, la totalité de la dalle a été recouverte de brai époxy armé de 2 couches de tissu de fibre de verre;
- enfin, dans les 3 zones les plus fuyardes (40 % des fuites environ), et à titre de test, nous avons calfaté les joints horizontaux, car nous pensions que c'était ceux qui avaient été les plus difficiles à réaliser. Le

Figure 7 – Barrage et retenue. Implantation du drain profond et du drain de prise d'eau.

Figure 8 – Déformations altimétriques de la galerie de drainage.

Figure 9 — Organisation de l'auscultation.

flexel de 24 mm d'épaisseur enlevé, le joint après brossage a été calfaté à froid par un produit BITUMASTIC à 2 composants pour 2 zones, par un produit ACCOPLAST U à 2 composants pour la 3^e zone.

La mise en eau de la cuvette est de nouveau intervenue depuis le début du mois d'octobre, permettant ainsi de démarrer les essais en turbine du deuxième groupe de l'usine. C'est dans la mesure où ce dernier sera opérationnel en turbinage qu'il sera possible de tester l'ouvrage à sa cote maximale. Cet essai permettra de définir s'il y a lieu ou non de pousser davantage les travaux de calfatage des joints.

D'ores et déjà, les premières mesures de fuite conduisent à un débit global analogue pour la cote de mise en eau 1385, mais avec une loi de débit quelque peu différente et une répartition différente entre les collecteurs. Il faudra probablement attendre l'inspection du radier de la cuvette à la prochaine vidange pour pouvoir analyser le phénomène.

Il est de toute façon prématuré aujourd'hui de vouloir tirer des conclusions définitives tant que l'ouvrage n'aura pas été testé à sa cote maximale. Nous pouvons

cependant espérer que les derniers tests confirmeront la bonne tenue du revêtement sous sa charge hydraulique maximale.

Bibliographie

- [1] LONGUEMARE R. — Aménagement de la Coche. *La Technique Moderne*, n° 3, mars 1973.
- [2] ROSSET F. — Le bassin supérieur de l'aménagement de la Coche. Numéro spécial pour le X^e Congrès des Grands Barrages de Madrid 1973.
- [3] GIGNOUX C. et HUG J. — L'aménagement hydroélectrique de la Coche et son usine souterrains de Ste-Hélène (Savoie). *Expomat Actualité*, décembre 1974 — février 1975.
- [4] DARVES R. et MERK P. — Le bassin supérieur de l'aménagement de la Coche. Exécution des Travaux. Numéro spécial pour le XI^e Congrès des Grands Barrages de Mexico. 1976.
- [5] Dispositifs de drainage, conception, auscultation, entretien, Groupe de travail du Comité Français des Grands Barrages. Congrès des Grands Barrages de Mexico 1976. Question 45. Rapport 12.

Discussion

Président : M. J. CABANIUS

M. le Président remercie M. GUILHOT et M. LONGUEMARE pour leurs exposés d'un grand intérêt du fait de leur actualité et des techniques très modernes mises en œuvre à la Coche. Il ouvre ensuite la discussion.

M. LEFEBVRE (Société du Canal de Provence) remarque que, dans certains réservoirs du même type que celui de la Coche – (ou pour assurer l'étanchéité du parement amont des barrages en enrochements), on a adopté des revêtements en béton bitumineux, réalisés en une ou deux couches. Dans les canaux ou réservoirs où la profondeur d'eau ne dépasse pas 10 à 15 mètres, on adopte souvent, dit-il, des dalles en béton de ciment non armé d'une surface de 25 à 35 m². Pour le réservoir de la Coche, on a choisi des dalles en béton armé avec des joints aussi souples que possible ; ce choix a été fait par les projeteurs d'E.D.F., après mûre réflexion, et nous avons eu l'occasion d'en discuter lors de leurs visites au chantier du réservoir du Vallon Dol, alors en construction (1970-1972) pour le compte de la Société du Canal de Provence. Le revêtement d'étanchéité de ce dernier ouvrage est réalisé en béton bitumineux ; on obtient ainsi des perméabilités 10 à 100 fois inférieures à celles obtenues avec les revêtements en béton de ciment (30 à 35 l/m² et par 24 heures à la Coche). Sur des centaines d'éprouvettes, prélevées in situ, dans les revêtements du Vallon Dol, nous avons obtenu des perméabilités de 10⁻¹⁰ m/s sur la surface des dalles et 10⁻⁹ m/s au droit des joints de celles-ci.

Quelle est, aujourd'hui, la doctrine admise en matière de revêtement en béton armé des parements amont de barrages en enrochements ou en terre ?

Il faut comparer des choses comparables, répond M. LONGUEMARE. Si comme au Vallon Dol, nous avions disposé d'une fondation rocheuse, nous aurions adopté sans hésitation un revêtement "noir". Mais, à la Coche, les risques de tassement nous ont fait éliminer cette solution et des dispositions ont été prises pour mesurer l'intégralité des fuites. Il n'en est pas toujours ainsi, d'ailleurs au Vallon Dol, comme l'a signalé M. LEFEBVRE, les fuites qui gagnent la fondation rocheuse karstique, échappent à l'auscultation. Dans les canaux comportant de longues digues en remblais, les fuites sont toujours mesurées dans le collecteur de drainage de ces dernières et on ne peut qu'estimer celles qui s'infiltrèrent à travers la fondation. Enfin, à la Coche, les eaux ne contiennent pas de limons et on sait le rôle important de ces derniers dans le colmatage des canaux de la Durance.

Sur une question de M. FRANCOIS, M. LONGUEMARE indique :

1) que pour l'instant, grâce aux précautions prises – notamment pour éviter l'action des rayons ultraviolets et les déchirures – la feuille d'étanchéité en toile PVC a bien joué son rôle ;

2) le prix de cette feuille d'étanchéité, y compris la pose, est de l'ordre de 26 F le m².

Au seul point de vue de la perméabilité du système, observe M. de CAZENOVE, plus les drains sont serrés, plus l'épaisseur du béton drainant peut être faible ; mais, sans doute, d'autres contraintes conduisent-elles à adopter une certaine épaisseur minimale.

En effet, répond M. LONGUEMARE, à la Coche, il était difficile, pour des raisons de mise en œuvre, de réaliser des couches plus minces. Si on a truffé le béton drainant de drains crépinés de 50 mm de diamètre, espacés de 6 mètres suivant la plus grande pente, ce n'est pas seulement pour augmenter la perméabilité mais pour accélérer la détection des fuites par le système de contrôle ad hoc.

Quelles considérations ont dicté le découpage en dalles – de 12 mètres de large et 50 mètres de long – du revêtement en béton du bassin ? demande M. LEFEBVRE.

Le module de l'ordre de 12 mètres résulte de l'expérience acquise notamment sur les revêtements en béton armé des barrages du Pont des Chèvres et des Fades, répond M. LONGUEMARE. Pouvaient-on réaliser des dalles de 100 m de long, afin de réduire l'importance des joints horizontaux, source fréquente des fuites ? Malgré la nouvelle technique "Bary-Cooke", évoquée au récent Congrès de Madrid, nous n'avons pas voulu prendre ce risque.

M. JEANPIERRE rappelle que l'on connaît de grandes dalles sans joints – comme celles du barrage d'IRIL-EMDA – qui sont étanches ; la fissuration des dalles est liée au pourcentage d'armatures qu'elles comportent. Il poursuit ensuite :

Sans rien enlever aux éléments apportés par M. LONGUEMARE, je voudrais ajouter que, si la décision était à prendre maintenant, on réexaminerait sérieusement la question de la variante offerte par le béton bitumineux. Il est, en effet, un peu décevant de mesurer des fuites qui, sans être inacceptables, sont tout de même sensibles en dépit de l'ampleur et du coût des précautions prises. Néanmoins, il subsisterait deux arguments de poids en faveur du béton de ciment :

1) Les conditions climatiques sont dures : altitude, pluie, hivers très longs, etc. or, on ne fait pas un bon masque bitumineux sous la pluie ;

2) La cuvette est dominée par des rochers "Le bétaplan" dont la stabilité peut préoccuper et vis-à-vis desquels on a voulu prendre des précautions. Bien que ce soit peut être discutable, on a admis qu'un revêtement en béton armé résisterait mieux à la chute d'un bloc qu'un revêtement bitumineux.

M. LEFOULON intervient, ensuite, en ces termes :

Je me permettrai simplement de rappeler qu'une manière de réaliser ou de parfaire l'étanchéité d'un canal ou d'une cuvette est d'y faire circuler une eau chargée, soit de limon, soit de bentonite. Nous l'avons pratiquée, il y a bien longtemps, pour des réserves dans le Vercors et l'avons tout naturellement constatée sur les canaux de dérivation du Rhin où l'étanchéité était réalisée en moins de 48 heures par des eaux très colmatantes.

Je pense qu'il serait intéressant de faire un essai sur la cuvette de la Coche en chargeant pendant quelques jours l'eau pure qui alimente le bassin et en observant le résultat ainsi obtenu.

Actuellement, répond M. LONGUEMARE, le réservoir est alimenté par les eaux très pures provenant des galeries d'amenée et par les eaux pompées dans l'Isère ; les matières en suspension contenues dans ces dernières sont trop fines pour avoir un pouvoir colmatant notable. Nous fondons quelque espoir sur l'aduction prochaine des eaux de l'Eau Rousse et du Nant Brun dont la couleur est très prononcée et qui pourraient amorcer le processus de colmatage évoqué par M. LEFOULON.

M. POST (Bureau Coyne et Bellier) pose les deux questions ci-après :

1) Est-ce que les fuites proviennent de défauts d'exécution, de défauts d'enrobage des joints ou de fissurations qui auraient pu se produire depuis ?

2) Est-il possible de faire la part des différentes causes de ces fuites ?

Pour le moment, répond M. LONGUEMARE, on n'a pas encore pu faire l'analyse des différentes fuites et de la loi de

variation de leur débit, déduite des 5 premiers essais. Lors des relevés récents, effectués au mois d'Octobre, la retenue étant à la cote 85, on a obtenu une loi de débit différente. Pour tenter d'expliquer ce fait, il faudra voir comment se sont comportées les fissures qu'on a traitées, s'il y a des nouvelles fissures, de nouveaux tassements, voir si les dalles ont bougé, etc.

Vous avez dit, observe M. POST, que vous aviez limité à 45 m la longueur sans joint suivant le rampant parce que vous n'avez pas voulu prendre de risques en adoptant les dispositifs utilisés par Bary-Cooke et d'autres, sur des parements amont de barrage. En fait, on peut se demander si, sur le plan des fuites, vous ne preniez pas plus de risques en multipliant les joints horizontaux. D'autre part, il ne faut pas oublier que la technique moderne des parements amont en béton armé conduit à ferrailer beaucoup plus que vous ne l'avez fait. Dans des barrages, tel celui de Cethana dont il a été question au Congrès de Madrid (C.I.G.B. 1973), le taux de ferrailage varie entre 0,5 et 1 % suivant les zones (dans chaque direction).

Après avoir précisé que le taux de ferrailage des dalles de la Coche est en moyenne de 4 p. 1 000, M. LONGUEMARE rappelle que certaines dispositions adoptées sont liées aux conditions difficiles de mise en œuvre sur un chantier à 1 400 mètres d'altitude, à la merci d'hivers précoces ne permettant que de courtes campagnes de travaux.

Dans la construction des pompes-turbines, il a été fait un assez large emploi d'aciers inoxydables de diverses nuances. Quel est le degré d'agressivité chimique ou physique de l'eau ? demande M. BEDUCCI (Hydroart, Milan).

Du point de vue chimique, répond M. GUILHOT, l'eau est presque neutre (légèrement calcaire), mais nous avons une connaissance très imparfaite de la quantité de matières en suspension dans l'eau ; M. LONGUEMARE a dit qu'elle devait être faible et de nature peu abrasive.

Cependant, ainsi que vous l'avez souligné, nous avons fait un ample usage d'aciers inoxydables parce que ces machines sont difficiles à démonter ; seule, la première roue du bas est facilement accessible. Aussi, pour éviter des difficultés d'exploitation, nous avons très largement utilisé l'inoxydable afin d'être à l'abri d'une abrasion dont nous ne sommes absolument pas certains.

M. le Président souligne le fait que le volume de l'usine souterraine par kilowatt installé est particulièrement faible et constitue une manière de record du point de vue économique ; à ce propos, il pose les questions suivantes :

N'est-on pas allé trop loin dans ce sens ?

Nos amis de la Production Hydraulique, chargés d'exploiter l'usine, sont-ils tout à fait d'accord avec les Maîtres d'Œuvre sur ce point ?

M. GUILHOT résume, comme suit, son opinion :

Je pense que les chiffres auxquels nous sommes arrivés

pour l'usine de Sainte-Hélène constituent vraiment une limite. Le volume de l'usine et la surface de la plage de montage sont suffisants quand tout se passe normalement. Mais, nous-mêmes, au cours des montages, nous avons été les premiers gênés par l'exiguïté de l'usine dans la mesure où, pour différentes raisons, l'arrivée de différents éléments de machines n'a pas suivi le planning prévu ; cela nous a obligés à certaines acrobaties. En exploitation, on peut espérer qu'il n'y aura pas plusieurs machines en démontage en même temps ; par conséquent, théoriquement, la place qu'on a laissée est suffisante ; mais je crois qu'il ne faudrait pas aller plus loin. Puisque l'usine n'est pas en exploitation normale, il est peut-être un peu tôt pour répondre à la question posée. Malgré tout, je crois que nous sommes arrivés à un compromis raisonnable.

M. le Président clôt la discussion et tire, comme suit, la conclusion de la séance :

Je remercie les différents Conférenciers ainsi que l'assistance attentive et nombreuse de cette séance.

Permettez-moi de la terminer sur un mode quelque peu philosophique. Vous avez entendu d'une part, un exposé très intéressant sur un aménagement hydroélectrique qui est le plus important du monde et qui conduit à des prix du kilowatt heure extraordinairement bas et compétitifs sous la seule réserve qu'il soit réalisé et que l'énergie ainsi disponible soit utilisée. A l'extrême, pourrais-je dire, vous avez entendu un exposé sur l'aménagement de la Coche – en territoire français – qui m'a paru un peu coûteux, bien que je sois persuadé qu'il est rentable.

Si l'on imaginait deux sociétés anonymes qui se chargeraient l'une de la construction de l'aménagement de la Coche, l'autre de l'aménagement d'Inga, laquelle ferait la meilleure opération ?

Dans le contexte où se trouvent, aujourd'hui, ces deux aménagements, je crois tout de même que ce serait la société chargée de l'aménagement de la Coche. Pour une raison très simple : c'est que la Coche est située dans un secteur où l'énergie peut être consommée instantanément, alors que, malgré les perspectives d'avenir, l'aménagement d'Inga se situe dans une région où l'énergie est très difficile à placer. La construction de la ligne de 1 800 km qui va d'Inga au Shaba coûtera, je crois, 600 ou 700 millions de dollars ; elle transportera quelques centaines de Mw. Lorsqu'on additionne le coût de l'aménagement proprement dit et celui du transport – car il faut bien amener le courant aux lieux de consommation – on arrive à des prix de revient du kwh qui sont actuellement peu compétitifs. C'est pourquoi, si j'avais le choix entre les deux secteurs, je crois que, malgré son coût élevé, je préférerais m'occuper de la Coche : ce sera là ma conclusion.

Aux bornes de l'usine d'Inga II, précise M. Francou, l'énergie pourrait être vendue à un prix voisin du quart de celui pratiqué en Europe ; mais le transport de cette énergie au Shaba revient, actuellement, à environ trois fois le prix au départ de l'usine.

Abstract

Sealing arrangements for the high-level reservoir in the La Coche water power scheme

Special design and implementation problems for the reservoir are discussed, together with its behaviour during initial filling stages and subsequent additional sealing operations.

Reasons for sealing the whole reservoir :

Though the site topography would have been ideal for a pump station ($L/H = 3$), its foundation material, however, consisting of landslide rubble and very permeable moraines overlying Trias formations sandwiched-in between sheets of "Tarentaise" calcareous breccia made it necessary to line the whole reservoir fully watertight, plus providing sealing arrangements underneath the drainage system to allow close monitoring of leakage rates. Considering the difficulty of providing this type of lining and the risk of serious trouble in the event of major settling of the foundations, the use of bituminous concrete and pitch-vinyl compounds was ruled out. Instead, it was decided to rely on reinforced-concrete slabs with waterstop joints (Fig. 2) for the main sealing arrangements. Suitable deep-

sealing arrangements were determined by tests with two polyester or polyamide felts hot-rolled in an asphalt bath, and with a 1 mm PVC membrane reinforced with corrugated nylon fabric. The latter was finally adopted because of its lower cost.

The reservoir was sealed on completion of excavation work in 1974 and 1975.

An indication of sealing efficiency was obtained by measurement of the following during initial reservoir-filling tests :

- a) Variation of the overall leakage rate (see Fig. 6)
- b) Settling of drainage and instrumentation tunnels (see Fig. 8).

Reservoir basin instrumentation is illustrated in Figure 9. Since the reservoir has not yet been tested under its full head, no final conclusions can be drawn, but the final tests are expected to confirm the efficiency of the sealing arrangements provided for.