

# Le parc des barrages Français en maçonnerie - Techniques de reconnaissance et de confortement

*French masonry dams: synthesis on investigation and rehabilitation technics*

Paul Royet<sup>1</sup>

Irstea, Aix-en-Provence, paul.royet@irstea.fr

Frédéric Laugier

EDF-CIH, Chambéry, frederic.laugier@edf.fr

Nathalie Rosin-Corre

Tractebel Engineering - Coyne et Bellier, agence de Lyon, nathalie.rosin-corre@gdfsuez.com

Pierre Agresti

Artelia, Grenoble, pierre.agresti@artelia.fr

Akim Salmi

ISL, Montpellier, salmi@isl.fr

## MOTS CLÉS

Barrages poids, Maçonnerie, Etanchéité, Drainage, Stabilité

## RÉSUMÉ

*Sur les décennies récentes, de nombreux barrages en maçonnerie ont fait (ou font) l'objet d'importants programmes de reconnaissance et de travaux. Dix ans après la communication présentée au congrès CIGB de Montréal, la présente communication a pour objectif d'actualiser les informations sur le parc des barrages français en maçonnerie, les pathologies rencontrées, les techniques de reconnaissance mises en œuvre, les travaux de confortement entrepris et leur retour d'expérience.*

*S'appuyant sur quelques exemples qui sont décrits plus en détail, la communication a pour objectif d'en titrer des conclusions et tendances de portée générale.*

## ABSTRACT

*On recent decades, important programs of investigation or rehabilitation works have been (or are) undergone on many masonry dams. Ten years after the communication presented at the ICOLD congress in Montreal, this paper aims to update the information on the park of French masonry dams, pathologies encountered, investigation techniques implemented, the reinforcement work undertaken and their experience feedback. Relying on few examples which are described in more details, this paper aims to draw conclusions and trends of general scope.*

---

<sup>1</sup> Auteur correspondant

## 1. INTRODUCTION

Les barrages en maçonnerie représentent la grande majorité des barrages construits en France pendant le 19<sup>ème</sup> siècle et le début du 20<sup>ème</sup> siècle. L'analyse historique des évolutions dans leur conception, des désordres subis par ces ouvrages et des techniques de réparation adoptées est riche d'enseignements pour les exploitants et pour les ingénieurs qui sont confrontés au diagnostic ou à la maintenance de tels barrages.

Reprenant et complétant une précédente synthèse qui avait été réalisée en 2003 [13], nous avons réalisé un inventaire, que nous espérons exhaustif, des 70 barrages français en maçonnerie construits avant 1950. Leur liste est donnée au tableau 1, avec un classement par année d'achèvement de la construction. Les renseignements figurant dans le tableau sont : la hauteur sur fondation, le type de profil et la classe du barrage, le fruit global au niveau de la fondation (défini comme le rapport de la largeur à la base sur la hauteur d'eau au niveau normal d'exploitation), le propriétaire ou concessionnaire actuel, les travaux anciens de confortement ou de rehaussement, le(s) bureau(x) d'études ayant réalisé le diagnostic récent et/ou l'EDD du barrage, les désordres et problèmes constatés, et les réparations entreprises.

Les désordres les plus fréquents sont classés ainsi :

- défaut d'étanchéité : pour la maçonnerie - pour la fondation ;
- évacuateur de crues : sous-dimensionnement - dégradation ;
- stabilité insuffisante.

Les interventions les plus courantes sont également indiquées avec la date d'exécution :

- injections dans la maçonnerie, dans les fondations ;
- étanchement amont, par enduit, rejointoiement ou membrane ;
- autres réparations : confortement par remblai aval, amélioration de l'évacuateur de crues ou de la vidange, drainage, tirants actifs ;
- ainsi que l'installation d'un dispositif d'auscultation ou son renforcement.

La réglementation française, concernant le contrôle et la surveillance des barrages en service, s'appuie sur un décret de décembre 2007 qui remplace et complète une circulaire datant du 14 août 1970. Entre autres prescriptions, la réglementation a institué une révision spéciale des barrages présentant des insuffisances au regard de l'état de l'art. C'est ainsi que dans les quarante dernières années la plupart des vieux barrages en maçonnerie ont fait l'objet de diagnostics complets et, le cas échéant, de travaux de confortement. Ces diagnostics et travaux ont souvent été menés à l'occasion des revues de sûreté décennales, incluant un examen technique complet - ETC, imposées par la réglementation tous les 10 ans pour les barrages de classe A, ou bien suite aux études de danger (EDD) obligatoires désormais pour les barrages de classes A et B. La vidange partielle ou totale qui accompagne l'ETC est propice à une bonne observation et à d'éventuels travaux sur le parement amont.

## 2. HISTORIQUE DES BARRAGES FRANÇAIS EN MAÇONNERIE

Bien avant l'élaboration des théories, Perses et Romains ont construit dans l'antiquité des barrages en terre et en maçonnerie. Des vestiges romains en Turquie montrent des murs arqués successifs en maçonnerie intercalés avec des remblais argileux.

Le plus ancien barrage européen en maçonnerie semble être celui d'Alcantarilla en Espagne (2<sup>ème</sup> siècle avant J.C.) actuellement en ruine [9] et le plus ancien encore en service est probablement Proserpina près de Mérida en Espagne (2<sup>ème</sup> siècle après J.C., H = 12 m). Tous deux furent conçus avec un remblai butoir important à l'aval ce qui permettait au mur maçonné d'être mince (maximum 5 m à la base). On retrouve cette conception au barrage de Saint Ferréol, qui est le plus ancien grand barrage français encore en service. Achievé en 1672 pour l'alimentation du Canal du Midi, de 35 m de hauteur, il est constitué d'un mur épais en maçonnerie buté sur un remblai aval et comporte également un remblai amont pour assurer la stabilité à la vidange [8].

Parallèlement, des barrages en maçonnerie sans remblai virent le jour, en général assez massifs et avec contreforts, surtout lorsqu'ils n'étaient pas arqués. C'est la génération de Paty (1766, H = 16,5 m, rehaussé en 1870 à 20 m), puis Lampy (1782, H = 17 m), Chazilly (1837, H = 26 m), Grosbois (1838, H = 29 m). Des désordres importants du type lézardes sur les parements ou mouvements décimétriques d'ensemble ont en général conduit à renforcer la structure par des contreforts à l'aval, rapidement après la mise en eau. Le barrage du *Paty* a été renforcé plus récemment par une butée de pied aval en béton. Ces premiers barrages massifs sont classés en type 1 (Fig. 1).

Enfin, un troisième type de barrage ancien en maçonnerie est constitué par les ouvrages dont la stabilité est essentiellement assurée par l'effet voûte. Le premier barrage voûte en maçonnerie semble être celui de Kebar en Perse (14<sup>ème</sup> siècle avant J.-C., H = 26 m, épaisseur = 9 m à la base et 6 m au couronnement), tandis que le plus ancien barrage voûte construit en France est, semble-t-il, celui de Glanum (Saint Rémy de Provence) qui date de l'époque romaine (H = 13 m, épaisseur uniforme = 1,5 m environ). On peut rattacher à cette filiation l'ancien barrage de Saint Saturnin d'Apt (1835, H = 10 m, largeur à la base = 3 m) et le barrage Zola (1854, H = 36 m) qui, à l'époque, était le plus haut barrage voûte en maçonnerie au monde.

Vers 1850, les recherches de MM. de Sazilly et Delocre ont conduit à proposer des profils poids plus élancés, utilisant de la matière mieux répartie et en moins grand volume. C'est l'apparition du profil "d'égal résistance" publié en 1853 dans les Annales des Ponts et Chaussées : le "taux de fatigue" de la maçonnerie est égal à l'amont à retenue vide et à l'aval à retenue pleine. Les parements amont et aval, inclinés et concaves confèrent aux ouvrages un profil "creux" (profil type 2). Les contraintes de compression sont très modérées : 600 à 800 kPa. Pour ces barrages, outre le fruit global sur fondation, on peut définir un fruit minimum, mesuré au droit du creux du profil.

Le premier barrage de ce type est le Gouffre d'Enfer (appelé aussi le Furens) (1866, H = 55 m) qui protège Saint-Etienne des inondations. A la suite, sont construits les barrages du Ternay, de la Rive, de la Mouche, tous avec un profil concave à l'aval et un fruit global en général supérieur à 0,7. Au barrage de Chartrain (1892, H = 55 m) apparaît pour la première fois la condition de non traction en pied amont. La contrainte admissible de compression est portée à 1,1 MPa.

A la même époque certains barrages sont construits avec un profil vertical à l'amont et sensiblement rectiligne à l'aval, mais avec un fruit global de l'ordre de 0,6 à 0,7 (profil type 3) : la Bourne, Pas de Riot, Cennes-Monesties, Sault et Bouzey. Survint alors le 27 avril 1895 la rupture catastrophique du barrage de Bouzey, par renversement de la partie centrale au-dessus d'un plan de fracture sensiblement horizontal. Ce plan se trouve à la limite supérieure du massif de confortement construit après qu'un glissement d'ensemble sur la fondation ait été constaté. Dans la catégorie des barrages à profil de type 3, Bouzey est celui où le fruit minimum mesuré dans le creux du profil a la valeur la plus faible : 0,52.

Suite à cette rupture, Maurice Lévy a été le premier à attirer l'attention sur l'effet des pressions "ascendantes" résultant de la pénétration et du cheminement de l'eau dans le corps du barrage, lors d'une communication à l'Académie des Sciences en 1895. Les barrages les plus importants ont alors été recalculés. Certains ont été abandonnés, tel l'ancien barrage poids voûte de Saint Saturnin d'Apt (1835), noyé dans la retenue du barrage reconstruit à l'aval immédiat en 1900 (H = 16,4 m). Certains ont été confortés par un remblai aval : Alfeld en 1897, Altenweiher en 1898, Lauch en 1902.

D'autres ont été confortés vers 1900 par des masques de Maurice Lévy permettant de ramener à zéro les sous-pressions dans tout le corps du barrage : Settons, la Mouche, Ban de Champagne. La solution du masque a aussi été appliquée pour plusieurs barrages neufs construits à cette époque : Martinet (1904, H = 14 m), Bouillouse (1910, H = 25 m), St Sermin (1921, H = 18 m). D'autres barrages ont par contre été oubliés, comme le barrage déversant de la Bourne achevé en 1870, recalculé vers 1910, sans que le projet de diminuer sensiblement la charge en cas de crue ne soit réalisé.

Les barrages construits après 1900 ont bénéficié des méthodes de calcul prenant en compte les règles de non-traction en pied amont et la présence de sous-pressions. Cela s'est traduit par des profils triangulaires à parements en général rectilignes, souvent inclinés à l'amont et dont le fruit amont + aval est au minimum de 0,8 (barrage de Cotatay 1905, H = 45 m) et au maximum de 1,1 (barrage de Charpal construit en 1932, H = 29 m) (profil type 4).

La dernière génération des barrages français en maçonnerie se caractérise par l'introduction du drainage interne et en fondation avec des galeries dans le corps de l'ouvrage (profil type 5). C'est le cas du barrage de Caillaouas (1940), du barrage de Bissorte haut de 60 m construit en 1936 et du barrage de Gnioure haut de 70 m achevé en 1949.

Le barrage de Gnioure construit au lendemain de la seconde guerre mondiale a été le dernier grand barrage français en maçonnerie (encore que le terme de béton cyclopéen soit souvent employé pour décrire le matériau du corps de ce barrage). Depuis quelques années, le béton avait déjà pris le relais avec les barrages d'Eguzon (1926), de Grande Rhue (1927), du Sautet et du Chambon (1934).

A l'issue de cette revue historique, on peut donc proposer la définition suivante pour un barrage en maçonnerie : barrage dont les parements sont constitués de maçonnerie de pierres taillées et/ou appareillées jointoyées au mortier de chaux ou de ciment et dont la partie intérieure est constituée d'un remplissage de pierres et de liant en proportions variables. Si l'on peut se faire visuellement une très bonne idée sur l'état de la maçonnerie des parements, on doit être conscient que cela ne préjuge pas de la perméabilité du parement et que ce n'est absolument pas représentatif du remplissage du corps du barrage, que ce soit pour les dimensions des

pierres (qui peuvent être très variables), leur qualité (les meilleures pierres ayant été réservées aux parements), la qualité du mortier (le cas échéant moins dosé en liant) et enfin sur la proportion mortier/pierres (plus élevée pour le remplissage interne). Ce point est développé au §4.1.

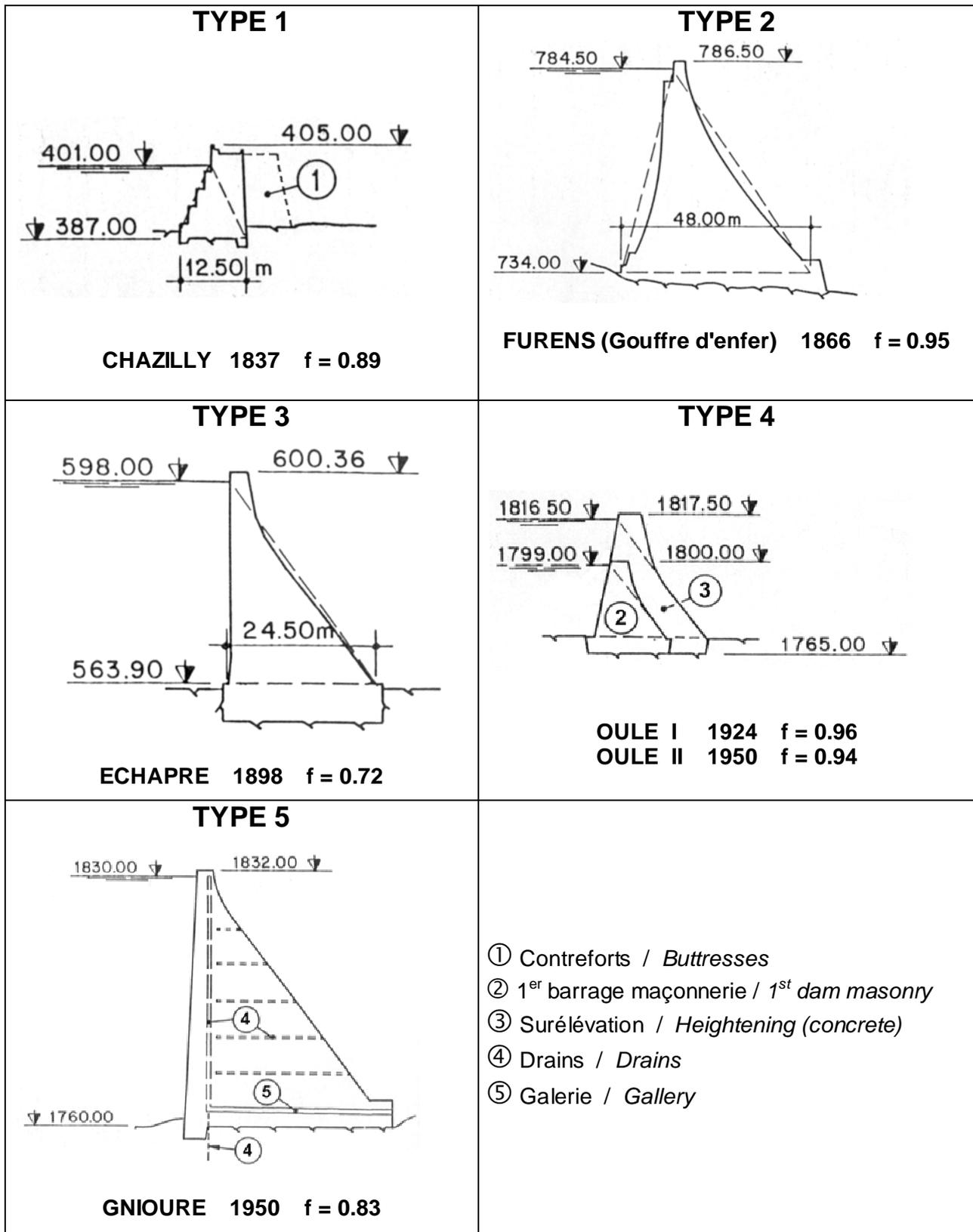


Figure 1 - Evolution des profils types des barrages français en maçonnerie

### 3. PROGRES RECENTS SUR LES TECHNIQUES DE RECONNAISSANCE

Avant de décrire quelques techniques récentes, leur apport potentiel au diagnostic et leurs conditions de mise en œuvre, rappelons un point essentiel concernant les sondages carottés, lesquels sont pratiquement toujours la base de la reconnaissance des barrages existants. Ces sondages permettent en particulier :

- de prélever des carottes de maçonnerie pour examen visuel et essais de laboratoire ;
- de calibrer puis de réaliser des investigations in-situ (voir ci-après) ;
- de les équiper pour la mesure de piézométrie.

Trop souvent, la qualité des forages n'est pas au rendez-vous, avec comme résultat une appréciation de la qualité des maçonneries qui évolue au gré des campagnes successives de reconnaissances, comme on a pu le voir, par exemple, sur les barrages du *Lampy* ou de *Chazilly*.

Les reconnaissances les plus récentes sur ces deux barrages permettent de mieux apprécier les conditions permettant d'obtenir des carottes de qualité. Dans les maçonneries, on recommande des diamètres de foration supérieurs à 110 mm (116 mm sur *le Lampy*, 146 mm sur *Chazilly* et *Pont-et-Macène*). L'usage du carottier triple est recommandé. Les vitesses d'avancement et les pressions d'injection du coulis de forage doivent être plafonnées. Des valeurs seuils de 10 m/j et 2 bars ont été retenues sur *Chazilly* et *Pont-et-Macène*. Toute observation particulière pendant la réalisation des forages (en particulier résurgences, pertes d'eau, modification de la piézométrie, chute d'outil, ...) est à noter et à analyser. Un suivi régulier, voire quasi-permanent, par le maître d'œuvre est bien sûr essentiel.

Ces dispositions ont une incidence importante sur les coûts des forages carottés, mais sont la condition de reconnaissances fructueuses.

#### 3.1 Mesure in situ de densité par gammagraphie

Sur le barrage du *Lampy*, une mesure continue de densité en forage a été réalisée au moyen d'une sonde émettant des rayonnements gamma. Cette opération nécessite en préalable la réalisation d'un forage destructif de petit diamètre (environ 63 mm). Le forage doit bien « se tenir », afin d'éviter de bloquer la sonde ; dans le cas contraire, un tubage est envisageable mais il peut conduire à une altération de la mesure.

Le rayon d'investigation est de l'ordre du mètre et variable selon la densité du matériau traversé. L'interprétation des mesures nécessite obligatoirement un recalage sur des mesures de densité en laboratoire. Le recalage peut être fait sur les densités des maçonneries mais également sur la densité de la fondation (généralement moins variable). Les points de calage doivent être choisis à partir de l'observation des carottes afin de privilégier les meilleurs échantillons (taux de récupération maximaux et carottes de qualité). Il subsiste encore une interrogation sur les fluctuations des résultats selon que la mesure est réalisée sous ou au-dessus du niveau d'eau dans le forage. Les écarts mesurés n'ont pu totalement être expliqués par les variations de densité des maçonneries en fonction de leur saturation.

#### 3.2 Imagerie en forage

L'imagerie en forage est une technique désormais classique et de faible coût qui permet d'obtenir une vision de la maçonnerie en place, et donc de s'affranchir du biais que l'on a sur les carottages, éventuellement endommagés lors de l'exécution du forage.

Cette technique a été utilisée en 2010 à *Ste-Engrâce*. Ce barrage de type 4 (H=32 m) construit en 1916 a été surélevé en 1953 par une voûte en béton à crête déversante. En 2010, l'imagerie à l'intérieur de 3 forages verticaux longs de 20 à 40 m a permis de mieux connaître la constitution de la maçonnerie de remplissage et de détecter des traces d'oxydation provenant probablement d'armatures de liaison entre la partie d'origine en maçonnerie et la surélévation en béton.

A *Dardennes* en 2013, deux sondages de 25 m ont été inspectés de cette manière pour définir, en fonction de la nature et de l'état de fracturation des matériaux, où effectuer des essais dilatométriques in-situ (voir §3.3).

Si le forage se tient, l'imagerie optique de forage de nouvelle génération permet d'obtenir une vision d'une grande qualité du cœur de l'ouvrage. L'appareillage comprend un ensemble de lentilles, une caméra vidéo numérique très haute définition et un système d'éclairage performant. Le log de l'image est fourni orienté et déroulé. Mise en œuvre sur le barrage du *Lampy* dans des forages de 116 mm, cette technique a permis de visualiser finement la qualité des maçonneries. Les logs ont été fournis à l'échelle 1/1.

L'imagerie de paroi permet également de déterminer de manière assez fine les fracturations (taille, direction) présentes dans la masse du béton ou le rocher de fondation. C'est également un outil précieux pour apprécier qualitativement le contact béton-rocher et notamment la qualité du collage de ce contact.

Enfin, les progrès récents dans les traitements d'image permettent une analyse quantitative géométrique des différents facies, y compris les vides. Il est par exemple assez intéressant de réaliser un log vidéo avant / après injection pour qualifier l'efficacité de ces dernières. Le barrage de la *Balme de Rencurel* (38) a fait l'objet en 2008 de ce type d'analyse dans le cadre des plots d'essai d'injection (Fig. 2).

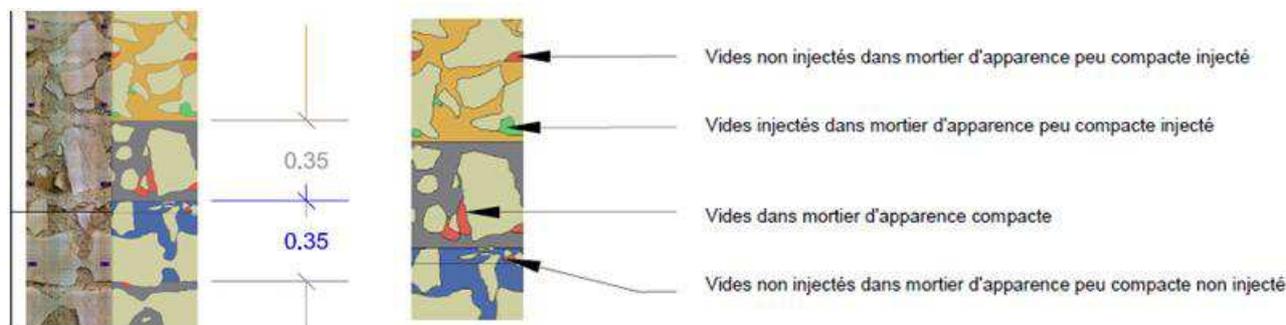


Figure 2 - Rendu type de log vidéo avec interprétation après une injection du corps de barrage

### 3.3 Dilatomètre

Cette technique consiste à introduire une sonde à l'intérieur d'un forage. La sonde est ensuite mise en pression par paliers, ce qui permet de mesurer le module du milieu environnant. Cette technique a été utilisée en 2013 dans la maçonnerie du barrage de *Dardennes* à raison de 7 essais entre 5 et 20 m de profondeur dans deux forages verticaux de diamètre 101 mm. Les essais ont été réalisés suivant la norme XP P 94-443-1 avec trois cycles de chargement-déchargement de pression maximale respectivement de 2, 3,5 et 5 MPa et des paliers de pression maintenus entre 1 et 3 minutes en fonction de l'évolution du déplacement des capteurs. On trouvera d'autres exemples récents dans [16].

### 3.4 Géophysique (tomographie sismique)

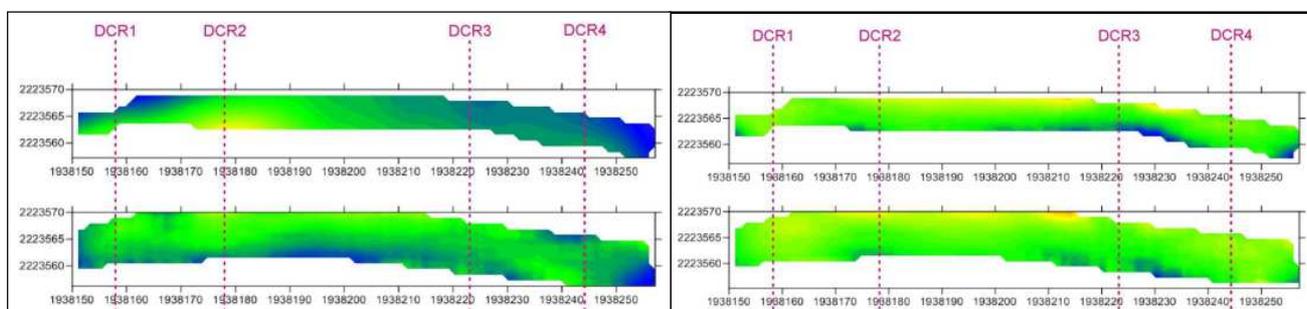
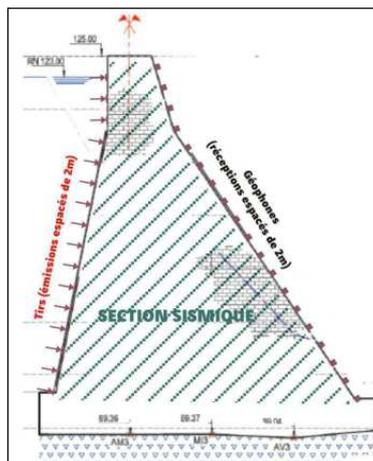
Le terme tomographie vient du grec (tomos : coupe, graphein : écrire). La tomographie sismique sert à mettre en évidence des variations des propriétés mécaniques des matériaux traversés par les ondes sismiques. Le principe en est le suivant : des ondes sismiques de compression P et de cisaillement S sont générées par des sources sismiques situées dans un forage ou contre le parement du barrage. Les temps d'arrivée de ces ondes aux récepteurs en forage ou en parement sont mesurés. Cette opération est répétée pour différents profils. Connaissant la localisation des récepteurs et des émetteurs, donc les longueurs de parcours, on reconstruit par le calcul la distribution des vitesses de propagation des ondes P et S selon différentes coupes du barrage.

Les vitesses de propagation des ondes P ( $V_p$ ) et S ( $V_s$ ) sont directement liées au module d'Young ( $V_p$ ) et au module de cisaillement ( $V_s$ ) du matériau traversé. Des vitesses élevées caractérisent des modules élevés.

Les variations de ces vitesses permettent de détecter les hétérogénéités du matériau, en termes de densité et de fracturation. La propagation des ondes S est plus sensible aux hétérogénéités et aux discontinuités du milieu que les ondes P.

Le barrage de *Dardennes* a fait l'objet en 2012 d'une campagne de reconnaissance géophysique par tomographie sismique en vue de détecter d'éventuelles anomalies dans la maçonnerie et en partie superficielle de la fondation. La méthodologie suivie est en accord avec le Code de Bonne Pratique de l'Association pour la qualité en Géophysique Appliquée (AGAP). Les mesures ont été réalisées entre le parement amont (émission) et le parement aval (réception) du barrage. Les sources sismiques (détonateurs électriques) et les géophones, espacés de 2 m, étaient situés selon 8 profils verticaux espacés de 15 m. On comptait 3 à 5 profils d'émission pour 1 profil de réception, soit 35 sections tomographiques au total. Des capteurs verticaux (fréquence 4,5 à 10 Hz) et horizontaux (fréquence 8 à 10 Hz) ont été utilisés de manière à mesurer la vitesse des ondes de cisaillement en sus de la vitesse des ondes de compression. Ces reconnaissances ont été réalisées sans abaissement de la retenue. Les résultats sont illustrés par des coupes horizontales de vitesse de propagation des ondes P et S (Fig. 3). Les tomographies sismiques en ondes P et S témoignent d'une maçonnerie relativement homogène et sans anomalies significatives susceptibles d'être liées à des hétérogénéités importantes. Les coupes obtenues pour les vitesses des ondes P dans la maçonnerie de pierres calcaires sont comprises entre 3000 et 4500 m/s, à comparer aux vitesses classiquement obtenues

dans les calcaires entre 3500 et 6000 m/s. Pour les ondes S, les vitesses dans la maçonnerie sont comprises entre 1500 et 2500 m/s, à comparer à des vitesses dans les calcaires entre 2000 et 3300 m/s. Les matériaux traversés ont été ainsi jugés de qualité correcte. La diminution des vitesses  $V_p$  ou l'augmentation des vitesses  $V_s$ , constatée localement, pourrait être liée à des variations de la constitution de la maçonnerie (pierres, joints) ou de la qualité des matériaux dans ces zones.



**Figure 3**– Coupe verticale du barrage avec implantation des profils émetteur/récepteur - Coupes horizontales du barrage et cartographie des vitesses de propagation des ondes P (compression) et S (cisaillement) à la cote de RN (haut) et RN-3,60 m (bas).

Si les résultats de la tomographie sismique se sont avérés intéressants dans l'exemple ci-dessus, il n'en a pas été de même au barrage du *Lampy*, où les investigations entreprises en 2012 n'ont pas donné satisfaction. En particulier, les tomographies réalisées selon des plans horizontaux entre le pied amont et le pied aval du barrage se sont avérées très difficiles à interpréter, pour deux raisons potentielles :

- la géométrie complexe du barrage avec la présence de contreforts massifs qui font qu'un modèle géométrique 2D n'est pas adapté ;
- la forte hétérogénéité, et à toutes des échelles, de la fondation, qui rend, là aussi, le modèle numérique d'inversion très difficile à caler.

### 3.5 Essais Lugeon basse pression

La perméabilité des maçonneries est par nature anisotropique et liée à des chemins d'eau préférentiels (zones de mortier altéré, fissures) ce qui tend à rapprocher leur comportement hydrodynamique de celui d'un milieu rocheux. A ce titre, il est apparu intéressant de mettre en œuvre, en l'adaptant, un essai dédié à ce type de milieu : l'essai Lugeon. Les pressions doivent être limitées afin de ne pas endommager les maçonneries.

Des essais Lugeon basse pression ont été tentés sur le barrage de *Pont et Macène* et *Chazilly* pour caractériser la variabilité de la perméabilité du barrage. Les pressions ont été comprises entre 2 et 3 bars (soit environ 50% de la pression de confinement). Les résultats n'ont pas été totalement concluants en particulier du fait de la grande difficulté de maintenir des paliers de pression avec la précision attendue, de l'ordre de 0,1 bar. Les pertes d'eau peuvent être importantes, rendant difficiles la montée en pression, avec parfois une communication avec la face aval de l'ouvrage.

Les essais Lugeon sont un procédé relativement objectif pour mesurer notamment l'efficacité des injections de régénération du corps des barrages (§6.5).

En alternative à ces essais, des essais Lefranc ont été réalisés sur les mêmes barrages. L'horizon sondé est situé à la base du forage et sa partie supérieure est obturée par un packer. La saturation est

préalablement obtenue en recherchant un équilibre entre le débit injecté et le niveau d'eau dans le forage. Cette opération nécessite des débitmètres et un matériel de pompage particulier permettant des réglages fins. La perméabilité est ensuite mesurable en suivant la descente d'eau dans le forage. L'essai est idéalement réalisé plusieurs fois afin de vérifier sa répétabilité.

## 4. RHEOLOGIE DU MATERIAU MACONNERIE

### 4.1. Caractéristiques des matériaux des barrages en maçonnerie

L'étude des rapports de construction des ouvrages et des diagnostics récents permet de connaître les détails de construction et les caractéristiques des matériaux employés. Ces diagnostics reposent sur les résultats de campagnes d'investigation géotechnique qui font la plupart du temps appel à :

- des forages destructifs ou mieux carottés avec mesures en laboratoire des densités sèche et humide, de la résistance à la compression, ....
- des essais in-situ dans les forages (Lugeon, Lefranc, dilatomètre,...)
- des mesures géophysiques dans ces mêmes forages ou sur les parements (tomographie acoustique, radar, petite sismique,...)

Les informations recueillies sur plus d'une trentaine de barrages sont présentées dans le tableau 2.

Les notations suivantes ont été utilisées :

- Rc : résistance à la compression, donnée en Mpa ;
- $d_h, d_d$  : densité du matériau humide, sec ;
- $\nu$  : coefficient de Poisson, E : module d'Young,  $\phi$  : angle de friction ;
- n : porosité, K : perméabilité, Vs : vitesse du son.

En général, la taille maximale des blocs atteint 50 à 70 cm, mais des éléments plus petits ont parfois été employés. Le granite est de loin la roche la plus fréquente (plus de 50% des barrages), les barrages étant pour la plupart construits dans des massifs granitiques (Massif Central, Vosges, Bretagne, Pyrénées). A peu près 70% des barrages français en maçonnerie ont recours au mortier de chaux hydraulique. Le contenu en liant varie de 200 à 600 kg/m<sup>3</sup>, avec une moyenne de 350 kg pour 1 mètre cube de sable. Le mortier de la partie amont est parfois différent, avec un dosage de 400 à 600 kg par mètre cube de sable. Apparemment le rapport pierres/mortier recommandé était de l'ordre de 2/3 de pierre, 1/3 de mortier. En fait, les reconnaissances récentes montrent plutôt une proportion de 50 à 60% de blocs de pierres et de 50 à 40% d'agglomérat de petites pierres et de mortier. La taille des petites pierres va de 5-10 mm à 15-50 mm.

Les valeurs limites et moyennes des caractéristiques des maçonneries sont données dans le tableau 3. De par ses caractéristiques, la maçonnerie est un matériau capable, dans une certaine mesure, d'absorber des déformations sans pour autant présenter de fissurations. Néanmoins, on a observé sur quelques ouvrages un réseau de fissurations verticales du parement amont à intervalles réguliers le long de l'ouvrage. C'est ainsi le cas du grand mur du barrage d'*Alfeld*, qui présente huit fissures subverticales, espacées de 20 à 25 m en général. Il ne semble pas qu'il s'agisse de joints de construction ; il semble plutôt que ces fissures soient apparues d'elles-mêmes et qu'elles respirent au fil des saisons. C'est peut être aussi le cas des barrages du *Berthier*, de *Joux*, du *Lampy* et de *Champagney*, où des observations similaires ont été faites de longue date.

### 4.2. Vieillessement des matériaux des barrages en maçonnerie

Le vieillissement du matériau maçonnerie se caractérise essentiellement par la dissolution de la chaux du mortier du fait de la percolation de l'eau à travers la maçonnerie, avec des conséquences sur la perméabilité, la densité, la déformabilité et la résistance mécanique. Lorsqu'il s'installe, le processus d'infiltration de l'eau dans la maçonnerie s'accroît généralement avec le temps et se matérialise par des concrétions calcaires sur les parements aval des barrages et dans les drains. Il est remarquable d'observer que les chemins de percolation sont souvent très localisés, aussi bien dans le corps de la maçonnerie qu'au contact avec la fondation (ce qui rend difficile la détermination de l'état des pressions interstitielles).

On observe également sur certains ouvrages l'endommagement des moellons, au moins en surface et plus particulièrement sur les barrages construits en pierre calcaire (pierres "gélives"), par exemple au barrage de St Rémy de Provence.

Le vieillissement peut être plus ou moins accéléré en fonction de divers paramètres tels que :

- la qualité et la composition du liant à l'origine ;

- l'exploitation de la retenue, en particulier son marnage et le phasage de celui-ci avec la saisonnalité des conditions climatiques ;
- l'agressivité de l'eau, qui dépend du terrain et de l'utilisation du bassin versant ;
- l'orientation des parements avec une usure plus importante pour les expositions au Nord ;
- et peut être l'importance des gradients hydrauliques dans le corps de la maçonnerie et la gamme des contraintes subies par l'ouvrage.

Exemple du barrage *des Settons* : dès son achèvement en 1858, il fut l'objet d'infiltrations en particulier dans la partie inférieure du barrage, corroborant les écrits des ingénieurs responsables de la construction qui se plaignaient de la mauvaise qualité de la chaux et donc du mortier mis en place. Les expertises successives de l'ouvrage permettent de mettre en lumière la diminution progressive de la densité :

- à l'origine, les projeteurs avaient pris une densité de maçonnerie de 2,5 (valeur probablement optimiste) ;
- une vérification in-situ en 1897 a conclu à une valeur de 2,25 (valeur qui reste élevée) ;
- nouvelle expertise de l'ouvrage en 1997 : les valeurs de densité sont comprises entre 2,02 et 2,14, soit une valeur moyenne de 2,08.

On aurait donc observé sur un siècle une perte de près de 8% de la masse de l'ouvrage. Par ailleurs, la résistance en compression simple du mortier mesuré sur des carottes en 1997 est de l'ordre de 5 à 6 MPa alors que la moyenne sur des barrages de la même époque se situe autour de 10-12 MPa : même si le mortier n'était pas de bonne qualité à l'origine, le délavage continu a certainement entraîné cette chute des caractéristiques mécaniques du matériau.

L'agressivité de l'eau de la retenue est une cause de dégradation des caractéristiques du mortier, notamment par son pouvoir de dissolution de la chaux. Cette observation a plusieurs fois été notée par le passé [1, 2]. Cette agressivité peut s'exprimer en milligramme de chaux dissoute par litre. On a ainsi pu évaluer à 50 tonnes le poids de chaux arrachée au barrage de *Gnioure* pendant la seule année 1967.

Au barrage *de Redevis*, construit de 1905 à 1909, les documents d'archives mentionnaient une maçonnerie constituée de 60% de pierres de granit de densité prise égale à 3 et de 40% de mortier de chaux de densité 1,9. En fait les carottages et essais de laboratoire réalisés en 1999 montrent une densité des pierres de 2,5 à 2,6 et une densité de mortier de 1,75 ; les pierres représentent moins de la moitié du volume de la maçonnerie. Les calculs de stabilité repris avec une densité de maçonnerie de 2 au lieu de 2,5 ont montré une stabilité insuffisante en cas de crue. Les sondages ont également révélé plusieurs niveaux de pertes d'eau et des RQD faibles pour les carottages, observations à relier au niveau élevé des fuites sur ce petit barrage (9 l/s à réservoir plein). Ce barrage a été momentanément abandonné fin 2001 (par recréusement de la galerie de dérivation provisoire qui avait été obturée en fin de construction) avant de le réhabiliter en 2005 par une géomembrane en parement amont et un drainage.

## 5. AMELIORATION DE L'ETANCHEITE

Les moyens mis en œuvre pour améliorer l'étanchéité des barrages en maçonnerie peuvent être classés en trois grandes catégories : l'injection du corps de l'ouvrage, le traitement du parement amont, l'adjonction d'un organe d'étanchéité extérieur en face amont.

### 5.1. Injection du corps de l'ouvrage

L'injection du corps du barrage dans le but d'améliorer son étanchéité a fait l'objet d'un assez grand nombre de réalisations. On peut citer entre autres les barrages de *Dardennes*, *Charpal*, *Gimond*, *Fontbonne*, *Alfeld*, *Confolent*, *Pontabouland* et *Sainte-Engrâce* (dont les travaux de réhabilitation font l'objet d'une communication spécifique dans le cadre du présent Colloque).

Compte tenu des volumes en jeu, le produit d'injection est généralement un coulis de ciment, mais des résines sont également utilisées, soit en complément au ciment, soit pour traiter des zones localisées.

L'objectif d'étanchéité est souvent combiné à un objectif de régénération mécanique (qui est abordé spécifiquement au § 6.5), particulièrement lorsqu'un confortement par tirants est par ailleurs envisagé. Du strict point de vue de l'étanchéité, les résultats s'avèrent souvent décevants, comme le montrent les exemples suivants.

Au barrage d'*Alfeld*, une première campagne de réfection de l'étanchéité a eu lieu en 1961-62. Elle a consisté en l'injection du corps du barrage, à partir de 93 forages exécutés depuis le couronnement, complétée par l'injection du parement amont par des forages horizontaux courts (1,50 à 2 m) et son rejointoiement complet. L'évolution du barrage après ces travaux a conduit à reprendre complètement cette

étanchéité en 1994-95, cette fois en privilégiant le traitement du parement amont (voir plus loin la description de cette nouvelle campagne).

Au barrage de *Confolent*, des injections de résine souple ont été réalisées en 1982 dans le corps du barrage. A l'issue de ces travaux, une diminution des débits de fuite d'environ 80 % a été constatée. Mais ces fuites ont par la suite régulièrement augmenté, de 1,50 l/s en 1983 à 20 l/s en 1994. De nouvelles injections ont dû être réalisées en 1994 dans l'ensemble du corps de l'ouvrage.

Au barrage de *Fontbonne*, une première campagne d'injection de ciment a eu lieu en 1972-73, à partir de forages réalisés depuis le couronnement, à 1,50 m du parement amont. La consommation moyenne de ciment a été de 115 kg/m<sup>2</sup> de parement. Une nouvelle campagne s'est avérée nécessaire en 1995. Les forages étaient cette fois implantés à 0,90 m du parement amont, et le corps du barrage a été injecté avec une résine aquaréactive, après remplissage des vides importants au coulis de ciment. On a ainsi injecté 26 tonnes de ciment puis 13 tonnes de résine dans le corps du barrage (soit respectivement 17,3 et 8,7 kg/m<sup>2</sup> de parement), ramenant les fuites de 4 à 0,5 l/s.

Au barrage de *Pontabouland*, l'injection prévue pour imperméabiliser le barrage et le consolider avant mise en place de tirants précontraints, s'est avérée impossible à mettre en œuvre, deux types de comportement étant observés : soit une absence de diffusion du coulis dans les zones de bonne qualité, soit une migration instantanée vers les parements amont et aval dans les zones très perméables.

Au barrage de *Montaigut* (H = 22 m), le débit total de fuites de 8 l/s à la première mise en eau a été ramené à 4 l/s par une première campagne d'injections en 1922. Les fuites s'étant à nouveau aggravées, une nouvelle campagne a été réalisée en 1957 avec, cette fois ci, des résultats durables car depuis cette date le débit total des fuites reste d'environ 0,5 l/s à retenue pleine.

Au barrage de *Sainte-Engrâce*, une campagne d'injection de régénération de la maçonnerie du barrage-poids a été menée en 2011-2012. Des fuites étaient en effet observées en parement aval et la campagne de sondages carotés de 2010 avait montré une maçonnerie dégradée, fissurée et très perméable (à tel point qu'il n'avait pas été possible de mener des essais Lugeon). Les forages ont été réalisés depuis la galerie de passage sous la crête de la voûte et injectés à l'avancement par passe de 5 m dans la maçonnerie et de 10 m dans le béton de la voûte. 40 000 m<sup>3</sup> de coulis (dosage majoritairement C/E = 0,8 avec ciment DURABAT CEM III/C dosé à 70 kg/m<sup>3</sup>) ont été injectés.

En conclusion, les retours d'expérience relatifs à l'imperméabilisation du corps du barrage par injection sont mitigés. La réduction des débits de fuite constatée à l'issue des travaux est rarement garantie dans le temps, et des campagnes nouvelles sont à prévoir périodiquement. De plus, une injection mal maîtrisée peut s'avérer dangereuse, comme le montre le cas du barrage de *Dardennes*, où l'injection du corps du barrage en 1982 a été arrêtée juste à temps quand on a commencé à observer des déformations sur le parement aval.

## 5.2. Traitement du parement amont

Le traitement du parement amont peut se faire par simple rejointoiement, par injection du parement sur une certaine épaisseur, ou par enduit d'étanchéité.

### 5.2.1. Rejointoiement

Le rejointoiement peut être une technique efficace, tout en souffrant du même défaut de pérennité que l'injection du corps de l'ouvrage. Parmi les barrages ayant fait l'objet d'un rejointoiement, on peut citer les barrages du *Lampy*, de *Saint-Denis*, de *Couzon*, *Saint Ferréol*, *Bosméléac*, *Altenweiher*, *Alfeld*, *Lac Bleu*, *Gnioure*, du *Gouffre d'Enfer*.

Le rejointoiement peut être réalisé de façon manuelle classique ou par projection dans les joints préalablement dégarnis, approfondis, lavés et humidifiés. Les barrages du *Lac Bleu*, de *Saint-Denis* et de *Saint Ferréol* ont été traités de cette façon.

Il peut être intéressant de laisser des canules en attente lors du garnissage des joints, qui sont ensuite utilisées pour une injection à très faible pression de la zone du fond de joint.

Pour être efficaces, tous ces travaux doivent être réalisés par une entreprise expérimentée. Pour la qualité de l'accrochage du mortier de rejointoiement, il est préférable de réaliser le dégarnissage des joints manuellement (burin et marteau) plutôt que par hydrocurage (qui a tendance à gommer les aspérités du fond de joint et parfois à enlever la patine protectrice des pierres). Il convient également d'être vigilant à la barbotine d'accroche utilisée pour garantir l'adhérence des mortiers, ainsi qu'à la technique de projection utilisée. La réception des zones repiquées (mesure de profondeur et qualité du nettoyage) puis rejointoyées (joint fermé lissé à la langue de chat, pas de vide visible en partie supérieure du joint) est uniquement

visuelle ; le bon remplissage du fond de joint au mortier ne peut être vérifié une fois celui-ci fermé. Dans ces conditions, il serait intéressant de compléter les vérifications visuelles par des carottages permettant de mettre en évidence des désordres en profondeur de joint (Fig. 4). Ces carottages doivent être effectués en nombre statistiquement suffisant pour être représentatifs au regard du linéaire traité et de la surface du barrage. La réalisation au préalable de planches de convenue est fortement conseillée.



Figure 4 Photographies de joints verticaux mal rejointoyés

Pour des grandes surfaces de parement, la méthode de rejointoiement apparaît laborieuse : piquage/vérification de la zone/lavage HP/application de barbotine puis, dans la foulée, garnissage des joints. Les défauts lors de l'une des phases citées ci-dessus altèrent l'efficacité de la réparation. Dans un contexte où les opérateurs effectuent un travail pénible, le facteur humain devient alors aussi important que les contraintes purement techniques.

### 5.2.2. Injection du parement amont

Le rejointoiement peut être associé à un traitement du parement amont par injections, limité à une certaine épaisseur. On peut citer le cas du barrage d'*Alfeld*, qui a fait l'objet en 1994-95 d'une nouvelle campagne de travaux. Ceux-ci ont consisté en un rejointoiement par projection de mortier par voie sèche complété par des injections de résine acrylique dans des forages courts de 0,70 m perpendiculaires au parement amont.

Un autre exemple est celui du barrage de la *Bouillouse*, comportant un parement amont constitué d'un ancien masque type Maurice Lévy en voûtelettes maçonnées construit en 1910, dont les puits ont été bétonnés lors de la surélévation de l'ouvrage (1941-1947) et équipés chacun d'un drain d'élévation. Ce parement, siège de fuites importantes a fait l'objet d'une première campagne de rejointoiement et d'injections en 1964, qui a temporairement réduit les fuites à 10 l/s. Celles-ci ont progressivement augmenté pour atteindre 36 l/s en 1978. Une nouvelle campagne de rejointoiement et d'injection de résines acryliques a réduit les fuites à 5 l/s, mais l'apparition de fissures sur les voûtes du masque a conduit à mettre en place une membrane d'étanchéité (voir §5.3.3.).

### 5.2.3. Enduit généralisé

Le traitement par enduit généralisé a été réalisé, avec succès, sur un certain nombre de barrages. A titre anecdotique, on peut citer le cas du barrage de l'*Echapre*. Avant la fin des travaux, une crue a mis en charge le barrage alors que l'enduit amont prévu au projet n'était pas encore terminé, baignant une hauteur de 12 m au-dessus de l'arrêt de l'enduit. Des fuites de plus de 5 l/s furent observées à travers la maçonnerie. Après achèvement de l'enduit, le barrage s'est montré parfaitement étanche lors de sa mise en eau complète.

Un exemple de traitement réussi par enduit concerne le barrage du *Cotatay* [8]. Les travaux réalisés en 1985 ont consisté – après piquage de la totalité de l'enduit existant (en très mauvais état), regarnissage des joints endommagés au mortier de ciment et lavage du parement au jet d'eau haute pression – en l'application d'un enduit composé d'une couche d'accrochage à la résine, de deux couches de dressage (2 x 1 cm), de deux couches d'étanchéité (2 x 4 à 5 mm) et d'un produit de cure pulvérisé en surface.

D'autres expériences ont été moins convaincantes. C'est par exemple le cas du barrage de *Champagney*. Le traitement complet des joints et du parement par enduit de résine n'a pas donné satisfaction, le niveau de fuites antérieur aux travaux étant progressivement rétabli. Cette expérience a conduit le maître d'ouvrage à prévoir la mise en place d'une membrane d'étanchéité.

Plus récemment un certain nombre de barrages du parc EDF ont été traités à l'aide de revêtement époxy élasto-plastique sans solvant à deux composants pigmentés de type Flexter. Cette résine ne présente aucune dégradation aux UV mais peut nécessiter une couche de finition si l'on souhaite garantir la stabilité de la teinte dans le temps. C'est un revêtement souple qui conserve de bonnes performances après vieillissement thermique ; il a une bonne tenue en immersion dans l'eau, une bonne tenue à l'abrasion et à la fissuration. Ces produits peuvent résister à des venues d'eau en contre-pression (utiliser dans ce cas un primaire adéquat). Les supports à base hydraulique doivent avoir au moins 28 jours d'âge. Le temps de prise est de quelques heures. La température ambiante d'application et l'hydrométrie doivent être scrupuleusement respectées. Généralement, un bâchage de la zone à traiter est réalisé afin de maîtriser les conditions d'environnement à l'aide de chauffage et/ou déshumidification (à privilégier). La remise en eau est prévue 7 jours plus tard. Avec un recul de moins de 20 ans, cette technique a été utilisée avec succès pour des barrages situés en haute altitude (barrages de *Cottepens*, du *lac Carré* dans les Alpes du Nord) et les barrages de *Forcato*, *Agnel*, *Lac Noir*, *Basto* dans les Alpes du Sud. Les contraintes d'application (bâchage), limitent cependant son utilisation à des surfaces de parement limitées ; sinon, d'autres techniques deviennent alors plus compétitives.

En conclusion, les retours d'expérience sont contrastés. Certaines réalisations peuvent être considérées comme des succès, d'autres comme des échecs. Un grand nombre de facteurs, qui entrent en jeu dans la plus ou moins grande réussite de l'opération et qui sont pour certains difficilement maîtrisables, expliquent sans doute ce constat : importance d'une bonne préparation du support, parfois difficile à réaliser, importance des conditions climatiques lors de la mise en œuvre et ultérieurement (gel, humidité), sérieux et savoir faire de l'entreprise, difficulté d'un contrôle efficace de la qualité du travail réalisé. De nouveaux produits apparaissent régulièrement sur le marché ; rigueur d'utilisation et précaution sont alors requises.

### 5.3 - Adjonction d'un organe d'étanchéité extérieur en parement amont (géomembrane)

#### 5.3.1. Principe

Cette technique consiste à mettre en place sur le parement amont du barrage une membrane d'étanchéité, indépendante du corps du barrage. Elle est décrite en détail dans [12], et on se contentera ici d'en rappeler les principes, les exemples d'application français et les résultats obtenus.

En ce qui concerne le matériau, un consensus semble établi, pour les barrages dont le parement amont est vertical ou subvertical, pour utiliser des membranes en PVC stabilisé vis à vis des U.V. Classiquement, la membrane est une feuille de PVC armé, de 2 à 2,50 mm d'épaisseur, collée en usine sur un géotextile en polyester. Elle n'est pas protégée extérieurement.

Les phases de réalisation du procédé sont les suivantes :

- préparation du parement par nettoyage, l'objectif étant de détacher du parement les moellons ou plaques d'enduit non adhérents ;
- mise en place d'un géotextile ou d'une géogrille antipoinçonnement ;
- mise en place de la géomembrane par lés verticaux soudés entre eux et fixés au parement suivant l'un des deux procédés décrits plus loin.

Par rapport à la solution consistant à mettre en œuvre un enduit en parement amont, la solution membrane présente plusieurs avantages : drainage en aval immédiat de la membrane (mettant en principe le corps du barrage totalement à l'abri des percolations), possibilité de compartimenter l'étanchéité et de localiser plus facilement les éventuelles zones défectueuses, préparation du parement simplifiée, rapidité de mise en œuvre.

En ce qui concerne le vieillissement de la membrane, les premières expériences (sur des barrages en béton) remontent à plus de quarante ans et montrent que la pérennité de l'étanchéité est assurée au moins pour quelques dizaines d'années, d'autant plus que la formulation chimique du PVC a été améliorée.

#### 5.3.2. Procédé de pose et détails constructifs

Du point de vue de la mise en place de la membrane, deux procédés peuvent être envisagés : un procédé qui consiste à tensionner la membrane entre des profilés métalliques verticaux (procédé breveté par CARPI), et un procédé consistant à fixer simplement la membrane sans mise en tension de celle-ci. Dans les deux cas, les détails constructifs et en particulier les détails de raccordement au pied du barrage, à son couronnement et aux rives, doivent être particulièrement étudiés et réalisés avec le plus grand soin.

Du point de vue du coût, les exemples récents montrent que le prix de revient au mètre carré de parement traité est sensiblement égal au prix de revient d'un traitement par enduit généralisé. Le procédé qui consiste à tensionner la membrane implique un surcoût significatif, par rapport à la simple fixation.

### 5.3.3. Exemples français et retour d'expérience

En France, cinq barrages en maçonnerie ont été étanchés par géomembrane (d'autres exemples concernent des barrages en béton). Il s'agit des barrages du *Chartrain* (1993), de *l'Echapre* (1997), de *la Rive* (2000), de *la Bouillouse* (1993 à 2005) et de *Redevis* (2005).

La technique de mise en place par tensionnement a été utilisée sur les barrages du *Chartrain* et de *la Rive*, alors que la méthode de fixation simple a été utilisée sur le barrage de *l'Echapre*. Les deux méthodes ont donné satisfaction, l'avantage principal de la méthode par tensionnement étant d'éviter tout pli apparent de la membrane, assurant un aspect esthétique de meilleure qualité, et éventuellement un vieillissement moins rapide. Dans les trois cas cités, les fuites à travers le barrage et la piézométrie dans la maçonnerie ont diminué de façon spectaculaire.

Sur les barrages de *Chartrain* et de *La Rive*, les géomembranes installées respectivement en 1993 et 1998 ont été inspectées en détail plus de 12 années après leur mise en œuvre à l'occasion des ETC de ces deux barrages. Ces inspections ont confirmé l'état satisfaisant des membranes et de leurs systèmes de fixation. On notait en partie basse, à la jonction entre la plinthe et le parement amont (sous les fils d'eau des exutoires des drains derrière la membrane), quelques poches d'eau résiduelle sous la membrane, qui disparaissent à la remise en eau. Les tests réalisés sur des échantillons de géomembrane prélevés à cette occasion ont détecté de faibles évolutions des caractéristiques physico-chimiques de la membrane (en particulier de l'ordre de -10% à -15% sur la charge de rupture et sur l'allongement à la rupture).

A l'issue des opérations de vidange, lors de la remise en eau des barrages de *Chartrain* et de *La Rive*, on a pu observer les évolutions caractéristiques des débits de drainage de la géomembrane : forte hausse des débits (de l'ordre de 100 l/mn) lors de l'élévation rapide du plan d'eau ; suivie d'une baisse progressive et continue des fuites à retenue constante. Après quelques semaines à retenue pleine, les débits totaux de drainage de la géomembrane se stabilisent à des valeurs faibles de l'ordre de 30 à 40 l/mn dans les deux cas. Ce phénomène – réversible – est régulièrement observé au moment des remises en eau sur les barrages étanchés par membranes amont. On peut imaginer que la vidange de la retenue décomprime la plinthe de fixation de la membrane en pied amont et que des chemins préférentiels se créent et mettent en communication le massif de fondation de la plinthe et le système de drainage de la géomembrane. Ces chemins, bien alimentés au début de la remise en eau, se referment et se colmatent ensuite par variation de la contrainte effective entraînant la diminution de la perméabilité du massif rocheux fissuré.

Un autre exemple réussi concerne l'étanchéité du masque amont du barrage de *la Bouillouse*, masque Maurice Lévy constitué de voûtelettes en maçonnerie. Les premières campagnes de pose d'une membrane PVC de 1993 et 1994 dans la zone centrale ayant donné entière satisfaction, un programme d'étanchement a été poursuivi par étapes entre 1996 et 2005, en fonction de la gestion du réservoir. Deux modes de mise en place ont été retenus. En rives, la membrane (type SIKAPLAN 15G) est plaquée sur une géogrille par des profilés en acier galvanisé. Dans la partie centrale, la membrane (type SIBELON CNT) est composée d'un PVC thermosoudé à un géotextile polyester. Des profilés spéciaux en acier inox permettent la mise en tension de cette membrane autour des voûtelettes. Des campagnes d'entretien et de réparation sont menées annuellement pour traiter les déchirements, poinçonnements et décollements au moyen de « rustines » ou par thermo-soudage de zones plus étendues. Les défauts sont situés principalement au niveau des bandes de recouvrement des U de tensionnement et sont le fait de poinçonnements au droit des têtes de vis. Ces deux dernières années, les déchirures les plus importantes sont situées principalement au niveau des zones recouvertes en 1993 et 1994. Cette évolution apparaît normale : la membrane vieillit et son élasticité diminue, elle devient ainsi plus sensible aux frottements des flottants sous l'effet des vagues. Les réparations annuelles permettent de maintenir la bonne efficacité de cette étanchéité.

Toutes ces expériences sont considérées comme très positives, et il est à prévoir que d'autres applications seront mises en œuvre dans les années à venir.

## 6. RENFORCEMENT DE LA STABILITE OU DES CARACTERISTIQUES MECANIQUES

Plusieurs techniques sont envisagées pour renforcer la stabilité des barrages poids en général et des barrages en maçonnerie en particulier. L'objectif des travaux de renforcement est d'augmenter les marges de sécurité vis à vis des risques de rupture suivants :

- glissement du barrage sur sa fondation ou dans le corps de l'ouvrage ;
- fissuration du parement amont ;
- éventuellement, renversement.

L'évaluation technico-économique des différentes solutions envisageables en vue d'en retenir une, est effectuée à partir des principaux critères suivants :

- coûts et minimisation de la durée du chantier ;
- faisabilité et contraintes de réalisation (par rapport aux crues en particulier) ;
- aspects environnementaux liés à la réalisation ;
- maintien de l'exploitation de la retenue ;
- aspect esthétique de l'ouvrage.

D'autres critères spécifiques à chaque aménagement peuvent néanmoins orienter le choix des solutions.

### 6.1 Remblai aval

Parmi les techniques de renforcement, celle du remblai aval a été utilisée autour de 1900 immédiatement après la catastrophe de Bouzey (barrage de *la Lauch*), puis à nouveau trois fois en France à la fin du 20<sup>ème</sup> siècle (*Chazilly* en 1980, *Joux* en 1984 [4] et *Ternay* en 1991 [7]), et deux fois ces dix dernières années, sur des barrages de taille modeste : *Vérut* en 2004 et *la Gimond* en 2008 (remblai de hauteur maximale 14 m, penté à 1,8/1, 12 000 m<sup>3</sup>).

Le comportement du barrage du *Ternay*, 20 ans après le confortement par recharge aval, apparaît satisfaisant : la crête du barrage connaît des déplacements en plan limités (mesurés depuis 1996) et des tassements millimétriques (mesurés depuis 2003). L'action bénéfique du voile de drainage sous le barrage, réalisé en même temps que la recharge, sur la piézométrie est également notée.

Cette mise en place d'un remblai s'appuyant sur le profil initial de l'ouvrage, permet d'en augmenter la résistance, même si ce type de barrage mixte s'avère très difficile à justifier du point de vue de sa stabilité, en particulier vis-à-vis des sollicitations sismiques (comme le montre le cas du barrage de *la Lauch*). Les problèmes d'emprise et d'aspect de l'ouvrage à l'aval sont des inconvénients qui peuvent expliquer que cette technique n'ait plus été mise en œuvre récemment sur des grands barrages.

### 6.2 Tirants précontraints

La mise en place de tirants actifs est une technique pertinente pour pallier le déficit de sécurité des barrages en maçonnerie. Cette technique ancienne, mais renouvelée dans sa technologie, a récemment été employée en France sur plusieurs barrages de dimensions relativement modestes, et à l'étranger sur des barrages de hauteur plus importante. En effet, on a tiré les leçons des défauts de la première génération de tirants mis en œuvre dans les années 1950-60 ; les tirants récents sont beaucoup mieux protégés contre la corrosion, ils sont libres sur la plus grande partie de leur longueur et on peut donc facilement les contrôler et, le cas échéant, les retendre. A noter que cette technique ne nécessite pas de matériels de mise en œuvre lourds, ce qui est un avantage lorsque les conditions d'accès sont difficiles comme pour les ouvrages de montagne. Autre avantage, la réparation ne nécessite pas impérativement la vidange du réservoir.

Le premier exemple français de confortement avec des tirants de nouvelle génération est le barrage de *la Bourne*, décrit en [8]. Rappelons seulement qu'il s'agit d'un ouvrage poids déversant, de 18 m de hauteur sur fondation et 0,57 de fruit global. Le confortement mécanique, réalisé en 1984, a consisté à mettre en place 29 tirants, espacés en partie centrale de 2 m et précontraints à 500 kN. Il s'agit de barres filetées Dywidag de diamètre nominal 36 mm mises en place dans une double gaine, scellées en profondeur et libres en partie supérieure, que l'on peut au besoin remettre en tension (figure 2). La crête déversante, à l'origine en maçonnerie, a été remplacée par une poutre de répartition en béton armé.

Le barrage de *Pontabouland* a été conforté en 1997 par la mise en place de 19 tirants ayant chacun une tension de service de 1700 kN [11]. Ce barrage de 15 mètres de haut, de 43 mètres de long et dont la somme des fruits des parements est de 0,7, a été construit en 1926. Aucun dispositif de drainage n'a jamais été mis en place. Dans le cadre de sa politique d'entretien des barrages anciens, le maître d'ouvrage (EDF) a

réexaminé la stabilité de cet ouvrage, en particulier en crues, suite à une actualisation de l'hydrologie. Un renforcement de la stabilité du barrage s'est avérée nécessaire et la solution des tirants a été préférée à la mise en place d'une recharge amont en béton ou d'une recharge aval en remblai.

Le seuil de l'ancien évacuateur a tout d'abord été découpé dans sa partie supérieure pour la mise en place d'une poutre de répartition des efforts de précontrainte, d'épaisseur 0,5 m. Cette poutre réalisée en béton armé est ancrée dans le corps du barrage (Fig. 5). Des forages de 150 mm de diamètre ont été forés depuis la crête jusqu'à une profondeur de 7 m en fondation. Cette profondeur est nécessaire pour la résistance du scellement du dispositif. Un capot de protection des têtes est prévu. La mise en tension des tirants a été réalisée suivant une procédure spécifique prenant en compte un test de la résistance des ancrages ainsi que la somme des pertes de tension instantanée et différée, estimée à environ 16 %. Un dispositif de cellules dynamométrique hydrauliques (Glötzl) a été installé sur 4 des 19 tirants afin de contrôler la tension résiduelle. Lors de la mise en tension des tirants, un contrôle de poinçonnement a été réalisé par mesure de nivellement, étant donné que les injections de régénération de l'ouvrage n'avaient pas pu être réalisées.

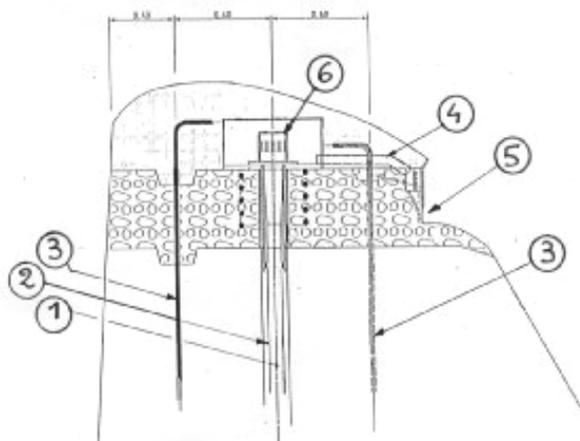


Figure 5 - Barrage de Pontaboultant : profil de crête

**1 : Tirants précontraints 2 : Tube de protection**

**3 : Armatures 4 : Drainage**

**5 : Aération de la lame d'eau 6 : Tête de tirant**

Quelques années après leur mise en service, l'auscultation a montré qu'un des 4 tirants auscultés semblait avoir perdu une partie de sa tension. Dès lors, un programme de repesage des tirants a été programmé et réalisé à l'hiver 2011. Les résultats ont été les suivants :

- sur les 19 tirants actifs mis en place en 1997, seul un tirant ne peut plus répondre à son usage, tension de service réceptionnée : 480 KN au lieu de 1672 KN requis. L'unique tirant ne fonctionnant pas correctement sur les 19 faisait partie des 4 tirants auscultés.
- tous les autres tirants ont été réceptionnés avec épreuve à 1,25 fois la tension de service initiale (1.25x1672 KN), avec pour certains un recalage nécessaire.
- on observe un calage de remise en tension plus important (>10 mm) sur les tirants rive droite situés de part et d'autre du tirant défaillant, ces tirants ont une longueur libre plus faible (car implantés près de la rive), ce qui pourrait expliquer des pertes de tension plus importantes.
- sur les tirants auscultés, on observe un décalage de l'ordre de +18 % entre la tension mesurée sur les cellules et la tension pesée sur les tirants. Cette constatation vient confirmer un retour d'expérience plus global sur les cellules de pression, mettant en évidence une perte de précision avec le temps, due probablement à des pertes de fluide liées à des défauts d'étanchéité. Cependant, il convient de noter que cette perte de précision a cependant permis d'identifier le tirant défaillant.

En considérant les pertes du tirant défaillant, l'étude de stabilité du barrage a été mise à jour. Elle a montré que les critères de stabilité restent cependant atteints au sens des recommandations du CFBR.

La périodicité des pesages est à déterminer, sachant qu'il n'existe en la matière que des recommandations d'usage (en principe tous les dix ans). Au regard de l'historique de l'ouvrage, il a été décidé de programmer un nouveau contrôle de pesage à un horizon de 5 ans.

Plus récemment, en 2012, le barrage de *La Roche* sur la Vienne (H = 14 m), a également fait l'objet d'un confortement par tirants actifs, afin d'améliorer sa stabilité dans le cadre du passage des crues extrêmes. Le barrage, construit dans les années 1920 est assez caractéristique des petits barrages de cette période : corps en maçonnerie grossière de moellons de granite, parement amont revêtu d'un enduit, parement aval en maçonnerie de moellons jointoyée, aucun dispositif de drainage, pas de joint de contraction, fondation non drainée ni injectée. Le choix technique adopté par EDF est la mise en place de 17 tirants post-tendus verticaux de 1000 kN ancrés en fondation. La diffusion des efforts de précontrainte dans la structure existante a été étudiée sur un modèle aux éléments finis afin d'éviter tout désordre dans la maçonnerie existante. Ce modèle s'est attaché à vérifier la diffusion des efforts des tirants par le biais d'une poutre de répartition en béton armé de 40 cm d'épaisseur qui occupe toute la largeur du couronnement. Le niveau maximum de contrainte généré dans la maçonnerie existante par ce dispositif est estimé à 6 MPa. Suite aux travaux qui se sont déroulés en 2012, une perte de tension de quelques pourcents a été constatée dans les semaines qui ont suivi l'achèvement des travaux. Les tirants ont été retendus quelques semaines plus tard.

Sur le barrage du *Lampy*, ouvrage datant de plus de deux siècles d'une vingtaine de mètres de hauteur, le projet de confortement comprend 13 tirants exerçant chacun une traction de service de 870 kN. Les tirants prévus sont de type permanent, réinjectable, contrôlable et réglable. Leur espacement varie de 4 à 6 m et leur longueur est comprise entre 18 et 25 m. Près d'un tirant sur deux sera équipé d'une cellule de charge et un pesage de tous les tirants sera possible. Les efforts des tirants sont répartis au moyen d'une longrine en crête. Compte tenu de l'âge du barrage et de l'altération de la fondation, un calcul 3D de la structure a été mis en œuvre pour vérifier la bonne diffusion des contraintes. Par ailleurs, un certain nombre de dispositions techniques sont prévues en phase chantier : vidange du barrage avant mise en tension, mise en tension par pianotage et par paliers, suivi au 1/10 mm des déplacements relatifs des tirants, surveillance des parements pendant les opérations, arrêt prolongé du remplissage à environ 2/3 de la hauteur sous la retenue normale pour interprétation des mesures d'auscultation.

Plusieurs conclusions peuvent être tirées des cas précédents :

- s'assurer à la conception d'un accès aisé aux tirants dotés d'une technologie permettant repesage et recalage. Les travaux de repesage de Pontabouland ont été rendus difficiles à cause de l'accès complexe aux têtes de tirants. Il a été nécessaire de casser une partie des seuils en béton les recouvrant. Une technique de capots métalliques suffisamment dimensionnés aurait été plus adéquate.
- lorsque le nombre de tirants est faible (moins de 20-30), il est préférable d'ausculter la majorité, voire la totalité d'entre eux. Dans le cas de Pontabouland, l'auscultation de 4 tirants sur 19 n'était pas statistiquement représentative. Il ne convient d'appliquer strictement les recommandations du TA95 qu'aux cas où le projet présente un très grand nombre d'unités (plusieurs dizaines) ;
- plus généralement, le recours aux cellules de pression d'huile n'est pas conseillé dans le temps ; les cellules à corde vibrante semblent une solution nettement plus pérenne.
- en terme d'auscultation, il est recommandé de procéder à des mesures rapprochées dans les semaines qui suivent la mise en service des tirants afin de vérifier qu'aucune perte de tension à court terme ne s'est produite pour quelque raison (fluage de la fondation ou du barrage, réarrangement du scellement, ...). Par la suite, et durant les premières années, une fréquence annuelle semble envisageable. Après quelques années, un pas de mesure de 5 à 10 ans pourrait être adopté.

### 6.3. Drainage du corps du barrage et de la fondation

Depuis la catastrophe du barrage de *Bouzey*, il est reconnu que la pression interstitielle dans le corps de l'ouvrage et au contact peut entraîner un risque de fissuration de l'ouvrage et de glissement. Le drainage de l'ouvrage constitue, vis à vis de ce mécanisme de rupture, un moyen de confortement permettant d'assurer la stabilité, pour autant qu'on ait préalablement résolu le problème d'étanchéité. Sinon, le drainage ayant pour conséquence d'augmenter les gradients, cela se traduirait pas une augmentation des fuites, accélérant à son tour la dégradation du liant.

Un calcul du barrage *des Mesces* [2] fit apparaître que certaines sections du barrage montraient une stabilité insuffisante. Il fut alors décidé de renforcer l'étanchéité amont de l'ouvrage et de réaliser à l'aval un drainage efficace. Une galerie fut percée dans la partie basse de l'ouvrage et un voile débouchant dans la galerie, constitué de 29 forages verticaux de diamètre 160 mm espacés de 4 m, fut exécuté depuis le couronnement entre 1967 et 1970. En 1996, une inspection par caméra dans les drains du corps du barrage a montré que certains étaient bouchés au point de créer une obstruction capable de retenir l'eau venant des

zones supérieures. Ce bouchon était principalement composé de calcite. Une opération de maintenance a été réalisée. Un reforage des drains d'un diamètre légèrement supérieur au diamètre d'origine a permis de redonner à ce voile sa fonction initiale.

Le barrage de *Bissorte* a été réalisé en maçonnerie de moellons joints avec un mortier de ciment dosé de 360 à 400 kg/m<sup>3</sup>. Construit en 1936, ce barrage fait 65 m de haut et 545 m de long. Le corps de ce barrage possède depuis son origine un dispositif de drainage, constitué de 98 drains verticaux de diamètre allant de 0,6 à 0,8 m. Récemment, une opération de nettoyage de ces drains a permis de retirer de ces conduits 79 tonnes de calcite pour une longueur de drains d'environ 3700 mètres, soit une épaisseur moyenne de 5 mm. Il est à noter que le rejointoiement des pierres de la maçonnerie est fait très régulièrement sur cet ouvrage, ce qui a pour conséquence un faible débit total de fuite (environ 10 l/mn).

Ces deux exemples montrent que les dispositifs de drainage ont tendance à se colmater à une vitesse dépendant des caractéristiques du site et du soin apporté à la maintenance de l'étanchéité du parement amont. La conservation de l'efficacité du drainage pourrait être conditionnée par la faiblesse des circulations d'eau dans le corps du barrage et donc des dépôts de calcite transportée par ces eaux.

En 2009-2010, le barrage du Gouffre d'Enfer a fait l'objet d'un rejointoiement en parement amont, d'un renforcement du dispositif de suivi piézométrique (2 cellules de mesure de pression interstitielle en fondation, 6 au contact maçonnerie/fondation, 16 dans la maçonnerie) et d'une extension du réseau de drainage, principalement dans la maçonnerie (forage de 19 drains supplémentaires depuis le parement et le pied aval). Pour une meilleure insertion paysagère dans le site, des voûtelettes en maçonnerie en parement aval recouvrent les exutoires des drains et les conduites amenant les débits aux points de jaugeage en pied aval. Cette disposition est toutefois de nature à compliquer la surveillance du bon fonctionnement et l'entretien des drains. La retenue est restée quasiment vide depuis les travaux et ne s'est remplie brusquement qu'en avril 2012 à la faveur de pluies conjuguées à la fonte des neiges. Cet évènement a permis de constater le bon rabattement de la ligne piézométrique en aval du barrage et la modicité du débit cumulé des drains, inférieur au litre par minute.

Par ailleurs, le curage mécanique des dépôts de calcite sur le parement aval est une intervention peu coûteuse qui peut permettre de réduire la piézométrie interne au barrage. La méthode de décroustage (sablage, jet haute pression, burineur pneumatique) doit être adaptée à la pierre afin de ne pas endommager sa patine et il est nécessaire de procéder à des essais préalables.

#### 6.4. Drainage du contact maçonnerie fondation

Le drainage du contact maçonnerie – fondation a pour but de faire baisser les sous-pressions à la base du barrage, mais en contrepartie accentue les gradients hydrauliques et donc les débits en fondation. Sur un ouvrage existant, le drainage de la fondation s'effectue généralement en réalisant, depuis le pied aval (souvent dans des conditions d'accès malaisées, en particulier au niveau des rives) des forages inclinés vers l'amont, de longueur modeste. Ces travaux se révèlent souvent moins onéreux que les autres travaux de confortement, mais le résultat en termes de diminution des pressions est assez aléatoire.

Ainsi lors de la révision spéciale du barrage de *Pas de Riot*, il a été décidé de drainer le contact rocheux de la rive droite à la rive gauche : 14 drains inclinés de faible longueur ont été forés en 1992. Les débits obtenus étant très faibles, et les fortes sous-pressions inchangées sur les rives, l'approfondissement d'un drain et le forage de 6 drains complémentaires en rives ont été effectués en mai 1993. Le résultat n'est toujours pas probant, eu égard aux sous-pressions. Le contrôle piézométrique de la base de l'ouvrage a donc été renforcé en 2001, avant de démarrer éventuellement une nouvelle campagne de forages drainants.

Le résultat fut plus satisfaisant au barrage de *Charpal*. A l'occasion de la révision de l'ouvrage et en complément à des travaux de plus vaste ampleur, le drainage de la partie centrale du pied aval a été réalisé en 1989 à l'aide de 20 drains, répartis en 10 couples de 2 drains : l'un de 12 m de long incliné à 50° sous l'horizontale (contact rocheux), l'autre de 9 m de long subhorizontal (partie inférieure de la maçonnerie). Aujourd'hui, les mesures de pression interstitielle, aussi bien dans l'ouvrage que dans la fondation, sont tout à fait satisfaisantes. Ce sont les drains les plus en rive qui débitent le plus.

#### 6.5. Injection du corps de l'ouvrage

Si la technique d'injection du corps du barrage a été utilisée à des fins d'amélioration de l'étanchéité (§5.1), elle peut également contribuer à l'amélioration des caractéristiques mécaniques et à la stabilité de l'ouvrage. C'est dans cette optique que deux barrages ont récemment fait l'objet d'injections avec des objectifs relativement différents.

Au barrage de *Motz* (H = 40 m), seuls les 8 mètres supérieurs du barrage ont fait l'objet, en 2008, d'une injection dans le cadre du projet de réhabilitation globale du barrage qui s'est achevé en 2013. L'objectif était d'améliorer les caractéristiques de la tranche supérieure afin de pouvoir implanter de nouveaux organes d'évacuation des crues (clapets de grande taille) et de reformer de nouveaux seuils et coursiers en béton, en les ancrant dans une partie régénérée de l'ouvrage. Trois lignes d'injection espacées en quinconce de 1 m ont été exécutées depuis la crête. Les injections ont été exécutées par passes remontantes de 2 m en limitant la pression d'injection à 3 bars. Un ciment fin de type CHF relativement visqueux (C/E de 1 à 2) a été suffisant de part la taille importante des vides à combler (estimation d'une macroporosité injectable de 10% environ, bien corrélée avec les volumes injectés in-fine). En termes de perméabilité, des premiers essais Lugeon avaient montré ponctuellement des perméabilités supérieures à 200. Après injection, l'objectif d'un équivalent Lugeon de 1 a été globalement atteint. En termes de « bonne » pratique, les forages d'injection ont été reforés et équipés de barres d'acier de 32 mm afin d'apporter, à peu de frais, une cohésion complémentaire à la maçonnerie régénérée.

Au barrage de *la Balme de Rencurel* (H = 20), de type poids-voûte, l'intégralité du corps du barrage sera régénérée par injection à partir de 2014. L'objectif premier de cette injection sera d'améliorer les caractéristiques mécaniques de l'ouvrage tout en améliorant l'étanchéité de ce dernier. Un plot d'essai a été réalisé à l'automne 2008. Il avait pour objectif de vérifier la faisabilité de la solution de régénération du béton cyclopéen par injection de coulis de ciment ; les résultats se sont avérés concluants. De plus, le plot d'essais a permis de définir une méthode d'exécution et une formulation de coulis. Dans un premier temps, deux sondages carottés ont été réalisés pour déterminer les caractéristiques mécaniques initiales. Par la suite une série d'injections de confinement a été réalisée. Finalement, un sondage a été réalisé entre les deux sondages de reconnaissance pour connaître les nouvelles propriétés du matériau. Les résultats se sont avérés concluants avec une résistance cible en compression de 3 MPa permettant d'assurer la stabilité. Les injections sont réalisées par passe descendante de 3 m, avec mise en pression gravitaire afin d'éviter tout risque de claquage du matériau. Cette méthode, définie et éprouvée lors du plot d'essai d'injection, implique un linéaire de forage significatif, puisqu'il est nécessaire de reforer les passes injectées pour ensuite injecter la passe n+1. Le coulis utilisé est un coulis à base de ciment CEM III/C 32,5 avec ajout de bentonite et de fluidifiant. Les tests sur différents coulis ont amené à retenir un coulis relativement fluide (C/E=1) afin d'assurer une bonne pénétration du matériau tout en présentant une bonne résistance mécanique. Des contrôles objectifs permettent la requalification de l'ouvrage : essais Lugeon, logs video, tests de compression / traction.

## 7. CONCLUSION

La révision périodique des barrages en maçonnerie s'impose car ils subissent des phénomènes de vieillissement plus ou moins rapides qui altèrent leur structure et affaiblissent leur étanchéité et leur stabilité. Et parfois plus d'un siècle après la première mise en eau, ces ouvrages conçus selon des critères anciens doivent démontrer qu'ils remplissent aujourd'hui les critères modernes de sécurité.

Le premier constat à l'issue de cet article est d'ailleurs la mise en place et le développement de dispositifs d'auscultation sur la plupart des ouvrages, dispositifs qui apportent une contribution essentielle au diagnostic et qui visent, une fois les travaux réalisés, à contrôler leur efficacité.

De nombreuses techniques de réparation appliquées en France ont été décrites dans l'article et l'on peut en tirer d'intéressantes constations sur les évolutions récentes dans le choix des solutions adoptées. Ainsi pour l'amélioration de la stabilité, après quelques exemples de confortement par remblai aval dans les années 1980 sur des grands barrages et plus récemment sur deux petits barrages, la technique qui semble désormais la plus employée est celle des tirants actifs. L'injection du corps du barrage, qui accompagne souvent cette technique, vise alors essentiellement à redonner de la résistance mécanique à la maçonnerie.

Pour la restauration de l'étanchéité, les expériences récentes confirment la tendance au report de l'étanchéité vers l'amont, en recourant essentiellement à trois techniques :

- l'une ancienne, mais modernisée : la création d'un "masque" dans la partie amont de la maçonnerie sur une épaisseur inférieure au mètre, avec reprise profonde des joints au mortier projeté et injections de peau avec des résines ;
- l'autre plus nouvelle : la pose d'une géomembrane PVC drainée en sous-face et non protégée en surface ;
- enfin, les revêtements époxy, qui, avec l'apparition de nouveaux produits, semblent désormais une technique mature.

Les premiers retours d'expérience sur ces différentes techniques sont à ce jour très positifs, mais restent encore à confirmer dans le temps, sachant que, pour des ouvrages dont la durée de vie est désormais plus que séculaire, peu de solutions peuvent être considérées comme définitives.

Enfin, nous mentionnerons une communication comparable concernant les barrages italiens en maçonnerie [15]. On y retrouve beaucoup de similarités avec la présente communication, mais aussi des différences, liées, au moins en partie, aux spécificités respectives des parcs de barrages et des techniques de réparation employées.

## 8. RÉFÉRENCES

- [1] Groupe de travail du C.F.G.B., 1967 - Entretien et réparation des barrages - CIGB, Istamboul, Q34-R19.
- [2] Groupe de travail du C.F.G.B., 1976 - Infiltrations dans les barrages d'E.D.F. - Constatations, interprétations et traitements - CIGB, Mexico, Q45-R20.
- [3] Combelles, J., Dauge, M., Dubois, P. et Londe, P., 1979 – Quelques exemples de détection, d'anomalies et dégradations de barrages français –CIGB, New Delhi, Q 49-R 24.
- [4] C.F.G.B., 1981 - Révision des bases d'établissement du projet. Exemples des barrages en France - CIGB, Rio de Janeiro, Q52-R75.
- [5] Lebreton et al, 1985 - Renforcement de la structure de certains barrages Français - Cas des barrages de Grosbois, de Joux et de la Beaume - CIGB, Lausanne, Q59-R45.
- [6] Goguel B., 1985 - Compléments relatifs au barrage de Joux - Comptes-rendus des séances CIGB Lausanne - Q59-14, volume 5, p 571-576.
- [7] Gouvenot, Bouyge, Francq, Jensen, Meyerfeld, 1991 - Perte d'étanchéité par vieillissement du corps des barrages. Pratiques au développement d'actions correctives - CIGB, Vienne, Q 65-R 40.
- [8] Lino et al, 1991 - Vieillesse de quelques barrages français très anciens. Pratique de leur réhabilitation - CIGB, Vienne, Q65-R1.
- [9] Smith N. A. F., 1971 - A history of dams. P. Davis, London
- [10] Royet P., Francq J., Bayet L., Boutet JM., 1993 – Diagnostic et réhabilitation des barrages français en maçonnerie – Colloque Technique CFGB, Chambéry.
- [11] Vettori E., 2001 - Expérience de la réhabilitation de barrages poids à EDF. Application par tirants actifs.- Colloque technique CFGB, Aix en Provence
- [12] Agresti P., Yziquel A., Hoonakker M., Salembier M., Tourment R., 2003 - Réhabilitation de barrages poids anciens par géomembranes - CIGB, Montréal, Q82-R45
- [13] Royet P., Noret C., Brunet C., Cochet D. Lino M., 2003 - Synthèse sur le vieillissement et la réhabilitation des barrages français en maçonnerie - CIGB, Montréal, Q82-R41
- [14] Piron A., Chulliat O., Morel F. (2012). Suivi de la tension résiduelle par auscultation des tirants d'ancrage du parc hydraulique EDF. Colloque CFBR Auscultation des barrages et des digues, Chambéry, pp 143-157.
- [15] Ravaglioli U. (2013). Masonry Dams in Italy. 9th ICOLD European Club Symposium, Venice, B9.
- [16] Lapeyre O., Prost M.-H. (2013). Caractérisation des maçonneries dans les barrages poids. Colloque CFBR Modernisation des barrages, Chambéry, décembre 2013.

TABLE 1 – BARRAGES FRANÇAIS en MAÇONNERIE de plus de 15 m de hauteur sur fondation

Nom du barrage (Département)	Année d'achève- ment	Hauteur sur fonda- tion (m)	Profil - type/ Classe	Fruit global	Propriétaire ou exploitant	Particularités Travaux anciens	Bureaux d'étude pour diagnostic, confortement, EDD	PROBLÈMES RENCONTRÉS					TRAVAUX de RÉPARATION (DATES)										OBSERVATIONS							
								Étanchéité		Évacuateur		INJECTIONS		FACE AMONT			AUTRES													
								Maçonnerie	Fondation	Capacité insuffisante	Dégradations	Stabilité insuffisante	Corps du barrage	Fondation	Enduit de surface	Joints	Membrane	Remblai aval	Travaux sur évacuateur	Organes de vidange	Drainage	Tirants d'ancrage		Auscultation						
ST-FERREOL (31)	1672	36	0 / A		VNF	Mur épais en maçonnerie avec remblai amont et aval	ISL	X		X	X		1935	2005		X			prévu					X	Et paroi moulée entre mur et remblai amont (2005)					
Le PATY (84)	1766	21.3	1 / A		Cne de Caromb	Rehaussé de 3.5 m en 1870	Cemagref 1977, SCP 2003	X				X				1977		1977 béton	2003	1977				1977 2004						
LAMPY (11)	1782	17.6	1 / A	0.7	VNF	Contreforts dès l'origine	ISL 2012		X				1943	1986					prévu 2015	2003			prévu 2015	1991 2006	80 P	Abaissement de la RN de 1,0 m en 1996				
COUZON (42)	1811	35	0		V. de Rive de Gier	Mur épais en maçonnerie avec remblai amont et aval	Coyne & Bellier	X					1930						82	80	80									
TILLOT (21)	1834	16	1 / C		VNF	4 contreforts dès l'origine	Coyne & Bellier 1974			X	X															Abaissement de la RN de 0,8 m en 1978				
CHAZILLY (21)	1837	26	1 / A	0.66	VNF	Contreforts ajoutés en 1844	Coyne & Bellier 1974 ISL 2012	X		X		X	1956	1956										1977		Abaissement de la RN de 5,0 m en 1974				
GROSBOIS 1 (21)	1838	29	1 / A	0.6	VNF	Contreforts en 1838-1842	Coyne & Bellier 1974						1950											80		Abaissement de la RN de 1,5 m en 1974				
BOSMELEAC (22)	1839	16.5	1 / B	0.55	Région Bretagne	Contreforts en 1906	Coyne & Bellier 1984 ISL 2004	X	X	X			1992							1993	1992						Abaissement de la RN de 1,5 m en 2002			
SAINT-DENIS (11)	1840	11.8	1 / C	0.76	Cne de St-Denis	Rehaussé de 2.1 m en 1855	Cemagref 2002 ISL 2010	X		X		X								2005							Abaissement de la RN de 1,0 m en 2005			
KORONG (22)	1840	16.7	1 / B		Dépt. Côtes d'Armor	Épaissien 1899	Cemagref 1997 ISL 1998			X														1999						
ZOLA (13)	1854	42.5	1 / A	Poids-voûte	SCP		SCP, Coyne & Bellier					?											1999 2010			Culée RD à vérifier				
SETTONS (58)	1858	22	1 / B	0.91	VNF	Masque amont en 1899	BCEOM-BRGM 1986 Coyne & Bellier 1997	X	(X)	?			1963	1995	1963								1995	1995 7						
GOUFFRE D'ENFER (42)	1866	57	2 / A	0.95	V. de St-Etienne		Coyne & Bellier 1985	X												1987			1987	1987		1984	Abaissement RN – 0,5m			
TERNAY (07)	1867	41	2 / A	0.7	V. d'Annonay		Coyne & Bellier			X	X		1936 1964							1991	1992			1964 1990						
ETANG de SAULT (03)	1869	16.7	3 / B	0.35	Cne de Prémilhat		Coyne & Bellier 1996 Artelia 2013	X		X	X			1997							1997	2009		1998			1996			
ARGENTELLA (2B)	1869	15	3 / C	0.71	Cne de Calenzana		Cemagref 1993-97	X		X	X								prévu	X							Abaissement de la RN de 0,3 m en 1997			
La RIVE (42)	1870	48	2 / A	0.83	V. de St-Chamond	Évacuateur en 1877	SOGREAH 1985	X	X	X	X		1950									2000		2000	2000	2000	1985 1989	Réservoir vide de 1989 à 2000		
BELBEZET (34)	1870	env. 15	3 / C		Producteur privé			X	X				1991	1991																
PAS de RIOT (42)	1878	36	3 / A	0.73	V. de St-Etienne		Coyne & Bellier 1990	X		X	X													P	1992 2001		Abaissement de la RN de 4,0 m en ??			
La BOURNE (38)	1878	18	3 / C	0.57	Synd. Intercommunal		Cemagref 1984				X												1985	1984	1984					
PONT et MASSENE (21)	1882	27	3 / A	0.69	VNF	Contreforts dès l'origine	Coyne & Bellier 1982 ISL 2012	X		X															X	1983	Abaissement de la RN de xx m en ??			
CENNES-MONESTIES (11)	1885	25	2 / A	0.59	Commune	Jointolement maçonnerie amont en 1896	BACHY 1963 Cemagref 2002 EDF 2009	X		X	X		1966												2009	2006	1966	1966	2005 2009	Abaissement de la RN de 1,43 m en 2009

ALFED (68)	1887	25	2 / A	0.66	Dépt Haut-Rhin	Remblai aval en 1897	Coyne & Bellier 1992 ISL 1995	X					1962 1995	1962 1995		1962 1995					1985 2001					
BOUZEY (88)	1889	24	3/B	0.58	VNF	Glissement en 1884 Rupture en 1895 Reconstruction en 1939	Coyne et Bellier 1989, Safege 2000, Artelia 2012	X	X	X		X	1939	1939	1939				1939		1999	1939 1955 2010		Glissement en 1884 Rupture en 1895		
La MOUCHE (52)	1890	30	2 / A	0.78	VNF	Masque M. Lévy en 1904	Coyne & Bellier 1976 ISL 2006			X								P					1988			
Le VERUT (42)	1891	21	2 / B	0.75	V. de St-Galmier		ISL, Artelia 2005		X	X		X				2005		2005	2005		2005		1997	Abaissement temporaire de la RN de 4,0 m		
Le PEIROU (13)	1891	13.5	3 / C	0.54	V. de St Rémy de P.		Cemagref 2000, SCP	X			?				1980											
CHARTRAIN (42)	1891	55	2 / A	0.84	V. de Roanne		SOGREAH 1990	X	X	X		X	1934 1970		1930		1993		1993	1992	1982			1982 1987		
ALTENWEIHER (68)	1893	22	2 / C	0.69	Dépt Haut-Rhin	Remblai aval en 1898-1899	Coyne & Bellier 1992 ISL 1996	X					1951 1971			1972								2000		
LAUCH (68)	1894	28	3 / A	0.66	État (DDT)	Remblai aval en 1902	Coyne & Bellier 1992 ISL 1995, Artelia 2004 et 2009	X	X	X		X	1970	1896		1925 1959		1902 1955	2009	1970				1986 2001	Abaissement de la RN de 3,0 m en 2009	
ECHAPRE (42)	1898	37	3 / A	0.72	V. de Firminy		Coyne & Bellier 1986 ISL 1996	X		X		X		1997	1953		1997		1987					1985	Abaissement de la RN de -0.84 m	
ST-SATURNIN d'APT (84)	1899	16.4	3 / C	0.76	Cne de St-Saturnin		SCP-Cemagref	X		X		?			1993				1987						Abaissement de la RN de -1.0 m en 1987	
MIODEX (SAUVIAT) (63)	1903	27	4 / A	0.9	EDF Loire		EDF		X	X	X	X			1967					1953	1987			1984 1993		
ONDENON (42)	1904	33	4 / A	0.83	V. de Ricamarie		Coyne & Bellier 1989						1926 1937	1937	1962				1985							
MARTINET (71)	1904	17.5	5 / C	0.85	CUCM	Masque M. Lévy à la construction	Socotec 1974	X		X					1983				1977 2000					1975		

TABLE 1 – BARRAGES FRANÇAIS en MAÇONNERIE de plus de 15 m de hauteur sur fondation

Page 2/2

Nom du barrage (Département)	Année d'achève- ment	Hauteur sur fonda- tion (m)	Profil - type/ Classe	Fruit global	Propriétaire ou exploitant	Particularités Travaux anciens	Bureaux d'étude pour diagnostic, confortement, EDD	PROBLÈMES RENCONTRÉS					TRAVAUX de RÉPARATION (DATES)										OBSERVATIONS				
								Étanchéité		Évacuateur			INJECTIONS		FACE AMONT				AUTRES								
								Mécanisme	Fondation	Capacité insuffisante	Dégradations	Stabilité insuffisante	Corps du barrage	Fondation	Enduit de surface	Joints	Mébrane	Rembli aval	Travaux sur évacuateur	Organes de vidange	Drainage	Tirants d'ancrage		Auscultation			
POTATAY (42)	1905	45	4 / A	0.8	V. de Chambon - Feugerolles		Coyne & Bellier 1990					X			1988										P	Abaissement de la RN de 1.10 m en ??	
JOUX (69)	1905	30	4 / A	0.84	V. de Tarare	Rehaussement de 3,5 m en 1952	Coyne & Bellier 1983					X	1982	1982						1984			1984	1952	1976 1984		
BAN de CHAMPAGNEY (68)	1905	41	5 / A	0.75	VNF	Masque M. Lévy en 1913-1926	Coyne & Bellier ISL 2005	X	X				1928 1937	1928 1937	1987	1961							2000		2000		
QUEUILLE (63)	1905	32	4 / A	0.88	EDF		EDF			X			1987	1974	1965							1987	1974		19751 992		
FONTBONNE (81)	1906	19.8	4 / B	0.71	Cne de Carmaux		EDF 1972 & 1997	X	X	X		X	1972 1994	1972	1995 2006							2006	1972 2006	1972	1995		
GANNES (03)	1907	23.2	4 / A	0.82	Cne de Commentry		EDF 1994 Somival 2011			X					19451 975							1998	2004		1993		
CHANTEGRELLE (23)	1907	13.5	4 / C	1	SARL	Pas d'organe de vidange	EDF 1992				X en cru	1948													1982		
REDEVIS (63)	1909	18.7	4 / C	0.86	V. de Thiers		BETCGB 1989 – EDF 1999-2004	X	X	X		X								2005			2005	2005	1999	Réservoir vide de 2001 à 2005	
BOUILLOUSE (66)	1904 1910	25	/ A	0.75	SHEM	Rehaussement de 2 m en 1947	SHEM	X				?	1930	1930	1982	1982	1993- 2005						1964		1978 1992		
ANGLUS (64)	1911	15	2 / C	0.34	EDF		EDF	X		X																	
ROCHEBUT (03)	1911	50	4 / A	0.9	EDF Loire		EDF			X					1986										19888 9		
BALME de RENCUREL (38)	1912	27	4 / A	0.59	EDF	Enduit du parement amont refait en 1968	EDF	X		X		X	2014		1968											Travaux de réhabilitation en 2013 – 2014	
DARDENNES (83)	1912	35	4 / A	0.84	V. de Toulon		ISL 1990, Sogreah 2011, Coyne & Bellier 2013	X	?	X			1905 1982										1964 1985	1964		1989	Révision spéciale en cours
LAC CARRE (38)	1913	10	3 / C	0.7	EDF	Enduit du parement amont refait en 1975	EDF	X							19752 008										2011		
PASSOUIRA (43)	1916	21	4 / B	0.81	EDF		EDF								?									1991			
LES MESCE (06)	1917	65	2-5 / A	0.97	EDF		EDF	X							1967// 0	1967// 0								1970			
CONFOLENT (Combes) (23)	1919	33	4 / A		EDF	Rehaussement de 9 m en 1927			X		X		1936 1983	19601 98319 94	1973										19711 98919 94		
MOTZ (74)	1919	53	4 / A	0.8	EDF		EDF	X		X			2008												2013	Nouveaux clapets et ancrage de la poutre	
MONTAIGUT (63)	1920	22.5	4 / A	0.88	V. de St-Eloy les Mines		SEEE 1978 STUCKY 1996	X		X		?	1957											1978	2002	2002	
LA ROCHE (87)	1921	16	4 / B	0.8	EDF		EDF			X		X													2012	2012	
SAINT SERNIN du BOIS (71)	1921	25	5 / A	0.85	CUCM	Masque M. Lévy à la construction	SOCOTEC 1974	X		X					1976											1976	

Thème 4.10 – Le parc des barrages Français en maçonnerie - techniques de reconnaissance et de confortement

CANSON à Davézieux (07)	1923	14,6	/ C	0,83	Canson & Montgolfier		Géo+ 2010	?	X	X	X					prévu		2008		prévu	2008			
St MARTIN de LONDRES (34)	1923	15	4 / nc	1,07	Coop. d'Electricité		Cemagref 1988		X										1991					
LA GIMONT (69)	1925	19	4 / C	0,8	V. de Chazelles	Rehaussement de 2 m en 1957	Cemagref 1991 EDF 1994	X	X	X			1994	1994	1957				1994	1994		1991		
CHARDES (87)	1926	12	4 / B	0,8	EDF		EDF			X	X													
PONTABOULAND (42)	1926	14	4 / B	0,7	EDF		EDF	X			X	X	1997								1976	1997		
PEILHOU (64)	1927	20	4 / B	1	EDF		EDF	X		X	X											1994	Projet de confortement par recharge aval béton	
JOUSSEAU (87)	1928	15	4 / B	0,8	EDF		EDF			X	X											2013		
COTTIPEPENS 2 (38)	1930	9	3 / C	0,7	EDF	Enduit armé sur parement amont (1992)	EDF	X					2013	1992 012									2013	
CHARPAL (48)	1932	29	4 / B	1,1	Ville de Mende	Abaissement du déversoir de 4,6 m en 1934	Coyne & Bellier EDF 1981, BRL 2011	X	X				1982	1991	1934	1982			1992	1989		1982	Retour à la RN initiale en 1993	
COURS (Berthier) (69)	1933	23	5 / C	0,8	V. de Cours		BETCGB 1992 Coyne & Bellier 1998	X		X					1963 1994			1993						Abaissement de la RN de 1,0 m en 1993
BISSORTE (73)	1936	65	5 / A	0,73	EDF Alpes			X					1968	1954 1962	1973					1975	1975			
CAILLAOUAS (65)	1940	22	5 / B	0,89	SHEM	Rehaussement de 2 m en 1952		X					1971	79/89	1974									
IZOURT (09)	1940	43	5 / A		EDF Pyrénées			X								1960					1987			
GNIIOURE (05)	1949	72	5 / A	0,83	EDF Pyrénées		EDF	X					1952			1957 1968 1982	2013							Travaux de rejointement (2010), puis pose de membrane (2013)
LA VALETTE (43)	1914 1949	35 60	5 / A	0,85	V. de St-Etienne	1910 maçonnerie 1945 béton	Socotec 1980-EDF	X	X	X		X	1982	1982							1990	1982	1982	Abaissement de la RN de 3m de 1981 à 1990
OULE (65)	1924 1950	33,5 51	4 / A	0,94	SHEM	1924 maçonnerie 1950 béton	Coyne & Bellier						1950	1950										

TABLEAU 2 – PROPRIETES des MATERIAUX des BARRAGES FRANÇAIS en MAÇONNERIE

Nom du barrage	Matériau des parements du barrage	Matériau du corps du barrage				
		Pierre		Maçonnerie	Mortier	
		type	propriétés	propriétés	type	propriétés
ST-FERREOL (31)	Granite + pierre volcanique taille des moellons 0.7 x 0.3 m	Gneiss	Taille 0.1-0.5 m	$K = [1.3 ; 3.4] 10^{-6}$ m/s $d_s = 1.9$ $d_h = 2.1$	Mortier beige	
LAMPY	Calcaire	Granite gris	Taille 0.1-0.5 m	$K = [1.2 10^{-6} ; 8.4 10^{-8}]$ m/s $d_h = 2.05$ $d_s = 1.69$ à $1.92$ $R_c = 5$ MPa $R_t = 0$ MPa moellons/mortier 60/40%	Mortier de chaux	
TILLOT	Arkose	Calcaire sinémurien		$d = 2.3$ $\phi = [32, 41]^\circ$ $R_c \approx 5$ MPa $K = [3 10^{-10} ; 9 10^{-4}]$ m/s	Chaux hydraulique	$d = 1.75$
CHAZILLY (21)	Grès siliceux	Calcaire sinémurien		$d_s = 2.05$ $d_h = 2.11$ $R_c = 5$ MPa $R_t = [0 ; 0.3]$ MPa moellons/mortier 55/45%	Chaux hydraulique	
GROSBOIS 1 (21)	Calcaire	Calcaire		$d = 2.4$ $\phi = [38, 44]^\circ$ $R_c \approx 5$ MPa $K = [1.2 ; 8.6 10^{-9}]$ m/s	Chaux hydraulique	$d = [1.5 ; 1.8]$ $n = 52\%$
BOSMELEAC (22)	Schiste		Taille 0.05-0.2 m	$K = [10^{-6} ; 4.5 10^{-4}]$ m/s	Chaux et baked clay	$d_s = [1.29 ; 1.37]$ $d_h = [1.67 ; 1.75]$ $R_c = [1 ; 8]$ MPa $c' = 100$ kPa $\phi' = 48^\circ$
SETTONS (58)	Granite	Granite	$d = 2.53$	moellons/mortier 53/47% $d = 2.08$ $R_c = 6$ MPa $\phi = 36^\circ$ $E = 6500$ MPa $\nu = 0.42$ $K = [5 10^{-8} ; 3.5 10^{-7}]$	Chaux 333 kg/m <sup>3</sup>	$R_c = [2 ; 3]$ MPa $d = 1.56$ $\phi = 46^\circ$ $\phi$ (résiduel) = $36^\circ$
GOUFFRE D'ENFER (42)	Granite	Granite	taille 0.3 x 0.5 cm	$d = 2.24$ $R_c = [4 ; 14]$ MPa $K = [0.3 ; 3] 10^{-7}$ m/s moellons/mortier 60/40%	Chaux hydraulique + sable granitique	$d = 1.75$ $n = 34\%$
TERNAY (07)	Granite	Granite	$d = 2.6$ t/m <sup>3</sup>	$d = 2.35$ $R_c > 10$ MPa $E = 14000$ MPa $\nu = 0.15$ moellons/mortier 60/40%		$d = 2$
PAS de RIOT (42)	Granite ou gneiss	Granite ou gneiss	$d_s = 2.65$ $d_h = 2.7$ $R_c = 161$ MPa	$d_h = 2.3$ $\nu = 0.2$ $K = [1.6 10^{-7} ; 3 10^{-9}]$ m/s $E = 7130$ MPa $E_{def} = 3530$ MPa $R_c = [0.3 ; 0.6]$ MPa	Mortier de chaux	$d_s = 1.8$ $d_h = 2$ $\phi = 34.7^\circ$ $c = 0.2$ MPa $n = 22\%$ $R_c = 7.7$ MPa
LABOURNE (38)			$d = 2.4$ $R_c = 14$ MPa $V_s = 2300$ m/s	Maçonnerie avec gros agrégats	Mortier de chaux	
PONT et MASSENE (21)	Granulite + arkose + granite (crête)	Granulite		$\phi = [30 ; 40]^\circ$ $R_c \approx 3.4$ MPa $R_t = [0 ; 0.5]$ MPa $d_h = 2.28$ $K = 2 10^{-7}$ à $3 10^{-6}$ m/s moellons/mortier 65/35%	Chaux hydraulique et ciment	
ALFED (68)	Granite	Granite	$d_s = d_h = 2.65$		2/13 chaux 1/13 ciment 10/13 sable	$d_s = 2$ $d_h = 2.14$
CHARTRAIN (42)	Granite			$d_s = 2.27$ $R_c > 15$ MPa $R_t > 1.2$ MPa $\phi = 45^\circ$ $c = 0.4$ MPa moellons/mortier 55/45%	Mortier de chaux	$R_c = 15$ MPa $d = 1.9$
ALTENWEIHER (68)		Granite	$d_s = d_h = 2.66$		Bas: 1/8 chaux 2/8 ciment + 5/8 sable	Haut: 3/11 chaux 1/11 ciment + 7/11 sable $d_s = 1.91$ , $d_h = 2.15$

TABLEAU 2 – PROPRIETES des MATERIAUX des BARRAGES FRANÇAIS en MAÇONNERIE

Nom du barrage	Matériau des parements du barrage	Matériau du corps du barrage				
		Pierre		Maçonnerie	Mortier	
		type	propriétés	propriétés	type	propriétés
ECHAPRE (42)	Granite	Granite		moellons/mortier 55/45% K= [10 <sup>-6</sup> ; 10 <sup>-5</sup> ] m/s E = 6000 MPa	Chaux hydraulique 360 kg/m <sup>3</sup> φ = 32° n = 27%	Saturé : R <sub>c</sub> =16.5 Mpa d = 2 Sec : R <sub>c</sub> = 18.4 MPa d = 1.7
BAN de CHAMPAGNEY (68)	Grès	Oolite	Très dur, mais sensible au gel		Chaux hydraulique + sable alluvial	teneur en chaux 370 kg/m <sup>3</sup>
REDEVIS (63)	Granite	Granite	d = 2.55	moellons/mortier < 50 %	Chaux hydraulique + sable	Teneur en chaux 350 kg/m <sup>3</sup> d = 1.75
BOUILLOUSE (66)	Granite - mortier de ciment 600 kg/m <sup>3</sup>	Granite		moellons/mortier = 70/30 %	Chaux hydraulique	Teneur en chaux 350 kg/m <sup>3</sup>
DARDENNES (83)	Calcaire	Calcaire		E~18000 MPa, ds [2 ; 2.7], dh [2 ; 2.5], R <sub>t</sub> [1,7 ; 4 MPa], R <sub>c</sub> moy 16 MPa [5 ; 25], V <sub>p</sub> 3000-4500 m/s, V <sub>s</sub> 1500-2500m/s	Chaux hydraulique + ciment	Teneur en chaux 320 kg/m <sup>3</sup> n = 15.6 %
LES MESCE (06)				E <sub>dyn</sub> = 12000 MPa ν = 0.30 d = 2.2	Chaux hydraulique + ciment	
LAC D'OO	Granite	Granite	Taille [0.1 ; 0.4]m très dur	d = 2.2	mortier grossier & béton	
MONTAIGUT (63)	Granite	Granite		d <sub>s</sub> = 2.2 d <sub>h</sub> = 2.35	Chaux hydraulique	
St MARTIN de LONDRES	Calcaire	Calcaire		V <sub>son</sub> [2000 ; 2800] m/s	Chaux hydraulique 200 kg/m <sup>3</sup>	
LA GIMONT (69)	Granite	Granite		G <sub>dyn</sub> [6000 ; 12400] MPa E <sub>dyn</sub> = [15900 ; 31300] MPa ν = [26 ; 35] d = 2.2 R <sub>c</sub> = 9 MPa	Chaux + sable granitique	n = 35% d = 1.7
CHARPAL (48)	Feldspathic sandstone	Feldspathic sandstone	d = 2.4 t/m <sup>3</sup> R <sub>c</sub> = 70 MPa V <sub>son</sub> =4300 Ms	d ≈ 2.25 R <sub>c</sub> = [13 ; 33] MPa φ(pic) = 46° c' = 0.25 MPa φ (résiduel) = 38.5° c = 0 K= [1 10 <sup>-5</sup> ; 1 10 <sup>-6</sup> ] m/s V <sub>son</sub> = [3780 ; 4000] m/s	Chaux + sable granitique	Teneur en chaux : au centre 350 kg/m <sup>3</sup> , en amont 450 kg/m <sup>3</sup> d = 1.9 R <sub>c</sub> < 10 MPa V <sub>son</sub> = 3680 m/s
IZOURT (09)	Granite + ciment Portland mortier 400 kg/m <sup>3</sup> n<0.15	Micaschiste	taille > 0.2 m	Défauts de remplissage détectés	0/25 Portland ciment	ciment 200-250 kg/m <sup>3</sup> n [18 ; 21] %
OULE		Schiste et granite	taille 0.1-0.9m <100 litres	moellons/mortier = 70/30 % n ≈ 15% d = 2.4 R <sub>c</sub> ≈ 14.2 MPa R <sub>t</sub> ≈ 3.7 MPa	Ciment artificiel	ciment 600 kg/m <sup>3</sup>
MOTZ (74)	Calcaire (aval et partie sup. amont)	Calcaire	ep : 35 à 40 cm. 30 x 50 irrégulier	Présence de vides (10% - 20%) d ≈ 2,23 K < 20 EL V <sub>son</sub> ≈ [2000,6000] m/s	Ciment artificiel	MOTZ (74)
ANGLUS (64)	Granite	Calcaire		Permeabilité en partie sup. (marnage) ≈ 100 UL	Ciment artificiel	d≈2.2 – R <sub>c</sub> moy ≈ 20 MPa
BALME RENCUREL (38)	Calcaire	Calcaire Blocs de 25-30 cm	R <sub>c</sub> 133 MPa d <sub>s</sub> ≈ 2,66 Porosité ≈ 0,7%	Perméabilité [1 ; 5].10 <sup>-5</sup> m/s V <sub>son</sub> = [3300 ; 3900] m/s Module Young dyn. [15 ; 25] Gpa	Ciment artificiel 280 kg/m <sup>3</sup> Eau 158 l/m <sup>3</sup> E/C 0,56	R <sub>c</sub> = [0.8 ; 3.5] MPa d <sub>s</sub> ≈ [1.6 ; 2.16] d <sub>sat</sub> ≈ [1.9 ; 2.35] Porosité ≈ [13 ; 24]%