



HAL
open science

Sécurité des barrages en service

G. Degoutte, P. Royet

► **To cite this version:**

G. Degoutte, P. Royet. Sécurité des barrages en service. Cemagref Editions, pp.250, 1994, 2-85362-354-8. hal-02576472

HAL Id: hal-02576472

<https://hal.inrae.fr/hal-02576472v1>

Submitted on 24 Apr 2023

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Sécurité des barrages en service

PUB 00003278



Session de formation continue
Montpellier, 25-28 mai 1993



CENA GNA8 F



ECOLE NATIONALE DU GENIE RURAL DES EAUX ET DES FORETS
ENGREF

CEMAGREF
DOCUMENTATION
CLERMONT-FERRAND

Sécurité des barrages en service

Session de formation continue de l'ENGREF
Montpellier - 25 au 28 mai 1993

Coordination :

Gérard Degoutte, *ENGREF* - Paul Royet, *CEMAGREF*

avec la participation financière
du ministère de l'Agriculture et de la Pêche



ECOLE NATIONALE DU GENIE RURAL DES EAUX ET DES FORETS
ENGREF

19, avenue du Maine
75732 Paris Cedex 15
Tél. : (1) 45.49.89.00
Fax : (1) 45.49.88.27



CEMAGREF

**CENTRE NATIONAL
DU MACHINISME AGRICOLE
DU GÉNIE RURAL
DES EAUX ET DES FORÊTS**

GROUPEMENT AIX-EN-PROVENCE
Le Tholonet, B.P. 31
13612 Aix-en-Provence Cedex 1
Tél. 42.66.99.10 - Télex 401 910 F
Télécopie 42.66.88.65

Le Centre National du Machinisme Agricole, du Génie Rural, des Eaux et des Forêts

est un Établissement Public à caractère Scientifique et Technologique sous la tutelle des ministères chargés de la Recherche et de l'Agriculture.

Il emploie 1 000 agents permanents répartis en 10 sites.

En contact permanent avec les agents économiques et les collectivités, le CEMA-GREF intervient pour :

- concevoir une ingénierie des milieux et des équipements, pour une meilleure maîtrise de leur gestion par la collectivité et leurs usages par le secteur agricole ;
- appuyer l'élaboration et le suivi des politiques pour participer aux mutations des activités économiques.

Son activité s'exerce :

- dans deux grands champs : les milieux aquatiques, les territoires et l'agriculture ;
- et avec deux entrées privilégiées : la conception des règles d'une gestion intégrée, la conception et la gestion d'équipements.

Il est organisé en quatre départements scientifiques :

- gestion des milieux aquatiques ;
- équipements pour l'eau et l'environnement ;
- gestion des territoires ;
- équipements agricoles et alimentaires.

L'École Nationale du Génie Rural des Eaux et des Forêts (ENGREF)

forme des cadres supérieurs pour le service de l'État, pour les collectivités territoriales et les entreprises. Ces ingénieurs sont formés pour travailler à la charnière entre les sciences physiques et les sciences du vivant, particulièrement dans les domaines de l'eau, de la forêt et du bois, de l'environnement, de l'aménagement du territoire et des industries agro-alimentaires.

École scientifique où les formations de troisième cycle occupent une place importante, l'ENGREF développe une politique de formation par la recherche en s'appuyant sur ses laboratoires propres et sur ceux des grands organismes de recherche auxquels elle est associée.

Implantée à Paris, Nancy, Montpellier, Kourou et bientôt Clermont-Ferrand, l'ENGREF offre une gamme étendue de formations.

Deux cycles de formation d'ingénieurs :

- ingénieurs forestiers diplômés à Bac+5 à partir d'un recrutement à Bac+2 ;
- ingénieurs du génie rural des eaux et des forêts diplômés à bac+6 ou 7 à partir d'un recrutement à Bac+4 ou 5.

Huit Diplômes d'Études Approfondies (DEA) en cohabilitation, et des Doctorats.

Cinq mastères spécialisés accrédités par la Conférence des Grandes Écoles.

L'ENGREF est partie prenante dans l'Institut Supérieur de l'Agro-Alimentaire (ISAA), l'Institut Supérieur Européen des Agro-équipements (ISEAE) et le Collège des Ingénieurs (formation au management).

Enfin, elle a une activité importante de formation continue.

SOMMAIRE

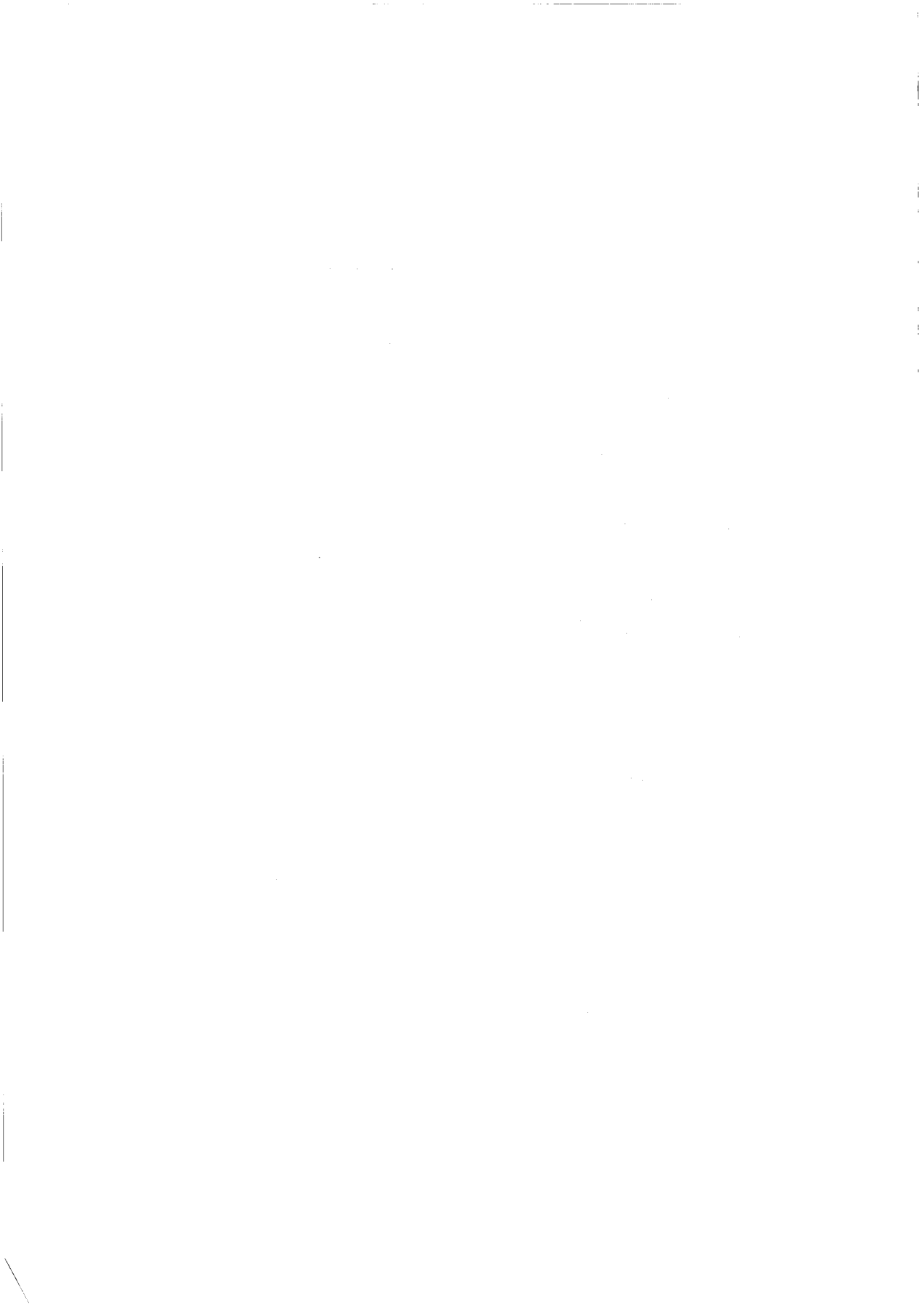
AVANT-PROPOS

- Analyse des ruptures de barrages. Causes et conséquences** 9
(André Goubet, *ministère de l'Industrie*)
- État des lieux de la sécurité des barrages en France** 21
(Paul Royet, *CEMAGREF*)
- Aspects réglementaires** 29
(Cyril Folton, *CEMAGREF*)
- Organisation du contrôle des barrages au ministère de l'Environnement et perspectives réglementaires issues de la loi sur l'eau** ... 39
(Yves Le Trionnaire, *ministère de l'Environnement*)
- Organisation du contrôle des barrages au ministère de l'Industrie** ... 43
(Loïc Cottin, *BETCGB*)
- Principes généraux pour l'évaluation des risques en cas de rupture** .. 49
(Gérard Degoutte, *ENGREF*)
- Présentation des méthodes de calcul de l'onde de rupture** 53
(André Paquier, *CEMAGREF*)
- Utilisation du logiciel CASTOR** 67
(André Paquier, *CEMAGREF*)
- Prédétermination de la crue de projet** 71
(Jacques Lavabre, *CEMAGREF*)
- Évaluation de la capacité d'un évacuateur existant** 83
(Paul Royet, *CEMAGREF*)
- Techniques de renforcement de la capacité des évacuateurs** 95
(Gérard Degoutte, *ENGREF*)
- Auscultation des barrages** 119
(Gérard Degoutte, *ENGREF*)

Automatisation des mesures d'auscultation	137
(Rémy Tourment, <i>CEMAGREF</i>)	
Analyse des mesures d'auscultation	145
(Paul Royet, <i>CEMAGREF</i>)	
Méthodologie de diagnostic complet des barrages anciens	163
(Gérard Degoutte, <i>ENGREF</i>)	
Étapes du diagnostic. Barrage en terre : le barrage des Sapins.	
Barrage en maçonnerie : le barrage de Chazelles	183
(Paul Royet, <i>CEMAGREF</i>)	
Confortement du barrage en terre de Saint-Pardoux	191
(Michel Lino, <i>Bureau ISL</i>)	
Confortement d'un barrage en maçonnerie par remblai aval	205
(Joël Francq, <i>Bureau Coyne et Bellier</i>)	
Rénovation du barrage poids de Charpal	239
(Philippe Vincent, <i>EDF</i>)	

ANNEXES :

Programme de la session du 25 au 28 mars 1993	245
Coordonnées des intervenants	248
Liste des participants	249
Sessions proposées par l'ENGREF dans le domaine de l'eau pour 1994	250



AVANT-PROPOS

Le parc français des petits et moyens barrages est à la fois important et dispersé. Cela lui permet de répondre au mieux à la multiplicité des objectifs de maître d'ouvrages motivés par l'aménagement et les besoins locaux. En contrepartie, chaque maître d'ouvrage ne possède qu'un tout petit nombre d'ouvrages, un seul en général. Il ne peut alors généralement pas disposer de compétences en son sein. Avec le temps, le risque potentiel est oublié et le barrage est tout simplement considéré comme faisant partie du paysage. Or, les exposés suivant le montrent, un barrage n'a pas toujours été testé dans les conditions les plus défavorables et de plus, il vieillit. Des ruptures peuvent survenir au bout de plusieurs dizaines d'années et peuvent être très brutales, même pour les barrages en terre.

Il importe donc de sensibiliser au maximum les services de contrôle de l'État chargés de la veille et de donner les moyens à ces services et aux ingénieurs d'étude pour diagnostiquer, observer, vérifier, conforter les barrages anciens, malgré les difficultés dues à leur âge et à l'absence de données.

Tel est l'objet de la session qui s'est déroulée à Montpellier du 25 au 28 mai 1993 organisée par l'ENGREF. Tout naturellement prévue pour les services du ministère de l'Agriculture et de la Pêche, elle a été largement ouverte aux services du ministère de l'Environnement et à de nombreux organismes privés ou publics.

Remerciements

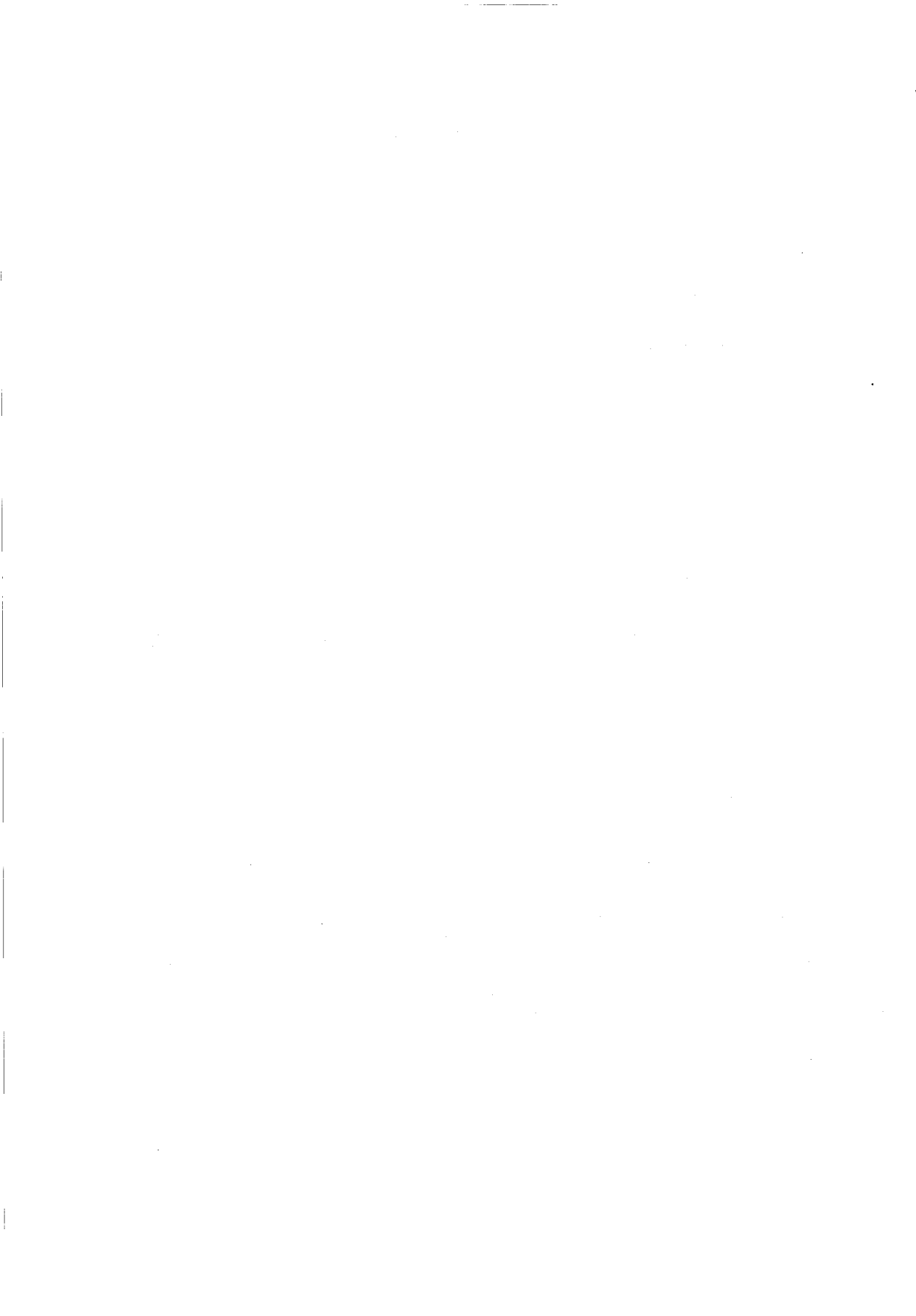
Le contenu du stage a été bâti en association étroite et efficace avec Paul Royet, chef de la division "ouvrages hydrauliques et équipements pour l'irrigation" du groupement d'Aix-en-Provence du CEMAGREF.

Le ministère de l'Agriculture et de la Pêche, direction de l'espace rural et de la forêt d'une part, le ministère de l'Environnement, direction de l'eau d'autre part, ont bien voulu annoncer cette session en informant les DDAF, DDE et DIREN.

La plupart des intervenants, malgré leurs nombreuses occupations, ont bien voulu fournir un document écrit d'accompagnement.

Merci aussi à Alain Maragnani qui a assuré l'organisation matérielle de la session avec le plus grand professionnalisme et qui s'est chargé de la délicate tâche de recueillir les présents textes.

Gérard Degoutte



Analyse des ruptures de barrages

Causes et conséquences

André GOUBET - *ministère de l'Industrie*

Avertissement : A aucun moment cette note ne traitera du cas des dépôts de résidus solides ou pâteux (stériles miniers en général) stockés dans des thalwegs et retenus par des barrages de caractéristiques très diverses.

1 - Objet de la communication

La plus ancienne "analyse statistique" sur les ruptures de barrages dont j'ai connaissance a été publiée aux Etats-Unis en 1902 ; il s'agissait en fait de brèves monographies relatives à 49 ruptures, l'auteur ayant par ailleurs eu connaissance de 48 autres ruptures pour lesquelles il n'avait pas pu recueillir d'informations détaillées⁽¹⁾.

Depuis lors, de telles analyses se sont multipliées, portant soit sur les seules ruptures de barrages, soit sur les ruptures et les incidents graves.

La Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB) a en particulier procédé à trois enquêtes mondiales, l'une dans les années 60, la seconde dans les années 70, la dernière enfin dans les années 1980. Nous utiliserons largement ci-après les résultats de cette dernière qui est en cours de mise au point.

(1) Il s'agissait évidemment dans la très grande majorité des cas de ruptures survenues sur de très petits barrages.

Les résultats obtenus présentent le plus grand intérêt à la fois pour les ingénieurs chargés de la sécurité des ouvrages, en mettant en évidence les principaux mécanismes de rupture, et les autorités chargées de la protection civile, en leur permettant de mieux apprécier l'importance et la nature des risques associés aux barrages.

2 - Limites de l'analyse

Dans ce domaine, comme dans beaucoup d'autres, il est aisé de faire mentir les chiffres, ou, plus grave, d'en tirer des conséquences erronées sans même s'en rendre compte.

2.1 Importance des ensembles à considérer

On pourrait, par exemple, considérer l'ensemble des grands barrages français (500 barrages et 20 000 années-barrages environ), constater que notre pays a connu deux ruptures à la suite d'erreurs de conception (Bouzey en 1895 et Malpasset en 1959) et en tirer la conclusion qu'aucun risque de submersion n'existe pour nos ouvrages.

On pourrait d'autre part examiner le comportement du parc européen depuis 1980 (4 000 barrages et 50 000 années-barrages) et constater que sur les quatre ruptures observées, trois sont consécutives à de mauvaises manœuvres des organes de vannage lors de crues importantes ; une conclusion semblerait s'imposer : les barrages européens (et donc français) sont à la merci d'une défaillance de vannes.

Ces deux exemples suffisent pour montrer la fragilité de raisonnements inappropriés.

2.2 Incertitudes sur les valeurs utilisées

On aura l'occasion de parler tout au long de l'étude du nombre de grands barrages existants et du nombre de ruptures observées ; or ces deux éléments ne sont connus qu'avec une marge d'incertitude dont il faut avoir conscience.

2.2.1 Nombre de grands barrages : un grand nombre de pays adhère à la CIGB et possède environ 99 % des barrages existant au monde ; chacun en donne la liste à la Commission qui établit et publie régulièrement un "Registre Mondial". En théorie tout est parfait. Mais la définition du "grand barrage" telle qu'elle est arrêtée par la Commission est imprécise :

- est "grand barrage" tout ouvrage de plus de 15 m de haut au-dessus de la surface générale des fondations (l'expérience montre que la notion de surface générale est appréciée de façon très variable),
- peut être considéré comme grand barrage un ouvrage dont la hauteur serait comprise entre 10 et 15 m et présentant des caractéristiques particulières : grand réservoir, évacuateur de crues important (l'expérience montre que là aussi cette possibilité est utilisée de façon très variable d'un pays à l'autre).

Il ne faut pas oublier par ailleurs qu'un ouvrage de 15 m de haut au-dessus des fondations est un ouvrage modeste et que dans certains pays (dont la France), il n'existe pas d'organisme central chargé d'en dresser une liste exhaustive et noter, d'autre part, que la cotisation due à la CIGB est fonction du nombre de barrages (l'URSS ne mentionnait par exemple que 132 barrages, tous hydroélectriques, alors que les zones irriguées y sont considérables).

2.2.2 Nombre de ruptures : les incertitudes sont encore beaucoup plus grandes. La CIGB a dernièrement dressé une liste de 180 ruptures comprenant trois ruptures de barrages chinois ; or, d'après le Registre Mondial, la Chine possède la moitié des grands barrages existants au monde. Même si l'on tient compte du fait que presque tous les barrages chinois ont été construits après 1950 et étaient donc susceptibles de bénéficier de la technologie moderne, aucun élément rationnel ne peut expliquer une telle disparité. Il est sûr que pour certains responsables une rupture présente un caractère infamant qui les conduit à procéder à une rétention d'information (parfois officiellement organisée) alors que pour d'autres une rupture est un élément factuel qui appartient à l'information publique. Outre le fait que la frontière entre incident grave et rupture⁽²⁾ est parfois difficile à fixer, on constate que deux accidents présentant de très grandes analogies peuvent être considérés comme une rupture par un pays et rejetés avec énergie par un autre⁽³⁾.

Par précaution, nous limiterons donc notre analyse au Monde, Chine exclue, sans jamais perdre de vue les réserves présentées ci-dessus.

3 - Résultats susceptibles d'être dégagés en ce qui concerne les mécanismes de rupture

Pour 164 ruptures nous connaissons un minimum d'informations relatives aux barrages intéressés, c'est-à-dire au moins la date de mise en service et celle de l'accident ainsi que, très généralement, la cause de la ruine.

3.1 Ruptures pendant la construction

Les significations données à cette expression varient très largement d'un auteur à l'autre (ou d'une statistique à l'autre).

Certains considèrent comme ruptures les grands glissements qui affectent parfois les ouvrages en terre (ou leur fondation) vers la fin des travaux. Mais en fait, des glissements plus ou moins importants intéressent souvent les barrages en terre, en cours de travaux, comme en exploitation. Dans ce dernier cas, l'accident s'analyse comme une rupture

(2) D'autant plus que le mot correspondant en anglais est "failure", beaucoup moins fort que "rupture" et qui devrait parfois se traduire par "défaillance".

(3) On constate, à l'opposé, que certaines ruptures, surtout parmi les anciennes, figurent deux fois, sous deux noms différents dans certains tableaux.

lorsque (tout à fait exceptionnellement) il y a lâchure d'eau et comme un incident le reste du temps. On ne peut évidemment recourir à ce critère distinctif pour les ouvrages en cours de travaux. Comme par ailleurs les glissements de terrain avant mise en eau n'ont aucune conséquence pour l'aval, j'ai choisi, dans le cadre de cette étude, de ne les considérer en aucun cas comme des ruptures.

D'autre part, un barrage en construction n'est pas conçu pour être protégé, au moins dans les premières phases de chantier, contre la crue de projet. Et comme quelques centaines de barrages sont lancés chaque années dans le monde, il est admis et normal que l'on observe quelques submersions chaque année sans risque sensible pour l'aval. Je n'ai donc retenu que les ruptures survenant lorsque l'ouvrage avait atteint un stade d'avancement à partir duquel il puisse être assimilé à un grand barrage, (c'est-à-dire 15 m au-dessus des fondations).

Treize ruptures répondant à cette condition ont été répertoriées dont dix provoquées par des crues et trois par un début de remplissage plus ou moins volontaire au cours duquel l'ouvrage a cédé (renard, etc.).

3.2 Ruptures consécutives à l'onde de submersion provoquée par la rupture d'un barrage à l'amont

Je connais six ruptures concomitantes de deux barrages situés l'un en aval de l'autre sur un cours d'eau (Algérie, Brésil, Canada, Grande-Bretagne, Inde, Etats-Unis). Dans cinq cas, le barrage situé à l'aval était un "grand barrage". Un tel accident peut évidemment survenir quels que soient les caractéristiques et l'âge du barrage aval et il n'y a guère d'enseignements à en tirer pour ce dernier.

3.3 Ruptures en exploitation imputables à des crues

Sur 146 ruptures de barrages survenues après la fin de la construction (et non causées par un barrage situé à l'amont), 41 sont imputables à des crues, soit un peu plus du quart⁽⁴⁾.

En général la rupture est la conséquence d'une submersion qui, ou bien érode l'aval de la fondation d'un barrage poids, ou plus souvent, le corps d'un barrage en remblai. Dans un certain nombre de cas c'est l'évacuateur de crue, mal conçu, qui périt (par érosion du coursier ou de la zone de rejet notamment). Mais on a aussi observé, en ce qui concerne les barrages-poids des glissements sur la fondation ou des ruptures par tractions dans la maçonnerie.

(4) Dans beaucoup d'études analogues à celles-ci, on a souvent fait état de valeurs supérieures à un tiers, mais on ne traitait pas séparément les submersions imputables à des ruptures de barrages situés à l'amont et on considérait parfois globalement les ruptures survenues en cours de chantier et en cours d'exploitation. Par ailleurs, si l'analyse porte également sur des barrages de hauteur inférieure à 15 m, il est normal que le pourcentage d'accidents par submersion augmente, car l'on admet volontairement un niveau de protection contre les crues plus faible pour les petits ouvrages.

Dans quatre cas, un barrage a péri avant la submersion de la crête de l'ouvrage (mais alors que la cote dans la retenue avait dépassé la cote de retenue exceptionnelle prise en compte lors du projet), dans un cinquième, c'est un col qui a cédé avant la submersion de la digue proprement dite.

Le pourcentage important de ruptures dues aux crues conduit évidemment à s'interroger sur le degré de confiance à accorder aux crues de projet calculées au moment de la construction de l'ouvrage (ou lors d'une réhabilitation). En fait, l'analyse est plus complexe.

On constate en effet que dans quelques cas la crue a submergé un barrage qui s'était précédemment affaissé sans que l'on ait remédié à cette défektivité. Mais surtout, dans à peu près la moitié des cas, la rupture est imputable à un mauvais fonctionnement (total ou partiel) des organes de fermeture⁽⁵⁾.

Ceci montre que pour un ouvrage vanné la maîtrise des ouvrages de fermeture est encore plus souvent sujette à défaillance que la crue de projet n'est sous-estimée (l'un n'empêchant évidemment pas l'autre, bien au contraire). Une bonne maîtrise doit d'abord résulter de la conception des aménagements (diesel et moteurs d'entraînement électriques situés au moins au-dessus de la crête, circuits électriques séparés...) puis d'une gestion régie par des consignes d'autant plus strictes et précises que les opérateurs auront rarement l'occasion de la mettre en œuvre.

Il est intéressant d'essayer de mettre en évidence les taux de rupture par submersion des barrages :

Age du barrage au moment de la rupture	< 5 ans	6 à 10	11 à 20	21 à 40	41 à 60	> 60 ans
Nombre de ruptures	13	5	9	8	5	1
Nombre d'années-barrages correspondantes	90 000	85 000	150 000	200 000	80 000	80 000
Nombre d'années-barrages par rupture	7 000	17 000	17 000	25 000	16 000	80 000

Les nombres d'années-barrages sont évidemment approximatifs, tout comme les nombres d'accidents par années-barrages. Mais il semble bien résulter de ces valeurs que dans les premières années surviennent un assez grand nombre de ruptures sur des ouvrages notoirement sous-dimensionné, puisque ensuite il y a une stabilisation autour d'un taux de l'ordre d'une rupture pour 20 à 25 000 années-barrages⁽⁶⁾.

(5) C'est en particulier le cas pour trois ruptures par submersion survenues en Europe, depuis quinze ans.

(6) Il y a au moins quatre ruptures qui ne figurent pas dans cette analyse parce que l'on ne connaît pas l'âge du barrage au moment de l'accident ; les nombres d'années-barrages par rupture figurant dans le tableau sont donc, en fait, à minorer en moyenne de 10%.

3.4 Ruptures en exploitation selon l'âge de l'ouvrage

3.4.1 Ruptures pendant les premières années

Le tableau suivant répartit les ruptures en fonction de l'âge du barrage lors de l'accident et de son année de mise en service.

Construction/ âge	< = 5*		6 à 10	11 à 20	21 à 40	41 à 60	> 60	Total	Nombre de barrages construits
avant 1900	9	5	2	5	3	2	2	28	1100
1900 à 1949	15	13	4	2	3	7	0	44	4200
1950 à 1969	11	4	4	2	2	-	-	23	7200
1970 à 1986	2	6	1	1	-	-	-	10	5000
Total	37	28	11	10	8	9	2	105	17500

* Pour les barrages rompus dans les cinq premières années, on a distingué les ruptures survenues lors du premier remplissage (première colonne) et celles qui se sont produites peu de temps après (deuxième colonne).

Les valeurs mentionnées sont encore plus spectaculaires si l'on observe que trois barrages dont la rupture est intervenue entre 11 et 20 ans en étaient en fait à leur premier remplissage : 40 ruptures sur 105 se sont produites lors du premier remplissage et presque autant dans les années immédiatement suivantes. Ces accidents résultent évidemment d'une conception et/ou d'une réalisation manifestement défectueuses et justifient le soin méticuleux avec lequel le comportement d'un barrage doit être observé, d'abord lors de la première mise en eau puis des premières années suivantes.

Une deuxième évidence apparaît à l'examen du tableau : le progrès technique. Seules les colonnes relatives aux dix premières années sont complètes (ou à peu près), les autres, malheureusement s'enrichiront encore. Pour ces dix années on constate : avant 1900 : une rupture pour 70 barrages ; entre 1900 et 1949 : une pour 130 ; depuis 1950 : une pour 500.

Cette évolution apparente est toutefois partiellement erronée à cause du poids des ruptures survenues aux USA. D'après le Registre mondial, en 1900, les Etats-Unis disposaient de : 190 barrages sur un total mondial de 1128 ; mais en ce qui concerne les ruptures ce pays intervient pour 18 sur un total de 40 (toutes causes confondues) intéressant les barrages antérieurs au XXe siècle. Cette disproportion s'explique par plusieurs raisons : une collecte des informations exceptionnellement performante commencée dès la fin du siècle dernier (et faisant éventuellement apparaître la même rupture sous deux noms différents), un mode de réalisation marqué par la "Conquête de l'Ouest" au cours de laquelle il n'était pas nécessaire d'espérer pour entreprendre (un certain nombre d'ouvrages ont été réalisés par des audacieux qui n'avaient que des compétences techniques limitées alors que dans le même temps en France par exemple, la plupart des grands barrages étaient construits par des Ingénieurs des Ponts et Chaussées après

que leur projet ait été soigneusement examiné par le Conseil Général des Ponts et Chaussées), des connaissances hydrologiques sommaires et un pays presque vide (la grande majorité des ruptures des vieux barrages américains n'a pratiquement causé aucune victime). Les barrages construits à la fin du XIXe siècle aux USA ont d'ailleurs continué à entretenir la rubrique des ruptures au début du XXe siècle⁽⁷⁾.

Mais, même si l'on corrige l'analyse en tenant compte de la situation spécifique des USA, le progrès demeure quand même considérable : une rupture pour 85 barrages dans les dix premières années avant 1900, une pour 500 aujourd'hui, bien qu'entre temps les dimensions des plus grands barrages aient sensiblement augmenté et que l'on utilise aujourd'hui des sites parfois moins propices.

3.4.2 Rupture après les dix premières années (et, en toutes hypothèses, après la première mise en eau)

On peut dresser le tableau suivant où le nombre d'années-barrages figure grisé après les nombres de ruptures.

Construction/ âge	11 à 20		21 à 40		41 à 60		> 60		Total	
	3	11 000	2	22 000	2	22 000	2	60 000	9	110 000
avant 1900	3	11 000	2	22 000	2	22 000	2	60 000	9	110 000
1900 à 1949	2	42 000	3	84 000	7	80 000	0	40 000	12	250 000
1950 à 1969	2	72 000	2	144 000	-	-	-	-	4	220 000
1970 à 1986	2	20 000	-	-	-	-	-	-	2	20 000
Total	8	145 000	7	250 000	9	102 000	2	100 000	27	600 000

En rappelant qu'il n'est pas raisonnable de considérer des populations inférieures à 50 000 années-barrages on peut constater à la fois une amélioration de la situation des barrages modernes par rapport aux ouvrages anciens (encore que cette évolution soit moins marquée que pour les ruptures aux jeunes âges⁽⁸⁾) et à une relative stabilité à partir de 20 ans avec une rupture tous les 20 000 années-barrages.

Le fait qu'un barrage ait subi sans défaillance le test des premières années n'est pas une preuve d'immortalité : les deux barrages rompus après plus d'un siècle d'existence ont péri à la suite de la dégradation de la conduite sous digue (maçonnerie dans un cas, métallique dans l'autre), quant au barrage de la Laguna, au Mexique, il s'est rompu par renard après 57 ans de fonctionnement.

(7) La France n'a d'ailleurs pas fait mieux à la même époque et peut-être, pour des raisons analogues, en Algérie.

(8) Ceci peut s'expliquer en partie par le fait que les anciens barrages ont pu faire l'objet, soit de réhabilitation selon des critères de calcul plus récents, soit faire l'objet d'une amélioration de leurs méthodes d'auscultation.

3.4.3 Ruptures en fonction de la taille de l'ouvrage

Un simple coup d'œil sur un tableau statistique de ruptures montre que la plupart intéresse des barrages de moins de 30 m de haut. Mais la plupart des barrages existants ont aussi moins de 30 m !!

M. Serafim, Professeur à l'Université de Coimbra a fait mettre sur support mémoire informatique la liste des barrages inscrits au Registre mondial, ce qui permet de comparer les caractéristiques des barrages rompus et existants : la proportion de barrages rompus et construits est pratiquement identique dans les trois catégories : inférieur à 30 m (69%), 30 à 60 m (23%) et supérieur à 60 m (8%).

Il importe en particulier de noter, qu'aucun élément tiré des statistiques de ruptures n'établit que les très grands barrages, généralement conçus par des bureaux d'études confirmés et construits d'une façon particulièrement soignée, soient plus sûrs que les autres : fin 1986, il existait 412 barrages de plus de 100 m au-dessus des fondations dont 184 mis en service entre 1970 et 1986, 194 entre 1950 et 1969 et seulement 34 antérieurs à 1950. L'un d'entre eux s'est rompu (Teton), à comparer à 34 ruptures (crues exclues) pour 12 200 barrages mis en service entre 1950 et 1986. La différence n'est pas significativement différente.

3.4.4 Ruptures en fonction du type d'ouvrages

Une comparaison entre barrages rompus et construits est entachée d'une certaine incertitude car beaucoup de barrages sont mixtes (barrages en béton avec ailes en terre, par exemple). Le Professeur Serafim a obtenu les résultats suivants :

- barrages en remblai : 79% des ruptures pour 71% construits,
- barrages en béton (ou en maçonnerie) : 21% des ruptures pour 39% construits.

Le taux de rupture des premiers ($79/71 = 1,11$) est le double de celui des seconds ($21/39 = 0,54$).

Toutefois, à partir du moment où on considère que le taux de rupture des barrages en béton est acceptable (ou négligeable) une valeur deux fois plus élevée reste admissible.

Notons que les barrages voûtes ne bénéficient pas d'un résultat particulièrement favorable : il y a certes peu de ruptures de voûtes, mais ce type d'ouvrage ne représente même pas 5% des barrages en service.

4 - Victimes imputables aux accidents de barrages

Il existe quelques grandes catastrophes très connues qui ont fait plus de 1000 morts, mais la plupart des ruptures n'ont causé aucune perte en vies humaines, soit parce que le barrage dominait des régions peu habitées, soit parce que l'alerte avait été donnée à temps. L'onde de submersion d'un barrage ne mouille en général qu'une bande de terrain de l'ordre d'un kilomètre ; il suffit donc que l'alerte soit donnée avec un préavis très court pour que la population puisse se mettre à l'abri. Par exemple la rupture du barrage de

Téton, le plus haut barrage rompu (124 m) n'a causé que 11 morts. Et sur les quatre ruptures enregistrées en Europe depuis 1980, trois n'ont provoqué aucun décès.

4.1 Rappel des accidents les plus graves

Plus du quart des accidents de barrages survient lors de crues importantes et il est alors difficile de distinguer les victimes imputables à la rupture de l'ouvrage de celles qui, de toutes façons, auraient été noyées. Le cas du barrage de Tous (Espagne, 1982) en fournit un exemple soigneusement étudié ; les articles parus au moment de la rupture imputaient à celle-ci une quarantaine de victimes ; à l'issue d'une instruction judiciaire qui a duré dix ans, on considère maintenant qu'aucun des décès n'est imputable au barrage (dont l'accident a néanmoins accru sensiblement le montant des dégâts matériels). Un autre exemple est celui du barrage de Belci (Roumanie, 1991) où certains articles de journaux rapprochaient la rupture et un nombre de victimes dont une partie importante avait péri largement en amont du barrage.

Ceci explique les larges fourchettes qui seront parfois mentionnées ci-après pour certains accidents. La valeur qu'il conviendrait d'associer effectivement à la rupture du barrage est vraisemblablement souvent l'estimation la plus faible.

Est dressée ci-après (cf. encadré), la liste des accidents ayant causé plus de 100 morts. Parmi ceux-ci, je mentionnerai celui de Vajont (Italie), même si la voûte a remarquablement supporté la vague qu'un écroulement de terrain a projeté par-dessus elle ; par contre les effets de la vague ont été catastrophiques. Il s'agit bien indiscutablement de victimes de barrage (l'accident de Vajont ne figure pas parmi les ruptures de barrage analysées ci-dessus).

A cette liste s'ajoutent des ruptures qui ont également causé plus de 100 morts, sans pour autant atteindre 15 m de haut :

- SAN ILDEFONSO (Bolivie - 1626), 8 m : 4000 morts. Ce chiffre invérifiable est difficilement crédible si l'on remarque que le barrage n'avait que 8 m de haut et 43 000 m³ de capacité.
- KUALA LUMPUR (Malaisie - 1961) : 600 morts - hauteur et circonstances inconnues.
- CANYON LAKE (USA - 1972), 6 m : 237 morts. L'essentiel des victimes est certainement imputable à la crue qui a emporté ce petit barrage.
- QUEBRADA LA CHAPA (Colombie - 1963) : 250 morts - hauteur et circonstances inconnues.
- SEMPOR (Indonésie - 1964) : 200 morts. Barrage en cours de construction emporté par une crue ; les 200 morts peuvent comprendre l'ensemble des victimes des inondations.
- BABII YAR (URSS - 1961) : 145 morts - hauteur inconnue.
- MILL RIVER (USA - 1874), 13 m : 143 morts.

VAJONT	Italie	(1963)	265 m	2000 à 2600 morts
SOUTH FROK ⁽⁹⁾	USA	(1889)	22 m	2500 morts/crue
MACCHU II	Inde	(1979)	25 m	1800 morts/crue
IRUKAIKE	Japon	(1868)	28 m	1100 morts/crue
PANSHET	Inde	(1961)	49 m	1000 morts
OROS	Brésil	(1960)	35 m	1000 morts (estimation très variables - crue/en construction)
TIGRA	Inde	(1917)	26 m	1000 morts/crue
PUENTES	Espagne	(1802)	69 m	608 morts
St-FRANCIS	USA	(1928)	63 m	450 morts
MALPASSET	France	(1959)	66 m	421 morts
FERGOUG ⁽¹⁰⁾	Algérie	(1881)	43 m	200 à 400 morts/crue
GLENO	Italie	(1923)	35 m	100 à 600 morts
DALE DYKE ⁽¹¹⁾	G.B	(1864)	29 m	244 morts
VEGA de TERA	Espagne	(1959)	33 m	140 morts
HYOGIRI	Corée du Sud	(1961)	16 m	139 morts/crue
KANTALE	Sri Lanka	(1986)	27 m	127 morts
VALPARAISO	Chili	(1888)	17 m	plus de 100 morts
ZERBINO	Italie	(1935)	17 m	plus de 100 morts/crue
NANAK SAGAR	Inde	(1967)	16 m	100 morts environ
BOUZEY	France	(1895)	18 m	86 à 105 morts
BAYLESS ⁽¹²⁾	USA	(1911)	16 m	80 à 100 morts
			(au-dessus du sol)	
VALNUT GROVE	USA	(1890)	33 m	30 à 150 morts/crue

Je rappelle, par ailleurs, que je ne considère pas dans cette note les barrages de stériles miniers, mais on peut souligner que lorsque l'un de ces ouvrages se rompt, il libère non pas de l'eau (plus ou moins chargée de débris), mais une coulée de boue liquide beaucoup plus meurtrière. C'est ce qui explique que de très petits ouvrages aient provoqué de nombreuses morts, par exemple :

- ZGORIGRAD (Bulgarie - 1966), 12 m peut-être 600 morts.
- BUFFALO CREEK (USA - 1972) 125 morts.
- STAVA (Italie - 1985) 267 morts.

4.2 Estimation du total des victimes dans le Monde (Chine exclue)

La liste précédente peut donner à penser que les victimes des ruptures de barrage sont excessivement nombreuses. La vérité est moins noire. Monsieur Lebreton avait procédé, il y a une dizaine d'années, à un recensement soigné de toutes les données

(9) également appelé Johnstown

(10) également appelé El Habra

(11) également appelé Bradfield

(12) également appelé Austin ou Freeman's Run et situé en Pennsylvanie. Ne doit pas être confondu avec Austun Dam (Texas) rompu en 1893 et 1915.

bibliographiques dans lesquelles on mentionnait le nombre de victimes causées par les ruptures. A la suite de la dernière enquête de la CIGB (où l'une des questions était relative au nombre des victimes), j'ai pu compléter son travail.

En considérant l'ensemble des ruptures postérieures à 1800, quelle que soit la hauteur du barrage (et barrages en stériles miniers et destructions militaires exclus), on obtient le résultat suivant :

– nombre de barrages rompus	144
– ruptures sans victimes	71
– moins de 10 morts	31
– 10 à 99 morts	17
– 100 morts et plus	25

On constate que les ruptures ayant causé plus de cent morts représentent à peu près 90% du nombre total de victimes, or pratiquement toutes ces ruptures sont connues.

Le nombre de victimes est donc analogue au nombre de "grands barrages" existant dans le Monde (Chine exclue).

4.3 Essai d'estimation du nombre de victimes annuelles en France

La question peut paraître saugrenue. Toutefois quand la collectivité, sous l'impulsion des Pouvoirs Publics, consent un effort important et coûteux dans un domaine, il est normal que l'on s'interroge sur la finalité de cet effort.

On pourrait considérer qu'il y a eu dans notre pays 540 morts en un siècle, soit une moyenne de 5 ou 6 par an.

On pourrait constater qu'il y a à peu près, et en moyenne, trois cents victimes par an dans le Monde et que notre pays a un parc de barrage représentant environ 3% du total mondial, ce qui conduirait à avancer un chiffre de 9 en ce qui concerne la France.

On pourrait également constater que depuis 15 ans, il n'y a eu que 17 victimes en Europe (URSS exclue), ce qui correspondrait à 0,2 victime par an dans notre pays. Mais le même raisonnement portant sur 30 ans et prenant en compte l'accident du Vajout aboutirait à un résultat de 12 !

On constate que tous ces raisonnements, dont chacun est très contestable, convergent vers un résultat de l'ordre de 5 à 10. Cette faible valeur ne doit pas conduire à penser que le risque barrage est négligeable car il est le résultat d'efforts attentifs poursuivis inlassablement depuis un siècle.

5 - Conclusion

Le "Risque barrage" est typique du "risque technologique majeur", c'est-à-dire d'un risque dont la probabilité d'occurrence est très faible, dont les conséquences pour la collectivité sont très limitées (sauf peut-être en ce qui concerne le risque nucléaire) mais qui est socialement insupportable.

Le refus de cette nature de risque ressort du domaine de l'irrationnel : pour une même quantité d'énergie, les mines de charbon souterraines sont beaucoup plus meurtrières que les aménagements hydroélectriques, ou encore les pertes en vie humaine lors de la construction des barrages sont du même ordre de grandeur que les pertes subies lors des ruptures sans que ces accidents du travail n'aient un impact analogue.

C'est ce qui fait la difficulté de la mission d'un service de contrôle des barrages : son souci de la sûreté doit aller très loin, trop loin même, bien au delà de ce que pourrait justifier une analyse rationnelle du problème, et il ne dispose pas d'élément objectif pour justifier son action.

Mais si nous constatons qu'il y a à peu près dans le monde une rupture pour 10 000 années-barrages, que depuis Malpasset le parc des barrages français a vécu environ 10 000 années-barrages, que dans un pays à forte densité de population, dont l'hydrologie est bien connue et qui attache une valeur particulièrement élevée à la vie humaine, il serait souhaitable d'obtenir des résultats nettement supérieurs à la moyenne mondiale, nous pouvons conclure que l'effort actuel de tous les acteurs doit être maintenu sans relâchement.

État des lieux de la sécurité des barrages en France

Barrages relevant du ministère de l'Environnement

Paul ROYET - CEMAGREF

Introduction

Si les barrages contrôlés par le ministère de l'Industrie appartiennent à quelques maîtres d'ouvrage très spécialisés, les barrages contrôlés par le ministère de l'Environnement appartiennent par contre à de nombreux maîtres d'ouvrage dispersés, ne possédant généralement qu'un seul barrage et ne disposant pas de compétences internes pour assurer complètement leur suivi.

Afin d'avoir une meilleure connaissance du parc de barrages dont il a la responsabilité, le ministère de l'Environnement a confié au CEMAGREF "une mission, d'une part d'analyse des conditions dans lesquelles la sécurité des barrages susceptibles d'intéresser la sécurité publique et relevant de son département ministériel est contrôlée, et d'autre part de propositions d'améliorations de ce contrôle". En outre, chacun des barrages susceptibles d'intéresser la sécurité publique devait faire l'objet d'un avis succinct quant à sa sécurité.

1 - Organisation et déroulement de la mission

Au sein du CEMAGREF, les trois équipes du secteur "Ouvrages Hydrauliques" (localisées à Aix-en-Provence, Antony et Bordeaux) concourent à la réalisation de cette mission. L'ensemble des départements métropolitains aura été couvert entre début 1990

et fin 1993. Les départements ayant plusieurs barrages concernés ont d'ores et déjà été presque tous visités.

Pour chaque département le travail comporte une réunion technique avec les responsables de la police des eaux et du contrôle des barrages (DDAF, DDE et parfois Protection Civile, DIREN, DRIRE) et la visite de plusieurs barrages choisis a priori parce qu'ils paraissent poser tel ou tel problème.

Une fois l'objet de la mission du CEMAGREF clairement exposé aux interlocuteurs, les visites dans les départements ont eu lieu dans un climat de confiance et de totale collaboration. Toutes les informations nécessaires ont été mises à disposition et les barrages les plus pertinents ont pu être visités sans difficulté, le plus souvent en présence du maître d'ouvrage. En contrepartie, dans de nombreux cas, des éclaircissements très utiles sur le cadre dans lequel doit s'organiser la surveillance et le contrôle des barrages ont été apportés aux interlocuteurs.

Le compte rendu détaillé concernant chaque département fait l'objet d'un envoi aux services rencontrés, pour remarques avant rédaction définitive.

Un premier rapport de synthèse et de propositions a été remis début 1991. Il porte sur les 18 premiers départements visités et contient des conclusions qui ont été confirmées lors de la poursuite du programme.

Un rapport de synthèse final sera rédigé à l'issue de l'ensemble des visites. Il dressera également un état des premières retombées concrètes de ce travail sur le terrain.

2 - Les rôles des différents intervenants

Le premier constat établi au vu des visites dans les départements est celui d'un manque assez général (sauf quelques exceptions notables) d'appréhension claire des rôles respectifs du maître d'ouvrage, du service fonctionnel et du service de contrôle. Les situations les plus floues concernent souvent des barrages où l'Etat est exploitant ou a été maître d'œuvre.

2.1 L'organisation des services de l'Etat - Etat des lieux

Pour des raisons pratiques, sous le terme "direction" nous entendons DDAF, DDE ou DIREN, sous le terme "service" nous entendons une entité placée sous l'autorité d'un chef de service au sein de l'une des directions ci-dessus. Le service "fonctionnel" est celui qui intervient sur un barrage, soit au titre de sa gestion (si le barrage est géré par l'Etat), soit au titre de la destination de l'ouvrage (service en charge de l'hydraulique agricole, de l'eau potable, de la protection contre les crues...). Une même direction peut donc être concernée par un barrage au titre de deux de ses services : c'est le cas où Police des Eaux et service fonctionnel dépendent de deux chefs de service différents. De même un barrage peut concerner deux directions, l'une étant chargée des aspects fonctionnels, l'autre de la Police des Eaux.

L'organisation des directions et services en matière de contrôle de la sécurité des barrages est très variable d'un département à l'autre et dépend bien sûr de l'importance du "parc" d'ouvrages concernés. Elle dépend aussi des circonstances liées au passé ou tout simplement de l'existence de compétences techniques particulières dans tel ou tel service. Voici quelques situations réelles qui montrent bien la diversité rencontrée :

(I) Le service chargé de la Police des Eaux dispose en son sein de compétences techniques en matière de barrages et assure très complètement son rôle de contrôle en organisant les visites périodiques et en examinant les rapports d'auscultation.

(II) Le service chargé de la Police des Eaux suit les barrages sur le plan administratif et participe régulièrement aux visites des ouvrages, mais il délègue totalement le suivi technique à un autre service départemental ou à un service régional possédant un ingénieur à la compétence reconnue.

(III) Le service fonctionnel gère lui-même des barrages et assure l'ensemble des tâches de suivi et de contrôle, le service chargé de la Police des Eaux lui faisant alors une confiance quasi-aveugle et considérant même que le contrôle incombe au service fonctionnel.

(IV) Le service fonctionnel a assuré la maîtrise d'œuvre, la conduite d'opération ou le contrôle des subventions lors de la construction du barrage : il continue à s'y intéresser régulièrement ou épisodiquement à titre technique et de ce fait le service Police des Eaux n'assume pas son rôle, car souvent il le méconnaît.

(V) Le barrage étant géré par un organisme réputé compétent, le service Police des Eaux lui fait totalement confiance et n'intervient pas sur l'ouvrage.

(VI) Le barrage ayant changé de propriétaire ou ayant perdu son usage d'origine, on ne sait plus très bien qui fait quoi en matière de contrôle.

Dans un même département peuvent bien sûr se rencontrer plusieurs des situations indiquées ci-dessus. L'ordre dans lequel nous avons décrit ces diverses situations n'est pas le fait du hasard. Les deux premiers cas sont tout à fait satisfaisants⁽¹⁾, mais dès le troisième cas, la situation commence à comporter des ambiguïtés dans les rôles respectifs du service fonctionnel et du service de contrôle, ces ambiguïtés allant ensuite en s'amplifiant pour devenir des lacunes aux conséquences potentielles graves dans le dernier cas décrit.

Cette méconnaissance fréquente des rôles respectifs du service de contrôle et du service fonctionnel est peut-être pour partie liée à certaines imprécisions qui existaient jusqu'à une période récente sur le champ d'application de la Police des Eaux et sur le rattachement

(1) Même s'il ne correspond pas stricto-sensu à ce qui est indiqué dans les circulaires, le second cas nous paraît tout à fait satisfaisant dans la mesure où chaque service est conscient de ses responsabilités, l'important étant que le travail soit fait par des personnes compétentes dans leur domaine d'intervention.

ment du contrôle de sécurité des barrages (barrages hors des cours d'eau, barrages autorisés de production hydro-électrique, barrages navigation déclassés...). Les textes récents d'application de la loi sur l'eau et de la loi sur les risques majeurs lèvent ces imprécisions.

Une autre source de difficulté provenait, dans certains départements, de la grande complexité du partage des compétences de Police des Eaux entre les services, les cas les plus typiques étant ceux des cours d'eau limitrophes entre plusieurs départements. Un important effort de rationalisation a été entrepris ces dernières années, qui aboutit désormais à des répartitions beaucoup plus logiques et claires, établies parfois au niveau régional.

2.2 L'organisation des services - Propositions

Il convient de réaffirmer les principes suivants :

2.2.1 Le contrôle de la sécurité des barrages est une mission liée à l'exercice de la Police des Eaux. Ce principe de base est réaffirmé dans les textes réglementaires récents et nos visites sur le terrain nous confortent sur ce point.

2.2.2 Le niveau pertinent pour l'exercice de cette mission est le niveau départemental. Toute tentation de centraliser au niveau régional ces fonctions paraît à écarter, même si dans certains cas le niveau régional peut apporter une contribution technique à la demande du service départemental : celui-ci doit rester l'organisateur de la mission de contrôle, sans déléguer son rôle de pilote administratif ni son rôle d'interlocuteur des maîtres d'ouvrage.

2.2.3 La distinction doit être claire entre le rôle du service Police des Eaux et le rôle fonctionnel. C'est le service Police des Eaux qui doit faire le classement des barrages vis-à-vis de la sécurité publique et organiser la mission de contrôle des ouvrages. Si ce service ne possède pas en son sein les compétences techniques en matière de barrages, il doit alors faire appel aux compétences existantes d'un autre service de l'Etat qui peut dépendre de la même direction, d'une autre direction départementale ou d'un service régional.

*2.2.4 Le niveau de compétence nécessaire pour bien assurer le volet technique de la mission de contrôle des barrages (ou pour épauler le service Police des Eaux) est celui d'un **ingénieur expérimenté** ayant une pratique technique de ce domaine et participant régulièrement à des formations.*

*2.2.5 Les deux propositions ci-dessus doivent dans les faits se traduire dans chaque département par la **désignation nominative des responsables** : responsable Police des Eaux chargé des barrages à la DDE, responsable Police des Eaux chargé des barrages à la DDAF, ingénieur(s) compétent(s) sur le volet technique du contrôle (ces derniers pouvant appartenir à d'autres services que ceux de la Police des Eaux).*

Une attention particulière devra être portée à la continuité du service en cas de mutations, ainsi qu'à la formation continue des agents concernés.

Sur le terrain, le CEMAGREF a pu constater la bonne collaboration qui règne entre les services des DDAF et des DDE et les propositions ci-dessus ne paraissent pas poser de problème de mise en œuvre. Cela reviendra en fait dans nombre de cas à simplement formaliser de façon plus efficace une collaboration déjà existante, dans un domaine qui de plus figure explicitement dans la circulaire du 22 Janvier 1993 portant sur la coordination DDAF-DDE et la création des MISE.

2.2.6 Outre qu'il apparaît souhaitable d'avoir une certaine homogénéité dans la façon dont l'Etat assure ses missions de contrôle des barrages, les visites dans les départements ont montré la nécessité de disposer périodiquement d'un *appui technique extérieur par un organisme public spécialisé*.

Pour les barrages relevant de sa compétence, le ministère de l'Industrie a confié une telle mission au BETCG ; cette mission a un caractère réglementaire.

Une organisation du même type devrait être mise en œuvre pour les barrages relevant du ministère de l'Environnement.

2.3 Les maîtres d'ouvrages - Constat

De nos visites, on peut distinguer schématiquement deux grandes catégories de maîtres d'ouvrages (ou maîtres d'ouvrages délégués), pour les barrages relevant du ministère de l'Environnement.

Les sociétés d'aménagement régional et quelques collectivités territoriales propriétaires de plusieurs barrages en assurent le plus souvent directement la gestion, voire l'exploitation. Dotés de services techniques possédant des compétences parfois fortes en matière de barrages, ces organismes sont parfaitement conscients de l'importance du suivi, de l'auscultation et de l'entretien de leur ouvrage. Ils y consacrent les moyens nécessaires et le cas échéant, font appel à un bureau d'études spécialisé pour l'interprétation et l'analyse des mesures d'auscultation (dans le cadre de conventions pluriannuelles).

A l'opposé, et pour la grande majorité, les autres maîtres d'ouvrages ne possèdent qu'un seul barrage et ne disposent pas de compétences techniques particulières dans ce domaine. Il s'agit le plus souvent d'associations syndicales autorisées, de communes ou de syndicats intercommunaux. Le suivi, l'auscultation et l'entretien du barrage sont délaissés plus par ignorance que par négligence. Les maîtres d'ouvrages rencontrés se sont montrés réceptifs aux arguments liés à la sécurité et à la pérennité de leur ouvrage. En fait, très demandeurs de conseils sur quoi et comment faire, ils ont en général réagi positivement aux recommandations faites au cas par cas, dans la limite cependant des contraintes financières auxquelles ils sont soumis.

2.4 Les maîtres d'ouvrages - Propositions

La priorité vis-à-vis des maîtres d'ouvrages non spécialisés est bien évidemment la formation. Des sessions devront être organisées, spécialement adaptées au public des maîtres d'ouvrages ne possédant qu'un ou deux barrages.

S'adressant d'une part aux élus et d'autre part aux personnels chargés de l'exploitation, ces formations devraient porter sur les aspects suivants :

- la responsabilité du maître d'ouvrage ;
- les principes de fonctionnement des organes de sécurité d'un barrage (étanchéité, drainage, déversoir, conduites) ;
- les mesures à prendre en matière d'entretien ;
- l'auscultation d'un barrage de moyenne importance ;
- la réalisation des lectures des instruments ;
- l'interprétation sommaire des mesures ;
- la conduite à tenir en cas de problèmes.

Afin de toucher largement le public visé, ces sessions devraient être :

- courtes (de l'ordre de deux jours) ;
- décentralisées (deux à trois départements à chaque fois) ;
- gratuites pour les participants.

3 - Les barrages et leur sécurité

Ce n'est qu'à l'issue de l'ensemble des visites départementales que l'on pourra avoir une idée complète de l'état du parc des barrages français vis-à-vis de la sécurité. Cependant les chiffres suivants, issus de visites dans 37 départements permettent de dégager quelques conclusions provisoires.

Dans les 37 premiers départements visités, 214 barrages grands et moyens ont été passés en revue :

- 97 sont classés dans les listes ministérielles comme intéressant la sécurité publique ;
- 46 devraient, de façon certaine, être ajoutés à ces listes ;
- pour 31 d'entre eux une étude simplifiée d'onde de rupture apparaît nécessaire avant de se prononcer sur leur classement.

Nous abordons la sécurité des ouvrages d'une part sous l'angle de l'évacuation des crues et d'autre part sous l'angle de l'état général et de la stabilité.

3.1 Déversoirs de crues

Sur 143 barrages intéressant la sécurité publique, examinés lors des premières phases de l'enquête, 33 ont des déversoirs dont la capacité d'évacuation est visiblement sous-dimensionnée par rapport aux critères de sécurité que l'on applique actuellement aux projets neufs. C'est en particulier le cas de barrages construits au siècle dernier ou au début de ce siècle. Comme ils sont souvent de type poids, leur stabilité est très sensible à toute surélévation importante du niveau du plan d'eau.

On constate que 76 % de ces 33 barrages ont été construits avant 1960 et parmi ceux-ci les deux tiers sont des ouvrages poids en maçonnerie ou béton.

Dans certains cas, des études hydrologiques et hydrauliques "modernes" ont d'ores et déjà été entreprises mais les travaux préconisés sur les ouvrages tardent à être réalisés, essentiellement à cause de leur coût.

Les barrages plus récents concernés par le sous-dimensionnement de l'évacuateur de crues sont essentiellement des barrages en terre de petite dimension construits en méconnaissance des règles de l'art. Mais étant situés à l'amont immédiat de zones habitées, ils entraînent un risque vis-à-vis de la sécurité publique.

3.2 Etat général - Stabilité

Sur les 143 barrages intéressant la sécurité publique passés en revue :

- 10 présentent un risque important de par leur conception, leur dimensionnement ou leur état actuel, ce risque étant apprécié indépendamment des conséquences pour l'aval ;
- 9 autres barrages sont très mal connus et leur diagnostic approfondi s'impose ;
- enfin pour 7 autres barrages la procédure de révision spéciale était largement avancée, avec des travaux engagés sur plusieurs d'entre eux.

Il est à noter que 20 barrages présentent des insuffisances à la fois vis-à-vis de l'évacuation des crues et vis-à-vis de leur stabilité. Dans 16 cas, il s'agit de barrages en maçonnerie construits au siècle dernier ou au début du siècle.

3.3 Auscultation

Sur l'ensemble des 143 barrages intéressant la sécurité publique passés en revue lors de la première tranche de nos visites, 25 ne sont dotés d'aucun dispositif d'auscultation et 29 ont un dispositif d'auscultation insuffisant, soit au total 37 % d'ouvrages à mieux équiper.

Parmi les 118 barrages intéressant la sécurité publique et dotés d'un dispositif d'auscultation plus ou moins complet, on en trouve 18 pour lesquels les mesures des instruments ne sont pas faites et 9 pour lesquels ces mesures sont faites épisodiquement.

Enfin, parmi les 100 barrages dotés d'un dispositif d'auscultation faisant l'objet de mesures, il y en a 20 pour lesquels l'interprétation des mesures est trop sommaire et 8 où les mesures ne sont pas interprétées du tout.

Tout compte fait, seuls 50 barrages parmi les 143 intéressant la sécurité publique, sont dotés d'un dispositif d'auscultation correct et font l'objet de mesures régulières correctement analysées. Cela n'en fait que 35 % dans une situation satisfaisante.

3.4 Synthèse sur les barrages

En résumé sur les 143 barrages intéressant la sécurité publique passés en revue dans les 37 premiers départements visités :

- 23 % ont un déversoir de capacité insuffisante au regard des critères actuels de dimensionnement appliqués aux projets neufs ;
- 18 % posent ou sont susceptibles de poser des problèmes quant à leur stabilité et à leur état général ;
- 65 % présentent des insuffisances en matière d'auscultation, que ce soit au niveau de l'instrumentation, de la fréquence des mesures ou de l'analyse de ces mesures.

4 - Evolutions et perspectives

Le constat dressé ci-dessus est une photographie à la date de nos missions dans chacun des départements. Cela ne représente déjà plus la situation actuelle. En effet, de nombreuses suites ont été données aux recommandations émises dans les rapports de visite :

- meilleure formalisation des missions de contrôle dans de nombreux départements ;
- généralisation à terme des rapprochements entre DDAF et DDE suite à la circulaire du 22 Janvier 1993 qui affiche la Police des Eaux comme domaine prioritaire de travail en commun ;
- renforcement du dispositif d'auscultation sur plusieurs barrages ;
- contrats pluriannuels de suivi d'auscultation passés entre Maîtres d'ouvrage et bureaux d'études ;
- études de diagnostic et/ou d'ondes de ruptures engagées ou réalisées sur plusieurs barrages ;
- et, last but not least, deux barrages au moins sauvés d'une rupture quasi certaine à court ou moyen terme.

Par ailleurs, de nouvelles perspectives réglementaires s'ouvrent, en particulier pour les barrages de moyenne importance (*voir l'article de Y. Le Trionnaire*).

Aspects réglementaires

Cyril FOLTON - CEMAGREF

Introduction : Les principes de base

L'exploitant est responsable de la conservation et du bon état des ouvrages ainsi que de l'alerte aux autorités (et dans certains cas aux populations) en cas d'incident grave.

L'administration doit veiller au titre de la sécurité publique à ce que cette mission soit correctement remplie. Elle met en œuvre en cas d'incident grave les moyens de secours et mesures de sauvegarde. L'administration doit faire respecter les prescriptions qu'elle impose au titre de la sécurité publique.

La législation française a prévu dans de nombreux textes des procédures d'autorisation, de contrôle et de surveillance des ouvrages, plus ou moins contraignantes selon qu'ils intéressent ou non la sécurité publique ou selon leur importance (hauteur et volume stocké). Les règles actuelles du contrôle technique et administratif des barrages par l'Etat peuvent ainsi être résumées chronologiquement :

- l'Autorisation Administrative délivrée par l'Administration compétente ;
- le contrôle des projets, après consultation le cas échéant du C.T.P.B. ;
- le règlement d'eau ;
- l'exécution des travaux, le recolement et la mise en eau ;
- le contrôle de l'ouvrage pendant l'exploitation ;
- les mesures de sauvegarde et les moyens de secours à prendre en cas d'incident grave (plan particulier d'intervention).

1 - Textes généraux sur l'autorisation administrative des ouvrages hydrauliques et la police des eaux

Code civil, articles 1384 et 1386 : responsabilité du propriétaire et de l'exploitant en cas de ruine d'un bâtiment.

Code des Communes, articles I. 131.1, L; 131.2 et L;131.13 : responsabilité du maire de la commune au titre de la police municipale.

Code Rural, articles 103, 106, 109 et 134 : *l'Autorité Administrative est chargée de la police des eaux ; c'est elle qui autorise, révoque ou fait supprimer les ouvrages hydrauliques (l'article 106 est abrogé par les décrets du 29 mars 1993).*

Code du domaine public fluvial et de la navigation intérieure : article 25 et Code minier, article 84 : pour mémoire (légèrement modifié par la loi sur l'eau).

Loi du 16 octobre 1919, relative à l'utilisation de l'énergie hydraulique modifiée le 15 juillet 1980 et ses décrets d'application n° 81.375 et 81.376 du 15 avril 1981, fixant notamment la forme et la procédure d'instruction des demandes d'autorisation d'usines hydrauliques et le mode de règlement d'eau par les entreprises autorisées sur les cours d'eau (concerne les barrages hydroélectriques).

Décret du 1^{er} août 1905 portant règlement d'administration publique. Ce texte fixe notamment la forme et les procédures d'instructions des demandes concernant l'établissement, la régularisation ou la modification d'ouvrages sur les cours d'eau non navigables, ni flottables ou n'altérant pas le régime hydraulique (décret abrogé depuis le 31 mars 1993).

Décret n° 62-1448 du 24 novembre 1962 relatif à l'exercice de la police des eaux (et rectificatif du 6 février 1963). Répartitions des compétences entre les deux ministères Agriculture et Equipement dans le domaine de la police des eaux ; classification des cours d'eau. Arrêté et circulaire du 21 octobre 1968 pris pour application de l'article 11 du décret susvisé.

Décret n° 87-154 du 27 février 1987 relatif à la coordination et à l'organisation de l'administration dans le domaine de l'eau.

Circulaire du 22 octobre 1974 relative aux barrages de faible ou moyenne hauteur, construits sur les cours non domaniaux ou en dehors des cours d'eau.

Circulaire n° 87-11 du 18 novembre 1987 relative à la coordination interministérielle et organisation de l'administration dans le domaine de l'eau. Application du décret n° 87-154 du 27-02.1987.

Décret n° 93-742 du 29 mars 1993 dit "Décret procédures"

Procédures d'autorisation et de déclaration selon l'article 10 de la loi N° 92-3 du 3 janvier 1992, dite "loi sur l'eau".

Concerne tous les ouvrages soumis à autorisation ou déclaration.

Le présent décret précise les procédures d'autorisation, d'enquête et de déclaration à effectuer ainsi que la consistance des dossiers à établir. Sauf dispositions transitoires pour les ouvrages concernés par les titres II et III du livre 1° nouveau du code rural, jusqu'au 4 janvier 1993.

Décret n° 93-743 du 29 mars 1993 dit "Décret nomenclature"

Abroge les décrets du 1^{er} août 1905, décret n° 73-218 du 03 février 1973 et décret n° 73-219 du 23 février 1973 (répartition des eaux et leur régime).

Nomenclature des opérations soumises à autorisations ou déclarations, application de l'article 10 de la loi N° 92-3 du 03 janvier 1992, dite "loi sur l'eau".

Concerne en l'occurrence tous les barrages, endiguements et canaux modifiant l'écoulement naturel des eaux.

2 - Barrages intéressant la sécurité publique

Barrages ou réservoirs d'eau (voire même certaines sections de digue de grande hauteur sur les canaux à grands débits) intéressant la sécurité publique, c'est-à-dire ceux dont la rupture éventuelle aurait des répercussions graves pour les personnes, et en tout état de cause les barrages relevant de la procédure de consultation du C.T.P.B. (hauteur au-dessus du terrain naturel supérieure à 20 mètres).

■ Textes de base

Circulaire Interministérielle du 14 août 1970, légèrement modifiée par la circulaire du 29 septembre 1983.

Le propriétaire ou le concessionnaire d'un barrage a la charge de maintenir les ouvrages en bon état et est responsable des accidents éventuels. L'Administration a la charge de veiller que la mission précédente est convenablement remplie par le propriétaire ou le concessionnaire.

Cette circulaire aborde les aspects suivants :

- Modalités de surveillance du barrage par l'exploitant : dossier à jour de l'ouvrage ; registre de l'exploitant, surveillance de l'ouvrage (mesures de contrôle, visites, interprétation des mesures et rapport).
- Rôle du service de contrôle : visites annuelles et décennales des ouvrages, proposition pour révision spéciale des barrages anciens, contrôle que le propriétaire ou le concessionnaire remplit convenablement son rôle.
- Prescriptions techniques spéciales pour la première mise en eau.
- Etablissement et tenue à jour des listes de barrages intéressant la sécurité publique, comportant une fiche synoptique par ouvrage (conforme à l'annexe du 29 septembre 1983).

- Révision spéciale des barrages anciens pour lesquels une liste doit être établie précisant la nécessité ou non d'une révision de l'ouvrage.

Circulaire du 24 décembre 1970

Interventions respectives du ministère de l'Equipement et du ministère de l'Agriculture et de la Pêche en matière de contrôle des barrages.

Intervention de chacun des ministères au titre :

- de ses attributions fonctionnelles ;
- de ses pouvoirs de gestion ou de police des eaux.

Modalités d'intervention :

- autorisation d'ouvrages (cours d'eau domaniaux et non domaniaux) ;
- contrôle et approbation des projets ;
- surveillance de la construction et de l'exploitation.

Cas des ouvrages à buts multiples et des ouvrages de l'Etat.

Circulaire du 12 mars 1971

Modalités d'application des instructions interministérielles concernant la surveillance des barrages.

Circulaire du 15 septembre 1971

Etablissement de listes et fiches concernant les barrages intéressant la sécurité publique (application circulaire du 14 août 1970).

■ Textes annexes

Circulaire du 23 février 1979 (ministère de l'Industrie) et **Circulaire du 13 février 1980** (Agriculture et Environnement).

Visites décennales des ouvrages intéressant la sécurité publique, avec vidange de la retenue. Etudes et mesures de protection à entreprendre avant la vidange.

Circulaire du 10 novembre 1970 (ministère de l'Equipement) prise pour application des circulaires interministérielles des 14 août 1970 et 24 décembre 1970.

Circulaire du 19 mars 1982 (ministère de l'Industrie) et **circulaire du 21 décembre 1988** (ministères de l'Industrie et de l'Equipement). Rôle et fonctionnement du Bureau d'Etude Technique et de Contrôle des Grands Barrages (B.E.T.C.G.B.) dépendant du ministère de l'Industrie, créé pour l'étude et le contrôle des barrages hydroélectriques, et concours pouvant être apporté par le B.E.T.C.G.B. aux D.D.E. chargées du contrôle de grands barrages.

■ Textes anciens

Modifiés et abrogés par les circulaires des 14 août 1970 et 12 mars 1971.

Circulaire du 21 décembre 1925

Etablissement et fonctionnement des barrages réservoirs (cours d'eau non flottables ni navigables). Renvoi à la loi du 16 octobre 1919 pour les ouvrages concernant la production d'énergie.

Circulaire du 15 juin 1927

Barrages intéressant la sécurité publique : contrôle de l'administration pour l'exécution et le suivi du barrage, prescriptions spéciales à prévoir dans le règlement d'eau.

Circulaire du 20 juillet 1927

Etablissement et fonctionnement des barrages réservoirs (cours d'eau non flottable, non navigable).

Inspection et surveillance :

- Procédure et mode de contrôle des barrages intéressant la sécurité publique ;
- Dossier spécial pour chaque barrage ;
- Registre spécial pour chaque barrage ;
- Registre de l'exploitant ;
- Visites d'inspections périodiques.

Circulaire du 20 août 1928

Inspection et surveillance des barrages intéressant la sécurité publique. Complément à la circulaire du 20.01.1927 pour l'établissement d'une liste générale des barrages.

Circulaire du 1^{er} juin 1960

Inspection et surveillance des barrages intéressant la sécurité publique. Nouvelle enquête et établissement de la liste des barrages, rappel des instructions antérieures.

Circulaire du 24 octobre 1967

Inspection et surveillance des barrages intéressant la sécurité publique :

- Responsabilité et compétences des DDAF.
- Collaboration avec le service régional d'aménagement des eaux : SRAE.

3 - Comité technique permanent des barrages (C.T.P.B.)

Les nouveaux barrages d'une hauteur supérieure à 20 m (par rapport au terrain naturel) sont obligatoirement concernés.

Décret du 13 juin 1966, instituant le C.T.P.B. et **Arrêté interministériel du 30 décembre 1966** fixant ses conditions de fonctionnement.

Circulaire du 8 décembre 1966 et circulaire du 23 août 1967

Procédure de consultation du C.T.P.B.

Consultation obligatoire : $H > 20$ m (par rapport au terrain naturel).

Consultation facultative : - $H > 10$ m (par rapport au terrain naturel),
- H totale (compris fondations) > 20 m,
- Barrage intéressant la sécurité publique.

Constitution des dossiers pour les avant-projets, projets d'exécution et modifications de projet.

Circulaire interministérielle n° 75-63 du 27 novembre 1975

Mise à jour de la circulaire du 23 août 1967. Concerne la procédure de consultation du C.T.P.B. et précise notamment la nature des ouvrages à soumettre au comité et la constitution des dossiers (annexe 1 à 5).

Circulaire ministérielle du 5 février 1973 concernant plus particulièrement la direction des travaux et le contrôle d'exécution des travaux.

Circulaire du 24 août 1976, n° 76-71 relative à l'information du C.T.P.B. sur l'exécution des travaux de construction et la première mise en eau.

4 - Plans d'alerte devenus plans particuliers d'intervention (P.P.I.)

Concernent les ouvrages hydrauliques comportant à la fois un barrage (ou digue) de plus de 20 mètres de hauteur au-dessus du terrain naturel et un réservoir d'une capacité d'au moins 15 millions de m³.

En France, 90 ouvrages sont concernés dont 66 exploités par E.D.F (chiffres 1990).

■ Textes de base

Loi n° 87-565 du 22 juillet 1987

Organisation de la sécurité civile, protection de la forêt contre l'incendie et prévention des risques majeurs. Elle instaure les plans ORSEC et les plans d'urgence :

- plans ORSEC : recensent et organisent les moyens de secours,
- plans d'urgence : prévoient les mesures à prendre et les moyens de secours pour faire face à des risques particuliers ou liés à l'existence ou au fonctionnement d'ouvrages déterminés ; ils comprennent notamment les plans particuliers d'intervention.

Décret du 6 mai 1988, n° 88-622

Plans d'urgence, pris en application de la loi n° 87-365 du 22 juillet 1987.

Le plan d'urgence est préparé et arrêté par le Préfet du département, il recense pour un risque déterminé les mesures à prendre et les moyens à mettre en œuvre et doit être réactualisé tous les cinq ans.

Les P.P.I. (Plans Particuliers d'Intervention) sont des plans d'urgence "établis pour faire face aux risques particuliers liés à l'existence ou au fonctionnement d'ouvrages ou d'installations dont l'entreprise est localisée ou fixe". Ils concernent notamment *les aménagements hydrauliques qui comportent à la fois un réservoir d'une capacité au moins égale à 15 millions de m³ et un barrage ou digue d'au moins 20 mètres de hauteur.*

Le P.P.I. comporte entre autres : les moyens d'alerte et de secours mobilisables et les modalités de mise en œuvre de ces moyens ; la description des installations concernées, la liste des communes, les mesures d'information et de protection des populations, les mesures de diffusion de l'alerte et les mesures d'urgence en cas de danger immédiat.

Décret n° 92-997 du 15 septembre 1992

Plans particuliers d'intervention : modifie les décrets des 16 mai 1968 et 6 mai 1988.

a) Antérieurement à l'établissement des P.P.I., le maître de l'ouvrage établit et remet au Préfet :

- une analyse des risques et notamment les limites des zones inondables ;
- les durées et les cotes d'inondation ;
- un projet de détection, surveillance et d'alerte.

Ces documents sont soumis à l'avis du C.T.P.B.

b) La mise en service de l'ouvrage ne peut être effectuée qu'après acceptation du P.P.I. (délai de trois ans pour les ouvrages en construction, à compter de la date d'autorisation de l'ouvrage).

c) Toutes modifications d'ouvrages existants demandent révision du P.P.I. (délais de deux ans).

Abrogation du décret n° 68-450 du 16 mai 1968 sous réserve de dispositions transitoires (voir décret du 16 mai 1968).

■ Textes à venir

Deux arrêtés du ministre chargé de la sécurité civile et des ministres chargés du contrôle de la sécurité des barrages, pris après avis du C.T.P.B.

Le premier fixera les modalités d'application du décret n° 92-997 du 15-09-1992 pour la délimitation des zones couvertes par l'analyse des risques ainsi que le contenu de cette analyse.

Le deuxième fixera pour les ouvrages visés au 4° de l'article 6 du décret du 6 mai 1988, la définition des populations à alerter dans le cadre du P.P.I. et les modalités de l'alerte.

■ Textes annexes

Décret n° 90-399 du 11 mai 1990, relatif au code d'alerte national modifié par décret n° 92-997 du 15 septembre 1992.

Circulaire du 1^{er} août 1973 concernant la composition et les modalités d'établissement et d'application des plans d'alerte.

Circulaire du 30 octobre 1978 relative au plan d'alerte.

Circulaire du 20 juillet 1987 du ministère de l'Intérieur.

Protection des populations en aval des barrages non pourvus de plan d'alerte. Cette circulaire prescrit l'établissement d'une nouvelle liste de barrages dits "**barrages répertoriés**"; non pourvus de plans d'alerte mais présentant un risque potentiel, dont les critères de détermination seraient :

- une hauteur H supérieure à 20 m et un volume stocké V inférieur à 15 millions de m^3 ;
- le produit $H^2 \times \sqrt{V}$ supérieur à 1 000 (H en m, V en $10^6 m^3$).

En conséquence, pour chacun de ces barrages une fiche synoptique devra être établie, comprenant notamment : l'identification de l'ouvrage et son responsable, les dispositions existantes utiles pour des mesures d'alerte, des indications sur l'auscultation, la vidange et le contrôle.

■ Textes anciens

Décret n° 68-450 du 16 mai 1968

Mesures de surveillance et d'alerte destinées à faciliter la protection des populations en aval de certains aménagements hydrauliques et décret n° 80-116 du 31 janvier 1980 modifiant l'article 8 du décret susvisé, et arrêté du 11 septembre 1970 pris pour application du décret susvisé.

Pour mémoire : circulaire du 22-12-70 du ministère de l'Équipement prise par application de l'arrêté du 11 septembre 1970.

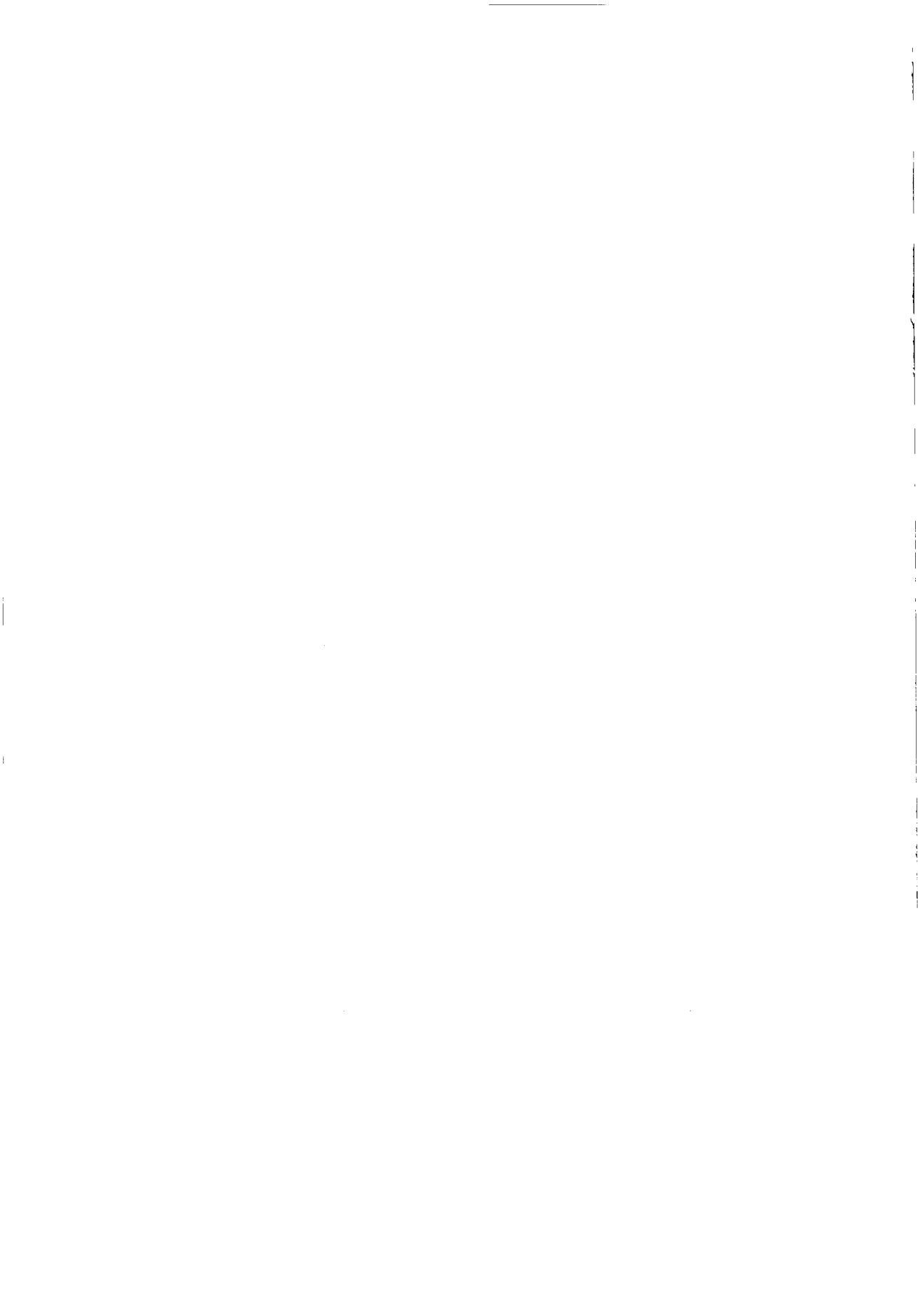
Sont concernés les ouvrages d'une hauteur supérieure à 20 m et d'une capacité de stockage égale ou supérieur à 15 millions de m³.

Pour chacun de ces ouvrages, il est établi un plan indiquant les mesures destinées à donner l'alerte aux autorités.

Ce plan, établi par le Préfet, a pour objet de définir les cas et modalités d'alerte, les dispositifs de détection de surveillance et d'alerte à mettre en place par le maître de l'ouvrage qui en a la charge. L'arrêté du 11 septembre 1970 a instauré en plus les notions de zone de sécurité immédiate et zone d'alerte devant disposer de dispositifs d'alerte particuliers ; les documents délimitant les superficies inondables, les durées et cotes d'inondations de ces zones doivent être établis pour être insérés au "plan d'alerte".

Ces textes ont été abrogés par décret n° 92-997 du 15 septembre 1992 sous réserve des dispositions transitoires suivantes :

- les plans établis en application du décret du 16.05.68 doivent être mis en conformité avec les dispositions du décret du 6.05.1988 (délais de cinq ans à compter du 19.09.92, date de publication du décret 92-997) ;
- l'installation des dispositifs de détection, surveillance et alerte des ouvrages pour lesquels le plan prescrit par le décret du 16 mai 1968 est en cours d'établissement, devra être achevée dans un délai d'un an (à compter du 19-09-1992).



Organisation du contrôle des barrages au ministère de l'Environnement et perspectives réglementaires issues de la loi sur l'eau

Yves LE TRIONNAIRE - *ministère de l'Environnement*

1 - L'organisation du contrôle au ministère de l'environnement

Au fur et à mesure de la mise en place d'une procédure de contrôle des barrages, cette mission a progressivement été rattachée à l'exercice de la police de l'eau. Le ministère de l'Environnement a donc la responsabilité de cette mission pour l'ensemble des ouvrages, exceptions faites des ouvrages de navigation et des ouvrages hydroélectriques concédés en application de la loi du 16 octobre 1919.

Au niveau central, cette mission est assurée par la direction de l'eau (Département de la gestion des eaux/Bureau de la prévention des inondations et du domaine public fluvial), en liaison avec les autres directions complétant son action (Direction de la sécurité civile et Délégation aux risques majeurs) et les autres directions assurant cette mission (DTT/STCPMVN pour les transports et DIGEC pour l'industrie).

Localement cette mission est assurée par les services en charge de la police des eaux (DDAF, DDE, SN).

C'est dans ce cadre que le ministère de l'Environnement a confié en 1989 au CEMAGREF une mission d'investigation technique dans chacun des départements français. Cette mission devrait s'achever cette année. Elle aura notamment permis de faire le point dans chacun des départements sur l'action des services concernés et de mettre à jour la liste des barrages "intéressant la sécurité publique" (cf. *circulaire n° 70-15 du 14 août 1970*) suivant des critères homogènes.

2 - Les perspectives réglementaires issues de la loi sur l'eau

2.1 Perspectives de l'organisation de la police de l'eau

La loi sur l'eau du 3 janvier 1992 a largement rénové les règles juridiques de la police de l'eau. Elle met ainsi en place un cadre unique qui s'applique à tous : "les installations, ouvrages, travaux et activités réalisés à des fins non domestiques, par toute personne physique ou morale, publique ou privée et entraînant des prélèvements sur les eaux superficielles ou souterraines, restitués ou non, une modification du niveau ou du mode d'écoulement des eaux ou des déversements, écoulements, rejets ou dépôts directs ou indirects, chroniques ou épisodiques, même non polluants" (art.10).

Cet apport de la loi sur l'eau est essentiel pour les barrages. Tous les ouvrages sont soumis à la police des eaux, y compris les ouvrages situés en dehors des cours d'eau et les ouvrages RTM (restauration des terrains de montagne). La loi sur l'eau offre donc un cadre unique pour le contrôle de la sécurité des ouvrages dont le ministère de l'Environnement à la charge.

Par ailleurs, au plan départemental, l'expérience en cours de rapprochement DDE/DDAF constitue une avancée significative pour l'exercice de la police de l'eau. Par exemple, dans le département de la Drôme, le préfet a constitué localement une mission inter-services de l'eau (MISE) sous la responsabilité d'un chef de service de la DDE et regroupant les composantes "eau" de la DDAF, de la DDASS et de la DDE. Les intervenants extérieurs ont ainsi affaire à un interlocuteur unique. Cette mission est en outre un lieu privilégié d'échange des informations et de transmission des compétences. La circulaire interministérielle du 22 janvier 1993 (non publiée au J.O.) étend cette expérience à l'ensemble des départements.

Cette circulaire sera prochainement complétée par une autre circulaire précisant les conditions de mise en place d'un pôle de compétence "environnement" incluant notamment une composante "eau" composée de la MISE, le SN quand il existe, la DDASS, la Diren, la DRIRE (Install. classées) et les services de la sécurité civile (risques). L'objectif est la création d'un guichet unique départemental pour l'eau composé de quelques personnes (quatre agents à temps plein par guichet en moyenne) chargées de la police de l'eau et n'exerçant pas de tâches d'ingénierie publique.

A plus long terme, la loi sur l'eau offre d'autres perspectives. La consécration de l'entité bassin comme cadre de réflexion et d'action en matière d'eau semble en effet imposer à terme la création de pôles de compétence par bassins.

2.2 Les évolutions de la réglementation de la police de l'eau

Les décrets d'application de l'article 10 de la loi sur l'eau (décrets "nomenclature " et "procédure") définissent le nouveau cadre de l'exercice de la police de l'eau.

2.2.1 Nomenclature

Ainsi, sont notamment soumis à autorisation au titre de l'article 10 :

[extraits du décret "nomenclature"]

210 - Prélèvements et installations et ouvrages permettant le prélèvement, y compris par dérivation, dans un cours d'eau, dans sa nappe d'accompagnement ou dans un plan d'eau ou canal alimenté par ce cours d'eau ou cette nappe :

1) d'un débit total égal ou supérieur à 5 % du débit (par débit, il convient d'entendre ici le débit sec quinquennal) ou à défaut du débit global d'alimentation du canal ou du plan d'eau.

240 - Ouvrages, installations entraînant une différence de niveau de 35 cm, pour le débit moyen annuel, de la ligne d'eau entre l'amont et l'aval de l'ouvrage ou de l'installation, ou une submersion d'une des rives d'un cours d'eau.

270 - Création d'étangs ou de plans d'eau, la superficie étant :

1) supérieure à 3 ha.

631 - Entreprises hydrauliques soumises à la loi du 16 octobre 1919 relative à l'utilisation de l'énergie hydraulique.

De même, les installations existantes et autorisées en application du décret du 1^{er} août 1905 sont considérées comme étant autorisées au titre de la loi sur l'eau.

2.2.2 Procédure

En matière de sécurité, dans le décret procédure de mars 1993, on peut noter les points suivants :

- le dossier d'autorisation devra notamment comprendre (art. 1^{er}) les moyens de surveillance prévus et, si l'opération présente un danger, les moyens d'intervention en cas d'incident ou d'accident,
- les dossiers d'autorisation seront soumis à enquête publique (art. 4), seront de plus consultés les conseils municipaux de communes concernées (art. 5), le président de la Commission Locale de l'Eau si elle existe (art. 6), le Conseil Départemental d'Hygiène (art. 7) et, en tant que de besoin, les gestionnaire du domaine public (art. 6), le comité technique permanent des barrages (art. 7) et la mission déléguée de bassin (art. 9),
- l'arrêté d'autorisation fixe notamment (art. 13) la durée de l'autorisation, les conditions de réalisation, d'aménagement et d'exploitation des ouvrages, les moyens d'analyse, de mesure et de contrôle de l'ouvrage et les moyens d'intervention dont doit disposer le bénéficiaire de l'autorisation en cas d'incident ou d'accident,
- le préfet peut prendre des arrêtés complémentaires après consultation du CDH (art. 14 et 15).

Sont toutefois dispensés de la procédure les travaux exécutés en vue de prévenir un danger grave et présentant un caractère urgent (art. 34).

Par ailleurs, tous les incidents doivent être déclarés au préfet (art. 36). En cas d'incident entraînant une mise hors service momentanée, le préfet peut décider que la remise en service sera subordonnée à une nouvelle autorisation (art. 37), en particulier si l'incident est révélateur de risques insuffisamment pris en compte.

Enfin, en cas de mise hors service, qui doit être déclarée au préfet (art. 33), l'exploitant est tenu, jusqu'à remise en état des lieux, de prendre toutes dispositions nécessaires pour assurer la surveillance de l'ouvrage, l'écoulement des eaux et la conservation ou l'élimination des matières polluantes dont il avait la garde.

Conclusion

Toutes ces évolutions récentes ont donc permis de préciser l'action administrative en matière de contrôle de la sécurité des barrages. Dorénavant tous les barrages sont soumis à la police de l'eau et ont un service de contrôle identifié, dont l'action administrative est elle-même identifiée.

Un certain nombre de problèmes subsistent, en particulier sur les aspects techniques. En effet, si le contenu technique du contrôle des ouvrages intéressant la sécurité publique est défini par la circulaire interministérielle n° 70-15 du 14 août 1970, rien n'est prévu pour les ouvrages de moindre importance. Des réflexions sont en cours, et le ministère de l'Environnement a commandé au CEMAGREF la réalisation d'un guide pour l'auscultation, le suivi et l'entretien des petits barrages. Ce guide, qui devrait être prêt en 1994, sera diffusé par voie de circulaire et servira de base à l'action technique des services de contrôle ; l'objectif pour ces ouvrages étant d'adapter le niveau de contrôle aux enjeux propres à chacun d'entre eux.

Organisation du contrôle des barrages au ministère de l'Industrie

Loïc COTTIN - B.E.T.C.G.B. de Grenoble

Le ministère de l'Industrie, des Postes et Télécommunications et du Commerce Extérieur et, plus directement au sein de ce ministère, la direction du Gaz, de l'Electricité et du Charbon assure le contrôle des concessions de forces hydrauliques. A ce titre, elle a vocation à s'assurer du bon entretien et du maintien à un niveau de sécurité suffisant des ouvrages de la concession et notamment des barrages de retenue et de prise d'eau.

Au total, le contrôle du ministère de l'Industrie porte sur 273 barrages dont la hauteur est supérieure à 10 m au-dessus du fond du thalweg ou 15 m au-dessus des fondations. Parmi eux, 154 barrages ayant une hauteur supérieure à 20 m au-dessus du fond du thalweg sont considérés comme intéressant la sécurité publique.

Le concessionnaire exploitant est pour le plus grand nombre Electricité de France; mais figurent également comme concessionnaires la S.N.C.F. par le biais d'une filiale la S.H.E.M., La Compagnie Nationale du Rhône et quelques Régies d'Electricité ou Producteurs Autonomes.

1 - Les structures

Pour exercer ce contrôle, le ministère de l'Industrie dispose de différentes structures :

Le Comité Technique Permanent des Barrages (C.T.P.B.) qu'il peut consulter sur tous les avant-projets et projets de barrage d'une hauteur supérieure à 20 m sur les remises en état de barrages existants ainsi que sur toute modification ou nouvelle réglementation concernant les barrages hydrauliques.

Le Service Technique de l'Energie Electrique et des Grands Barrages (STEEGB), service extérieur centralisé qui s'assure notamment de l'efficacité du contrôle des services territoriaux, de la formation des agents, de la mise au point de la réglementation.

Les Directions Régionales de l'Industrie, de la Recherche et de l'Environnement (DRIRE) qui exercent territorialement les pouvoirs incombant au ministère de l'Industrie. Au sein de ces services régionaux, ce sont des divisions spécialisées appelées division Energie ou division du Contrôle de l'Electricité qui assurent le contrôle de l'Etat sur ces concessions de forces hydrauliques.

Le Bureau d'Etude Technique et de Contrôle des Grands Barrages (BETCGB) créé en 1982 et implanté à GRENOBLE. Il constitue un pôle de compétence technique mis à la disposition des DRIRE pour les conseiller et les assister sur les problèmes les plus délicats. Ses interventions soit obligatoires, soit occasionnelles sur demande de la DRIRE sont rappelées sur les fiches ci-jointes. Depuis 1988, sa compétence reconnue l'a amené à élargir son domaine d'intervention en rendant possible des missions de conseil pour le compte du ministère de l'Equipement.

2 - Les textes

Sur quelle base réglementaire, ce contrôle est-il effectué ?

Les Services du Contrôle s'appuyent pour exercer leur contrôle sur :

- le décret du 27 avril 1988 pris pour l'application de la loi du 16 octobre 1919 modifiée qui précise notamment les procédures d'instruction des projets d'exécution et leur approbation,
- les cahiers des charges de concession propres à chaque aménagement hydroélectrique concédé,
- la circulaire interministérielle n 70-15 du 14 août 1970 relative à l'inspection et à la surveillance des barrages intéressant la sécurité publique,
- les différents textes relatifs à l'organisation de la Sécurité Civile : loi du 22 juillet 1987 - décret du 6 mai 1988 et du 15 septembre 1992 (PPI Barrages).

3 - Les barrages en construction

En ce qui concerne les ouvrages en construction ou en cours de mise en eau, cette base réglementaire ne fixe pas de procédures rigides mais laisse bien au contraire au Service du Contrôle totale latitude pour adapter les modalités du contrôle à la taille de l'ouvrage, à sa nature et aux risques qu'il entraîne pour les avalisants.

Outre l'approbation des projets d'exécution, les interventions du Service du Contrôle portent tout spécialement sur l'examen des fouilles du barrage (réception de fouilles), le contrôle de la qualité d'exécution, la mise au point des consignes de mise en eau et des

consignes de crue, la surveillance, l'auscultation et l'analyse des mesures d'auscultation au cours du premier remplissage.

4 - Les barrages en exploitation

Pour les barrages en exploitation normale, le contrôle porte à la fois sur le respect de la sécurité publique (application de la circulaire de 1970) et sur le maintien en état de l'ouvrage en égard au fait que l'ouvrage peut faire retour à l'Etat en fin de concession. Les temps forts de ce contrôle sont certainement les visites d'inspection annuelle et décennale prévues par la circulaire interministérielle du 14 août 1970.

Pour être efficaces, elles doivent être préparées. Un certain nombre de documents écrits aident à cette tâche :

- le registre de surveillance du barrage,
- le rapport annuel d'exploitation et de surveillance par lequel l'exploitant rend compte des événements importants que l'ouvrage a connu au cours des douze mois de l'année écoulée (crue, mesures significatives, manœuvre ou essais de vannes...),
- le rapport bisannuel d'auscultation qui constitue une analyse du comportement de l'ouvrage au cours des deux dernières années à la lumière du comportement de celui-ci depuis sa mise en service. Les résultats des mesures d'auscultation sont traités par une méthode statistique pour être ramenés à conditions identiques de cote et de saison et représentés graphiquement après correction. L'élimination dans les courbes des effets réversibles liés à des phénomènes thermiques ou à la charge hydraulique variable permet de détecter très tôt l'amorce d'une évolution irréversible significative d'une modification du comportement,
- le rapport décennal (éventuellement) établi par le BETCGB qui regroupe l'essentiel des éléments caractéristiques du barrage, comporte un bilan de santé de l'ouvrage depuis sa construction et formule des recommandations pour l'amélioration de la sécurité (une quarantaine de ces rapports ont déjà été établis).

Les visites d'inspection sur le terrain sont toujours précédées d'une réunion préparatoire au cours de laquelle est examiné le comportement du barrage au cours des derniers mois. La lecture de ces différents documents et les informations recueillies au cours de la réunion préparatoire guident l'Ingénieur du Contrôle dans sa mission d'inspection. Ces inspections annuelles et décennales donnent lieu à l'établissement d'un procès-verbal de visite qui consigne l'ensemble des observations. Ce document est notifié à l'exploitant après qu'il ait formulé les observations éventuelles.

Actuellement, le ministère de l'Industrie considère comme intéressant la sécurité publique les barrages de plus de 20 m de hauteur, reprenant ainsi ce seuil de hauteur qui justifie pour les ouvrages neufs ou les travaux importants, la consultation préalable du CTPB.

La circulaire de 1970 est donc appliquée strictement à ces seuls ouvrages (154).

5 - Les petits barrages

Pour les ouvrages de taille plus modeste mais dont l'importance requiert un minimum de contrôle, ($H^2V^{0,5} > 200$), il est envisagé de mettre en place une réglementation plus souple reposant sur les principes suivants :

- l'établissement d'un dossier du concessionnaire,
- l'obligation d'information périodique du Service du Contrôle sur les conditions d'exploitation et l'entretien et le comportement du barrage,
- l'obligation d'alerter immédiatement l'Administration en cas d'anomalie,
- la mise en place d'inspections visuelles par le Service du Contrôle à un rythme adapté au degré de sécurité du barrage (5 ans).

ANNEXE

Interventions du BETCGB pour le compte d'une DRIRE

Missions obligatoires :

- avis sur tout projet ou avant-projet soumis au Comité Technique Permanent des Barrages,
- examen des suites données aux demandes et observations formulées par le Comité Technique Permanent des Barrages,
- suivi et examen des adaptations intervenant en cours de chantier,
- mise au point des dossiers de première mise en eau et des consignes d'exploitation et de surveillance,
- participation aux visites décennales des barrages.

Mais sa tâche principale demeure l'établissement pour chaque barrage d'un rapport décennal, document de synthèse permettant au responsable local du contrôle du barrage de connaître les éléments essentiels sur la géologie et l'hydrologie du site, sur les matériaux utilisés lors de la construction et les calculs de stabilité effectués, sur le dispositif d'auscultation et le comportement du barrage depuis sa mise en service. Ce rapport contient un avis sur l'état et le comportement actuel de l'ouvrage et peut formuler quelques recommandations sur les mesures à prendre pour améliorer sa sécurité.

Missions à la demande :

- participation à la visite annuelle d'un barrage en raison de circonstances particulières,
- suivi des études effectuées pour comprendre le comportement d'un ouvrage ou améliorer sa stabilité,
- examen des plans d'exécution et suivi des mesures et contrôles d'exécution,
- suivi de la mise en eau et interprétation des résultats de mesure.



Principes généraux pour l'évaluation des risques en cas de rupture

Gérard DEGOUTTE, *ENGREF*

Avant de lancer une étude de calcul d'onde de rupture, il convient de décider :

- du type de calcul à faire selon ce que l'on cherche à savoir ;*
- des hypothèses initiales selon le type de barrage.*

1 - L'objectif du calcul

Le calcul de l'onde due à la rupture d'un barrage permet de répondre à deux types de questions :

- quelle est l'étendue de la zone inondée ?
- ce barrage intéresse-t-il la sécurité publique ?

1.1. L'étendue de la zone inondée

Il s'agit de prévoir l'étendue concernée en cas de rupture du barrage dans l'hypothèse la plus pessimiste. L'intérêt est évidemment de se préparer à cet accident en ayant décidé d'une organisation des évacuations et des secours.

Lorsqu'une alerte est déclenchée **avant** rupture, il convient d'évacuer le plus rapidement possible la population et donc de prévoir les véhicules de transport disponibles, de préparer les trajets routiers qu'il est raisonnable d'emprunter...

Lorsque la rupture s'est produite, il s'agit de savoir par quels moyens de transmission informer les équipes de secours, quelles routes ne sont pas inondées...

Cette organisation des secours et des évacuations relève du service de la protection civile placé auprès de chaque Préfet.

Le calcul permet aussi d'estimer les temps d'arrivée de l'onde de crue et donc de mieux connaître les délais disponibles.

Au passage, la zone du "quart d'heure" peut être délimitée : c'est la zone dans laquelle des sirènes doivent réglementairement être installées pour les barrages de hauteur supérieure à 20 mètres et stockant plus de 15 millions de m³ (en France).

1.2. Le barrage intéresse-t-il la sécurité publique ?

Il n'est pas du tout évident dans la plupart des cas de savoir si un barrage intéresse la sécurité publique. Même les personnes les plus expérimentées en matière de simulation d'onde de rupture ne peuvent y arriver sans calcul. Trop de paramètres interviennent pour cela : volume et hauteur de la retenue, mécanismes de la rupture, largeur et pente de la vallée, rugosité des sols...

Les seuls cas où la réponse est évidente sont ceux des petites retenues dans des zones inhabitées et ceux des grandes retenues dans des zones habitées. Dans les cas intermédiaires, le calcul est nécessaire. Il permettra au plan administratif de savoir si l'ouvrage doit être classé au titre de la sécurité publique. Dans l'affirmative, la circulaire du 14 août 1970 est applicable ; elle prévoit des dispositifs d'auscultation et des moyens de surveillance (*voir articles de P. ROYET sur la réglementation et de G. DEGOUTTE sur l'auscultation*).

On conçoit donc que la réponse à cette question intéresse au premier chef l'administration de contrôle. On conçoit aussi que l'étude nécessaire peut être plus sommaire que celle qui sert à déterminer l'étendue de la zone de submersion.

2 - L'obligation de calcul

Il est actuellement obligatoire de calculer l'onde de rupture pour tous les barrages de plus de 20 m de hauteur du terrain naturel et stockant plus de 15 Mm³.

Pour les autres barrages, le calcul n'est pas systématiquement obligatoire. Le service instructeur (DDAF, DDE, Service de la Navigation ou DRIRE) peut cependant demander une telle étude au pétitionnaire.

Pour les barrages existants, lorsque le service de contrôle ignore si la sécurité publique est concernée ou non, il est bon qu'il fasse ou fasse faire une étude simplifiée. On conçoit alors que cette étude soit à la charge du service de contrôle.

3 - Comment juger si un barrage intéresse la sécurité publique ?

Les textes actuels disent seulement que les barrages intéressant la sécurité publique sont ceux dont la rupture aurait des conséquences graves pour les personnes. A partir de là, où est la limite de hauteur d'eau ou de vitesse à considérer ? S'intéresse-t-on seulement aux habitations permanentes ou aussi aux campings, aux voies de circulation ? Il est clair qu'une définition trop maximaliste conduirait à considérer que tout barrage intéresse la sécurité publique, dès lors qu'un passant peut toujours se trouver au bord de la rivière au mauvais moment. Cela reviendrait en fait à supprimer tout l'intérêt de la classe des barrages intéressant la sécurité publique qui prévoit des mesures renforcées pour les barrages potentiellement les plus dangereux. L'esprit de la réglementation française est en effet d'adapter les exigences et les contrôles à la taille de l'ouvrage et à son risque potentiel, sans considération sur son type ou son état général.

Dans une étude qui lui a été confiée par le ministère de l'Environnement, le CEMA-GREF a proposé en 1991 que l'on considère qu'un barrage intéresse la sécurité publique si :

- des zones d'habitat permanent sont susceptibles d'être submergées sous plus de 2 m d'eau ;
- des campings aménagés sont susceptibles d'être submergés par une lame d'eau supérieure à 1 m ;
- des routes nationales ou départementales, des autoroutes ou des voies ferrées à trafic voyageur sont susceptibles d'être submergées par une lame d'eau supérieure à 1m au-dessus de la chaussée ou des rails.

4 - Types de rupture

Le calcul diffère évidemment selon que la rupture est instantanée ou non, et selon que l'effacement est total ou partiel. Il convient donc de distinguer plusieurs cas.

4.1. Barrages en remblai

La rupture par submersion peut se produire pour un déversement très faible par-dessus la crête, surtout pour un barrage en terre. Le mécanisme d'érosion régressive s'amorce alors à partir du coin aval de la crête et progresse jusqu'à ce qu'une brèche soit ouverte. Un mécanisme d'érosion agrandit alors cette brèche. Le phénomène peut durer quelques minutes à quelques heures selon la granulométrie des matériaux, leur cohésion, le revêtement de la crête, la hauteur de la lame d'eau...

La rupture par renard peut être encore plus rapide une fois qu'elle est initiée.

Dans les deux cas, la rupture n'est pas instantanée. Les logiciels les plus simples supposent néanmoins une rupture instantanée. Les logiciels plus complets peuvent réaliser un calcul en rupture progressive avec des hypothèses grossières pour le calcul de la vitesse de rupture.

Enfin, le calcul (simple ou complet) peut prendre en compte un effacement partiel.

4.2. Barrages en béton et en maçonnerie

Les ruptures de barrages-poids se produisent par renversement ou par glissement d'un ou plusieurs plots. Ces phénomènes sont quasi-instantanés. Le calcul est classiquement mené en supposant que les barrages voûtes s'effacent en totalité et qu'un seul pot des barrages poids s'efface.

Pour les barrages à contreforts, il est possible d'imaginer qu'un seul plot s'efface instantanément. Mais il est ensuite raisonnable de penser que les autres plots s'effacent rapidement, comme un château de cartes.

On considèrera donc une rupture instantanée et totale pour tous les barrages en béton et en maçonnerie.

5 - L'état du barrage

Comme on vient de l'exposer, la nature du calcul de simulation de l'onde de rupture dépend donc de la question posée et du type de barrage. On réalisera donc, selon les cas, une étude simplifiée, ou une étude complète avec rupture instantanée, ou enfin une étude complète avec rupture progressive. Mais dans tous les cas, il doit être bien clair pour tous que le calcul d'onde de rupture n'a rien à voir avec l'état du barrage.

Autrement dit : faire un calcul d'onde de rupture ne signifie pas que l'on est inquiet pour le barrage ; ou si l'on est inquiet pour un barrage, le calcul de l'onde de rupture n'est pas la mesure la plus importante à prendre !

Le grand principe est bien de séparer le jugement sur la sécurité du barrage et l'estimation des risques présentés à l'aval.

Présentation des méthodes de calcul de l'onde de rupture

André PAQUIER - CEMAGREF

1 - Risques et réglementation

La probabilité de rupture d'un barrage est très faible. Les mesures adaptées lors de la conception et de la construction de l'ouvrage ainsi qu'une surveillance permanente permettent de réduire encore ce risque.

Toutefois, la sécurité à 100% n'existe pas et il est toujours indispensable d'examiner les conséquences d'une éventuelle rupture. Rappelons d'ailleurs que, par le monde, en moyenne une à deux ruptures ont lieu par an pour un nombre d'ouvrages de plus de 15 mètres de haut de l'ordre de 20 000 (hors Chine).

Des dispositions législatives et réglementaires viennent en France à l'appui de ce point de vue. La catastrophe de Malpasset en 1959 (488 morts ou disparus), dernière rupture française ayant eu des conséquences graves, a été à l'origine de nombreuses mesures actuellement en vigueur (cf. *références en annexe*). Il est possible que de nouveaux décrets viennent bientôt renforcer ces textes.

Actuellement donc, on peut distinguer trois types d'ouvrages :

- les grands barrages (retenue de plus de 15 millions de m³ et hauteur de digue de plus de 20 mètres au-dessus du terrain naturel) ;
- les ouvrages intéressant la sécurité publique.
- les autres ouvrages.

En ce qui concerne les grands barrages, les dispositions à prendre par le maître d'ouvrage (ou le concessionnaire) sont relativement précises. Elles tendent à permettre la mise au point d'un plan d'alerte pour la vallée à l'aval du barrage, plan qui sera ensuite mis en œuvre par les services de l'Etat chargés de la protection civile, certains dispositifs techniques, en particulier au niveau du barrage, restant à la charge du gestionnaire de l'ouvrage. Ce plan d'alerte distingue trois zones :

- la zone de sécurité immédiate (ou zone du quart d'heure) que la population doit évacuer dès l'alerte donnée, la submersion pouvant advenir dans un délai inférieur à 15 minutes ;
- la zone d'alerte I où la population dispose de plus de 15 minutes pour son évacuation;
- la zone d'alerte II où la submersion devrait être de peu d'importance.

Toutes ces dispositions (ainsi que l'ensemble des documents techniques concernant l'ouvrage) sont présentées devant le Comité Technique Permanent des Barrages (CTPB), organisme chargé de faire respecter la réglementation en ce domaine.

Pour les barrages intéressant la sécurité publique, aucune disposition spécifique n'existe. Les services administratifs compétents (DDAF, DRIR, ...) doivent s'assurer que les gestionnaires prennent toutes les mesures nécessaires pour que la sécurité publique ne soit pas menacée. A l'exclusion des barrages qui entrent dans la catégorie précédente, aucun texte ne précise dans quel cas un barrage intéresse la sécurité publique. Les barrages censés ne pas l'intéresser sont donc les plus nombreux même si souvent, aucun examen sérieux n'a été fait en ce qui concerne les risques à l'aval en cas de rupture.

A l'étranger, des dispositions plus draconiennes existent : aux Etats-Unis, l'administration s'intéresse à tous les ouvrages de plus de 7,5 mètres de haut ou dont la retenue fait plus de 60 000 m³ ; en Suisse, les mesures d'alerte sonore s'étendent sur toute la zone atteinte en moins de deux heures, etc.

2 - Description des phénomènes

Nous distinguerons trois zones :

- le barrage,
- la retenue,
- la vallée aval.

Je ne décrirai pas le phénomène de rupture de l'ouvrage proprement dit qui peut prendre de multiples formes mais insisterai sur les points importants qui influenceront l'hydrogramme au droit du barrage.

En fonction du mode de rupture, l'effacement de l'ouvrage est en effet plus ou moins rapide. il peut être de l'ordre de quelques secondes pour une voûte en béton rompant brusquement, jusqu'à plusieurs heures (voire jours) pour un barrage en remblai.

De manière générale, quel que soit le mode de rupture, un barrage en béton s'effacera (partiellement ou totalement) beaucoup plus vite qu'un barrage en remblai. On parlera de rupture instantanée par opposition à rupture progressive. Toutefois, en fonction de l'hydrogramme incident, de l'origine (phénomène physique et localisation) de la rupture, une brèche peut aussi se développer dans ce dernier type de barrage en quelques minutes et donner naissance à une crue de débit de pointe bien supérieur et de temps de montée bien inférieur à ceux des plus fortes crues naturelles.

Dans la retenue, la rupture se traduit par une descente plus ou moins rapide du plan d'eau qui peut, dans les cas extrêmes, avoir des conséquences sur la stabilité des versants.

A l'aval du barrage, les conséquences peuvent être bien plus dommageables. Suite à une rupture instantanée, un front (un "mur d'eau" qui peut atteindre plusieurs mètres de haut) se déplace à grande vitesse (jusqu'à 50km/h) en balayant le fond de la vallée. A proximité du barrage, la plupart des ouvrages en travers de la vallée (ponts, etc..) ne résiste pas au choc occasionné par l'impact de l'eau.

Le flot peut, en outre, véhiculer des blocs pris au barrage ainsi que de la terre arrachée au fond de la vallée au pied du barrage. Au fur et à mesure que le front progresse, sa vitesse et sa hauteur diminuent et l'effet de choc devient de plus en plus faible. Le dépôt des matériaux charriés s'effectue entraînant parfois des dégâts bien plus importants que la simple submersion. On notera qu'un resserrement de la vallée ou un ouvrage en travers qui résiste quelques temps avant de rompre peuvent être à l'origine d'une nouvelle augmentation de hauteur du front et d'un regain de l'érosion.

Ces grands traits restent valables pour une rupture progressive mais le phénomène étant plus lent, il n'y a, en général, pas formation d'un front mais plutôt montée rapide des eaux. La charge solide (et donc les dépôts) peuvent, en revanche, être plus importants car le volume de matériau du corps de digue susceptible d'être emporté est souvent plus élevé.

3 - Modélisation des phénomènes

Je ne décrirai ci-dessous que la modélisation numérique. L'emploi d'un modèle physique est bien plus coûteuse et n'est aujourd'hui plus mise en œuvre que pour des cas complexes ou des ouvrages très importants.

En règle générale, les points suivants intéressent les autorités :

- les zones susceptibles d'être submergées à la suite de la rupture,
- les hauteurs d'eau maximales correspondantes,
- le temps d'arrivée de l'onde qui va conditionner les délais disponibles pour une éventuelle évacuation.

Un autre paramètre intéressant est la vitesse maximale du flot qui (en conjonction avec la hauteur d'eau) va donner une idée du pouvoir destructeur de l'onde ; ainsi une vitesse

de 3 m/s avec un tirant d'eau de plus de 50 cm constitue un risque important pour la sécurité des personnes. Il est évident que pour évaluer les dégâts potentiels, une estimation de la durée de submersion, de l'érosion et des dépôts est également nécessaire.

Cependant, la plupart des modèles ne donnent pas toutes ces informations ; le transport solide n'est jamais (à ma connaissance) traité directement, seul le mouvement de l'eau étant modélisé ; par ailleurs, certains modèles ne donnent que la hauteur maximale de submersion et le temps d'arrivée.

Dans la pratique, la modélisation comprend, en général, deux étapes de calcul distinctes correspondant aux deux grandes phases décrites ci-dessus :

- un premier calcul permet d'obtenir les caractéristiques hydrauliques de l'onde au droit du barrage ;
- ensuite, un calcul de propagation est mené dans la vallée.

3.1 Modélisation de la rupture

Selon le type de calcul de propagation, il est nécessaire de connaître au droit du barrage, le débit de pointe, la hauteur maximale, l'hydrogramme, le limnigramme ou plusieurs de ces paramètres. Aussi, la première étape de calcul peut être plus ou moins complexe.

Des formules basées sur une statistique de ruptures de barrage passées ou de ruptures de barrage modélisées de manière détaillée permettent d'obtenir le débit de pointe en fonction de paramètres simples tels que la hauteur du barrage, le volume de la retenue, etc. La plus simple est celle de l'U.S. Bureau of Reclamation :

$Q = 19,1 H^{1,85}$ où Q est le débit de pointe et H la hauteur du barrage.

D'autres formules basées sur des considérations hydrauliques permettent également d'estimer le débit de pointe ainsi que la hauteur maximale ; il est, en général, nécessaire de connaître les dimensions de la brèche ainsi que son temps de formation.

En rupture instantanée, pour une brèche rectangulaire de largeur égale à L allant jusqu'à la base du barrage, le débit de pointe peut ainsi être estimé par :

$Q = 0,93 L y_0^{1,5}$ où y_0 est le tirant d'eau à l'amont du barrage avant la rupture. La même théorie (solution de Ritter qui suppose une retenue infinie sans pente ni frottement) donne alors une hauteur maximale égale à $4/9 y_0$. Un coefficient correcteur doit être appliqué pour tenir compte de la forme de la retenue, de la hauteur d'eau à l'aval du barrage, etc. Lorsqu'on ne connaît pas L, on peut l'estimer par $3 y_0$ (valeur tirée d'un examen de ruptures réelles).

Dans le cas d'une rupture instantanée, on peut aussi intégrer la détermination de l'hydrogramme au droit du barrage au calcul de propagation. En effet, on suppose l'effacement (total ou partiel) instantané de l'ouvrage et on simule la seule évolution hydraulique à partir d'une condition initiale où les niveaux d'eau présentent au droit du barrage un saut.

Pour une rupture progressive, une modélisation détaillée séparée est nécessaire. Soit on suppose connue l'évolution de la brèche (par exemple, linéarité dans le temps), soit on va simuler l'érosion de la digue. Dans le second cas, il faut d'abord choisir le mode de rupture ; ne sont en général simulés que le renard ou la surverse qui représentent plus de 50% des causes de ruptures réelles et peuvent conduire très rapidement à la ruine de l'ouvrage.

Dans le calcul, l'évolution de la brèche est fondée sur des formules donnant le débit solide en fonction du matériau et des caractéristiques hydrauliques (calculées de manière plus ou moins complexe à partir de la brèche et de la hauteur dans la retenue) ainsi qu'à des hypothèses quant à la forme initiale de la brèche et à sa déformation au cours du temps (par exemple, pente de talus constante). Un modèle de ce type (RUPRO) est décrit dans la quatrième partie.

3.2 Modélisation de la propagation

Une fois connues les caractéristiques hydrauliques au droit du barrage, on se trouve face à un problème à peu près identique à celui de la propagation d'une crue naturelle. Les différences portent essentiellement sur la forme de l'hydrogramme (le temps de montée est très bref ici) et sur la disproportion entre le lit de la rivière et le débit transité suite à une rupture.

Les méthodes sont donc les mêmes, mais les différences mentionnées empêchent souvent les modèles classiques de donner des résultats valables. On ne citera ici que le fait d'avoir des portions de rivière où le régime est torrentiel.

En fait, pour la propagation des ondes de rupture de barrage, on peut considérer que quatre types de modèles existent :

- a)** la résolution des équations de Saint-Venant (modèle filaire classique) ;
- b)** un calcul simplifié fondé sur les mêmes principes que **a)** mais traduits en terme de relations simples entre variables adimensionnelles ;
- c)** les modèles "hydrologiques" où l'équation de conservation de la masse est privilégiée (réservoirs en série), une relation supplémentaire simple permettant de relier débit et volume d'un "bief" ;
- d)** les modèles bidimensionnels (équations de Saint-Venant en plan).

Le type **b)** est le plus utilisé car moyennnant des calculs bien plus limités, il apporte dans de nombreux cas, une précision presque aussi grande que le type **a)**. Lorsqu'on souhaite une précision plus grande (ouvrages importants, etc.), on a le plus souvent recours au type **a)**, plus rarement au type **d)** ou à un modèle physique.

Des exemples de logiciels sont détaillés dans la quatrième partie. On peut considérer qu'ils représentent un bon aperçu de l'ensemble des logiciels actuellement sur le marché.

4 - Les logiciels du CEMAGREF

Je présente ci-dessous quatre logiciels du CEMAGREF qui permettent de résoudre la plupart des problèmes spécifiquement posés par les ondes de rupture de barrage.

Devant un cas à examiner, il y a en premier lieu à se poser la question de savoir si un tel logiciel est bien nécessaire.

Une première estimation sommaire du débit de pointe (*cf. paragraphe 3.1.*) et de la hauteur maximale (0,5 y₀ par exemple) au droit du barrage peut conduire, par exemple :

- à n'effectuer aucun calcul si la hauteur maximale conservée tout le long de la vallée ne conduit à aucune submersion dangereuse ;
- à effectuer des calculs en régime permanent pour un débit égal au débit de pointe au barrage. Si les hauteurs obtenues ainsi sont faibles, il est inutile d'aller plus avant.

Si de tels résultats ne permettent pas de conclure, il est alors nécessaire de s'orienter vers des logiciels tels que ceux décrits, à savoir :

- **RUPRO** pour calculer l'hydrogramme de rupture au droit d'un barrage en terre homogène ;
- **RUBAR 3** qui résoud les équations de Saint-Venant monodimensionnelles ;
- **RUBAR 20** qui résoud les équations de Saint-Venant bidimensionnelles ;
- **CASTOR**, méthode simplifiée pour la propagation.

4.1 Logiciel RUPRO

Le logiciel couple par une méthode de RUNGE-KUTTA un calcul hydraulique déterminant les variables hydrauliques moyennes sur la digue à un calcul de transport solide qui suppose l'érosion uniforme dans l'ensemble de la digue.

Le calcul hydraulique est mené à surface libre en résolvant l'équation de Bernoulli avec comme condition aval un tirant d'eau critique au niveau du parement aval du barrage. Les pertes de charge sont soit linéaires (formule de Manning-Strickler), soit singulières localisées sur le parement amont du barrage.

Le logiciel effectue un calcul simplifié d'érosion progressive pour un matériau non cohésif et supposé homogène. Le débit solide est déterminé à partir de la formule de MEYER-PETER et des données moyennes du matériau (masse volumique, diamètre des grains (D₅₀), porosité et coefficient de Strickler). La digue est décrite par un profil en travers type et la retenue par des couples hauteur-surface.

Le logiciel ne permet de simuler que deux types de rupture :

- une érosion par renard : le renard est schématisé par une conduite circulaire qui s'élargit progressivement jusqu'à ce que son diamètre atteigne les 2/3 de la hauteur du barrage ; il y a alors effondrement et la brèche devient rectangulaire ;

- une érosion par submersion : la brèche est supposée rectangulaire ; elle s'approfondit jusqu'à atteindre le substratum puis s'élargit jusqu'à atteindre la longueur du barrage.

Il est possible d'introduire un hydrogramme incident à l'amont de la retenue ainsi qu'un débit de fuite au niveau du barrage qui corresponde, par exemple, à un évacuateur continuant à débiter pendant la phase de vidange de la retenue à travers la brèche.

4.2 Logiciel RUBAR 3

Le logiciel RUBAR 3 permet le calcul de propagation d'onde de rupture de barrage en monodimensionnel.

La topographie de la vallée dans laquelle s'effectue la propagation est décrite par une série de profils en travers qui peuvent être définis, soit par des couples abscisses-cotes ou largeurs-cotes (option dite "géométrie réelle"), soit sous forme paramétrée ($S = RKK \times Y^{\text{alpha}}$). Le calcul s'effectue entre des sections de calcul (pas d'espace constant ou variable) dont la géométrie est déterminée par interpolation entre les profils en travers donnés.

La modélisation du phénomène de propagation de l'onde de rupture de barrage s'effectue (classiquement) à partir des équations de Saint-Venant ce qui suppose les hypothèses simplificatrices suivantes :

- l'écoulement est considéré unidimensionnel avec toutes les hypothèses s'y rattachant. La vallée est rectifiée en déployant les courbes ;
- la géométrie de la vallée est supposée ne pas présenter de brusques singularités (en particulier, elle est relativement régulière entre les profils en travers choisis pour la représenter) ;
- la distribution des pressions dans l'écoulement est supposée hydrostatique et les effets de viscosité à l'intérieur du fluide sont supposés négligeables par rapport aux frottements externes ;
- le frottement est très global ; le coefficient de Manning Strickler rend compte de nombreux phénomènes (nature des rives, courbures, occupation du lit, etc.).

En fait, dans les équations de Saint-Venant, on distingue les équations "classiques" en l'absence de discontinuité hydraulique et les équations du ressaut. Les premières peuvent s'écrire :

- conservation de la masse : $S_t + Q_x = 0$
- conservation de la quantité de mouvement :

$$Q_t + (Qv)_x = -gSZ_x - gS \frac{V|V}{CR}$$

De même les équations du ressaut s'écrivent :

– conservation de la masse : $\delta [S] = [Q]$

– conservation de la quantité de mouvement :

$$\delta [Q] = [Qv + p(S,x)]$$

avec

$$p(S,x) = \int_0^{Y(S,x)} g(Y(S,x)-y)L(y,x)dy \text{ qui est la pression}$$

A partir de ces équations, on démontre aisément que les équations de Saint-Venant admettent la forme conservative suivante :

$$\begin{cases} S,t + Q,x = 0 \\ Q,t + (Q^2/S + p(S,x)),x = gS(i(x) - \text{frt}(Q,S,x)) + B(S,x) \end{cases}$$

avec

$$\begin{cases} B(S,x) = \int_0^{Y(S,x)} g(Y(S,x)-y)L(y,x),x dy \\ 0 \\ \text{frt}(Q,S,x) = \frac{v|v|}{CR} \end{cases}$$

Une solution faible de ces équations vérifie donc les équations du ressaut en cas de discontinuité et les équations continues ailleurs. Dans la résolution des équations mises sous cette forme, il n'y a donc pas lieu de localiser les discontinuités hydrauliques puisqu'elles sont traitées numériquement de la même manière que les autres points.

Dans le cas d'échanges avec l'extérieur du modèle le long de la vallée, sont ajoutés au second membre des équations précédentes les valeurs q (respectivement q_{qv}) dans l'équation de conservation de la masse (respectivement conservation de la quantité de mouvement) où q est un débit latéral par unité de longueur calculé par une formule de déversoir (à coefficient et exposant variables).

Le logiciel RUBAR 3 résout les équations complètes de Saint-Venant par une méthode explicite. Cette dernière utilise un schéma du second ordre (du type VAN LEER). A chaque pas, le problème de Riemann est résolu de façon approchée grâce à une linéarisation de Roe.

Cette méthode de résolution s'appuie sur les travaux de Jean Paul VILA portant sur les schémas numériques appliqués aux systèmes hyperboliques non linéaires.

Le modèle permet de simuler la propagation d'une onde issue, soit d'une rupture instantanée de barrage (on intègre la retenue dans le modèle en supposant initialement

une marche dans la ligne d'eau), soit d'une rupture progressive (pour laquelle on connaît l'hydrogramme au droit du barrage).

La condition limite amont est constituée, soit par un hydrogramme (auquel peut être associée une hauteur amont imposée), soit par une condition de réflexion (débit nul à tout instant).

La condition limite aval est :

- soit une courbe de tarage ($Q(Z)$),
- soit une réflexion,
- soit une cote donnée en fonction du temps ($Z(t)$),
- soit un flux libre.

Les conditions initiales sont fixées en tirant d'eau (ou cote) et vitesse dans chaque section de calcul par l'utilisateur.

Le pas de temps et le pas d'espace peuvent être soit fixes, soit variables.

Il est possible d'inclure des échanges entre la vallée dans laquelle s'effectue la propagation et des vallées ou zones adjacentes :

- soit par l'introduction dans le modèle en une ou plusieurs sections de calcul de masse et de quantité de mouvement, soit constantes, soit déterminées par une formule de déversoir ;
- soit par l'adjonction d'un bief constitué de la vallée affluente dans lequel le calcul s'effectue de la même manière que dans la vallée principale (avec éventuellement une première phase de remontée de l'onde de rupture).

4.3 Logiciel RUBAR 20

Le logiciel RUBAR 20 a été conçu pour le calcul de propagation d'onde de rupture de barrage en bidimensionnel.

Il permet de simuler la propagation d'une onde issue soit d'une rupture instantanée de barrage (on intègre alors la retenue dans le modèle en supposant une brusque chute au niveau du barrage), soit d'une rupture progressive (pour laquelle on connaît l'hydrogramme au droit du barrage).

Il permet également tout calcul hydraulique ressortant des équations de Saint-Venant bidimensionnelles, en particulier, lorsque les variations temporelles des caractéristiques hydrauliques sont importantes.

Le code de calcul utilise la méthode des volumes finis appliquée à un maillage constitué de quadrilatères et de triangles qui ont entre eux 0 ou 1 (entier) côté commun. A chaque pas de temps, pour calculer les flux entrants et sortants de chaque maille, est résolu un problème de Riemann dans la direction normale à l'arête. Trois schémas numériques sont disponibles pour résoudre ce problème (schémas de Godunov ou de Van Leer - premier ou deuxième ordre -).

On résoud d'abord le problème homogène pour les trois équations monodimensionnelles mises sous forme conservative, puis on ajoute les termes du second membre où on retrouvera le terme de gravité, les frottements, etc.

Cette méthode de résolution s'appuie sur les travaux de Jean Paul VILA portant sur les schémas numériques appliqués aux systèmes hyperboliques non linéaires.

Les conditions limites peuvent être de quatre types :

- réflexion : flux nul sur l'arête ;
- flux sortant déterminé par le fluide ;
- flux entrant déterminé par deux des trois variables ;
- flux sortant avec une hauteur imposée.

Les conditions initiales sont fixées par l'utilisateur en tirant d'eau (ou cote) et débits en chaque centre de maille à l'instant de début du calcul.

Le pas de temps peut être soit fixe, soit variable. Il en est de même des dimensions de maille.

Le logiciel RUBAR 20 est écrit en FORTRAN 77 ; les routines graphiques font appel à la bibliothèque de programmes UNIRAS. Son utilisation requiert une station de travail (ou matériel plus puissant) et du personnel expérimenté en modélisation hydraulique.

Les limitations à l'utilisation de ce logiciel sont :

- d'une part, sa complexité et la puissance de calcul nécessaire qui lui font préférer la résolution monodimensionnelle ;
- et d'autre part, le domaine de validité des équations qu'il résoud. On suppose que les accélérations verticales sont nulles alors qu'au niveau du front, ceci n'est pas rigoureusement vérifié ; les frottements sont estimés à partir d'un coefficient de strickler invariable au cours du temps, ce qui ne représente qu'imparfaitement la réalité, en particulier aux faibles hauteurs ; etc.

4.4 Logiciel CASTOR

Lors d'une rupture de barrage, une onde se propage dans la vallée à l'aval et peut entraîner des submersions importantes. Le logiciel vise à donner un ordre de grandeur des niveaux atteints dans une telle vallée afin d'estimer rapidement si le danger est réel.

Des renseignements complémentaires sont également fournis qui permettent d'estimer le débit maximal du flot, la vitesse maximale ainsi que le temps d'arrivée de l'onde.

Le logiciel est adapté aux ruptures instantanées aussi bien qu'aux ruptures progressives. L'utilisateur peut soit fournir le débit de pointe au droit du barrage soit demander au logiciel de le calculer.

Outre les renseignements de base concernant le barrage et la retenue, l'utilisateur doit fournir pour les points sensibles de la vallée où il souhaite obtenir les résultats, les renseignements suivants : profil(s) en travers (couples largeur-cote), strickler local, pente locale. Il doit aussi fournir les stricklers le long de la vallée, coefficients qui devront ici représenter l'ensemble des frottements y compris ceux relatifs aux irrégularités de topographie.

En un point donné de la vallée, le logiciel effectue le traitement suivant :

- calcul du débit maximal par réduction du débit de pointe au droit du barrage à l'aide d'un coefficient d'amortissement (déterminé de manière empirique en se basant essentiellement sur des résultats de calcul menés en résolvant les équations de Saint-Venant) ;
- calcul de la hauteur d'eau maximale atteinte à partir du débit grâce à l'hypothèse du régime uniforme ;
- puis vitesse maximale et temps d'arrivée sont déduits des résultats précédents.

Les résultats sont très dépendants des hypothèses envisagées lors du choix des différents paramètres (stricklers en particulier). Dans ce contexte, un résultat fiable ne peut venir que de l'utilisation répétée du logiciel sur un même problème.

A noter également que certains cas sont, a priori, exclus :

- la présence de singularités (topographie ou ouvrages en travers) très marquées ;
- les écoulements qui ne peuvent plus être considérés comme monodimensionnels ;
- les cas où l'érosion ou le transport solide modifient fortement les conditions d'écoulement ;
- les ruptures de barrage en cascade.

Même en dehors de ces cas, les calculs effectués conservent une incertitude intrinsèque de l'ordre de 20 à 50% due en grande partie à la faible quantité d'informations utilisée pour le calcul. Ceci se traduit évidemment aussi par un faible coût d'acquisitions des données et des temps de calcul très brefs, ce qui est le principal avantage du logiciel.

CASTOR est destiné à être utilisé sur PC compatible IBM. Son utilisation peut être envisagée par tout ingénieur ayant des connaissances de base en hydraulique.

ANNEXES

NOTATIONS

alpha	coefficient de paramétrage des sections en travers	R	rayon hydraulique
B	pression latérale	RKK	coefficient de paramétrage des sections en travers
C	constante de Chézy (remplacée par la forme $KR^{1/6}$ sauf pour R petit)	S	section
g	accélération de la pesanteur	t	temps
H	hauteur du barrage	v	vitesse
i(x)	pente du fond	x	abscisse longitudinale
k	coefficient de quantité de mouvement pour déversement ou apport	y_o	tirant d'eau à l'amont du barrage avant la rupture
K	coefficient de Strickler	Y	tirant d'eau
L	largeur de la brèche	Z	cote
L(Y,x)	largeur de la vallée à l'abscisse x	d	vitesse du choc
p	pression	X_{,t}	dérivée de la variable X par rapport à t
q	débit latéral	X_{,x}	dérivée de la variable X par rapport à x
Q	débit	[X]	saut de la variable X sur une discontinuité

Références

Lois, règlements et circulaires :

Décret du 13 juin 1966 instituant le Comité Technique Permanent des Barrages.

Décret n° 68-450 du 16 mai 1968 relatif aux mesures de surveillance et d'alerte destinées à faciliter la protection des populations en aval de certains aménagements hydrauliques.

Circulaire interministérielle n° 70-15 du 14 août 1970 (inspection et surveillance des barrages intéressant la sécurité publique) modifiée par la circulaire du 29/09/83.

Loi n° 87-565 du 22 juillet 1987 relative à l'organisation de la sécurité civile, à la protection de la forêt contre l'incendie et à la prévention des risques majeurs.

Décret n° 88-622 du 6 mai 1988 relatif aux plans d'urgence.

Décret n° 92-997 du 15 septembre 1992 relatif aux plans particuliers d'intervention concernant certains aménagements hydrauliques.

Autres documents :

BENOIST G., 1989 - Les études d'ondes de submersion des grands barrages d'EDF. *La Houille Blanche*, N° 1-1989.

COLIN E., POCHAT R., 1978 - *Calcul d'onde de submersion due à la rupture d'un barrage*. CTGREF, Etude n° 25.

DEGOUTTE G., 1992 - *Guide pour le diagnostic rapide des barrages anciens*. CEMAGREF, Etudes n° 13.

DUNGLAS J., 1988 - La sécurité des barrages. *Bulletin du Conseil Général du GREF* n° 22, décembre 1988.

FREAD D.L., 1988 - *BREACH : an erosion model for earthen dam failures*.

PERRAUD M.F., 1991 - *Etude de performance d'un modèle simplifié de calcul de propagation d'onde de rupture de barrage*. CEMAGREF, Rapport de DEA de l'UCBL.

ROBIN O., 1990 - *Méthode simplifiée de calcul d'onde de submersion résultant de la rupture d'un barrage*. CEMAGREF, Rapport de DEA de l'UCBL.

SINGH V.P., 1987 - Analysis of gradual earth-dam failure. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol.114, N° 1, January 1988.

WURBS R.A., 1985 - Dam-breach flood wave models. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol.113, N° 1, January 1987.



Utilisation du logiciel CASTOR

André PAQUIER - CEMAGREF

La brève description qui suit a pour objet de décrire une méthode utilisable lorsqu'il est nécessaire de déterminer de manière approximative les possibles incidences d'une rupture de barrage sur la vallée à l'aval. Un calcul plus complexe peut être effectué par la suite mais exige en général des données plus complètes. La méthode donne des débits maximaux, des vitesses maximales et des hauteurs (ou cotes) maximales atteintes lors de la submersion de la vallée ainsi que des temps d'arrivée de l'onde. Elle s'appuie principalement sur un logiciel de propagation dénommé CASTOR qui est inspiré de la méthode par abaques présentée par le CTGREF en 1978⁽¹⁾.

1 - Description de la méthode utilisée

De manière générale, on se place dans les conditions les plus défavorables possibles, conditions gardant toutefois une certaine vraisemblance.

Deux calculs sont, en fait, effectués successivement :

- celui qui conduit à déterminer le débit de pointe au droit du barrage;
- la propagation de ce débit tout au long de la vallée.

Pratiquement, on peut décomposer la méthode en plusieurs étapes successives :

Définition du barrage et de la retenue de la manière la plus simple possible. Une cote de plan d'eau est déterminée qui doit correspondre à la cote maximale qui puisse être atteinte (PHE). Pour cette cote, le volume de la retenue est calculé ainsi que la plus grande longueur du plan d'eau. La cote inférieure de la brèche (à partir de laquelle on déterminera la hauteur d'eau initiale) est généralement supposée correspondre au terrain naturel au pied aval du barrage.

(1) Calcul d'onde de submersion due à la rupture d'un barrage. E.COLIN-R.POCHAT -CTGREF-mars 1978.

Le barrage est supposé soit se rompre de manière instantanée, soit de manière progressive. La rupture instantanée d'un barrage ne se produit guère que pour les barrages en béton. La majeure partie des petits barrages (pour lesquels la méthode présente un grand intérêt) étant en terre, l'hypothèse de rupture instantanée est pessimiste mais elle permet de se placer du côté de la sécurité sans avoir à discuter le mode de rupture de la digue. Dans ce cas, on compense souvent le caractère pessimiste de l'hypothèse précédente par la prise en compte d'une rupture partielle où la largeur de la brèche est égale à trois fois sa hauteur (brèche rectangulaire ou trapézoïdale) ; l'étape de propagation se fera cependant en choisissant l'option "rupture progressive" qui correspond généralement mieux au type d'hydrogramme ainsi supposé. On peut également demander à CASTOR de calculer le débit de pointe au droit du barrage en rupture progressive (une formule d'origine statistique valable uniquement pour les barrages en terre est utilisée). La dernière alternative est de donner le débit calculé par une autre méthode telle le logiciel RUPRO qui moyennant quelques simplifications calcule l'hydrogramme de rupture (renard ou surverse) pour un barrage en terre homogène. La section en travers à rentrer au niveau du barrage doit être la section susceptible de s'effondrer instantanément pour une rupture instantanée, la section du terrain naturel à proximité du barrage pour une rupture progressive.

On choisit les points sensibles de la vallée où on voudrait obtenir les résultats. Ce sont les seuls points dont il est nécessaire de connaître la topographie, le calcul ne prenant en compte que les données relatives au barrage et celles relatives au point où est donné le résultat. Ces points sont décrits par un profil en travers, un strickler (coefficient de frottement de l'eau sur le fond de la vallée) et une pente locaux. Dans le cas où le point choisi se trouve à proximité d'une singularité topographique de la vallée, on peut affiner la description géométrique du point choisi par deux profils en travers situés respectivement à l'amont et à l'aval. Ces données peuvent être tirées des cartes IGN au 1/25000 ; l'utilisation de documents topographiques plus précis s'ils existent, une visite de terrain et un levé topographique (même approximatif) sont bien évidemment recommandés pour accroître la fiabilité des calculs.

La description de la vallée doit être complétée par la donnée des **stricklers tout le long de la vallée**, coefficients de frottement qui doivent représenter ici non seulement l'occupation du fond de la vallée mais aussi la sinuosité, les variations de largeur et, de manière générale, toute singularité topographique de la vallée. Le frottement global est donc, en général, plus élevé que le frottement local de l'alinéa précédent (strickler plus faible).

Le calcul est effectué par des logiciels mis au point par le CEMAGREF (division *Hydrologie-Hydraulique* du groupement de Lyon). Dans tous les cas de rupture, on lance ensuite le programme INSERT qui va générer le fichier de données pour le programme CASTOR. Ce dernier permet alors de déterminer les résultats correspondants aux hypothèses choisies. Dans le cas d'une rupture progressive dont on calcule le débit maximal au droit du barrage par une rupture instantanée partielle, il y a lieu d'effectuer un premier passage par CASTOR dont on ne retiendra que le débit au barrage puis un deuxième passage à partir du fichier de données dont la première ligne aura été modifiée pour indiquer une rupture progressive dont on donne le débit au barrage.

Compte tenu de l'incertitude intrinsèque à la méthode (cf. ci-dessous) et des résultats obtenus pour plusieurs jeux de données, **on détermine des intervalles pour chaque résultat souhaité** et on conclut à partir de ces derniers chiffres.

2 - Validité des résultats et conseils d'utilisation

La validité des résultats de tout calcul est étroitement liée à :

- la précision intrinsèque de la méthode de calcul,
- la qualité des données utilisées.

Nous avons montré ⁽²⁾, en ce qui concerne le premier point que, pour une rupture instantanée du barrage, une pente de vallée comprise entre 0,1 et 4%, une distance au barrage x inférieure à $90 V^{1/3}$ (x en mètres, V volume de la retenue en m^3) et une topographie de vallée ne présentant ni une très grande régularité, ni des singularités très marquées, les résultats en ce qui concerne les débits maximaux (mais cela s'applique aussi aux tirants d'eau) se trouvaient dans la fourchette +50% à -50%.

La référence utilisée était un modèle numérique fondé sur les équations de Saint-Venant et une description topographique précise. Cette fourchette était, toutefois, obtenue pour des données de débit maximal au barrage, de profils en travers, de pentes et de stricklers exactes (par rapport au modèle de référence).

Toute erreur supplémentaire peut ainsi conduire à sortir de la fourchette ci-dessus. Par exemple, une incertitude de 10% sur le strickler moyen va entraîner une incertitude supplémentaire de 10% sur les résultats (d'où une fourchette de -55% à +65%).

Le développement ultérieur du logiciel permet maintenant son emploi dans une plus large gamme de cas et, en particulier, d'étendre la fourchette -50% à +50% aux ruptures progressives. On retiendra que, de toute façon sont exclus les cas suivants :

- la présence de singularités (topographie ou ouvrages en travers) très marquées ;
- les écoulements qui ne peuvent plus être considérés comme monodimensionnels ;
- les cas où l'érosion ou le transport solide modifient fortement les conditions d'écoulement ;
- les ruptures de barrage en cascade ;
- et, plus généralement, tout cas qui a une forte spécificité (au niveau du barrage, de la vallée, des autres ouvrages, etc.).

En conclusion, il est important, lors de l'analyse des résultats de garder à l'esprit cette fourchette de -50% à +50% et de critiquer les données utilisées, en particulier topographiques (ne pas hésiter à "essayer" plusieurs profils en travers pour un même point) afin de ne pas conclure de façon erronée.

(2) *Etude de performance d'un modèle simplifié de calcul de propagation d'onde de rupture de barrage.* M.-F.PERRAUD - DEA de l'UCBL - CEMAGREF - octobre 1991.

Les paramètres fondamentaux du calcul de propagation sont le coefficient de Strickler et la pente entre le barrage et la section en question. La pente est calculée à partir des cotes du fond ; il importe donc que la pente ainsi obtenue soit représentative du phénomène hydraulique pris dans son ensemble. Si ce n'est pas le cas, par exemple nombreuses contrepentes, il est nécessaire de corriger le coefficient de Strickler pour en tenir compte mais les résultats seront entachés d'une incertitude plus grande.

En ce qui concerne le calcul du débit maximal au droit du barrage, il y a lieu de, par exemple, comparer les résultats obtenus en rupture progressive à ceux obtenus en rupture instantanée partielle. On peut aussi comparer le débit maximal au barrage à celui obtenu par des formules simplifiées se fondant sur des considérations de type hydraulique ou statistique. On doit se situer systématiquement dans une fourchette -50% à +50% autour de la valeur donnée par CASTOR (sauf circonstances particulières).

Une remarque particulière doit être effectuée en ce qui concerne les résultats au titre du temps d'arrivée de l'onde. En effet, les temps calculés correspondent au décalage entre pointes de débit. Ils constituent une limite minimale pour le temps d'arrivée de l'onde. Ils rappellent que, si une rupture se produisait, il serait nécessaire de donner l'alerte avant l'instant où de forts débits franchissent le barrage, c'est-à-dire pendant la phase de formation de la brèche (ou mieux dès qu'apparaissent des risques de rupture).

La notice détaillée du logiciel CASTOR donne des renseignements complémentaires quant aux données à utiliser.

Prédétermination de la crue de projet

Jacques LAVABRE, CEMAGREF

1 - Considérations préalables

Il est maintenant clairement admis que l'étude de la crue de projet, qui sert au dimensionnement des ouvrages évacuateurs de crue des barrages, ne peut reposer sur la seule observation des débits. Les méthodes sont de type hydrométéorologique, et associent la connaissance des pluies à celle des débits. Ces méthodes peuvent reposer simplement sur des concepts statistiques (méthode du GRADEX, modèle AGREGE) ou proposer une approche déterministe de la transformation de la pluie en débit.

Hors de France, la méthode Pluie Maximum Probable - Débit Maximum Probable (PMP - PMF), développée par l'école nord-américaine est d'usage courant. Cette méthode définit un débit maximum probable pour le bassin versant considéré, qui est le plus fort débit raisonnablement imaginable. Le risque d'occurrence d'un tel débit est nul. !

Quelques pays européens, dont la France, calculent un débit de projet assorti d'un risque d'apparition. En fonction de la vulnérabilité à l'aval : pertes en vies humaines, considérations économiques, submersibilité ou non de l'ouvrage... la fréquence retenue est de l'ordre de 10^{-3} , 10^{-4} . En terme fréquentiel, cela signifie, par exemple, qu'un ouvrage conçu pour évacuer la crue de fréquence 10^{-3} , a un risque de $1 - (0,999)^{100} = 9,5\%$, d'être soumis à la crue de projet, sur une durée d'exploitation de 100 ans. Le risque est de l'ordre de 1 %, si l'ouvrage est susceptible d'évacuer la crue de fréquence décennale (durée d'exploitation de 100 ans). Il faut donc être conscient que l'ouvrage a un risque non négligeable d'être confronté à la crue de projet ainsi déterminée.

Bien qu'a priori toutes les méthodes ne soient applicables que sur des sites pour lesquels des chroniques d'observation sont disponibles, des considérations pratiques conduisent parfois à des applications en mode dégradé. La fiabilité de l'étude hydrologique reste toutefois extrêmement tributaire de la qualité de l'information hydroclimatologique disponible.

L'information historique ne doit pas être négligée. Des repères de crue au droit d'ouvrages d'art, diverses informations sont souvent disponibles et peuvent conduire à la reconstitution des plus forts débits sur quelques siècles. Les observations de terrain sont aussi extrêmement précieuses : la géomorphologie fluviale, la stratification des champs d'inondations permettent de déterminer un ordre de grandeur des plus forts débits, la datation et la fréquence des crues ...

2 - La méthode du gradex [5], [7]*

Cette méthode statistique, développée par la DTG de EDF, est d'emploi courant en France. Son succès est lié à sa (relative) facilité de mise en œuvre, qui résulte de la simplification extrême du processus de transformation de la pluie en débit.

2.1 Hypothèses de la méthode

2.1.1 Les lois de probabilité des précipitations de différentes durées sont à décroissance exponentielle simple. Le paramètre descripteur privilégié, découle de la connaissance de l'écart type de la série des précipitations. Il est appelé GRADEX, Gradient Exponentiel. La loi de Gumbel est souvent retenue. Sa fonction de répartition s'écrit :

$$F(P) = \text{EXP}(-\text{EXP}(-(P-P_0)/\alpha))$$

α peut être obtenu par la méthode des moments ; il est dans ce cas égal à 0,78 l'écart-type.

Remarques :

Lorsque $P \rightarrow \infty$, $F(P) \rightarrow 1 - \text{EXP}(-(P - P_0)/\alpha)$ et le logarithme de la période de retour $T = (1/(1 - F(P)))$ est égal à $(P - P_0)/\alpha$; les hauteurs de précipitations varient linéairement avec le logarithme de la période de retour, la pente, α de cette droite étant le GRADEX.

Si P_{1000} et P_{100} désignent respectivement les hauteurs de précipitations de période de retour 1000 et 100 ans, alors :

$$P_{1000} - P_{100} = \alpha(\text{Log } 1000 - \text{Log } 100) = 2.3 \alpha$$

2.1.2 A partir d'un certain état de saturation du bassin versant, tout accroissement de pluie génère un accroissement égal du volume écoulé. En première approximation, cet état est atteint pour des périodes de retour de l'ordre de 10 ans (bassins imperméables, à faible rétention), à 50 ans (bassins perméables, à forte rétention).

La loi des volumes écoulés est simplement obtenue par la loi des hauteurs de précipitation translatée vers la loi des volumes au point de période de retour 10 ou 50 ans. Une

* [] références bibliographiques en fin de texte

interprétation "physique" de ce processus peut d'écouler de l'observation du graphique de variation des volumes écoulés en fonction des hauteurs de précipitations ; la rétention du bassin versant est schématisée par le décalage entre la bissectrice (pluie = volume écoulé) et sa parallèle tracée au milieu du nuage de points.

2.1.3 Un simple rapport d'affinité permet le passage de l'écoulement moyen au débit de pointe. Ce rapport est estimé à partir des hydrogrammes observés ; on retient sa valeur moyenne (les lois de probabilité des rapports et des écoulements moyens peuvent aussi être combinées, pour aboutir à des rapports croissants avec la période de retour).

Un exemple d'application est joint en annexe.

2.2 Difficultés d'application

2.2.1 La "croyance" dans la décroissance strictement exponentielle des précipitations avec la période de retour, qui conduit à affecter des périodes de retour quasiment infinies à certains événements observés. Rappelons que des totaux de précipitations en 24 heures, supérieurs à 500 mm, ne sont pas réellement exceptionnels en France : autour de 1000 mm dans la région du Canigou (Pyrénées Orientales) en octobre 1940, 800 mm dans la région de Solenzara (Corse) en octobre 1993...

2.2.2 Il n'existe pas de règle bien définie pour calculer la durée sur laquelle l'hypothèse d'égalité des accroissements de pluie et des volumes écoulés est appliquée. Seule une analyse détaillée des couples averses-crues permet une estimation pas trop hasardeuse. La formulation du temps caractéristique du bassin versant, développée dans la méthode SOCOSE [1] est parfois retenue.

Remarque : la méthode est très souvent employée au pas de temps journalier, en raison de la plus grande disponibilité des données journalières de pluie et de débit.

2.2.3 La brusque cassure qui affecte la loi des débits, au point pivot (démarrage de la loi des pluies), conduit à une surestimation de débits de fréquence intermédiaire (période de retour de l'ordre de 50 à 500 ans).

2.2.4 Le rapport d'affinité pour obtenir le débit de pointe est très variable. La méthode préconise de retenir sa valeur moyenne, qui, si la durée a été bien choisie, doit être de l'ordre de 1,5 - 2,0.

2.2.5 La méthode ne fournit pas une forme d'hydrogramme de projet, qui est nécessaire pour la simulation hydraulique en transitoire de la retenue (laminage des crues). Une forme bi-triangulaire, qui respecte la durée, le débit de pointe et le volume écoulé, peut être retenue. Généralement ces hydrogrammes de projet entraînent des surestimations de la capacité de laminage, car ils ne constituent qu'une partie de la crue et devraient être placés dans un contexte temporel plus large.

3 - Le modèle AGREGÉ [9]

De développement récent au CEMAGREF (une version informatisée est disponible), ce modèle se situe dans le prolongement de la méthode du GRADEX dont il reprend la conception statistique et l'hypothèse que, lorsque le bassin versant est saturé, tout accroissement de pluie génère un accroissement égal de l'écoulement. Les modifications portent sur :

- la combinaison des lois de probabilité des pluies et des débits pour obtenir un passage progressif de la loi des débits vers la loi des pluies ;
- la prise en compte de la distribution statistique du coefficient d'affinité (passage de l'écoulement moyen au débit de pointe) ;
- l'approche probabiliste des débits instantanés afin d'obtenir une forme d'hydrogramme synthétique de projet.

Ce modèle ne fait aucune hypothèse, a priori, sur les lois de probabilité des pluies ; la décroissance exponentielle simple des précipitations en fonction de la période de retour n'est pas imposée. Grâce au passage progressif de la loi des débits vers la loi des pluies, le modèle échappe à la surestimation des débits de périodes de retour intermédiaires (50 - 500 ans). Bien que peu réalistes, les hydrogrammes synthétiques monofréquences obtenus sont d'emploi facile pour les calculs d'hydraulique transitoire.

4 - LA Méthode PMP - PMF [4] [8]

Cette méthode de conception déterministe repose sur la connaissance de la Pluie Maximum Probable (PMP) sur le bassin versant, et sur une modélisation pluie-débit pour calculer le débit maximum probable (PMF). Elle aboutit à un hydrogramme de projet.

4.1 Estimation de la PMP

La PMP est définie comme étant théoriquement la plus forte précipitation d'une durée déterminée, qui est physiquement possible sur un site géographique déterminé. Son estimation repose sur les données des averses observées et sur la maximalisation des paramètres météorologiques liés aux précipitations : humidité, température, tension de vapeur saturante de l'air, vitesse du vent, phénomènes convectifs... Son calcul est du ressort du météorologue. Afin de faciliter sa détermination, certains pays (mais pas la France) ont publié des estimations régionalisées de la PMP.

Etant donné la difficulté d'estimation, une méthode statistique est quelquefois utilisée. Elle est de la forme :

$$PMP = m + ks$$

m et s représentent la moyenne et l'écart type des précipitations maximales annuelles d'une certaine durée ; k est un paramètre statistique qui dépend de la loi de probabilité

des précipitations. En climat tempéré européen, on retient généralement $k = 15$, pour les pluies journalières.

4.2 La transformation de la PMP en débit

Elle repose sur une modélisation pluie-débit globale, basée sur une fonction de production qui assure le passage de la pluie P en pluie nette PN (qui représente l'écoulement) et une fonction de transfert pour générer les débits à l'exutoire. La littérature hydrologique est relativement riche en la matière ; seules une fonction de production et une fonction de transfert, d'emploi généralisé, sont exposées.

4.2.1 La fonction de production du SCS

Ce modèle de perte a été mis au point par les services du Soil Conservation Service (SCS) du ministère de l'Agriculture des USA. Il s'écrit :

$$PN = (P - 0,2 J)^2 / (P + 0,8 J)$$

P et PN : précipitation brute et nette en mm

J : paramètre du modèle, qui fait l'objet de tables prenant en considération les types de sol, l'occupation du sol, le mode de culture ...

Ce modèle, extrêmement robuste, peut s'appliquer à des pluies discrétisées dans le temps.

4.2.2 L'hydrogramme unitaire

C'est la fonction de transfert la plus utilisée. La transformation de la pluie nette PN , en débit $Q(t)$, à l'instant t , est donnée par le produit de convolution :

$$Q(t) = \sum_{i=0}^n PN(t-i)U_i$$

$$U_i \text{ dont la somme des coefficients est égale à } 1 \left(\sum_{i=0}^n U_i = 1 \right)$$

est l'hydrogramme unitaire. Il est très souvent de forme triangulaire 1/3, 2/3.

4.3 Remarque

Le concept déterministe de cette méthode séduit de nombreux hydrologues. Les difficultés d'application de la méthode résident dans l'estimation de la PMP et dans le choix des paramètres du modèle de transformation PMP-PMF.

Le PMF est systématiquement supérieur à l'estimation du débit de projet calculé par la méthode du GRADEX. Garros-Berthet (COYNE et BELLIER), sur la comparaison de quelques estimations de crues de projet sur des retenues françaises, trouve un ratio moyen de 2. Sans qualifier la méthode de faussement sécurisante, remarquons que les débits supérieurs au débit maximum probable ont déjà été observés sur des retenues existantes.

5 - Modèle de simulation de scénario de crue [2] [3]

Cette approche de développement récent au CEMAGREF, s'attache à valoriser au maximum l'information temporelle contenue dans la pluie pour fournir des hydrogrammes de crues "réels". Grâce au couplage d'un modèle de simulation de pluies horaires et d'un modèle de transformation de la pluie en débit, cette méthode propose une collection d'hydrogrammes de crues simulés sur un grand nombre d'années : 1 000 ans, 10 000 ans. Ces crues sont alors disponibles pour tout calcul en hydraulique transitoire : laminage dans une retenue, modélisation de champ d'inondation... L'aménageur peut ainsi simuler le fonctionnement des ouvrages hydrauliques et retenir comme crue de projet, la crue la plus pénalisante pour l'aménagement ; il dispose aussi d'un échantillon de débits de crue entrants et sortants de la retenue qui permet d'effectuer des statistiques robustes sur les crues à l'aval de l'aménagement.

5.1 Le modèle de génération de hyétogrammes horaires

Le modèle, de concept stochastique, est basé sur le tirage aléatoire successif de variables indépendantes qui représentent la structure du hyétogramme et d'où se déduisent les hauteurs de pluie. Outre le nombre d'épisodes pluvieux par an (ou par saison) les variables analysées sont : le nombre de séquences pluvieuses de l'épisode, le nombre d'averses par séquence, la durée de l'averse, la position du maximum horaire dans l'averse, l'intensité moyenne de l'averse, la durée sèche inter-averse.

Une version régionalisée, sur la façade méditerranéenne française est opérationnelle sur la seule connaissance des pluies journalières ; le développement généralisé à d'autres typologies de pluie (climat océanique) ne devraient pas poser a priori de problèmes mais n'a pas encore été initié.

5.2 Le modèle de transformation des pluies horaires en débit horaire [10]

Dans la version actuelle, la méthode utilise le modèle GR3H pour assurer la transformation des hyétogrammes horaires en hydrogrammes horaires.

Ce modèle de type conceptuel global, fonctionne avec trois paramètres qui sont optimisés sur la chronique averses-crues disponible.

Deux réservoirs, dont la capacité maximale est optimisée, assurent la fonction de production et la fonction de transfert. Le troisième paramètre, homogène à un temps, décrit un hydrogramme unitaire. Lorsque la pluie tend vers l'infini, le modèle satisfait l'égalité des accroissements de pluie et des écoulements.

5.3 Avantages de la méthode

Le modèle ne nécessite pas la connaissance a priori de la durée caractéristique du bassin versant.

La génération de pluies extrêmes ne repose pas sur l'extrapolation de l'unique loi de probabilité des précipitations d'une certaine durée ; c'est le processus stochastique interne du modèle de hyétogramme qui génère aléatoirement la structure de la pluie et des hauteurs qui s'en déduisent.

La méthode ne propose pas qu'un unique hydrogramme de projet synthétique mais une collection d'hydrogrammes de forme réaliste. Le traitement hydraulique de ces hydrogrammes conduit généralement à des résultats moins optimistes que ceux obtenus par une simple crue de projet triangulaire, en particulier vis-à-vis du laminage des crues.

6 - Les formules empiriques et formules régionalisées

Rappelons que ces méthodes d'estimation des débits sont sommaires et ne peuvent en aucun cas se substituer à une étude hydrologique sérieuse.

6.1 Les courbes enveloppes de Francou-Rodier [6]

A partir des crues maximales observées, lors des deux derniers siècles, sur 1 400 bassins versants répartis dans le monde et ayant des superficies dans la fourchette $10 - 2 \cdot 10^6 \text{ km}^2$, Francou et Rodier ont établi la formulation suivante :

$$Q / Q_0 = (S/S_0)^{1-k/10}$$

où Q représente le débit de pointe de la crue en m^3/s , d'un bassin versant de superficie S en km^2 ; $Q_0 = 10^6$ et $S_0 = 10^8$. k est un paramètre régionalisé ; il varie en France dans la fourchette 5.5 (zone méditerranéenne) - 3,5 (zone océanique du nord de la France).

6.2 Synthèse des débits de période de retour 1 000 ans calculés par la méthode du GRADEX [5]

La méthode du GRADEX a été appliquée par EDF sur de nombreux bassins versants français, de superficie variant de quelques km^2 à quelques milliers de km^2 . La régression logarithmique, établie sur 170 bassins versants, du débit de pointe de période de retour 1 000 ans en fonction de la superficie du bassin versant s'écrit :

$$Q = 7,32 \cdot S^{0,72}$$

Une analyse régionale permet de dégager une typologie et un classement en trois zones ; les relations s'écrivent alors :

$$Q = 4 S^{0,72} \text{ (nord du Massif Central, Bretagne ...)}$$

$$Q = 7,4 S^{0,72} \text{ (zone pyrénéenne et alpine)}$$

$$Q = 16,4 S^{0,72} \text{ (zone méditerranéenne)}$$

avec Q en m^3/s et S en km^2 .

6.3 Extension de la méthode CRUPEDIX [1]

La méthode CRUPEDIX, développée au CEMAGREF, fournit une formulation du débit de pointe de période de retour 10 ans en fonction de la surface du bassin versant, de la pluie journalière décennale PJ10 et d'un coefficient régionalisé.

Afin de dégager une formulation homogène des débits de crue exceptionnels, dans le cadre du programme de prévention contre les inondations lancé par la Délégation aux Risques Majeurs du ministère de l'Environnement, une extension de la méthode CRUPEDIX a été établie. Elle aboutit à la formulation :

$$Q = k.S^{0,8} (PJ10/80)^2$$

S est en m³/s, PJ10 en mm, Q en m³/s représente une valeur exceptionnelle du débit; k est un paramètre régionalisé qui varie entre 5 et 7 pour les départements du Sud de la France (24 départements sont étudiés) ; les pluies journalières décennales font l'objet d'une cartographie.

Bibliographie

- [1] **CEMAGREF**, 1980. Synthèse nationale sur les crues des petits bassins versants ; méthodes SOCOSE et CRUPEDIX.
- [2] **CERNESSON F.**, 1993. *Modèle simple de prédétermination des crues de fréquence courante à rare sur des petits bassins versants méditerranéens*, thèse de doctorat, Université des Sciences et Technique du Languedoc, Montpellier.
- [3] **CERNESSON F., LAVABRE J., MASSON J.M.**, 1992. Flood simulation from rainfall/runoff modeling, 11^{ème} congrès du CIGB, Grenade.
- [4] **CIGB - ICOLD**, 1992. Choix de la crue de projet ; méthodes actuelles, *bulletin 82*.
- [5] **DUBAND et Al.**, 1988. Evaluation des crues extrêmes et de la crue de projet par la méthode du GRADEX, 10^{ème} congrès du CIGB, San Francisco.
- [6] **FRANCOU S., RODIER F.**, 1967. Essai de classification des crues maximales observées dans le monde, *Cahiers de l'ORSTOM*, vol. IV, N° 3.
- [7] **GUILLOT P., DUBAND D.**, 1968. La méthode du Gradex pour le calcul de la probabilité des crues à partir des pluies, *SHF*, question 1, rapport 7, Paris.
- [8] **LAVABRE J.**, 1993. *Prédétermination des crues* ; cours à l'ENGRF, Montpellier.
- [9] **MARGOUM M.**, 1992. *Estimation des crues rares et extrêmes, le modèle AGREGE. Conception et premières validations*, thèse de doctorat, Ecole des Mines de Paris.
- [10] **MICHEL C.**, 1991. *Modélisation conceptuelle pluie-débit*, rapport interne CEMAGREF, Antony.

ANNEXE

Application de la méthode du gradex

BVRE DU REAL COLLOBRIER - BASSIN VERSANT DU RIMBAUD (1.47 km²)

La méthode du GRADEX est appliquée pour deux durées :

- la durée 2 heures ; le rapport d'affinité moyen (débit de pointe/débit moyen), calculé pour les débits moyens élevés (supérieur à 10 mm), est de 1,31 ;
- la durée 24 heures, pour comparaison. Le rapport d'affinité moyen est de 2,20 (calcul pour les écoulements en 24 heures supérieurs à 60 mm).

Les figures 1 et 4 montrent la distribution des écoulements, en fonction des pluies, en 2 et 24 heures. Respectivement, les rétentions médianes sont estimées à 45 et 65 mm.

La distribution des ratio : débit de pointe/débit moyen, en fonction des débits moyens font l'objet des figures 2 et 5. On remarque, pour la durée 2 heures, que les forts écoulements moyens présentent des ratio élevés ; l'inverse est observé pour la durée 24 heures.

La distribution de fréquence des pluies et des écoulements en 2 et 24 heures, sont reportées figures 3 et 6. Les distributions des pluies (courbes supérieures) présentent un GRADEX plus fort que celui des écoulements : respectivement 17,21 mm/2 h ; 36,70 mm/24 h. On remarquera les difficultés de calage des distributions des pluies (cassure vers le haut pour la durée 2 heures, vers le bas pour la durée 24 heures).

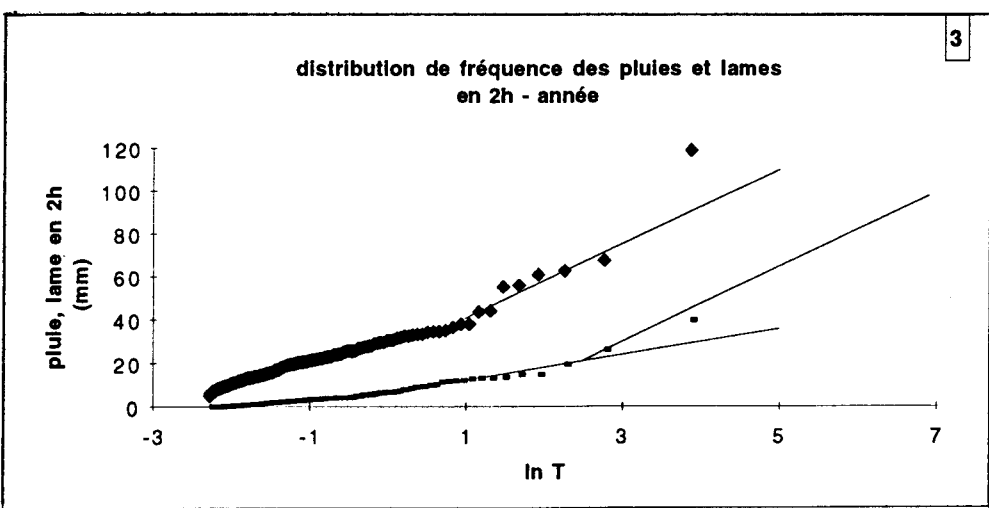
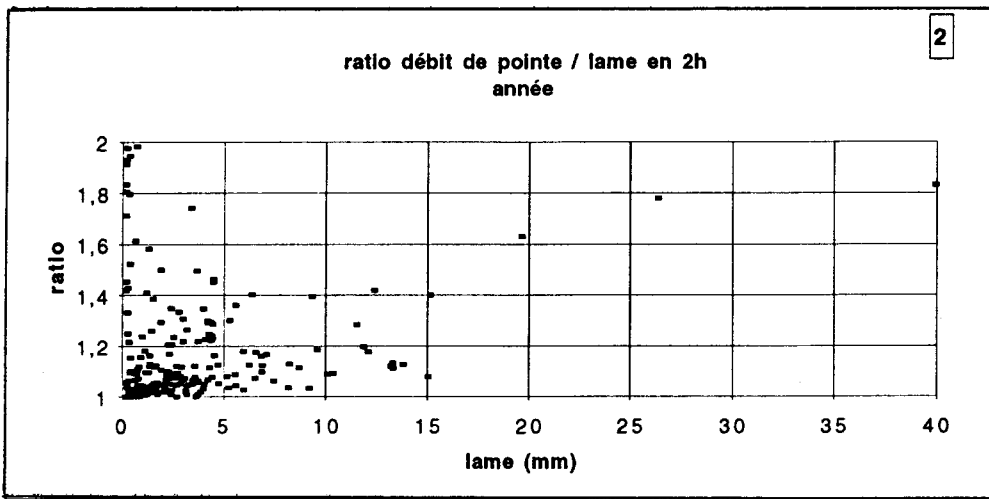
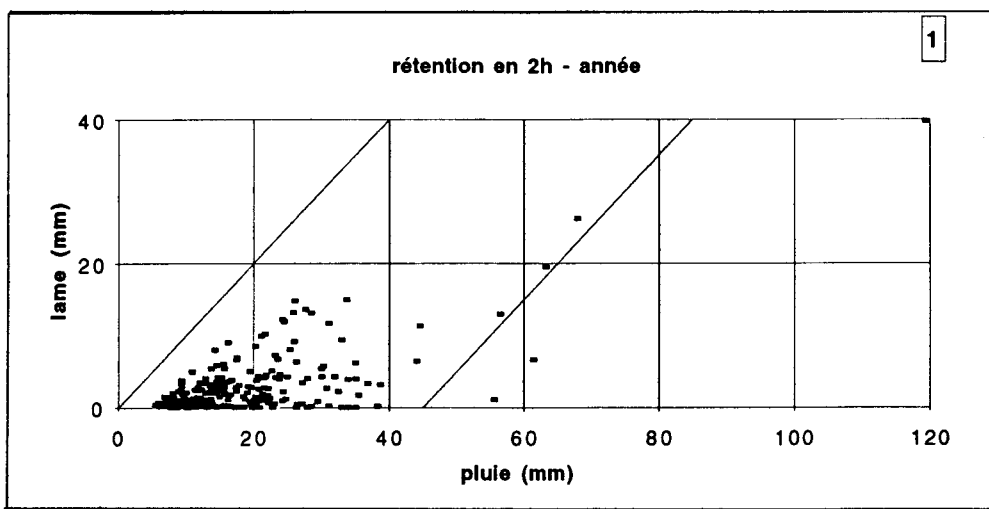
Pour la durée 2 heures, en retenant la valeur médiane de la rétention (45 mm), le point de départ de l'extrapolation des écoulements, à partir des pluies est situé à une période de retour de l'ordre de 10 ans. Pour la durée 24 heures, le point pivot est situé arbitrairement, à la période de retour 10 ans (rétention de l'ordre de 100 mm).

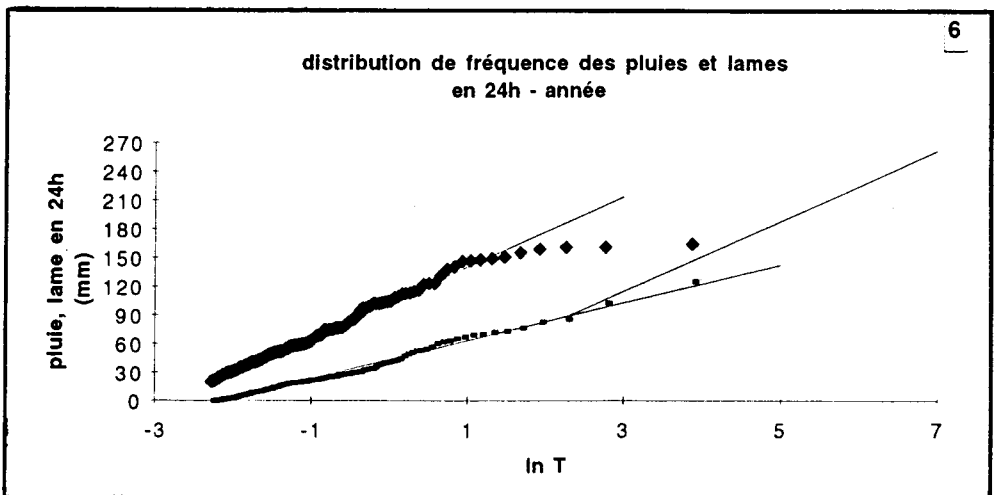
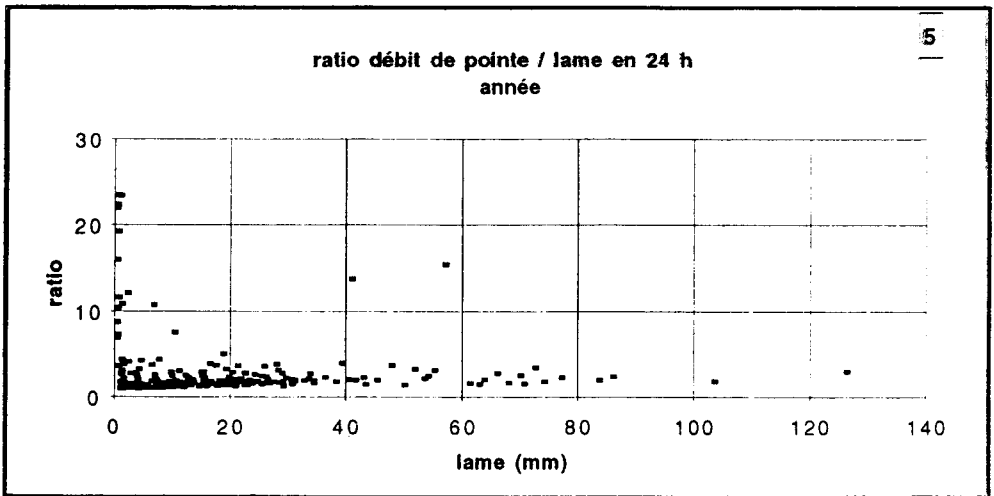
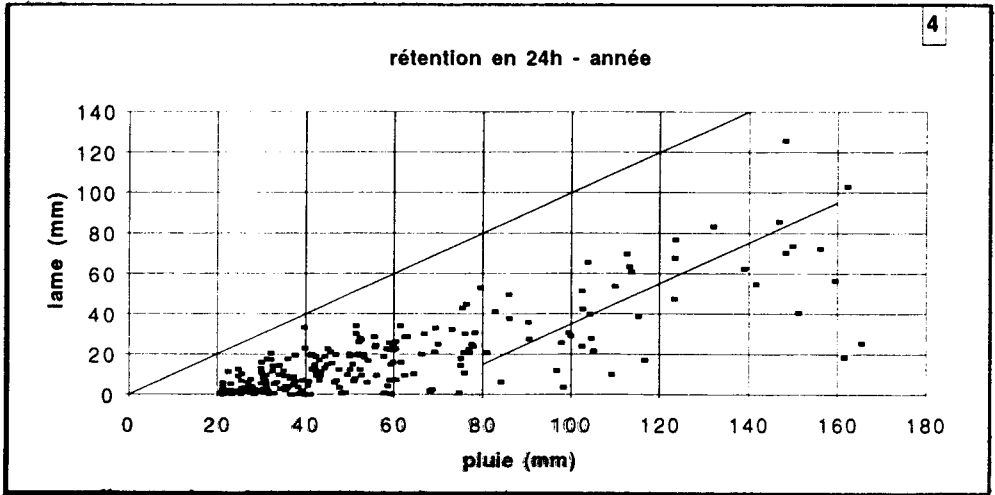
Résultats

Durée (heure)	Gradex débit (mm)	Gradex pluie (mm)	Ecoulement moyen (mm) T = 1000 ans	Débit moyen* (m ³ /s) T = 1000 ans	Débit de pointe (m ³ /s)
2	5,86	17,21	97,7	19,95	26,1
24	19,93	36,70	258	4,39	9,6

$$\text{*débit (m}^3\text{/s) = écoulement (mm en t heures) x } \frac{\text{Superficie (km}^2\text{)}}{3,6 \text{ t (heures)}}$$

Remarque : La valeur du débit de pointe estimé, avec une durée caractéristique de 24 heures, est sous estimée ; par contre, le volume de crue en 24 heures est réaliste. Il serait judicieux de construire l'hydrogramme de projet, de durée 24 heures, respectant le volume écoulé en 24 heures, et de débit de pointe 26,1 m³/s







Évaluation de la capacité d'un évacuateur existant

Paul ROYET - CEMAGREF

Introduction

Les statistiques relatives aux ruptures de barrages dans le monde indiquent qu'environ le tiers se produit lors des crues exceptionnelles, la proportion étant plus élevée pour les barrages en terre - surtout les petits - et plus faible pour les barrages en béton ou maçonnerie.

En France, l'état des lieux sur la sécurité des barrages relevant du ministère de l'Environnement, montre que dans les 37 premiers départements visités, 23 % des barrages intéressant la sécurité publique ont des évacuateurs de crue de capacité notablement insuffisante par rapport aux critères modernes de dimensionnement. La plupart de ces barrages sont antérieurs à 1960, mais on y trouve aussi des barrages récents.

Après avoir défini les notions de crue de projet et de crue de sûreté, le présent document décrit les étapes de la vérification de la capacité d'un évacuateur de crue sur un barrage existant.

Sont en particulier examinées les conditions de fonctionnement (ou les risques de mauvais fonctionnement) des évacuateurs. Ensuite, partant de la crue entrant dans la retenue, on détermine la crue passant au déversoir compte tenu, s'il y a lieu, du laminage. Les étapes du calcul hydraulique d'un évacuateur existant sont ensuite décrites, après un rappel des principales formules régissant les écoulements.

Cette démarche doit permettre d'aboutir à conclure sur la capacité de l'évacuateur, ses risques éventuels de mauvais fonctionnement et les éventuels travaux d'amélioration à prévoir le cas échéant.

1 - Crue de projet - crue de sûreté

La crue de projet est la crue maximale que le barrage doit pouvoir absorber sans désordre grave pour les ouvrages. C'est cette crue qui guide le concepteur d'un barrage neuf dans le dimensionnement des organes d'évacuation des crues.

La période de retour de la crue de projet est en France généralement comprise entre 1 000 et 10 000 ans. Le Comité Technique Permanent des Grands Barrages admet classiquement que l'on doit considérer :

- la crue millennale pour les barrages peu sensibles à la submersion et présentant des risques limités en cas de rupture ;
- la crue cinq-millennale pour les barrages en béton ou maçonnerie intéressant la sécurité publique ;
- la crue déca-millennale pour les barrages en remblai intéressant la sécurité publique.

On définit par ailleurs la crue de sûreté comme étant la crue la plus pénalisante que pourra subir l'ouvrage sans dégâts majeurs mettant en cause sa pérennité. Les marges de sécurité que l'on se donne dans le dimensionnement des organes d'évacuation (dimensionnement basé sur la crue de projet) sont alors réduites à néant.

Pour un barrage en remblai équipé d'un évacuateur à seuil libre, la crue de sûreté sera soit la crue qui provoque la surverse (revanche réduite à zéro), soit celle qui provoque le débordement en un point du coursier dans une zone dangereuse pour le remblai.

2 - Conditions du bon fonctionnement des évacuateurs

2.1 Imaginer tous les incidents possibles

L'évaluation de la capacité d'un évacuateur de crues nécessite non seulement une détermination satisfaisante de la crue de projet, mais également la vérification que les ouvrages évacuateurs pourront laisser transiter cette crue dans des conditions réalistes de fonctionnement (ou de non-fonctionnement).

L'expérience montre que des problèmes importants, voire des ruptures, ont été fréquemment occasionnés par des ouvrages au fonctionnement déficient, alors qu'ils étaient théoriquement dimensionnés pour des débits supérieurs à ceux observés.

Exemple : la rupture du barrage de BELCI (Roumanie) en juillet 1991.

Terminé en 1962, le barrage de BELCI est un barrage en terre à noyau d'argile de 18,5 m de hauteur maximale et de 420 m de longueur en crête à la cote 228,00. Sa capacité est de 12,7 Mm³.

La partie centrale du barrage de 58 m de longueur est en béton et est équipée de quatre vannes de surface, de 11 m de largeur et 2,5 m de hauteur et de deux vannes de fond

de même dimension. La capacité totale d'évacuation est de $850 \text{ m}^3/\text{s}$ pour une retenue à la cote 225.00 (NNE).

L'étude hydrologique de 1950 aboutissait à :

$$Q_{100} = 800 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{1000} = 1100 \text{ m}^3/\text{s}$$

Trois crues supérieures à la centennale sont survenues en 10 ans et ont amené à une réévaluation de l'étude hydrologique conduisant aux résultats suivants :

$$Q_{100} = 1550 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{1000} = 2450 \text{ m}^3/\text{s}$$

Mais cette étude n'a été suivie d'aucuns travaux d'agrandissement de l'évacuateur.

La chronologie de l'incident du 28-29 juillet 1991 fut la suivante :

28 juillet : beau temps sur le barrage, mais pluie diluvienne de 150 mm en 1,5 heure sur le bassin versant supérieur causant la destruction des lignes téléphoniques utilisées dans le système d'annonce des crues ;

28 juillet, 22 h 00 : début de la pluie au barrage ;

28 juillet, 23 h 40 : le gardien commence à ouvrir les vannes ;

28 juillet, 23 h 50 : panne de secteur (1 vanne ouverte à 40 cm) ;

28 juillet, 24 h 00 : démarrage du groupe électrogène impossible (batteries démontées quelques jours plus tôt pour secourir un camion !...) ;

29 juillet, 0 h 30 : retenue à la cote 225,00 ;

29 juillet, 1 h 30 : l'ouverture complète à la main de la vanne partiellement ouverte s'avère impossible, car elle est bloquée par un arbre ;

29 juillet, 2 h 15 : retenue à la cote 228,00, début de surverse ;

29 juillet, 2 h 30 : surverse de 50 cm de hauteur ;

29 juillet, 6 h 00 : début de la baisse du niveau de l'eau (liée à l'ouverture de brèches) ;

29 juillet, 7 h 15 : réservoir vide.

Deux brèches se sont ouvertes dans le remblai, l'une près de l'évacuateur, de 112 m de largeur et 15 m de profondeur, l'autre en extrémité rive gauche, de 40 m de largeur et 10 m de profondeur.

Cette rupture a causé la mort de 25 personnes en aval du barrage qui s'ajoutent aux 40 morts causées par les inondations en amont.

Il est à noter que l'ouverture complète des vannes par les moyens électriques demandait 6 heures et qu'évidemment l'ouverture manuelle par un seul gardien n'était pas à l'échelle du temps de montée de la crue.

La chronologie des faits montre bien la conjonction d'incidents ayant par leur enchaînement entraîné la rupture du barrage. Mais cela montre aussi la réalité du scénario catastrophe.

2.2 Fonctionnement hydraulique

Tout ce qui peut perturber les conditions d'écoulement doit être examiné avec soin. En effet, ces perturbations modifient les hypothèses des calculs hydrauliques que nous traitons plus loin. L'attention doit porter en particulier sur les points suivants :

- entonnement à l'amont d'un seuil mal conçu ou modifié par rapport aux dispositions initiales ;
- ennoiment d'un seuil par l'aval au-delà d'un certain débit ;
- irrégularités dans un coursier pouvant conduire à une surélévation locale de la ligne d'eau (risque aggravant si le coursier longe le talus aval d'un barrage en remblai).

Par ailleurs, il est impératif de disposer d'une marge de sécurité vis-à-vis de l'évacuation des corps flottants, surtout dans le cas d'évacuateurs en puits ou pertuis. Pour un évacuateur à surface libre surmonté d'une passerelle ou d'un pont, il faut veiller à conserver une garde d'air suffisante lors de la crue de projet.

Lorsque le bassin versant est boisé, des arbres peuvent être arrachés aux berges lors des fortes crues. Cette éventualité devient une certitude lors des crues exceptionnelles. Mais l'expérience montre que bien d'autres corps flottants sont susceptibles d'arriver devant l'évacuateur et en particulier des caravanes.

Les dimensions minimales que l'on peut recommander pour un transit de ces flottants sont les suivantes :

- longueur de seuil de 10-15 m entre piliers ;
- garde d'air de 1,5 à 2 m sous une passerelle ou un pont ;
- puits de 6 à 8 m de diamètre.

Si la taille de l'évacuateur est inférieure, il faut alors envisager un dispositif de protection piégeant les flottants assez loin de l'entonnement de l'évacuateur pour ne pas entraîner une perturbation des conditions de l'écoulement et un relèvement du plan d'eau (grilles à large espacement, drome).

2.3 Fonctionnement des parties mobiles

Si certains ouvrages ne demandent pas d'intervention et ne présentent pas de risque de blocage (seuils libres) tous les ouvrages mobiles (vannes) méritent une attention régulière.

On devra s'intéresser au rythme de fonctionnement de ces organes : plus une vanne fonctionne rarement, plus élevés sont les risques de dysfonctionnement en période critique. La seule prévention à ce sujet est la réalisation d'essais périodiques, à vide et en charge (ouverture partielle dans ce dernier cas) : une manœuvre au moins annuelle est indispensable.

La première des sécurités à rechercher est la garantie d'accès ou de possibilité de manœuvre : si les vannes sont inaccessibles en crue ou lors de forts orages autant ne pas avoir de vanne du tout.

Le résultat est le même avec des vannes que l'on ne peut manœuvrer faute d'énergie : on devra s'assurer de la disponibilité d'au moins deux moyens de manœuvre commodes et fiables (réseau ou groupe électrogène au minimum ou treuil manuel). On doit en particulier s'assurer que le temps d'ouverture des vannes est comparable avec le temps de montée prévisible de la crue. L'exemple du barrage de Belci est à ce sujet instructif.

Le dispositif de commande doit pouvoir fonctionner même en cas de perte des alimentations électriques normales. Il convient d'examiner les dispositifs de transmission aux vannes de ces alimentations de secours. Un essai lors de la visite annuelle s'impose.

Un autre cas qui mérite un examen attentif est celui des vannes à automatisme dit hydraulique, c'est-à-dire fonctionnant avec un contrepoids manœuvré par le niveau de la retenue. Ces vannes sont généralement fiables, mais leur fonctionnement ne peut être essayé qu'en crue, ce qui n'est pas satisfaisant. Ainsi, lors de la crue de 1982 sur le Massif Central, une des trois vannes du barrage de La Valette ne s'est pas relevée, provoquant une montée du plan d'eau à la limite de la surverse.

Un autre problème est le risque de non fonctionnement : la durée de vie de tout système mécanique est finie. On doit donc envisager une défaillance future... Or, celle-ci a plus de chance de se produire lors d'une crue importante, où les manœuvres sont multipliées. On doit donc estimer, pour les ouvrages d'une certaine importance qu'un dispositif de secours de la vanne permettant son ouverture dans tous les cas devra être installé s'il n'existe pas.

2.4 Observation et analyse des évènements passés

La liste des incidents possibles est longue et dépend de chaque ouvrage. L'analyse des évènements passés, des incidents qui sont survenus ou qui auraient pu survenir est riche d'informations. Chaque maillon de la chaîne doit être examiné, son risque de défaillance évalué et son dispositif de secours testé. L'ingénieur doit en la matière faire preuve de curiosité, en particulier dans les discussions avec le gardien du barrage.

3 - Laminage de la crue

Nous supposons ici que l'étude hydrologique a été faite ; il convient dans un premier temps de voir quel est le débit à évacuer compte tenu de l'effet bénéfique du barrage.

3.1 Description du phénomène

Le laminage de la crue correspond au stockage temporaire dans la retenue d'un volume d'eau dans la tranche entre le niveau normal et le niveau des plus hautes eaux. L'hydrogramme sortant à l'évacuateur est de ce fait plus "aplati" que l'hydrogramme à l'entrée dans la retenue. Le débit de pointe est moins élevé dans des proportions qui dépendent des volumes respectifs de la crue et de la tranche de stockage temporaire.

Le mécanisme du laminage peut être traduit rigoureusement par l'équation suivante (pendant le temps dt , le volume entrant dans la retenue est égal à la somme du volume sortant et du volume stocké) :

$$Q_e(t) dt = Q_s(z) dt + S(z) dz$$

$Q_e(t)$: débit de la crue entrant dans la retenue

$Q_s(z)$: débit sortant à l'évacuateur

z : cote de l'eau dans la retenue

$S(z)$: surface du plan d'eau à la cote z .

Sauf pour un barrage écrêteur de crues, sensé être partiellement ou totalement vide lors de l'arrivée de la crue, on suppose que la crue arrive sur un barrage plein à son niveau normal d'exploitation.

3.2 Le logiciel CERES

Le programme résout l'équation différentielle de laminage par la méthode de Runge-Kutta. Les données nécessaires sont les suivantes :

- courbe hauteur-surface de la retenue ;
- hydrogramme de la crue de projet à l'entrée dans la retenue ;
- données relatives aux évacuateurs (cote, longueur et coefficient de débit dans le cas d'un évacuateur de surface ; cotes section et coefficient de débit dans le cas d'un évacuateur en charge).

Les résultats apparaissent d'une part sous forme de tableaux et d'autre part sous forme de courbes :

- hydrogrammes sortant à chaque évacuateur ;
- cote de la retenue en fonction du temps.

Le programme vérifie la conservation des débits, ce qui permet d'alerter le projeteur sur une précision de calcul insuffisante due à un pas de temps trop long. Il suffit alors de recommencer le calcul en raccourcissant le pas de temps.

3.3 Critique des résultats de calcul de laminage

a) Si le laminage n'est pas significatif (débit maximum à l'évacuateur peu différent du débit de pointe de la crue entrante), il est prudent de ne pas en tenir compte et de vérifier l'évacuateur pour le débit de pointe non laminé.

b) Si le débit laminé est très sensiblement inférieur à celui de la crue de projet, il faut examiner les paramètres qui risqueraient de modifier significativement les résultats du laminage. En particulier la forme de la crue (temps de base) peut influencer sur le laminage et, surtout dans le cas d'évacuateurs fonctionnant en charge, les conditions du laminage peuvent être radicalement modifiées en cas d'augmentation du débit de pointe ou du volume de la crue.

c) Le résultat du calcul est double :

- cote des plus hautes eaux, qu'il convient de comparer à la cote de la crête du barrage ;
- débit à évacuer ; le calcul à réaliser maintenant va permettre de voir si ce débit passe dans l'évacuateur.

4 - Calcul hydraulique du déversoir

4.1 Rappels d'hydraulique

- Régime uniforme

Dans un canal suffisamment long de section et pente constantes, il s'établit un régime uniforme :

$$Q = K S R^{2/3} i^{1/2}$$

Q= débit en m³/s

S= section mouillée en m²

R= rayon hydraulique en m

i = pente en m/m

K= coefficient de Manning-Strickler

K = 100 métal - paroi très lisse

K = 70 à 80 béton

K = 60 à 70 maçonnerie

K = 30 à 40 canal en terre enherbé ou cailloux

K < 30 chenal encombré de végétation

Le tirant d'eau ainsi défini s'appelle le tirant d'eau normal, désigné usuellement par yn.

- Profondeur critique

$$\text{Nombre de Froude } F = \sqrt{\frac{Q^2 L}{g S^3}}$$

L = largeur au miroir en m

g = accélération de la pesanteur en m/s².

Dans le cas d'un canal rectangulaire :

$$F = \frac{V}{\sqrt{gy}}$$

y = tirant d'eau en m

La section critique est définie par $F = 1$

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gL^2}} \text{ (canal rectangulaire)}$$

y_c = profondeur critique en m

L = largeur du canal en m.

- Régime torrentiel / régime fluvial

Le régime torrentiel est défini par $F > 1$. Dans une branche de coursier où le régime est torrentiel on a : $y_n < y < y_c$

Le régime fluvial est défini par $F < 1$. Dans une branche de coursier où le régime est fluvial on a : $y_c < y < y_n$.

- Lois de seuil

L'écoulement sur un seuil libre fonctionnant en régime dénoyé est régi par la formule :

$$Q = mL (2g)^{1/2} h^{3/2}$$

Q = débit en m^3/s

L = longueur du seuil en m

h = charge sur le seuil en m

m = coefficient de débit qui dépend de la forme du seuil.

m vaut 0,50 environ pour un seuil Creager et 0,30 à 0,35 pour un seuil épais à arêtes vives.

L'enneigement du seuil se produit lorsque $h' \geq 2/3 h$

Le débit est alors régi par la formule :

$$Q = 2,6 m L h' (2g)^{1/2} (h - h')^{1/2}$$

- Loi d'orifice

Lorsqu'un évacuateur fonctionne en charge (siphon, pertuis, puits), le débit est régi par la formule :

$$Q = c S (2g)^{1/2} H^{1/2}$$

S = section du pertuis, du siphon ou de la galerie en m^2

H = charge totale mesurée entre la cote de la retenue et la cote de sortie de l'orifice en m

c = coefficient de débit (c vaut 0,60 à 0,65 pour un pertuis).

On peut également exprimer le débit par la formule :

$$Q = S (2g)^{1/2} (H - \sum h)^{1/2}$$

$\sum h$ = somme des différentes pertes de charge le long du trajet de l'eau.

4.2 Vérification de la capacité d'un évacuateur existant

Les étapes du calcul sont les suivantes :

- étude de la relation charge-débit au droit de la section qui contrôle l'écoulement. Cette section est généralement le déversoir situé à l'entrée d'un évacuateur de surface ou la section la plus étroite d'un évacuateur en charge ;
- vérification du non ennoiment du seuil ;
- pour un barrage en remblai, calcul de la revanche au-dessus des PHE et déduction de la charge admissible (différence de cote entre le NNE et les PHE) ; calcul du débit correspondant de l'évacuateur et comparaison à la crue du projet ;
- pour un barrage déversant, calcul de la charge sur le seuil correspondant au débit de la crue de projet éventuellement laminée ;
- pour un barrage en béton ou en maçonnerie non déversant, on calcule dans un premier temps la capacité de l'organe évacuateur de crue pour une cote du plan d'eau au niveau de la crête du barrage. Si cette capacité calculée est inférieure à la crue de projet, la deuxième étape de calcul consiste à calculer la cote atteinte pour cette crue en considérant la crête du barrage comme un seuil déversant dont le coefficient de débit est relativement médiocre (de l'ordre de 0,32). La cote ainsi obtenue est à considérer dans le calcul de stabilité. Contrairement à un barrage en terre, un barrage en béton ou en maçonnerie résiste au déversement, de même en général que sa fondation. Si la stabilité n'est pas en cause, on pourra admettre ce type de situation pour un épisode de crue rare ;
- étude des conditions d'écoulement dans les autres parties de l'évacuateur (coursier, convergent, sections singulières) ;
- vérification qu'au-delà d'un certain débit, la section qui contrôle l'écoulement n'est pas modifiée (cas d'un seuil libre alimentant un chenal, franchissant l'axe du barrage par un pertuis de section réduite).

4.3 Le logiciel DEVER

Ce logiciel permet le calcul hydraulique d'un évacuateur de surface à entonnement frontal ou latéral.

● Principe du calcul

Le logiciel calcule en régime permanent une ligne d'eau dans un canal trapézoïdal non uniforme (le coursier de l'évacuateur) et éventuellement dans la boîte d'un évacuateur à entonnement latéral. Il calcule aussi la cote du plan d'eau, que le fonctionnement du déversoir soit dénoyé ou même noyé. L'entonnement peut être de type frontal ou de type latéral.

L'écoulement dans le coursier peut être torrentiel, ou fluvial, ou les deux successivement.

L'écoulement dans la boîte d'un déversoir latéral doit par contre rester fluvial. L'utilisateur doit donner les sections de contrôle de l'écoulement. Le calcul démarre à la première section de contrôle puis se fait vers l'amont en fluvial, vers l'aval en torrentiel et s'arrête lorsqu'il rencontre un autre contrôle.

- Critique des résultats

Le logiciel donne des résultats fiables pour autant que les sections de contrôle entrées par le projeteur sont suffisamment nettes. Cela se traduit par un changement net du nombre de Froude de part et d'autre de la section de contrôle ($F \gg 1$ dans la branche torrentielle, $F \ll 1$ dans la branche fluviale).

Les cas particuliers suivants peuvent se rencontrer :

- si le nombre de Froude calculé dans une branche fluviale est supérieur à 1, le calcul adopte un tirant d'eau critique ($F = 1$) et remonte ainsi vers l'amont jusqu'à ce que survienne une section où le tirant d'eau fluvial est à nouveau possible. Dans ce cas, cette section représente la section de contrôle et il faut alors refaire le calcul en modifiant la donnée correspondante.
- si le nombre de Froude calculé dans une branche torrentielle est inférieur à 1, le calcul s'arrête en torrentiel et redémarre de la section de contrôle suivante, à partir de laquelle il remonte vers l'amont en fluvial. Un ressaut est alors localisé à l'abscisse où le tirant d'eau de la branche fluviale coïncide avec le tirant d'eau conjugué du tirant d'eau de la branche torrentielle calculée initialement.
- si une section de contrôle superflue a été donnée par l'utilisateur, le calcul va soit ignorer cette section de contrôle, soit avertir l'utilisateur d'une impossibilité de calcul. Il convient alors de modifier en conséquence les données entrées sur les sections de contrôle.

Par les nombreux essais et tâtonnements qu'il permet, un tel logiciel est bien adapté à la vérification des évacuateurs de barrages anciens, pour lesquels on connaît parfois mal a priori les sections de contrôle.

5 - Conclusion

A la fin de ce diagnostic, on pourra être amené à conclure :

- que l'évacuateur est correctement dimensionné et fonctionne en toute sécurité ;
- que le dispositif d'évacuation présente des risques importants de mauvais fonctionnement ;
- que l'évacuateur de crue a une capacité largement insuffisante ;
- que la cote des plus hautes eaux est trop élevée vis-à-vis du risque de déversement sur la crête d'un barrage en remblai ou vis-à-vis de la stabilité du barrage ;

- que par endroits, les bajoyers de l'évacuateur de crue sont insuffisamment élevés, dans des zones critiques vis-à-vis du parement aval.

Dans tous tous les cas, autres que le premier, une modification du système d'évacuation est à prévoir, les diverses solutions étant présentées dans l'exposé de G. Degoutte.

Bibliographie

Technique des barrages en aménagement rural, ministère de l'Agriculture, 325 p., réédition 1989.

Guide pour le diagnostic rapide des barrages en service, coordination **G. Degoutte**, 100 p., 4^{ème} trimestre 1992 - CEMAGREF, série Hydraulique Agricole, n° 13.

Notices logiciels CERES et DEVER - CEMAGREF Aix-en-Provence.



Techniques de renforcement de la capacité des évacuateurs

Gérard DEGOUTTE, *ENGREF*

Introduction

Lorsque la capacité d'un évacuateur est jugée insuffisante, il convient de le renforcer pour des raisons très différentes selon qu'il s'agit d'un barrage en remblai ou d'un barrage poids en béton ou en maçonnerie.

Pour les barrages en terre, le risque est celui d'une érosion du parement aval qui progresse vers l'amont jusqu'à l'éventrement complet du barrage.

Le risque paraît a priori moins fort pour les barrages en enrochements, mais les noyaux en argile risquent le même type d'érosion.

Les barrages poids ne sont pas dégradés en cas de surverse. Mais pour les barrages de faible hauteur (moins de 20 m environ), un accroissement de charge augmente significativement le risque d'instabilité. Ce risque est encore accru pour ceux qui sont épaulés par un remblai aval.

Enfin, il convient de ne pas oublier les cas où la capacité hydraulique d'un évacuateur est suffisante, mais où celui-ci est incapable d'évacuer des corps flottants. Or, c'est justement à l'occasion des très fortes crues que le risque d'arrivée d'arbres déracinés devient très important.

1 - Amélioration de la capacité du déversoir

La capacité d'un déversoir à seuil libre est donnée par la formule $Q = \mu \sqrt{2g} L H^{3/2}$ avec Q débit en m^3/s , L longueur déversante en m , H charge au-dessus du seuil en m , μ coefficient de débit. Ce coefficient dépend fortement de la forme du seuil et faiblement de la charge H tant que le seuil est dénoyé. Lorsque le seuil est noyé, μ dépend aussi de la charge aval et décroît très rapidement lorsque celle-ci augmente.

On voit donc très facilement sur quels paramètres agir pour améliorer la capacité :

- sur le coefficient de débit : *paragraphes 1.1 à 1.3 et 1.9* ;
- sur la charge : *paragraphes 1.4 à 1.6* ;
- sur la longueur : *paragraphes 1.7 à 1.10*.

1.1. Amélioration du coefficient de débit

Bien que ce ne soit pas la solution à laquelle on pense en premier, il peut y avoir là un gros gisement facile à exploiter. En effet, certains seuils très mal profilés ont un coefficient de débit de l'ordre de 0,3. On peut atteindre 0,5 avec un très bon profil, ce qui représente un gain de 67%. Ainsi, le coefficient de débit du déversoir rive droite du barrage EDF de Thuries a été porté de 0,29 à 0,45. Cette solution est pleinement bénéfique si le seuil fonctionne en seuil dénoyé (voir 1.3).

Le profil à réaliser est de type Creager ou de type Scimeni, ce dernier ayant l'avantage d'être plus plongeant. Ces profils grossièrement triangulaires permettent de considérer que le seuil est un ouvrage poids (à réaliser en béton non armé) (**figure 1a**). Il est aussi possible de construire un seuil de type mur console (**figure 1b**). Dans ce cas, il convient absolument d'aérer la lame déversante par une large gaine noyée dans le béton débouchant de part en part sous la lame déversante et débouchant à l'air libre au-dessus du niveau des plus hautes eaux. Faute de quoi, l'entraînement d'air par la lame déversante provoque un vide relatif qui fait battre la lame contre le mur. Cette gaine est alimentée en air à chaque extrémité du déversoir, par un puit généralement vertical calé au-dessus des plus hautes eaux. S'il s'agit d'une gaine, il faut faire en sorte qu'elle soit protégée des chocs de corps filtrants. Enfin, l'extrémité haute de ces puits doit être protégée par une grille pour éviter les chutes d'animaux ou de personnes, en particulier du fait de l'aspiration qui se produit lors des fortes crues.

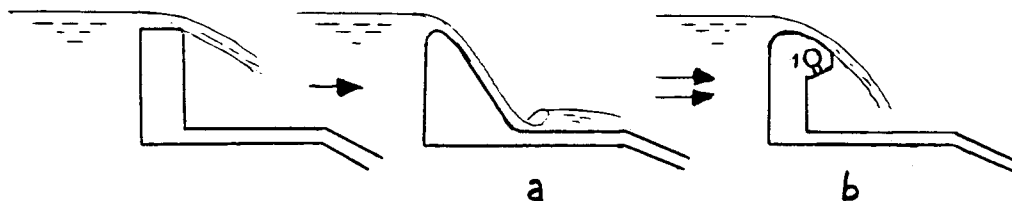


Figure 1 : Amélioration du coefficient de débit
1 : gaine d'aération

1.2. Suppression d'obstacles sur le seuil

Des supports de passerelles, piles de pont... restreignent fortement la capacité hydraulique et sont d'excellents pièges à corps flottants. Il convient sans hésiter d'en débarrasser le seuil.

1.3. Ennoiement du seuil

Lorsque le seuil déversant fonctionne en régime noyé, le niveau d'eau aval influe sur la cote du plan d'eau. Le niveau des plus hautes eaux est donc plus élevé que ce qu'il serait en fonctionnement dénoyé.

Dans le cas d'un déversoir à entonnement **latéral**, il est a priori possible d'abaisser le niveau aval en élargissant la boîte, en l'approfondissant ou en supprimant d'éventuels goulots d'étranglement. L'élargissement ou l'approfondissement sont généralement d'un coût élevé surtout si les conditions géologiques et topographiques ne sont pas favorables. La suppression d'un obstacle au bon écoulement à l'aval de la boîte peut être des plus profitables. En particulier, l'élargissement de passages étroits ou l'adoucissement de convergents trop raides peuvent être particulièrement efficaces.

Ainsi, le déversoir de crue en bec de canard du barrage en maçonnerie de la Gimond (69) est suivi par un pertuis très étroit au droit de la traversée du barrage. Son élargissement portera la capacité de l'évacuateur de 5 à 15 m³/s.

Dans le cas d'un seuil à entonnement **frontal**, les solutions possibles sont aussi l'enfoncement du radier aval, la suppression d'éventuels goulots d'étranglement ou l'adoucissement d'un **convergent**.

1.4. Rehausse de la crête de barrage en remblai

Rehausser la crête d'un barrage est évidemment un moyen imparable de l'empêcher de déverser. Cette solution est en fait tout à fait réaliste pour les barrages de faible longueur. Elle ne convient pas bien sûr si l'on veut diminuer le niveau des plus hautes eaux de la retenue.

Pour des surélévations modérées, deux techniques sont assez pratiques (**figure 2**) :

- la construction d'une rangée de gabions posée contre le coin amont de la crête ; la perméabilité de ce matériau n'est pas gênante si le niveau des plus hautes eaux reste inférieur à la base du gabion ;
- la construction d'un mur pare-vagues en béton armé.

Ces solutions peuvent devoir être accompagnées d'une surélévation du noyau d'étanchéité si celui-ci n'est pas poursuivi jusqu'à la crête.

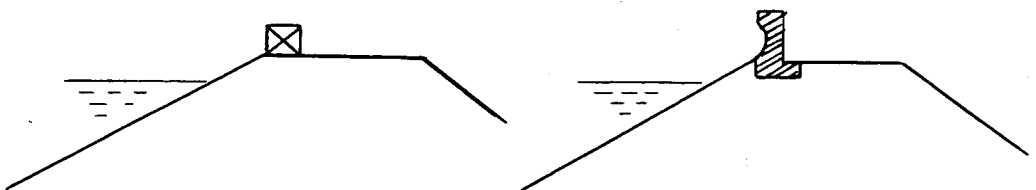


Figure 2 : Surélévation de la crête

Au barrage de LUSSAS (07), ceci a été réalisé assez facilement par creusement d'une tranchée au centre du barrage ensuite remplie d'un coulis autodurcissant (il ne s'agit pas d'une paroi moulée véritable, car le coût de l'installation de chantier en serait prohibitif).

1.5. Abaissement du seuil

Cela suppose que l'on est prêt à perdre du volume de retenue ou de la surface de plan d'eau. Mais la sécurité du barrage doit primer. Cela suppose aussi que le seuil peut être abaissé sans devenir trop fortement ennoyé en crue.

1.6. Seuil amovible

Il est aussi possible de baisser le seuil en crue, tout en ne perdant pas sur le volume stocké grâce à un ouvrage amovible : clapet basculant, barrage souple ou hausses fusibles (figure 3). Le clapet basculant est une technique efficace mais coûteuse. Il convient d'être sûr de l'abaissement en crue (sécurité de l'alimentation en énergie) et aussi de l'impossibilité d'abaissement brutal (rupture de l'alimentation d'un vérin). Les deux autres techniques sont séduisantes car leur abaissement ne dépend d'aucune intervention (sauf celle de l'eau !) et ne peut être que progressif. Elles sont décrites en détail dans les deux notes annexées.

La solution des hausses fusibles HYDROPLUS pour améliorer la capacité de l'évacuateur a été utilisée par EDF au barrage breton en maçonnerie de Saint Herblot. Le seuil frontal placé en rive a été arasé sur une partie de sa hauteur qui a été remplacée par plusieurs hausses fusibles permettant de garder le même niveau normal de la retenue. Avant cet aménagement, une forte crue avait déjà provoqué une surverse du barrage.

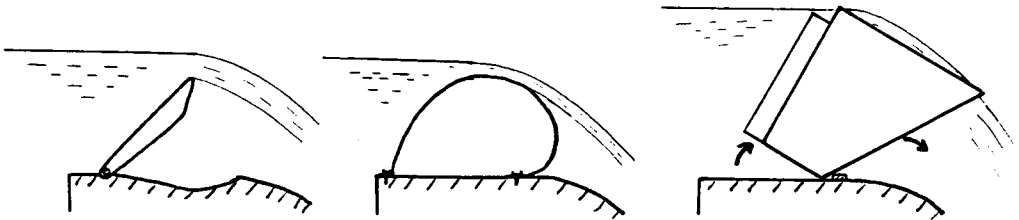


Figure 3 : Seuils amovibles
(clapets, barrages souples, hausses fusibles)

1.7. Allongement du seuil

Lorsque le seuil est à entonnement latéral, il est a priori possible d'allonger le seuil, en fait l'ensemble de la boîte, vers l'amont ou vers l'aval. Cela dépend de la configuration

des lieux. Lorsque la boîte n'est pas très profonde, l'allongement vers l'amont risque de ne pas être très efficace si la portion complémentaire de seuil est fortement noyée.

Ainsi, au barrage de Dardennes près de Toulon, la capacité du seuil latéral était fortement limitée en crue par un ennoisement important de la boîte. Un gain de capacité de l'ordre de 20 % a été obtenu en 1985 allongeant la boîte vers l'aval, au prix de terrassements à l'explosif.

Lorsque le seuil est de type frontal, la même technique est a priori peu praticable. Une solution intéressante permet d'allonger la longueur déversante sans changer l'emprise du seuil : c'est la solution du seuil labyrinthe (**figure 4**). Elle consiste à raser le seuil linéaire existant et à le remplacer par un seuil en ligne brisée dont la longueur peut être 4 à 8 fois supérieure. Cette solution a été utilisée à plusieurs reprises aux USA pour réhabiliter des barrages en remblai anciens [1].

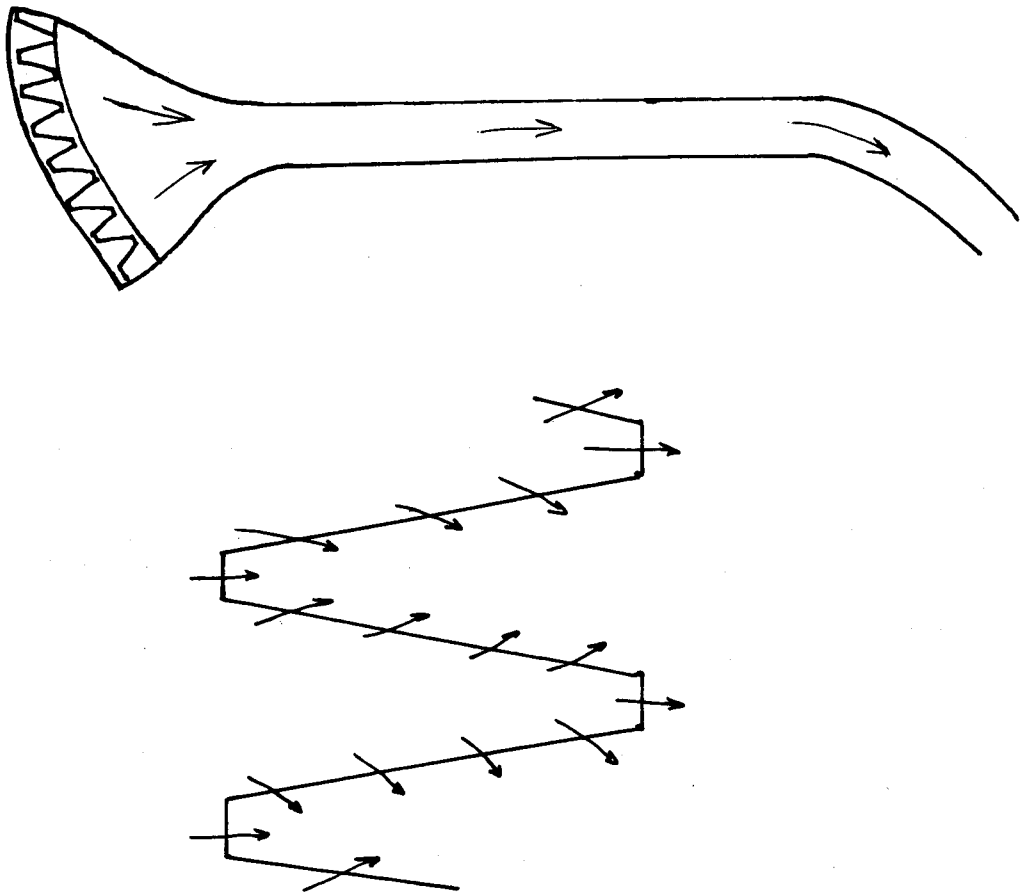


Figure 4 : Vue en plan schématique d'un seuil labyrinthe

1.8. Déversoir complémentaire

Lorsque le site le permet, il est intéressant d'utiliser un des appuis ou un col naturel pour installer un déversoir complémentaire. Ce seuil peut être calé à une cote différente du seuil initial.

Cette solution a été utilisée en 1984 pour diminuer la charge sur le barrage déversant en maçonnerie de la Bourne (26).

1.9. Cas des seuils vannés

Les ouvrages vannés anciens peuvent présenter deux types de risque :

- le non-fonctionnement en crue ;
- le colmatage en crue par des corps flottants.

Il peut s'avérer utile de remplacer des vannes de petites dimensions par des vannes plus larges en moins grand nombre.

Ainsi, en 1987-1988, au barrage poids de Pinet (81), EDF a fait remplacer huit vannes de crête par trois clapets haut de 7,6 m et long de 40 m chacun. La diminution d'emprise des superstructures intermédiaires a permis de porter la capacité de 3 500 m³/s à 4 400 m³/s.

Au barrage de Guerlédan en Bretagne, EDF a fait remplacer deux vannes STONEY et une vanne segment à flotteur par deux vagues segment à clapet. Le seuil fixe a été abaissé de 2,05 m et ces deux améliorations ont porté la capacité de 220 m³/s à 500 m³/s.

1.10. Barrage en remblai rendu déversant

Pour les barrages de faible hauteur et de longueur modérée, la solution d'un remblai déversant peut être économiquement intéressante.

Elle consiste à revêtir le parement aval et la crête d'un mastic bitumineux. Ce produit souple s'adapte à des mouvements du remblai tout en résistant bien à la vitesse du courant.

Jamais utilisée en confortement, cette technique a été utilisée plusieurs fois sur des ouvrages neufs. Elle donne satisfaction après dix-neuf années pour les plus vieilles réalisations françaises [3].

2 - Aménagement du coursier

2.1. Amélioration de la capacité du coursier

Lorsque l'étude hydraulique a montré que des débordements pouvaient se produire sur tout ou partie du coursier, il convient :

- de l'élargir s'il s'agit d'un ouvrage creusé dans le rocher ;
- de rehausser les bajoyers s'il s'agit d'un chenal bétonné en forme de U.

2.2. Cas des ondes stationnaires

Dans le cas de déversoirs de crue dissymétriques et fortement torrentiels, il y a de gros risques d'apparition d'ondes stationnaires. Ces ondes provoquent de fortes surélévations de la ligne d'eau en certains endroits. Selon leur localisation ces surélévations peuvent dégrader l'appui du coursier ou bien le parement aval d'un barrage en remblai.

Pour y remédier, il convient de rehausser les bajoyers en certains endroits ou de construire des murs déflecteurs. Leur implantation nécessite une étude sur modèle réduit.

3 - Problèmes de surveillance et d'entretien

3.1. Le rehaussement d'un déversoir de crue est une opération malheureusement extrêmement fréquente, principalement pour les barrages construits par des particuliers. Ainsi, une enquête réalisée en 1989 dans le Sud-Ouest de la France a montré que sur 149 barrages en terre de moins de 20 m de hauteur construits entre 1970 et 1988, 90 % avaient été illégalement rehaussés [2].

Ces rehausses sont soit des batardeaux en planches, soit des grilles destinées à retenir les poissons, soit même des constructions en dur. Les grilles se colmatent très vite par des feuilles et se comportent en pratique comme des rehausses pleines. Grilles et batardeaux théoriquement amovibles se révèlent pratiquement toujours inamovibles lorsqu'une crue survient !

3.2. Les colmatages par les branches ou arbres se produisent lorsque le seuil déversant présente des **obstacles** : piliers de passerelles, piquets supports de batardeaux ou grilles... Il est dans ce cas relativement facile d'y remédier. Cela est plus délicat lorsque la taille même de l'ouvrage évacuateur est insuffisante pour permettre le passage d'un arbre. En effet, si le bassin versant est boisé, pour les crues les plus rares, des arbres peuvent être arrachés aux berges. Il faut envisager dans ce cas des grilles à très large espacement, correctement positionnées pour ne pas entraîner un relèvement du plan d'eau lorsque des arbres y sont piégés (grilles placées en console par rapport au seuil en béton).

3.3. Les risques d'obstruction du coursier par chute de pierres ou glissement de terrain sont faciles à diagnostiquer.

Si ce désordre se produit près de l'extrémité amont du coursier, il y a un risque important d'envolement du déversoir et donc de dépassement de la cote des plus hautes eaux.

Si ce désordre se produit suffisamment en aval, il se peut que les conditions d'écoulement au déversoir restent inchangées. Mais, un débordement du coursier peut provoquer une érosion dommageable pour l'appui ou pour le parement aval.

Les mesures peuvent être faciles à mettre en œuvre dans certains cas : rehausse des bajoyers du coursier, grillage de protection d'un talus rocheux...

Certains petits ouvrages en terre disposent d'un évacuateur de crue très sommaire dont le coursier est simplement terrassé. Selon la nature plus ou moins résistante du matériau dans lequel le coursier est creusé, il y a un risque d'érosion régressive pouvant évoluer jusqu'au contournement complet du barrage. L'observation de ce matériau et de son entaillement permet de porter un jugement sur ce risque. Un suivi régulier par des prises de vue est à recommander en cas de doute. Mais si une érosion régressive importante est proche du seuil déversant marquant le départ du coursier, une intervention d'urgence est à recommander : vidange de la retenue et (ou) confortement provisoire du seuil par des enrochements.

3.4. La bonne tenue des bajoyers en béton ou en maçonnerie peut être appréciée en observant les fissures ou les mouvements relatifs des éléments successifs. Le risque de rupture peut généralement être diagnostiqué en surveillant les évolutions. Aussi, la pose d'appareils de contrôle de type VINCHON est-elle généralement la seule mesure d'urgence à conseiller. Dans le cas de bajoyers en maçonnerie, un jugement sur l'état d'entretien est facile à porter et des travaux de rejointoiement et d'enlèvement de la végétation sont éventuellement à conseiller.

Bibliographie

[1] HINCHLIFF D., HOUSTON K., 1984. *Hydraulic design and application of labyrinth Spillways*, US Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, 24 pages

[2] ALONSO E., 1990. Réalisation et sécurité des petits barrages en terre, *revue Courants* N°6, 38-42.

[3] MANOJLOVIC, J., HERMENT, R., 1992. Perrés au mastic bitumeux pour les digues submersibles, *Revue générale des routes et des aérodromes*, 2-7.

ANNEXES

Extraits de la revue

Informations Techniques du CEMAGREF
N° 85, mars 1992, notes 1 et 2

Hausses fusibles sur déversoirs de barrages

Augmentation de la capacité utile des retenues ou de la sécurité des évacuateurs de crues

P. Royet
G. Degoutte

La sécurité des barrages est un objectif primordial qui peut conduire à accroître la capacité des évacuateurs de crues. A l'opposé, les années sèches que l'on vient de connaître en France, l'augmentation des besoins et la diminution du nombre de sites potentiels de barrages amènent à rechercher des solutions pour accroître la capacité des retenues existantes. Bien sûr, il convient de ne pas diminuer pour autant la sécurité des ouvrages.

La présente note évoque trois types de techniques disponibles pour améliorer la sécurité des évacuateurs et/ou pour augmenter la capacité utile des retenues; elle traite plus particulièrement de la technique des hausses fusibles, largement innovante, qui a fait l'objet d'un brevet déposé par la société GTM

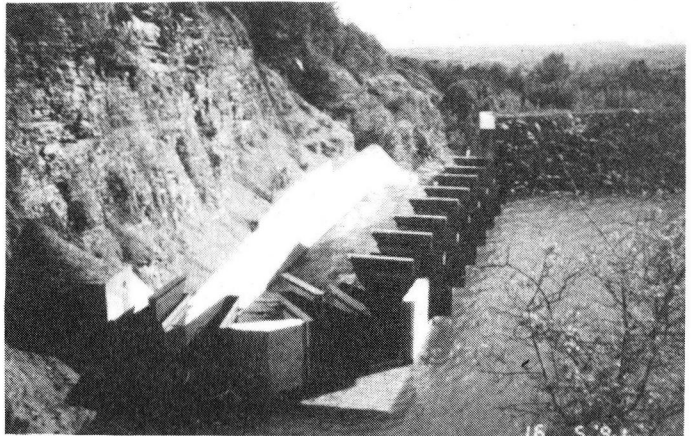


Photo 1 - Barrage de Lussas. Vue d'ensemble du déversoir équipé de ses dix hausses (CEMAGREF, Aix-en-Provence)

sous le nom commercial Hydro-plus. Le CEMAGREF a participé à la première application de ce procédé au barrage de Lussas

(Ardèche) (photo 1) et a suivi tout le programme d'études et d'essais préliminaires à la validation de cette technique.

Cette note se propose de décrire cette technique en traitant successivement du principe de fonctionnement, du dimensionnement et des dispositions constructives. Trois exemples récents d'utilisation des hausses fusibles viennent illustrer ces aspects en apportant également quelques données de coût.

Objectifs de l'aménagement et solutions disponibles

Augmentation de la capacité des barrages

La plupart des barrages destinés à l'alimentation en eau potable et à l'irrigation sont équipés d'un évacuateur de crues à seuil libre, ce qui représente certainement la meilleure solution pour des ouvrages non gardés. En effet, le fonctionnement d'un seuil libre est fiable en toutes circonstances, contrairement aux seuils vannés qui, malgré la redondance des systèmes de manœuvre, ne sont jamais totalement à l'abri de pannes. L'absence de parties mécaniques limite les opérations de surveillance et d'entretien à celles portant sur le génie civil.

La contrepartie de cette sécurité est la perte d'une tranche importante de retenue comprise entre le niveau normal des eaux (cote du seuil libre) et le niveau des plus hautes eaux exceptionnelles, ce dernier servant au dimensionnement du barrage. Cette tranche est généralement de l'ordre de 1 à 3 mètres. Elle représente un volume d'eau qui est couramment de 20 à 50 % de la capacité de la retenue, et qui est d'autant plus important que le barrage est situé dans une vallée large.

Tout système permettant pour un coût raisonnable de valoriser une partie de cette tranche supérieure du plan d'eau, tout en maintenant le même niveau de sécurité de l'ouvrage, paraît donc très attractif.

Amélioration de la sécurité des évacuateurs de crues

Pour la plupart des barrages anciens, la révision de la crue de projet avec des données plus complètes et des méthodes modernes conduit souvent à augmenter la capacité de l'évacuateur de crues. De nombreuses solutions techniques sont envisageables.

Lorsque le barrage est doté d'un évacuateur à seuil libre, on peut penser bien sûr à abaisser ce seuil pour augmenter la charge hydraulique et donc le débit évacué, pour autant que l'écoulement ne soit pas perturbé par l'aval. Mais cet abaissement du niveau du seuil a une conséquence fâcheuse sur la capacité de la retenue qui est amputée de sa tranche supérieure.

Tout dispositif permettant d'améliorer la capacité d'un évacuateur à seuil libre sans pour autant diminuer la capacité utile de la retenue est donc intéressant.

Trois solutions possibles

Dans les deux contextes exposés ci-dessus ou dans toute combinaison de ceux-ci, trois dispositifs sont envisageables :

- l'installation d'organes mobiles tels que clapets, vannes segment ou vannes secteur;
- la mise en place d'un boudin gonflable s'abaissant automatiquement en cas d'augmentation de la charge amont;
- la pose de hausses métalliques ou en béton, fusibles lors des grosses crues.

Mentionnons en outre pour mémoire les dispositifs à batardeaux que l'on enlève avant l'arrivée de chaque crue et les levées de terre fusibles, supposées érodées rapidement en cas de surverse; ces derniers dispositifs ne peuvent être considérés comme sûrs et sont donc à proscrire pour l'évacuateur principal.

L'installation de clapets ou vannes métalliques est tout à fait

classique. Elle permet un réglage fin et à volonté du niveau de la retenue et représente la solution à retenir lorsque l'on souhaite optimiser la gestion d'un barrage à buts multiples (écrêtement de crues, production électrique, fourniture d'eau). Cependant outre son coût, elle exige alimentation en énergie pour les manœuvres ainsi qu'une surveillance et un entretien très réguliers. Malgré l'installation de dispositifs de secours, une panne ne peut être exclue et la sécurité en crues ne peut donc être qualifiée de parfaite. Tout ceci conduit bien souvent à exclure des organes métalliques mobiles pour des barrages de moyenne dimension, non gardés et dépourvus d'alimentation électrique.

La solution du boudin gonflable présente une sécurité totale en cas de crue et n'exige une source d'énergie que pour le regonflage du boudin après la crue. Elle est décrite dans une note d'information technique du CEMAGREF du même cahier (Degoutte et al. 1992).

Un autre système présente des avantages similaires : il s'agit des hausses fusibles.

Description et dimensionnement du système des hausses fusibles

Principe de fonctionnement

L'idée de départ est d'obstruer le seuil sur une hauteur de l'ordre de 1 à 3 mètres par des éléments :

- qui sont autostables jusqu'à une certaine cote du plan d'eau amont;
- qui s'effacent automatiquement en cas de forte crue sans intervention humaine ni alimentation en énergie.

En contrepartie, les éléments qui se sont effacés ne se relèvent pas après la crue et doivent être remplacés pour rétablir le déversoir dans son intégrité.

Selon le niveau d'eau dans la retenue, les éléments de rehausse fonctionnent comme un barrage, un déversoir, ou un fusible (figure 1).

a) Lorsque le niveau de l'eau est inférieur ou égal au niveau d'arase des hausses, celles-ci fonctionnent comme un barrage. Chaque élément est largement autostable et résiste à la poussée hydrostatique grâce à son poids propre, au poids de l'eau conte-

nue dans l'alvéole amont et à la butée en pied aval de la hausse.

b) Lorsque le niveau de l'eau s'élève au-dessus de la cote d'arase des hausses, celles-ci fonctionnent comme un déversoir à surface libre, jusqu'à une certaine épaisseur de lame d'eau. La forme dite en labyrinthe de la partie supérieure des hausses permet d'allonger la longueur du seuil déversant qui peut être de l'ordre de quatre fois la longueur

du seuil d'origine. Pendant cette phase de fonctionnement, chaque élément reste largement autostable comme dans la phase précédente.

c) En cas de forte crue, au-delà d'une fréquence choisie, le niveau de l'eau atteint la cote d'entrée d'un puits par lequel l'eau pénètre dans une chambre à la base de l'élément. La sous-pression ainsi introduite sous l'élément modifie radicalement ses conditions de stabilité et provoque brutalement son basculement, libérant ainsi une brèche dans laquelle le niveau du seuil libre redevient celui du seuil initial dérasé.

Lorsque le seuil est équipé de plusieurs hausses, les cotes d'entrée des puits sont décalées de quelques centimètres, de façon à ce que les éléments puissent, si nécessaire, basculer les uns après les autres au fur et à mesure de la montée du plan d'eau. En cas de crue moyenne, un seul élément bascule, les autres restant en place.

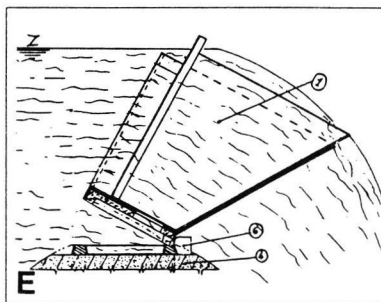
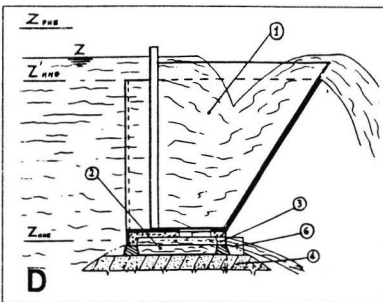
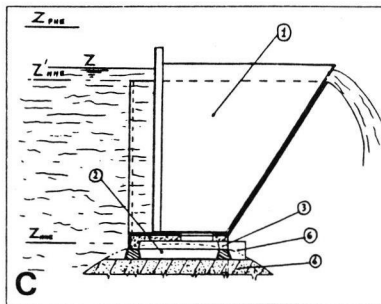
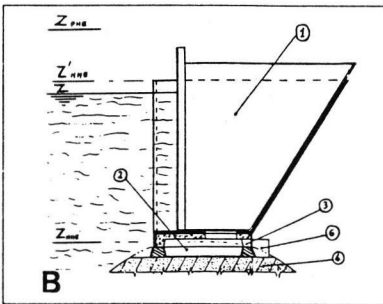
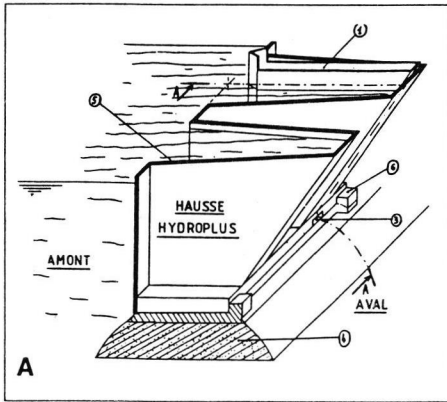


Figure 1 - Principe de fonctionnement des hausses fusibles

A. Vue perspective d'une hausse deux ondes avant déversement.

B. Coupe AA avant déversement.

C. Crue modérée avec déversement sur le labyrinthe.

D. Crue importante avec remplissage du puits et de la chambre.

E. Mise en pression et basculement de la hausse.

1. Puits
2. Chambre
3. Purgé
4. Seuil dérasé
5. Labyrinthe
6. Butée

Description détaillée

Les éléments de rehausse sont de dimensions standard, ce qui facilite les opérations d'installation et de remplissage après fortes crues et permet de traiter la plupart des situations courantes. Ainsi la hauteur des éléments varie de 0,50 à 2,50 m et leur longueur de 1 à 5 m, pour un poids unitaire variant de quelques centaines de kilogrammes à une dizaine de tonnes.

Le support de chaque hausse est constitué d'un cadre préfabriqué en béton armé scellé dans le seuil (photo 2), cadre sur lequel vient se poser la base de la hausse également préfabriquée en béton (photo 3). Sur cette base vient se fixer la partie supérieure de la hausse en tôles d'acier disposées sur un tracé en labyrinthe (photo 4). Les hausses de petite dimension peuvent être totalement en béton.

La forme du support et de la base de la hausse permet de créer une chambre qui s'emplit pour une cote précise du plan d'eau, grâce à un puits d'alimentation. Différents joints assurent l'étanchéité, d'une part entre les hausses et leurs cadres supports et, d'autre part, entre les faces verticales des hausses.

Une purge vers l'aval évite toute mise en pression intempestive des chambres (par exemple par des fuites au niveau des joints). La section de cette purge est nettement inférieure à celle du puits alimentant la chambre de façon à provoquer à coup sûr la sous-pression en cas de déversement dans le puits.

d) Lorsqu'un ou plusieurs éléments ont basculé, le niveau de la retenue s'établit, à la fin de la crue, au niveau du seuil initial dérasé. Il faut alors venir remplacer les éléments effacés afin de retrouver la pleine capacité de la retenue. Si l'accès au seuil est aisé, le remplacement des éléments basculés ne pose pas de problèmes particuliers, compte tenu de la standardisation des hausses.

Principes de dimensionnement

Dimensionnement hydraulique

Soit un barrage existant, à seuil libre de longueur L , arasé à une cote Z_{NNE} et pour lequel la crue de projet (période de retour 1.000 à 5.000 ans) induit en pointe une montée du plan d'eau à la cote Z_{PHE} . La charge maximale sur le seuil est donc :

$$h_{PHE} = Z_{PHE} - Z_{NNE}$$

a) Dans le cas où la vérification de l'étude hydrologique n'amène

pas à modifier le débit de la crue de projet, l'installation de hausses fusibles permet de récupérer une tranche utile de retenue de l'ordre de 75% de h_{PHE} .

Le nouveau déversoir est alors constitué d'un seuil labyrinthe d'environ $4 \times L$ de longueur développée, arasé à la cote :

$$Z'_{NNE} = Z_{NNE} + 0,75 h_{PHE}$$

On détermine la cote d'entrée du premier puits de façon à ce que les crues les plus fréquentes (jusqu'à 20 à 50 ans de période de retour) ne provoquent le basculement d'aucun élément. Les cotes d'entrée des différents puits sont étagées entre la cote ainsi déterminée et une cote légèrement inférieure à la cote Z_{PHE} pour laquelle basculera le dernier élément.

Avec un tel principe de dimensionnement, le niveau des plus hautes eaux pour la crue de projet n'est pas modifié par rapport à la situation antérieure, ce qui ne change pas les conditions de sécurité de l'ouvrage.

b) Dans le cas où la vérification de l'étude hydrologique amène à modifier le débit de la crue de projet, et afin de ne pas modifier le niveau des plus hautes eaux, on peut être conduit à déraser significativement le seuil existant pour le passage de la crue du projet. La tranche disponible pour l'augmentation de capacité de la retenue par le système des hausses est donc légèrement diminuée par rapport à la situation précédente.

Dimensionnement mécanique

Le principe des hausses est de passer brutalement, pour une cote d'eau déterminée, d'une situation de stabilité largement assurée à une situation de nette instabilité. Lors du remplissage du puits et de la chambre, on modifie rapidement le système de forces auxquelles est soumise la hausse, par application d'une sous pression sous sa base.

a) Avant remplissage de la chambre

Forces stabilisatrices :

- poids propre;
- poids d'eau dans l'alvéole amont;
- butée aval.

Forces de basculement :

- poussée hydrostatique sur la face verticale amont.

b) Après remplissage de la chambre

Forces stabilisatrices : idem.

Forces de basculement :

- poussée hydrostatique sur la face verticale amont;
- sous pression sous la base de la hausse.

Pour tenir compte de la présence d'une purge de la chambre, on ne prend pas en compte dans les calculs la pleine sous-pression mais seulement 70 à 80% de cette dernière.

On peut définir le coefficient de sécurité Fr au renversement de l'élément comme étant le rapport entre le moment des forces stabilisatrices et le moment des forces de basculement telles que définies plus haut. Ces moments sont calculés par rapport à la butée de pied aval de l'élément.

Avec une telle définition de Fr , on obtient en général :

$Fr > 1,5$ avant remplissage du puits de la chambre;

$Fr < 0,7$ après mise en pression de la chambre.

Ceci donne toute assurance sur la fiabilité du système, aussi bien vis-à-vis de la stabilité avant remplissage de la chambre que vis-à-vis de l'occurrence du basculement après introduction de la sous pression.

Aspects particuliers

Dispositions constructives pour les déversoirs déjà en service

Dans ses angles éventuels et à ses extrémités, le seuil existant doit être aménagé de façon à présenter des piliers verticaux

contre lesquels viennent s'adapter les hausses par l'intermédiaire de joints étanches.

Sur toute sa longueur, le seuil est légèrement dérasé pour disposer d'une largeur d'assise suffisante et pour mettre en place les cadres préfabriqués en béton. Après scellement des cadres préfabriqués, le seuil se trouve reconstitué à sa cote d'origine (on a une cote différente si l'on recalculait une crue de projet différente). Des réservations sont ménagées dans le béton pour le logement des joints d'étanchéité des chambres et surtout du joint longitudinal.

Les hausses sont ensuite mises en place d'un seul bloc ou en plusieurs morceaux à l'aide d'un engin de levage par mise en contact des butées.

Il est donc indispensable qu'un engin de levage puisse accéder près du seuil, cet accès étant nécessaire non seulement pendant la construction de la rehausse, mais également pour le remplacement des éléments basculés en cas de forte crue.

Influence sur les débits en aval

Pour une crue donnée entrant dans la retenue, l'hydrogramme en aval du barrage est peu différent de celui obtenu avant rehaussement du seuil.

La seule différence tient au fait que la courbe des débits évacués présente, pour les très fortes crues, une partie montante en forme de marches d'escalier correspondant aux basculements successifs d'un certain nombre de hausses. Les à-coups de débits sont cependant faibles et admissibles pour l'aval. Le débit de pointe de la crue n'est pas modifié de façon significative.

Evacuation des hausses basculées

Lors d'une forte crue, les hausses basculées sont entraînées par le courant jusqu'à une zone

d'eaux calmes où elles vont s'échouer. Il convient cependant de vérifier qu'elles ne peuvent en aucun cas perturber l'écoulement de la crue au niveau du barrage ou à son aval proche.

Deux situations appellent une attention particulière :

- dans le cas d'un évacuateur comportant un coursier à surface libre, la largeur du canal doit être supérieure à la plus grande diagonale des hausses et il est préférable de n'avoir aucun tronçon du coursier en régime fluvial ;
- pour un évacuateur en puits, le puits et la galerie doivent être de diamètres supérieurs à la plus grande dimension des hausses et ne doivent présenter aucun point singulier susceptible de provoquer le blocage d'une hausse.

Conséquences sur le barrage d'une modification du niveau normal des eaux

Étanchéité du barrage

Pour un barrage correctement conçu, l'étanchéité doit être assurée, y compris pour le niveau des plus hautes eaux. Ce dernier niveau n'étant pas modifié par le système des hausses fusibles, il n'y a théori-

quement aucune disposition complémentaire à prévoir sur ce point. Cependant, le système d'étanchéité du barrage doit être systématiquement vérifié dans le cadre du projet de rehaussement du seuil.

Sécurité au vandalisme

Le vandalisme peut porter sur trois points :

- les joints entre éléments peuvent être endommagés par malveillance, ce qui n'a pas de conséquences sur la sécurité de l'ouvrage; le remplacement ou la réparation des joints sont faciles et peu coûteux;
- les purges des chambres peuvent être obturées par malveillance avec, comme conséquence, un basculement prématuré de l'élément concerné; une simple surveillance visuelle régulière de l'ouvrage permet de parer à une telle éventualité;
- les puits peuvent être obturés par malveillance, bien que ce soit difficile vu leur dimension; cela entraînerait un retard dans le basculement de l'élément; ici aussi, une surveillance visuelle régulière permet de parer à cette éventualité

Corps flottants, glaces

Les essais sur modèles réduits (Péron S., Foulon G., 1990) ont montré que les corps flottants n'ont pas d'influence sur la stabilité et n'ont qu'une influence faible sur la précision du basculement. Les corps flottants transitent vers l'aval soit lors du déversement sur le seuil labyrinthique, soit lors de l'effacement d'un élément en crue. Les efforts liés aux poussées des glaces ne sont à prendre en compte que pour les lacs susceptibles d'être gelés sur une forte épaisseur.

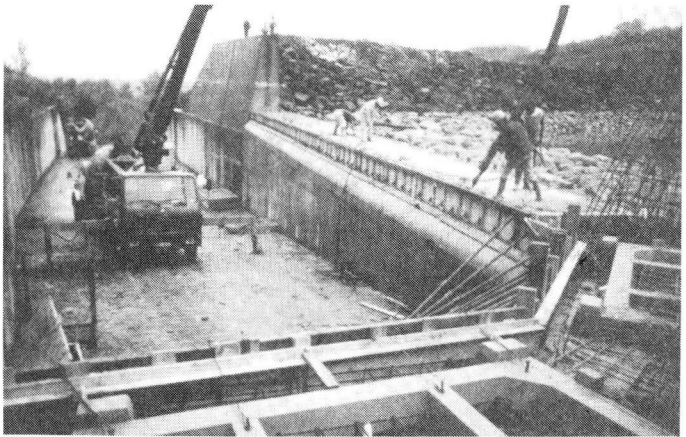


Photo 2 - Scellement des cadres préfabriqués sur le seuil préalablement dérasé (CEMAGREF Aix-en-Provence)

Deux situations peuvent en effet conduire à renforcer l'étanchéité :

- le dispositif original d'étanchéité était sous-dimensionné et le rehaussement va accroître ce sous-dimensionnement; c'est le cas par exemple d'un noyau arasé en-dessous du niveau des plus hautes eaux; le noyau devra alors être prolongé vers le haut ;
- l'analyse des débits de fuite en fonction de la cote du plan d'eau et leur extrapolation pour le futur niveau normal des eaux

conduisent à des débits non admissibles pour la sécurité ou jugés préjudiciables pour l'économie d'exploitation; l'étanchéité devra être renforcée en ses points de faiblesse si on est en mesure de les identifier (injections complémentaires en fondation, injections ponctuelles de zones fuyardes, paroi moulée dans un remblai homogène...).

Drainage

En général, le dispositif de drainage d'un barrage est large-

ment surdimensionné, en ce sens qu'il permet l'évacuation d'un débit de fuite nettement supérieur à celui que l'on escompte. Il pourra le plus souvent accepter sans problèmes l'augmentation du débit des fuites consécutives à l'élévation du niveau normal de la retenue. Ce point reste cependant à vérifier au cas par cas.

Pour les barrages en remblai, l'élévation du niveau normal des eaux va se traduire par une montée de la ligne piézométrique qui peut être, dans certains cas, lourde de conséquences. Outre la diminution de la sécurité au glissement du remblai aval, on peut également craindre le développement de renards si la ligne piézométrique vient à affleurer le talus aval.

A ce titre, deux situations sont particulièrement dangereuses :

- pour un barrage en remblai équipé d'un drain cheminée dont la cote d'arase est significativement inférieure à la cote du niveau normal des eaux, on accroît considérablement le risque de contournement du drain par le haut, surtout si le remblai présente une forte anisotropie de perméabilité; il faut alors prolonger le drain de plusieurs mètres à sa partie haute, ce qui est une opération délicate ;
- pour un barrage en remblai équipé seulement d'un tapis drainant sous sa partie aval, la remontée de la ligne piézométrique risque de la faire affleurer au parement aval, en particulier pour un remblai anisotrope.

Le renforcement du dispositif de drainage est alors très délicat et parfois aléatoire. Le coût des dispositions à adopter (drains subhorizontaux, tranchées drainantes, épaulement aval par un remblai perméable) pourra parfois conduire à revoir totalement, voire à abandonner le projet de rehaussement du seuil de déversoir.

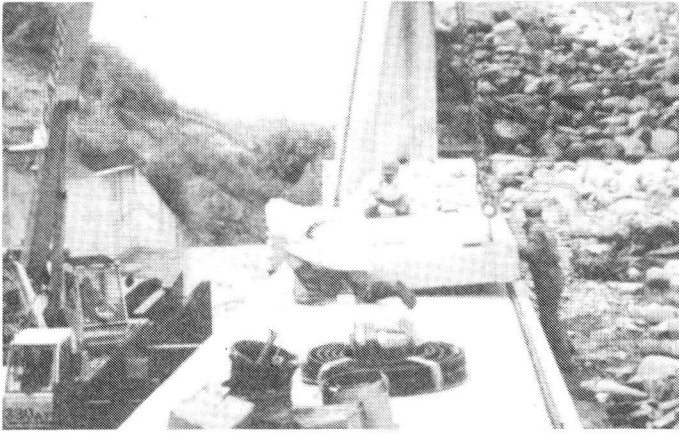


Photo 3 - Pose de la base d'une hausse, sur le seuil restauré. Remarquer, à gauche, les butées et, à droite, le joint longitudinal dans sa rainure (CEMAGREF Aix-en-Provence)

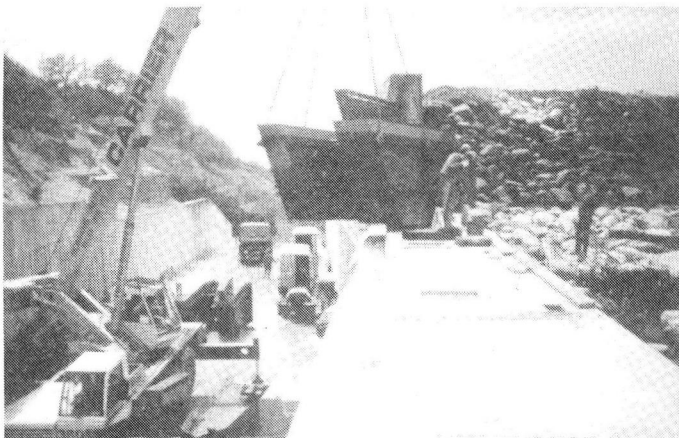


Photo 4 - Pose de la partie supérieure de la première hausse. Remarquer au premier plan l'orifice de la chambre de mise en sous pression de la hausse (CEMAGREF Aix-en-Provence)

Applications du procédé des hausses fusibles

Évacuateur latéral à seuil libre - Barrage de Lussas (Ardèche) (photos 1 à 4)

Le barrage de Lussas est le premier ouvrage rehaussé par ce système. Il s'agit d'un barrage en remblai avec noyau étanche dont les caractéristiques principales sont les suivantes :

- hauteur au-dessus de la fondation : 18 m;
- cote de la crête : 117,3;
- niveau normal initial de la retenue : 113,0;
- volume initial de la retenue : 320.000 m³;
- crue de projet : 250 m³/s;
- déversoir latéral à seuil libre : 36 m de longueur;
- lame d'eau pour la crue de projet : 2,5 m.

Après la pose des hausses fusibles, les caractéristiques modifiées sont les suivantes :

- volume de la retenue : 450.000 m³ (+ 40%);
- niveau normal de la retenue : 115,00 (+ 2,0 m).

Après dérasement du seuil existant sur 15 cm, dix éléments ont été posés, chacun de 2,15 m de hauteur, 3,5 m de longueur et 5,4 t de masse.

Le noyau étanche, arasé à l'origine à la cote 114,20, a dû être rehaussé. Une tranchée a été creusée à la pelle mécanique jusqu'à recouper la partie supérieure du noyau et a été remplie de coulis bentonite-ciment. Enfin, quelques drains ont été forés dans le radier de la "boîte" du déversoir, pour contrer le risque de soulèvement consécutif à l'augmentation des sous pressions sous le radier.

L'ensemble des travaux a duré moins de trois mois; le coût total a été de 1.250.000 F HT., soit 9,6 F/m³ supplémentaire stocké. Ces chiffres n'ont qu'une valeur

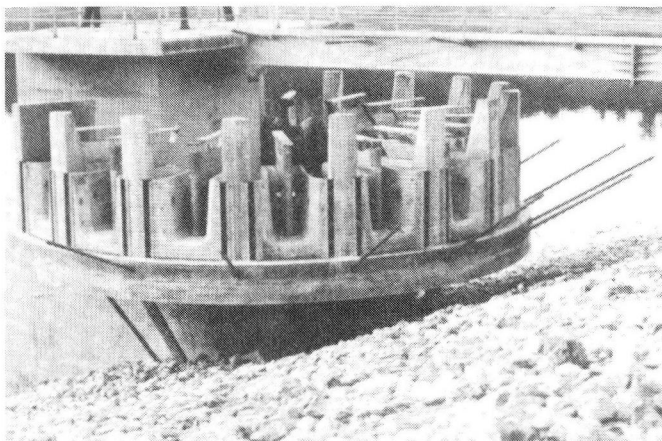


Photo 5 - Vue du déversoir équipé de ses douze hausses (GTM) (CEMAGREF Aix-en-Provence)

indicative, car il s'agissait d'un ouvrage prototype.

Évacuateur tulipe - Barrage du Gouyre (Tarn-et-Garonne) (photo 5)

Les caractéristiques de l'ouvrage sont les suivantes :

- cote de la crête : 130,0;
- hauteur au-dessus de la fondation : 19 m;
- niveau normal initial de la retenue : 127,9;
- volume initial de la retenue : 2.900.000 m³;
- crue de projet après laminage : 35 m³/s;
- évacuateur tulipe à seuil libre : 12 m de longueur;
- lame d'eau pour la crue de projet : 1,5 m.

Après la pose de douze hausses monobloc en béton sur la périphérie de la corolle, les caractéristiques suivantes ont été modifiées :

- niveau normal de la retenue : 128,7 (+ 0,80 m);
- volume de la retenue : 3.360.000 m³ (+ 16 %).

La dimension des hausses (h = 1,0 m; l = 1,0 m) permet leur passage sans risque de blocage

dans le puits et la galerie. Les têtes des puits sont étagées entre les cotes 129,09 et 129,20, le premier basculement étant provoqué pour la crue laminée de période de retour 20 ans environ.

La capacité utile de la retenue est accrue de 460.000 m³ (+ 16 %) et on valorise ainsi 53 % de la tranche d'eau initialement affectée au transit de la crue de projet. La capacité maximale de l'évacuateur reste inchangée car elle est limitée par la mise en charge de la galerie.

Le remblai n'a nécessité aucun renforcement particulier. Les travaux ont duré au total deux mois. Le coût total de l'aménagement a été de 1.515.000 F HT, soit un coût de 3,3 F/m³ supplémentaire stocké.

Évacuateur tulipe - Barrage neuf du Tordre (Tarn-et-Garonne)

L'installation de hausses fusibles a été proposée en variante. La pose des hausses n'a pas été réalisée dans la première étape de travaux, mais le seuil de la tulipe a été dès le départ conçu et réalisé pour recevoir ultérieurement ces hausses.

Par rapport à la solution de base (tulipe classique), la variante d'installation de hausses fusibles permettra un gain d'environ 600.000 m³ sur la capacité utile de la retenue (+ 20 %) et améliorera légèrement la capacité d'évacuation du déversoir à niveau des plus hautes eaux identique. Les huit hausses monobloc de 1 m de hauteur et 1 m de largeur seront réparties sur la périphérie de la corolle.

Les caractéristiques du barrage après pose des hausses seront les suivantes :

- niveau normal de la retenue : 132,3 (+ 0,80 m par rapport à la solution de base);
- volume de la retenue : 3.300.000 m³ (+ 20 % par rapport à la solution de base).

Les têtes de puits seront étagées entre les cotes 132,55 et 132,62, le premier basculement étant provoqué par la crue cinquantennale écrétée.

Le surcoût prévisionnel de la variante est de 970.000 F HT., soit 1,6 F/m³ supplémentaire stocké.

Conclusion

Que ce soit pour améliorer la capacité d'un évacuateur sans perdre sur le volume de la retenue, ou pour augmenter le volume d'une retenue sans perdre sur la capacité de l'évacuateur, le système des hausses

fusibles doit être envisagé. Comme le montre l'exemple du barrage du Tordre, ce système peut également équiper des projets neufs pour lesquels il permet de diminuer la tranche "perdue" nécessaire au transit des crues.

La sécurité de ce système peut être considérée comme totale ainsi que l'ont montré les nombreux essais sur modèles réduits. Par contre, en cas de très forte crue provoquant le basculement d'une ou plusieurs hausses, il faut venir remplacer les éléments basculés afin de restaurer l'ouvrage dans son intégrité. Cela ne se produira cependant que rarement : statistiquement, une fois tous les vingt à cinquante ans.

Ce procédé apparaît économiquement très intéressant pour l'augmentation de la capacité utile des retenues existantes. Le prix de revient au mètre cube supplémentaire stocké est évidemment très variable suivant la dimension du déversoir et la superficie du plan d'eau. On peut citer une fourchette de 2 à 10 F/m³, les coûts les plus élevés correspondant à des retenues de faible surface avec de fortes crues du projet. Les coûts d'exploitation correspondent essentiellement au remplacement des hausses basculées lors des fortes crues.

L'économie du projet de rehaussement peut être remise

en cause lorsque l'élévation du niveau de la retenue impose sur un barrage en terre de coûteux travaux de renforcement des dispositifs d'étanchéité et/ou de drainage.

Enfin comme pour tous les travaux importants entrepris sur des barrages en service, il convient d'être particulièrement attentif à l'auscultation de l'ouvrage. Lors de l'établissement du projet de rehaussement, l'auscultation permet de juger de l'efficacité de l'étanchéité et du drainage du barrage, d'estimer son comportement avec un niveau d'exploitation plus élevé et de prescrire les éventuels travaux de confortement, y compris concernant le dispositif d'auscultation. Basée essentiellement sur des mesures de piézométrie et de débits de fuite, l'auscultation permettra de vérifier après travaux que le barrage a bien le comportement attendu à sa nouvelle cote d'exploitation. □

Division Ouvrages hydrauliques et équipements pour l'irrigation
groupement d'Aix-en-Provence

Remerciements

La rédaction de cet article a été rendue possible grâce à la collaboration de GTM, inventeur du procédé Hydroplus, DDAF de l'Ardèche, conducteur d'opération pour le barrage de Lussas, SEEE, maître d'oeuvre des travaux à Lussas, DDAF du Tarn-et-Garonne, conducteur d'opération pour les barrages du Gouyre et du Tordre, SAFEGE, maître d'oeuvre des barrages du Gouyre et du Tordre.

Bibliographie.

Péron S., Foulon G. août 1990 - Etude sur modèle réduit de seuils fusibles procédé Hydroplus, 121 p., six annexes EDF - DER.

GTM. décembre 1990 - Barrage de Lussas - Augmentation de la capacité de la retenue. Dossier d'APD.

Degoutte G. août 1990 - Procédé Hydroplus, Rapport d'expertise technico-économique à l'ANVAR, 17 p.

Royet P. Barrage de Lussas, juillet 1990 - Analyse du comportement du barrage et dispositions constructives liées au rehaussement, 10 p. et annexes, CEMAGREF.

GTM. octobre 1991 - Barrages du Tordre et du Gouyre. Dossier Technique Hydroplus, 2 p. et 4 annexes.

Degoutte G., Royet P., Alonso E. 1992 - Les seuils souples 8 p., Infos Techniques du CEMAGREF.

Pour obtenir des informations complémentaires, on pourra consulter les auteurs :

Paul Royet et Gérard Degoutte, groupement d'Aix-en-Provence,

Le Tholonet, B.P. 31, 13612 Aix-en-Provence CEDEX 1, Tél : 42.66.93.10.

Extrait des Informations Techniques du CEMAGREF, Centre National du Machinisme Agricole, du Génie Rural, des Eaux et des Forêts. Rédaction administration : CEMAGREF-DICOVA, BP 22, 92162 Antony Cedex. Tél. : (1) 40.96.61.21. 4 numéros par an - Uniquement sur abonnement à « Technique et Documentation », 94230 Cachan. Tél. : (1) 47.40.67.00

Seuils souples Utilisations en rivière et sur les barrages

G. Degoutte, P. Royet, E. Alonso

Les seuils souples permettent de créer des petits plans d'eau en rivière ou de surélever des déversoirs de barrages.

Les seuils souples gonflables s'abaissent automatiquement en crue et sont a priori extrêmement séduisants. Dix seuils gonflables avaient été construits en France entre 1960 et 1970. Aucun autre n'a ensuite été édifié jusqu'en 1990, alors que dans d'autres pays ce procédé est très

employé : plus de 1.000 barrages gonflables existent en Asie du Sud-Est, aux Etats-Unis et en Europe centrale.

Le CEMAGREF a récemment

réalisé une enquête sur le comportement des seuils gonflables construits en France et a visité des réalisations semblables en Tchécoslovaquie où le

procédé est toujours très largement employé.

La présente note de synthèse cherche à préciser si le procédé mérite d'être comparé aux procédés plus classiques des vannes métalliques. Elle aborde le cas de la surélévation des déversoirs de crue, où la sécurité d'affaissement doit être absolue. Enfin, elle aborde le

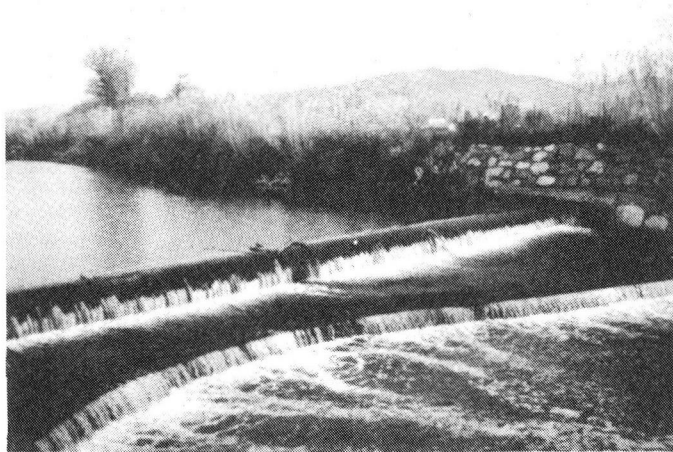


Photo 1 - Vue d'ensemble du seuil antisel à l'embouchure du Gapeau (CEMAGREF, Aix-en-Provence)

domaine des très petits ouvrages où des techniques plus rustiques doivent être envisagées.

Technique des seuils gonflables

Evolution de la technique

Le principe de base consiste à s'opposer à la poussée de l'eau par une membrane souple fixée sur un radier en béton et gonflée soit à l'eau, soit à l'air. La membrane épouse la forme funiculaire des pressions et résiste à la poussée de l'eau sans fléchir grâce à une contre-pression maintenue à l'intérieur. Lorsque le plan d'eau tend à s'élever, l'accroissement de la poussée de l'eau dégonfle partiellement ou totalement la membrane (figure 1).

Inventé et breveté en 1947 par le professeur français Mesnager, le procédé a été employé pour la première fois sur la rivière Los Angeles (U.S.A) par Imbertson. Le procédé a alors été commercialisé par la société américaine Firestone sous le nom de Fabridam. De 1960 à 1970, la société française E.M.H. a construit en France dix seuils gonflables avec une enveloppe fournie par Kléber-Colombes puis par le Joint Français. Vers 1965-1970, deux sociétés japonaises prennent la plus grosse part du marché mondial. A ce jour Bridgestone, qui développe un barrage gonflé à l'air, a environ quatre cents réalisations à son actif et Sumitomo, qui installe des



Photo 2 - Seuil du Gapeau; noter quelques petits corps flottants coincés, mais faciles à évacuer par un léger dégonflage manuel (CEMAGREF, Aix-en-Provence)

barrages gonflés à l'air ou à l'eau, dispose d'un millier de références.

La société tchécoslovaque Hydroprojekt a construit depuis 1969 environ cent barrages souples gonflés à l'eau en Tchécoslovaquie, Autriche, Yougoslavie et Allemagne. Une société allemande Floecksmuhle Energie GmbH a plusieurs références en Allemagne et en Suisse.

Enfin, depuis 1989, la société française Satujo, spécialiste en coffrages gonflants réalise des barrages gonflés à l'eau et propose ses services pour réparer ou remplacer les membranes des barrages anciens.

La hauteur de tels seuils est généralement de 1,50 à 3 m, et l'épaisseur de l'enveloppe de caoutchouc est de 4 à 8 mm selon les procédés et l'ancienneté des

ouvrages. La longueur des plus grands ouvrages est de 100 m en une seule portée. La hauteur maximale possible est de 5 m.

Description d'un seuil gonflé à l'eau

La membrane est constituée d'un matériau élastomère renforcé par une armature à la fois souple et résistante. Elle est repliée en forme de boudin et fixée à un radier horizontal en béton et aux deux bajoyers latéraux verticaux ou inclinés. L'enveloppe ainsi formée est reliée à un puits en béton placé sur l'une des rives. Le puits est alimenté en eau de manière à créer une charge Q supérieure de 30 à 50% à la charge P correspondant au plan d'eau normal (figure 2). Lorsque le niveau de l'eau tend à augmenter à

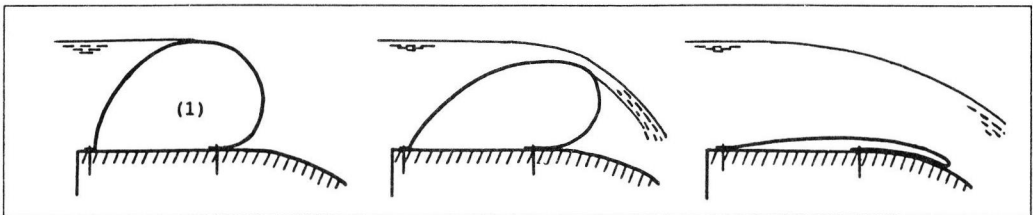


Figure 1 - Principe de fonctionnement des barrages souples

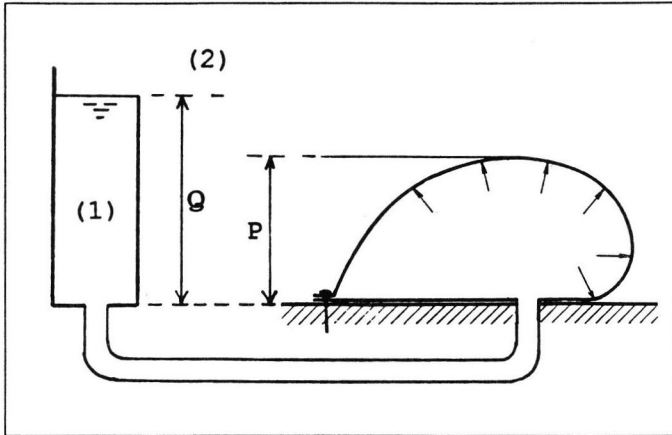


Figure 2 -
Principe du seuil
gonflé à l'eau

l'amont, l'accroissement de la poussée P expulse de l'eau du puits par surverse, ce qui affaisse progressivement la membrane. Quelques variantes existent pour le système de déclenchement de l'affaissement de la membrane :

- le puits peut être remplacé par un siphon qui s'amorce lorsque la cote amont dépasse le niveau souhaité ;
- l'expulsion d'eau peut se faire à l'aide d'un système de chasse d'eau manœuvrée mécaniquement grâce à un flotteur situé dans le puits.

L'abaissement du seuil lors des crues est donc automatique et aucune énergie extérieure n'est nécessaire. Par contre, si l'on désire que le seuil se regonfle automatiquement après la crue, une pompe électrique est nécessaire. Elle est déclenchée par un système de capteurs de niveau d'eau dans le bief amont et dans le puits. La remise à niveau du seuil peut également être manuelle : cela se conçoit en particulier pour un plan d'eau touristique maintenu haut pendant l'été et maintenu bas pendant la saison hivernale.

A priori, un seuil gonflé à l'air

à une forme moins ovale, mais est plus sensible aux oscillations. Un becquet muni d'échancrures permet d'aérer la lame déversante et de supprimer les oscillations (figure 3). Le gonflage est assuré par un compresseur qui applique une pression légèrement supérieure à la hauteur d'eau. Lorsque le niveau amont dépasse le niveau voulu, un flotteur permet d'ouvrir une valve qui dégonfle l'enveloppe.

Comportement des seuils gonflables

Seuils construits en France

Le CEMAGREF a envoyé un questionnaire aux exploitants des

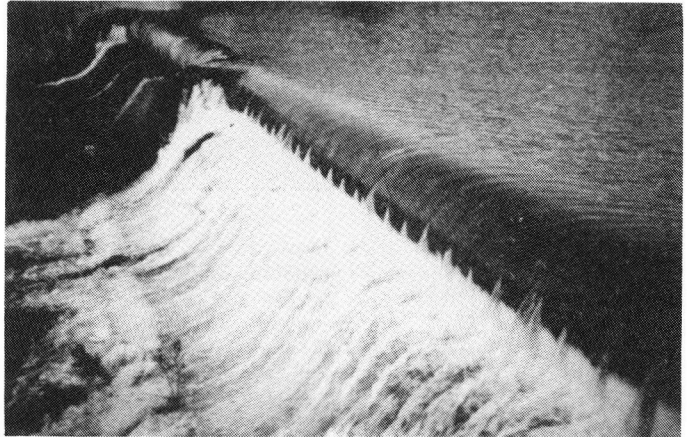


Photo 3 - Surélévation d'un barrage sur le Verdon à Gréoux. Les deux boudins relèvent de 1,50 m un barrage en béton de 4 m de haut. Au premier plan, le boudin a été volontairement abaissé (CEMAGREF, Aix-en-Provence)

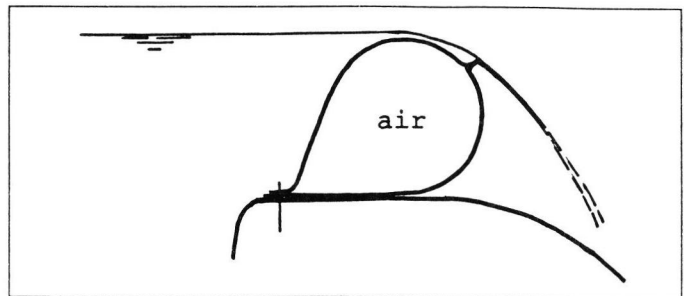


Figure 3 - Principe du seuil gonflé à l'air

dix ouvrages construits en France et a visité trois d'entre eux (Aubeterre, Gréoux, Gapeau) (photo 1).

Notre enquête a porté sur les 10 seuils souples tous construits entre 1960 et 1970 dans diverses régions françaises (Alpes, Massif Central, Vosges, Provence). (CTGREF 1972), (tableau 1).

Au total sur 10 seuils :

- 4 seuils ne sont plus en service pour des raisons qui ne sont pas imputables au procédé ;
- 1 seuil a du être remplacé après une période de fonctionnement de 6 ans ;
- 1 seuil a du être remplacé après une période de fonctionnement de 25 ans ;
- 4 seuils sont en parfait état, après environ 25 ans de fonctionnement.

Plusieurs exploitants confirmeront que les seuils ont supporté le passage d'arbres flottants. L'un d'eux signale que les tirs de chasseurs ne créent que de petits orifices qui ne modifient pas le comportement du boudin et sont aisés à réparer (la réparation de fortune consiste à enfoncer une cheville). En période de basses eaux, des petites branches peuvent rester coincées sur l'enveloppe. Il suffit de provoquer périodiquement un dégonflage léger pour les chasser (photo 2). Il semble important d'éviter que de grosses branches et surtout des pierres ne restent posées sur le radier à l'aval de l'enveloppe, car lors d'un abaissement consécutif à une crue, la membrane peut être endommagée. Il est à noter que l'un des seuils gonflables a été reconstruit récemment avec le même procédé (SAINT DIE). Depuis la mise en service, la nouvelle enveloppe donne satisfaction.

Cette enquête nous indique que le procédé des seuils gonflables est pratique et fiable, puisque plusieurs ouvrages ont

Tableau 1 - Résultats de l'enquête sur 10 seuils gonflables

Date de construction	Nom de l'ouvrage Dimensions	Etat de l'ouvrage en 1990-1991
1960	AUBAS sur la Vézère (24) 45m x 1,50m	Abandon en 1966, les frais d'entretien étant jugés prohibitifs.
1962	St DIE sur la Meurthe (88) 2 x 12m x 1,50m	Membrane d'origine hors service, remplacée en 1990 par une membrane SATUJO.
1965	MONTS D'ARREE (29) 10 m x 2 m	Dégonflé dès l'origine, car jugé ne pas répondre à l'objectif.
1966	PONT DU CHATEAU (63) 24m x 1,60m	Enveloppe crevée par des arbres, puis non réparée pour permettre la remontée des saumons.
1966	GRELOUX sur barrage (04) 30m x 1,50m	Donne entière satisfaction à EDF.
1967	COLY-GAILLARD (24) (25m + 27m) x 0,50m	Donne entière satisfaction à EDF (exceptés quelques incidents sur l'installation de pompage).
1968	Seuil sur le GAPEAU (83) 27,50m x 1m	Donne entière satisfaction à SCP.
1968	PONT DE DORE à Thiers (63) 15m x 1,60m	Ouvrage non terminé suite à contentieux ville-entreprise.
1969	AUBETERRE sur la Dronne (16) 2 x 20m x 1,50m	Donne entière satisfaction malgré le passage d'arbres, exceptés quelques incidents de fonctionnement de la pompe.
1970	BEAULIEU sur la Dordogne (19)	Détruit par malveillance et remplacé par des vannes secteur.

résisté 20 à 25 ans et paraissent capables de résister longtemps encore. Le problème du remplacement à terme de l'enveloppe est cependant posé. Mais depuis peu un fabricant français peut intervenir. Comme depuis 1960-1970 la qualité des matériaux s'est améliorée, il semble qu'une durée de vie de 30 ans puisse être escomptée pour les ouvrages neufs (photo 3).

Enfin, en 1989, à l'initiative du Service Technique des Ports Maritimes et des Voies Navigables et du Service de la Navigation - subdivision de Charleville, un ouvrage gonflable a été construit sur la Meuse à titre expérimental. Il comporte trois boudins de 5,30 m de long et de 2 m de haut. Après quelques incidents au niveau des fixations et des renforcements ponctuels, la membrane donne satisfaction.

Dans ce cas, le gonflage et le dégonflage sont faits à l'aide d'une pompe, et le système de commande est jugé trop sophistiqué.

Seuils construits par la société tchécoslovaque Hydroprojekt

En octobre 1988 nous avons visité plusieurs barrages souples construits par la société Hydroprojekt de Brno. L'épaisseur des premières membranes utilisées par cette société était de 3 mm et leur durée de vie de l'ordre de 20 ans. Nous avons en particulier visité à Jihlava un seuil de 1 m de haut construit en 1972 avec une membrane non armée de 3 mm d'épaisseur. Le boudin fonctionne et a un aspect très satisfaisant (photo 4). Les membranes utilisées depuis quelques années ont une armature textile et une épaisseur de 5 mm.

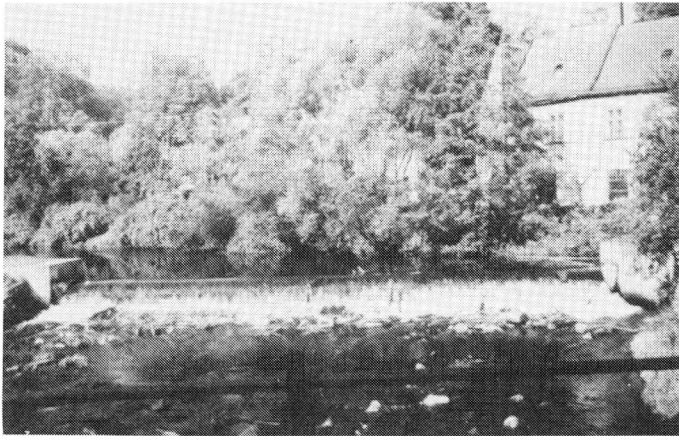


Photo 4 - Seuil souple de Jihlava (Tchécoslovaquie) construit en 1972 (membrane non armée - épaisseur 3 mm) (CEMAGREF, Aix-en-Provence)

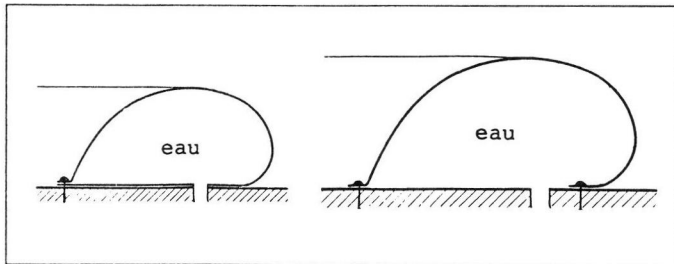


Figure 4 - Principe de fixation des seuils Hydroprojekt

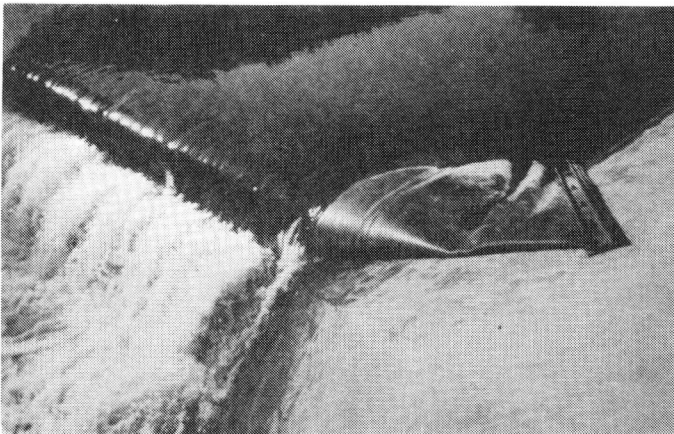


Photo 5 - Détail de la fixation latérale du seuil de Brno (Tchécoslovaquie) (CEMAGREF, Aix-en-Provence)

A la différence des fabricants japonais, Hydroprojekt utilise deux points de fixation pour les seuils de hauteur supérieure à 1,50 m et un seul pour les seuils de hauteur inférieure (figure 4, photo 5).

Comportement des seuils gonflables face à certaines agressions ou difficultés

Nos remarques concernent essentiellement les seuils gonflés à l'eau, car nous n'avons pas visité de seuil gonflé à l'air.

• Corps flottants

Les bois et les glaces transportés par le cours d'eau passent assez facilement sans se coincer et sans dégrader la membrane. En effet, à leur arrivée sur la crête, ils provoquent une surpression localisée qui dégonfle légèrement le boudin ; une encoche en V se forme où la vitesse augmente, ce qui expulse le corps flottant vers l'aval. Si un tronçon reste cependant coincé, il faut le retirer à la main ou provoquer un dégonflement pour l'évacuer vers l'aval.

• Transport solide

Le transport de sédiments en suspension est peu agressif pour une membrane qui résiste mieux à l'érosion que le béton par exemple. Le transport par charriage provoque un atterrissement progressif à l'amont. Le surcroît de poussée qui en résulte a peu d'influence sur le niveau de réglage du seuil. Si l'atterrissement est très important, il est facile de le chasser par un dégonflement complet.

• Vandalisme

Il convient de distinguer le tir à balle, qui est un amusement assez fréquent dans certaines régions et la déchirure au couteau qui est un vandalisme délibéré assez rare.

Les tirs à balles provoquent de petits orifices de diamètre

nettement inférieur au diamètre de la balle, compte tenu de l'élasticité du caoutchouc. L'expérience montre qu'il est facile de les boucher avec une cheville en bois ou avec une rustine à l'occasion d'une révision générale.

Un trou non réparé provoque une fuite assez infime qui ne compromet pas le fonctionnement général.

Les blessures au couteau sont plus sérieuses, à condition d'appliquer une force importante. Aucun cas de ce genre n'a été signalé dans notre enquête. (De même, avons-nous connaissance d'une cinquantaine de barrages ou bassins en terre étanchés par une géomembrane non protégée avec un seul cas de déchirure au couteau).

Les dégonflages provoqués par vandalisme sont progressifs et le risque de crue artificielle à l'aval n'existe donc pas.

● **Panne d'électricité**

Une panne d'électricité empêche la mise en route de la pompe et donc ne permet pas le regonflage à la fin d'une crue. Par contre, l'abaissement du seuil pendant une crue n'est en rien compromis.

Conclusion sur la sécurité

L'abaissement lors d'une crue d'un seuil gonflable est possible en toute circonstance.

Les seules dégradations envisageables sont des déchirures par vandalisme ou par corps flottants volumineux. Elles provoquent un lent affaissement du plan d'eau, ce qui peut avoir des répercussions économiques notables, mais pas de conséquence pour la sécurité.

Autres procédés amovibles

Nous présentons ici l'ensemble des autres procédés qui

peuvent être envisagés tant en rivière que pour surélever un déversoir de crue de barrage et qui sont donc concurrents des seuils gonflables.

Les rehausses en bois

Divers systèmes de rehausses en bois sont utilisés, soit pour créer de petits plans d'eau en rivière, soit pour surélever des petites retenues collinaires. Le système classique consiste à pré-

voir un radier en béton avec des encoches sur chaque bajoyer et des fers en I intermédiaires placés à demeure. On vient ensuite glisser des planches pour relever le niveau de l'eau avant l'été. Ces planches sont ensuite enlevées pendant la saison d'hiver, sauf oubli courant voire délibéré.

Un tel système est admissible en rivière s'il ne lèse pas les riverains amont. Pour un barrage

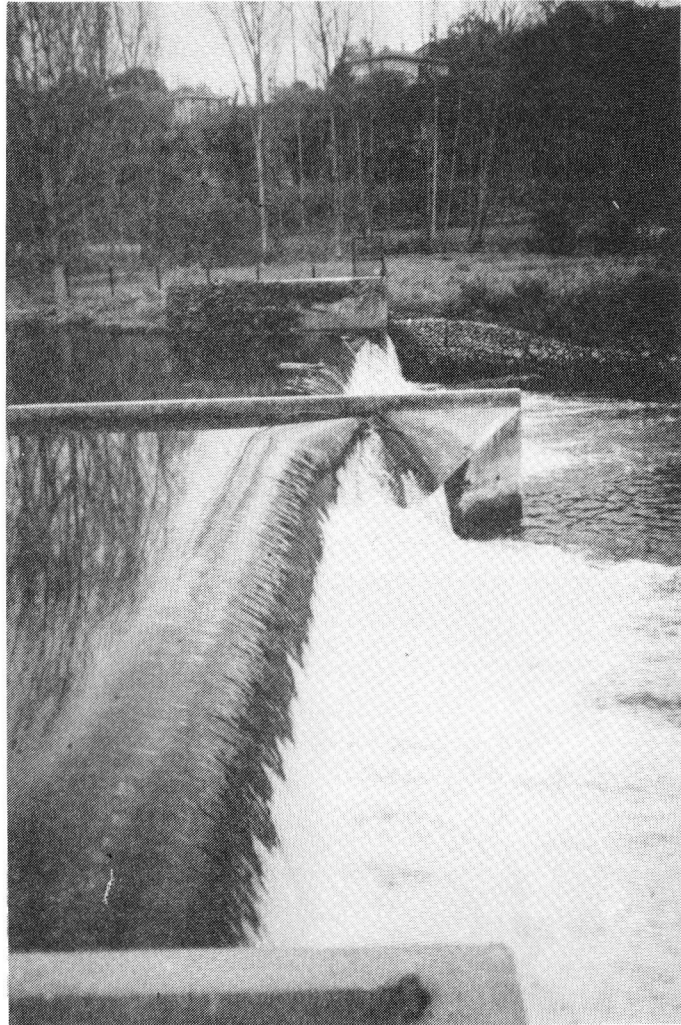


Photo 6 - Seuil d'Aubeterre (CEMAGREF, Bordeaux)

en terre, il y a un risque important de submersion et de destruction totale si une crue survient pendant que les planches sont en place. L'expérience montre que l'on n'arrive pas à retirer les planches pendant une crue. Un tel système n'est donc pas admissible pour les barrages en terre et il est d'ailleurs interdit par les services de Police des Eaux.

Les clapets et vannes métalliques

De tels systèmes sont très classiques sur les seuils en rivière ou sur les déversoirs de crue de surface.

Ce type d'ouvrage est plus robuste que les seuils gonflables. Par contre, il nécessite souvent des superstructures et présente des risques de non-fonctionnement en crue, si une panne d'électricité se produit alors. Il faut alors prévoir une source d'énergie autonome en secours ainsi qu'un fonctionnement manuel. Il existe aussi quelques clapets métalliques qui fonctionnent automatiquement avec la seule énergie de l'eau. Certains sont couramment utilisés en rivière, mais ce système est rarement retenu pour les barrages.

Les rehausses fusibles

Ce système applicable seulement aux rehausséments de barrages est présenté dans une note d'information technique du même cahier (Royet et al, 1992). Comme les seuils gonflables, il présente une sécurité absolue pour l'abaissement en crue. Par contre, la remontée après la crue nécessite une intervention manuelle.

Les seuils souples rustiques

Une première technique est utilisée en Union Soviétique depuis 1976. Elle consiste à tendre deux bâches renforcées par un filet en les fixant d'une

part au radier en béton, d'autre part en un point de chaque rive (figure 5). Les deux bâches ne sont pas indépendantes. En basses eaux, la bâche supérieure écrase la bâche inférieure et la rivière déverse par dessus la bâche supérieure. En hautes eaux, les deux bâches s'écartent et le débit passe par l'intervalle. Ce procédé très rustique, paraît devoir être réservé à des plans d'eau en rivière lorsqu'une bonne étanchéité n'est pas absolument nécessaire.

Un autre procédé rustique a été breveté en 1983 par la société Hutchinson (brevet ensuite racheté par CITRA). C'est

une membrane souple en caoutchouc telle que celles utilisées pour constituer des bandes transporteuses pour l'industrie. Cette membrane est fixée sur un cadre à trois côtés de manière à pouvoir pivoter par rapport au radier. La partie supérieure est fixée à un câble tendu entre deux fixations sur chaque bajoyer (figure 6). Les bajoyers sont donc nécessairement verticaux.

Une seule réalisation a vu le jour en 1983, le seuil de Berlou (34) haut de 1,5 m et long de 10 m. Ce seuil est à fonctionnement manuel : il est abaissé ou relevé à l'aide de tirfors.

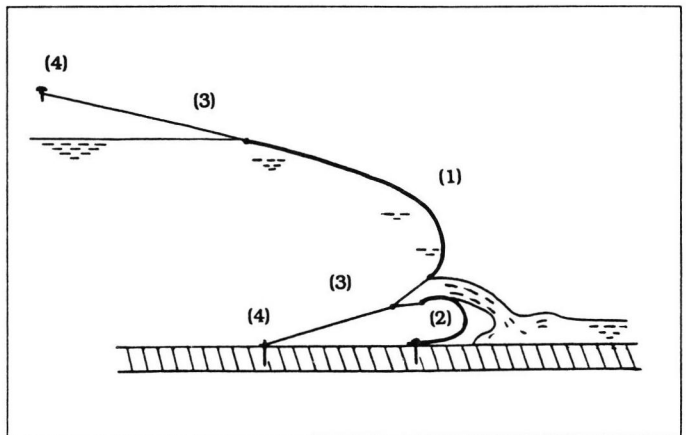


Figure 5 - Coupe de principe d'une bâche souple (URSS)

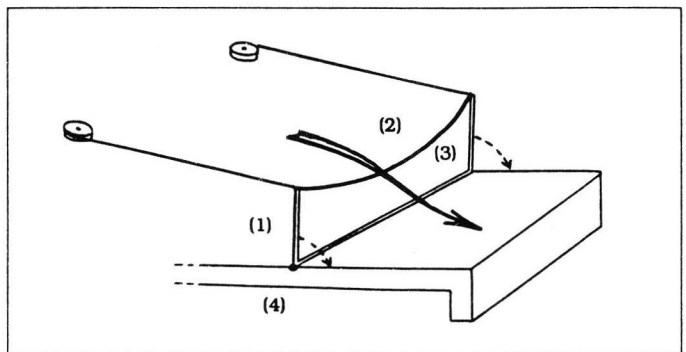


Figure 6 - Seuil souple type Hutchinson

Ce même système pourrait être automatisé à l'aide de vérins, mais aucune réalisation n'a encore vu le jour. D'ailleurs, ce procédé ne serait pas fondamentalement différent des barrages à clapets métalliques.

Ce procédé doit être réservé aux seuils en rivière, que le fonctionnement soit manuel ou automatique.

Conclusion générale

Les seuils souples, gonflables ou non, sont une solution inté-

ressante et fiable pour créer de petits plans d'eau en rivière. Pour la surélévation des barrages, les seuils souples constituent une solution particulièrement appropriée, puisque tout incident de fonctionnement va dans le sens de la sécurité. Une interruption de l'alimentation électrique est en particulier sans conséquence.

Sur les barrages existants, un tel procédé est envisageable, soit pour accroître la ressource en eau, sans diminuer la sécurité vis-à-vis des crues, soit pour accroître la sécurité vis-à-vis des crues à

niveau de retenue identique.

Il convient de relativiser le sentiment de fragilité qu'inspire cette structure souple. Un suivi régulier est cependant indispensable, qui consiste essentiellement à surveiller le coincement de corps flottants ou de blocs sur le radier, susceptibles d'endommager la membrane. □

*Divisions Ouvrages hydrauliques et équipements pour l'irrigation
groupement d'Aix-en-Provence*

*et Ouvrages et réseaux hydrauliques
groupement de Bordeaux*

Bibliographie

CTGREF, 1972 - Les barrages gonflables ou vannes souples. *Informations techniques*, septembre 1972, N° 8, 3 p.

Boda P., David Y., Daguinet T., Lavarde P., Lefebvre M., 1981 - Vannes souples pour barrages mobiles, *ENGREF*, 98 p.

Alonso E., Degoutte G., 1988 - Barrages souples : rapport de mission en Tchécoslovaquie, *Ministère des Affaires Etrangères*, CEMAGREF, 20 p.

Post M., Stussman H., 1989 - Inflatable rubber makes comeback, *ENR* septembre 1989, 30-31.

Pour obtenir des informations complémentaires, on pourra consulter les auteurs :

Gérard Degoutte et Paul Royet, groupement d'Aix-en-Provence, Le Tholonet, BP 31, 13612 Aix-en-Provence, Cedex 1; tél 42.66.93.10

Emmanuel Alonso, groupement de Bordeaux, 50 avenue de Verdun, BP 3, 33611 Gazinet Cedex; tél : 56.36.09.40.

Extrait des *Informations Techniques du CEMAGREF*. Centre National du Machinisme Agricole, du Génie Rural, des Eaux et des Forêts. Rédaction administration : CEMAGREF-DICOVA, BP 22, 92162 Antony Cedex. Tél. : (1) 40.96.61.21. 4 numéros par an - Uniquement sur abonnement à «Technique et Documentation», 94230 Cachan. Tél. : (1) 47.40.67.00

Auscultation des barrages

Gérard DEGOUTTE, *ENGREF*

Introduction : barrages neufs - barrages anciens

Le dispositif d'auscultation d'un barrage doit être conçu dès l'établissement du projet. Beaucoup d'appareils d'auscultation sont installés pendant le chantier de construction. Mais, l'auscultation d'un barrage reste vivante : certains appareils seront abandonnés, de nouveaux seront installés.

A fortiori, il conviendra de doter les barrages anciens de dispositifs d'auscultation modernes.

Le présent exposé traite de l'ensemble du problème, en insistant sur l'équipement d'anciens barrages non encore auscultés.

1 - Objectif et définition

Il est couramment admis que l'auscultation a trois objectifs :

- le suivi de l'ouvrage et de sa fondation pendant sa durée de vie pour vérifier qu'il continue à remplir son rôle et ne présente pas de risques pour la sécurité des personnes ;
- la vérification pendant la construction du comportement de l'ouvrage afin, si nécessaire, d'adapter le projet ;
- la comparaison des mesures aux prévisions pour l'amélioration des projets futurs.

L'auscultation d'un barrage comporte :

- la mise en place d'un dispositif de mesure adapté à l'ouvrage et à sa fondation ;
- la lecture de ces appareils pendant la construction du barrage, pendant sa mise en eau et pendant sa durée de vie ;
- l'interprétation périodique des résultats de mesure ;
- l'observation visuelle du barrage.

L'observation visuelle de l'ouvrage, malgré un aspect non quantitatif constitue une part essentielle de l'auscultation et qui doit être menée en symbiose avec les autres interventions du domaine "quantitatif". Un exemple évident est le suivi d'une fissure apparue après construction sur un barrage en béton.

2 - Aspect administratif

L'inspection et la surveillance des barrages intéressant la sécurité publique sont définies par la circulaire interministérielle du 14 août 1970.

Cette circulaire donne obligation aux propriétaires d'ouvrages "intéressant la sécurité publique" de les soumettre à un contrôle permettant de déceler les phénomènes évolutifs. Elle s'applique à tous les barrages "dont la rupture aurait des répercussions graves pour les personnes", quelle que soit leur hauteur. (Il n'y a donc pas coïncidence entre l'application de ces mesures et la nécessité de présenter le projet au Comité Technique Permanent des Barrages, imposée pour tous les ouvrages au-delà de 20 mètres de hauteur. Mais tous les barrages de plus de 20 mètres sont considérés comme intéressant la sécurité publique).

La circulaire définit les obligations de l'exploitant (visites périodiques, appareils de contrôle, registre, rapport annuel au Service de Contrôle) que ce soit lors de la première mise en eau ou pendant toute la durée de vie. Elle définit aussi la tâche du Service de Contrôle :

- visites annuelles avec retenue pleine de préférence,
- visite décennale avec la retenue vide de préférence (sinon observation par homme-grenouille avec caméra, ou même par sous-marin),
- rédaction d'un procès-verbal de visite dont un modèle est annexé à la circulaire.

Lors de la visite annuelle, le service de contrôle doit vérifier le bon fonctionnement des parties mobiles : ouverture des vannes de vidange par exemple. Ceci est extrêmement important dans le cas de barrage sans personnel permanent. Il vérifie également l'état d'entretien du barrage, la périodicité des mesures d'auscultation, l'existence d'un rapport d'interprétation des mesures de la période précédente.

Il convient de bien distinguer le rôle de l'exploitant et celui du contrôle. L'exploitant doit faire ou faire faire l'entretien, la surveillance visuelle, l'auscultation, l'interprétation de l'auscultation. En cas d'incident, il ne saurait décharger sa responsabilité sur le service de contrôle sous prétexte que celui-ci ne lui a pas fait telle ou telle observation.

Le service de contrôle doit simplement contrôler que ceci a été fait. Il ne lui appartient pas par exemple d'interpréter une augmentation de débit de fuite. Mais il lui appartient de demander au maître d'ouvrage de faire faire cette interprétation par une personne compétente.

Cette distinction des rôles est importante. Le service de contrôle ne doit pas laisser supposer au maître d'ouvrage qu'il prend la sécurité du barrage en main. Combien de fois a-t-on entendu dire : "Tout va bien sur mon barrage. D'ailleurs, la DDA est venue récemment" !

3 - Surveillance visuelle

La circulaire de 1970 impose à l'exploitant des "visites périodiques qui ont pour but l'examen visuel de l'ouvrage, de ses abords et de ses organes d'évacuation, ainsi que, le cas échéant, des zones instables des versants".

Ces visites sont à effectuer au moins une fois toutes les deux semaines et si possible une fois par semaine.

Le service de contrôle doit procéder à une visite annuelle avec examen visuel du barrage et de ses ouvrages.

Au-delà de l'aspect administratif, l'examen doit comporter :

- pour les barrages en terre : l'observation des tassements différentiels, fissures, amorces de glissement des parements, suintements ou fuites, zones humides du parement aval ou du pied, effets du batillage,...
- pour les barrages en béton : l'observation des fissures, de déplacements et de l'état des joints, de l'état de surface du béton dans les zones déversantes, de l'état des parties métalliques, des suintements ou fuites,...
- pour tous les barrages : l'observation de la retenue et des amorces de glissements éventuels, du risque d'obstruction des évacuateurs...

Ces observations sont à accompagner d'une série de photos des désordres ou des risques éventuels. Observations et photos sont à dater et à consigner. L'ingénieur responsable de l'auscultation pourra être amené à demander un dispositif d'auscultation pour suivre les désordres éventuels.

4 - Dispositifs d'auscultation

Quel que soit le type du barrage, les paramètres suivants peuvent être mesurés :

- déplacement externe ;
- déplacement interne ;
- pression ;
- débit ;
- contrainte.

4.1. Barrages en terre

4.1.1. Déplacements de surface : mesures topographiques (figure 1)

L'amplitude des déplacements de surface pouvant atteindre plusieurs centimètres, les méthodes topographiques (planimétrie et nivellement) sont parfaitement adaptées.

Le système classique comporte des piliers d'observation. Ceux-ci doivent être placés dans une zone qui n'est pas affectée par les déplacements, et permettant d'observer tout le parement aval. Une plaque de centrage est scellée dans chaque pilier, qui sert à positionner un théodolite (exemple : plaques de centrage EDF-DTG ou Wild). Il est

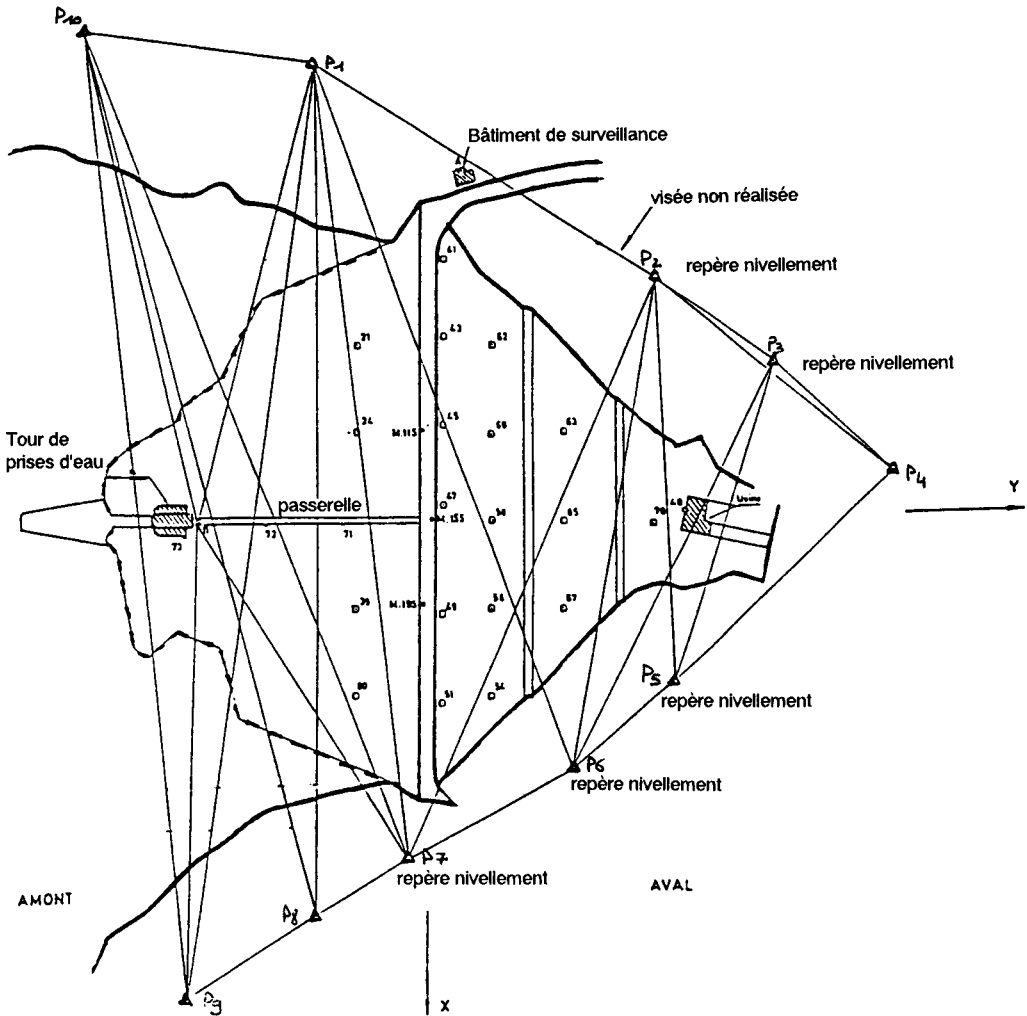


Figure 1 : Canevas topographique du barrage de Montbel (09)

certain que pour des barrages en terre, les conditions d'installation des piliers sont rarement optimales car les vallées sont souvent larges et le rocher est souvent profond.

Des repères topographiques sont placés sur la crête, sur le parement aval et sur les ouvrages annexes. En général, on place ces repères dans des plans verticaux perpendiculaires à l'axe, au nombre minimal de trois. Les repères du parement aval sont également placés dans des plans horizontaux, par exemple sur une risberme. Ces repères doivent être installés sur des bornes de dimension suffisantes et bien ancrées dans le remblai (poutres ou plots).

L'ordre de grandeur de la précision est le millimètre. Les relevés doivent être effectués par un géomètre expérimenté et leur coût est important. On effectue généralement au jeune âge deux mesures par an, l'une à retenue minimale, l'autre à retenue maximale sans descendre en-dessous d'une mesure par an. Lorsque les mouvements deviennent du même ordre de grandeur que la précision des mesures, on peut arrêter ces mesures, tout en maintenant en état le dispositif.

4.1.2. Les déformations internes

Les déformations du remblai peuvent être mesurées à l'aide de tassomètres, d'inclinomètres, d'extensomètres... Ces appareils peuvent être, selon leur type, installés à l'avancement du chantier ou bien être mis en œuvre une fois le remblai terminé.

- Tassomètres hydrauliques (figure 2)

Le tassomètre hydraulique est couramment utilisé. Le principe est de placer dans le remblai une cellule reliée à un poste de mesure extérieur au remblai par des canalisations semi-rigides. L'une des canalisations sert à maintenir la pression atmosphérique dans la cellule. Les autres canalisations permettent le remplissage et le renvoi dans le point de mesure du niveau d'un point précis de la cellule.

On peut ainsi suivre, au cours du temps, le déplacement vertical de cette cellule. La précision des divers types d'appareils est de 2 à 5 mm (exemples : tassomètres L.C.P.C., TELEMAT).

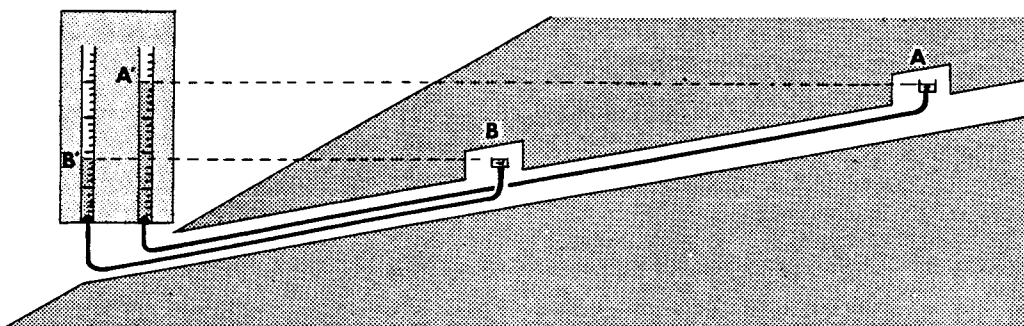


Figure 2 : Tassomètre hydraulique TELEMAT
(d'après *Technique des Barrages en Aménagement Rural*)

- Autres tassomètres

Il existe d'autres méthodes pour réaliser les mesures de déplacement dans le corps de l'ouvrage ou dans sa fondation : association de tubes télescopiques verticaux équipés de repères (magnétique GLÖTZL, amagnétique TELEMAC, ou mécanique U.S.B.R.) qui sont détectés par une sonde mobile équipée d'un câble ou d'une chaîne graduée. La lecture se fait directement sur le câble en tête de forage.

- Inclinomètres

Une sonde mobile à roulettes est descendue dans un forage vertical ou incliné équipé d'un tube à 4 rainures à 90° pour la guider. Un signal électrique permet de donner en continu les variations d'inclinaison du massif dans les deux directions perpendiculaires. La précision est de l'ordre de 10^{-4} radian pour un forage proche de la verticale $\pm 30^\circ$. (exemples : inclinomètre TELEMAC, inclinomètre digital GLÖTZL, L.C.P.C).

Tassomètre et inclinomètre peuvent être utilisés dans un même forage.

- Autres appareils de mesure de déformation

Mesure de déformation au fil invar (sur la crête par exemple). La précision est de 0,05 mm.

Elongamètres pour mesurer la variation de distance entre deux points par corde vibrante ou par capteur inductif.

L'extensofor : dans un forage vertical tubé, des bagues magnétiques sont solidaires du remblai ; leur déplacement relatif est donné par des capteurs électromagnétiques descendus dans le tube. La précision est d'environ $\pm 0,02$ mm sur une base de 1 m. (Distribué par TELEMAC - **figure 3**).

4.1.3. Mesures de pressions

Les mesures de pression peuvent être effectuées à l'aide de piézomètres ouverts, installés dans le remblai ou dans les abords, ou à l'aide de cellules de pression interstitielle posées dans le remblai ou à sa base. Lorsque l'on craint une mauvaise étanchéité des appuis du barrage, on y installe classiquement des piézomètres, en

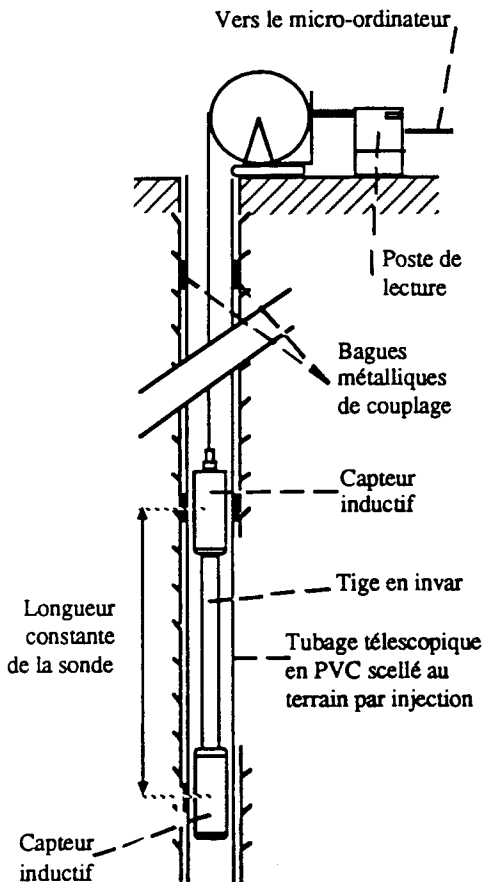


Figure 3 : L'extensofor

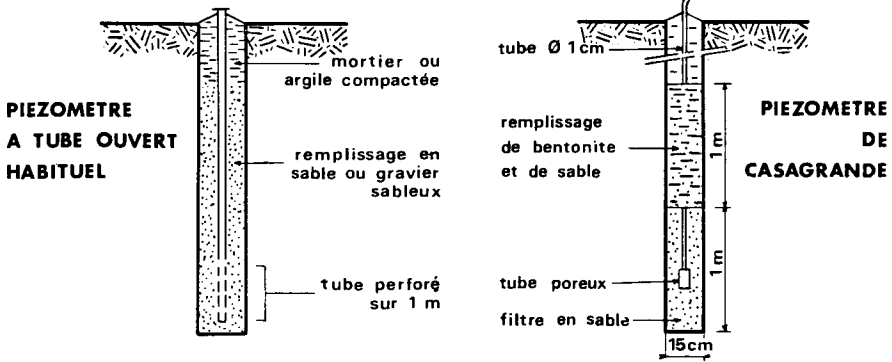


Figure 4 : Piézomètres ouverts (d'après *Technique des Barrages en Aménagement rural*)

aval du voile d'étanchéité. La cellule de pression donne une mesure ponctuelle physiquement interprétable alors que le piézomètre intègre la piézométrie sur la hauteur du forage. Sa lecture à un instant donné a donc moins de signification, mais il garde tout son intérêt pour le suivi d'évolutions. Un dispositif idéal pourrait comprendre :

- des profils amont-aval équipés de cellules (amont du noyau, noyau, aval du drain) permettant le suivi de l'interprétation physique de l'évolution de la saturation ;
- un profil rive à rive équipé de piézomètres, à crépines longues, dont le rôle est de détecter plus sûrement l'apparition d'une zone de fuite.

- Piézomètres ouverts

Le modèle le plus simple est un tube descendu dans un forage vertical muni d'une extrémité crépinée ou en matière poreuse (**figure 4**). Le temps de réponse de tels appareils peut être très long pour des remblais imperméables. De plus, le forage a mis en communication diverses zones du remblai ou de la fondation. La mesure s'effectue sur le câble à l'aide d'une sonde mobile qui détecte le niveau d'eau dans le tube d'accès.

- Cellules de pression (**figure 5**)

Elles mesurent les pressions interstitielles en un point du remblai ou de la fondation. La pression est transmise à travers un élément poreux. Cette pression appliquée déplace un diaphragme dont la déformation est mesurée à l'aide d'une corde vibrante

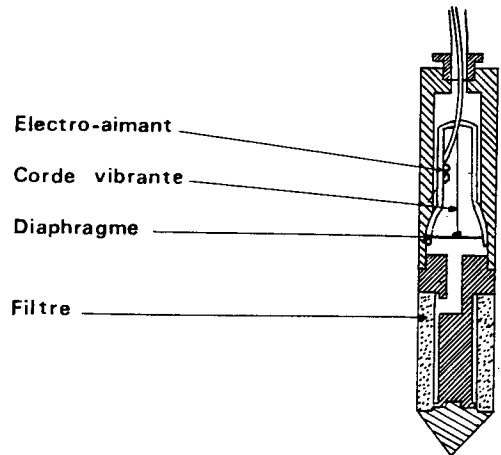


Figure 5 : Cellule de pression interstitielle (d'après *Technique des barrages en aménagement rural*)

Il existe aussi des mesures de cette déformation par équilibrage de la pression de l'eau dans le terrain, avec de l'air injecté à partir de la surface (exemple : cellule de pression interstitielle TELEMAC, cellule GLÖTZL distribuées par SEDITECH, ROCTEST).

4.1.4. Mesure des débits

C'est la mesure la plus courante et à coup sûr obligatoire. Les drains du barrage débouchent dans un collecteur dont on mesure le débit avec un déversoir étalonné ou par empotement. Le bon entretien des débouchés est fondamental, et pour cela une dénivellée de quelques cm à l'exutoire est précieuse.

Si la configuration des lieux le permet, il peut être intéressant de séparer les zones de mesures pour faciliter le diagnostic. Cette mesure est quelquefois perturbée par les venues d'eau provenant des appuis et fortement liées à la pluie. Mais elle présente le gros avantage d'être la seule mesure globale donnant un renseignement sur l'ensemble du barrage.

Enfin, en cas de débit anormal, des mesures de teneurs en éléments fins pourront renseigner sur un processus éventuel d'érosion interne. La conservation d'un échantillon témoin des matériaux constitutifs du drain et des filtres est donc recommandée.

4.1.5. Mesures de contraintes

Des cellules de divers types permettent la mesure des contraintes effectives ou des contraintes totales.

Le premier principe consiste à mesurer la pression d'un fluide dans un coussin plat étanche. La pose de tels capteurs doit être soignée pour perturber le moins possible le champ des contraintes.

(exemple : cellule à contre-pression ROCTEST, commercialisée par TELEMAC) ;

Il existe aussi des cellules de pression totale utilisant le principe de la corde vibrante. (exemple : cellule électrique TELEMAC, précision 10 kPa sur la plage 0-3500 kPa).

Les mesures de pression totale ne sont pas couramment utilisées dans les barrages en terre (sauf pour ce qui concerne le risque de fracturation hydraulique des grands barrages à noyau ou pour mesurer les contraintes totales sur le toit d'une galerie).

4.2. Barrages en béton

4.2.1. Déformation de surface : topographie

Le principe est identique à celui qui a été exposé pour les barrages en remblai.

Les mesures topographiques, essentiellement planimétriques, permettent de mesurer assez finement des déplacements en clé d'une voûte. Mais, pour les barrages poids, les déplacements sont trop faibles pour être mesurés par topographie et on s'oriente de plus en plus vers l'utilisation de pendules (voir plus loin).

4.2.2. Mesure de déplacement par pendule

Un tel dispositif est de plus en plus couramment utilisé. Il est assez classique lorsque un barrage est équipé d'une galerie d'installer :

- des pendules directs pour ausculter le déplacement relatif entre la galerie et le sommet du barrage ;
- des pendules inversés pour mesurer le déplacement relatif entre la galerie et un point profond supposé fixe.

Pour les barrages poids, les mesures topographiques sont insuffisamment précises et la mise en place de pendules s'impose.

Pour les barrages voûte, la tendance est également à l'auscultation par pendule plus que par topographie. Le pendule permet une meilleure précision, un coût d'intervention moindre, une lecture possible en toute saison. Il est seul à pouvoir donner les déformations à différents niveaux de l'ouvrage et de sa fondation.

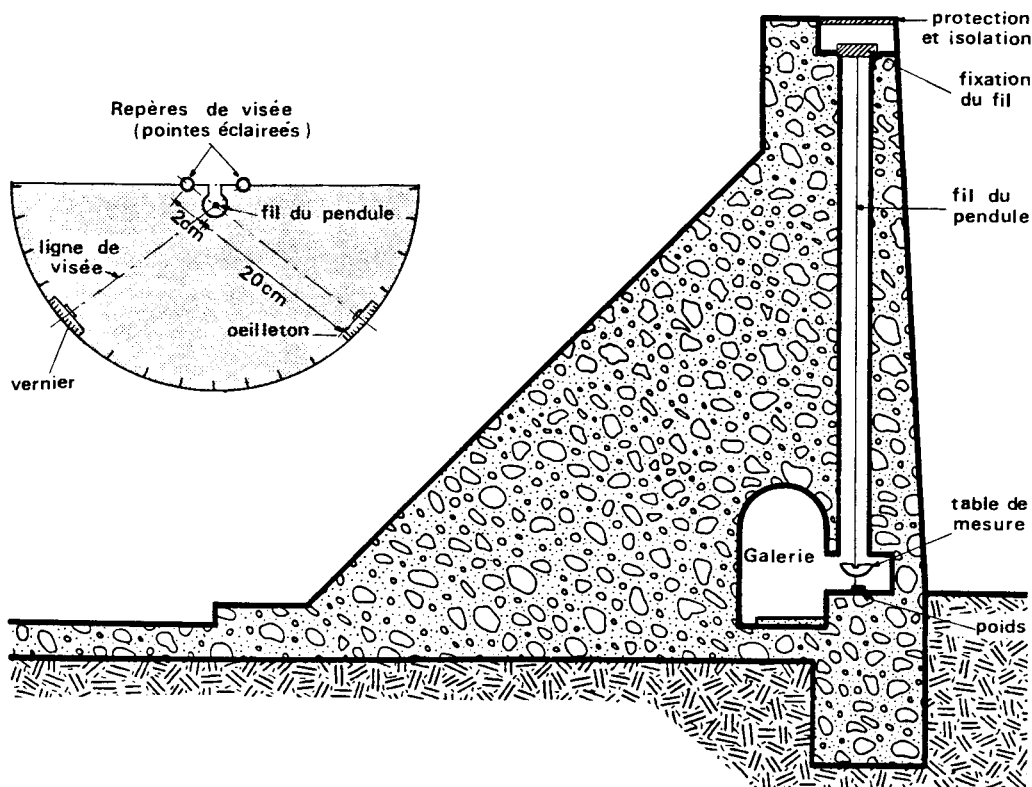


Figure 6 : Pendule direct
(d'après *Technique des barrages en aménagement rural*)

Néanmoins, pendules et topographie peuvent coexister et même se compléter dans le cas d'une voûte.

- Principe du pendule direct

Dans un forage vertical, un fil est fixé à son extrémité supérieure et tendu par un poids pouvant se déplacer librement à la base du pendule. On repère la position en plan du fil du pendule par la recherche de deux alignements perpendiculaires. La précision est de 0,1 mm, (**figure 6**).

La mesure donne le déplacement relatif entre la base et le sommet du pendule.

Pour étudier des zones basses du barrage ou bien des fondations, on est amené à installer des pendules inversés. La table de visée est dans ce cas voisine de la partie supérieure du fil fixée à un flotteur. La partie basse est fixée au barrage ou à la fondation, (**figure 7**) (exemples de pendules : E.D.F.-D.T.G. ; TELEMAT).

- Télémessure

Il est possible de remplacer la double visée à l'œil par une double visée optique ou par l'information de deux capteurs inductifs (exemples de télépendules : COYNE ET BELLIER - TELEMAT ; E.D.F.-D.T.G.) (ou par caméra : SAFTEL TOP E.D.F.-D.T.G.).

- Mesure de la composante verticale du déplacement

Cette troisième dimension du déplacement relatif est obtenue depuis la table de visée en repérant un curseur solidaire du fil du pendule (précision 0,1 mm). On peut aussi utiliser un fil invar vertical tendu uniquement pendant la lecture (précision 0,05 mm).

4.2.3. Mesure de déformation à l'aide du clinomètre à silice

Le clinomètre TELEMAT est un appareil de faible encombrement permettant de mesurer la variation angulaire de la paroi dont il est rendu solidaire. La précision est de 10^{-7} radian. Cet instrument peut être utilisé pour mesurer les déformations des parements avant de barrages poids ou voûte. En plaçant plusieurs clinomètres sur un même profil vertical, on peut reconstituer la déformée du parement. Une première utilisation a été faite au barrage voûte du Blavet (22).

4.2.4. Mesures de déformations internes du béton

- Extensomètres à base courte

Entre deux points solidaires du barrage, on mesure la tension d'une corde vibrante tendue. La tension est obtenue par lecture d'un fréquencesmètre. L'écartement des points étudiés est généralement compris entre 20 et 50 mm et la précision correspondante de l'ordre de 0,5 à 1 micron par mètre. On parle alors d'extensomètre à base courte (exemple : extensomètre à corde vibrante TELEMAT).

Les extensomètres à base courte noyés dans le béton permettent une mesure de déformation du béton. Ces appareils sont précis et fiables, mais donnent un renseignement

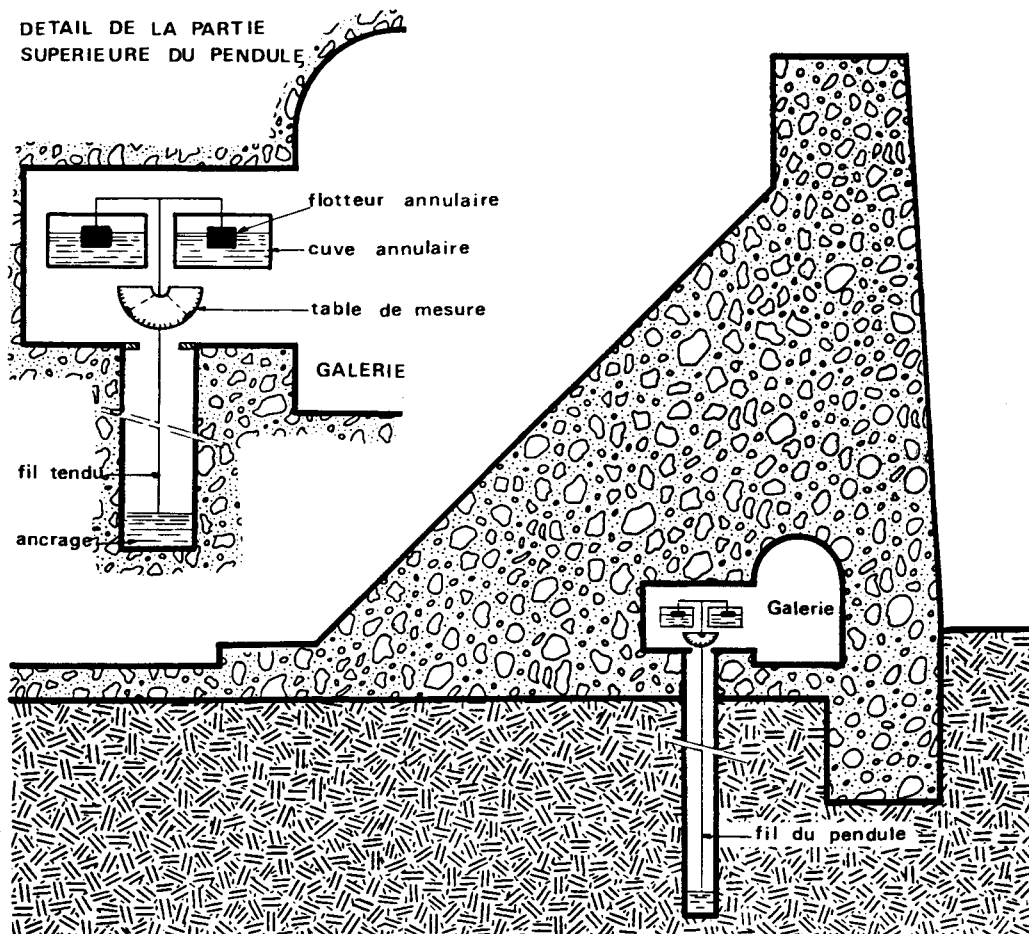


Figure 7 : Pendule inversé
(d'après *Technique des barrages en aménagement rural*)

très ponctuel. Ils ne renseignent pas sur l'état de contrainte du béton à cause des phénomènes de retrait, de fluage, de l'influence thermique et de l'inconnue sur le module d'Young local du béton. La tendance est plutôt à l'abandon de ce type d'appareil au profit de pendules (déjà cités) ou d'extensomètres à base longue.

Des extensomètres à base longue, placés en forage, permettent des mesures plus représentatives. Ils permettent aussi d'ausculter un point particulier, par exemple de suivre le décollement du pied amont d'une voûte.

Le Distofor est un extensomètre long, à points multiples placé dans un forage. Il mesure le déplacement d'un grand nombre de points à l'aide de capteurs électromagnétiques dont la précision de lecture est 0,1 mm. (Commercialisé par TELEMAT sous licence COYNE ET BELLIER), (figure 8).

4.2.5. Contrôle des joints et fissures

Les appareils Vinchon (**figure 9**) scellés de part et d'autre d'un joint ou d'une fissure permettent de mesurer l'écartement d'une fissure, mais aussi le glissement latéral et le glissement avant-arrière. Le téléfissuromètre permet la télémesure de la variation de longueur.

4.2.6. Piézométrie

Pour les barrages poids et pour les voûtes, il est important de connaître la piézométrie en fondation. On utilise pour cela des cellules piézométriques installées dans des forages.

4.2.7. Mesures de débits

Les mesures de débit à travers le barrage et sa fondation sont également très importantes. Comme pour les barrages en remblai, il y a intérêt à séparer les zones de fuites, en particulier pour chacune des rives. A la suite du premier remplissage, le réseau de collecte et de mesure des fuites peut être complété, de même que le réseau de mesures piézométriques. Débit et piézométrie sont en effet deux renseignements complémentaires en ce qui concerne les écoulements dans la fondation.

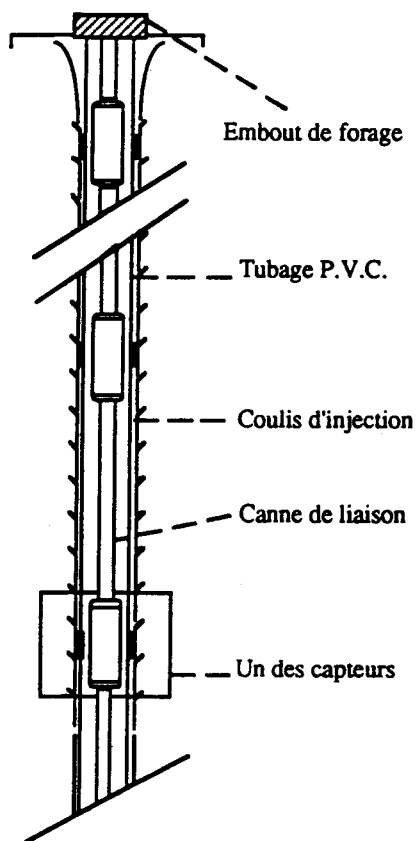


Figure 8 : Extensomètre Distofor

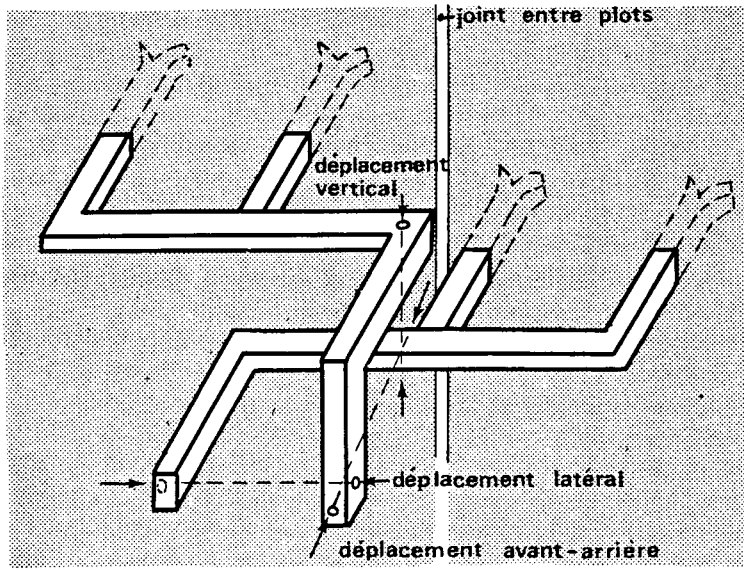


Figure 9 : Appareil Vinchon
(d'après *Technique des barrages en aménagement rural*)

5 - Exemples de dispositifs d'auscultation

5.1. Barrage de MONTBEL (Ariège)

C'est un barrage en terre haut de 36 mètres. Le remblai a un volume de 850 000 m² et la retenue stocke 60 Mm³. Le schéma d'auscultation topographique est en figure 1.

L'auscultation comporte :

- 1 limnigraphe dans la retenue ;
- 21 cellules de pression interstitielle à l'amont du drain, cheminée ;
- 9 cellules à l'aval du drain ;
- 3 cellules à la base du drain ;
- 21 cellules dans la fondation ;
- 6 cellules sur le toit de la galerie.

(Toutes ces cellules sont organisées en trois profils verticaux et dans trois plans horizontaux pour celles du remblai).

- 15 piézomètres dans le remblai et 6 dans la fondation ;
- 4 points de mesure des débits de fuite ;
- 3 tubes verticaux de déformation (tassomètre et inclinomètre)

Dans les trois mêmes profils :

- 33 repères Vinchon à chaque joint de la galerie ;
- 1 pendule direct dans la tour ;
- 22 repères topographiques sur le remblai, 3 sur la tour et sa passerelle,
- 32 dans la galerie.

Toutes les lectures sont faites une fois par mois et la topographie est effectuée deux fois par an.

5.2. Barrage de CHAMBOUX (Côte d'Or)

C'est un barrage en terre haut de 15,5 mètres. Le remblai a un volume de 160 000 m³ et le barrage stocke 3,6 Mm³. Le dispositif d'auscultation comporte :

- 2 cellules limnigraphiques l'une dans la retenue, l'autre dans le cours d'eau au pied aval ;
- 11 repères topographiques en crête ;
- 4 repères sur le parement aval et les appuis ;
- 6 repères sur le déversoir posé sur le barrage ;
- 34 repères dans la galerie ;
- 14 piézomètres ;
- 7 cellules de pression interstitielle sur un profil (figure 10) ;
- 4 points de mesure du débit de fuite ;
- 1 tassomètre.

Les mesures topographiques sont faites deux fois par an et les autres mesures tous les mois. Depuis 1992, il a été jugé suffisant de réaliser une seule campagne topographique par an. Une cellule de pression ne répond plus depuis 1990.

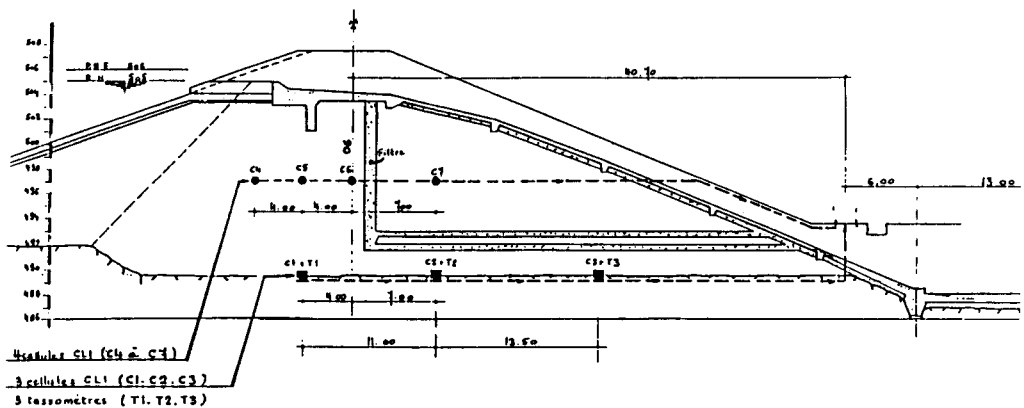


Figure 10 : Profil d'auscultation du barrage de CHAMBOUX

6 - Périodicité des mesures d'auscultation

Pour les mesures de piézométrie, de pression et de débit, un ordre de grandeur raisonnable est la lecture mensuelle. Pour les barrages n'intéressant pas la sécurité publique, on peut tolérer des mesures écartées au grand maximum de deux ou trois mois.

Pour les mesures de déformation par pendules, extensomètres, fissuromètres, vinchons... la périodicité habituelle est d'une mesure tous les quinze jours. Elle ne devrait pas dépasser une mesure tous les deux mois dans le cas des barrages n'intéressant pas la sécurité publique.

Les mesures topographiques doivent être effectuées deux fois par an pour les barrages intéressant la sécurité publique. Pour les autres, on pourra admettre une campagne annuelle pour les barrages en terre de hauteur supérieure à 10m et pour les barrages poids équipés de pendules en bon état de marche les mesures topographiques ne sont pas indispensables.

Bien entendu, on resserrera notablement le rythme des mesures en cas de problème particulier (exemple : évolution des débits de fuite non liée à une variation de niveau de la retenue).

7 - Que faire sur un barrage existant ?

7.1. Barrages anciens en remblai

- Repères topographiques

On essaiera de vérifier la stabilité des repères topographiques. Sur un barrage ancien non équipé et ne présentant pas de signes de mouvements particuliers, il n'est pas utile d'installer un système de contrôle topographique. En effet, les tassements sont normalement terminés, et les mouvements sont comparables à l'erreur de mesure.

- Piézomètres

Malgré leur temps de réponse assez long, les piézomètres sont un renseignement précieux pour diagnostiquer un risque de contournement du drain ou de saturation du remblai à l'aval du drain. Ceci suppose que la base du piézomètre n'ait pas malencontreusement été placée à quelques décimètres d'un tapis drainant.

- Mesure des fuites

Il convient de vérifier si le dispositif de mesure est en état et s'il est fiable. Par exemple, des remontées de plan d'eau aval peuvent compromettre les lectures. Il faut alors curer le ruisseau à l'aval du barrage.

En l'absence de tel dispositif, il conviendra de demander une installation pour tous les barrages intéressant la sécurité publique et pour les barrages de hauteur supérieure à environ 7 m ou stockant plus de 100 000 m³ environ.

- Cellules de pression

Des cellules de pression interstitielle sont installées dans certains barrages en terre depuis environ 1970. Il convient de vérifier que la lecture faite est significative. Par exemple pour les cellules où la lecture est obtenue en appliquant une pression à l'aide d'une bouteille de gaz comprimé, on vérifiera périodiquement que les tuyaux ne sont pas obturés accidentellement au niveau du tableau de mesure.

Pour les barrages en terre non équipés, il est possible de placer des cellules dans un forage installé depuis la crête. On placera généralement deux cellules dans un même forage, à des altitudes différentes. Ce nombre peut être porté à trois en veillant à ce que le forage ait un diamètre suffisant.

7.2. Barrages poids anciens en maçonnerie ou en béton

- Auscultation minimum

Sauf exception, les petits barrages en maçonnerie anciens n'ont pas de dispositif d'auscultation d'origine.

Un minimum d'auscultation est à recommander, selon la taille de l'ouvrage :

- mesure du débit de fuite si le niveau du plan d'eau aval le permet ;
- mesure des drains éventuels (en débit ou en pression) ;
- mesure d'écartements de joints ou fissures actifs.

Des dispositifs tels que piézomètres nouveaux, pendules... sont à réserver à des barrages d'une certaine importance ou à des barrages posant problème.

Pour ce qui concerne le suivi topographique, il n'est pas utile d'équiper les petits barrages poids. Les déplacements sont en effet comparables à la précision de mesure. En cas de crainte, des pendules sont plus appropriés.

- Fuites

Si les fuites sont mesurables, on cherchera chaque fois que possible à les collecter, afin de pouvoir mesurer périodiquement leur débit. Dans ce cas, une analyse mensuelle de la teneur en CaCO₃ est également recommandée, en comparaison avec celle de la retenue. Une augmentation est un signe inquiétant de lessivage du liant, impliquant perte de poids et appauvrissement des qualités mécaniques.

- Fissures sur le parement aval

Sur ce type d'ouvrage, les fissures sont souvent inactives. L'observation des dépôts de calcite permet de s'en assurer. A défaut, on préconisera des témoins en plâtre à remplacer par des dispositifs de mesure d'écartement s'ils se brisent.

- Fissures sur le parement amont

Sur le plan mécanique, on cherchera à voir si les fissures intéressent le corps de l'ouvrage et sont traversantes. Si tel est le cas, la pose de dispositifs de mesures d'écartement est nécessaire (au-dessus du niveau normal des eaux).

- Fissures rive à rive

Elles sont peu courantes. On peut rencontrer ce phénomène pour des barrages en forme de murs épais lorsque le matériau du corps du barrage a des caractéristiques médiocres. Une auscultation est aussi nécessaire.

- Tirants d'ancrage

Certains barrages ont été confortés par tirants d'ancrage à partir de 1935. Les tirants mis en œuvre avant 1970 environ posent deux types de problèmes :

- ils ne sont pas auscultables ;
- leur protection contre le risque de corrosion est insuffisante. On a quelquefois été amené à considérer que des tirants d'ancrage anciens étaient devenus inopérants.

Dans ce cas, et si malgré tout, le barrage a un comportement apparemment normal, il est conseillé d'installer un pendule inversé pour mesurer finement les déformations amont-aval du barrage. En cas de dérive, un relâchement des tirants pourra être soupçonné.

Le pendule peut être installé en plaçant le fil au centre d'un forage descendu jusque dans la fondation ou bien dans un tube scellé à un parement vertical. La cabine de lecture se trouve en crête du barrage.

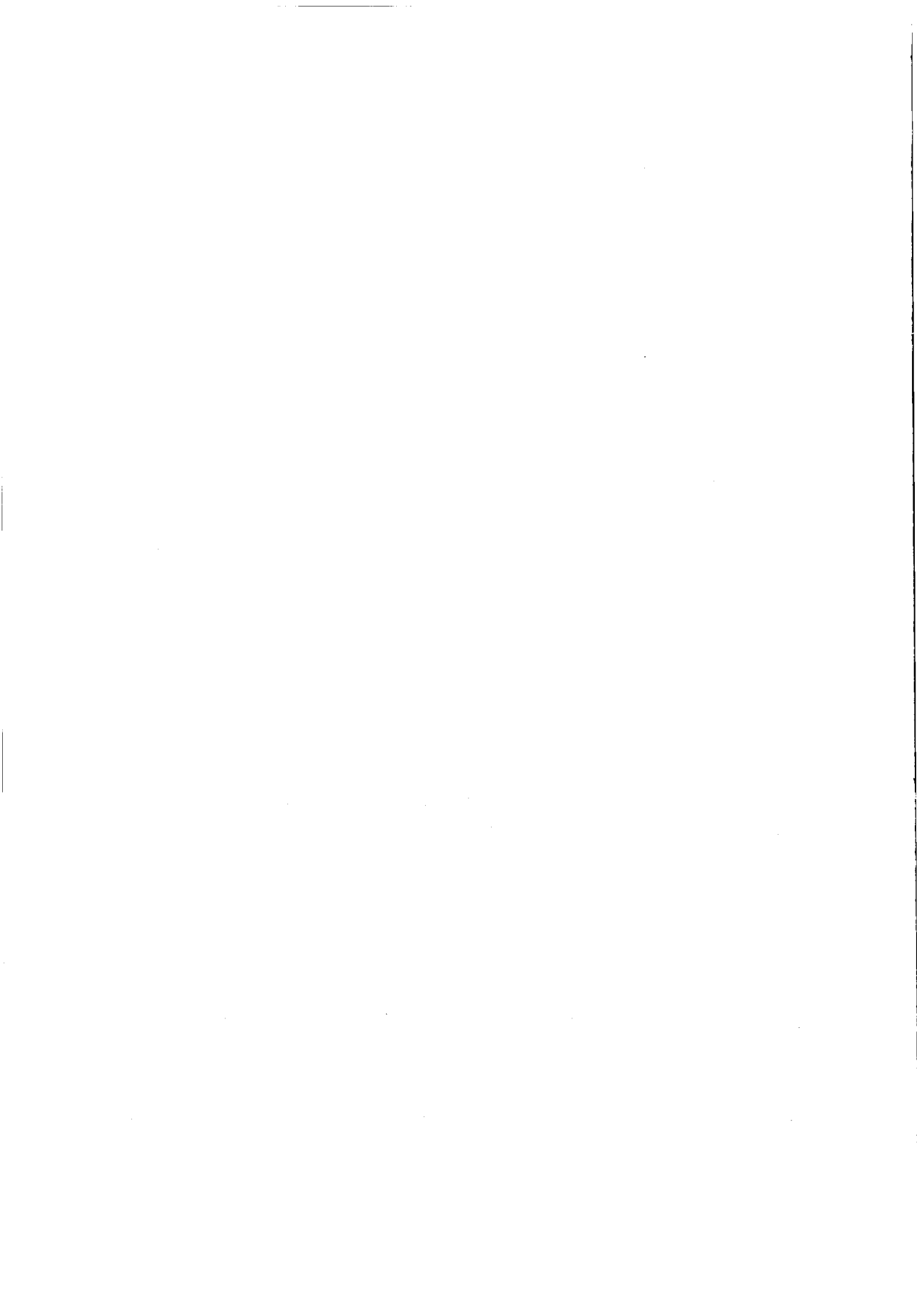
- Galeries

Les barrages poids de faible hauteur disposent rarement d'une galerie. S'il en existe une, c'est un bon moyen d'observation de la qualité mécanique du matériau constituant le barrage ou du rocher de fondation ainsi que de l'étanchéité de l'ouvrage. Les galeries sont souvent équipées d'un réseau de drainage de la fondation et/ou du corps de barrage. Il importe de vérifier l'état des drains (colmatage) et de voir s'ils permettent une mesure de débit ou de pression.

Bibliographie

Commission Internationale des Grands Barrages, 1992. Amélioration de l'auscultation des barrages : recommandations et exemples, *Bulletin 87*, 119 pages (français/anglais).

Ministère de l'Agriculture, 1989. *Technique des barrages en aménagement rural*, 325 pages.



Automatisation des mesures d'auscultation

Rémy TOURMENT - CEMAGREF

Introduction

Indépendamment des critères de choix techniques des matériels et sans prétendre définir une solution universelle illusoire, il est proposé de passer en revue l'ensemble des avantages d'un système d'automatisation des mesures d'auscultation d'un barrage, ainsi que les problèmes posés lors de l'installation d'un tel système.

1 - Généralités

1.1 L'automatisation, pourquoi ?

Les avantages apportés par l'automatisation des mesures d'auscultation de barrages sont nombreux :

- possibilité d'effectuer des mesures régulières sur des sites difficiles d'accès,
- pas (ou peu) d'erreurs de lecture ou de transcription,
- augmentation de la fréquence des mesures, possibilité d'un meilleur choix et d'un meilleur respect de l'horaire des mesures.

Vis-à-vis de la sécurité des barrages en service cette automatisation a deux principaux buts : la constitution d'une base de donnée des mesures d'auscultation d'un ouvrage, en vue de l'analyse postérieure de ces mesures et également la surveillance "temps réel" de paramètres critiques pour la sécurité de l'ouvrage.

1.2 Choix des mesures à automatiser

On peut, compte tenu de la gamme des capteurs existant aujourd'hui, automatiser l'ensemble des mesures hydrauliques et de génie civil habituelles sur un barrage (débits, niveaux, pressions, contraintes, déformations).

Seule impossibilité (pour l'instant) : les mesures topographiques, mais compte tenu des fréquences habituelles (en général, deux fois par an au maximum) cette impossibilité de réaliser ces mesures de manière automatique n'est pas rédhibitoire. On pourra en cas de risque élevé utiliser des mesures de déplacement ou de déformation à corrélérer avec des mesures topographiques.

Les capteurs peuvent être classés dans les catégories suivantes : capteurs "tout ou rien" ou capteurs de mesure (en volts, en ampères, en hertz, numériques,). Les deux types de capteurs peuvent faire l'objet d'acquisitions automatiques.

Le concepteur d'un système de mesure automatisé devra déterminer les mesures parmi celles existantes ou à créer qui devront faire l'objet d'une automatisation, en fonction de l'objectif à atteindre.

Il faudra faire attention à ne pas dévaloriser le travail de surveillance visuel, toujours nécessaire. On pourra s'abstenir de supprimer toute mesure manuelle, de manière à maintenir la vigilance du personnel d'exploitation. De plus il peut être trop onéreux d'équiper l'ensemble des points de mesure. La mesure manuelle (lorsqu'elle est toujours possible) de mesures automatisées aura l'avantage de vérifier les performances dans le temps des capteurs.

1.3 Conception générale d'une installation de mesures automatisées

De manière à obtenir l'adhésion (et non pas le rejet comme c'est parfois le cas) du personnel d'exploitation, il sera préférable de l'associer dès le début des travaux aux réunions de travail. Si sa compétence est suffisante, il pourra même être envisagé de l'associer à la définition du cahier des charges.

1.3.1 Les éléments matériels du système

La chaîne des mesures classique à l'heure actuelle est la suivante :

- capteurs,
- câbles,
- postes intermédiaires : convertisseurs, concentrateurs (à éviter autant que possible pour des raisons de fiabilité),
- poste central,
- postes secondaires, périphériques.

Une autre conception pouvant émerger à terme est la suivante :

- capteurs intelligents,
- bus,

- afficheur-calculateur,
- stockage,
- postes secondaires, périphériques.

Les critères de choix des capteurs sont les suivants : précision (dépendance vis-à-vis des facteurs extérieurs : température, rayonnements), résolution, dérive des mesures (offset-zéro, gain-sensibilité), durée de vie.

1.3.2 Le "cerveau" du système : le logiciel

Le logiciel, standard, développé spécialement, ou adapté par l'installateur, assure l'ensemble des fonctions définies par le concepteur dans le cahier des charges. Le logiciel peut ainsi assurer les tâches de : configuration, scrutation, transmissions, serveur (minitel, autre). Une des tâches principales est la création d'un journal (historique), sur fichier ou sur papier récapitulant tout ou partie des événements.

1.3.3 Les transmissions

Le support de transmission peut être choisi parmi un des suivants : réseau téléphonique commuté, liaison spécialisée, radio, fibre optique (p.m.), Transpac, Numéris.

Le coût de fonctionnement suivant la fréquence et les volumes des informations à transmettre est le principal critère de choix du support de communication.

1.3.4 "Annexes"

Alimentation de secours : préserver le fonctionnement en cas de circonstances exceptionnelles. Le temps de couverture (autonomie des batteries, présence ou non d'un groupe électrogène) devra être fonction des risques de coupure secteur et du degré de protection souhaité.

Protection contre la foudre : préserver l'investissement contre le risque principal de destruction encouru par ce type d'installations.

Protection des câbles : pendant le chantier (risques élevés) et après, pendant l'utilisation (impossibilité de réparation dans bien des cas).

1.4 *Aller plus loin avec les mesures disponibles*

Il peut, grâce aux possibilités offertes par l'informatique, être effectué des traitements "secondaires" grâce à l'installation d'un système d'automatisation des mesures d'auscultation d'un barrage. Parmi celles-ci citons : la retransmission des mesures en un autre lieu (chez le maître d'ouvrage), des traitements sur les mesures (calculs, analyse), la gestion d'alarmes (astreinte), et finalement des actions automatiques (mais il faut faire très attention aux risques induits par cette dernière possibilité!).

1.5 *La réalisation pratique*

Le plus important reste la définition des besoins, en accord entre le maître d'ouvrage et le maître d'œuvre. De cette phase découle naturellement la rédaction des documents contractuels, puis la réalisation du système.

Afin d'éviter les déconvenues (pour l'ensemble des intervenants) habituelles sur des travaux aussi spécialisés, et comportant une grande partie de prestations intellectuelles (le logiciel étant assimilé à une œuvre de l'esprit) les documents contractuels devront être le plus précis et exhaustifs possible. Le CCAG de référence pourra être celui des marchés publics de travaux ou bien celui des marchés publics industriels. Il ne semble pas non plus y avoir pour le moment de CCTG unique pouvant être pris en référence.

Il semble préférable de passer un marché unique pour fourniture, installation et mise en service de l'ensemble de l'installation, de manière à simplifier les relations entre les divers intervenants et à éviter les recherches de responsabilité en cas de mauvais fonctionnement.

On pourra avec raison envisager le caractère évolutif des systèmes comme critère de choix parmi les différentes solutions proposées. En tout état de cause, toutes les solutions proposées seront différentes et le jugement des offres n'est pas affaire facile.

2 - Une réalisation

Le barrage de Kruth-Wildenstein (Haut Rhin) a fait l'objet de l'installation d'un système d'acquisition automatique de mesures, de télétransmission et de téléalarme au courant de l'année 1992. Les études et dossiers avaient été réalisés en 1991, une deuxième tranche de travaux devant être réalisée dans les quelques années à venir.

2.1 Le barrage et les intervenants

2.1.1 Généralités

Le barrage de Kruth-Wildenstein, édifié en 1962, a un volume utile de 11 600 000 m³ pour une hauteur de 36,50 m et une longueur en crête de 270 m. Il s'agit d'un barrage en terre homogène avec masque en béton bitumineux

Le Département du Haut Rhin est maître d'ouvrage de ce barrage, dont le but est le soutien des étiages de la Thur qui alimente divers besoins industriels, agricoles et des collectivités locales.

La D D A F du Haut Rhin a été maître d'œuvre des travaux d'automatisation des mesures, le CEMAGREF a participé à la rédaction du cahier des charges, et les services techniques du Département ont également suivi l'affaire, en tant que représentant direct du maître d'ouvrage.

2.1.2 Analyse du risque couru par l'ouvrage

Il a été déterminé après une étude des particularités de l'ouvrage, tenant compte tant de sa constitution que des mesures d'auscultation existantes, que les deux scénarios possibles de sa dégradation étaient les suivants :

- rupture du masque d'étanchéité amont, entraînant une saturation du remblai à l'aval, ayant comme conséquence probable soit un glissement du talus aval, soit un renard dans le remblai ;

- rupture de l'étanchéité de fondation, entraînant des fuites sous le remblai, ayant comme conséquence probable soit un glissement du talus aval, soit un renard en fondation.

2.2 Les mesures d'auscultation

2.2.1 Dispositif avant l'automatisation

Le dispositif d'auscultation d'origine comprenait :

- topographie : 5 plots de visée et 180 points visés (deux levés annuels) ;
- tassométrie : 4 tassomètres (hors service à l'époque des travaux) ;
- piézométrie : 10 piézomètres ouverts dans le corps du barrage (une mesure par mois),
15 piézomètres en fondation (une mesure par mois) ;
- drainage : 5 points de mesure des débits (une mesure par jour) ;
- physico-chimie : 7 prélèvements d'eau pour mesure de température, pH, résistivité et dureté (une fois par mois) ;
- cote plan d'eau : enregistrement en continu du niveau de l'eau ;
- pluviométrie : enregistrement en continu.

De plus les paramètres suivants, servant non pas à l'auscultation, mais à la gestion de la retenue, étaient d'ores et déjà suivis :

- niveau aval de l'eau (restitution dans la Thur) ;
- débit restitué ;
- débit de fuite au col du Hof (déversoir secondaire) ;
- niveau de la Thur à Willer.

2.2.2 Mesures complémentaires nécessaires

Afin de vérifier l'efficacité du dispositif d'étanchéité, avec un court délai de réponse, et sans ambiguïté d'interprétation, il a été jugé nécessaire de mettre en place un ensemble de douze cellules de mesure de pression interstitielle, réparties en quatre forages (à trois hauteurs différentes par forage) et à implanter le plus en amont possible, soit à la partie amont de la crête de l'ouvrage.

2.2.3 Mesures retenues pour l'automatisation de l'auscultation

Les mesures d'auscultation qu'il a été choisi d'automatiser en phase finale sont les suivantes : les douze futures cellules de pression interstitielle, quatre mesures de débits de drains, un piézomètre en fondation existant, le niveau de la retenue, le niveau d'eau à l'aval dans le chenal de restitution et la pluviométrie.

De plus pour la gestion de la retenue il a été décidé de recueillir les paramètres suivants : le niveau de la Thur à Willer, l'ouverture de la vanne de vidange et l'ouverture de la vantelle de restitution. Des mesures d'auscultation servent également à la gestion, il s'agit du niveau de la retenue, du niveau d'eau dans le chenal de restitution et de la pluviométrie.

2.3 Les travaux d'automatisation

2.3.1 Contenu des travaux

Les travaux ont été, compte tenu de leur nature essentiellement différente, et contrairement à ce qu'il a été préconisé plus haut divisés en deux lots.

Le premier lot dit "automatisation" comprenait l'ensemble de l'automatisation proprement dit, soit :

- fourniture et pose des capteurs (sauf capteurs de pression interstitielle), raccordements à la centrale (y compris capteurs de pression interstitielle) ;
- centrale d'acquisition, raccordements, alarme ;
- alimentation de secours, protection contre la foudre ;
- télétransmission ;
- micro-ordinateur compatible PC, logiciels, imprimante ;
- divers (minitel, vidéo directe centrale,).

Le deuxième lot, dont la réalisation a été différée dans le temps pour des raisons de financement, comprenait :

- quatre forages ;
- pose de trois capteurs de pression interstitielle dans chaque forage ;
- câblage jusqu'au local de la centrale.

2.3.2 Améliorations apportées

Le système installé permet d'une part d'augmenter le nombre des mesures sur les appareils choisis, et d'autre part de mettre en temps réel ces mesures à la disposition du maître d'ouvrage et de ses différents représentants, en particulier de la DDAF chargée de la gestion de l'ouvrage. Le traitement des mesures réalisées est facilité et sécurisé, en évitant la saisie multiple de chaque mesure.

De plus après installation des capteurs supplémentaires (pression interstitielle à mettre en place dans les forages), le niveau de sécurité global de l'ouvrage atteindra un niveau compatible avec son importance.

L'automatisation des mesures d'auscultation et de gestion du barrage de Kruth-Wildenstein, réalisée après une longue phase d'étude et de comparaison des offres, donne entièrement satisfaction à chacun des intervenants.

2.3.3 Analyse sommaire des prix

Sans vouloir dans le cadre de cet exposé refaire l'analyse détaillée des prix qui a été faite lors du dépouillement des offres, l'énumération des chiffres ci-après peut donner quelques idées importantes :

- propositions de prix (douze) variant entre 350 000 F et 1 150 000 F (hors TVA) - c'est l'entreprise la moins disante qui a été retenue, elle avait de plus déjà travaillé pour l'installation de capteurs sur le barrage ;

- estimation des coûts de fonctionnement (explicitement demandée par le cahier des charges) : non ou mal remplie dans la plupart des cas ;
- moyennes des prix par poste pour l'ensemble des propositions :
 - centrale de mesure : 20 %,
 - micro-ordinateur : 20 %
 - alimentation de secours : 7,5 %,
 - total des capteurs et branchements : 35 %.

Les 17,5 % restant sont à répartir entre les postes "divers" : vidéo d'accès à la centrale, retransmission des alarmes sur postes téléphoniques à distance, interface minitel et synoptique vidéo.

Conclusion

Si l'automatisation des mesures d'auscultation d'un barrage permet une amélioration du niveau de sécurité global de l'ouvrage, tout en facilitant la surveillance, de nombreuses précautions sont à prendre pour assurer le succès de l'installation. Il convient notamment de commencer par une analyse complète des besoins suivie de la définition précise des fonctionnalités recherchées. A ce prix, on arrivera à obtenir un dispositif satisfaisant pour l'exploitation courante, ainsi que la sécurité à long terme des ouvrages.



Analyse des mesures d'auscultation

Paul ROYET - CEMAGREF

1 - Spécificité du problème

La plupart des phénomènes observés sur les barrages résultent d'une combinaison de facteurs qu'il est le plus souvent très difficile de dissocier immédiatement, quels que soient la nature et le degré de perfectionnement des instruments d'auscultation utilisés. Parmi tous les facteurs qui influencent le comportement d'un ouvrage, trois sont largement prépondérants :

- les conditions climatiques ;
- les conditions hydrostatiques (niveau d'eau dans la retenue) ;
- l'âge du barrage.

Si les sollicitations saisonnières et hydrostatiques sont réversibles par nature, les effets du facteur "temps" traduisent au contraire le caractère irréversible ou évolutif des phénomènes observés. Les variations des sollicitations réversibles sont évidemment intéressantes à connaître, ne serait-ce que pour vérifier a posteriori les prévisions des calculs, mais ne doivent jamais, en principe, être de nature à mettre en cause la sécurité de l'ouvrage puisque l'ouvrage aura été précisément dimensionné pour pouvoir y résister.

Une véritable surveillance de l'ouvrage suppose donc que l'on puisse suivre l'évolution de son comportement dans le temps, déduction faite de toute autre variation. C'est précisément ce que stipule la circulaire interministérielle du 14 août 1970 relative à l'inspection et à la surveillance des barrages intéressant la sécurité publique.

2 - La critique de la mesure

L'agent d'exploitation chargé de faire les mesures des instruments d'auscultation, doit systématiquement critiquer chaque mesure. Cela consiste à comparer la mesure à celle antérieure, ainsi qu'à la plage habituelle de variation de l'instrument considéré. Ainsi, on identifie rapidement la plupart des erreurs de lecture, ainsi que tout dysfonctionnement de l'appareil d'auscultation ou de son dispositif de mesure.

Une deuxième source d'erreurs se présente lors de la retranscription des mesures sur fichier à la fin de la tournée d'inspection. Une vérification est nécessaire. Le logiciel décrit ci-après permet au niveau de son module de saisie, de déceler les mesures situées en dehors d'une plage pré-imposée pour chaque instrument, cet intervalle étant mobile en fonction de la saison et de la cote du plan d'eau.

Enfin, dans une troisième étape, l'ingénieur chargé de l'analyse des mesures doit s'attacher à identifier toute mesure "anormale" d'abord à partir du graphe des mesures brutes, puis sur le graphe des mesures à conditions constantes. Ce n'est qu'après contact avec l'agent d'exploitation ayant fait les mesures que l'ingénieur pourra éventuellement corriger ou éliminer une mesure jugée a priori anormale.

3 - Analyse des mesures dans les cas simples

Dans certains cas, on peut a priori écarter un des facteurs explicatifs mentionnés à la page précédente.

3.1 Barrage à niveau d'eau quasi constant

Les barrages à vocation exclusivement touristique ou certains barrages surdimensionnés pour leurs usages sont le plus souvent soumis à de faibles variations du niveau de la retenue. Pour une première analyse, l'influence des conditions hydrostatiques pourra être considérée comme secondaire.

3.2 Barrage en remblai

Compte tenu de ses dimensions, le remblai d'un barrage subit de très faibles variations de température au cours de l'année. La pluie est alors le seul facteur climatique susceptible d'influencer significativement les mesures de certains instruments d'auscultation (piézomètres en particulier).

Dans des situations telles que décrites ci-dessus (mais il en existe d'autres), l'analyse des mesures d'auscultation est relativement simple et peut assez souvent se faire à partir du graphe des mesures brutes sans avoir nécessairement recours à une analyse statistique complète. Il en est de même, de façon triviale, pour les instruments dont la mesure reste stable ou bien ne connaît pas de variations cycliques.

4 - Analyse statistique des mesures

Tout instrument dont les mesures présentent des variations réversibles et des phénomènes évolutifs doit faire l'objet d'une analyse statistique.

Le logiciel développé au CEMAGREF et appelé SURVEY permet l'ensemble des tâches suivantes :

- gestion automatique de toutes les données d'auscultation ;
- analyse statistique de toutes les mesures expérimentales relevées sur chaque instrument depuis la première mise en eau. Cette analyse permet, comme on le verra, de séparer chacun des trois effets, climatique, hydrostatique et évolutif ;
- correction de toute mesure expérimentale postérieure à l'analyse permettant de mettre en évidence l'effet "à conditions constantes".

4.1 Méthode d'analyse utilisée

Le principe est d'ajuster au nuage de mesures expérimentales, une fonction, ou un modèle numérique, capable d'expliquer chacune des variations de nature différente. Le modèle, dont le choix revient à "Electricité de France", s'écrit formellement en une somme de trois termes :

$$X(q, z, t) = S(q) + H(z) + F(t)$$

Le terme $S(q)$ représente la part de la variation due aux effets climatiques, $H(z)$ la variation d'origine hydrostatique et $F(t)$ l'effet évolutif ou irréversible.

Il suffit alors de choisir judicieusement l'expression des fonctions S , H et F et d'ajuster X au nuage expérimental pour pouvoir associer à toute mesure expérimentale une "valeur calculée" aussi proche que possible.

4.2 Le choix des variables explicatives

Si la mesure du temps écoulé et du niveau d'eau ne pose aucun problème, celle de la température se heurte à quatre difficultés : fiabilité de la mesure, existence de gradients entre différents points de la structure, effets de pointe (dus à un ensoleillement local et/ou fugitif) et enfin, réponse différée due à l'inertie thermique. Dès lors, la question de savoir s'il faut mesurer la température de l'eau, de l'air ou celle de la structure, et en combien de points, peut donner lieu à des tâtonnements infinis. Pour trancher cette difficile question, les responsables d'EDF ont décidé d'assimiler la variable "température" à une variable "saison" de période annuelle.

Il convient cependant de bien garder à l'esprit les conséquences de cette simplification : l'effet saisonnier sera celui de l'année moyenne du point de vue climatique. Pendant une période où la température s'écartera durablement et sensiblement de la "normale saisonnière", les mesures pourront différer sensiblement de celles calculées par le modèle.

4.3 Expression analytique du modèle

- Loi S (Q) = S(s)

L'année est assimilée à un angle de 0 à 360°, le 1^{er} janvier étant pris comme origine :

$$\begin{aligned} S(s) &= a_1 \sin(s + \varphi_1) + a_2 \cos(2s + \varphi_2) \\ &= A_1 \sin s + A_2 \cos s + A_3 \sin^2 s + A_4 \sin s \cos s \\ &\text{(égalité vraie à une constante près)} \end{aligned}$$

L'adjonction des termes représentant une harmonique de fréquence double et de phase inconnue permet de rendre compte des dissymétries des cycles saisonniers.

- Loi H (z)

La variété des effets hydrostatiques peut être obtenue par une fonction polynomiale du 4^{ème} degré de la cote amont :

$$H(z) = A_5 z + A_6 z^2 + A_7 z^3 + A_8 z^4$$

- Loi F (t)

Elle comprend un terme exponentiel négatif représentant l'évolution amortie, un terme exponentiel positif pour les évolutions accélérées et un terme linéaire pour les évolutions persistantes. Le temps est compté à partir de la mise en service du barrage :

$$F(t) = A_9 e^{-t} + A_{10} e^t + A_{11} t$$

- Expression totale du modèle

L'expression de la loi devient donc :

$$\begin{aligned} Z(s, z, t) &= \\ &A_0 + A_1 \sin s + A_2 \cos s + A_3 \sin^2 s + A_4 \sin s \cos s + A_5 z \\ &+ A_6 z^2 + A_7 z^3 + A_8 z^4 + A_9 e^{-t} + A_{10} e^t + A_{11} t \end{aligned}$$

A toute observation $X_0(s, z, t)$ sera associée à une valeur calculée : $X_c(s, z, t)$ telle que :

$$X_0(s, z, t) = X_c(s, z, t) + e$$

e représentant les erreurs expérimentales, ainsi que les effets de toutes les variations non prises en compte par le modèle (pluviométrie...).

4.4 Mise en œuvre de la méthode

La détermination des 13 coefficients A_i de la loi s'opère par un traitement statistique utilisant le processus Stepwise pour sélectionner des variables (processus dit ascendant, c'est-à-dire que les variables sont sélectionnées une par une, chaque nouvelle variable sélectionnée étant celle qui explique le mieux la variance résiduelle ; en outre, la méthode Stepwise remet en cause la sélection à chaque nouvelle variable introduite). Cette méthode s'est avérée très fiable. A noter que pour mieux conditionner la matrice des covariances à inverser, les variables "cote" et "temps" sont rendues adimensionnelles (variables réduites).

Si les valeurs calculées par le modèle sont en bonne concordance avec le nuage des mesures expérimentales, c'est qu'au moins une des trois fonctions S, H et F définies précédemment explique bien les variations du phénomène observé ; la variance résiduelle, qui mesure l'écart moyen entre valeurs mesurées et valeurs calculées, sera alors faible devant la variance totale.

Le programme "SURVEY" assure l'ensemble des tâches suivantes :

Tenue d'un fichier informatique propre à chaque barrage contenant des informations sur chacun des instruments d'auscultation et dont la majeure partie est réservée au stockage des mesures effectuées. Ce fichier peut naturellement être mis à jour à tout moment. Analyse, instrument par instrument, de toutes les mesures effectuées sur une période donnée. L'intervalle entre deux analyses exhaustives successives est à fixer contractuellement avec le gestionnaire, et ne doit pas, d'après la circulaire du 14 août 1970, dépasser deux ans. Pratiquement, le résultat de l'analyse d'un instrument se traduit par le tracé automatique de quatre graphiques qui s'intitulent :

- "graphe de mesures" (résultat global de la régression multiple) ;
- "analyse saisonnière" : effet représenté par S (s) ;
- "analyse des effets de la variation du plan d'eau" : représenté par H(z) ;
- "analyse à conditions constantes" : représentée par F (t).

Dépouillement des mesures ultérieures à l'analyse. Le grand intérêt des "graphes à conditions constantes", qui ne sont autres que les graphes des mesures épurées de toutes leurs variations réversibles, est de pouvoir y reporter toute mesure ultérieure, quelles que soient les conditions de la saisie. On utilise pour cela la formule très simple :

$$X(t) \text{ corrigée} = X(s, z, t) \text{ mesurée} - S(s) - H(z)$$

formule dans laquelle les fonctions S et H, déterminées lors de l'analyse, ont été stockées sur le module de saisie des mesures ultérieures.

On voit que la surveillance immédiate consistera à déceler les mesures corrigées qui s'écartent du nuage antérieur.

4.5 Amélioration de la loi , cas des barrages en terre

Il apparaît que le modèle saisonnier rend bien compte des fluctuations annuelles de température et convient très bien pour un barrage en béton. Pour un barrage en terre, il est à peu près évident que la pluviométrie a une influence importante.

Or, le modèle saisonnier ne rend que très imparfaitement compte des fluctuations pluviométriques. La prise en compte du paramètre pluie n'est pas évidente, car l'influence de la pluie est retardée. La fonction retard varie pour chaque appareil ausculté, même au sein d'un même barrage. D'autre part, quelle est la durée de l'épisode pluvieux susceptible d'influencer la mesure ?

Après plusieurs tests, nous avons retenu sept variables explicatives :

- P1 pluie cumulée de la semaine précédent la lecture ;
- P2 pluie cumulée de deux semaines ;
- P3 pluie cumulée de trois semaines ;
- P4 pluie cumulée de quatre semaines ;
- P11 pluie cumulée sur une semaine avec un décalage d'une semaine
($P11 = P2 - P1$) ;
- P21 pluie cumulée sur deux semaines avec un décalage d'une semaine
($P21 = P3 - P1$) ;
- P22 pluie cumulée sur deux semaines avec un décalage de deux semaines
($P22 = P4 - P2$).

Ce modèle pluie porte le nombre de variables explicatives à 18 si l'on retient aussi la loi saisonnière et à 14 dans le cas contraire.

Il s'avère que pour les piézomètres et les débits de fuite, ce modèle apporte des améliorations sensibles au modèle de base (néanmoins, l'utilisation de ce modèle complet n'a jusqu'à présent été réalisée que sur quelques instruments).

5 - Exemples d'interprétation

Nous allons présenter deux exemples d'interprétation des mesures d'auscultation.

Le premier exemple, relativement simple au niveau de l'analyse, concerne les pressions interstitielles dans un profil amont aval d'un barrage en terre. L'analyse va permettre de tracer le profil piézométrique à l'intérieur du remblai et de mettre en évidence son évolution en fonction de la cote du plan d'eau qui est dans ce cas le principal facteur explicatif.

Le second exemple concerne un barrage voûte. L'analyse statistique des mouvements enregistrés par les pendules permet ici de bien dissocier les influences respectives de la température et de la cote du plan d'eau. De plus l'analyse conjointe des mouvements en clé de voûte et en rives va nous donner des informations sur le comportement des appuis de la voûte.

5.1 Barrage de Chamboux - pressions interstitielles

5.1.1 Présentation du barrage

Conçu par C.O.B., le barrage de CHAMBOUX est un barrage en terre homogène de 15,5 m de hauteur. La fondation est constituée d'arènes granitiques de perméabilité comprise entre 10^{-5} m/s et 10^{-6} m/s (selon résultats essais Lefranc). Elle a dû être étanchée par un voile d'injection. Le remblai comporte, à l'amont d'un drain vertical, des arènes sales, et à l'aval, des arènes propres. Le drain est raccordé à l'aval par des cordons drainants entourés également de filtres. Des puits de décompression verticaux débouchent dans le caniveau de pied qui récupère les eaux drainées. Les crues sont évacuées par un déversoir frontal posé sur le remblai.

5.1.2 L'instrumentation

Outre le dispositif d'auscultation topographique, le barrage est doté d'un dispositif de mesures hydrauliques qui comporte :

- 14 piézomètres dont 13 encore en service ;
- 7 cellules de pression interstitielle ;
- la mesure des débits de fuite en trois points, (portés à quatre depuis 1987) où l'on mesure globalement les fuites dans le remblai et dans la fondation.

Ces mesures hydrauliques sont effectuées tous les mois par le personnel de l'usine de traitement pour l'eau potable, située au pied du barrage.

Nous ne nous intéresserons plus dans ce qui suit qu'aux seules mesures des cellules de pression interstitielle.

5.1.3 Interprétation des mesures de pressions interstitielles

Elles sont mesurées dans la section centrale du barrage, dans l'axe de l'évacuateur. Les appareils utilisés sont des cellules TELEMAC de type CL1 fonctionnant selon le principe de la corde vibrante. Ce type de cellule est généralement considéré comme très fiable.

Trois des cellules (C1, C2, C3) interrogent le contact remblai-fondation. Trois autres (C4, C5, C6) sont placées dans le remblai en amont du drain vertical. Enfin une cellule (C7) est placée dans le remblai en aval du drain (voir implantation **figure 1**). La cellule C1 ne donne pas de renseignements depuis le 1/10/90.

Les graphiques d'évolution des pressions interstitielles sont joints en **figures 2 à 4** ci-après et le **tableau 1** résume les conclusions du modèle statistique.

- Dans la fondation (cellules C1 à C3)

Ces trois cellules ont bien réagi à la montée du plan d'eau en 1984-1985. Depuis, les pressions interstitielles se sont légèrement dissipées jusqu'à fin 1989, puis sont remontrées plutôt rapidement début 1990 pour atteindre les valeurs qu'elles avaient en 1986 (**figure 2**).

Le modèle statistique montre une très nette corrélation avec la cote du plan d'eau, plus forte en C1 et C2 qu'en C3, ce qui est normal.

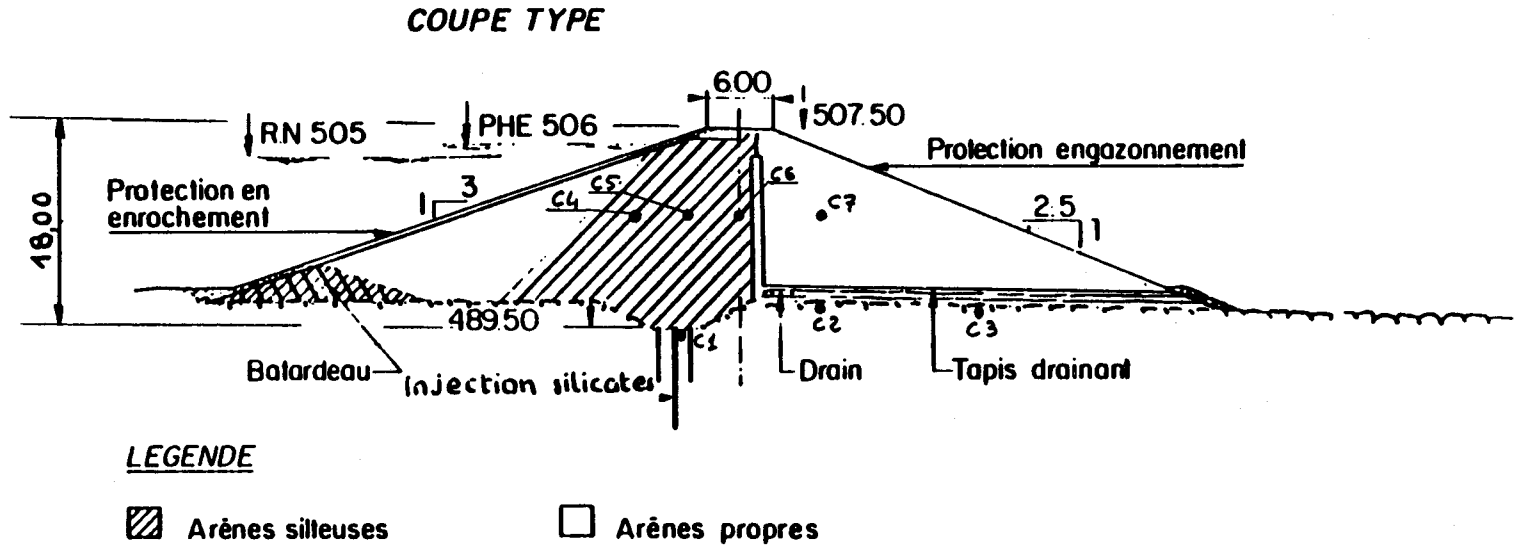


Figure 1 : Implantation de cellules (barrage de Chamboux)

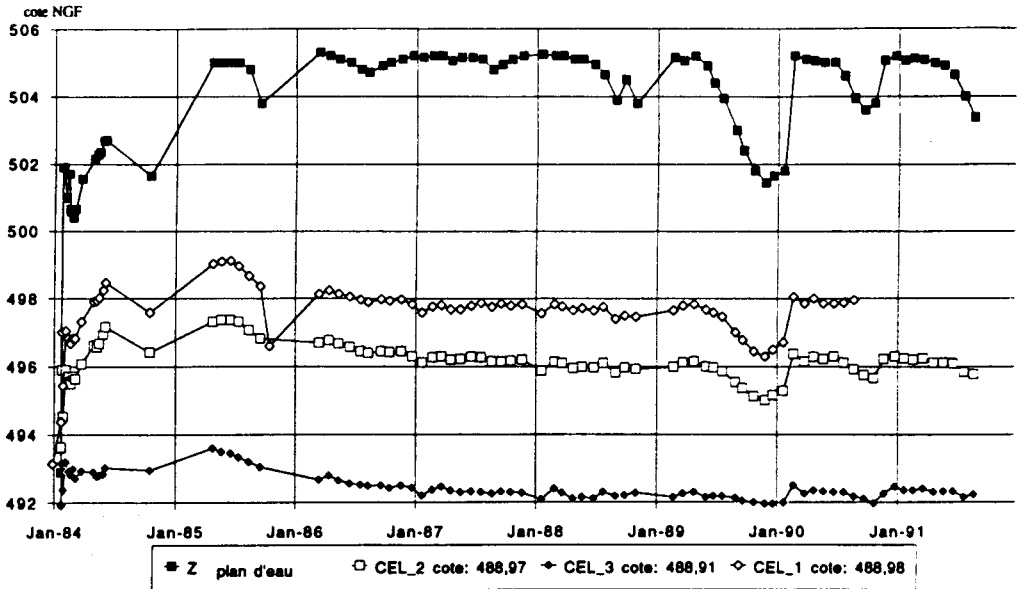


Figure 2 : Évolution des pressions interstitielles en fondation (barrage de Chamboux)

Cellule	valeur 1990	Coef. de détermination R2	% d'explication de R2			
			Plan d'eau	saison	dérive	
Retenue	505	-	-	-	-	
C1	498	0,85	87 %	5 %	8 %	fondation
C2	496,3	0,59	87 %	13 %	0	
C3	492,3	0,70	43 %	4 %	53 %	
C4	497,7	0,91	92 %	5 %	3 %	remblai
C5	497,1	0,90	92 %	8 %	0	
C6	496,3	0,79	84 %	16 %	0	
C7	497,5	0,51	35 %	65 %	0	aval drain

Tableau 1 : Explication statistique des évolutions des pressions interstitielles (barrage de Chamboux)

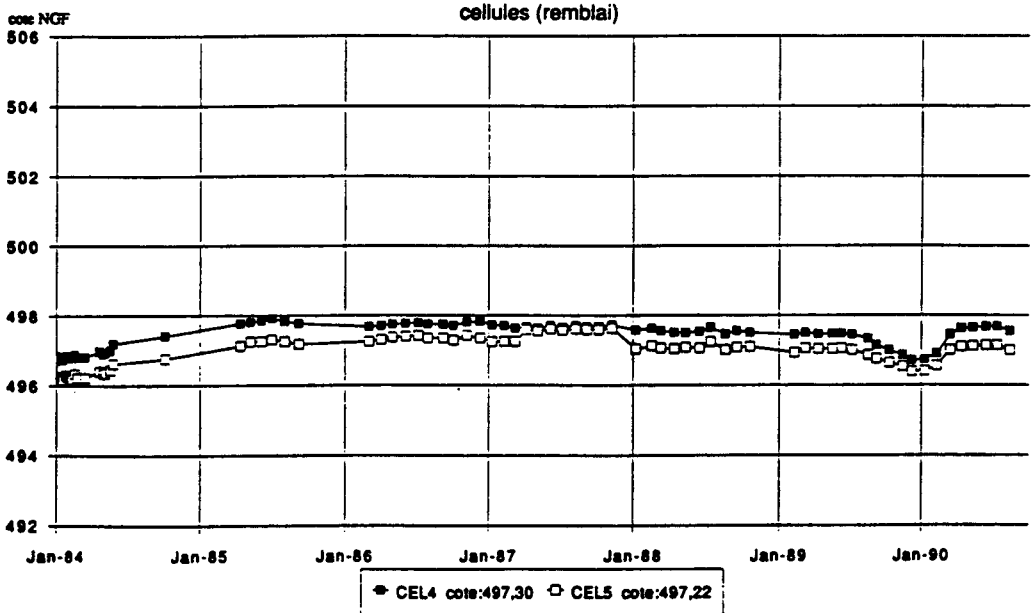


Figure 3 : Évolution des pressions interstitielles dans le remblai amont (barrage de Chamboux)

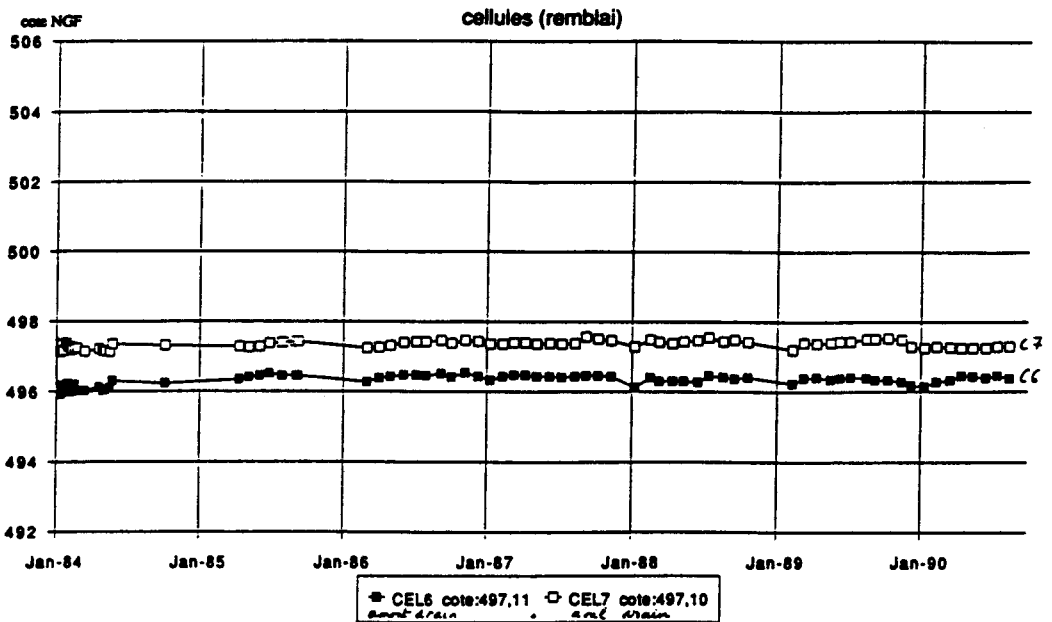


Figure 4 : Évolution des pressions interstitielles près du drain (barrage de Chamboux)

Le modèle statistique montre une très nette corrélation avec la cote du plan d'eau, plus forte en C1 et C2 qu'en C3, ce qui est normal.

Le comportement général de la fondation est satisfaisant avec une diminution régulière des pressions de l'amont vers l'aval comme le montre le profil ci-dessous (**figure 5**).

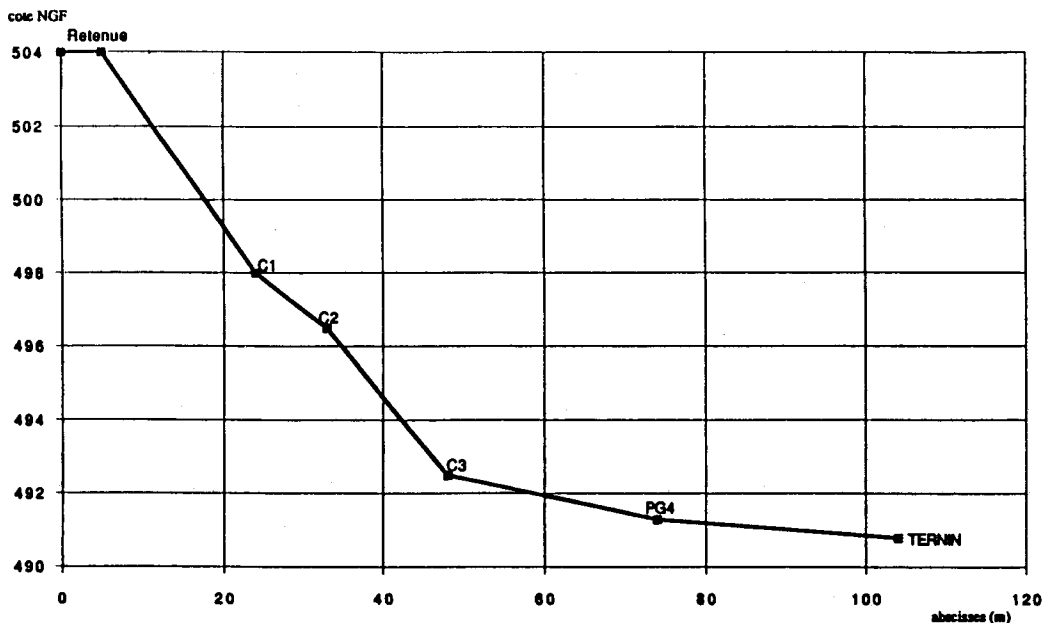


Figure 5 : Profil pressions interstitielles fondation (1990) (barrage de Chamboux)

- Dans le remblai (cellules C4 à C6, toutes dans le noyau)

C4 et C5 montrent une corrélation nette avec la cote de la retenue. C'est moins net pour C6, proche du drain, qui fluctue beaucoup moins. La progression des pressions de la retenue vers le drain montre sa bonne efficacité ainsi qu'une bonne étanchéité des arènes du noyau :

Retenue à 505 m ; 497,7 m en C1 ; 497,1 m en C2 ; 496,3 m en C3.

Enfin, le remblai montre une meilleure étanchéité que la fondation puisque C1 (fondation) donne une pression analogue à C4 placée dans le remblai nettement plus en amont. Même chose pour C2 et C5.

- A l'aval du drain (cellule C7)

Cette cellule ne traduit aucune évolution irréversible. Le modèle statistique montre un effet saisonnier avec creux en mars et sommet en octobre. Cette tendance peut être attribuée à la pluie qui sature partiellement le remblai aval. La pression lue en C7 n'est supérieure que de 40 cm environ à sa cote de pose, et le phénomène saisonnier constaté n'est donc que très relatif.

- Résumé pour les pressions interstitielles

Le profil central ausculté montre :

- une dépendance du plan d'eau, sauf pour les cellules aval C7 et C3 ;
- un bon effet de rabattement du drain ;
- une transmission des pressions en fondation entre l'amont du voile d'étanchéité et le pied aval ;
- un changement de physionomie à la suite de la sécheresse de 1989 et du remplissage rapide qui l'a suivi entraînant une légère remontée des pressions pour C1 à C5.

5.2 Barrage du Gouet (déplacements en crête de voûte)

5.2.1 Présentation du barrage

Le barrage du GOUET est une voûte à double courbure de 37 m de hauteur au-dessus du terrain naturel et de 45 m de hauteur au-dessus des fondations. La longueur en crête est de 200 m. La capacité de la retenue est de 7,9 Mm³ à la cote 87,00 NGF (retenue normale).

L'évacuation des crues se fait au moyen de trois seuils vannés de 4,0 x 4,5 m² implantés sur le plot central. Ils permettent d'évacuer un débit maximal de 215 m³/s pour un plan d'eau à 87,00 NGF.

5.2.2 Dispositif d'auscultation

Le barrage est doté d'un dispositif d'auscultation relativement dense constitué de la façon suivante :

- Mesures de déplacement
 - 20 cocardes de mesure topographique,
 - 3 pendules directs,
 - 1 élongamètre et un distofoir en fondation.
- Mesures de déformations internes
 - 50 extensomètres à corde vibrante noyés dans le béton.
- Mesures hydrauliques
 - 17 piézomètres,
 - 48 drains.

5.2.3 Analyse des mesures des pendules

- Remarques préliminaires

Les pendules 1 et 3 sont installés respectivement en rive gauche et rive droite. Le pendule 2 est installé dans le plot central.

Le **tableau 2** présente la synthèse des résultats de l'analyse statistique.

	Pendule 1 (R.G.)		Pendule 2 (clé)			Pendule 3 (R.D.)		
	amont/aval	RD/RG	amont/aval	RD/RG		amont/aval		RD/RG
Amplitude maximale des variations sur 12 ans	0,9 mm	0,4 mm	25 mm	4 mm		0,6 mm		3,1 mm
Période d'analyse	1978-1990	1978-1990	1978-1990	1978-1982	1982-1990	1978-1985	1985-1990	1978-1990
Coef.global de déterm. R2	0,97	0,94	0,95	0,94	0,90	0,93	0,88	0,97
Ef.saison. Cont.à R2	$\frac{+ 0,3 \text{ mm}}{\text{max. Août}}$ 0,84	$\frac{+ 0,1 \text{ mm}}{\text{max. Août}}$ 0,32	$\frac{+ 7 \text{ mm}}{\text{Max. en Fév.}}$ 0,65	$\frac{+ 0,8 \text{ mm}}{\text{maxi Août}}$ 0,75	$\frac{+ 1,1 \text{ m}}{\text{max.en Août}}$ 0,61	$\frac{+ 0,1 \text{ mm}}{\text{max.en Mars}}$ 0,30	$\frac{+ 0,1 \text{ mm}}{\text{max. en Sept}}$ 0,31	$\frac{+ 0,8 \text{ m}}{\text{max Août}}$ 0,71
Effet plan d'eau Cont.à R2	0	0	$+ 0,7 \text{ mm/m}$ pour Z > 70 0,07	0,05 mm/m N.S.	0,1 mm/m 0,19	0	0	0
Mouvement irréversib. (mm) Cont.à R2	- 0,02/an Tot.-0,26 0,13	+ 0,02/an Tot.+0,3 0,61	+ 1/an 79-86 Total 8 stable 86-90 0,22	- 0,15/an Total -0,8 0,16	stable 0,09	- 0,06/an Total-0,4 0,63	- 0,05/an Total-0,3 0,52	- 0,1/an Tot. -1,3 0,27

Le signe + signifie un déplacement vers l'aval dans le sens radial et vers la rive gauche dans le sens tangentiel

Tableau 2 : Mouvements des pendules (barrage du Gouet)

L'analyse statistique par le modèle SURVEY donne des résultats remarquables compte tenu du nombre de mesures (de l'ordre de 1 000). Les coefficients globaux de détermination sont tous supérieurs à 0,90.

Cela montre, s'il en était besoin, la fiabilité et la précision des pendules pour mesurer les déformations d'un barrage en béton. En particulier la précision des mesures des capteurs inductifs est sans conteste de l'ordre du dixième de millimètre, et même probablement meilleure.

- Pendule en clef de voûte (pendule 2)

L'amplitude des mouvements est environ sept fois plus importante dans le sens amont aval que dans le sens de rive à rive. Il y a une très bonne corrélation entre ces deux mouvements, ce qui signifie que : tout mouvement vers l'aval en tête de la clef de voûte s'accompagne d'un mouvement environ sept fois plus faible vers la rive droite, et inversement (**figure 6**).

Le facteur explicatif prépondérant est l'effet saisonnier qui (**figure 7**), à lui seul, explique 70 à 80 % de la variance totale. Il se traduit par un mouvement réversible de 14 mm d'amplitude dans le sens amont/aval et d'environ 2 mm d'amplitude dans le sens rive gauche/rive droite, les positions extrêmes étant en février vers l'aval et août vers l'amont. L'influence du plan d'eau (**figure 8**) se traduit par un déplacement vers l'aval de 0,7 mm par mètre de montée du niveau de la retenue (avec un déplacement tangentiel sept fois plus faible).

Le mouvement irréversible vers l'aval (hors effet non mesuré de la première mise en eau) a été au total de l'ordre de 8 mm sur la période 1979-1986 et avec un ralentissement progressif et une apparente stabilisation depuis 1986 (**figure 9**). Il s'est accompagné d'un mouvement irréversible vers la rive droite d'environ 0,8 mm.

- Pendule rive gauche (pendule 1)

Les coefficients globaux de détermination R^2 sont très bons dans les deux directions. Les mouvements sont de très faible amplitude globale (0,9 mm dans le sens radial et 0,4 mm dans le sens tangentiel) et expliqués principalement par l'effet saisonnier dont l'amplitude est de 0,6 mm dans le sens radial et de 0,2 mm dans le sens tangentiel. La cote du plan d'eau n'a aucune influence significative sur les mesures.

La part réversible du mouvement a été, sur les 12 ans de mesures, d'environ 0,25 mm dans le sens radial et de 0,3 mm dans le sens tangentiel, l'extrémité de la voûte ayant tendance à s'enfoncer légèrement dans le rocher de rive à rive et à reculer légèrement dans le sens radial par mouvement de rotation de l'encastrement dans l'appui.

Les mouvements enregistrés par le pendule 1 sont en parfaite opposition de phase avec les mouvements enregistrés par le pendule de clef, ce qui traduit un bon encastrement de l'arc supérieur dans l'appui rive gauche.

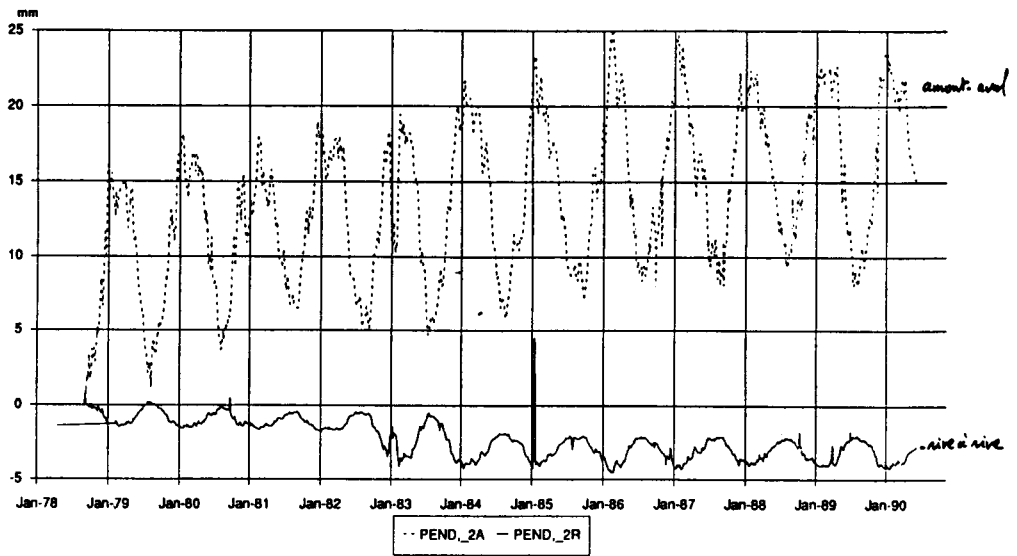


Figure 6 : Mesures brutes du Pendule 2 (barrage du Gouet)

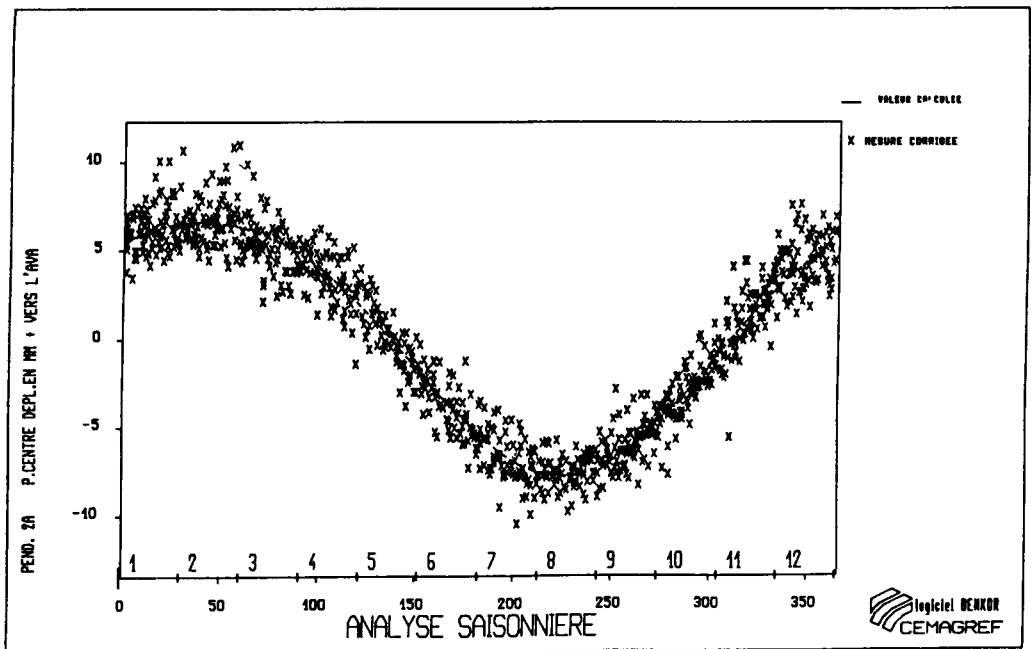


Figure 7 : Pendule 2 - Analyse saisonnière (barrage du Gouet)

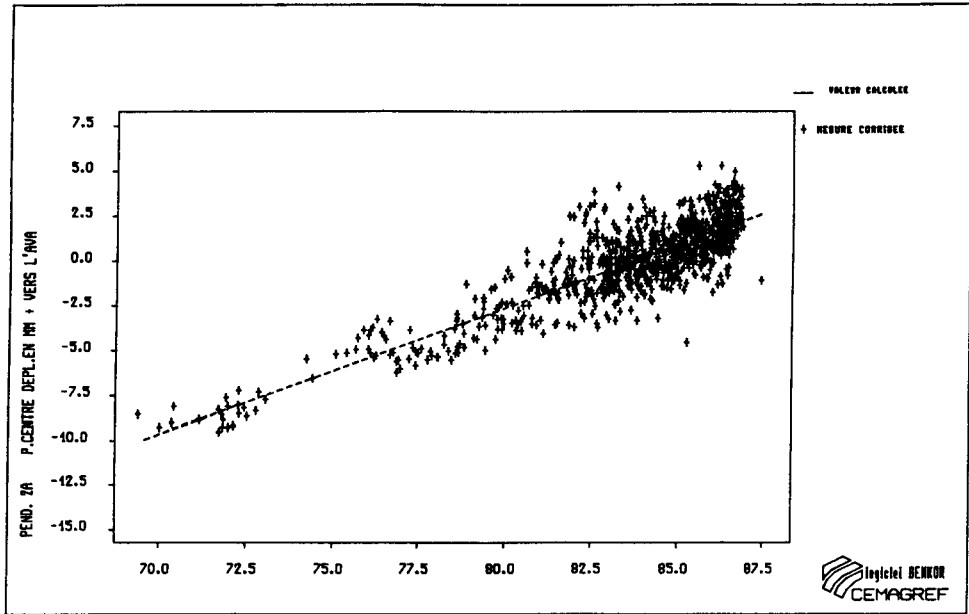


Figure 8 : Pendule 2 - Analyse des effets de la variation du plan d'eau
(barrage du Gouet)

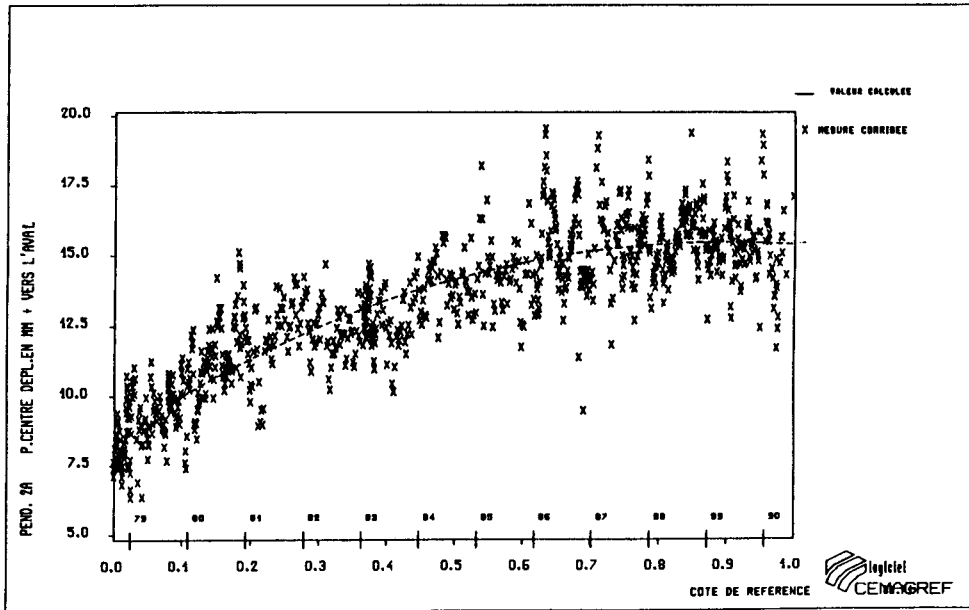


Figure 9 : Pendule 2 - Analyse à conditions constantes
(barrage du Gouet)

- Pendule rive droite (pendule 3)

Le coefficient global de détermination est excellent pour le mouvement tangentiel qui est d'ailleurs largement prépondérant. Ce mouvement, de plus de 3 mm d'amplitude totale sur les 12 ans d'observation, se décompose en une partie réversible liée à l'effet saisonnier (1,6 mm d'amplitude) et une partie non réversible d'environ 1,3 mm en 12 ans traduisant un enfoncement de la voûte dans la rive. Pour les mouvements saisonniers, la rive droite de la voûte présente un enfoncement maximum en fin d'été lié à la dilatation de la voûte et un mouvement inverse maximum en fin d'hiver.

- Conclusions pour les pendules

Les déplacements dans le sens radial sont, en rives, très petits par rapport aux déplacements de même nature en clef ; ils sont toutefois plus importants en rive gauche qu'en rive droite. Ceci montre que le barrage est bien campé sur ses appuis. L'encastrement en rive gauche est excellent ainsi qu'en atteste le fait d'avoir des mouvements (très faibles) en opposition de phase avec les mouvements en clé.

L'encastrement en rive droite est légèrement moins bon ; c'est du moins ce qui ressort des mouvements tangentiels du pendule 3, que ce soit sous leur composante saisonnière réversible ou du point de vue de leur dérive dans le temps.

En clef, les mouvements réversibles dus essentiellement à l'effet saisonnier ont une amplitude de 15 à 18 mm, la voûte reculant en été et avançant en hiver.

L'analyse des mesures met en évidence un mouvement irréversible vers l'aval de 8 mm sur la période 1979-1986 apparemment stabilisé sur la période récente.



Méthodologie de diagnostic complet des barrages anciens

Gérard DEGOUTTE, *ENGREF*

Ce document vient en complément du "Guide pour le diagnostic rapide des barrages anciens" édité par le CEMAGREF fin 1992 et remis aux participants.

1 - Intérêt du diagnostic en deux étapes : diagnostic rapide et diagnostic complet

Il existe dans le monde un très grand nombre de barrages anciens souvent mal connus et mal surveillés. Le public s'est habitué à leur présence et pourtant ils présentent un fort potentiel d'insécurité. Il est maintenant admis que ces barrages doivent faire l'objet d'une vérification comprenant une surveillance régulière précédée d'un diagnostic sur la sécurité de l'ouvrage. Le diagnostic comporte des reconnaissances et différents calculs pour donner un avis sur la sûreté de l'ouvrage. Selon les conclusions, le barrage sera simplement surveillé, ou bien renforcé, ou même éventuellement démolé.

Ce travail est complexe car l'ouvrage à vérifier est généralement mal connu. En France, il a été entrepris sur de nombreux barrages, principalement sur les plus importants. La circulaire interministérielle du 14 août 1970 a demandé que tous les barrages anciens intéressant la sécurité publique fassent l'objet d'une procédure de révision spéciale soumise à l'avis du Comité Technique Permanent des Barrages. La plupart des barrages de hauteur supérieure à 20 m a ainsi fait l'objet d'études de diagnostic, et le cas échéant de confortement. Mais il reste un grand nombre de barrages de hauteur inférieure qui intéressent ou non la sécurité publique et qui n'ont pas fait l'objet de cette procédure de révision.

Généralement les propriétaires de ce type de barrage n'en possèdent qu'un ; ils ne sont donc pas sensibilisés aux problèmes de sécurité. Sauf exception, il ne faut pas alors espérer qu'ils prennent l'initiative de faire procéder à une révision de l'ouvrage.

Il importe donc que les services de contrôle de l'État exigent l'établissement de diagnostics lorsqu'ils sont nécessaires et qu'ils soient capables de juger rapidement de la nécessité d'une investigation.

Dans ces conditions, une approche pragmatique et efficace de la question de la sécurité des barrages anciens conduit à distinguer deux types d'intervention :

- le diagnostic rapide,
- le diagnostic complet.

Le diagnostic rapide est à la charge du service de l'Etat chargé du contrôle. Il est établi à partir des documents existants et d'une visite de l'ouvrage et de l'occupation de la vallée en aval. Il ne comporte ni travaux de reconnaissance, ni essais, ni calculs lourds. Pour des ouvrages courants, le diagnostic rapide exige une à trois journées de travail d'ingénieur incluant la visite du site, une discussion avec le propriétaire, l'observation des documents, le rapport de diagnostic.

Le **diagnostic rapide** permet de dire si :

- l'ouvrage est susceptible d'intéresser la sécurité publique ;
- le barrage ne pose pas de problème ;
- le barrage doit être entretenu ;
- un diagnostic complet doit être établi ;
- le barrage nécessite des travaux de réfection ;
- le barrage doit être vidé sans délai, totalement ou partiellement [1].

Le **diagnostic complet** est établi par un bureau d'étude expérimenté et à la charge du maître d'ouvrage. Il comporte :

- une visite détaillée de l'ouvrage si possible avec retenue pleine et avec retenue vide ;
- si nécessaire des reconnaissances (sondages, géophysique...) et des essais de laboratoires, ainsi que la mise en place ou le renforcement du dispositif d'auscultation ;
- éventuellement le calcul de l'onde provoquée par un effacement du barrage ; tous les calculs de stabilité, de capacité des organes hydrauliques...

Il doit conclure sur la sûreté de l'ouvrage et sur la nécessité de le conforter. Il doit également décrire le type de confortement envisageable, sans toutefois consister directement en un avant projet.

Commentaire sur la définition d'un barrage ancien

Bien entendu, sont considérés comme barrages anciens tous les barrages qui ont vieilli. Force est de constater que ce qui a le plus vieilli, c'est le mode de conception et de dimensionnement, tant de la structure que des organes hydrauliques. Les matériaux aussi vieillissent, avec dissolution des liants, fatigue des maçonneries, tassements, saturation, colmatage des drains, entraînement de fines... On peut considérer aujourd'hui qu'un barrage ancien est un ouvrage construit avant 1970 environ ou même un barrage plus récent si son constructeur ou son concepteur n'avaient pas la compétence nécessaire.

2 - Pourquoi un diagnostic ?

Un barrage ancien, par exemple centenaire, ayant été testé suffisamment longtemps a en quelque sorte fait ses preuves. Si de plus l'aspect général est bon, on est naturellement enclin à ne pas s'inquiéter : le barrage fait partie du paysage. Mais, ce sentiment de sécurité n'est pas toujours fondé.

2.1. La crue maximale connue par l'ouvrage peut être très inférieure à la crue de projet : le barrage n'a pas alors été vraiment testé dans les conditions les plus défavorables.

Ces risques sont assez évidents s'il s'agit d'un barrage en remblai dont l'évacuateur de crue s'avère insuffisant. Mais c'est aussi très grave dans le cas d'un barrage poids déversant : les moments des forces tendant au renversement de l'ouvrage croissent comme le cube de la hauteur. Pour les petits et moyens barrages, ce critère est prépondérant.

Ainsi, le barrage déversant en maçonnerie de la Bourne construit en 1877 a dû être conforté en 1984. Un calcul moderne avait montré qu'il était stable selon les critères actuels tant que le débit n'excédait pas $450 \text{ m}^3/\text{s}$. Or la plus grosse crue connue en un peu plus de 100 ans était du même ordre ($420 \text{ m}^3/\text{s}$) et la crue millénaire avait été estimée à $850 \text{ m}^3/\text{s}$ [2].

2.2. Un barrage peut avoir résisté à un certain événement, par exemple une crue donnée, ou une vitesse de vidange donnée..., et ne pas résister au même événement une seconde fois : c'est par exemple le cas d'un barrage en maçonnerie qui aura résisté à une forte crue qui tendait à le renverser en créant en son sein des voûtes de décharges.

2.3. Les maçonneries vieillissent sous l'effet des sollicitations prolongées tant hydrauliques que mécaniques :

- les liants se dissolvent sous l'effet des percolations de l'eau ; il en résulte à la fois une perte de poids de l'ouvrage, une augmentation des sous-pressions internes et une accélération des fuites ;

- la maçonnerie se fatigue sous l'effet des déformations répétées dues aux variations thermiques et aux fluctuations du plan d'eau.

Ce vieillissement des maçonneries ne se détecte pas forcément du premier coup d'œil, car les vieux ouvrages d'art en maçonnerie présentent des parements d'excellente qualité mais un remplissage plus médiocre.

Ainsi, le barrage en maçonnerie de Moulin Bertrand construit en 1923 avait un excellent aspect. Des sondages réalisés en 1986 ont montré que la maçonnerie avait perdu une grande partie de son liant portant la densité de 2,4 à 2,25. Les sous-pressions dans le corps de l'ouvrage étaient élevées car le parement aval était trop bien jointoyé.

2.4. Les remblais vieillissent aussi. Des phénomènes d'érosion interne peuvent lentement colmater des drains à granulométrie incorrecte et provoquer la saturation du parement aval. Une rupture par glissement de ce talus ou par renard peut alors survenir.

Ainsi, un petit barrage gersois a été détruit par renard en 1976. Ce barrage avait été construit vingt-cinq ans auparavant, vraisemblablement sans étude ni contrôle de mise en œuvre.

Autre exemple, un barrage en arènes granitiques a vu son drain vertical se colmater six ans après sa mise en eau. Puis, quatre ans plus tard, son talus aval s'est saturé et a commencé à glisser [3].

Plusieurs dizaines d'années de comportement apparemment normal ne mettent donc pas à l'abri d'un risque de rupture d'un barrage en terre.

2.5. Enfin, les fondations vieillissent. En particulier, les drains forés dans la roche de fondation peuvent être peu à peu colmatés par des apports de minéraux ou des dépôts organiques (bactéries, algues).

Ce cas a été rencontré sous l'appui central d'un barrage double voûte construit en 1972 en site granitique. Une reconnaissance des drains par caméra vidéo puis par diagraphie aux rayons gamma a permis de déceler un colmatage important des fissures, limité essentiellement au voisinage immédiat du forage [4].

3 - Diagnostic complet d'un barrage en remblai

A la suite du diagnostic rapide, un diagnostic complet doit être établi s'il y a lieu. Dans la grande majorité des cas, celui-ci sera fortement étayé par des reconnaissances. Leur nécessité aura d'ailleurs été établie à l'issue du diagnostic rapide. Il est fortement conseillé de faire diriger la campagne de reconnaissance par le responsable de l'étude de diagnostic. En effet, les reconnaissances ne sont pas décidées en aveugle mais dans un souci bien caractérisé d'investiguer une zone douteuse ou de mesurer tel ou tel paramètre. De plus, la reconnaissance pourra évoluer en fonction des premiers résultats.

3.1. Techniques de reconnaissance d'un barrage en terre [5]

Les techniques de reconnaissance classiques sont les suivantes :

- tranchées de reconnaissance à la pelle mécanique en crête ou en pied de parement, à réaliser barrage vide ;
- forages réalisés depuis la crête ou depuis le pied aval et descendus dans la fondation ;
- essais in situ permettant de mesurer des paramètres mécaniques interprétables : pénétromètre statique, pressiomètre, phicomètre ;
- essais de mécanique des sols sur échantillons intacts ou remaniés.

Il est important de valoriser au mieux les essais coûteux, c'est-à-dire les forages. La mise en place de piézomètres ou de capsules de pression interstitielle doit donc être envisagée pour apporter des renseignements utiles tant pour la reconnaissance que pour l'auscultation ultérieure. De même, des essais d'eau en place permettent à peu de frais d'apprécier la perméabilité ou, au moins, de déceler des contrastes de perméabilité.

Une nouvelle technique de reconnaissance est celle de la thermographie infrarouge pour détecter les zones plus froides créées par l'eau à l'arrivée sur le parement aval des barrages.

Les forages réalisés pour reconnaître un barrage en terre peuvent être remaniés, destructifs ou carottés.

Les forages remaniés en terrain meuble sont généralement réalisés à la tarière mécanique. En récoltant avec soin les sols remontés, ces essais peu sophistiqués permettent de préciser la nature des couches rencontrées dans le remblai ou sa fondation par observation visuelle et par des essais d'identification.

Les forages destructifs ne présentent d'intérêt que si les paramètres de forage sont enregistrés. La vitesse d'avancement de l'outil et la poussée appliquée permettent de cartographier un profil du barrage, par exemple de rive à rive. Il est possible de corréliser ces paramètres ou leur variation avec certains paramètres physiques : compacité du sol, degré d'altération de la fondation. La réalisation d'un forage carotté sur le même profil est cependant indispensable si on veut que la cartographie utilisée soit interprétable en pratique.

Les forages carottés permettent des prélèvements d'échantillons peu remaniés moyennant l'emploi de carottiers double ou triple et une forte qualification du sondeur. Le diamètre des carottes de sol doit être au moins de 85 mm, ce qui exige des forages de diamètre 113 ou 133 mm. Dans le rocher, le diamètre de la carotte peut être ramené à 62 mm et celui du forage à 86 mm.

Les essais d'eau sont de type LEFRANC dans les sols et LUGEON dans les roches.

L'essai LEFRANC fournit la valeur moyenne, sur la tranche du forage obturée, de la perméabilité horizontale. C'est donc une valeur a priori intéressante tant en fondation que dans le remblai. C'est un essai simple, rapide et peu précis. Le résultat est fortement lié à la technicité du sondeur.

Le laboratoire régional des Ponts et Chaussées de Strasbourg a mis au point le **PERMÉAFOR**, qui réalise une succession de mini-essais LEFRANC et enregistre la perméabilité en pseudo-continu en même temps que la pression de fonçage de l'outil.

L'essai LUGEON véritable doit être effectué sous une pression de 1MPa. Pour les petits ouvrages il convient, pour ne pas désorganiser le milieu, de ne pas dépasser en pratique une pression égale au poids des terrains sus-jacents. Cet essai nécessite aussi une bonne qualification du sondeur. Il faut bien s'assurer que les pertes de charge sont connues, faute de quoi l'interprétation risque d'être fantaisiste.

Les forages réalisés peuvent ensuite être valorisés en les équipant en **piézomètre**. Si l'on veut interpréter un phénomène d'écoulement, il convient de limiter à environ 1,50 m la hauteur crépinée. Si à l'inverse on ne cherche pas vraiment à connaître un phénomène mais à déceler un risque d'évolution de l'écoulement, il convient de crépiner le piézomètre sur pratiquement toute sa longueur.

Des essais mécaniques en place peuvent remplacer ou compléter les forages destructifs :

- le pénétromètre permet de mesurer la résistance à l'enfoncement d'une pointe (et éventuellement la résistance au frottement latéral). Le pénétromètre statique, le plus riche d'enseignement est limité aux sols fins. Le pénétromètre dynamique permet de traverser des sols grenus ;
- le pressiomètre permet d'estimer la déformation du sol ou de la roche ;
- le phicomètre permet d'estimer dans un forage la résistance au cisaillement des sols ;
- le scissomètre mesure la cohésion non drainée des argiles molles.

Dans un petit barrage, nous recommandons l'emploi de moyens légers (pelle mécanique et tarière) et la réalisation d'un minimum de forages carottés, descendus depuis la crête jusqu'à la fondation, complétés par des essais d'eau et équipés en piézomètres lorsqu'ils sont à l'aval de l'étanchéité.

Enfin surtout, la règle d'or est de réaliser la campagne de reconnaissance en ayant la meilleure idée possible de ce dont on aura besoin pour le diagnostic du barrage. Il est très coûteux de faire revenir une sondeuse si l'on s'aperçoit au moment du calcul de rentabilité que, pour faire par exemple un calcul aux éléments finis, on a besoin d'un essai pressiométrique.

3.2. Le diagnostic d'un barrage en remblai

Le diagnostic consiste à porter un jugement sur la sécurité de l'ouvrage. Il comporte toujours une étude hydrologique, une étude hydraulique et un calcul de stabilité. Si des données d'auscultation sont disponibles, le diagnostic comprend également une analyse du comportement de l'ouvrage.

Les calculs de stabilité nécessitent la connaissance :

- des densités en place des matériaux du remblai et de la fondation tant pour les zones saturées que pour les zones non saturées ;
- des caractéristiques mécaniques à long terme obtenues par des essais triaxiaux sur échantillons intacts après consolidation ;
- de la position de la ligne de saturation et des affleurements éventuels sur le parement aval ;
- si possible, des pressions interstitielles.

Les calculs classiques de rupture circulaire, selon la méthode Bishop par exemple, sont très généralement suffisants. La difficulté n'est pas de réaliser ce calcul, mais bien de déterminer les paramètres nécessaires.

Des méthodes plus lourdes peuvent s'avérer utiles dans des cas difficiles : ce sont des calculs par éléments finis. Les codes de calcul existent, mais en petit nombre si l'on cherche à simuler de manière satisfaisante le comportement élastoplastique d'un sol. Ces méthodes peuvent être cependant intéressantes si l'on dispose de nombreuses données d'auscultation (piézométrie, pressions interstitielles, déformations). Les calculs à deux dimensions seront toujours suffisants.

Bien sûr, il ne faut pas oublier que l'on calcule un barrage existant :

- si des suintements apparaissent sur le talus aval, il faut absolument que la zone saturée considérée soit compatible avec cette observation ; il n'est pas question de considérer une "belle" parabole de Kozeny conforme aux meilleurs écrits !
- si un début de glissement est déjà observé, il faut bien que le résultat de calcul conduise à un coefficient de sécurité voisin de 1. Pour cela les paramètres de calage sont les caractéristiques mécaniques et la position de la courbe de saturation.

Dans des cas aussi défavorables, le calcul n'apporte que peu de choses à ce que l'on sait déjà sur le risque encouru par le barrage. Mais il permet de comparer efficacement divers types de confortement (par massif aval, par drainage...).

4 - Diagnostic complet d'un barrage poids

4.1. Les techniques de reconnaissance des barrages en maçonnerie ou en béton

La reconnaissance des barrages poids repose essentiellement sur des forages carottés prolongés en fondation qui permettent :

- la mesure des paramètres de forage ou diagraphies instantanées (pression sur l'outil, couple de rotation, vitesse d'avancement) ;
- l'observation des carottes et la détermination de l'état de fracturation du matériau prélevé ;
- le choix d'échantillons intacts pour des mesures de densité, porosité et résistance mécanique ;
- l'observation des parois du forage par caméra vidéo, lorsque le carottage est très médiocre ;
- la réalisation d'essais de perméabilité en forages de type Lugeon dans le corps du barrage, dans sa fondation ou au contact ;
- la réalisation d'essais mécaniques en forages, de type pressiomètre ou dilatomètre ;
- l'équipement ultérieur de certains forages en piézomètres à tube ouvert ou la pose de capteurs de pression interstitielle à divers niveaux (on peut envisager jusqu'à trois capteurs par forage).

Quelques forages carottés sont donc indispensables dès que l'on souhaite réaliser le diagnostic complet d'un barrage poids. Ils permettent d'évaluer, bien que de façon ponctuelle les caractéristiques de base entrant dans la vérification de la stabilité de l'ouvrage :

- densité de la maçonnerie,
- niveau exact de la fondation,
- nature du contact,
- valeur des sous-pressions...

Toutefois, les forages carottés sont d'un coût élevé, ce qui en limite le nombre, en particulier pour des propriétaires d'ouvrages au départ peu motivés par les problèmes de sécurité. La richesse des informations que fournissent les forages trouve ainsi ses limites dans leur représentativité, et une reconnaissance basée sur ces seules investigations ponctuelles ne permet pas de déceler d'éventuelles zones particulièrement médiocres situées à distance des forages.

De ce point de vue, la reconnaissance sismique apporte à moindre coût un complément d'information très utile. Les différentes techniques décrites ci-après offrent un large choix d'investigations, car on peut opérer soit entre forages (profils de rive à rive), soit entre sondages et parements, soit entre parements amont et aval, que le barrage soit vide ou plein. Le programme des reconnaissances sismiques peut ainsi être adapté au mieux à chaque cas particulier d'ouvrage.

4.2. Les méthodes de transparence sismique [6]

4.2.1. Principe général de la transparence sismique

Les reconnaissances sismiques par transparence servent à mesurer des vitesses sismiques au sein d'un ouvrage massif. Comme pour la sismique réfraction de surface, le principe est d'émettre un choc et de mesurer le temps de propagation de l'onde de choc, puis d'en déduire la vitesse sismique du ou des matériaux traversés. La présence de parements extérieurs ou d'orifices tels que forages ou galeries permet de choisir des couples émission-réception pour lesquels les trajets des ondes de choc sont bien connus. Cela élimine un grand nombre d'inconnues et rend le dépouillement plus aisé.

Comme en sismique de surface, on peut se contenter d'enregistrer les ondes de compression, ou ondes P, mais on peut aussi enregistrer les ondes de cisaillement ou ondes S. Les ondes S plus lentes sont a priori difficiles à visualiser au sein d'une vibration complexe. Leur mesure nécessite donc un matériel plus performant tant pour l'émission que pour la réception.

La connaissance conjointe des vitesses des ondes S et des ondes P permet de calculer le module dynamique du matériau. Il est donc essentiel de savoir avant de choisir un type d'investigation si l'on veut seulement mesurer les vitesses sismiques dans le corps de l'ouvrage ou bien si l'on veut aussi connaître les modules dynamiques.

4.2.2. Les différentes méthodes de transparence sismique

Compte tenu des performances des dispositifs d'émission et de réception, de leurs contraintes de mise en œuvre, de la nécessité ou non d'enregistrer des ondes S, les différents essais suivants peuvent être pratiqués pour reconnaître un barrage poids.

a) Le carottage sismique

Le carottage sismique est l'essai le plus simple. Il utilise un seul forage. Une grappe d'enregistreurs (hydrophones ou géophones moulés sur un câble) est descendue dans le forage (**figure 1**). On peut ainsi enregistrer douze ou vingt-quatre signaux à différentes profondeurs, pour une même émission de surface. L'essai permet donc l'enregistrement des vitesses des ondes P en fonction de la profondeur. Il est nécessaire de maintenir le forage en eau pour assurer le couplage récepteur-terrain.

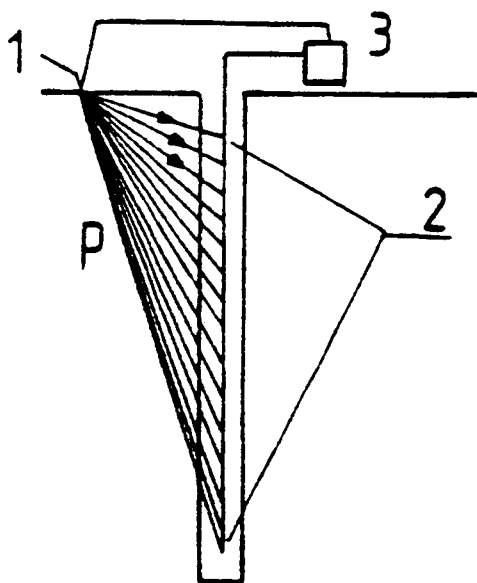


Figure 1 : Le carottage sismique
1. Emission tir ; 2. Réception ; 3. Laboratoire

Cette méthode rapide valorise les forages et en particulier les forages destructifs. Elle complète des méthodes sismiques plus lourdes, telles que la tomographie décrite plus loin.

b) L'essai cross-hole

L'essai cross-hole est réalisé entre deux forages, l'un consacré à l'émission et l'autre à la réception (**figure 2**). Classiquement, cet essai destiné à valoriser au mieux les forages est utilisé pour mesurer les vitesses des ondes P et des ondes S, sur des trajectoires horizontales. Les ondes de cisaillement sont des ondes S vibrant dans le sens vertical.

La difficulté d'isoler une onde tardive S au milieu d'une vibration complexe amène :

- à étudier les seuls trajets horizontaux en plaçant émetteur et récepteur au même niveau ;
- à utiliser une source qui produit un effort de cisaillement énergétique ;
- à utiliser un capteur capable de bien réceptionner des ondes S.

Cependant, la spécificité de la sonde qui crée du cisaillement n'est pas de nature à permettre de grandes portées et limite donc la distance entre forages. La sonde de réception, composée de trois géophones, est plaquée également aux parois et déplacée aux mêmes niveaux.

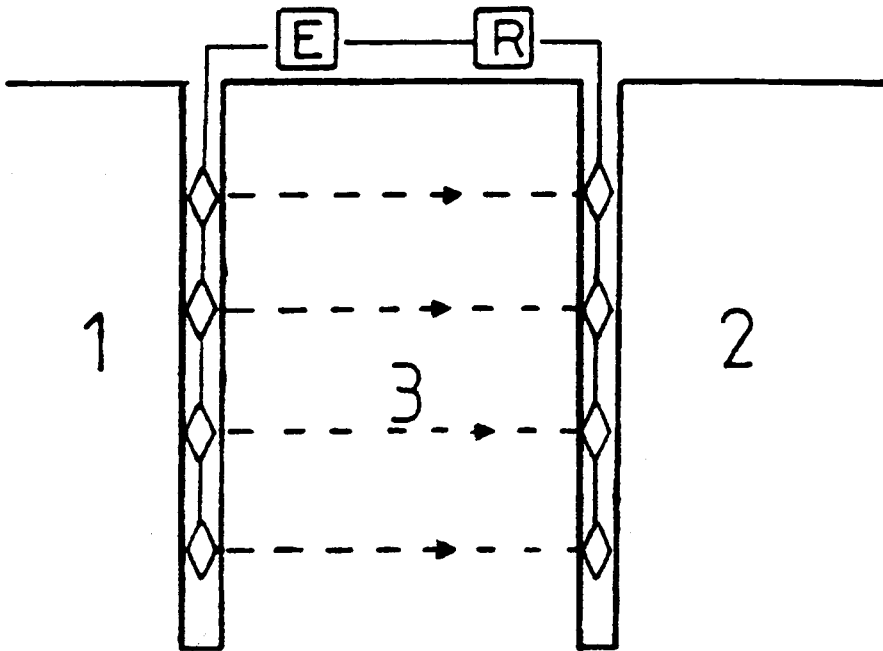


Figure 2 : L'essai cross-hole

1. n émissions ; 2. n réceptions par dispositif plaqué à la paroi ; 3. n trajets horizontaux

Le dépouillement classique de l'essai cross-hole suppose des forages distants de 5 à 10 m. Si les forages sont plus éloignés, jusqu'à 20 ou 30 m, il est nécessaire de considérer que les trajets les plus courts en temps ne sont pas obligatoirement les trajets directs, mais des trajets éventuellement réfractés sur des horizons plus rigides. Ceci nécessite un programme de traitement automatique des temps d'arrivée.

Les signaux peuvent être traités en analyse de fréquence. Avec les sondes à frappe, les fréquences des ondes P sont de l'ordre de 1 000 à 1 400 Hertz et celles des ondes S de 150 à 300 Hertz. Lorsque la source est bien adaptée, cette reconnaissance des signaux par leur fréquence est suffisamment caractéristique pour qu'aucun traitement ne soit nécessaire. Avec les sondes tridirectionnelles, la distinction entre ondes P et ondes S est facilitée, car leurs arrivées respectives sont enregistrées par des capteurs différents (**figure 6**).

c) La transparence simple

En variante de l'essai de base cross-hole réalisé entre deux forages, il s'avère possible d'utiliser un parement ou les deux pour placer les émetteurs et les récepteurs.

On peut donc :

- placer les émetteurs sur le parement aval, et les récepteurs dans un forage ;
- placer les émetteurs sur le parement amont et les récepteurs dans un forage ou sur le parement aval (**figure 3**).

L'essai de transparence simple étudie donc un barrage plutôt dans le sens amont-aval par opposition à l'essai cross-hole qui l'étudie en général dans le sens rive à rive. L'intérêt le plus net de cette technique est d'être applicable en l'absence de forage. En contrepartie, il faut dans ce cas plaquer les sondes de réception sur le parement aval, ce qui exige des échaffaudages ou le recours à des alpinistes. Toujours dans le cas où

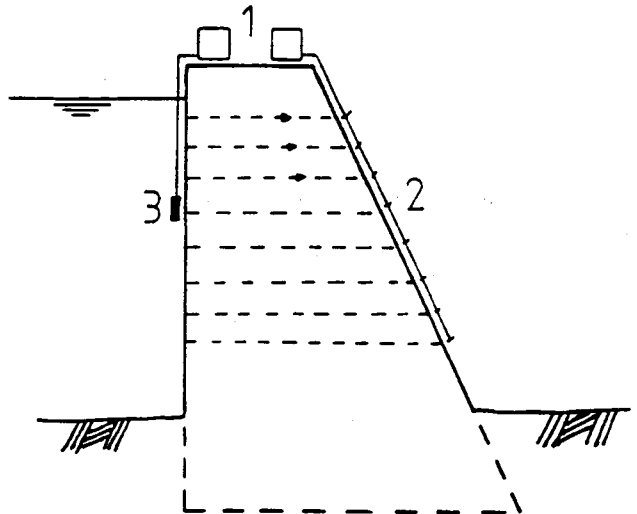


Figure 3 : La transparence sismique
 1. Laboratoire ; 2. Géophones ;
 3. Canons à air

l'on travaille sans forages, les techniques d'émission actuelles permettent de délivrer des ondes de qualité depuis un parement amont en eau, mais ne permettent de bien mesurer que des ondes P.

d) La tomographie

On appelle tomographie toute méthode de détermination des vitesses sismiques grâce au balayage d'un plan d'expérimentation (ou panneau) par des rayons sismiques et à une interprétation des mesures par un processus d'inversion automatique.

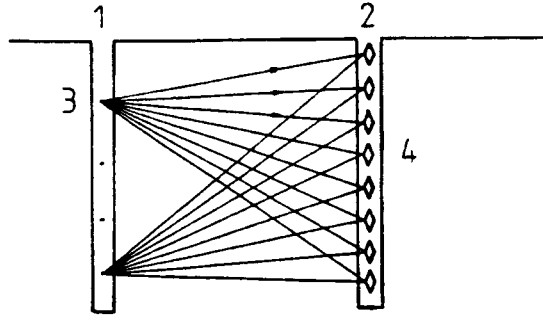


Figure 4 : La tomographie : analyse en ondes P de $n.p$ rayons et traitement automatique
 1. Forage d'émission ; 2. Forage de réception ;
 3. n émissions ; 4. p réceptions.

Sur une ligne, on dispose de p récepteurs qui restent fixes pendant toute l'expérimentation. Sur une autre ligne, on déplace l'émetteur successivement en n points. Pour chaque point d'émission on mesure les temps d'arrivée aux p récepteurs (figure 4). On dispose ainsi de $n.p$ informations que l'on traite à l'aide de logiciels permettant d'établir une carte des vitesses sismiques.

Pour une reconnaissance de barrage, la tomographie peut se faire entre deux forages, entre un forage et un parement ou entre le parement amont et le parement aval.

L'interprétation des mesures suppose que deux rayons sismiques voisins suivent par continuité des trajets voisins mais nécessairement droits.

Cet essai est en principe réservé à l'étude des ondes P, car la mesure des temps d'arrivée des ondes S n'est pas pour l'instant assez précise.

La figure 6 montre l'exemple d'une carte des vitesses obtenues entre les trois forages de reconnaissance pratiqués au barrage de la Gimond, distants de 15 m et 25 m.

4.2.3. Deux exemples de reconnaissances de barrages en maçonnerie

Les deux campagnes géophysiques que nous allons décrire ont été pilotées par le CEMAGREF et réalisées par SEGG.

a) Le barrage de la Bourne (1980)

Le barrage de la Bourne est un barrage poids déversant en maçonnerie destiné à alimenter un canal d'irrigation. Construit en 1870, il est haut de 18 m sur la molasse de fondation. Le parement amont est vertical et le parement aval a un fruit de 0,57, a priori largement insuffisant.

Le diagnostic du barrage a été réalisé en 1980. Les reconnaissances ont comporté la réalisation depuis la crête de quatre forages carottés descendus de 5 m dans la fondation. L'hétérogénéité des carottes a conduit le CEMAGREF à lancer une campagne de reconnaissance géophysique par méthodes micro-sismiques et micro-électriques.

Les mesures sismiques ont comporté (figure 5) :

- des carottages sismiques avec émission en tête de chaque forage et réception tous les 50 cm ;
- des mesures par transparence simple avec émission du choc au pied aval du barrage et réception par des géophones placés dans les forages tous les mètres.

Il est à noter que les méthodes employées utilisaient seulement les forages un par un, contrairement aux méthodes de type cross-hole.

En outre, les mesures par transparence simple se sont appuyées sur les quatre forages, parce qu'il n'était pas économiquement envisageable de vider la retenue, et que les techniques d'émission puissante sous l'eau n'étaient pas encore classiquement utilisées.

Par ailleurs, des mesures micro-électriques ont été réalisées avec une électrode d'émission implantée en rive à une distance supposée infinie, une autre électrode d'émission placée dans le forage et deux électrodes de réception dans le forage également. Le forage était maintenu en eau à l'aide d'une pompe.

Les forages ont montré que le corps de l'ouvrage était relativement poreux avec une perméabilité extrapolée de 25 UL alors que les parements et la crête montraient des perméabilités de 1 à 3 UL. Le matériau carotté s'est révélé de qualité hétérogène parfois très bon, parfois poreux ou caverneux. L'un des quatre forages a dû être tubé en partie basse ; il s'agit de celui qui intéresse la zone où le béton de fondation avait été mis en place sous l'eau.

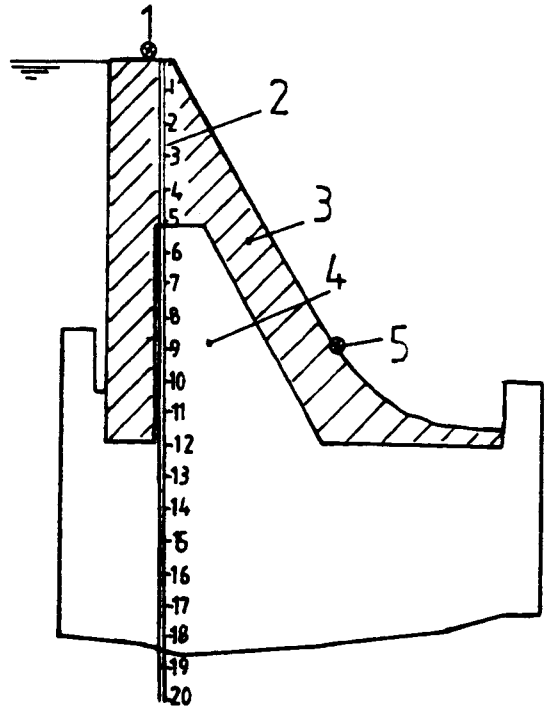


Figure 5 : Barrage de la Bourne - Vue en coupe en partie centrale

1. Ebranlement pour carottages sismiques ;
2. Forage de réception ; 3. Maçonnerie ; 4. Béton maigre
- 5 : Ebranlement par transparence

Les résultats de la campagne géophysique ont permis de bien distinguer :

- la maçonnerie formant carapace avec une résistivité de $180 \Omega \times m$ et une vitesse sismique de $2\,300 \text{ m/s}$;
- le béton du cœur du barrage avec une résistivité plus faible de $130 \Omega \times m$ et une vitesse sismique de l'ordre de $4\,000 \text{ m/s}$;
- le béton de fondation avec une résistivité de $140 \Omega \times m$ et une vitesse de $4\,100 \text{ m/s}$;
- la molasse de fondation avec une résistivité de $80 \Omega \times m$ et une vitesse de $2\,500 \text{ m/s}$.

La campagne a, en outre, montré que les carottes obtenues par le forage qui avait dû être tubé, donnaient une vision trop pessimiste de la qualité réelle du béton (un caillou entraîné par la couronne ayant pu désagréger les matériaux forés). Il a enfin été confirmé que les forages n'étaient pas passés à côté de zones de qualité médiocre. Une reconnaissance limitée à des forages carottés écartés de 15 m a donc pu être validée par un complément peu coûteux de géophysique [2].

b) Le barrage de la Gimond (1991)

Il s'agit d'un barrage poids en maçonnerie servant à l'alimentation en eau potable. Construit en 1923-1925, il a été rehaussé d'environ 2 m en 1957, ce qui porte sa hauteur maximum à 19 m sur fondation. Un remblai de 5 m vient l'épauler à l'aval.

Lors d'une première visite de l'ouvrage en 1989, le CEMAGREF a mis en évidence les points suivants :

- sous-dimensionnement notoire de l'évacuateur de crues ;
- présence d'un abondant placage de calcite sur la partie visible du parement aval masquant partiellement les fuites et indice d'une dissolution du liant de la maçonnerie (chaux hydraulique) ;
- quelques fuites observables ne représentant probablement qu'une faible part des percolations à travers l'ouvrage, compte tenu du remblai aval.

Cinq forages carottés ont été réalisés, trois verticaux depuis le couronnement (S1, S2 et S3) et deux inclinés depuis le pied aval (S4 et S5), avec essais de laboratoire, essais de perméabilité de type Lugeon, essais sismiques et équipement en piézomètres.

Le but de cette auscultation était de réaliser un zonage des vitesses sismiques pour vérifier l'homogénéité de la maçonnerie ou, au contraire, pour localiser les zones où le corps de l'ouvrage était plus dégradé que ne le montraient les carottes. Contrairement au barrage de la Bourne, les techniques utilisées ont permis d'étudier à la fois des plans amont-aval et des plans rive à rive. Cette approche tridimensionnelle permet une bonne connaissance de l'ensemble de la structure. Une zone de maçonnerie particulièrement mauvaise dans le forage central, a priori destinée à être le pivot des mesures cross-hole et de la tomographie a entraîné des

difficultés d'équipement de ce forage, le rendant impropre aux mesures sismiques. De ce fait, l'émission au droit de ce forage a été faite dans la retenue sur une ligne verticale le long du parement amont au moyen d'un canon à air. Le décalage de 2,20 m qui s'en suit, n'entraîne pas de modification significative dans l'interprétation des mesures.

La campagne de reconnaissance sismique a comporté :

- deux séries d'essais cross-hole entre les trois forages de crête avec enregistrement des ondes P et ondes S ;
- un double panneau vertical de tomographie entre les trois forages de crête portant sur les ondes P ;
- trois plans subhorizontaux de transparence simple entre parements en ondes P
- des carottages sismiques dans deux forages de crête en ondes S.

Les **figures 8 et 9** fournissent les résultats des essais cross-hole entre d'une part S2 et S3 et d'autre part S2 et S1. Les vitesses mesurées des ondes P et des ondes S permettent de déduire les valeurs moyennes suivantes :

- le module d'Young dynamique 22 400 MPa ;
- le module de cisaillement dynamique 8 500 MPa ;
- le coefficient de Poisson 0,31.

Les profils des vitesses des ondes de compression et de cisaillement montrent des zones de vitesses plus faibles, indices de maçonnerie plus médiocre de -3m à -7m sur le panneau S2-S3 et en partie haute du panneau S2-S1.

Les mesures par transparence simple font apparaître une forte anisotropie des vitesses des ondes P :

- vitesse moyenne de rive à rive dans le corps de l'ouvrage ou sur le parement aval : 3 700 m/s ;
- vitesse moyenne amont aval : 2 835 m/s.

Les vitesses de rive à rive sont en moyenne 30% supérieures aux vitesses dans le sens amont-aval. Ceci traduit le soin particulier apporté sur ce type d'ouvrage à la réalisation des parements (maçonnerie de pierres appareillées) par rapport au remplissage interne qui contient une forte proportion de liant plus ou moins dégradé.

Les mesures de tomographie réalisées entre S2 et S3 et entre S2 et S1 permettent de disposer d'une carte des vitesses sismiques des ondes P sur un panneau moyen vertical de 40 m de longueur en partie centrale de l'ouvrage (**figure 7**).

Globalement on note une augmentation des vitesses avec la profondeur, avec sous le niveau -11,0 m des valeurs presque toujours supérieures ou égales à 3 750 m/s.

Des zones de vitesses plus faibles apparaissent près des sondages en partie haute. Les zones médiocres des forages S1 et S2 ressortent aussi bien de la tomographie

que des transparences sismiques. Elles sont confirmées par l'observation des carottes.

L'ensemble des reconnaissances a montré que le barrage de la Gimond présentait des défauts d'étanchéité liés à des phénomènes de dissolution du liant, ayant créé des passages préférentiels pour l'eau. Mais du point de vue mécanique, la maçonnerie reste globalement de bonne qualité ainsi qu'en attestent l'observation des carottes, les

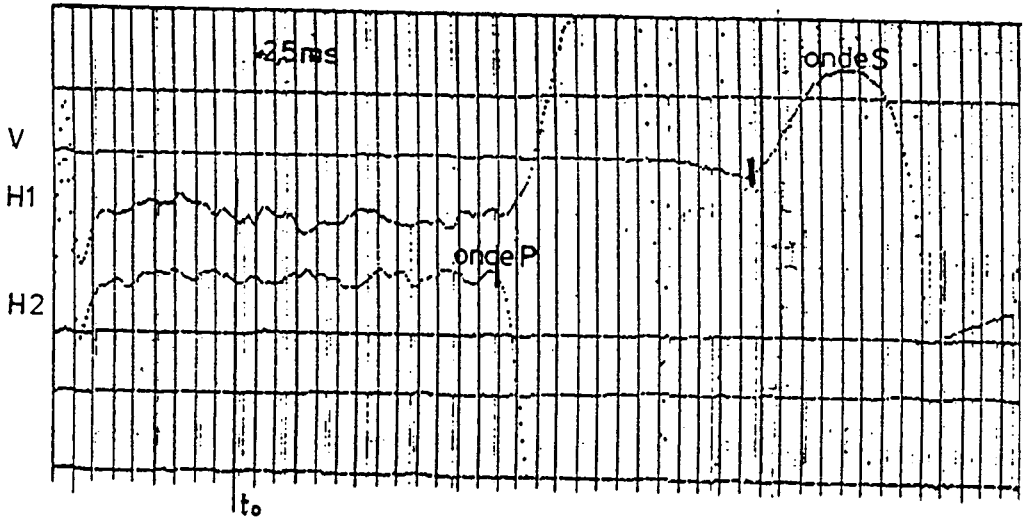


Figure 6 : Exemple d'enregistrement fourni par une sonde composée de trois géophones (1 V et 2 H)
Barrage de Gimond, S2-S1, 9 m de profondeur.
V : ondes S ; H1, H2 : ondes P

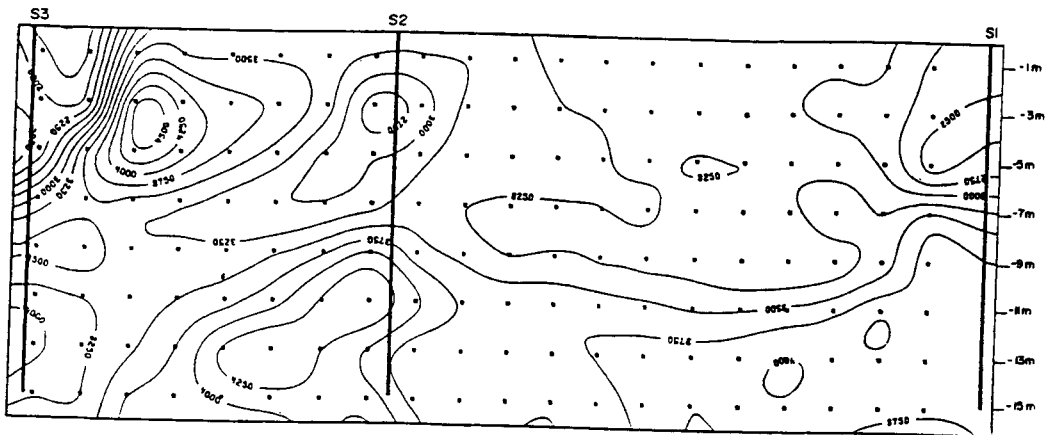
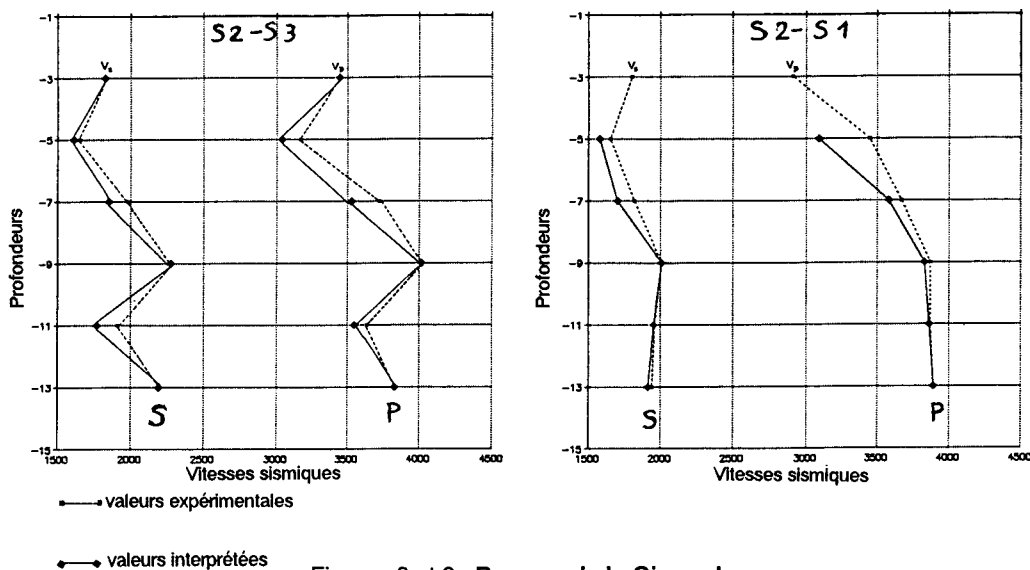


Figure 7 : Barrage de la Gimond : carte des vitesses des ondes P, obtenue par tomographie



Figures 8 et 9 : Barrage de la Gimond
Vitesses sismiques des ondes P et des ondes S

essais mécaniques et les valeurs relativement élevées des vitesses sismiques. Les parements de l'ouvrage, réalisés avec le plus grand soin, présentent des caractéristiques sensiblement meilleures que le remplissage central. On distingue quelques zones plus médiocres situées surtout en partie haute de l'ouvrage.

4.3. Enseignements tirés pour les reconnaissances

Les deux reconnaissances décrites (barrages de la Bourne et de la Gimond) montrent bien les progrès réalisés en dix ans dans les méthodes de reconnaissance sismique appliquées aux barrages.

En particulier, on sait réaliser l'émission de signaux le long d'un parement immergé. On peut donc envisager de mener une première reconnaissance sismique rapide, sans forages et sans vidange du plan d'eau. Par une série de profils amont aval et en ne s'intéressant qu'aux ondes P, on peut repérer des zones d'anomalies sismiques qui guideront l'implantation des sondages carottés ultérieurs.

Par ailleurs, on dispose maintenant d'appareillages d'émission et de chaînes de réception bien adaptés pour mesurer non seulement les ondes P mais aussi les ondes S, tant en forages que sur les parements.

Lors de la campagne d'essais au barrage de la Gimond, pour les essais cross-hole les enregistrements de terrain étaient d'excellente qualité. On distinguait très bien l'arrivée de l'onde P (très énergétique) de celle de l'onde S (figure 6). Les temps étaient pointés à $5 \cdot 10^{-5}$ s près, ce qui compte tenu des temps de parcours donne une précision de 1%. Si on tient compte par ailleurs de l'erreur de verticalité des sondages (moins de

1%), on aboutit dans ce cas à une erreur expérimentale sur les vitesses de l'ordre de 2,5%.

Cependant, ces méthodes de reconnaissances sismiques comportent un certain nombre de limites :

- les essais cross-hole et les tomographies nécessitent des forages d'autant plus rapprochés qu'on demande une reconnaissance fine. Il y a là un premier inconvénient d'ordre économique ;
- lorsqu'on réalise ces forages dans un barrage pour lequel on suppose l'existence de zones dégradées ou suspectes, on risque de se heurter à des problèmes d'exécution et d'équipement. La réalisation des essais sismiques nécessite la pose d'un tubage plastique scellé au terrain ;
- enfin, lors d'essais cross-hole ou de tomographies réalisés rive à rive sur un barrage poids, il est à craindre que la faible épaisseur de l'ouvrage conduise à des propagations préférentielles le long des parements. C'est en particulier le cas pour des ouvrages en maçonnerie dont les parements sont constitués de pierres taillées et appareillées avec plus de soin que le remplissage interne. Ceci conduit aussi à réduire les distances entre émission et réception.

On peut donc pour des reconnaissances futures proposer la méthodologie suivante :

En première phase, on réalise une campagne sismique légère basée sur la transparence simple entre les parements amont et aval, ne nécessitant ni sondages, ni vidange de la retenue. Les capteurs sont scellés sur le parement aval, ce qui exige l'intervention d'alpinistes pour les grands barrages. On peut travailler sur des profils situés soit sur des plans horizontaux (investigations par couches), soit sur des plans verticaux. On cherchera à identifier les particularités éventuelles liées aux zones des parements (sismique de surface). La densité des points d'émission et de réception dépendra du degré de précision souhaité (maille de 4 x 4 m à titre indicatif). Selon la qualité des signaux enregistrés, il sera parfois possible de pointer les ondes S et de dresser une première cartographie sommaire des modules sismiques.

En seconde phase, au vu des résultats de la première campagne sismique, on définira le nombre et l'implantation des forages carottés qui constitueront la base principale de la reconnaissance : examen des carottes, essais de laboratoire (densité, porosité, résistance à la compression et au fendage, vitesse sismique...), essais in situ (dilatomètre, perméabilité) et équipement en piézomètres.

Enfin, **en troisième phase**, on réalisera éventuellement une deuxième campagne sismique basée sur des mesures cross-hole ou tomographies entre forages ou entre forages et galeries en opérant sur des bases courtes et avec pour objectifs la mesure précise des modules (ondes P et S) et/ou l'investigation approfondie d'une éventuelle zone suspecte.

Cette méthodologie est à opposer au phasage plus classique utilisé jusqu'alors qui comprenait chronologiquement :

- une reconnaissance par forages carottés ;
- une campagne sismique essentiellement réalisée à partir des forages, destinée en particulier à vérifier leur représentativité.

Le gros intérêt de la méthodologie proposée ci-avant est de mieux localiser les forages et éventuellement d'en limiter le nombre.

4.4. Diagnostic des barrages poids

Le calcul de stabilité simple consiste à considérer une tranche verticale du barrage et à effectuer un calcul de résistance des matériaux, selon les hypothèses classiques de Navier. On vérifie la stabilité au glissement ainsi que l'absence de tractions. Le principe de ce calcul est décrit dans le *Guide par le diagnostic rapide des barrages anciens* [1].

Le calcul doit être mené pour la cote des plus hautes eaux. La valeur de la densité résulte des essais de laboratoire ; dans certains cas les échantillons analysables en laboratoire ne sont pas représentatifs car certaines parties du forage sont très dés-organisées. Les sous-pressions doivent si possible être mesurées dans les forages pour préciser la forme du diagramme.

Lorsque ce type de calcul montre que la stabilité est critique, on réalise généralement un calcul aux éléments finis. Ce calcul nécessitant la connaissance des modules d'élasticité de la maçonnerie et de la fondation, les reconnaissances préalables doivent avoir été orientées en ce sens. Ce calcul présente surtout un intérêt :

- en deux dimensions pour tenir compte des élasticités différentes des matériaux constitutifs du barrage et de la fondation ;
- en trois dimensions pour tenir compte d'un éventuel effet d'arc, ou d'une possibilité de report de charge sur des appuis dans des vallées étroites.

L'expérience montre cependant que pour les barrages en maçonnerie anciens, la faible courbure ne joue pas un rôle bien significatif sur la stabilité. Par contre, elle joue un rôle probablement important dans la limitation des écoulements internes en tendant à refermer les fissures amont, lorsque la poussée de l'eau augmente avec le remplissage de la retenue.

Enfin, le calcul au séisme doit être effectué, au moins selon une méthode pseudo-statique, dans les zones à risque sismique. Pour les petits barrages, le calcul au séisme en France métropolitaine est moins pénalisant que le calcul aux plus hautes eaux.

Bibliographie

- [1] **DEGOUTTE G.**, 1992. *Guide pour le diagnostic rapide des barrages anciens*. CEMAGREF, Coll. Études, série Hydraulique Agricole, N°13, 100 pages.
- [2] **DEGOUTTE G., MONCHALIN G.**, 1986. Renforcement d'un barrage par des tirants actifs. *Informations techniques du CEMAGREF*, cahier 62 N°3, 6 pages.
- [3] **MONTFORT L. et al**, 1991. *Éléments de méthodologie pour la détection et l'analyse du vieillissement illustrés par des exemples*. XVIIème Congrès CIGB, Q.65, R.23, pages 405 à 437.
- [4] **ROYET P., DEGOUTTE G., BECQUART D.**, 1990. *Diagraphies et diagnostic de l'évolution des débits drainés sous un barrage voûte*. Journées d'études diagraphies et mécanique des terrains, Bordeaux, pages 273 - 287.
- [5] **LAUTRIN D.**, 1990. *Géologie des barrages et des retenues de petite dimension*. CEMAGREF, Coll. Études, série Hydraulique Agricole, N°7, 144 pages.
- [6] **BERTRAND Y., ROYET P., DEGOUTTE G.**, 1993. L'application des méthodes de reconnaissance sismique à la reconnaissance des barrages en maçonnerie, *Revue Française Géotechnique N°63*, 11 pages.

Étapes du diagnostic

Barrage en terre : barrage des Sapins Barrage en maçonnerie : barrage de Chazelles

Paul ROYET - CEMAGREF

Introduction

Le présent document décrit deux exemples de diagnostic de barrages en service.

Le premier exemple concerne un barrage en terre sur lequel un début de renard a été observé par hasard un peu plus de dix ans après sa mise en eau ; dans ce cas, le diagnostic avait pour objet d'identifier les désordres, de rechercher leurs causes, de définir les mesures d'urgence à prendre et enfin de préparer les solutions de confortement de l'ouvrage.

Le second exemple traite d'un barrage ancien en maçonnerie dont les services de l'Etat chargés du contrôle ont estimé que son âge justifiait une réévaluation de sa sécurité. L'intervention qui n'avait pas de caractère d'extrême urgence s'est déroulée en plusieurs étapes en lien étroit avec le propriétaire du barrage.

1- Le barrage des Sapins

1.1 Présentation de l'ouvrage

Situé dans le Centre de la France, le barrage est implanté sur un cours d'eau qui à cet endroit présente un bassin versant de 84 km^2 et crée un plan d'eau à usage touristique de 35 ha pour une capacité de 2 millions de m^3 .

Le barrage est constitué d'un remblai quasi homogène en arènes granitiques de 16 m de hauteur maximale au-dessus du terrain naturel (volume $60\,000 \text{ m}^3$) et d'un déversoir latéral en béton armé dont le seuil de 36 m de longueur est calé 3 m au-dessous de la cote de crête du remblai.

L'ouvrage est fondé sur un massif granitique altéré en surface et localement assez fissuré en particulier au niveau du merlon central qui sépare le barrage principal (H = 16 m) du barrage secondaire (H = 8 m).

La dérivation provisoire était une galerie en tuyaux BA f 1800 mm qui a été obturée à l'amont avant le premier remplissage. Elle reste accessible et visitable depuis l'aval. L'organe de vidange est constitué d'un tuyau en fonte f 800 mm avec vanne amont à commande hydraulique et vanne aval manuelle.

Le dispositif de drainage de la digue principale est constitué d'un drain cheminée de 9,5 m de hauteur arasé deux mètres en-dessous du NNE et d'un drain horizontal au contact fondation-remblai sur la moitié aval du remblai. Il n'y a pas de communication établie entre les deux drains.

Construit entre avril 1977 et octobre 1978 avec un arrêt de chantier de quatre mois pendant l'hiver, le barrage a fait l'objet d'une première mise en eau en novembre-décembre 1978. Le niveau est ensuite resté constamment très proche du NNE, sauf deux vidanges partielles de 2 m en novembre 1981 et décembre 1985. Les instruments pour l'auscultation du barrage (cellules de pression interstitielle et débit des drains) ont été assez régulièrement mesurés mais une bonne part de ces mesures sont inexploitable et de plus elles n'ont pas été interprétées.

1.2 Incidents constatés

En septembre 1988, lors d'une visite annuelle de contrôle du barrage à laquelle la DDAF avait convié le CEMAGREF, une zone particulièrement humide a été repérée en pied aval du remblai. Cette constatation était apparemment nouvelle (ni les précédents procès-verbaux de visites, ni l'exploitant ne l'avaient identifiée auparavant). Il a été demandé à l'exploitant de procéder au piquetage immédiat de cette zone et de suivre son évolution, sans pour le moment abaisser le niveau de la retenue.

Mi-octobre, toujours retenue pleine, l'ingénieur de la DDAF constate une extension de la surface humide. Les désordres sont de plus en plus visibles. Des glissements localisés sont observables sur environ 8 m de longueur sur le talus en-dessous de la risberme.

Deux jours plus tard, lors d'une visite conjointe DDAF-CEMAGREF, il apparaît que les désordres se sont encore étendus. Des venues d'eau avec entraînement de matériaux sont visibles, laissant craindre l'amorce de renards. Il est demandé au Maître d'Ouvrage d'abaisser sans tarder le niveau de la retenue.

Début novembre, la retenue a été abaissée de 3 m ; les venues d'eau ont cessé et les désordres n'ont progressé que modérément (extension des zones de glissement).

Fin novembre, la retenue est pratiquement vide. A cette occasion, la conduite de vidange de diamètre 800 mm s'est avérée insuffisante pour maîtriser la cote du plan d'eau amont (débit maximal pour la pleine charge de l'ordre de 3 m³/s à comparer au module interannuel de 1,25 m³/s et surtout au débit moyen des mois d'hiver de 3 m³/s). Ainsi s'explique le fait qu'il ait fallu plus d'un mois pour vider le barrage.

1.3 Le diagnostic

1.3.1 Examens des archives

Dès la confirmation des premiers désordres une étude approfondie de tous les documents existants a été entreprise. Elle a porté essentiellement sur les points suivants :

- documents d'APD, mais surtout documents de chantier (PV de réunions, photos, notes ...) afin d'avoir une bonne connaissance de la conception du barrage et des problèmes rencontrés lors de sa construction;
- interview des témoins de la construction de l'ouvrage ;
- relevés des mesures d'auscultation faites depuis la mise en eau, mais jamais interprétées.

L'analyse des mesures d'auscultation a mis en évidence les deux points suivants :

- en ce qui concerne les pressions interstitielles, on constate une montée pendant le premier remplissage et les mois qui ont suivi. Au bout d'un an, on atteint un palier correspondant à une piézométrie normale dans le remblai amont, bien qu'un peu élevée tout près du drain. C'est au bout de deux ans que l'on relève une nouvelle montée anormale des cellules situées juste à l'amont du drain à mi-hauteur du remblai. A la fin de la troisième année, les mesures deviennent totalement ininterprétables, suite à un mauvais fonctionnement de l'appareil de mesure ;
- le débit du drain cheminée, mesuré à partir de juin 1980 seulement, est passé par un maximum de 1,5 l/s en 1982 avant de décroître en 1983 et 1984 pour atteindre un palier à 0,1 - 0,2 l/s. Le débit du drain horizontal (barrage principal), bien que mesuré de façon imprécise, a toujours été très élevé et relativement constant (10 l/s environ).

Les documents de chantier et en particulier les photographies faisaient apparaître que la granulométrie du drain vertical était assez grossière. Compte tenu des hétérogénéités des matériaux de remblai, il était donc envisageable que les conditions de filtre n'étaient pas respectées partout.

1.3.2 Reconnaissances de terrain

Des reconnaissances complémentaires au pénétromètre et à la pelle mécanique ont été menées fin novembre sur le remblai aval alors que la retenue était pratiquement vide.

Les principales observations recueillies à cette occasion ont été les suivantes :

- le remblai sous la risberme (cote 433) est très compact et résistant sur 2,5 à 3 m d'épaisseur. On obtient le refus au pénétromètre et les tiges et la pointe ressortent parfaitement sèches. Pas de venue d'eau non plus dans les trous plusieurs heures après les essais. La ligne de saturation au niveau de la risberme aval passe donc au plus haut vers la cote 430-430,5 ;
- les tranchées à la pelle mécanique montrent très bien que les glissements observés sur le talus n'intéressent que la couche de 40 cm environ de terre végétale et pas le corps de remblai en matériau arénique ;

– les deux tranchées mettent en évidence de façon tout à fait frappante un niveau préférentiel de circulation de l'eau à la cote à 429,50 environ. Ce niveau présente une interface très visible caractéristique d'une reprise de remblai après une scarification absente ou insuffisante. L'historique du chantier nous indique que ce niveau est justement celui où s'est arrêté le remblai pendant la longue période d'interruption de chantier de décembre 1977 à mai 1978. La zone de matériau saturé s'étend sur quelques décimètres au-dessus du niveau 429,50 et intéresse toute l'épaisseur de remblai en-dessous.

1.3.3 Conclusion du diagnostic

L'ensemble de ces investigations a démontré un colmatage progressif du drain vertical (colmatage du drain lui-même ou de son système d'évacuation). Cette conclusion est renforcée par les indications recueillies sur la granulométrie du drain (gravier plutôt grossier ne respectant probablement pas partout les conditions de filtre par rapport au matériau de remblai).

Ce colmatage a entraîné une saturation progressive du remblai aval, jusqu'à l'apparition des venues d'eau sur le talus à des niveaux de circulation privilégiés de l'eau. La saturation du matériau de surface a abaissé ses caractéristiques mécaniques et provoqué les premiers glissements superficiels. Les écoulements ont commencé à entraîner sur leur passage les particules fines du matériau créant l'amorce d'un phénomène de renard qui aurait probablement évolué vers la ruine de l'ouvrage si la vidange n'avait pas été rapidement entreprise. L'ensemble de ce processus s'est déroulé sur environ dix ans.

1.4 Confortement de l'ouvrage

1.4.1 Réalisation en urgence d'une recharge aval en enrochements

Compte tenu de la piézométrie observée dans la partie aval du remblai lors des premiers glissements, le coefficient de sécurité vis-à-vis d'une rupture d'ensemble du barrage était tombé à 1,10. La recharge aval permettait d'obtenir rapidement une valeur plus correcte.

1.4.2 Réalisation d'une paroi moulée à travers la digue principale (1 700 m²) et traitement du contact avec la fondation par trépanage

Cette solution s'est imposée du fait que le remblai apparaissait hétérogène et par endroits insuffisamment étanche, et que les organes de drainage étaient partiellement hors service. Elle présente en outre une bonne garantie d'efficacité et traite le mal à sa source si on la compare à une seule recharge aval sur contre filtre.

1.4.3 Injections en fondation (30 forages et 16 850 l de coulis)

Ces injections ont concerné seulement deux zones de rocher supposé plus altéré, zones dans lesquels les forages ont été descendus de 5 m dans le substratum et avec un espacement de 1,5 m à 3,0 m.

1.4.4 Mise en place d'instruments complémentaires d'auscultation

Six piézomètres dans le remblai et le substratum aval, amélioration de la mesure des débits des drains.

1.4.5 Augmentation de la capacité de vidange de la retenue

Portée de 3 à 9 m³/s environ en pleine charge par mise en place d'une vanne papillon f 1 200 à l'extrémité amont de la conduite BA f 1 800 ayant servi de déviation provisoire.

Ces travaux se sont déroulés de décembre 1988 à mars 1989 dans de bonnes conditions météorologiques et le barrage présente, depuis sa remise en eau, un comportement tout à fait satisfaisant : les débits de fuite ont été divisés par dix et la piézométrie dans le remblai aval et sa fondation a été abaissée de deux à trois mètres.

2 - Le barrage de la Gimont

2.1 Présentation de l'ouvrage

Le barrage de la Gimont est un barrage poids en maçonnerie construit en 1925 pour l'alimentation en eau potable de la ville de Chazelles sur Lyon. D'une hauteur initiale de 16,5 m sur fondation, il a été rehaussé jusqu'à 18,8 m en 1957, ce qui porte sa capacité à 343 000 m³. Le fruit total des parements qui était de 0,8 à l'origine, a été réduit à 0,7 par le rehaussement.

L'évacuateur de crues comprend de l'amont vers l'aval :

- un seuil latéral en U de 30 m de longueur totale ;
- un chenal passant sous le couronnement du barrage par un pertuis de 1,12 m² ;
- un coursier en maçonnerie dont la pente est d'environ 20 %.

2.2 Diagnostic rapide

Entrepris à l'initiative de la DDAF à l'issue de la visite annuelle de 1989, le diagnostic rapide a été réalisé par le CEMAGREF. Il a comporté une visite détaillée du barrage retenue pleine, la consultation des archives du propriétaire et du service de contrôle, une étude hydrologique et quelques calculs simples de stabilité.

2.2.1 Les archives

Les archives étaient relativement complètes sur le projet initial et les travaux de construction du barrage. Par contre, très peu de choses ont pu être retrouvées concernant le rehaussement. Les archives fournissaient le profil précis de la fondation et des informations sur les matériaux de construction.

2.2.2 La visite du barrage

Les points majeurs relevés lors de l'inspection furent les suivants :

- une épaisse couche de calcite recouvrant tout le parement aval, signe d'une dissolution du liant de la maçonnerie ;
- des fuites importantes, bien que partiellement mesurables ;
- un remblai aval saturé en pied du barrage ;
- des fissures régulières sur les parapets amont et aval ;
- un enduit amont apparemment en bon état sur sa partie visible, hormis quelques fissures localisées ;
- pas de dispositif de drainage.

2.2.3 Étude hydrologique

L'étude a été faite à partir des mesures d'une station de jaugeage située sur un bassin versant voisin, en appliquant la méthode du gradex.

Au droit du barrage la superficie du bassin versant est de 4,55 km² et les débits de pointe calculés sont :

$$QI_{100} = 10 \text{ m}^3/\text{s}$$
$$QI_{1000} = 14,4 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.2.4 Étude hydraulique et de stabilité

A partir de 5,5 m³/s, le pertuis est ennoyé, ce qui limite la capacité de l'évacuateur. Pour la crue centennale, le niveau de l'eau atteint le parapet et pour la crue millénale le barrage déverse par-dessus les parapets (à moins que ceux-ci ne s'effondrent avant).

L'étude de stabilité a été faite dans la section de plus grande hauteur avec les hypothèses suivantes :

- densité de la maçonnerie : 2,4 ;
- profil trapézoïdal de sous-pressions ;
- non prise en compte du remblai aval.

Avec ces hypothèses provisoires le barrage apparaissait stable jusqu'à la crue décennale.

2.2.5 Conclusions du diagnostic rapide

Les principales conclusions étaient donc :

- barrage en bon état apparent ;
- couche de calcite, signe d'une perte de matière de la maçonnerie ;
- crue de projet largement sous-estimée et évacuateur de capacité insuffisante ;
- pas de système de drainage ;
- stabilité non assurée lors des fortes crues (avec les hypothèses prises en compte).

Un programme de reconnaissances complémentaires fut donc décidé pour affiner les hypothèses des calculs de stabilité et mieux connaître l'état de la maçonnerie du corps du barrage.

2.3 Le diagnostic complet

2.3.1 Les reconnaissances de terrain

Elles ont été basées essentiellement sur cinq forages carottés (trois depuis le couronnement et deux depuis le pied aval) utilisés, outre l'inspection des carottes, pour :

- des essais Lugeon ;
- des essais de laboratoire sur éprouvettes ;
- des reconnaissances sismiques ;
- l'installation des piézomètres.

L'objectif général de limiter le coût des reconnaissances a conduit à un programme basé sur deux idées :

- limiter le nombre de forages, mais en faire le meilleur usage, en particulier en les utilisant pour l'auscultation future ;
- vérifier la représentativité des forages par une reconnaissance sismique.

2.3.2 La maçonnerie du barrage

Les carottes de forage montrent une maçonnerie de blocs de granit avec un mortier poreux présentant des trous de dissolution de la chaux. Les parois de ces trous sont parfois recouvertes de cristaux de calcite.

Les essais de laboratoire donnent une densité faible (2,20 pour la maçonnerie), due surtout à la faible compacité du granit (densité de 2,55). Les caractéristiques mécaniques sont par contre bonnes :

$R_c = 8,9 \text{ MPa}$ en moyenne.

Comme on pourrait s'y attendre au vu des carottes, la perméabilité de la maçonnerie, mesurée par des pseudo essais Lugeon, est élevée ($K = 1 \text{ à } 2 \times 10^{-5} \text{ m/s}$). La perméabilité est également forte au contact barrage-fondation.

Les piézomètres installés en forages mettent en évidence des niveaux élevés, presque égaux à la cote de la retenue dans les forages de la crête, et artésiens en pied aval.

2.3.3 La reconnaissance sismique

Le but de cette reconnaissance était de vérifier l'homogénéité de la maçonnerie ou, autrement dit, de repérer d'éventuelles zones plus médiocres que celles reconnues par les forages. Les essais suivants ont été réalisés :

- cross-hole entre les forages de crête ;
- un panneau vertical de tomographie entre les forages de crête ;
- trois panneaux horizontaux de transparence entre les parements amont et aval du barrage (avec émissions sous l'eau) ;
- carottage sismique dans deux soudages.

L'ensemble de ces essais a permis de mettre en évidence deux zones de maçonnerie plus médiocre en partie haute, de connaître les modules dynamiques de la maçonnerie,

de confirmer la bonne qualité mécanique d'ensemble de la maçonnerie et de bien montrer que les parements étaient de meilleure qualité que le cœur du barrage.

2.3.4 Conclusion du diagnostic approfondi

Les calculs de stabilité ont été refaits avec les hypothèses révisées au vu des reconnaissances de terrain et ont montré que le barrage satisfaisait les critères habituels de stabilité seulement pour le niveau normal d'exploitation.

La maçonnerie du corps de l'ouvrage apparaît sérieusement dégradée, surtout sur le plan de l'étanchéité. Les propriétés mécaniques restent cependant bonnes, mais le cœur du barrage a perdu de sa matière et ce vieillissement fragilise sa stabilité.

Le confortement du barrage doit donc s'orienter vers la restauration de l'étanchéité et l'amélioration de la stabilité.

Sur le premier point deux solutions sont possibles :

- rideau d'injection dans le corps du barrage et jusqu'en fondation ;
- géomembrane sur le parement amont avec un rideau d'injection en fondation depuis le pied amont.

Sur le second point l'injection en fondation et le drainage en pied aval sont de nature à améliorer sensiblement la stabilité.

Parallèlement, la première urgence est d'agrandir le pertuis de l'évacuateur afin de contrôler le niveau des plus hautes eaux en crues et diminuer ainsi la charge maximale qu'aurait à subir le barrage.

3 - Conclusion

De ces deux exemples très différents l'un de l'autre, on peut tirer quelques enseignements généraux :

- l'importance de la surveillance visuelle des ouvrages et de leur auscultation (bien évidemment les mesures doivent être interprétées par des spécialistes) ;
- le rôle du service de contrôle pour sensibiliser le propriétaire aux problèmes liés à la sécurité de l'ouvrage et le cas échéant pour l'alerter sur un phénomène suspect ;
- la nécessité d'une démarche par étapes, même dans les cas d'urgence ;
- l'importance des relations avec le propriétaire pour rechercher dans la sérénité les mesures à prendre et les solutions techniques les plus appropriées.

Confortement du barrage en terre de Saint-Pardoux

Michel LINO, *Bureau d'Ingénieurs-Conseils*

1 - Description de l'ouvrage

Le barrage de Saint-Pardoux a été construit entre 1971 et 1977 dans une gorge de la rivière Couze, affluent rive gauche de la Gartempe (Bassin de la Loire, sous-bassin de la Vienne). Il s'agit d'une digue en remblai de 19,4 m de hauteur sur le terrain naturel, créant une retenue de 330 ha à vocation principalement touristique ; la retenue est également utilisée pour soutenir les étiages de la Couze. La capacité de la retenue est égale à 22,6 Mm³, sous la cote de retenue normale 360 NGF. Le bassin versant contrôlé par le barrage de Saint-Pardoux a une superficie de 77,5 km².

Le Conseil Général de la Haute-Vienne, devenu propriétaire de l'ouvrage en 1991, a souhaité que soit conduite une étude de diagnostic de la sécurité de l'ouvrage. Cette expertise a été confiée en septembre 1991 au bureau ISL.

Le barrage de Saint-Pardoux est une digue en terre homogène en arène granitique. Il est établi dans une gorge relativement encaissée de la vallée de la Couze, à la faveur d'une courbe prononcée de la rivière.

La **figure 1** donne la vue en plan générale des ouvrages. La **figure 2** donne la coupe-type de la digue.

Les caractéristiques principales du barrage sont les suivantes :

- hauteur maximale au-dessus du terrain naturel : 19,40 m
- altitude de la crête de digue : 362,50
- longueur en crête : 195 m
- largeur en crête : 8 m
- largeur maximale de l'emprise : 135 m

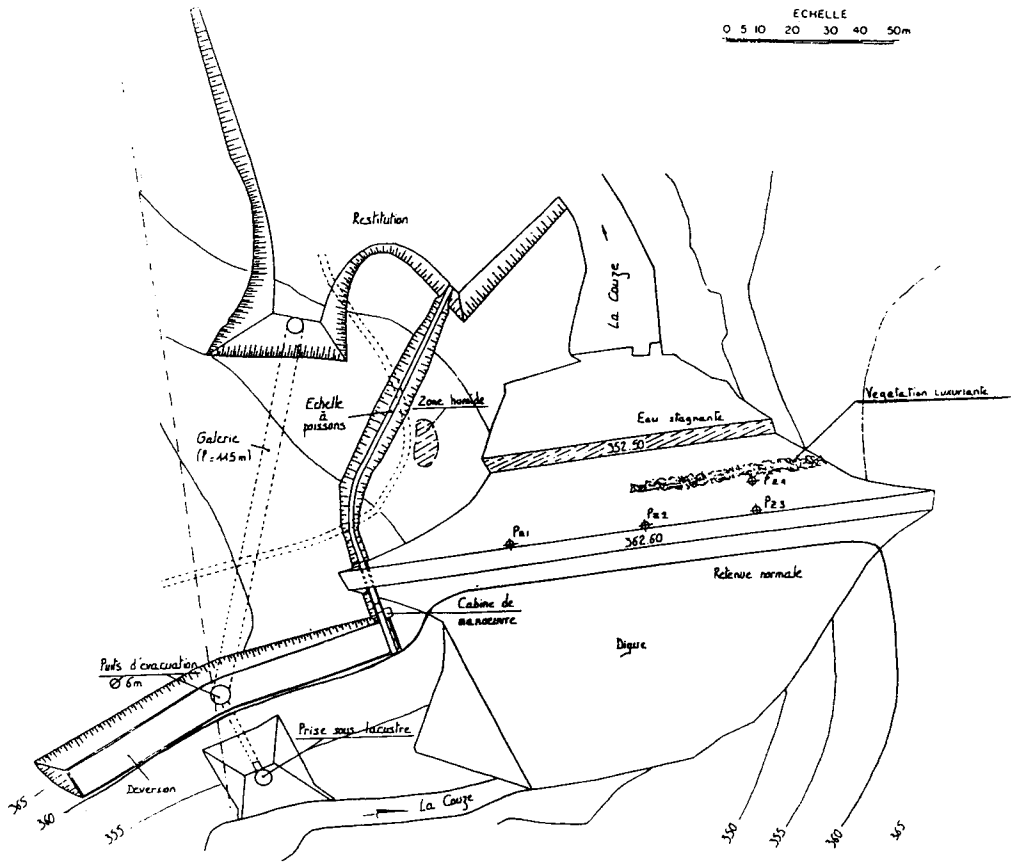


Figure 1 : Barrage de St Pardoux - Vue en plan général

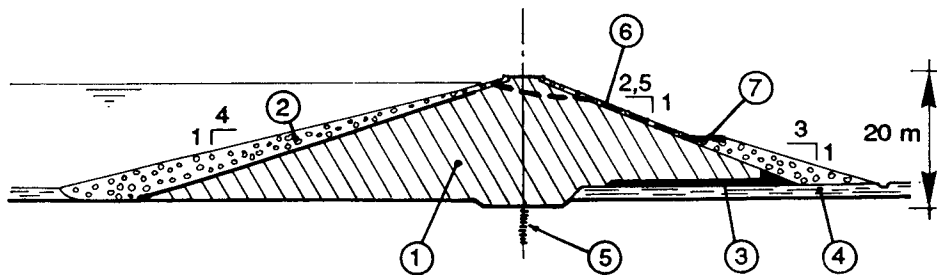


Figure 2 : Rénovation du barrage de St Pardoux - Avant travaux

1. Remblai homogène d'arène granitique - 2. Recharge en encochements - 3. Drain de pied - 4. Alluvions en place - 5. Voile d'injection d'origine - 6. Ligne de saturation avant travaux - 7. Zone très humide.

- fruit du parement amont : 4H/1V
- fruit du parement aval :
 - au-dessus de la cote 352,5 : 2,5H/1V
 - au-dessous de la cote 352,5 : 3H/1V
- altitude de la crête de digue : 362,50
- altitude du déversoir de crues : 360,0
- volume du corps du barrage : 142 000 m³

Le parement amont de la digue est protégé par une recharge d'enrochements de 200 à 400 mm, reposant sur un filtre granulaire de 0,50 m d'épaisseur et de granulométrie 0-30 mm. Le parement aval est également protégé par une couche d'enrochements entre la crête et la risberme à la cote 352,50.

Le drainage interne de la digue est assuré par un tapis drainant, de 0,80 m d'épaisseur, disposé sous la partie aval du remblai d'arène (granulométrie 30-60 mm).

Fondation : le site du barrage est situé dans un resserrement de la vallée de la Couze, taillé dans les granites de Chateauponsac. Le creusement de la vallée s'est effectué à l'époque quaternaire ; il en résulte une arénisation très faible. Le lit majeur de la vallée de la Couze est couvert d'une couche d'alluvions de 2,5 m d'épaisseur, avant d'atteindre le granite sain. Les flancs de la vallée sont rocheux.

La recharge amont et la clé d'ancrage sont fondés sur le granit sain. La recharge aval est fondée sur les alluvions après décapage des terrains de couverture et compactage du fond de fouille.

Le granit constituant la fondation est sain mais fracturé. L'étude géologique a mis en évidence la présence d'un réseau de failles d'orientation nord-est - sud-ouest, appartenant au système qui a contrôlé la direction de la rivière à l'amont immédiat du barrage. Ces failles sont marquées par un remplissage argileux d'épaisseur décimétrique ; les jointures sont altérées sur une épaisseur métrique.

La fondation a été traitée par un voile d'étanchéité, constitué par une double file de forages. En vallée, le voile a été descendu 8 m sous le lit de la rivière. Sur les rives, la profondeur du voile est voisine de 15 m.

Traitement complémentaire suite à la première mise en eau : suite à la première mise en eau en 1976 et à la constatation d'une piézométrie élevée dans le remblai en rive droite, il a été décidé de réaliser des travaux d'injection complémentaire sur les deux rives. Il ne semble pas que ces travaux complémentaires aient fondamentalement modifiés la situation.

Sources en rive droite : pendant les travaux, deux sources ont été découvertes dans le flanc rive droite, à l'amont du plan d'étanchéité du barrage. Ces sources ont été captées et le débit est évacué vers l'aval par un busage posé au fond de fouille. Le débit de ce captage est régulièrement mesuré depuis la mise en eau du barrage.

2 - Analyse de la sécurité de la digue

Le diagnostic sur l'état de la digue a été effectué à partir d'une inspection visuelle, des données de construction des ouvrages et des données de comportement fourni par l'auscultation. C'est la conjonction de ces trois sources d'information qui a permis de formuler un diagnostic et de proposer au Maître d'Ouvrage des recommandations.

Inspection visuelle : une visite détaillée de la digue a été effectuée en octobre 1991, alors que le plan d'eau était à la cote 359,50 environ. Les constatations suivantes ont pu être faites :

- l'aspect général des parties visibles (crête, partie supérieure du parement amont, talus aval) est satisfaisant; il n'y a pas de signes manifestes de déformation ;
- une source s'est développée au fil des années sur l'appui rive gauche du barrage, approximativement à l'altitude de la risberme aval; cette venue d'eau s'écoule le long du chemin de pied du barrage ;
- une zone d'eau stagnante se développe au pied de la risberme, depuis la partie centrale du barrage et jusqu'à la rive droite ;
- une ligne de végétation très vivace se développe à mi-hauteur du talus supérieur, sur la moitié rive droite du talus; cette ligne apparaît remarquablement rectiligne ;
- le système de drainage de la digue et de mesure des débits est en bon état d'entretien et fonctionne correctement.

L'élément principal de cette inspection est la présence d'humidité sur le talus aval, à une cote élevée. La présence d'eau stagnante sur le risberme est également étonnante, car la recharge sous la risberme est en principe en enrochements drainants. Une première interprétation des phénomènes observés conduit à envisager que la nappe phréatique débouche dans le talus supérieur, au niveau de la ligne où se développe la végétation.

2.1 Données relatives à la construction

Le remblai a été construit en deux campagnes, de septembre à décembre 1974 et d'avril à mai 1975. Les spécifications relatives au remblai d'arène ont été les suivantes :

- compactage par six passes d'un compacteur à pieds de mouton, par passes de 0,50 m ;
- teneur en eau de mise en place comprise entre 10 et 14%, soit plus ou moins deux points au-dessus de l'optimum Proctor, et degré de compactage au moins égal à 95% de l'optimum Proctor normal.

Ces spécifications sont tout à fait classiques et parfaitement adaptées au projet.

L'examen des résultats des essais sur les emprunts (teneur en eau naturelle) et in situ (teneur en eau, densités sèches et indice de compactage) montre que ces spécifications n'ont globalement pas été correctement respectées :

- du fait des nombreuses intempéries qui ont affecté le chantier, la teneur en eau de mise en place a été généralement supérieure à la teneur en eau spécifiée ;
- les indices de compactage sont faibles, voire très faibles ; la moyenne s'établit à 90% pour 95% spécifié ; près de 20% des mesures sont inférieures à 85%.

Il en résulte que les conditions de mise en œuvre du remblai ont été médiocres, très largement en dehors des spécifications demandées dans le Cahier des Charges.

2.2 Comportement de la digue

Le dispositif d'auscultation comprenait au moment de l'expertise :

- quatre piézomètres ouverts dans le corps de la digue : trois piézomètres sont établis sur la partie aval de la crête lors de la construction, le quatrième installé en rive droite au-dessus de la risberme du talus aval en 1991 ;
- quatre points de mesure de débit de filtration : sources captées, caniveau de pied de digue et tapis drainant.

Les mesures ont été effectuées avec une grande régularité depuis la mise en service de l'ouvrage, offrant une vision à long terme du comportement de la digue.

2.2.1 Piézométrie

Les **figures 3 et 4** donnent les niveaux piézométriques mesurés depuis le premier remplissage du barrage.

L'élément le plus significatif qui ressort de ces mesures est le niveau très élevé de la piézométrie mesurée dans le piézomètre central PZ2 et surtout dans le piézomètre rive droite PZ3. Sous retenue normale, la perte de charge est égale à 1,60 m pour le piézomètre PZ2 et 0,75 m pour le piézomètre PZ3, sur une longueur horizontale d'une dizaine de mètres de remblai réputé étanche.

Le piézomètre PZ1 situé en crête rive gauche indique une piézométrie beaucoup plus basse, voisine de 353,40, plus conforme au comportement souhaité de la digue.

Ces résultats sont cohérents avec les observations faites sur le parement aval montrant une ligne d'humidité (traduite par le développement de la végétation) située à mi-hauteur du talus supérieur, approximativement à la cote 357, sur la moitié rive droite de la digue, ainsi que la présence d'eau sur la moitié rive droite de la risberme aval.

L'analyse détaillée des variations des niveaux piézométriques en fonction des fluctuations de la retenue montre que le piézomètre PZ3 sur la rive droite et, dans une moindre mesure, le piézomètre PZ2 en partie centrale, sont en liaison très directe avec la retenue : perte de charge faible, établissement très rapide du régime stationnaire, réponse rapide et très peu amortie aux variations du niveau du plan d'eau. Par ailleurs, une modélisation à conditions constantes sur les années 1988 à 1991 montre une tendance à la hausse du piézomètre PZ3.

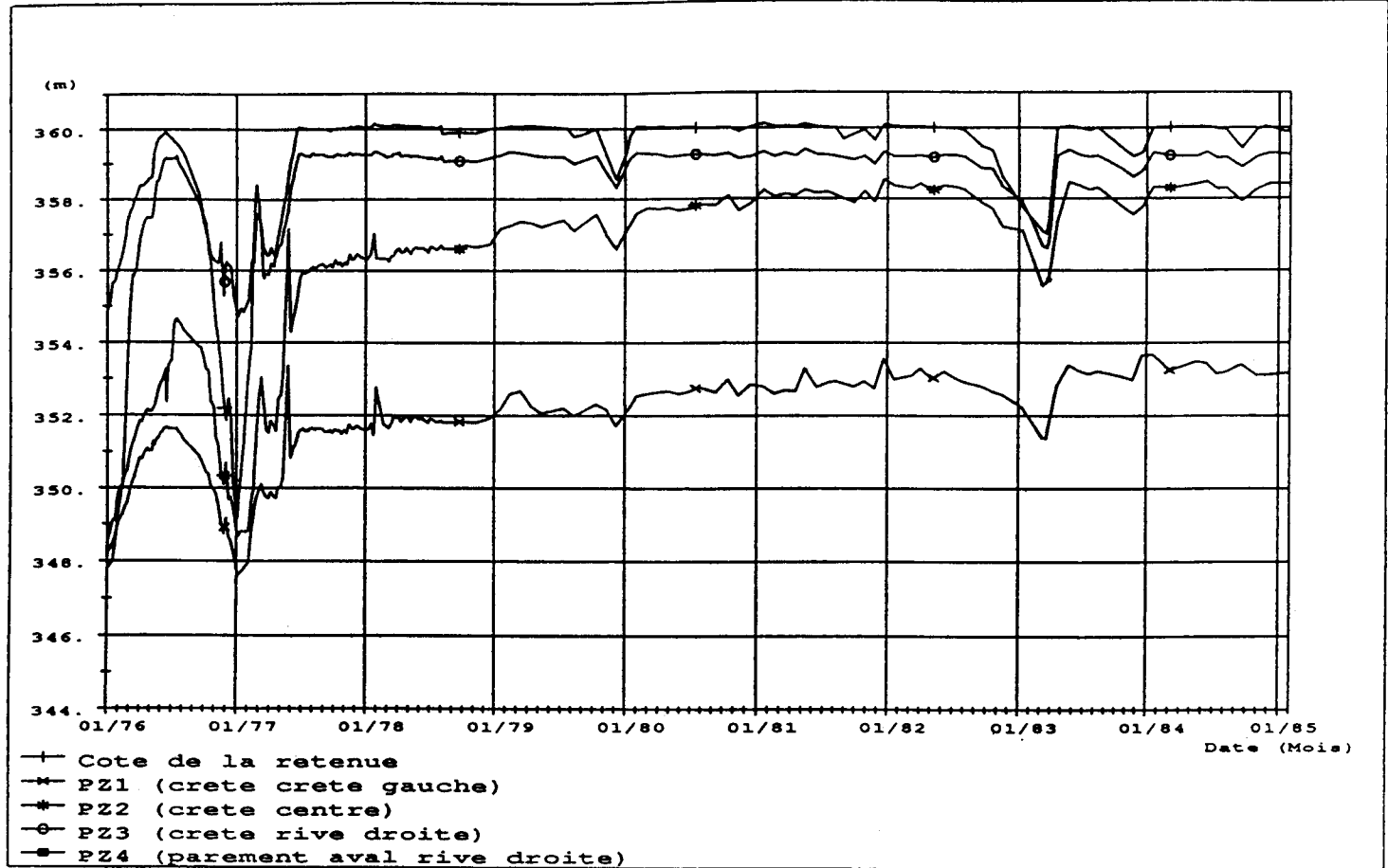


Figure 3 : Barrage de St Pardoux - Piézomètres (Monitor ISL - Paris)

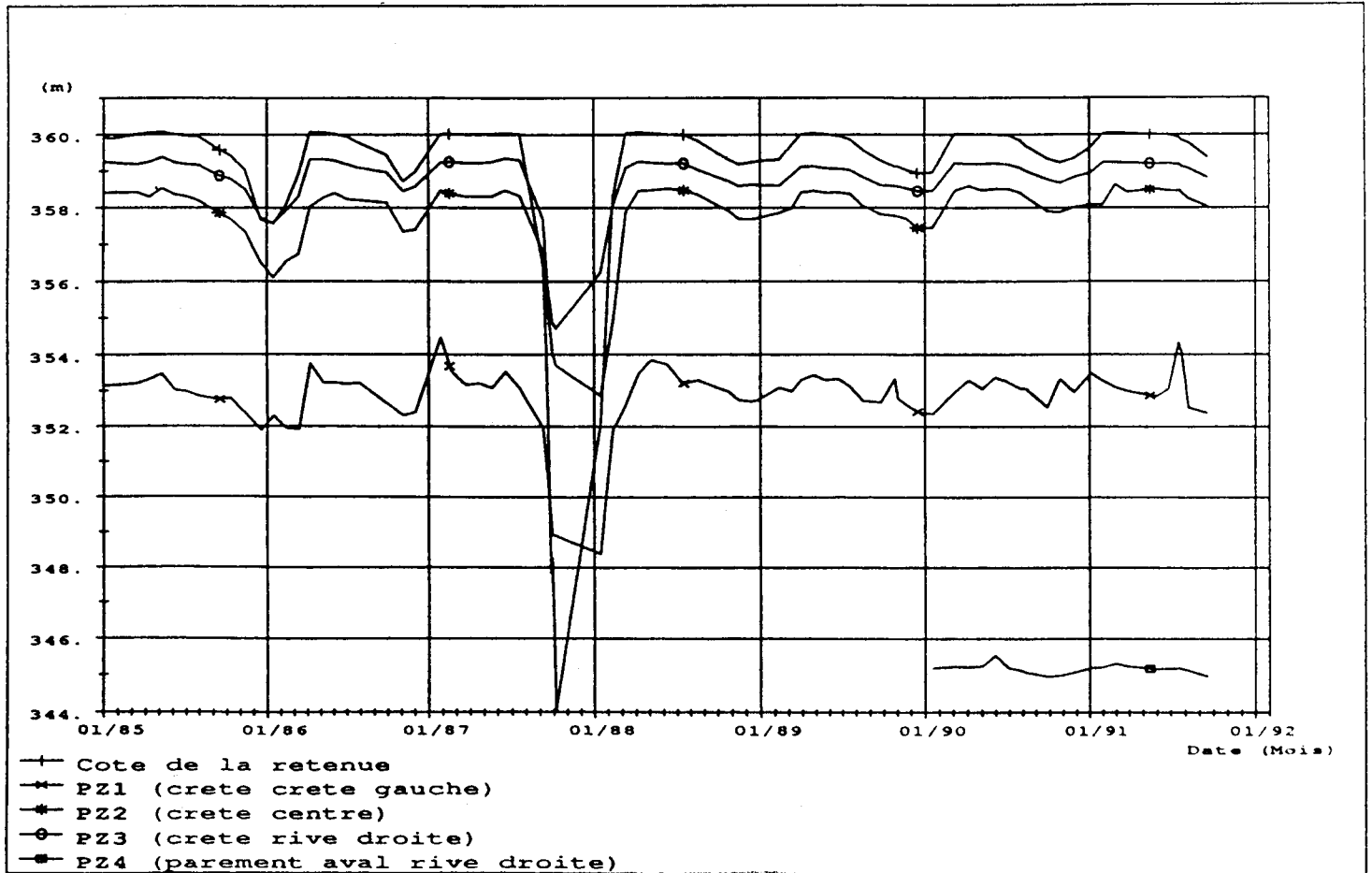


Figure 4 : Barrage de St Pardoux - Piézomètres (Monitor ISL - Paris)

2.2.2 Débits des drains

Quatre valeurs de débit sont mesurées régulièrement. Deux d'entre elles sont des mesures très significatives (source et drain de pied du barrage) et deux sont plus difficiles à interpréter (caniveaux de pied et drainage des versants) du fait de l'influence de la pluviométrie.

Les figures 5 et 6 donnent les variations de débit de la source rive droite et du tapis filtrant aval. On note que :

- le débit de la source dépend de façon importante de la cote de la retenue ,
- on observe à long terme une tendance marquée à l'augmentation du débit capté ; sur la période 1977 à 1991, une modélisation à conditions constantes met en évidence une augmentation du débit de la source de l'ordre de 4 l/mn/an.

3 - Diagnostic

La digue de Saint-Pardoux se caractérise par les éléments suivants :

- qualité très médiocre du remblai dû à un compactage insuffisant et un mauvais contrôle des teneurs en eau pendant le chantier ;
- hétérogénéité et d'anisotropie du remblai favorisant le développement vers l'aval des pressions interstitielles et les sorties d'eau à une cote élevée sur le talus aval ;
- pressions interstitielles anormalement élevées sur la moitié droite de l'ouvrage : les indications des piézomètres PZ2 et PZ3, le développement d'une végétation luxuriante à mi hauteur du talus supérieur et la présence d'eau stagnante sur la risberme aval montrent que la ligne de saturation est très élevée dans le remblai.

Cette situation peut avoir plusieurs causes, qui renforcent d'ailleurs mutuellement leurs effets. La première peut être recherchée dans l'**anisotropie du remblai et son compactage médiocre**, qui favorisent le développement des sous-pressions vers l'aval, avec un faible rabattement. La seconde est liée au **mauvais contrôle des écoulements dans les appuis** et en particulier dans l'appui rive droite. Enfin, la conception même du drainage interne de la digue peut être incriminée : le drain de pied constitue un élément de défense insuffisant ; un filtre-cheminée remonté jusqu'au niveau de la retenue normale aurait constitué une mesure beaucoup plus efficace.

- percolations importantes dans les appuis de l'ouvrage : la présence et le développement de zones humides sur les deux appuis du barrage montrent que le contrôle des écoulements dans les rives est insuffisant .
- évolution défavorable des conditions d'écoulement dans la digue et la fondation : plusieurs éléments convergents montrent que la **situation est en évolution, lente mais défavorable** : tendance à long terme à l'augmentation du débit total de percolation avec une augmentation bien définie du débit de la source rive droite, légère (mais très préoccupante) tendance à l'augmentation du piézomètre PZ3 en rive gauche, développement d'une source dans l'appui du barrage en rive gauche, développement de la zone très humide sur la risberme aval.

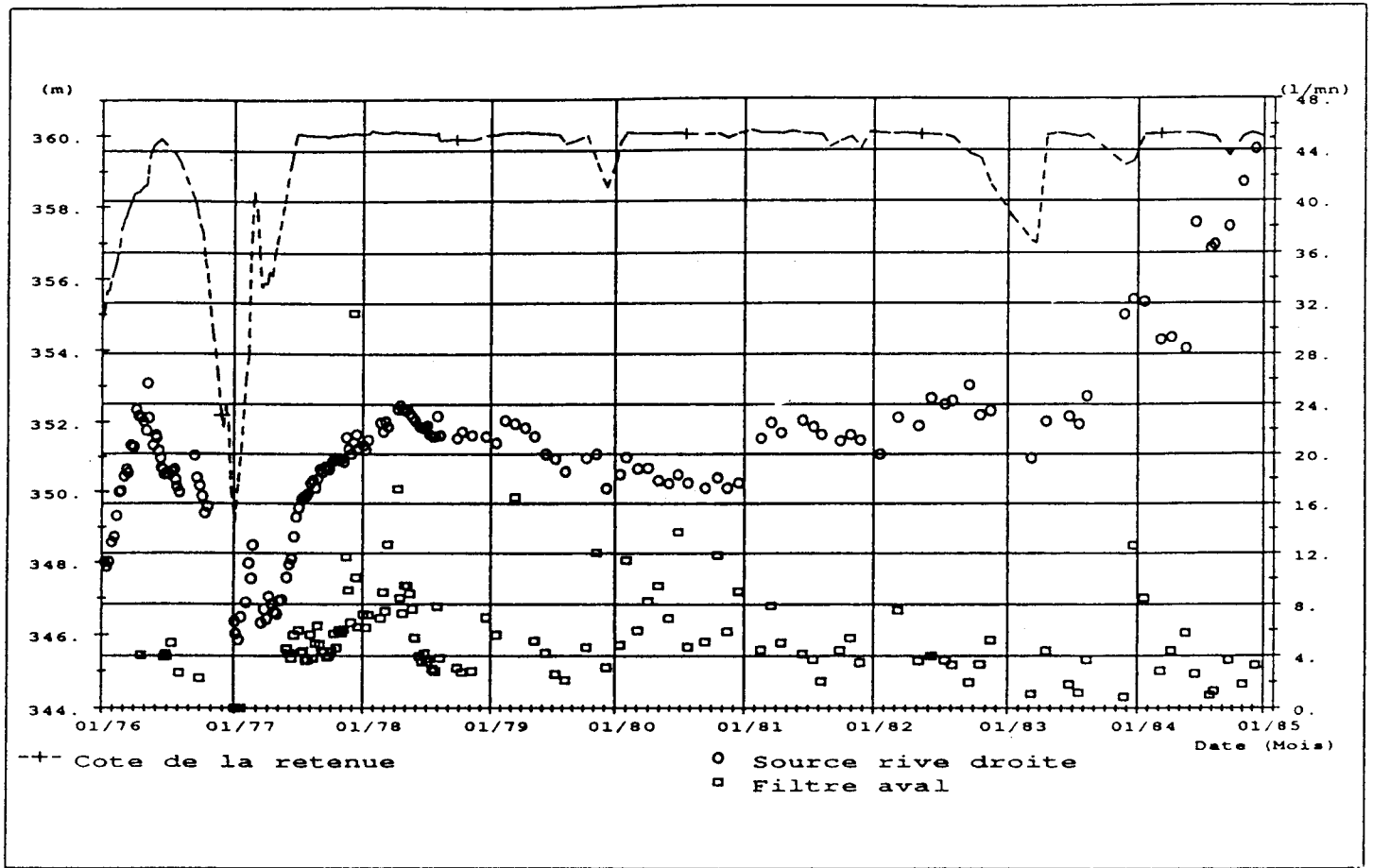


Figure 5 : Barrage de St Pardoux - Drains (Monitor ISL - Paris)

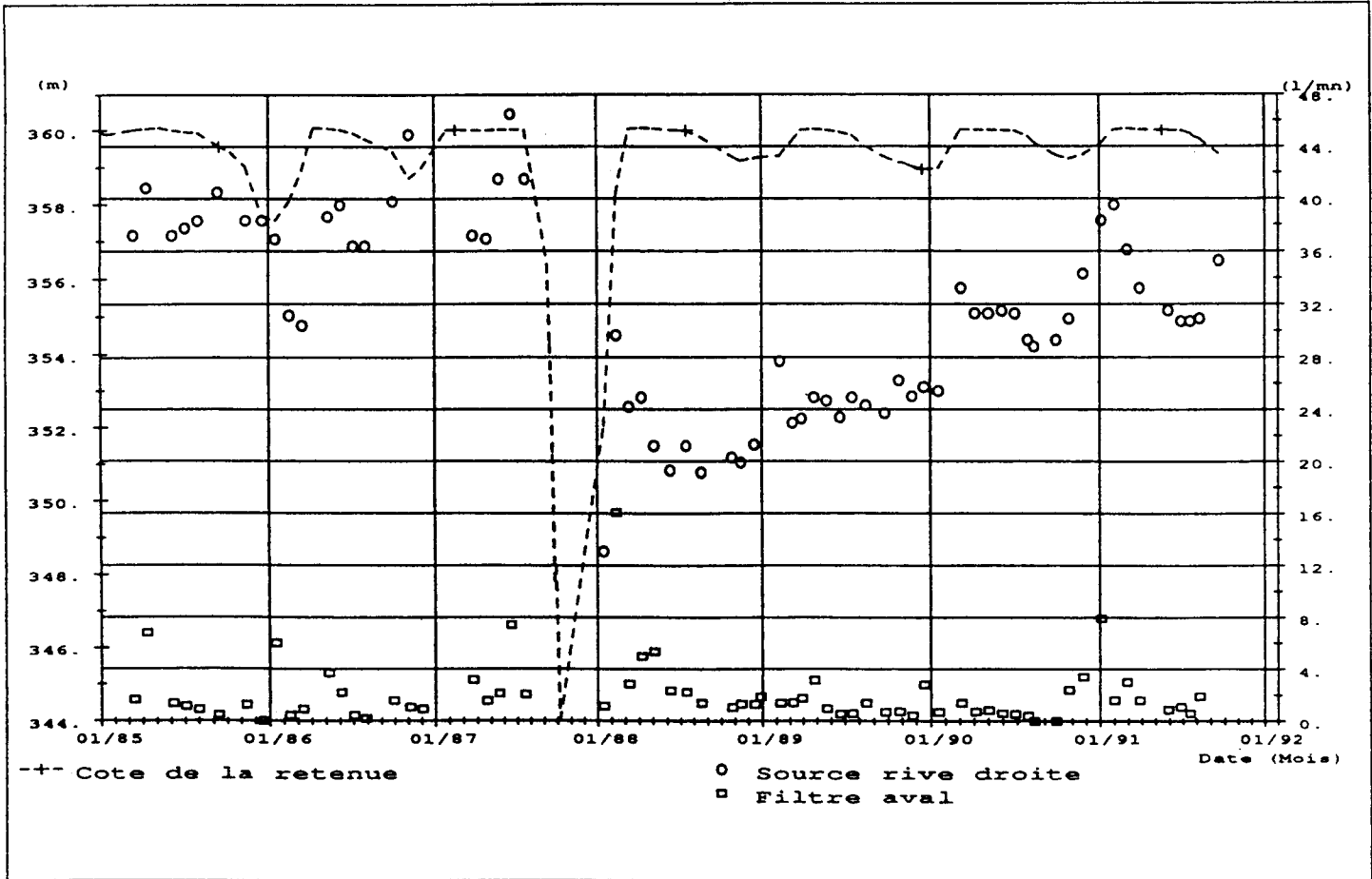


Figure 6 : Barrage de St Pardoux - Drains (Monitor ISL - Paris)

Deux risques sont à prendre en considération :

- **risque d'instabilité de la recharge aval** : le fonctionnement de la recharge aval est complètement différent de ce qui avait été prévu au projet. L'analyse de stabilité effectuée montre que l'on a pas de marge de sécurité importante, en particulier du fait de la qualité relativement médiocre du remblai. Toutefois, l'absence de déformations significatives de l'ouvrage indique que les conditions actuelles de stabilité ne sont probablement pas critiques, du fait du profil relativement généreux de l'ouvrage ;
- **risque d'érosion interne du remblai d'arènes** : le remblai est constitué d'un matériau sableux (50 à 70% de sable), potentiellement érodable. L'émergence de la ligne de saturation sur le talus aval à une cote très élevée, sans la protection d'un filtre, est dangereuse.

Au terme de cette analyse, la situation de la digue a été jugée sinon critique tout au moins extrêmement sérieuse, en particulier du fait de la capacité importante de la retenue et des risques pour les populations à l'aval en cas de rupture.

En conséquence, les actions suivantes ont été recommandées au Maître de l'Ouvrage :

- abaissement rapide du réservoir à la cote 356 NGF, soit 4 mètres au-dessous du niveau normal ;
- mise en œuvre d'urgence d'une campagne de reconnaissances et d'essais de façon à préciser la piézométrie dans les appuis rocheux de la digue et les caractéristiques géotechniques du remblai d'arènes ;
- étude des solutions de confortement ou des possibilités d'exploitation à cote de retenue normale réduite.

4 - Confortement mis en œuvre

Trois types de solution de confortement ont été envisagés :

- **masque amont** : cette solution consiste à étancher le barrage par un masque étanche mis en place sur le talus amont de l'ouvrage et à reprendre l'étanchéité de la fondation par un voile d'injection se raccordant avec le pied de masque. Une telle solution est techniquement réalisable et permet en théorie de résoudre complètement le problème. En pratique, elle n'apparaît pas très intéressante du fait de la pente très douce du talus amont qui donne une grande superficie de parement amont. Par ailleurs, elle impose une vidange complète de la retenue pendant les travaux ; elle n'est pas compatible avec l'objectif d'une remise en service du barrage pour la saison touristique 1992.
- **paroi moulée étanche dans l'axe de la digue** : une deuxième solution, dans le même esprit que la première, consiste à étancher le remblai par une paroi moulée en béton plastique exécutée depuis la crête du barrage. Le traitement complémentaire de la fondation s'effectue également depuis la crête du barrage par

injection. Le voile complémentaire d'injection peut aisément se raccorder au voile déjà réalisé, qu'il convient de compléter. Cette solution permet de résoudre de façon satisfaisante le problème des fuites à travers le barrage et d'assurer sa sécurité à long terme. Elle ne nécessite pas la vidange complète de la retenue et permet de viser la remise en état du barrage et son remplissage complet pour la saison touristique 1992.

- **filtre inversé aval et adoucissement du talus aval** : cette troisième solution procède d'une approche complètement différente des deux premières. On ne cherche plus à supprimer la cause des désordres (percolations importantes dans le remblai et la fondation) mais à contrôler le risque d'érosion associé à ces écoulements internes. Pour cela, on dispose à l'aval du massif d'arène un filtre granulaire capable de filtrer les écoulements provenant du remblai et prévenir le développement d'un renard. Par ailleurs, le talus aval est adouci par élargissement de la recharge en enrochements de façon à améliorer également les conditions de stabilité de l'ouvrage. Cette solution s'accompagne également d'un traitement de la fondation : le traitement minimal consiste à organiser le drainage des appuis par des puits filtrants ; un traitement plus complet demande la reprise du voile d'étanchéité par injection. Cette solution est a priori la moins coûteuse, en particulier si le traitement de la fondation est limité. Toutefois, elle a été jugée moins satisfaisante que la précédente pour la sécurité à long terme de l'ouvrage.

La solution paroi moulée étanche, accompagnée d'une reprise du voile d'injection en fondation, a finalement été retenue. La décision de procéder à un confortement a été prise en novembre 1991. L'étude détaillée du confortement et la préparation des documents de consultation des Entreprises a été effectuée de décembre à février 1992. Les travaux de confortement ont été réalisés de mars à juin 1992, permettant une exploitation normale de la retenue pendant la saison estivale 1992.

La **figure 7** donne la coupe type du confortement réalisé. Les travaux ont comporté les éléments suivants :

- une paroi moulée au coulis bentonite-ciment de $2\,320\text{ m}^2$ d'une hauteur maximale d'environ 20 m. La paroi a été liée au rocher de fondation par des injections de liaison destinées à parfaire le traitement du contact paroi-rocher qui constitue la zone la plus délicate. Les injections de liaison ont été effectuées dans des forages implantés à 1 m à l'amont de la paroi, équipés de tubes à manchettes ;
- un voile d'injection monolinéaire de $7\,500\text{ m}^2$ au coulis bentonite-ciment également à partir de 3 500 m de forages dans le rocher (hors perforation des morts terrain). L'espacement final des forages a été de 3 m ou 1,5 m suivant les zones et les résultats des essais de perméabilité de contrôle. La quantité totale de ciment injectée a été voisine de 100 t ;
- un écran de drainage de l'appui rocheux en rive gauche entre la surface et la galerie d'évacuation qui lui sert d'exutoire ;

- des puits drainants depuis la risberge aval de la digue pour rabattre la ligne de saturation dans la recharge aval ;
- une vingtaine de piézomètres supplémentaires dans le remblai et dans la fondation rocheuse, en compléments des instruments existants avant les travaux.

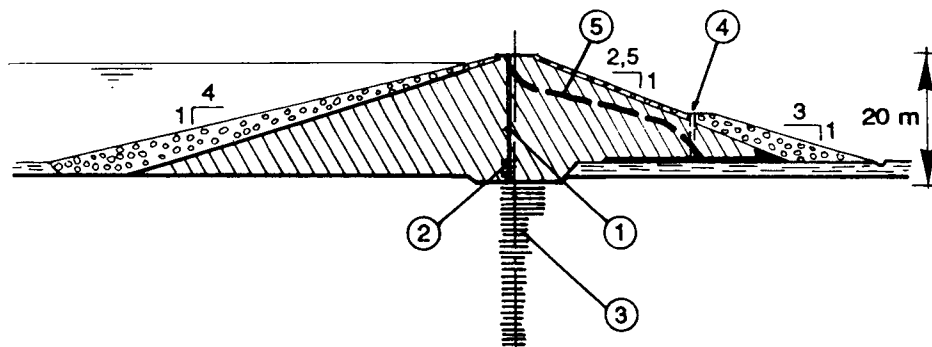


Figure 7 : Rénovation du barrage de St Pardoux - Travaux réalisés

1. Paroi moulée au coulis - 2. Injection de liaison - 3. Nouvelle voile d'injection - 4. Puits drainants - 5. Ligne de saturation rabattue.

Le montant total des travaux s'est élevé à 7 MF H.T.

La remontée de la retenue a permis de vérifier l'efficacité des travaux : le niveau piézométrique dans le remblai a été rabattu de 5 m en rive droite, à 7 m en vallée et 3 m en rive gauche. Les piézomètres courts mis en place sur la risberge aval montrent que la ligne de saturation ne débouche plus sur le talus aval. La zone d'eau stagnante sur la risberge est désormais complètement asséchée. La venue d'eau en rive gauche est tarie.

Il n'a par contre pas été possible d'interrompre le débit de la source captée à l'amont qui continue de donner un débit de 35 l/minute.

5 - Conclusion

Le cas du barrage de Saint-Pardoux illustre bien les difficultés de l'approche des problèmes de sécurité liés à l'exploitation des barrages. Cet ouvrage important (retenue de 22 Mm³) a connu une lente dégradation des conditions de sécurité sans qu'une prise de conscience de sa signification alarmante n'en résulte.

Il est intéressant de remarquer que le CEMAGREF, dans le cadre de sa mission générale d'inventaire sur le suivi des barrages en France, avait inspecté cet ouvrage et recommandé au service de contrôle de faire procéder à une expertise de l'ouvrage. Cette recommandation n'a, de façon surprenante, pas été suivie d'effets.

Ce n'est qu'à la faveur d'un changement de propriétaire de l'ouvrage qu'il a été possible d'aborder d'un œil neuf le comportement de cet ouvrage, qui a été reconnu en danger sérieux de rupture. Les observations effectuées pendant les reconnaissances et les travaux d'étanchement ont en effet confirmé que le corps de la digue avait déjà fait l'objet d'érosions importantes (découverte de couches de très faible compacité dans le remblai, mise en évidence d'un petit fontis en crête lors de la réalisation des excavations de la paroi...).

L'histoire du barrage de Saint-Pardoux illustre clairement la spécificité de la surveillance des barrages et la nécessité que les ouvrages ayant une incidence sur la sécurité publique fassent l'objet d'un suivi régulier par des ingénieurs spécialistes du comportement des ouvrages hydrauliques.

Confortement d'un barrage en maçonnerie par remblai aval

Joël FRANCO - *Bureau Coyne et Bellier*

1 - Historique condensé des barrages en maçonnerie à remblai aval

La construction des barrages en site rocheux dur ne se fait en béton que depuis peu de temps (60 ans environ) relativement à la construction en maçonnerie puisque le patrimoine français compte au moins 40 barrages antérieurs dont le plus ancien, SAINT-FERREOL qui a 321 ans (**figure 1**).*

A l'échelle planétaire on peut remonter encore plus dans le temps puisque les barrages suivants sont encore debouts :

- HUSSAIN SAGAR (Inde) 431 ans
- PROSERPINA (MERIDA Espagne) 1800 ans

Les ruines du plus ancien, ALCANTARILLA (TOLEDO Espagne) 2200 ans sont encore visibles (**figures 2 et 3**). La conception de ces ancêtres était basée sur une alliance entre le matériau dur qu'était la maçonnerie et un renforcement en remblai de terre ou d'enrochements, que l'on disposait naturellement à l'aval pour constituer une butée ou également à l'amont (cas de Saint-Ferreol) pour assurer la stabilité lors de la vidange.

Cette conception de barrages composites remblai - maçonnerie s'est développée en particulier en Inde au début du 20ème siècle (OSMAN SAGAR - 1910, WYRA - 1920) et jusqu'en 1953 avec KADDAM qui s'est rompu par submersion (**figure 3**).

* Les douze figures ont été regroupées à la fin de l'intervention.

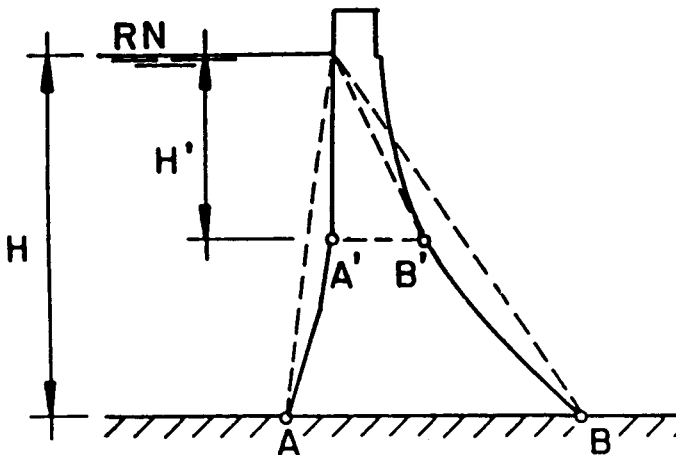
Il n'est donc pas étonnant d'envisager, lorsque les barrages en maçonnerie pure construits par la suite à la faveur de l'amélioration des techniques montraient des signes de faiblesse, de les renforcer avec des remblais. Ce fut le cas en Europe dès 1897 pour le barrage d'ALFED datant de 1887 et pour le barrage de la LAUCH construit en 1894 et renforcé en 1902 (figure 6).

La rupture double du barrage en maçonnerie de BOUZEY construit initialement en 1884, dont la fondation a glissé de 34 cm à la première mise en eau et dont le corps même du barrage, reconstruit et renforcé en 1889, a cassé en 1895 entraînant 100 morts, n'est pas étrangère à ces décisions de renforcements (figure 5).

Plus récemment les barrages de JOUX et du TERNAY furent aussi renforcés par remblai aval :

- JOUX achevé en 1906, 23 m de haut fut surélevé de 3,5 m en 1952 sans modification du profil mais en le renforçant par des tirants actifs verticaux. Ces derniers montrant des signes manifestes de corrosion malgré les injections d'enrobage, il fut décidé de conforter le barrage par un remblai aval en enrochements mis en place en 1983 (figure 7).
- Le TERNAY construit de 1862 à 1867 d'après le projet de M. Bouvier et sous sa direction est un des plus hardis de sa génération compte tenu de sa hauteur.

Pour comparer synthétiquement les barrages en maçonnerie français, on peut définir pour chacun et en fonction de la cote admise pour la retenue normale, le fruit global au niveau de la fondation fg et le fruit global minimum de la structure fg_m par :



$$fg = \frac{AB}{H}$$

$$fg_m = \frac{A'B'}{H'}$$

On dresse alors le tableau suivant pour une sélection représentative et qui distingue d'une part les générations successives de barrages en maçonnerie d'après leur profil principalement, et d'autre part les barrages entre eux d'après leurs fruits globaux.

Nom	Année	Hauteur (m)	Génération	Retenue normale	Fruit global (fondation)	Fruit global (minimum)	Observations
CHAZILLY	1837	22	1		0,89	0,89	Projet d'enrochement aval-1983
FURENS (Gouffre d'Enfer)	1866	52	2	H B	0,95 1,07	0,74 0,90	
TERNAY	1867 1988	41	2	H B	0,7 0,77	0,48 0,57	Enrochement aval
LA RIVE	1968	48	2		0,83	0,62	Vidagé 1989
PAS DE RIOT	1878	32	3		0,7	0,7	
PONT	1882	27	3		0,7	0,7	
BOUZEY (1)	1884	20	3		0,58	0,52	Rupture 1884
BOUZEY (2)	1889	24	3		0,92	0,52	Rupture 1895
ALFELD	1887	25	3		0,66	0,60	Remblai aval 1897
LA MOUCHE	1889	30	3		0,78	0,66	Masque Maurice Levy 1904
CHARTRAIN	1892 1980	54	2	H B	0,87 0,89	0,66 0,69	Vidange 1992
LAUCH	1894	28	3		0,67	0,67	Remblai aval 1902
ECHAPRE	1898 1989	37	3	H B	0,72 0,74	0,63 0,71	
ONDENON	1904	38	4		0,83	0,77	
COTATAY	1905	44	4		0,8	0,8	Enduit amont 1985
CHAMPAGNEY	1905	40	2		0,97	0,84	Masque Maurice Levy 1926
JOUX (1)	1905	25	3		0,84	0,84	
JOUX (2)	1952	30	(3)		0,72	0,54	Tirants-Surélévation
JOUX (3)	1984	30	(3)		0,72	0,54	Enrochement aval
LES MESCE	1917	65	2		0,97	0,70	Drainé en 1970 (devient génération 5)
OULE (1)	1924	33	4		0,96	0,96	
OULE (2)	1950	51	4		0,94	0,94	Surélévation béton
CHARPAL	1932	29	4		1,1	1,1	
GNIOURE	1949	72	5		0,83	0,83	

Légende = RN : H : Retenue normale haute
B : Retenue normale abaissée en raison de l'instabilité

On voit ainsi que le champion de la minceur est bien BOUZEY et que TERNAY vient en quatrième position pour la RN haute à 512. Il a été le siège de suintements dès la première mise en eau et même de fissures avec fuites sur le parement aval par la suite. Des campagnes successives d'injections ont toujours maîtrisé ces problèmes et la cote de retenue normale a même été relevée de 1 m et l'évacuateur à seuil libre remplacé par une vanne wagon en vue de surélever le barrage (ce qui n'a jamais été fait).

Enfin, la circulaire de 1970 a obligé une révision du barrage laquelle a conclu, après études appropriées, la double mesure d'augmentation de la capacité de l'évacuateur et le renforcement de la structure du barrage par remblai aval en enrochements.

Cette dernière a été terminée en 1992 et est décrite en détail ci-après.

Le texte est le document intégral du dossier de projet préparé pour le CTPB en 1986.

2 - Description du barrage

Le barrage du Ternay est un barrage poids en maçonnerie de moëllons granitiques implanté selon une courbe plane de 400 m de rayon (**figure 8**).

Le profil type se compose d'un radier horizontal encastré dans la roche granitique de fondation, du corps du barrage proprement dit et d'un massif rectangulaire, appelé mur de garde, supportant la route à une voie (voir coupe type sur la **figure 9**).

2.1 Le radier

Un radier ou socle sert d'assise au corps du barrage à la cote (478.00). Il a 2 à 3 m d'épaisseur et 27,20 m de largeur et présente donc des saillants de 0,80 m à l'amont et de 1,50 m à l'aval par rapport aux parements du barrage.

2.2 Le corps du barrage

Le corps du barrage a une hauteur maximum de 34,35 m au-dessus du radier, une largeur de 24,90 m à la base, cote (478.00) et de 4,77 m en tête à la cote (512.35).

Le parement amont est polygonal, vertical de la cote (512.35) à la cote (494.5), incliné à 0,15 H/1V jusqu'à la cote (489.00) et à 0,27 H/1V jusqu'à la cote du radier à (478.00).

Le parement aval est de (512.35) à (487.30) circulaire selon un rayon de 45 m dont le centre est situé à 2,30 m au-dessous du couronnement. Puis il est rectiligne selon la tangente au cercle jusqu'à la cote (478), avec un fruit égal à 0,763 H/1V. Aucun enduit d'étanchéité au mortier n'a été mis en place sur le parement amont.

2.3 Le massif de crête (appelé à l'origine mur de garde)

Le "mur de garde" est édifié à l'aplomb du parement amont et en retrait de 0,78 m du bord supérieur du parement aval. Il a 3,99 m d'épaisseur et 4,70 m de hauteur y compris

les parapets de 1,05 m arasés à (517,05). Il est constitué en fait d'un remblayage mis en place entre deux murs de maçonnerie. Une circulation piétonne est donc possible côté aval au niveau (512.35). La route se trouve à la cote (516.00) et a une largeur entre parapets de 2,84 m.

2.4 L'évacuateur

En rive droite, le barrage est prolongé par une arche de pont de 6 m d'ouverture laissant passage au coursier de l'évacuateur de crues. Fermant l'arche à l'amont, une vanne de demi fond de 6,50 m x 3,50 m calée à (507.75) permet l'évacuation des crues. Côté barrage, deux vannes de décharge de 1,00 m x 1,00 m, calées à la cote (507) avec leur galerie, restituent les débits dans le coursier aval.

2.5 La vidange et la prise d'eau

Une galerie de vidange est ménagée au pied rive gauche du barrage au niveau (481,50). Elle est équipée de deux tuyaux \varnothing 400 mm et de 18 m de longueur. L'étanchéité est assurée par un bouchon de maçonnerie de ciment de 6,40 m de longueur, disposé par redans successifs. La restitution des eaux au pied aval s'opérait à l'origine par des bassins aujourd'hui hors service et à demi démolis. Les deux conduites \varnothing 400 mm sont prolongées par des conduites enterrées.

2.6 Le pied aval du barrage

Au pied aval du barrage, une risberme en remblai de 10 m de largeur environ a été aménagée sous la cote (483.63). Il n'en est pas fait mention dans les pièces écrites d'archives et son but est inconnu.

2.7 Caractéristiques

Les caractéristiques du barrage sont les suivantes :

- cote du rocher de fondation en vallée (474)
- cote du radier en vallée (478)
- cote du terrain naturel en vallée (479)
- cote de retenue normale (511) en 1986
- cote de la route de crête (516)
- largeur maximum du radier en vallée 27,20 m
- largeur maximum du barrage en vallée 24,90 m

3 - Géologie

3.1 Géologie du bassin versant et de la cuvette

D'après la carte géologique au 1/80 000° de Saint-Etienne, la majeure partie du bassin versant est située dans les granites à biotite formant le coeur de l'anticlinal du Mont Pilat". La partie méridionale comprenant la cuvette est située dans les micaschistes et les gneiss formant l'anticlinal de Saint-Marcel Les Annonay.

3.2 Site du barrage

Plusieurs campagnes de sondages et injections réalisées depuis 1936 ont permis de reconnaître la nature homogène du terrain de fondation.

La fondation du barrage et ses appuis sont constitués d'un gneiss quartzeux très fissuré. Les nombreux sondages exécutés depuis 1935 ont permis de mettre en évidence son altération en surface et, au passage, des fissures.

Il n'est toutefois pas possible, à partir des logs de sondage, d'avoir une idée du degré de fracturation : "les carottes extraites représentent généralement 100 % de la longueur carottée.

Cependant elles se présentent en longueur moyenne de 10 cm avec de nombreux débris prouvant le caractère fissuré de la roche pourtant très dure" selon le rapport de reconnaissance SOLETANCHE de 1961-62.

Un relevé statistique des discontinuités du rocher sur les deux rives à l'aval du barrage a été réalisé au printemps 1986 par le CETE de Lyon, accessoirement à l'opération de réhabilitation des drains de 1964 du fond de vallée relatée dans le chapitre traitant des travaux réalisés.

4 - Matériaux constituant l'ouvrage et construction du barrage

4.1 Matériaux constituant le barrage

"Toute la construction a été faite en moëllons granitiques avec sable de même nature et chaux blutée éminemment hydraulique des fours du Theil ou de Cruas, la proportion de chaux par mètre cube de sable étant de 400 kilogrammes."

"Les moëllons proviendront, soit des déblais soit des rochers voisins, ils seront durs et sonores sous le marteau, exempts de terre et de bousin, s'il est nécessaire on les lavera avec un balai rude afin d'enlever toutes les parties terreuses". (selon le cahier des charges de la construction consulté dans les archives de la subdivision d'Annonay de la DDE).

La densité de la maçonnerie de $2,36 \text{ T/m}^3$ a été obtenue par M. Bouvier en déterminant la composition moyenne des maçonneries et en pesant séparément les moëllons et le mortier. Mais en 1896, une décision ministérielle fixait à $2,25 \text{ T/m}^3$ la densité des maçonneries à prendre en compte pour refaire les calculs de stabilité.

Tout récemment, en 1986, le CETE de Lyon a procédé à 4 essais au dilatomètre dans deux sondages carottés : le module moyen de la maçonnerie ressort à 13700 MPa.

4.2 Exécution des fouilles

Le Cahier des Charges prescrivait l'interdiction d'emploi d'explosifs. Les fouilles ont donc été exécutées à la barre à mine et "poussées jusqu'à un mètre au moins dans le rocher vif". Le mode d'exécution était défini : les fouilles "seront disposées par redans successifs verticaux et horizontaux ; vers leurs extrémités, le rocher sera découpé suivant des plans normaux au parement des maçonneries sous un mètre de longueur. Le vide restant au-devant des maçonneries, entr'elles et le rocher, sera rempli en béton".

M. Bouvier fait remarquer : "nous avons dû faire des fouilles très profondes pour arriver à un rocher granitique compact et solide, et, en amont du mur, il existait des excavations. Au cours de l'exécution des fouilles, le Ternay fut dérivé en rive droite par un petit canal d'irrigation préexistant.

Lorsque les maçonneries eurent atteint un mètre au-dessus de l'ouvrage des prises d'eau, en rive gauche, le Ternay fut dévié par un chenal sur cette même rive".

On ne dispose pas de relevés des fonds de fouilles atteints autre que les indications de la **figure 1**, document non daté.

4.3 Mise en place des maçonneries du mur

On ne dispose que d'un seul renseignement sur la mise en place des maçonneries. Conformément au cahier des charges, tous les moëllons ont été brossés et lavés, et ce par les enfants de la région, avant d'être mis en place.

4.4 Interruption et reprise des travaux

Le long délai, cinq années, de construction provient d'une interruption des travaux due à la défaillance en 1865 de la première entreprise. Il en est résulté une surface de reprise à environ 20 m de hauteur.

5 - Solution de confortement du barrage du Ternay par massif aval en enrochements - Étude de stabilité

5.1 Introduction

Les études de stabilité des deux solutions de confortement par remblai aval monté respectivement à (508,00) et (512,00) ont été menées de pair, les hypothèses et la démarche étant commune.

Il s'agit, comme pour le cas du barrage non conforté, d'une analyse bidimensionnelle menée sur des tranches verticales indépendantes du barrage poids, et de son remblai de confortement.

Les critères de stabilité, et notamment les hypothèses de sous-pressions, sont les mêmes que pour l'étude de stabilité du barrage non conforté. Ils se trouvent néanmoins rappelés ci-après (§ 5.5) pour la bonne compréhension des résultats.

Ces résultats sont exposés successivement :

- en 57,2 pour le cas du barrage conforté par un remblai monté à (508,00) et chargé par une Retenue Normale à (509,00) ou des PHEE à (512,50),
- en 57,3 pour le cas du barrage conforté par un remblai monté à (512,00) et chargé par une Retenue Normale à (510,00) ou des PHEE à (513,50).

5.2 Analyse du soutien apporté au barrage par le remblai aval

Un remblai édifié contre un barrage poids, qui est un écran qui ne "cède pas" sous la poussée reçue (le mouvement de la crête n'est que millimétrique), exerce sur le parement aval supposé vertical, une force sûrement supérieure à la poussée active et vraisemblablement proche de la poussée au repos développée par un remblai horizontal sur un écran vertical fixe.

Le compactage minimum des remblais, qu'il résulte de l'action d'un compacteur, du compactage dû au trafic lors de la mise en place, ou même du simple serrage sous le poids propre avec le temps, accroît même cette poussée, dans la partie supérieure des remblais, par rapport à la valeur résultant du poids des remblais sus-jacents.

La détermination de cette poussée avec le talus plongeant n'est déjà pas aisée. Mais surtout, la raideur du parement aval, quasi-vertical en partie haute, fait douter de l'action réelle d'une force inclinée avec une composante verticale égale au poids des remblais sus-jacents et une composante horizontale égale à 40 % ou 60 % de la verticale, obtenue par application de la formule de Jacky par exemple.

Il convient à l'évidence de considérer que l'inclinaison de la poussée venant des remblais par rapport à la normale au parement aval est limitée à une valeur compatible avec le frottement des enrochements sur le parement.

Plus bas, le fruit du parement aval augmente progressivement jusqu'à $0,763 H/1V$. Les forces issues des remblais peuvent donc avoir alors des directions différentes.

On a donc renoncé à admettre que les remblais exerçaient à chaque niveau des efforts de même direction, résultant d'un rapport constant entre contraintes verticales et horizontales.

On a pris en considération à un niveau donné l'équilibre d'un coin de remblais (analyse de Coulomb) et réparti son poids entre une action sur le barrage et une action sur les remblais sous-jacents. S'agissant de garantir la stabilité du barrage soutenu, on a recherché l'action des remblais la plus petite possible.

Celle-ci est donnée en supposant un équilibre de Rankine dans les remblais et un coin limité par une oblique faisant un angle de $(45^\circ + \phi/2)$ sur l'horizontale, ϕ étant l'angle de frottement effectif des remblais. Et l'on a arrêté la répartition des efforts en supposant forfaitairement un angle de $(\phi/2)$ entre l'action des remblais sur le barrage et la normale au parement. A noter que l'hypothèse d'une absence de frottement sur ce parement aval avantagerait la stabilité. Quant à la direction des forces inter-remblais, elle est prise inclinée à ϕ sur le plan de rupture, selon l'équilibre de Rankine.

La **figure 10** illustre cet équilibre pour le niveau (500,000) à titre d'exemple.

Pour pouvoir enchaîner en descendant les calculs des divers niveaux du barrage et des coins de remblais associés, et mener le calcul de moments, on a admis que la force inter-remblais passait par le tiers inférieur du plan de rupture. Ce qui est le cas dans un équilibre de Rankine.

Avec cette démarche et ces hypothèses, on ne prendra bien en compte, dans l'étude de stabilité du barrage conforté, qu'une force minimum et son moment associé, dont on sera sûr qu'elle sera atteinte ou dépassée dans la réalité. En conséquence, on n'appliquera aucun coefficient de sécurité sur cette force avant de la combiner au poids propre du barrage et aux forces hydrostatiques.

Les efforts réels développés par le barrage excéderont vraisemblablement cette valeur minimum, mais cet écart non chiffrable constituera néanmoins une sécurité.

Mais à l'opposé, il faudra s'assurer qu'à retenue vide, la plus grande force de poussée que peuvent exercer les remblais ne provoque pas un basculement vers l'amont, ou tout au moins des désordres non souhaités.

Pour trouver cette force maximum et être en mesure de pouvoir enchaîner en descendant des équilibres de forces et de moments, le plus simple a semblé d'admettre $\phi = 0$ dans la démarche précédemment exposée à propos du soutien minimum :

- le coin découpé par un plan de rupture à 45° est bien le coin maximum susceptible de s'appuyer sur le barrage,
- le frottement nul sur ce plan de rupture est bien l'hypothèse la plus pessimiste majorant l'appui du coin de remblais sur le barrage.

La **figure 11** illustre cette hypothèse pour le niveau (500,00) à titre d'exemple.

Les coefficients de poussée de tous ces équilibres ont été tabulés par Müller-Breslau en 1906 : "Erddruck auf Stützmauern" Alfred Kroner - Stuttgart. Ils sont reproduits dans "Earth Pressure and Earth Retaining Structures" de C.R.I. Clayton and J. Milititsky (référence 1). Mais on s'est en fait servi d'une calculatrice programmable HP 41 redonnant ces valeurs à convenance.

5.3 Choix de l'angle de frottement prêté aux enrochements et de leur qualité

Pour le calcul du soutien minimum, c'est-à-dire celui dont on est sûr qu'il sera atteint ou dépassé par le soutien réel développé par le remblai d'enrochements sur le barrage chargé par la retenue, on a retenu la valeur de 45° pour l'angle de frottement effectif ϕ des enrochements.

Cette valeur pourrait sembler un peu forte au cas où les enrochements mis en place présenteraient une granularité avec une part non négligeable d'éléments petits à fins. En fait, les seules raisons pour limiter cette part d'éléments petits à fins sont la tenue ultérieure aux intempéries du talus aval penté à 1,3 H/1V et le caractère drainant face au risque de fuites de la maçonnerie. Car dans la démarche adoptée de recherche du soutien minimum apporté par le remblai au barrage chargé, toute baisse de l'angle de frottement (sous la valeur retenue de 45°) ne fait qu'accroître la force de soutien et la relever légèrement sur l'horizontale, toutes actions stabilisant davantage le barrage poids.

A l'inverse, en édifiant le remblai, il ne serait pas souhaitable de mettre en place des enrochements composés de seuls gros blocs enchassés les uns dans les autres et capables d'un angle de frottement de valeur bien supérieure à 45°. A l'extrême, un second barrage en maçonnerie construit contre le premier ne lui apporterait qu'un bien faible soutien.

On retiendra en conclusion que la valeur de 45° est une valeur d'angle de frottement des enrochements pour les calculs de stabilité vers l'aval du barrage, et que cette "valeur de calcul" n'aura pas à être atteinte par le frottement réel des enrochements qui seront mis en place.

5.4 Configurations de charges à examiner

Dans le cas du barrage conforté par remblai aval, les configurations de charges à examiner seront donc les suivantes :

- Stabilité à Retenue Normale avec soutien minimum des remblais.
- Stabilité à PHEE avec soutien minimum du remblai.
- Retenue vide avec poussée maximum du remblai (stabilité au basculement vers l'amont).

Par soutien minimum, on entend la force exercée sur le barrage par un coin de Coulomb découpé selon un plan de rupture incliné à $45^\circ + \varphi/2$ et résultant de l'équilibre des forces et des moments (φ étant l'angle de frottement interne des matériaux du remblai). Cet équilibre est obtenu en prenant une action intergranulaire dans le remblai inclinée à φ sur la normale au plan de rupture et une action du remblai sur le parement aval du barrage incliné à $\varphi/2$ sur la normale au parement.

Par poussée maximum des remblais, on entend la force exercée sur le barrage par le remblai dans les mêmes conditions que ci-dessus, mais en donnant à φ la valeur zéro, ce qui maximalise l'action des remblais, en allant bien au-delà de toute faiblesse supposée du frottement des enrochements qui seront réellement mis en place.

On n'a pas procédé à l'étude de stabilité au glissement vers l'aval de coins découpés dans le remblai en enrochements.

Par comparaison avec le cas d'un barrage en enrochements à étanchéité centrale, la situation du remblai aval drainé est bien meilleure. Pour compromettre cette bonne stabilité, qui résulte du fait que le barrage en maçonnerie assure déjà une grande part de la stabilité vers l'aval de l'ensemble, il faudrait que le remblai en enrochements repose largement sur une couche d'alluvions à faible frottement, ce qui n'est pas a priori le cas. Des consignes seront néanmoins données pour qu'à l'ouverture des fouilles on s'assure d'un frottement suffisant à la base du remblai.

5.5 Hypothèses de sous-pression et critères de stabilité adoptés

5.5.1 A Retenue Normale

Pour l'étude de stabilité à Retenue Normale, retenue effectivement maintenue pendant des mois, on supposera, comme dans l'étude menée dans le cas du barrage non conforté, que dans le corps de barrage en maçonnerie règne la sous-pression suivante :

- a)** au droit du parement amont, la valeur de la sous-pression est égale à la charge de la Retenue Normale,
- b)** au droit du parement aval, ou de l'organe de drainage gravitaire rencontré, la valeur de la sous-pression est prise égale à zéro, ou éventuellement à la charge résultant du plan d'eau ou de la nappe aval,
- c)** entre ces deux valeurs extrêmes, la valeur de la sous-pression varie linéairement.

Ces trois hypothèses conduisent à ce que l'on appelle couramment une sous-pression "triangulaire".

Dans le cas particulier du barrage du Ternay, le parement amont, vertical dans la moitié supérieure, présente au-dessous deux légers fruits (0,155 et 0,273).

Les calculs de stabilité à deux dimensions faits en 1979 (Rapport d'Expertise de Coyne et Bellier de 1979 - référence 2) avaient supposé que la pleine charge s'introdui-

rait dans ces parties basses de maçonnerie situées en amont du plan vertical de la moitié supérieure du parement amont. On a repris strictement cette répartition de la sous-pression très légèrement plus défavorable qu'une répartition "triangulaire" d'une part, par souci de bien retrouver les résultats du passé, et d'autre part parce que le processus d'introduction de la pleine valeur de la sous-pression dans la zone non comprimée de la section correspond à cette répartition, que l'on conviendra d'appeler "pseudo-triangulaire".

Avec la sous-pression définie ci-dessus, on souhaite avoir, pour ce barrage en maçonnerie édifié en 1867, un **parement amont non tendu**. Ce qui réalise la condition de Maurice Levy (voir le cours de barrage de l'Ingénieur en Chef Bonnet de 1931 - référence 3).

Si une légère traction apparaît, on appliquera le processus d'introduction de la pleine charge dans la zone non comprimée jusqu'au recueil d'un nouvel équilibre, et l'on appréciera alors le pourcentage de **longueur non comprimée** rapportée à la longueur totale amont-aval de la section.

L'inclinaison de la résultante des forces sur le plan de la section, exprimée par la tangente de l'angle de la résultante avec la verticale, ou "tg θ ", sera appréciée par rapport au seuil classique de **0,75**, valable tant pour les sections entièrement dans la maçonnerie que pour le contact maçonnerie-rocher en fondation.

Ce critère tg θ ne prend pas en compte la plus grande résistance à l'effort tangent que peut offrir une section très longue par rapport à une plus petite, toutes autres données égales par ailleurs.

Aussi, on empruntera à la pratique anglo-saxonne un second critère d'appréciation de la résistance au cisaillement d'une section, à savoir le "Shear Friction Factor".

Sa définition est la suivante :

$$SFF = \frac{C \times S + 0,75 \times (P - U)}{T}$$

où :

C : cohésion prêtée à la maçonnerie

S : surface totale de la section soumise au cisaillement

P : résultante du poids de la maçonnerie sur la section

U : résultante des sous-pressions dans la section

T : résultante de l'effort tangent sur la section

Ce coefficient SFF est généralement appliqué pour les cisaillements dans le béton et au contact béton-rocher. C'est par extension qu'on l'applique ici aux cisaillements dans la maçonnerie en prenant une valeur de la cohésion égale à celle d'un "rocher mauvais", soit C = 1 000 kPa. La valeur de ce coefficient SFF calculé sur une section doit excéder 4.

Lorsqu'une partie de la section n'est plus comprimée, et ne peut donc transmettre d'efforts tangents, le coefficient SFF est appliqué en remplaçant la section totale par la valeur de

la seule longueur comprimée, ce qui approche mieux la capacité de résistance de la section.

Dans le Dossier d'Expertise de 1979 de Coyne et Bellier (référence 2) les coefficients résultant de ces deux définitions étaient appelés respectivement SFF1 et SFF2.

Ayant en vue de ne prendre en compte ce coefficient que lorsqu'une partie de la section n'est plus comprimée, on ne retiendra ici que la 2^{ème} définition en appelant le coefficient SFF pour simplifier. Car lorsque les diverses sections de ce barrage poids sont entièrement comprimées, elles offrent des longueurs telles que les valeurs des coefficients SFF dépassent de très loin la valeur minimum requise, et de ce fait, leurs calculs n'ont plus d'intérêt.

5.5.2 Aux Plus Hautes Eaux Exceptionnelles

Le chargement du barrage par la montée du plan d'eau au niveau maximum des Plus Hautes Eaux, correspondant au passage de la crue de projet est éphémère. Il semble donc admissible de ne pas associer à cette poussée hydrostatique venant des PHE une sous-pression calculée avec ce niveau des PHE, mais seulement avec le niveau de la Retenue Normale, ou à l'extrême avec un niveau un peu supérieur supposé établi pendant plus d'un jour.

La montée du plan d'eau au-dessus de la Retenue Normale élève d'autant la charge hydraulique au bord amont d'une section. Mais on peut admettre que la répartition des sous-pressions sur l'ensemble de la section (par exemple la répartition triangulaire) n'est pas significativement modifiée, en termes d'effort et de moment résultant, tant que cette augmentation de la charge amont ne dure pas plus de quelques heures, voire un jour. En effet, avec une vitesse de percolation de 10-4 m/s, il faut plus d'un jour à l'eau pour traverser le barrage sous la mi-hauteur.

Pour être plus précis sur la durée pendant laquelle est appliquée une charge plus élevée que celle de la Retenue Normale, il faut se référer aux résultats de laminage des crues (crue du projet, crues centennale et décennale) sur la retenue et pour la configuration précise adoptée pour l'ouvrage d'évacuation. Celle-ci n'étant pas encore arrêtée dans ses détails, on en restera à la seule prise en compte pour le calcul de la sous-pression de la charge de la Retenue Normale, sachant que le jeu des critères d'appréciation de la stabilité sous les Plus Hautes Eaux laisse place à un ajustement possible à un mètre près du niveau de calcul des sous-pressions.

5.6 Critères de stabilité au renversement vers l'amont à retenue vide

L'hypothèse d'un chargement maximum du barrage par le remblai est à associer à un soutien minimum côté amont, ce que l'on obtiendra par une retenue supposée au plus bas.

Aux deux niveaux bas de la retenue et de la nappe amont sera associée une hypothèse de sous-pression "triangulaire" obtenue par décroissance linéaire entre les deux valeurs aux parements.

Certes, en cas de vidange très rapide, une partie des pressions présentées dans la maçonnerie serait susceptible de subsister quelque peu juste après la vidange, et donc de donner une sous-pression légèrement supérieure à l'hypothèse envisagée. Mais d'une part, il s'agit d'un chargement de peu de durée, les sous-pressions se dissipant tout de même plus vite dans la maçonnerie que dans un barrage en terres argileuses compactées, et d'autre part il s'agit d'un cas extrême de charge, pour lequel les critères d'appréciation seront donc plus tolérants que pour la stabilité vers l'aval sous la charge hydraulique.

En effet, on admettra dans ce cas extrême le développement, théorique, de tractions modestes le long du parement amont.

5.7 Résultats des études de stabilité

5.7.1 Présentation

Les études ont été menées selon les principes exposés ci-avant aux § 4 à 6.

Les tableaux T 7.21 et T 7.31 ci-après donnent, pour chacun des 7 niveaux objets d'un calcul et successivement pour le plan d'eau amont à Retenue Normale (moitié gauche) et pour le plan d'eau monté rapidement à PHEE (moitié droite) les 5 valeurs caractéristiques suivantes :

- σ_m est la contrainte verticale au droit du parement amont, exprimée en kPa, avec un signe négatif lorsqu'il s'agit d'une traction,
- σ_m est, dans le cas où σ_m est négatif, le pourcentage, par rapport à la longueur totale de la section en cause, de la longueur non comprimée, laquelle est calculée après suppression de la résistance à la traction,
- $tg \varnothing$ est le rapport entre la résultante de l'effort tangent et la résultante de l'effort normal (sous-pression déduite),
- SFF est le "Shear Friction Factor" exprimant de façon adimensionnel la sollicitation à l'effort tangent de la partie comprimée de la section, ceci en lui prêtant une cohésion de 1 Mpa et une $tg \varnothing$ de 0,75. Le SFF doit être supérieur à 4.
- σ_v est la contrainte verticale au droit du parement aval, exprimée en kPa. Comme cette contrainte aval reste en général très en deçà de la limite de résistance de la maçonnerie, on n'a pas exprimé la contrainte parallèle au parement.

5.7.2 Cas du confortement par remblai monté à (508,00) (voir tableau 2)

- Stabilité à Retenue Normale = (509) du barrage conforté à (508,00)

Avec un remblai de confortement monté à (508,00), le parement amont est partout nettement comprimé, de plus de 165 kPa jusqu'au socle, et la $tg \varnothing$ atteint au maximum 0,47 sur la fondation à (476,00). La stabilité à Retenue Normale = (509,00), et avec la sous-pression établie à cette charge, est largement assurée, le remblai étant dimensionné pour le cas de charges à PHEE.

	Stabilité à RN RN = (509,00) ZU = (509,00)				Stabilité à PHEE PHEE = (512,50) ZU = (509,00)			
	σ_m (kPa)	t %	tg ϕ	SFF	σ_m (kPa)	t %	tg ϕ	SFF
(500) avec remblai	+ 216 + 245		0,26 0,16		- 24 + 5	5 % -	0,49 0,39	10,2 13,1
(494,50) avec remblai	+ 114 + 288		0,47 0,22		- 198 - 87 0	42 % 16 % 22 %	0,72 0,49 0,52	4,5 7,9 7,3
(489) avec remblai	- 2 + 177	1 %	0,65 0,34	7,9	- 264 - 85 0	58 % 15 % 19 %	0,89 0,53 0,56	2,9 7,0 6,7
(485) avec remblai	- 41 + 165	10 %	0,76 0,37	6,5	- 251 - 45 0	57 % 8 % 8 %	0,98 0,54 0,54	2,8 7,2 7,2
(478) avec remblai	- 80 + 165	19 %	0,89 0,42	5,1	- 243 2	55 %	1,08 0,56	2,6
(476) avec remblai	- 91 + 154	21 %	0,92 0,47	4,8	- 242 3	55 %	1,10 0,60	2,6

Tableau 2 - Confortement par un remblai monté à (508,00)

La 1ère ligne donne les valeurs sans le confortement à fin de comparaison.

La 2ème ligne donne les valeurs avec le confortement à prendre en considération.

La 3ème ligne, en italique, correspond, lorsqu'il y a traction à l'amont, à l'équilibre final obtenu après réintroduction de la sous-pression dans la zone non comprimée, et itération.

On peut prendre la mesure de l'effet stabilisant en comparant avec l'état sans confortement :

- des tractions apparaissent juste à (489,00) et croissent quelque peu jusqu'à 80 kPa au niveau du socle à (478,00),
 - la tg ϕ dépasse 0,75 dès le niveau (485,00) et atteint 0,92 sur la fondation à (478,00),
 - en supposant une absence de résistance à la traction, les proportions non comprimées des sections atteignent 19% au niveau du socle à (478,00),
 - seul le SFF reste au-dessus de 4 jusqu'à la fondation à (476,00).
- Stabilité à PHEE = (512,50) du barrage conforté à (508,00)

Avec le remblai de confortement arrasé à (508,00), le parement aval est tendu sauf aux niveaux du socle (478,00) et de la fondation (476,00). Mais les tractions correspondantes sont relativement faibles, 87 et 85 kPa aux niveaux (494,50) et (489,00).

En réintroduisant la pleine sous-pression dans la zone non comprimée, en calculant la nouvelle proportion non comprimée et en réitérant, les proportions non comprimées finales sont à peine plus grandes, respectivement 22% à (494,50) et 19% à (489,00).

Le tg ϕ reste au-dessous de 0,56 jusqu'au niveau du socle (478,00) et n'atteint que 0,60 au niveau de la fondation (476,00). La réintroduction de la pression dans la partie non comprimée des sections ne change pratiquement pas ces valeurs confortables du tg ϕ .

La considération des SFF, qui excèdent 6,7, n'est pas intéressante dans ce cas.

En conclusion, sous la charge hydrostatique des PHEE à (512,00) et avec la sous-pression correspondant à la Retenue Normale à (510,00) la stabilité peut être considérée comme assurée, et même largement assurée quant au risque de glissement.

Toutefois, l'apparition sur le parement amont à mi-hauteur de très faibles tractions, ou de modestes proportions non comprimées de sections, laisse penser qu'il est bien nécessaire de monter le remblai aval jusqu'au niveau (508,00) pour ce couple de Retenue Normale et PHEE.

- Stabilité à vide vers l'amont du barrage conforté à (508,00)

Avec un plan d'eau amont supposé descendu jusqu'à (480,00) et une nappe aval également à (480,00), on a obtenu aux différents niveaux de calculs un encadrement en menant le calcul parallèlement avec le soutien minimum (utilisé dans les stabilités aval sous la charge hydrostatique de la retenue) et avec la poussée maximum, obtenue en faisant $\phi = 0$. Les résultats sont présentés sur le **tableau 3**.

La stabilité au glissement vers l'amont (ce que rappelle le signe négatif du tg ϕ) est largement assurée. Des tractions apparaissent certes le long du parement aval, mais elles ne représentent guère qu'un huitième des valeurs des compressions sur le parement amont entre (494,50) et (489,00). Elles s'atténuent en-dessous, là où la forte inclinaison du parement aval rend le calcul de contrainte verticale présenté moins valable.

Niveau	Soutien minimum ($\phi = 45^\circ$)			Poussée minimum ($\phi = 0^\circ$)		
	σ_m (kPa)	σ_v (kPa)	tg ϕ	σ_m (kPa)	σ_v (kPa)	tg ϕ
(500)	477	83	- 0,07	545	18	- 0,26
(494,50)	709	19	- 0,11	828	- 113	- 0,37
(489)	782	- 25	- 0,14	899	- 110	- 0,40
(485)	791	+ 6	- 0,14	890	- 59	- 0,40
(478)	843	+ 34	- 0,14	949	- 34	- 0,39

Tableau 3 - Stabilité à vide du barrage conforté à (508,00)

On en conclura que la présence du remblai monté à (508,00) ne met pas en cause la stabilité vers l'amont du barrage à vide.

5.7.3 Cas du confortement par remblai monté à (512,00) (tableau 4)

- Stabilité à Retenue Normale = (510,00) du barrage conforté à (512,00)

Avec le remblai de confortement monté à (512,00), le parement amont est partout nettement comprimé, de plus de 200 kPa, et le $tg \varnothing$ atteint au maximum 0,42 sur la fondation à (476,00). La stabilité à Retenue Normale = (510,00), et avec la sous-pression établie à cette charge, est largement assurée, le remblai étant dimensionné pour le cas de charges à PHEE.

On peut prendre la mesure de l'effet stabilisant en comparant avec l'état sans confortement :

- des tractions apparaissent dès (489,00) et croissent jusqu'à 134 kPa au niveau du socle à (478,00),
- le $tg \varnothing$ dépasse 0,75 un peu en-dessous (489,00) et atteint 1 au niveau de la fondation à (476,00),
- en supposant une absence de résistance à la traction, les proportions non comprimées des sections seraient importantes, de 18% à (489,00) à 38% à (476,00),
- seul le critère du SFF reste au-dessus de 4 jusqu'au socle à (478,00).

- Stabilité à PHEE = (513,50) du barrage conforté à (512,00)

Même avec le remblai de confortement monté jusqu'à (512,00), soit 0,35 m sous la risberme aval située en contrebas de la crête, tout le parement amont est légèrement tendu et ne retrouve une compression qu'au niveau du socle à (478,00) et sur la fondation. Mais ces tractions sont relativement faibles, 87 kPa au maximum à (494,50).

En supposant une absence de résistance à la traction, les proportions non comprimées des sections restent modestes même aux niveaux les plus critiques autour de (494,50) où elles sont voisines de 16%.

En réintroduisant la pleine sous-pression dans la zone non comprimée, en recalculant la nouvelle proportion non comprimée et en réitérant, les proportions non comprimées finales sont à peine plus grandes, 21% au maximum à (494,50).

Le $tg \varnothing$ reste en dessous de 0,50 jusqu'aux niveaux du socle (478,00) et de la fondation (476,00) où il atteint 0,56. L'opération d'introduction de la pression dans la partie non comprimée des sections ne change pratiquement pas ces valeurs confortables du $tg \varnothing$.

	Stabilité à RN RN = (510) ZU = (510)				Stabilité à PHEE PHEE = (513,50) ZU = (510)			
	σ_m (kPa)	t %	$tg\phi$	SFF	σ_m (kPa)	t	$tg\phi$	SFF
(506) avec remblai	+ 202 216		0,09 0,02		97 111		0,32 0,24	
(500) avec remblai	+ 153 259		0,32 0,13		- 133 - 27 0	6 % 7 %	0,61 0,38 0,38	12,6 12,4
(494.50) avec remblai	+ 28 269		0,55 0,23		- 328 - 87 0	16 % 21 %	0,84 0,46 0,49	8,2 7,6
(489) avec remblai	- 79 237	18 %	0,74 0,30	6,1	- 372 - 56 0	9 % 11 %	1,01 0,49 0,50	7,7 7,5
(485) avec remblai	- 106 227	25 %	0,84 0,33	5,1	- 339 - 6 0	1 % 1 %	1,09 0,49 0,49	8,0 8,0
(478) avec remblai	- 134 229	32 %	0,97 0,37	4,1	- 312 + 50		1,18 0,51	
(476) avec remblai	- 163 197	38 %	0,99 0,42	3,6	- 335 + 26		1,18 0,56	

Tableau 4 - Stabilité aval du barrage conforté à (512,00)

La 1ère ligne donne les valeurs sans le confortement à fins de comparaison.

La 2ème ligne donne les valeurs avec le confortement à prendre en considération.

La 3ème ligne, en italique, correspond, lorsqu'il y a traction à l'amont, à l'équilibre final obtenu après réintroduction de la sous-pression dans la zone non comprimée, et itération.

La considération des SFF qui excèdent 7,5, n'est donc pas intéressante dans ce cas.

En conclusion, sous la charge hydrostatique des PHEE à (513,50) et avec la sous-pression correspondant à la retenue normale à (510,00), la stabilité peut être considérée comme assurée, et même largement assurée quant au risque de glissement.

Toutefois, l'apparition sur le parement amont à mi-hauteur de très faibles tractions, ou de modestes proportions non comprimées de sections, laisser penser qu'il est bien nécessaire de monter le remblai aval jusqu'au niveau (512,00) pour ce couple de retenue normale et PHEE.

- Stabilité à vide vers l'amont du barrage conforté à (512,00)

Avec un plan d'eau amont supposé descendu jusqu'à (480,00) et une nappe aval également à (480,00), on a obtenu aux différents niveaux de calcul un encadrement en menant le calcul parallèlement avec le soutien minimum (utilisé dans les stabilités aval sous la charge hydrostatique de la retenue) et avec la poussée maximum obtenue en supposant $\phi = 0$. Les résultats sont présentés dans le **tableau 5**.

La stabilité au glissement vers l'amont (ce que rappelle le signe négatif du $\text{tg } \phi$) est assurée. De fortes tractions apparaissent certes le long du parement aval, même si les tractions réelles resteront en deçà des valeurs obtenues avec cette poussée maximum.

Si cette solution de confortement était retenue, il serait avisé de prendre une mesure plus exacte de la situation à retenue vide en effectuant un calcul de contrainte plus complexe : ce dernier montrerait vraisemblablement une situation un peu moins aiguë que le présent encadrement.

A noter qu'un niveau de plan d'eau amont pris moins bas améliorerait ces conditions, mais seulement pour les niveaux de calcul situés sous le plan d'eau amont.

Niveau	Soutien minimum ($\phi = 45^\circ$)			Poussée minimum ($\phi = 0^\circ$)		
	σ_m (kPa)	σ_v (kPa)	$\text{tg } \phi$	σ_m (kPa)	σ_v (kPa)	$\text{tg } \phi$
(506)	277	113	- 0,06	350	43	- 0,31
(500)	554	34	- 0,13	758	- 158	- 0,50
(494,50)	840	- 112	- 0,17	1 105	- 350	- 0,57
(489)	919	- 119	- 0,19	1 142	- 305	- 0,56
(485)	918	- 75	- 0,18	1 096	- 213	- 0,53
(478)	960	- 35	- 0,18	1 098	- 128	- 0,50

Tableau 5 - Stabilité à vide du barrage conforté à (512,00)

6 - Conclusion

6.1 Résumé des résultats

Compte tenu des hypothèses raisonnables prises pour les sous pressions, les caractéristiques de résistance des matériaux, maçonneries, enrochements, et des critères adoptés pour la stabilité des structures, les deux niveaux de remblai aval en enrochements analysés ci-dessus garantissent une stabilité normale des structures du barrage du Ternay, pour les niveaux d'eau du réservoir suivants :

Enrochement aval talus 1.3/1 - largeur 4 m	Retenue normale	PHEE
cote 508	509	512,5
cote 512	510	513,5

En fin de compte, c'est à la cote 514 que les enrochements aval ont été portés. L'objectif est de permettre une retenue normale plus élevée (511) afin de bénéficier d'un stockage plus important pour l'alimentation en eau de la ville d'Annonay.

6.2 Discussion sur la poussée des enrochements

Un des paramètres important pris en considération pour le calcul des remblais de confortement aval des barrages poids et souvent mal connu, est le coefficient K de la poussée appliquée sur le mur ($Ph = KPv$). Les expériences étrangères, en particulier australiennes et indiennes indiquent que la plage de variation du coefficient K pour les matériaux mis en remblais et les pentes des talus est de l'ordre de 0,3 à 0,8 et correspond en général aux conditions poussée "au repos" K_0 .

L'expérience française est limitée au barrage de Joux pour lequel cinq cellules de pression totale installées en même temps que le remblai en 1984 ont permis de déterminer la plage de variation entre 0,35 et 0,9. Il y a donc concordance.

Quant à la comparaison avec le Ternay, la poussée prise en compte dans les calculs pour la première fonction à retenue pleine, est proche de la poussée "active" soit K de l'ordre de 0,2. Les massifs d'enrochements étant semblables, la comparaison avec Joux est légitime : le minimum mesuré à Joux $K = 0,35$ confirme la fiabilité du calcul effectué au Ternay.

6.3 Discussion sur la méthode de calcul

Des comparaisons plus précises entre valeurs de calcul et valeurs mesurées nécessiteraient des analyses fines en fonction de la géométrie du remblai, de ses caractéristiques de cisaillement et des mouvements relatifs entre maçonnerie et remblai en relation avec les modules de déformation.

Elles pourraient conduire à des méthodes de calculs des remblais de confortement qui soient également plus fines. Mais les caractéristiques de cisaillement et les modules de déformation des encochements n'étant en pratique pas connus avec assez de précision, il est légitime de faire des hypothèses à ce sujet et d'utiliser des méthodes de calcul relativement simples du type de celle appliquée à Joux ou au Ternay.

Par ailleurs, le domaine d'application des sous pressions n'est abordé dans les barrages poids encore maintenant que sous l'angle de la statique et sans prendre en considération la déformabilité poroplastique des matériaux. Cette dernière approche est toutefois en cours de développement. Il a été réalisé en 1990 un calcul par le code éléments finis Bethy - Coyne et Bellier (développé à partir du logiciel GEFDYN) sur le barrage du Ternay. Les caractéristiques de la maçonnerie sont assez bien connues pour qu'une modélisation poroplastique donne des résultats satisfaisants. En effet, pour les charges d'eau à l'amont élevées, on voit apparaître une zone de fissuration partant de l'amont orthogonalement au parement et plongeant vers la fondation parallèlement au parement aval. Cette configuration est très proche de la configuration observée lors de la rupture de Bouzey comme le montre la **figure 12**. Cette méthode de calcul est très prometteuse et ouvre la voie à des approches plus sophistiquées de la stabilité des structures poids à condition de se fixer des critères adaptés et de bien connaître les caractéristiques des matériaux.

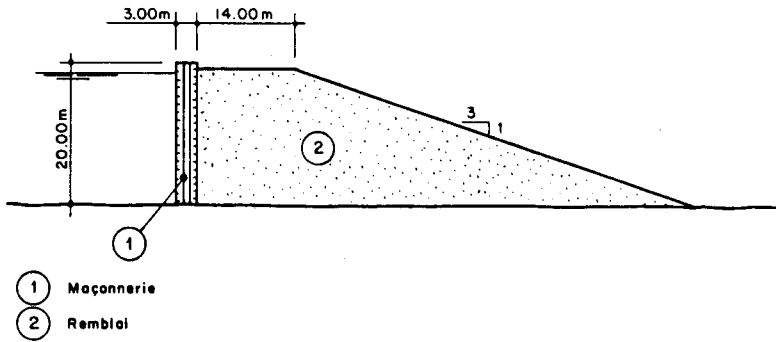
Il faudrait également introduire, dans les calculs de stabilité, les surfaces de ruptures inclinées voire courbes.

6.4 Autre avantage du remblai aval

La mise en oeuvre est possible sans vidange de la retenue ce qui est appréciable compte tenu de la valeur de l'eau stockée.

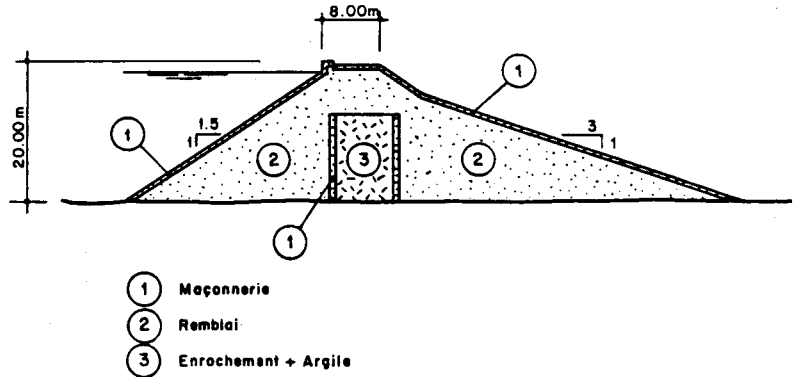
ALCANTARILLA (Tolède . Espagne)

200 ans avant J.C. - Rupture, non reconstruit



CORNALVO (Merida . Espagne)

~ 200 ans après J.C.



PROSERPINA (Merida . Espagne)

~ 200 ans après J.C.

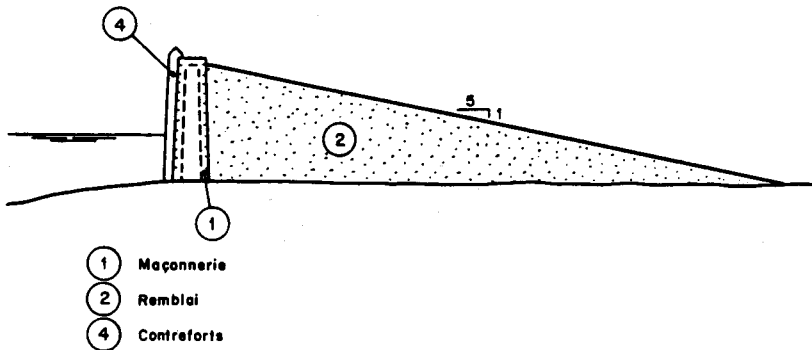
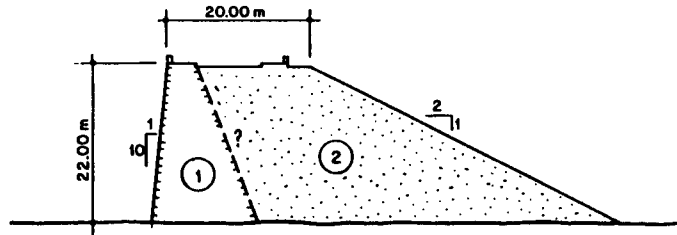
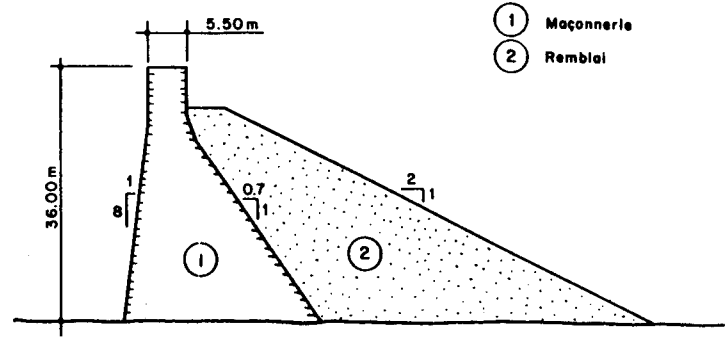


Figure 2 : Les ancêtres ibériques - Barrages en maçonnerie + remblai aval
 ALCANTARILLA (200 Av. J-C), CORNALVO (200 Ap. J-C), PROSERPINA (220 Ap. J-C)

HUSSAIN SAGAR (Nizam) 1562

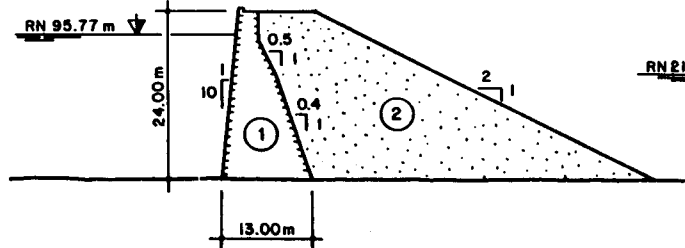


OSMAN SAGAR (Nizam) 1910



① Maçonnerie
② Remblai

WYRA (Nizam) 1920 - 30 ?



KADDAM (Nizam) 1953

Rupture (submersion), reconstruit

Dernier barrage composite à la construction

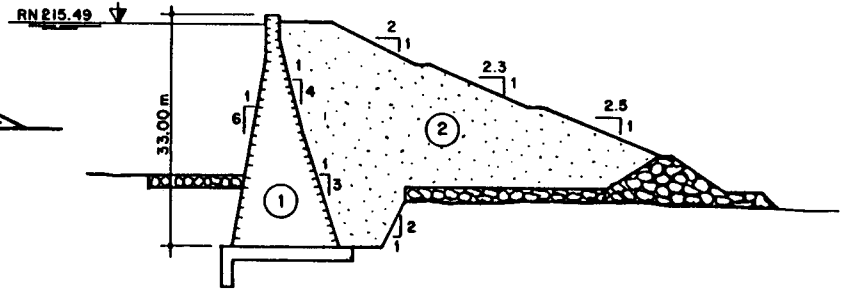
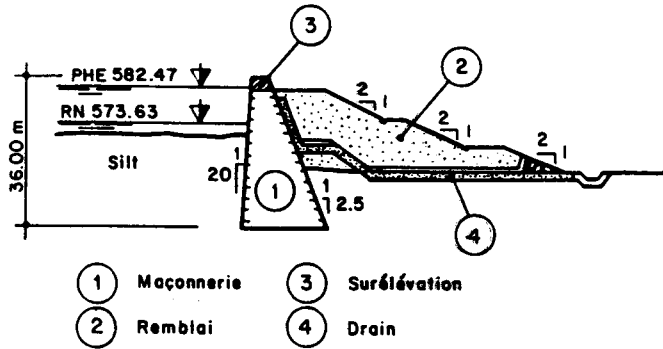


Fig. 3 LES ANCÊTES INDIENS
Barrages en maçonnerie + remblai aval
(Composite à la construction)

Figure 3 : Les ancêtres indiens
Barrages en maçonnerie + remblai aval (composites à la construction)
HUSSAIN SAGAR (1562), OSMAN SAGAR (1910), WYRA (1920-1930)

KHADAKWASLA (Maharashtra)

Réparation après rupture (1961)



TALAKALALE (Kainataka)

1963 , Renforcement en 1979

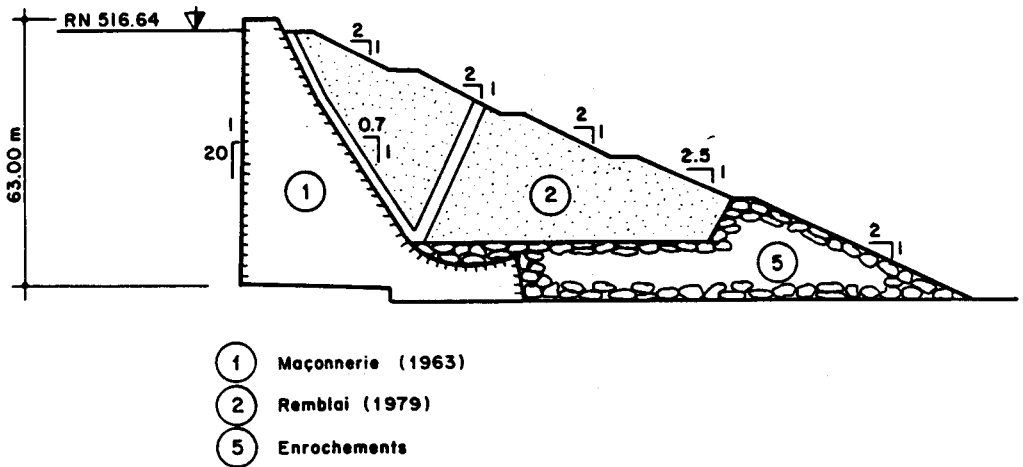
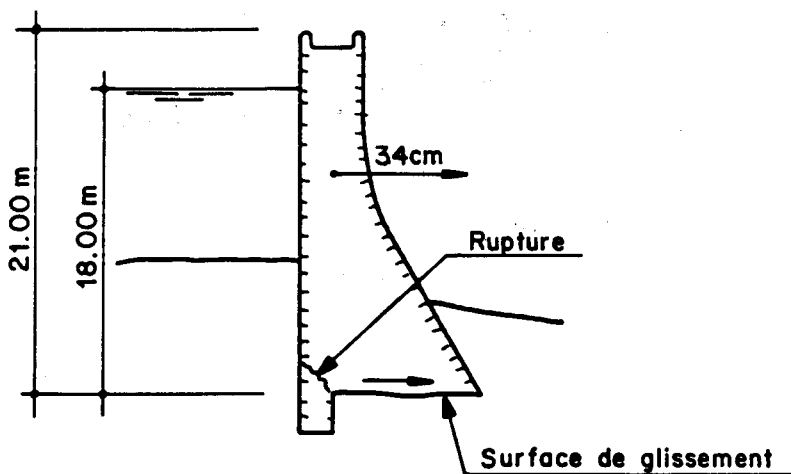


Figure 4 : Barrages indiens - Confortement
KHADAKWASLA (1961), TALAKALALE (1963-1979)

BOUZEY I (1881) 1^{ère} rupture 1884



BOUZEY II (1889) 2^e rupture 1895

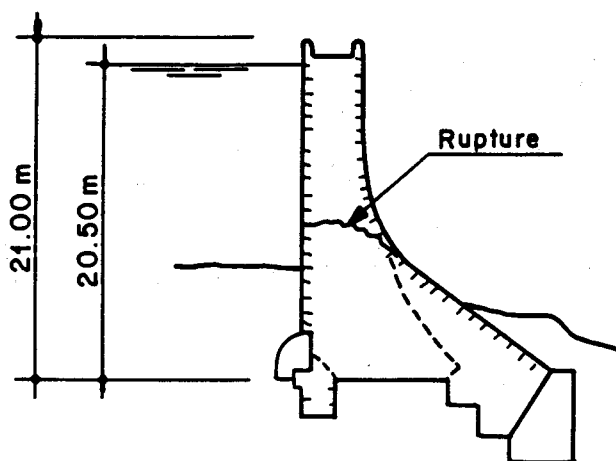
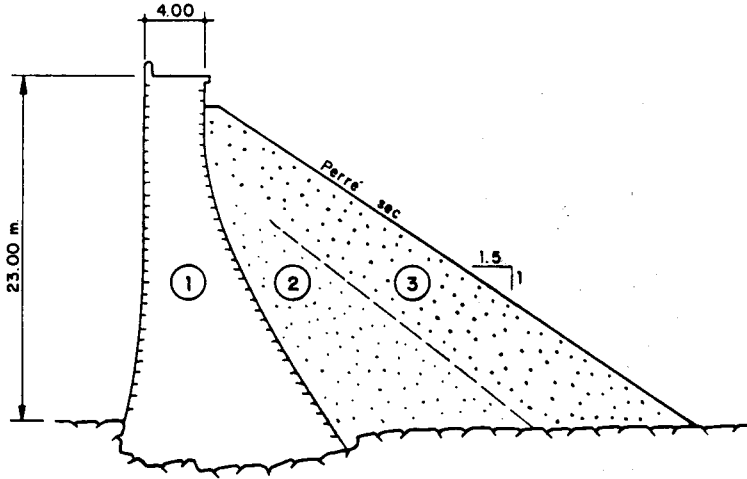


Figure 5 : BOUZEY 1 BOUZEY 2 - Cas des ruptures de Bouzey

ALFELD 1887

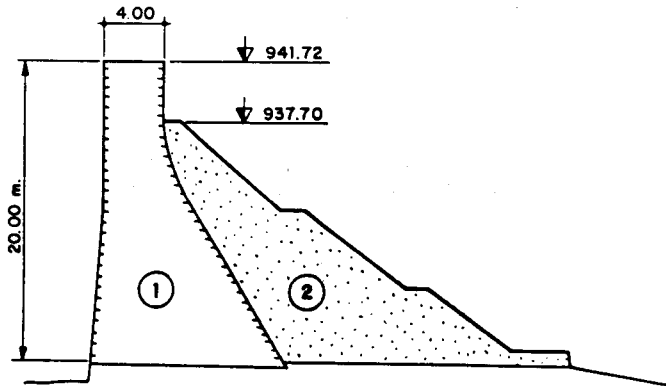
Conforté en 1897



- ① Maçonnerie de moellons
- ② Terre compactée
- ③ Enrochements

LAUCH 1894

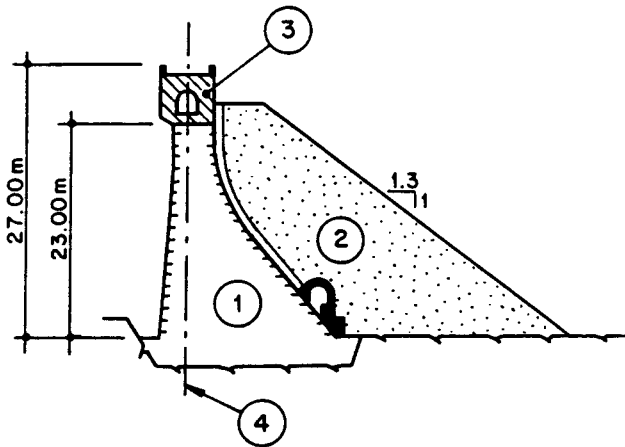
Conforté en 1902



- ① Maçonnerie de moellons (1894)
- ② Remblais (1902)

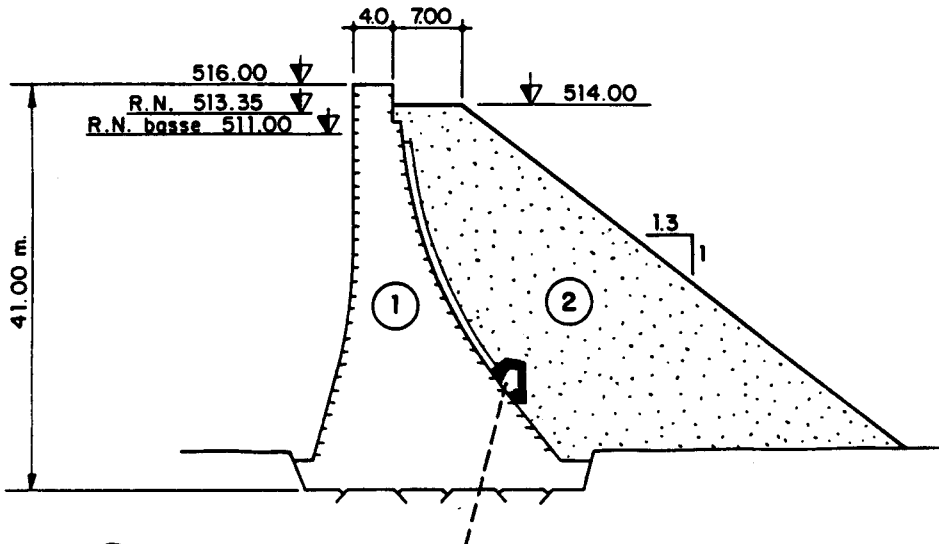
Figure 6 : Confortement de vieux barrages français par remblai aval
ALFELD (1887-1897), LAUCH (1894-1902)

JOUX - 1905



- | | | | |
|---|------------------|---|----------------------|
| ① | Maçonnerie 1905 | ③ | Hausse en béton 1952 |
| ② | Enrochement 1983 | ④ | Axe des tirants 1952 |

LE TERNAY



- | | |
|---|-------------------|
| ① | Maçonnerie 1867 |
| ② | Enrochements 1992 |

Figure 7 : Confortement récent en France par remblai aval
JOUX - TERNAY

VUE EN PLAN

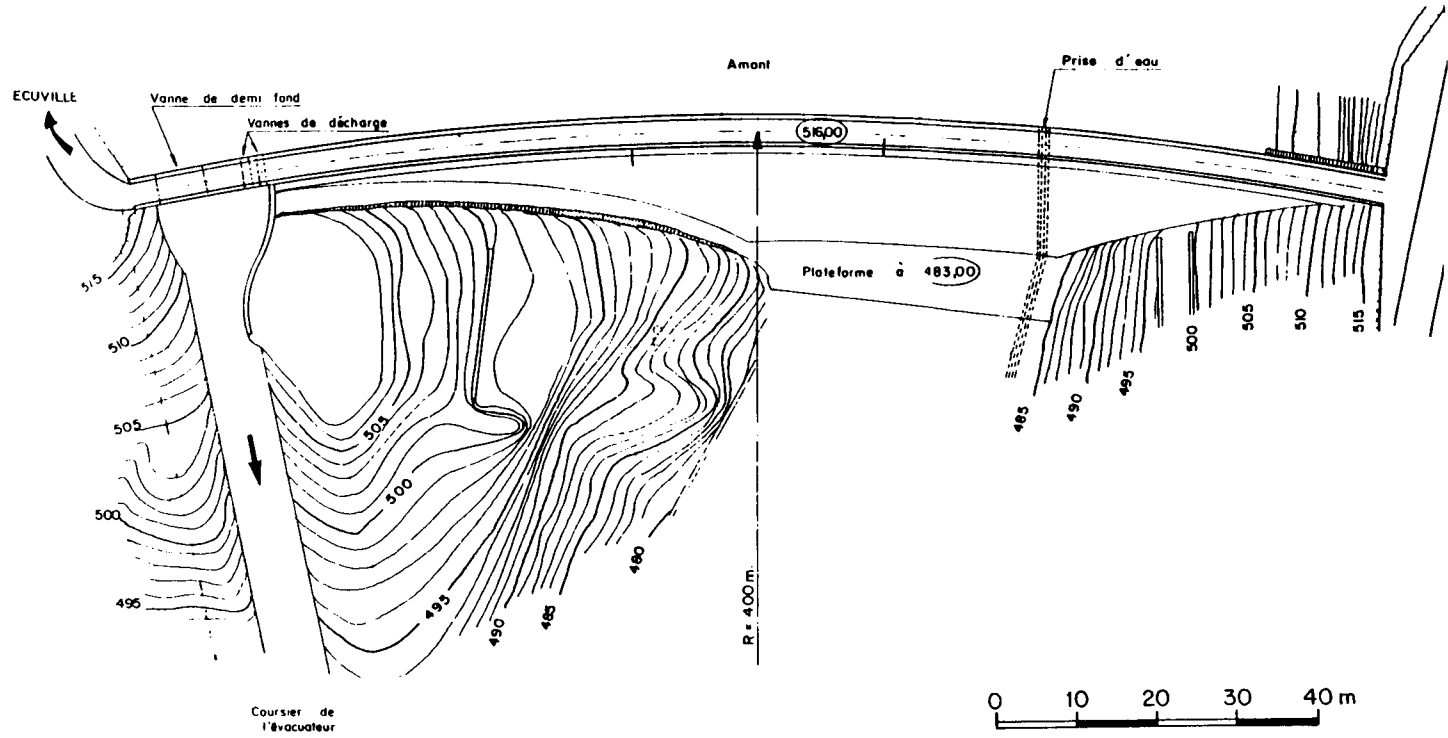


Figure 8 : Vue en plan du barrage du TERNAY avant remblai

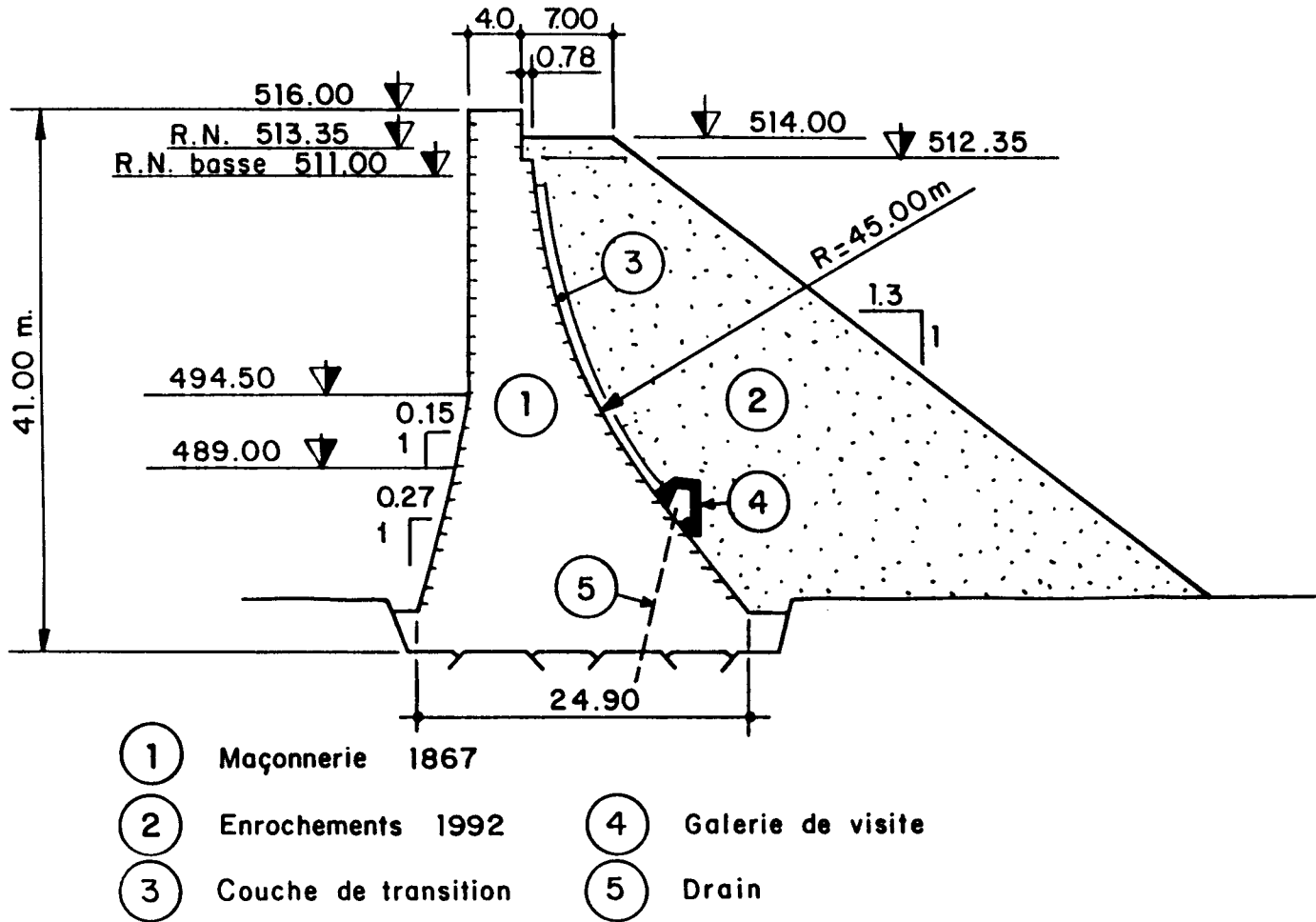


Figure 9 : Coupe-type du barrage du TERNAY

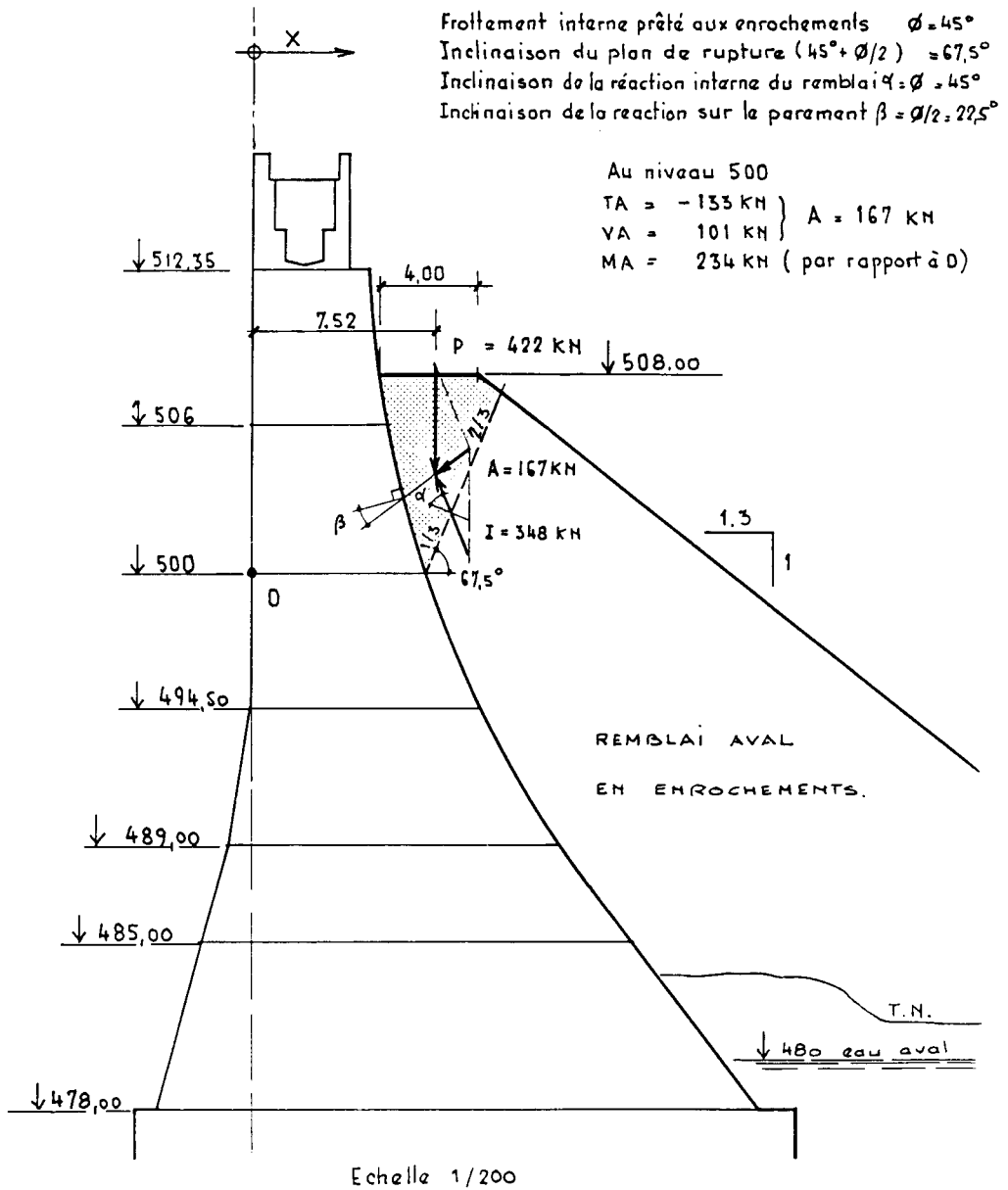


Figure 10 : Barrage du TERNAY - Poussée active : soutien minimum

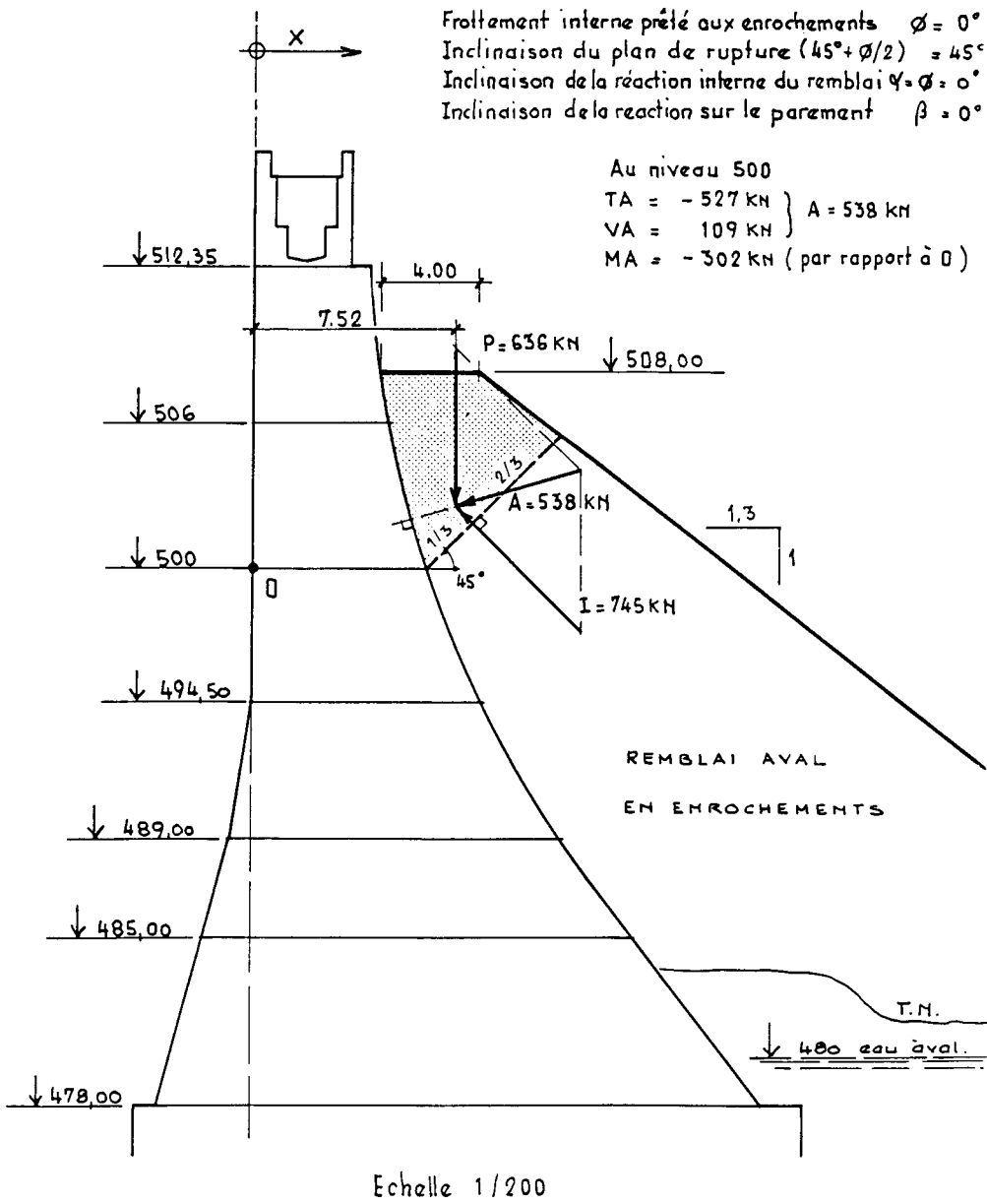


Figure 11 : Barrage du TERNAY - Poussée maximum

RESULTATS OBTENUS

COTE DE RETENUE : 512,4 NGF (RETENUE NORMALE + 1 m.)

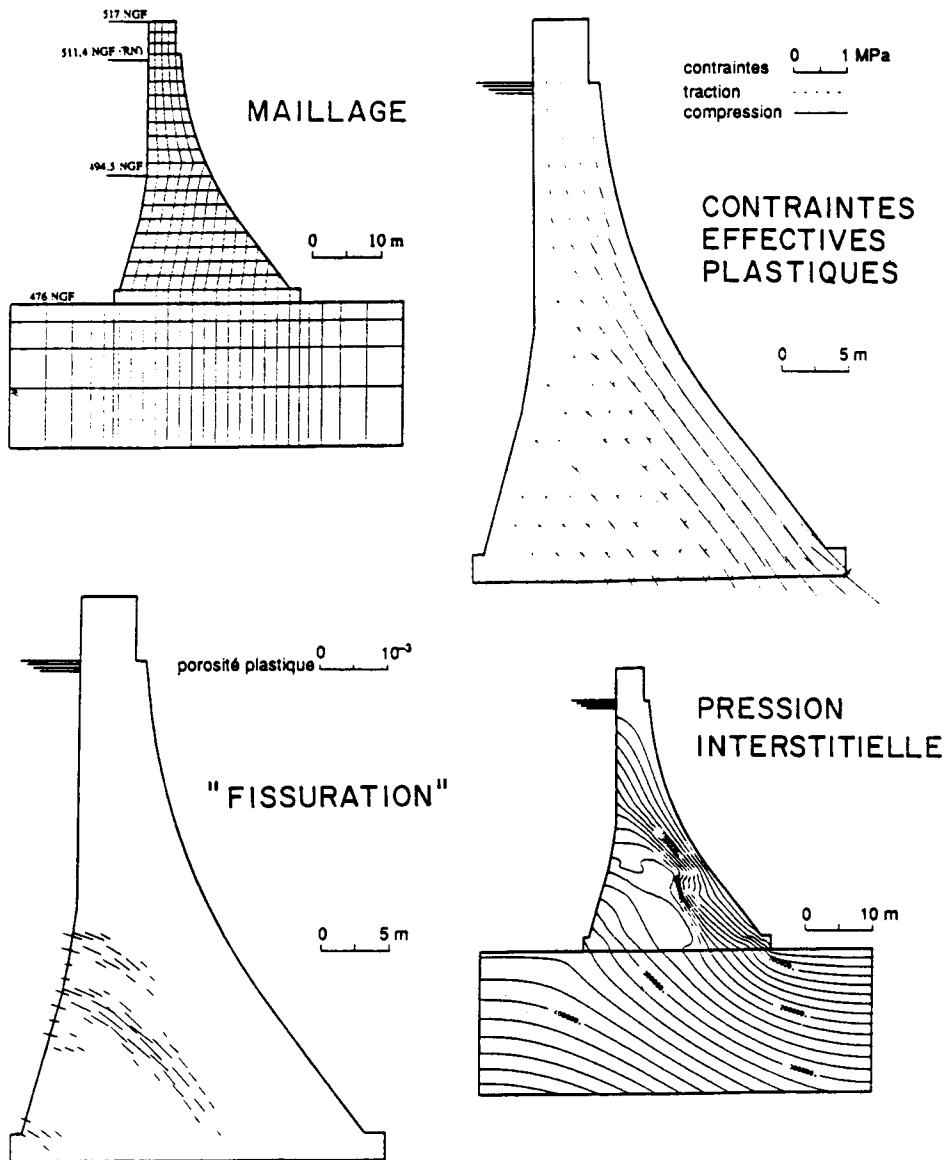


Figure 12 : Barrage du TERNAY - Calculs BETHY (poroplasticité)



Rénovation du barrage poids de Charpal (Lozère)

Philippe VINCENT - EDF

1 - Présentation de l'ouvrage

Construit entre 1926 et 1932 sur le ruisseau de la Colagne, affluent rive droite du Lot, le barrage de Charpal était destiné initialement au stockage de poudre pour le ministère de la Guerre.

En 1946, l'ouvrage a été cédé à la ville de Mende pour satisfaire ses besoins en eau potable.

Le barrage est du type poids, légèrement arqué, constitué d'une maçonnerie de moellons de granit :

- Hauteur maximale sur fondation : 28,90 m
- Longueur en crête : 224,00 m
- Cote de retenue normale initiale : 1.325,30 NGF
- Volume total de la retenue à R.N. : 8,25 Mm³
- Surface totale de la retenue à R.N. : 200 HA

La fondation au droit du site est constituée essentiellement d'un granit de la Margeride surmonté d'une couche de grés arkose sur les rives.

Le barrage est prolongé latéralement par deux murs en ailes.

Les ouvrages annexes comportent :

- Un dispositif de vidange de fond, constitué d'un conduit blindé Ø 1600, équipé en amont d'une vanne batardeau et en aval d'une vanne papillon 1600 mm.
- Une conduite d'alimentation en eau potable Ø 300.
- L'évacuation des crues est assurée par un seuil déversant non vanné. (capacité 50 m³/s sous PHE 1 326,40)

2 - Problèmes rencontrés

Dès la mise en eau de la retenue, d'importantes fuites sont apparues sur l'ouvrage. Plusieurs campagnes d'injection de ciments ont été effectuées mais sans résultat appréciable. De sorte que le remplissage de la cuvette à sa cote normale n'a pu être réalisé.

Il a été alors décidé d'abandonner le site après avoir démoli partiellement le seuil déversant. Trois brèches y ont été ouvertes, de profondeur inégale, afin de limiter la cote maximale de la retenue à 1.320,70 NGF.

A partir de 1979, plusieurs missions d'expertises ont été menées à la demande du Maître d'Ouvrage.

Dans le cadre d'une procédure de révision spéciale réglementaire de cet ouvrage, et dans l'optique du rétablissement du niveau de retenue normale d'origine, des études ont été menées, associant reconnaissances et travaux d'amélioration de l'étanchéité générale du barrage.

En 1988, une mission de maîtrise d'œuvre a été confiée au groupement E.D.F.-G.R.P.H. Massif Central - Coyne et Bellier pour effectuer la remise à niveau des ouvrages et améliorer l'alimentation en eau potable de Mende.

De plus, cette "surélévation" permettra d'assurer dans certaines conditions, le soutien des étiages de la Colagne.

3 - Études et travaux réalisés sur l'ouvrage

1988 - 1989

- équipement de profils piézométriques,
- nettoyage et aménagement de drains de fondation,
- essais d'étanchéité des rives,
- expertises géologique de la cuvette.

1989

- rédaction du Dossier d'A.P.S.

1990

- rédaction du Dossier d'A.P.D.

1990 - 1991 - 1992

- rétablissement du seuil déversant initial par fermeture des brèches,
- reconstruction de la passerelle de franchissement de l'évacuateur de crues,
- nettoyage et remblaiement en argile des fosses latérales au droit des murs en aile (pour augmenter les longueurs de percolation),

- injections d'étanchéité du corps du barrage sur la tranche correspondant à la surélévation,
- injections de contact des murs en ailes,
- chemisage métallique du conduit de vidange de fond. Rénovation des pièces fixes de la vanne batardeau amont,
- déplacement vers l'aval de la vanne de vidange de fond, permettant le rajout d'un piquage Ø 800 équipé d'une vanne de garde et vanne de réglage (vanne MONO-VAR) pour la restitution des lâchures de soutien des étiages),
- installation d'un petit groupe hydroélectrique turbinant le débit réservé réglementaire,
- installation d'un ensemble de télémessure et télécommande pour l'exploitation du dispositif de soutien d'étiage, depuis la centrale E.D.F. de Grandval sur la Truyère,
- en moyenne, 50 litres de coulis par mètre linéaire,
- ciment utilisé : SPINOR - Ciment d'ORIGNY - mouture 10 microns,
- pressions de refus : 3 à 5 bars.

4 - Injections des murs en aile

Nombreuses communications entre forages et fortes perméabilités, ayant conduit à utiliser un coulis de ciment normal (CLK).

188 forages et 1.600 mètres linéaires moyenne injectés : 110 litres par mètre.

Lors du remplissage de la retenue en cours à la date du présent rapport, on pourra apprécier l'efficacité du traitement d'ensemble, grâce au suivi rigoureux et organisé :

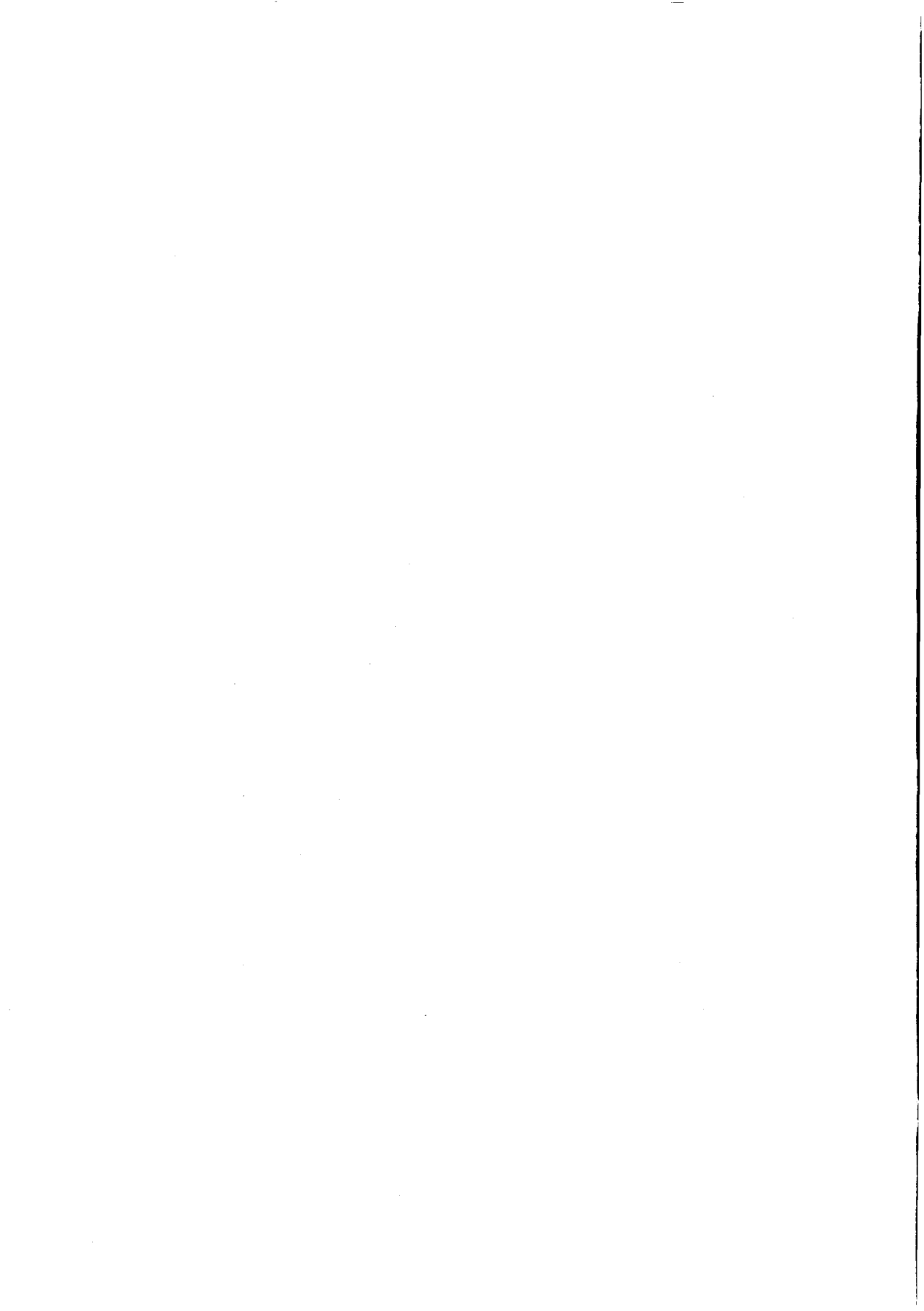
- des débits de fuite,
- de la piézométrie,
- des constatations visuelles nécessaires et complémentaires de l'auscultation.

Toutefois, aucune comparaison ne pourra être effectuée en raison de l'absence d'un historique précis sur cet ouvrage.

Le coût global des travaux ressort à 5 MF environ (valeur 1992).

La mise en eau définitive du barrage qui a fait l'objet d'une note de procédure et de suivi particulier a été commencée à la fin de l'année 1992.

Après réalisation de trois paliers (1320, 1323, 1325-30) la cote de retenue normale devrait être atteinte vers la fin du mois de mai 1993.



ANNEXES

Programme de la session ENGREF-CEMAGREF

Sécurité des barrages en service

Montpellier du 25 au 28 mai 1993

Mardi 25 mai

- Matin : les aspects réglementaires

- 09h00 Présentation de la session : Gérard Degoutte, *ENGREF*
Présentation des participants au stage
- 09h30 Les risques liés aux barrages et les causes de ruptures
André Goubet, *ministère de l'Industrie*
- 10h15 L'état des lieux de la sécurité des barrages en France
Paul Royet, *CEMAGREF*
- 10h45 Pause
- 11h00 La réglementation française : Paul Royet, *CEMAGREF*
- 11h15 L'organisation du contrôle des barrages au ministère de l'Industrie
André Goubet, *ministère de l'Industrie*
- 11h30 L'organisation du contrôle des barrages au ministère de l'Environnement
Yves Le Trionnaire, *ministère de l'Environnement*
- 11h45 La loi sur l'eau et les évolutions réglementaires en cours concernant les barrages
Yves Le Trionnaire, *ministère de l'Environnement*
- 12h00 Questions des participants, cas concrets et débat sur l'organisation du contrôle
Animation André Goubet, *ministère de l'Industrie*
- 13h00 Déjeuner

- Après-midi : calcul de l'onde de rupture

- 14h30 Présentation du guide pour le diagnostic rapide des barrages anciens
Paul Royet, *CEMAGREF*
- 15h15 Évaluation des risques en cas de rupture - Exposé introductif
Gérard Degoutte, *ENGREF*
- 15h30 Présentation des méthodes de calcul de l'onde de rupture
André Paquier, *CEMAGREF*
- 16h30 Pause
- 16h45 Utilisation sur des cas concrets du logiciel CASTOR -
Travail en groupes sur micro-ordinateurs
- 18h00

Mercredi 26 mai

• Matin : évacuation des crues

- 08h45 Estimation de la crue "de projet"
Méthode synthétique, méthodes régionales
Hydrogramme unitaire
Socose
Gradex
Les voies actuelles de la recherche en hydrologie
Jacques Lavabre, *CEMAGREF*
- 10h30 Pause
- 10h45 Évaluation de la capacité d'un évacuateur existant
Laminage de la crue
Logiciels CERES et DEVER
Paul Royet, *CEMAGREF*
- 11h45 Les techniques de renforcement de la capacité des évacuateurs
(aspects génie civil, présentation d'exemples)
Gérard Degoutte, *ENGREF*
- 12h45 Déjeuner

• Après-midi : auscultation - surveillance

- 14h15 Le contexte de la surveillance et de l'auscultation
Le dispositif d'auscultation selon le type de l'ouvrage
Gérard Degoutte, *ENGREF*
- 15h00 Les appareils d'auscultation
Leurs domaines d'application, leur précision, leur coût
Jean-Philippe Dubois, *TELEMAC*
- 16h00 Pause (exposition de matériel)
- 16h30 L'automatisation des mesures d'auscultation
Rémy Tourment, *CEMAGREF*
- 17h00 L'analyse des mesures d'auscultation
Présentation du logiciel SURVEY
Paul Royet, *CEMAGREF*

Jeudi 27 mai

• Matin : le diagnostic approfondi d'un barrage ancien

- 08h45 La méthodologie du diagnostic approfondi, les reconnaissances complémentaires
Gérard Degoutte, *ENGREF*
- 10h15 Pause
- 10h30 Exemple de diagnostic d'un barrage en terre : le barrage des Sapins
Exemple du diagnostic d'un barrage en maçonnerie : le barrage de Chazelles
Paul Royet, *CEMAGREF*
- 12h00 Présentation du barrage des Olivettes
- 12h30 Déjeuner

• Après-midi : le confortement des barrages

- 14h00 Le confortement du barrage en terre de Saint-Pardoux
Michel Lino, *ISL*
- 14h45 La rénovation d'un barrage en maçonnerie : Charpal
Philippe Vincent, *EDF* (exposé présenté par P. Royet)
- 15h30 Le confortement d'un barrage en maçonnerie par remblai aval
Joël Francq, *COB*
- 16h15 Pause
- 16h30 Discussions sur des cas proposés par des participants au stage
Michel Lino, Joël Francq, Gérard Degoutte, Paul Royet
- 17h30 Bilan du stage
Gérard Degoutte, Paul Royet
- 18h00

Vendredi 28 mai 1993

• Matin : visite du barrage des Olivettes

- 07h30 Départ en car
Visite du barrage
Présentation détaillée de son système d'auscultation
Télétransmission des mesures
A. Jensen, *BRL*

Retour prévu vers 12h30 - Fin de stage.

Coordonnées des intervenants

André Goubet, ministère de l'Industrie -
STEEGB

97 rue de Grenelle, 75700 Paris
Tél. : (1) 45 56 47 08 - Fax : (1) 43 19 26 12

Yves Le Trionnaire, ministère de
l'Environnement - Service de l'eau

14 boulevard du Général Leclerc, 92524
Neuilly-sur-Seine.
Tél. : (1) 40 81 21 22 - Fax : (1) 47 57 26 05

André Paquier, CEMAGREF -
Groupement de Lyon

3 bis quai Chauveau,
CP 220, 69336 Lyon Cedex 09
Tél. : 72 20 87 87 - Fax : 78 47 78 75

**Cyril Folton, Jacques Lavabre, Rémy
Tourment, Paul Royet**, CEMAGREF -
Groupement d'Aix-en-Provence,

Le Tholonet, BP 31, 13612 Aix-en-Provence
Cedex 1
Tél. : 42 66 93 10 - Fax : 42 66 88 65

Michel Lino, I.S.L.

75 boulevard Mac
Donald, 75019 Paris.
Tél. : (1) 40 34 50 50 - Fax : (1) 40 34 63 36

Joël Francq, Coyne et Belier

5 rue d'Héliopolis, 75017 Paris
Tél. : (1) 40 54 69 07 - Fax : (1) 46 22 38 74

Philippe Vincent, EDF-SPH

18 avenue Poincaré, BP 422, 19311 Brive
Cedex
Tél. : 55 18 11 10 - Fax : 55 74 43 47

Loïc Cottin, BETCGB (Bureau d'Étude
Technique et de Contrôle des Grands
Barrages)

15 rue des Colibris, 38030
Grenoble Cedex 2
Tél. : 76 69 34 76 - Fax : 76 69 34 56

Gérard Degoutte, ENGREF

19 avenue du Maine, 75732 Paris Cedex 15
Tél. : (1) 45 49 89 66 - Fax : (1) 45 49 88 27.

Liste des participants

ABRIAL Bernard
DDAF, Place Noël Blache, BP 122, 83071 Toulon
Cedex

AGUILERA Alain
DDAF, rue Aristide Briand, BP 112, 03403 Yzeure
Cedex

AUDE Jean-Louis
SOGREAH, Département Barrages et
Aménagements Hydroélectriques
6 rue de Lorraine, 38130 Echirolles

BEN Victor
Compagnie Nationale du Rhône,
2 rue André Bonin, 69316 Lyon Cedex 04

BESSON Guy
DDAF, 9 rue Bernard Aton, 30032 Nîmes Cedex

BLACHERE Philippe
DDAF, 3 rue Trivalle, 11800 Carcassonne Cedex 9

BLETON Michel
DDE Arrondissement Fonctionnel d'Aménagement
au Bureau des Equipements Urbains
37 boulevard Henri Dunant, BP 4029, 71040
Macon Cedex 09

BRACCINI Charles
DDAF, Boulevard Tourasse, Cité Universitaire,
64026 Pau Cedex

CAPRICE Joël
SEEE Infra, 174 boulevard de Verdun,
92403 Courbevoie Cedex

CHARPENTIER Guy
Conseil général - Service départemental
de l'Agriculture et de l'Environnement
2 rue du Parc, BP 2375, 22023 Saint-Brieuc
Cedex

COVA René
DDAF, Place Noël Blache, BP 122,
83071 Toulon Cedex

CURIEN Patrice
DDAF, Cité Administrative Jean Cornet,
25041 Besançon Cedex

DARTAU Bernard
Conseil Général, Direction de l'Eau et
des Equipements Communaux
1000 rue d'Alco, 34087 Montpellier Cedex 2

DOUCET Christophe
Compagnie d'Aménagement des Côteaux
de Gascogne, BP 449, 65004 Tarbes Cedex

ESPINASSE Michel
DDAF, Cité Administrative, 48005 Mende

ETIENNE Dominique
Service Technique Central des Ports Maritimes
et Voies Navigables
2 boulevard Gambetta, 60200 Compiègne

FANOMEZANTSOA Jean
DDAF, BP 1034, 57036 Metz Cedex

FLAMAND Pierre
Compagnie Nationale du Rhône,
2 rue André Bonin, 69316 Lyon Cedex 04

GUERINET Michel
Entreprises Léon Ballot BTP
6 rue Gambetta, 92000 Nanterre

GUIRAUD
ONF, 56 boulevard Barbès, 11000 Carcassonne

HOELTZEL Marc
DDAF, 11 rue Jeanne d'Arc, 55000 Bar Le Duc

HUYNH Van-Nghia
DDAF, 120 rue des Carmes, BP 274,
46005 Cahors

JUAN Agnès
DDAF, Place Chaptal, 34076 Montpellier Cedex

LADRAT Didier
Conseil Général de la Haute-Vienne,
43 avenue de la Libération, 87000 Limoges

LOISEL Dominique
ONF, 56 boulevard Barbès, 11000 Carcassonne

MAJCHRZAK Alain
DDE, 23 rue Bourgmayer,
01012 Bourg-en-Bresse

MERIAUX Patrice
CEMAGREF, Le Tholonet, BP 31,
13612 Aix-en-Provence

MOREAU François
DDAF, Cité Administrative, bâtiment K,
68026 Colmar Cedex

NICOLAS Rémy, Conseil Général
Service départemental de l'Agriculture et
de l'Environnement, 2 rue du Parc, BP 2375,
22023 Saint-Brieuc Cedex

NOEUEGLISE, C. - HYDRATEC
58 quai de la Rapée, 75012 Paris

POLIZZI Joseph
DDAF, 7 rue du Lieutenant Paul Delpech,
09000 Foix

PORTEHAULT Dominique
SAGDDAF 13, 154 avenue de Hambourg
BP 247, 13285 Marseille Cedex 08

PRINA Pierre
Compagnie Nationale du Rhône,
2 rue André Bonin, 69316 Lyon Cedex 04

RICHARD Olivier
Société GEOPLUS, Quartier Saint Martin,
26740 Marsanne

THERIN Jean-Yves
DDAF de Vannes, 11 boulevard de la Paix,
BP 508, 56019 Vannes Cedex

VARDON Pascal
DDAF, Place Chaptal, 34076 Montpellier Cedex

Liste des sessions proposées par l'ENGREF dans le domaine de l'eau pour 1994

- **Gestion des écosystèmes aquatiques :**

I. Sessions de sensibilisation juridique

25 et 26 mai	Paris
8 et 9 juin	Marseille
5 et 6 juillet	Nancy
28 et 29 septembre	Rennes
12 et 13 octobre	Paris
30 novembre et 1er décembre	Bordeaux
8 et 9 décembre	Paris

II. Sessions d'information scientifique

19 au 22 avril	Paris
14 au 17 juin	Rennes
5 au 8 juillet	Paris
13 au 16 septembre	Lille
18 au 21 octobre	Paris
15 au 18 novembre	Strasbourg
13 au 16 décembre	Paris

- **Mécanique des liquides et hydraulique générale**

du 17 au 21 octobre Paris

SAGE et aménagement intégré des rivières

du 24 au 27 mai Paris

- **Coûts et financement des systèmes d'assainissement des eaux usées urbaines**

du 5 au 8 décembre Paris

Session de formation continue du 25 au 28 mai 1993 - **Sécurité des barrages en service.**
Publication ENGREF/CEMAGREF-ÉDITIONS - Coordination de l'édition : G. Degoutte - Secrétariat d'édition :
V. Goulette - Maquette de couverture : F. Cédra.

Mise en page : G. Suluja, CEMAGREF-DICOVA - Impression et façonnage : Ateliers CEMAGREF-DICOVA
Diffusion : ENGREF, 19 avenue du Maine, 75732 Paris Cedex 15 et CEMAGREF-DICOVA, BP 22, 92162
Antony Cedex. Tél. : (1) 40 96 61 32 - Diffusion aux libraires : Tec et Doc Lavpisier, 19 rue de Provigny, 94236
Cachan Cedex. Tél. : (1) 47 40 67 00 - ISBN 2-85362-354-8, dépôt légal : 3^{ème} trimestre 1994 -
Prix : 200 F TTC.



9 782853 623544

Coédition ENGREF - CEMAGREF - EDITIONS - 1994

ISBN 2-85362-354-8

Prix : 200 F TTC