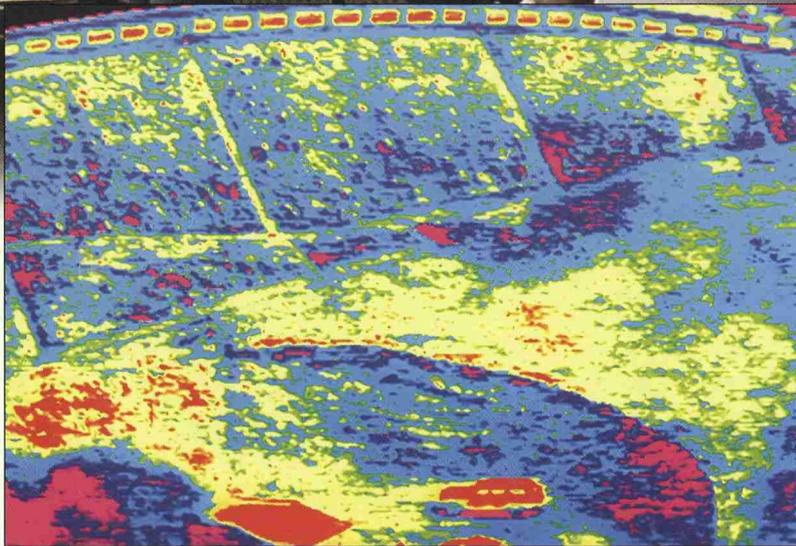
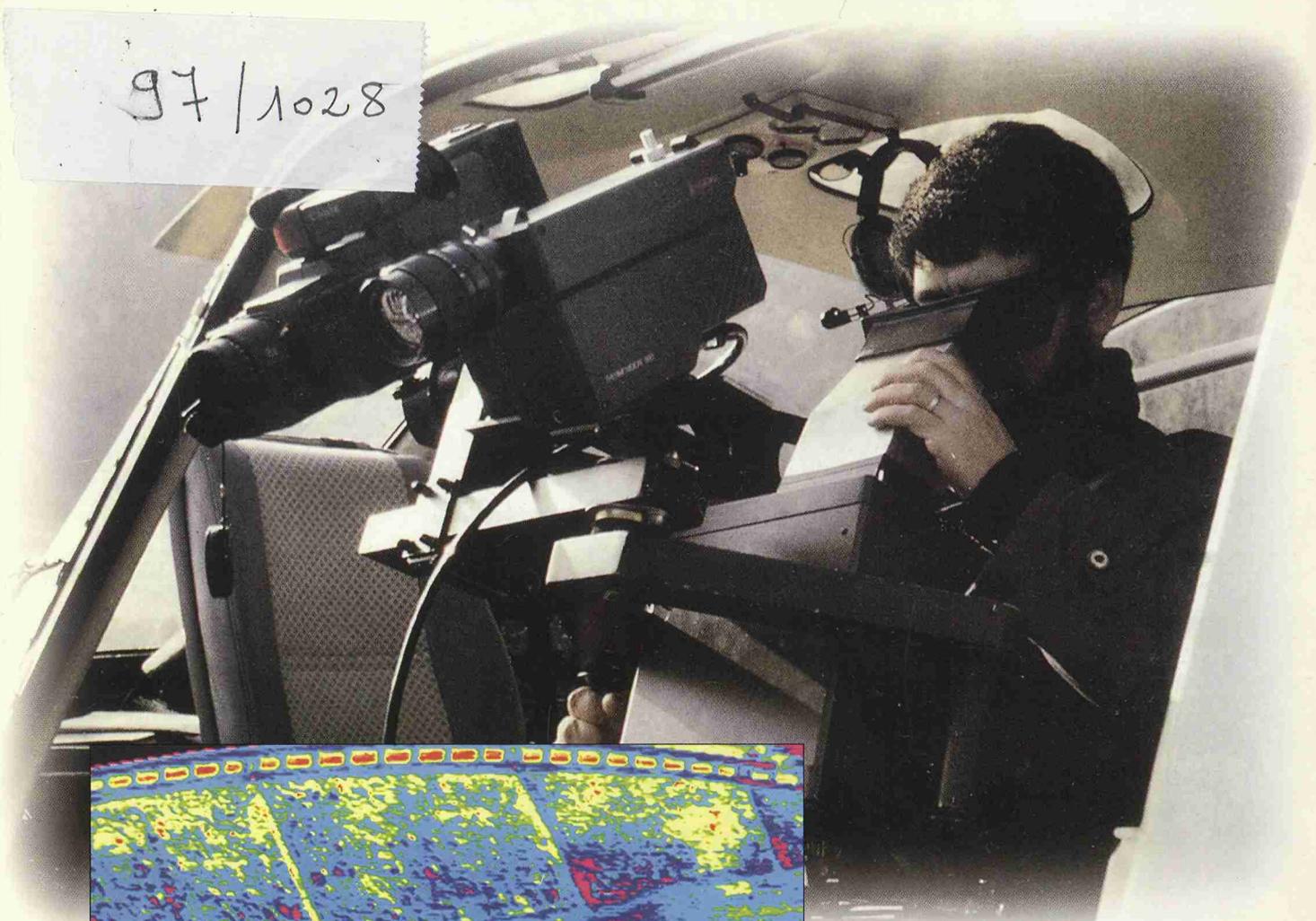


BARRAGES & RESERVOIRS

N°6 – SPÉCIAL CONGRÈS CIGB FLORENCE – MAI 1997

97/1028



INTERNAL EROSION:
**TYOLOGY,
DETECTION,
REPAIR**

ÉROSION INTERNE :
**TYOLOGIE,
DETECTION
ET REPARATION**



PRÉSIDENTS D'HONNEUR

Michel CARLIER – Claude GEMAEHLING
François LEMPERIERE – Pierre LONDE

BUREAU

Président.....André GOUBET
Vice-Président.....Michel GUERINET
Vice-Président.....Jacques MASSON
Vice-Président.....Bernard TARDIEU
Secrétaire Général.....Michel COURIER
Secrétaire Trésorier.....Jean-Jacques FRY

COMMISSION EXECUTIVE

Administration

Pierre ANTOINE – Michel CARLIER – Jean DUNGLAS
Jacques COMBELLES – Jacques ESTIENNE – Alain LEBRETON
– Jean PERA

Maîtres d'ouvrages

André BERGERET – Denis BISTER – Pierre LAVY –
Jacques MASSON – Patrick GUILHAUDIN

Ingénieurs Conseils

Jean BILLORE – Dominique COCHET – Gérard DEGOUTTE –
Jean-Michel DUPAS – Denis CARLIER – Bernard TARDIEU

Entreprises

Paul DUPEUPLE – Daniel GOUVENOT – Michel GUERINET –
Jean LAUNAY – Michel LALLEMENT

Membres Individuels

Maurice BOUVARD – Pierre HABIB – Georges POST

GROUPES de TRAVAIL CFBG

Calcul.....Bernard TARDIEU
Crues.....Maurice BOUVARD – Denis BISTER
.....Henri GARROS BERTHET
Erosion Interne.....Gérard DEGOUTTE
Communications.....Pierre GERARD

COMITES TECHNIQUES CIGB

Méthodes de calcul.....Bernard TARDIEU
Aspects sismiques.....Jean-Jacques FRY
Hydraulique des Barrages.....Sultan ALAM
Béton pour barrages.....Jean LAUNAY
Matériaux barrages remblai.....Georges POST
Coût des barrages.....François LEMPERIERE
Environnement.....Pierre SAVEY
Sécurité.....André GOUBET
Auscultation automatique.....Michel POUPART
Alluvionnement des retenues.....Christian TERRIER
Stériles Miniers.....Jean-Michel DUPAS
Registre mondial des barrages.....Denis BISTER
Présidence.....Michel COURIER
Rivières Internationales.....Spiro AGIUS
Relations Publiques.....Yves-Marie DALIBARD
Fondations.....Paul DUPEUPLE
Stabilité des versants de retenue.....Jean-Marie DUBIE
Réhabilitation.....Denis BISTER
Barrages et crues.....Pierre LAVY
Mission et stratégies de la CIGB.....Jacques MASSON

JOURNAL

Responsable édition.....Jean-Jacques FRY
Assistant édition.....Darius BONAZZI
Secrétariat.....Marie-Hélène VACHON

Comité de lecture

Claude BOURDON – Michel COURIER – Patrick LE DELLIU –
Pierre LONDE – Georges POST

Photos de couverture
BARRAGE DE LAVAUD-GELADE
Caméra thermographique à capteur infrarouge.
Vue aval du barrage.
Visualisation traitée par caméra.
(Documents EDF-DTG-Service ID).

Cover Illustration
LAVAUD-GELADE DAM
Infrared thermal camera.
Downstream side of the dam.
Processed image.
(Courtesy of EDF-DTG-Service ID).

L'ÉROSION INTERNE **TYPOLOGIE, DETECTION ET REPARATION**

INTERNAL EROSION **TYPOLOGY, DETECTION, REPAIR**

Ce document est issu d'une initiative d'Electricité de France (EDF). L'objectif était de faire mieux connaître les phénomènes d'érosion interne, leur détection et leur réparation auprès des exploitants en vue d'améliorer la surveillance. Son cadre a été élargi à un groupe de travail du Comité Français des Grands Barrages en relation avec le groupe de travail international animé par le Docteur Andrew CHARLES (G.B.).

Le groupe EDF qui travaille sur ce sujet et qui a participé à la rédaction de ce document est constitué de Claude ALBALAT, Pierre BRUN, Jean-Marie DROUX, Jean-Jacques FRY, Alain MERCIER et Jean-Marc RIESTERER, avec la participation de Laurent THAREAU (CNR).

Les rédacteurs appartenant au groupe de travail CFGB, animé par Gérard DEGOUTTE, sont : Daniel CLERDOUET (COYNE et BELLIER), Gérard DEGOUTTE (ENGREF), Daniel GOUVENOT (SOLETANCHE), Danièle LAUTRIN (CEMAGREF).

La coordination a été assurée par André GOUBET, Président du C.F.G.B., et Jean-Jacques FRY (EDF). Le document a bénéficié des nombreux conseils et du soutien de Paul DUPEUBLE (BACHY) et Pierre LONDE et des remarques de Denis BISTER (EDF), de Georges POST (COYNE et BELLIER), de François LEMPERIERE (GTM) et de Michel GANDAIS (BACHY).

Les auteurs espèrent que ceux qui ont la responsabilité de la surveillance de petits ou de grands barrages feront bon accueil à cette initiative.

The present document is the result of an initiative taken by Electricité de France (EDF), with the aim of improving dam operators' knowledge of internal erosion, how to detect it and how to repair it, in order to improve dam surveillance. That work was expanded to the level of an FRCOLD working group, in relationship with the international working group led by Dr. Andrew CHARLES (U.K.).

The members of the EDF group working on this topic who took part in writing this report were Claude ALBALAT, Pierre BRUN, Jean-Marie DROUX, Jean-Jacques FRY, Alain MERCIER and Jean-Marc RIESTERER, with the participation of Laurent THAREAU of the Compagnie Nationale du Rhône (CNR).

The authors from the FRCOLD working group led by Gérard Degoutte were Daniel CLERDOUET (COYNE & BELLIER), Gérard DEGOUTTE (ENGREF), Daniel GOUVENOT (SOLETANCHE), and Danièle LAUTRIN (CEMAGREF).

André GOUBET, Chairman of FRCOLD, and Jean-Jacques FRY (EDF) coordinated the work, and Paul DUPEUBLE and Pierre LONDE were both kind enough to encourage and comment on it. The authors also thank Denis BISTER (EDF), Georges POST (COYNE & BELLIER), François LEMPERIERE (GTM) and Michel GANDAIS (BACHY).

We hope that those who bear the responsibility for surveillance of dams, large or small, will welcome this initiative.

RÉSUMÉ

D'après l'analyse de 70 incidents principalement sur des digues et des petits barrages une typologie de l'érosion interne est proposée. L'érosion est soit concentrée dans un conduit, le renard, soit elle est diffuse, la suffusion. Le renard apparaît en général à la mise en eau des barrages ou en période de crue sur les digues, il se développe rapidement et est plus dangereux. Le second est plus lent, plus facilement décelable mais évolue vers la rupture s'il n'est pas dépisté. La prévention de l'érosion interne réside d'abord dans la conception, car aucun exemple de rupture n'est signalé jusqu'à ce jour sur un ouvrage conçu avec les concepts contemporains de filtre, et ensuite dans les moyens de surveillance. Les méthodes géophysiques sont très utiles pour détecter la présence d'une zone altérée par l'érosion interne. Les méthodes géoélectriques, thermiques et de traçage sont parmi les plus efficaces. Les mesures de température sont parmi les moyens de détection les plus simples et les plus fiables pour la suffusion. De telles mesures régulières dans les piézomètres sont beaucoup plus instructives que la simple mesure de la piézométrie. Les techniques de confortement, les plus utilisées en France, sont présentées. Elles concernent la réalisation selon les cas d'une paroi centrale d'étanchéité, d'un rideau d'injections, la pose d'un filtre et d'une recharge aval et celle d'une membrane amont. Quelques cas d'érosion interne et de réparation sont issus de l'expérience de ces vingt dernières années et illustrent les parties précédentes.

MOTS CLES:

Barrages en remblai, digue, érosion interne, renard, fuite, débit, pression interstitielle, mesure de température, entretien, réparation, renforcement.

ABSTRACT

Based on analysis of 70 accidents, mainly concerning dikes and small dams, a typology of internal erosion is proposed. Erosion can be either concentrated in a conduit, i.e. piping, or be diffuse, i.e. suffusion. Piping generally appears during first filling or flooding; it develops rapidly and is more dangerous. Suffusion is slower and easier to diagnose but may tend towards failure if it is not detected. Prevention of internal erosion depends first and foremost on design, as no failure has ever been reported on a structure designed using modern filtering principles, and then on surveillance. Geophysical methods are often employed in detecting the existence of a zone damaged by internal erosion. Geoelectric, thermal and tracing methods often offer the best results. For suffusion, temperature measurements are among the simplest and most reliable detection methods. Regular temperature measurements in piezometers are much more instructive than mere water table level measurements. France's most widely used strengthening methods are presented, i.e., depending on the case, construction of a central diaphragm wall, placing a grout curtain, installing a filter and downstream weighting, and installing an upstream membrane. A few cases of internal erosion and how they were repaired are taken from the experience of the past twenty years, to illustrate the preceding sections.

KEY-WORDS:

Embankment dam, dyke, internal erosion, piping, leakage, flow, pore pressure, temperature measurement, maintenance, repair, strengthening.

INTRODUCTION

Le présent document est conçu pour constituer une aide à l'exploitant et met l'accent sur la surveillance. Il cherche à être une contribution à l'amélioration de la sécurité des ouvrages hydrauliques. Les règles de filtre et l'analyse des granulométries qui sont la base de la conception de la protection contre l'érosion interne ne sont pas rappelées dans ce document. Le lecteur est invité à relire les références dans ce domaine (J. L. SHERARD, 1984 et 1989, J. Brauns & U.S. SCHULER, M. HEIBAUM, 1993, CIGB, 1994 et BARTSCH M., 1995).

TERZAGHI avait très tôt souligné la nécessité de la surveillance pour éviter un accident par érosion interne. En distinguant les «ruptures par érosion souterraine» et les «ruptures par soulèvement», il avait démontré que seules ces dernières pouvaient donner lieu à une évaluation du coefficient de sécurité, et, il avait constaté aussi que la majeure partie des ruptures est provoquée par «l'érosion souterraine». Il recommanda donc une grande prudence lors de la construction et de l'exploitation du barrage par la mise en place d'une surveillance adaptée à ce problème : «c'est pourquoi les résultats des recherches théoriques sur les effets mécaniques de l'écoulement par infiltration ne servent qu'à fixer les idées et fournissent des éléments pour prévoir les dispositifs destinés à la surveillance de l'ouvrage pendant et après la construction».

L'érosion interne est encore aujourd'hui un mode de rupture des barrages mal connu. Si la stabilité générale d'un massif est aujourd'hui bien enseignée aux ingénieurs, l'érosion interne est peu développée, or ce phénomène crée dix fois plus de problèmes que la perte de stabilité générale. La probabilité annuelle d'une rupture par érosion interne d'un grand barrage moderne en exploitation serait de l'ordre de 10^{-5} , légèrement inférieure à celle d'une rupture par submersion, mais nettement supérieure à celle d'une rupture par instabilité, égale à environ 10^{-6} . La plupart des instabilités constatées ont pour cause l'érosion interne. L'absence d'érosion interne est difficile à garantir, par contre son risque d'apparition est fortement réduit, voire maîtrisé, par une surveillance bien élaborée. L'objet de cet article est de sensibiliser les exploitants à ce risque en leur donnant les moyens de distinguer les diverses manifestations de ce phénomène, de les détecter et de les traiter.

Il n'existe pas de synthèse internationale qui propose une classification détaillée et reconnue des diverses causes, manifestations et conséquences des phénomènes d'érosion interne. Un groupe de travail européen animé par le Dr. Andrew CHARLES (G B) poursuit cet objectif. Dans l'attente de ses conclusions et en guise de contribution, la réponse actuelle consiste à analyser les incidents connus et à les prendre en référence.

Ainsi la **PREMIÈRE PARTIE** examine un premier recensement des incidents sur les ouvrages construits en France, à partir

INTRODUCTION

The present report looks at the problem of internal erosion from the operator's standpoint and emphasises surveillance. Its goal is to contribute to improving the safety of hydro structures. The filter design principles and grading curves on which the design of protections against internal erosion are based are not recalled in this document. The reader is invited to refer to the specialised texts in this field for information (J.L. SHERARD, 1984 and 1989; J. BRAUNS, U.S. SCHULER & M. HEIBAUM, 1993; ICOLD Bulletin n° 95, 1994; M. BARTSCH, 1995).

TERZAGHI long ago pointed out the need for surveillance to avoid accidents due to internal erosion. By distinguishing between «failures by subsurface erosion» and «failures by heave», he demonstrated that only the latter could be used in evaluating a safety factor, whereas, as he noted, most failures were due to «subsurface erosion». He therefore recommended great care in dam construction and operation, through surveillance techniques tailored to this problem: «... the results of theoretical investigations into the mechanical effects of the flow of seepage serve merely as a guide for judgement and as a basis for planning appropriate installations for surveillance during and after construction».

Today, internal erosion is still an ill known mode of dam failure. While engineers are now thoroughly trained in questions of overall dam stability, internal erosion remains marginal, although it generates 10 times more problems than loss of overall stability. The annual probability of failure due to internal erosion of a large modern dam during operation is calculated at around 10^{-5} , i.e. slightly less than the probability of failure due to overtopping, but well ahead of failure due to sliding, which is about 10^{-6} . Most cases of instability observed to date have been due to internal erosion. It is difficult to guarantee that no internal erosion will occur, but the risk of it developing is greatly reduced or even overcome by careful surveillance. The object of this report is to make dam operators aware of this hazard, while giving them the means to distinguish between the various manifestations of the problem, detect them, and treat them.

There is no internationally recognised synthesis giving a detailed and accepted classification of the various causes, manifestations and consequences of internal erosion. A European working group, led by Dr. Andrew CHARLES (U.K.), is presently working towards that goal. As a contribution to that work and pending its conclusions, the present effort consists in analysing known incidents and taking them as references.

duquel une tentative de classification est proposée. Elle tente d'aborder un problème majeur : la cinétique d'érosion. La question principale qui se pose à l'exploitant, qui détecte une anomalie symptomatique d'une augmentation des fuites, est de savoir s'il a le temps d'intervenir pour éviter la rupture. De cette enquête, il apparaît qu'aucun ouvrage, conçu conformément aux critères de filtration modernes, n'a été exposé à un incident de cet ordre. A contrario, plus la conception est sommaire, plus les incidents sont nombreux. Par ordre décroissant, les ouvrages les plus touchés par l'érosion interne sont d'abord les ouvrages anti-crues, puis les digues et les petits barrages ; les grands barrages sont moins affectés.

En exploitation, les ruptures par érosion interne sont intervenues sur des ouvrages où la surveillance était très réduite. Or le risque de rupture par érosion interne est très vite réduit en cours d'exploitation par une surveillance systématique. En effet, la probabilité annuelle de rupture d'un grand barrage en terre par érosion interne s'est fortement réduite en Europe, où aucune rupture de grand barrage due à l'érosion interne n'est signalée depuis 1930, malgré le nombre important d'incidents et d'alertes. Une des raisons de ce progrès est la surveillance, nécessitée en partie par la forte densité de population. La variété des situations naturelles en fondation et des remblais complique fortement la détermination exacte du niveau de la sécurité d'un ouvrage. Aussi, pour les remblais aux conceptions anciennes ou sommaires et eu égard à l'importance du risque, la mise en place de méthodes de détection et de localisation d'érosion interne est très utile. Si l'observation visuelle joue un rôle incontesté, il importe de mettre en oeuvre des méthodes qui offrent un soutien sérieux au diagnostic. Le choix des méthodes dépend du type de désordre observé et de la structure surveillée.

Ainsi la **SECONDE PARTIE** introduit d'une part des techniques de reconnaissance rapides et économiques qui assurent de nos jours un diagnostic ponctuel et d'autre part des techniques d'auscultation à long terme qui mettent en évidence des dérives pathologiques.

La **TROISIÈME PARTIE** présente les connaissances de base concernant le choix de la technique de confortement la plus adaptée au site considérée. Les techniques de confortement sont nombreuses et dépendent de la nature du désordre, des caractéristiques du barrage et du risque aval. La réfection de l'éanchéité est la réhabilitation la plus fréquente, mais elle n'est pas toujours nécessaire.

La **QUATRIÈME PARTIE** illustre les parties précédentes en regroupant quelques études de cas. Chaque cas est issu de l'expérience d'un maître d'ouvrage ou d'un ingénieur-conseil en France ou d'une entreprise ayant travaillé dans d'autres pays. Ces cas sont riches d'enseignement et restent un support de référence et de comparaison pour des ouvrages en exploitation.

So our **FIRST SECTION** provides an initial inventory of incidents at dams in France, with an attempt made to classify them. Here a major problem is addressed: the kinetics of erosion. The main question with which a dam operator is confronted when he detects the symptomatic anomaly of a rise in leakage flows, is to know whether he has enough time to take action to avoid failure. The present enquiry has indicated that no dam designed in accordance with modern filtering requirements has ever suffered an incident of this type. However, with less elaborate design, incidents occur more often. The dams most often affected by internal erosion are flood control banks, followed by dykes, then small dams; large dams, usually better designed, present the lowest risk.

Failures due to internal erosion during dam operation have occurred on dams where surveillance was minimal. The risk of failure due to internal erosion is rapidly reduced during operation by systematic surveillance. In fact, the annual probability of failure of a large earthfill dam due to internal erosion has been significantly reduced in Europe, where no failure of this type has been observed since 1930, despite a number of incidents and warning signs. One reason for this progress is surveillance, implemented, among other reasons, because of the high population density. The variety of natural foundation and fill conditions makes the exact determination of a dam's safety very complex. Therefore, for embankments designed long ago or in a very summary manner, and given that the hazard is so great, it is very useful to set up methods for detection and location of internal erosion. While visual observations play an undisputed role, it is important to use methods that are a serious aid to diagnosis. Which methods are most appropriate will depend on the type of situation observed and the structure under surveillance.

The **SECOND SECTION** of this report therefore gives an introduction first to economical investigation techniques used today for rapid diagnosis, and second to long term monitoring techniques able to reveal potential hazards.

The **THIRD SECTION** sets out the basic knowledge required to choose the most suitable strengthening technique for the site under study. There are many such techniques available, depending on the nature of the problem, the dam's characteristics and the risks downstream. The most frequent response to a problem is to upgrade sealing, but this is not always necessary.

A **FOURTH SECTION** illustrates the three first ones with a few case studies, drawn from the experience of dam owners or consulting engineers in France or of firms active in other countries.

SOMMAIRE

1 – TYPOLOGIE DE L'ÉROSION INTERNE	p. 9
1.1 – L'érosion interne: premier mode de vieillissement des remblais	p. 9
1.2 – Typologie des phénomènes d'érosion interne observés	p. 11
1.3 – Mode de rupture	p. 15
1.4 – Conclusions	p. 26
2 – METHODES DE DETECTION	p. 27
2.1 – Quelques principes de détection	p. 27
2.2 – Méthodes géophysiques disponibles	p. 35
2.3 – Domaine d'application	p. 56
3 – TECHNIQUES DE CONFORTEMENT	p. 59
3.1 – Eléments de choix entre les différentes techniques	p. 59
3.2 – Principales techniques de confortement	p. 62
4 – ETUDES DE CAS	p. 79
4.1 – Le barrage de Gourdon	p. 80
4.2 – Les levées de Camargue	p. 83
4.3 – Le barrage de Saint-Julien des Landes	p. 86
4.4 – Le barrage de la Prade	p. 87
4.5 – Le barrage de Budget	p. 90
4.6 – Le barrage de Lafage	p. 92
4.7 – Le barrage des Sapins	p. 93
4.8 – Le barrage de Saint-Pardoux	p. 96
4.9 – Le barrage de Beaune	p. 98
4.10 – Le barrage de Lavaud-Gelade	p. 100
4.11 – La digue de Cusset	p. 102
4.12 – La digue de Vallabregues	p. 104
4.13 – La digue du barrage de Saint-Egreve	p. 106
4.14 – Le barrage de Nepes	p. 108
4.15 – Le petit barrage de Saint Aignan	p. 110
4.16 – Le barrage de Fontenelle (USA)	p. 112
4.17 – Le barrage de Navajo (USA)	p. 113
4.18 – Le barrage de Mud Mountain (USA)	p. 115
4.19 – Le barrage de Balderhead (GB)	p. 118
4.20 – Les digués du barrage de Beaver (USA)	p. 120
4.21 – Le barrage de Vieux-Pré	p. 121
REFERENCES	p. 124

CONTENTS

1 – TYPOLOGY OF INTERNAL EROSION	p. 9
1.1 – <i>Internal erosion: the foremost mode of embankment ageing</i>	p. 9
1.2 – <i>Typology of internal erosion phenomena observed to date</i>	p. 11
1.3 – <i>Failure modes</i>	p. 15
1.4 – <i>Conclusions</i>	p. 26
2 – DETECTION METHODS	p. 27
2.1 – <i>A few principles of detection</i>	p. 27
2.2 – <i>Available geophysical methods</i>	p. 35
2.3 – <i>Field of application</i>	p. 56
3 – STRENGTHENING TECHNIQUES	p. 59
3.1 – <i>Choice between the various techniques</i>	p. 59
3.2 – <i>Main strengthening techniques</i>	p. 62
4 – CASE STUDIES	p. 79
4.1 – <i>Gourdon dam</i>	p. 80
4.2 – <i>The Camargue flood control banks</i>	p. 83
4.3 – <i>Saint Julien des Landes dam</i>	p. 86
4.4 – <i>La Prade dam</i>	p. 87
4.5 – <i>Budget dam</i>	p. 90
4.6 – <i>Lafage dam</i>	p. 92
4.7 – <i>Sapins dam</i>	p. 93
4.8 – <i>Saint Pardoux dam</i>	p. 96
4.9 – <i>Beaune dam</i>	p. 98
4.10 – <i>Lavaud-Gelade dam</i>	p. 100
4.11 – <i>Cusset dyke</i>	p. 102
4.12 – <i>Vallabregues dyke</i>	p. 104
4.13 – <i>The dykes at Saint-Egreve dam</i>	p. 106
4.14 – <i>Nepes dam</i>	p. 108
4.15 – <i>The small Saint Aignan dam</i>	p. 110
4.16 – <i>Fontenelle dam (USA)</i>	p. 112
4.17 – <i>Navajo dam (USA)</i>	p. 113
4.18 – <i>Mud Mountain dam (USA)</i>	p. 115
4.19 – <i>Balderhead dam (U.K.)</i>	p. 118
4.20 – <i>Dykes at Beaver dam (USA)</i>	p. 120
4.21 – <i>Vieux-Pré Dam</i>	p. 121
REFERENCES	p. 124



BARRAGE DE SAINT JULIEN DES LANDES
Une vue générale du talus amont après l'accident

SAINT JULIEN DES LANDES DAM
General view of the upstream slope after the accident

• | • **TYPOLOGIE DE L'ÉROSION INTERNE**

1.1 – L'ÉROSION INTERNE : **PREMIER MODE DE VIEILLISSEMENT DES REMBLAIS**

L'érosion interne est la première source d'incidents sur les ouvrages hydrauliques en terre. Or ce phénomène, qui est à l'origine des fuites et d'une grande partie des instabilités, est peu cité, rarement analysé et généralement méconnu des surveillants. Pour ces raisons, il a été décidé en 1993 (GOUBET, 1993) de créer un groupe de travail sur ce sujet. Dr CHARLES (G.B.) assure la coordination de ce groupe de travail.

En France, depuis 1970, il n'y eu aucune rupture de grand barrage. Mais plus de 70 manifestations d'éro-

■ | ■ **TYPOLOGY OF INTERNAL EROSION**

1.1 – INTERNAL EROSION: **THE FOREMOST MODE OF EMBANKMENT AGEING**

Internal erosion is the foremost source of problems with earthfills built for hydraulic purposes. However, although this problem is the origin of leakage and a good number of cases of instability, it is rarely mentioned or analysed and is generally poorly grasped by operators. For all these reasons, it was decided in 1993 (GOUBET, 1993) to set up a working group on the subject. Dr. Andrew CHARLES (U.K.) is the co-ordinator of that group.

Since 1970, there has been no failure of a major dam in France. However, more than 70 manifestations of inter-

sion interne ont été notées (tableau 1) sur l'ensemble des barrages ainsi que sur les digues d'aménagement hydro-électriques (soit 550 grands barrages, plusieurs milliers de petits barrages et plus de 1 300 km de digues).

Les incidents les plus nombreux concernent les digues: 36 incidents sur un peu plus de 1 300 km de digues ont été signalés. Dans le présent article, digue désigne uniquement les ouvrages latéraux au cours d'eau et destinés à le canaliser à l'amont d'un ouvrage hydroélectrique, et levée désigne une petite digue limitant le champ d'inondation. Les levées et les barrages de protection contre les crues apparaissent les plus fragiles. Leur fragilité est inhérente au caractère exceptionnel et rapide de la crue, à leur réalisation souvent ancienne et aux moyens de surveillance souvent très limités. 16 brèches se sont ainsi produites lors de deux crues du Rhône en octobre 93 et janvier 94 sur un tronçon d'une centaine de km de levées limitant le champ d'inondation majeur du Rhône à partir d'Arles.

10 incidents sérieux sont apparus sur des petits barrages (hauteur inférieure à 15 m) dont trois ont taillé une brèche dans le remblai entraînant sa rupture.

8 incidents concernent le parc des 250 barrages en remblai français, classés grands barrages au sens de la CIGB. Ils affectent 2 barrages construits avant 1950, 3 construits entre 1950 et 1970, et 3 après 1970, mais aucune brèche n'eut le temps de se développer.

L'enquête n'est pas exhaustive et le nombre total d'incidents postérieurs à 1970 et recensés sur les digues ou les barrages est certainement très inférieur à la réalité. Sa valeur n'est pas dans la statistique obtenue, mais dans la connaissance de quelques études de cas détaillées dont certaines sont reportées dans la quatrième partie et dans la synthèse et la classification des phénomènes observés qui est traitée dans le paragraphe suivant.

TABLEAU 1 :
Recensement
des incidents liés
à l'érosion interne

TABLE 1 :
Inventory of
accidents related to
internal erosion

71 incidents 71 accidents	23 renards 23 cases of piping	16 levées de protection contre les crues 16 flood control banks
		1 digue d'aménagement hydroélectrique 1 dyke at a hydroelectric scheme
		6 petits barrages agricoles 6 small water supply and irrigation dams
	48 suffusions 48 cases of suffusion	36 digues d'aménagements hydroélectriques 36 dykes at hydroelectric schemes
		4 petits barrages / 4 small dams
		8 grands barrages / 8 large dams

nal erosion (Table 1) have been observed at the dams and also at the dykes in hydroelectric schemes, i.e. 550 large dams, several thousand small dams and more than 1 300 km of dykes.

The most prevalent cases are problems with dykes: 36 incidents have been reported. In the present report, the term dyke is used exclusively for structures running along courses of water and designed to channel flow upstream of a hydroelectric scheme; for structures designed to limit a flood plain, we use the term flood control bank. Flood control banks and flood control dams seem to be the most vulnerable, essentially due to the exceptional, rapid nature of flooding; to the fact that they are often old; and in many cases to very limited surveillance. Sixteen breaches occurred for these reasons in a stretch of about 100 km of flood control banks on the Rhone river downstream from the town of Arles during two floods in October 1993 and January 1994.

Ten serious incidents occurred at small dams (i.e. less than 15 m high) including three that breached the embankment and caused failure. Eight incidents affected the 250 French embankments classified as large dams in compliance with ICOLD rules. They concerned two dams built before 1950, three built between 1950 and 1970, and three after 1970, but no breach was given time to develop.

This survey is not exhaustive, and the total number of incidents inventoried here at dykes and dams since 1970 is certainly far less than the actual figure. However, the purpose here is not statistical, but to gain knowledge of a few detailed case studies, some of which are addressed in the fourth section of this report, and to give a synthesis and classification of the events that have been observed, as addressed in the next few paragraphs.

1.2 – TYPOLOGIE DES PHÉNOMÈNES D'ÉROSION INTERNE OBSERVÉS

L'érosion interne est l'entraînement vers l'aval des particules constitutives du remblai ou de la fondation sous l'action d'un écoulement provenant de la retenue ou de la nappe.

L'érosion interne ne se développe que si deux conditions nécessaires sont réunies : l'arrachement des particules et leur transport.

Suivant la nature de l'arrachement et du transport, 8 cas différents sont à distinguer : l'entraînement (ou le charriage), l'érosion régressive, le débouillage, la bouillasse, la dissolution, la défloculation, le renard et la suffusion.

1.2.1 – PHÉNOMÈNES D'ARRACHEMENT

6 phénomènes d'arrachement peuvent déstabiliser une particule ou un groupe de particules.

➔ L'ENTRAÎNEMENT

L'entraînement est le détachement des particules des parois d'un canal ou d'une rivière à partir d'une certaine valeur du cisaillement engendré par l'écoulement. SHIELDS a défini la contrainte critique d'apparition du charriage τ_c . $\tau_c = \rho \cdot U_c^2$, avec ρ masse volumique et U_c vitesse critique ou vitesse de frottement du liquide. τ_c est proportionnel au diamètre des grains des sols pulvérulents et fortement croissant avec la cohésion des sols cohérents. U_c est de l'ordre de 0.02 m/s pour les sables moyens (0.2 mm). La transposition de ce concept aux milieux poreux permet de calculer la vitesse de développement des renards.

➔ L'ÉROSION RÉGRESSIVE

L'érosion régressive est l'arrachement des particules, une à une, à la surface d'un matériau sous l'effet de la poussée de l'écoulement percolant à travers le matériau. La valeur locale du gradient hydraulique de sortie et les vitesses d'écoulement sont suffisantes pour détacher les particules de la surface. La zone de fort gradient se déplace vers la zone précédente en s'accroissant, le phénomène se poursuit en progressant vers l'amont.

Si le sol est homogène, il se poursuit jusqu'à la retenue située à l'amont, il y a formation d'un renard.

Si le sol est hétérogène, il arrive que le phénomène s'arrête après que l'érosion ait diminué le gradient hydraulique local. Cette situation se produit, par exemple, à l'aval d'un remblai posé sur une fondation constituée d'un

1.2 – TYPOLOGY OF INTERNAL EROSION PHENOMENA OBSERVED TO DATE

Internal erosion occurs when particles making up an embankment or a foundation are entrained downstream by flow from the reservoir or groundwater.

Internal erosion can only develop if two vital conditions are met: particles must be torn off and must be transported.

Eight different cases can be distinguished, depending on how particles are torn off and transported: entrainment (or bedload transport), backward erosion, blowout, buoyancy, dissolution, deflocculation, piping and suffusion.

1.2.1 – HOW PARTICLES CAN BE TORN OFF

A particle or a group of particles can be torn off and destabilised in six different ways.

➔ ENTRAINMENT

Entrainment occurs where particles in the sides of a channel or a river are detached when the shear due to the flow goes over a certain value. SHIELDS has defined the critical stress at which bedload transport τ_c occurs. $\tau_c = \rho U_c^2$ where ρ is specific mass and U_c is the liquid's critical velocity or friction velocity. τ_c is proportional to the diameter of the grain in granular soils and increases significantly as the cohesion of soils increases. U_c is of the order of 0.02 m/s for average sands (0.2 mm). Extrapolation of this concept to porous media can be used to calculate the speed at which piping develops.

➔ BACKWARD EROSION

Backward erosion occurs when particles are torn away one by one from the surface of a material by the force of seepage through the material. The hydraulic gradient at the location of the outlet, as well as flow velocities, must be high enough to detach particles from the surface. The zone with the high gradient moves towards the preceding zone, so the phenomenon continues progressively towards the upstream.

If the soil is homogenous, this continues all the way to the reservoir, and piping occurs.

If the soil is heterogeneous, backward erosion may stop once the erosion has reduced the local hydraulic gradient. This situation will arise for example downstream from a fairly thick embankment founded on relatively permeable

matériau relativement perméable, sable ou gravier, et d'une épaisseur suffisante, recouvert à l'aval d'une couche d'un à quelques mètres de terrain nettement plus imperméable. Une telle situation est néanmoins inquiétante car elle est potentiellement instable : toute augmentation de la cote de la retenue peut engendrer une reprise de l'érosion.

➔ **LE DÉBOURRAGE**

Le débouillage est le déséquilibre d'un volume de sol sous l'action de la poussée de l'eau que la résistance au cisaillement sur le pourtour du volume ne parvient plus à compenser. C'est le cas lorsqu'une fissure rocheuse ou un conduit karstique est rempli de matériaux argileux et qu'une infiltration d'eau exerce une pression qui provoque un déplacement d'ensemble du matériau vers l'aval, jusqu'à une cavité ou un élargissement. L'eau s'écoule alors librement, et peut provoquer un élargissement de la fissure.

➔ **LA BOULANCE**

La boullance est l'état d'un volume de sol dans lequel les grains flottent, entourés d'une phase liquide continue, sous l'action d'une pression d'eau qui annule la contrainte effective. La boullance se distingue de la liquéfaction par le mécanisme initiateur qui est d'origine hydraulique (l'écoulement) pour le premier et mécanique (les vibrations) pour le second.

➔ **LA DISSOLUTION**

La dissolution est la disparition d'une partie des constituants des particules, sous une action chimique ou thermique. D'une nature différente du processus physique d'arrachement, elle peut être une des causes de déclenchement d'érosion interne. Par exemple, les barrages en altitude, dont la terre à noyau est à température proche de 0, risquent d'emprisonner des morceaux de glace lors de la mise en place, dont la fonte laisse des vides dangereux et une densité faible.

➔ **LA DÉFLOCCULATION**

La déflocculation est un phénomène physico-chimique qui tend à diminuer la taille des agglomérats de particules argileuses, disperser les plaquettes d'argile et faciliter leur mobilité. Les argiles dispersives sont les plus dangereuses.

Ces diverses conditions de déclenchement de l'érosion interne peuvent se combiner entre elles dans un incident et être difficilement distinguées. Mais elles ne sont pas suffisantes pour entraîner la rupture, il faut aussi que les conditions du transport des particules soient assurées, pour que l'érosion soit entretenue.

material, i.e. sand or gravel, and covered on the downstream side by a layer of one to several meters of considerably more impermeable soil. Such a situation is nonetheless a source of concern, as there is potential for instability, and any increase in reservoir water level could reactivate erosion.

➔ **BLOWOUT**

Blowout occurs when a volume of soil is pushed by a thrust of water such that the shear strength around the circumference of the volume of soil cannot balance it. This is the case when for example a crack in rock or a karstic passage is filled with clayey material and infiltrating water exerts pressure that causes all of this material to shift toward the downstream until a cavity or enlargement is reached. The water then flows freely and enlarges the crack.

➔ **BUOYANCY**

Buoyancy is the state of a volume of soil in which the grains are effectively floating in the middle of a continuous liquid phase, under the effect of water pressure that cancels out effective stress. Buoyancy can be distinguished from liquefaction by the mechanism inducing it: buoyancy is of hydraulic origin (due to flow), while liquefaction has a mechanical cause (vibration).

➔ **DISSOLUTION**

Dissolution occurs when part of the constituents of particles disappear under chemical or thermal forces. This phenomenon is different in nature from the physical process of tearing off, and can be one of the causes of internal erosion. For example, with dams at high altitudes where the earth in the core is at a temperature close to zero degrees Celsius, there is a risk that pieces of ice will be caught in the fill during placement, and subsequent thawing will leave dangerous voids and low density.

➔ **DEFLOCCULATION**

Deflocculation is a physico-chemical phenomenon that tends to decrease the size of the lumps of clayey particles, disperse the clay flakes and make them more mobile. Dispersive clays are the most hazardous in that respect.

These various conditions under which internal erosion will begin can combine in a single incident and be very hard to distinguish from each other. But they are not in themselves sufficient to cause failure: the particles must also be transported for erosion to continue.

1.2.2 – PHENOMENES DE TRANSPORT

La nature du transport conduit à distinguer deux types fondamentaux d'érosion interne: le renard et la suffusion. Ils diffèrent par leurs conditions géométriques et hydrauliques.

Le transport des particules est soit :

- concentré dans un conduit : le renard,
- diffus dans l'espace poreux interparticulaire : la suffusion (ou érosion de percolation).

Les vitesses de l'écoulement sont :

- fortes dans le renard, où les conditions de saltation puis de charriage existent,
- initialement peu élevées dans la suffusion et le débit solide transporté est souvent en suspension.

Le risque de rupture est en conséquence différent :

- le premier mode de transport, le renard, est le plus dangereux et le plus rapide. S'il n'est pas immédiatement stoppé, il conduit très rapidement à la rupture ;
- la suffusion modifie lentement la perméabilité du milieu et après une phase de développement ininterrompue, peut tendre vers la rupture.

Sur les 71 incidents recensés en France, 23 sont des cas de renard dont 17 ayant créé des brèches, alors que sur les 48 cas de suffusion détectés, un seul s'était développé jusqu'à la brèche.

➡ LE RENARD

Renard : ce mot évoque le «trou de renard» alors que son équivalent anglais «piping» suggère un tuyau, un «pipe». Un vide continu entre l'amont et l'aval d'une digue en terre donne nécessairement naissance à un écoulement destructif lors du remplissage de la retenue. Mais pour qu'il y ait apparition d'un renard, il n'est pas nécessaire qu'il y ait un vide continu. Il suffit qu'il existe un cheminement préférentiel le long duquel sont répartis un certain nombre de points faibles, de nature éventuellement différentes, par exemple, noyau mal compacté au contact d'une tuyauterie, couche de remblai en situation de claquage hydraulique, couches de terrain de fondation perméable non détectée, etc... Entre ces points faibles, des zones saines, c'est-à-dire conformes au projet d'exécution, sont le siège de gradients hydrauliques très supérieurs à ceux prévus et sont affectées par des érosions régressives et des boulanges. S'il n'existe pas «un point dur» qui limite l'écoulement, le phénomène évolue rapidement et extrait les matériaux jusqu'à la formation d'un conduit effectivement continu.

1.2.2 – HOW PARTICLES ARE TRANSPORTED

Examination of the nature of particle transport leads to a distinction between two fundamental types of internal erosion, i.e. piping and suffusion, which differ in both their geometrical and hydraulic aspects.

Particle transport may be either:

- concentrated in a passage, i.e. piping, or
- diffuse in the porous space between particles, i.e. suffusion (or flow erosion).

Flow speeds are:

- high in the case of piping, where conditions of saltation, followed by bedload transport, exist;
- low at first in suffusion, where the particles being transported are often suspended.

The risk of failure therefore differs:

- The first mode of transport, piping, is faster and more threatening. If not stopped immediately, it will very often cause a failure.
- Suffusion changes the permeability of a medium slowly, and after a phase of continuous development may tend towards failure.

Of the 71 accidents inventoried in France, 23 were cases of piping, with 17 leading to a breach, whereas of the 48 cases of suffusion detected, only one resulted in a breach.

➡ PIPING

The French term «renard» (fox) conjures up the image of a foxhole, whereas the English equivalent of «piping» suggests the concept of a pipe or conduit. Any continuous void between the upstream and downstream sides of an earthen embankment will inevitably result in destructive flow when the reservoir is filled. But it is not necessary to have a continuous void for piping to occur: there need only be a leakage path along which a certain number of weak points can be found, possibly of differing natures, for example a core that is poorly compacted in contact with galleries, a layer of fill at the hydraulic fracturing point, permeable layers in the foundation that have not been detected, etc. Between these weak points, sound areas, i.e. the ground foreseen in the dam design, will undergo hydraulic gradients that are much higher than expected, and will be affected by backward erosion and buoyancy. If there is no «hard point» restricting discharge, the erosion develops rapidly and entrains materials until a continuous passage is formed.

↳ LA SUFFUSION

La suffusion, du latin «sub» qui signifie sous et «funder» qui signifie verser, se développe au sein d'un volume de remblai ou de fondation et à l'interface de deux milieux où la condition d'autofiltration n'est pas assurée. L'écoulement emporte les particules les plus petites entre les particules les plus grosses, appelées «structurales», car elles forment un squelette résistant au début du processus. Le transport de grains est sélectif. Deux types de suffusion se distinguent (figure 1).

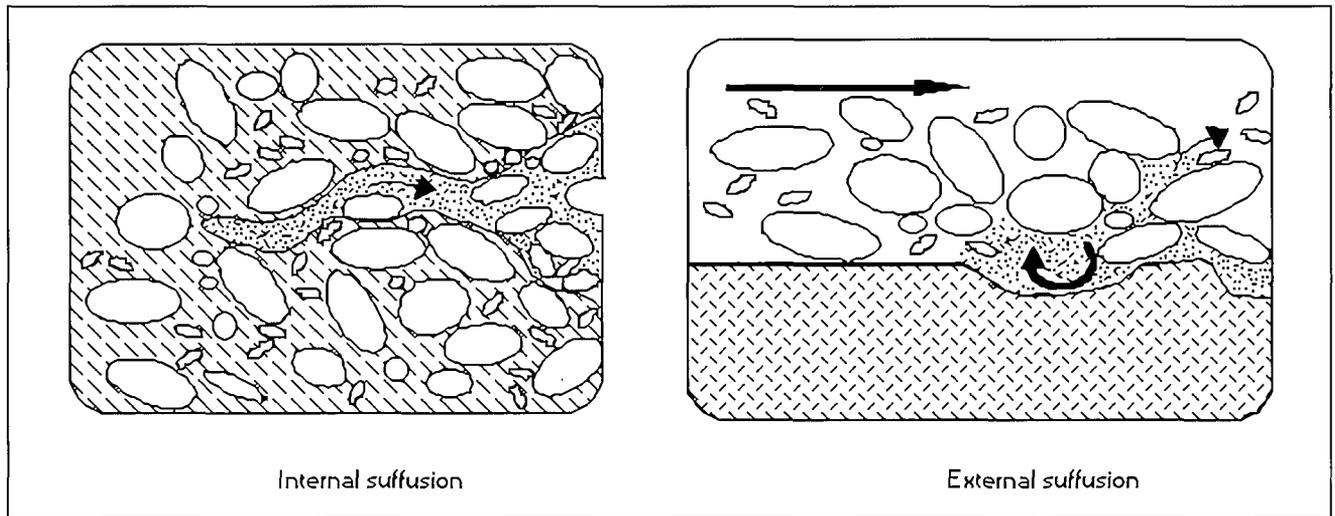


FIGURE 1 :

Suffusion interne ou suffusion volumique –
suffusion externe ou suffusion de contact

FIGURE 1 :

Internal suffusion or mass erosion –
External suffusion or contact suffusion

- La suffusion interne, ou suffusion volumique, se développe au sein d'une masse de sol, dont la granulométrie n'assure pas l'autofiltration. Cette situation se rencontre notamment au sein d'arènes granitiques ou dans les remblais morainiques.
- La suffusion externe, ou suffusion de contact, se développe à l'interface d'un matériau grossier et d'un matériau fin, sous l'action d'un écoulement parallèle à l'interface. Cette situation est très fréquente dans les fondations alluviales, soit à l'interface de la digue et de la fondation, soit au contact entre un limon et un gravier superposés dans le sous-sol.

L'hétérogénéité d'un matériau ne peut que favoriser ou aggraver le phénomène en ajoutant localement une suffusion externe à une suffusion interne d'ensemble. La teneur en fines des matériaux évolue dans le temps et a tendance à augmenter ou diminuer selon les emplacements; les pressions interstitielles et les gradients peuvent s'accroître ou décroître. On n'aboutit pas nécessairement à des situations instables mais à des configurations différentes de celle prévue et qui peuvent présenter des marges très faibles de sécurité.

↳ SUFFUSION

Suffusion, from the Latin «sub», meaning under, and «funder», meaning to pour, develops within part of an embankment or foundation at the interface between two media where self-filtering is not effective. Flow then carries the smallest particles between the larger ones, called «structural» particles, as they form a restraining skeleton at the beginning of the process. Grains are carried selectively, and two types of suffusion can be defined (figure 1):

- Internal suffusion or mass erosion, develops inside a soil mass where the grain size distribution does not meet self-filtering conditions. This situation in particular is found within decomposed granite or till embankments.
- External suffusion, or contact suffusion, develops at the interface between a coarse material and a fine material under the effect of flow parallel to the interface. This situation is very frequent in alluvial foundations, either at the interface between the embankment and the foundation, or at the contact between two successive layers of silt and gravel in the ground.

Heterogeneous materials are inevitably prone to worse suffusion by combining external suffusion (or contact suffusion) in places with a general situation of internal suffusion. The materials' fine contents are modified over time, and tend to decrease or increase in given locations. Pore pressures and gradients may rise or fall. This does not necessarily lead to instability, but causes situations unforeseen in design, sometimes with very low safety margins.

1.3 – MODES DE RUPTURE

Les modes de rupture par renard sont distingués des modes de rupture par suffusion (figure 2) :

1.3 – FAILURE MODES

Failure modes due to piping must be distinguished from failure modes due to suffusion (figure 2).

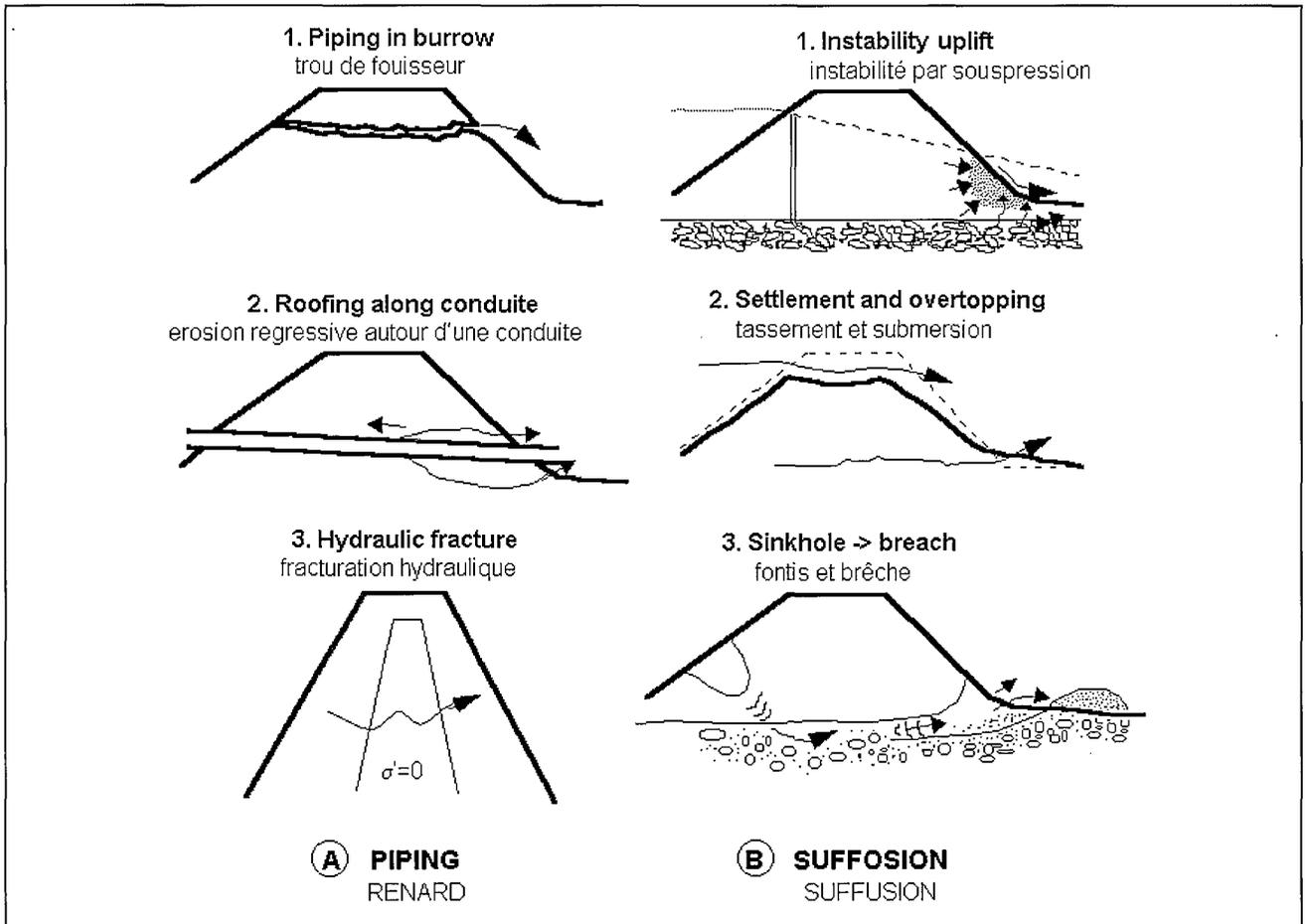


FIGURE 2 : Quelques modes de rupture par renard et par suffusion

FIGURE 2:
A few failure modes due to piping and suffusion

1.3.1 – MODES DE RUPTURE PAR RENARD

Le renard est des deux modes d'incident celui qui évolue le plus rapidement vers la rupture par création de brèche, il est donc le plus dangereux, surtout lorsque les tournées de surveillance sont très espacées. Il a été observé sur deux types d'ouvrage :

- dans les levées de protection contre les crues, qui ne sont en eau que quelques jours à des intervalles de temps très longs et qui ne peuvent que très difficilement être auscultées tout en étant affectées par des animaux fouisseurs,
- dans des petits barrages en argile, dans des situations où les conditions aux limites hydrauliques et mécaniques étaient anormales.

1.3.1 – FAILURE BY PIPING

Of the two modes, piping is the one that more rapidly tends toward a failure by creating a breach, and is therefore the more hazardous of the two, especially when inspections are infrequent. It has been observed at two types of structure:

- flood control banks that are only impounded for a few days at very long intervals, and that are very difficult to monitor; unfortunately they also offer attractive living conditions for burrowing animals;
- small clay dams, in situations where the conditions at hydraulic and mechanical boundaries have been abnormal.

Les situations d'apparition du renard sont les suivantes:

- l'absence ou l'inadéquation du filtre aval,
- la présence de terriers de fousseurs,
- le mauvais contact le long de structures lisses en béton ou acier,
- les fuites d'une conduite sous remblai,
- la présence de vides préexistants dans la fondation,
- la présence d'une zone affectée par un claquage hydraulique.

D'autres situations peuvent contribuer à la formation des renards, mais elles n'ont joué qu'un rôle secondaire ou n'ont pas été constatées dans les incidents répertoriés en France :

- la boullance,
- les fissures de retrait, d'effondrement par imbibition ou d'une autre déformation,
- les racines d'arbres morts,
- la liquéfaction.

➔ **ABSENCE DE FILTRE AVAL**

Le développement de processus d'érosion régressive jusqu'à la rupture est imputable à l'absence de filtre dans tous les cas de rupture (ni filtre vertical dans le remblai ni filtre à l'interface entre le remblai et la fondation aval).

16 cas sur 17 ont affecté des levées de protection contre les crues.

Les incidents relatifs aux petits barrages, qui ne sont pas arrivés au stade final de la brèche, se sont produits dans une zone où la condition de filtre n'était pas respectée. Le barrage de GOURDON en est un exemple (voir 4.1). La condition de filtre n'était pas respectée entre le tapis d'étanchéité amont et les petits enrochements. Une érosion régressive se développa à la mise en eau dans le tapis d'étanchéité au pied amont du remblai (photo 1 page 20).

➔ **TERRIERS D'ANIMAUX**

Le «renard» doit effectivement son nom aux dégâts occasionnés par les animaux sur les petites digues. Lors des crues du Rhône d'octobre 1993 et de janvier 1994, 16 brèches entaillèrent les levées de CAMARGUE (voir 4.2). Ces digues homogènes en limon, d'une hauteur moyenne de 5 m et d'une largeur en crête de 2 m, étaient anciennes, sommaires (non munies de filtre) et peu entretenues. Elles furent coupées dans 13 cas par des infiltrations qui prirent naissance dans les terriers d'animaux fousseurs. Les brèches se développèrent en quelques jours.

➔ **ÉROSION DE CONTACT : CONDUITES ENTERRÉES**

3 des 16 ruptures constatées sur les digues de protection contre les crues de CAMARGUE, lors des récentes crues du Rhône de l'hiver 93, ont pris naissance le long de conduites mal enrobées ou entourées d'un sol mal compacté.

The situations where piping occurs are the following:

- where there is no downstream filter, or that filter is inadequate,
- where animals have burrowed,
- where the contact along smooth concrete or steel structures is of poor quality,
- where a pipe under the fill leaks,
- where there were already voids in the foundation before construction,
- where there is a zone suffering from hydraulic fracturing.

Other situations can also contribute to piping, but have played only a minor role or have not been observed at all in the incidents inventoried in France:

- buoyancy,
- cracks due to shrinkage, to collapse because of soaking, or to any other deformation,
- dead tree roots,
- liquefaction.

➔ **WHERE THERE IS NO DOWNSTREAM FILTER**

Development of backward erosion to failure has been attributable to the absence of any filter in every case of failure (i.e.: no vertical filter in the fill, nor any filter at the interface between the fill and the downstream foundation).

Sixteen cases out of 17 occurred on flood control banks.

Incidents affecting small dams that did not reach the final stage of a breach occurred in a zone where the filter condition was not met. GOURDON dam is an example (see 4.1). The filter condition was not met between the upstream sealing blanket and the small stones. Backward erosion then developed when the sealing blanket at the upstream heel of the embankment was submerged during first filling (photo 1 page 20).

➔ **BURROWS**

The French term of «renard» was in fact invented to reflect the damage caused by animals in small dykes. During the flooding on the Rhone river in October 1993 and January 1994, 16 breaches cut through the CAMARGUE flood control banks (see 4.2). Those homogenous silt dykes, with an average height of 5 m and a crest width of 2 m, were old, simple in design (i.e. with no filters), and rarely maintained. They were breached in 13 cases by infiltration originating in burrows. Those breaches developed in the course of only a few days.

➔ **ROOFING ALONG BURIED PIPES**

Three of the 16 failures observed on the flood control banks in CAMARGUE, during floods on the Rhone river in the winter of 1993 started along poorly embedded conduits or ones that were covered with poorly compacted soil.

L'accident du petit barrage de SAINT-JULIEN-DES-LANDES (voir 4.3) est typique d'un processus d'érosion interne au contact de la conduite de vidange. La fouille avait été insuffisamment compactée. Le renard se développa jusqu'à la rupture, au cours de la première mise en eau, malgré la présence de trois écrans anti-renards en béton coffré. Le remblai en argiles bien compactées ne s'est pas rompu (photo 2 page 20).

➔ FUIITE DE CONDUITE

L'accident survenu sur le petit barrage de LA PRADE, (voir 4.4), a pour origine la rupture accidentelle de la conduite de vidange. L'accident a été découvert 5 ans après la mise en eau. Il est consécutif au tassement de la fondation qui mit la conduite en flexion jusqu'à la création d'une fissure à partir de laquelle se développa une érosion régressive.

Le petit barrage de BUGET est un exemple, (voir 4.5), où une fuite de conduite amena d'abord une fracturation hydraulique puis une érosion régressive dans le remblai (photo 3 page 21).

➔ VIDES PRÉEXISTANTS DE LA FONDATION

Le petit barrage de LAFAGE donne un exemple original, (voir 4.6), où une érosion régressive s'était créée entre la surface de la fondation et une minikarstification des marnes. De telles galeries ont été découvertes dans des marnes d'un autre site. Ce second site fut abandonné en cours d'étude.

En Afrique, les canalicules situés à la base des formations latéritiques entraînent des débits de percolation qui posent problème.

➔ CLAQUAGE HYDRAULIQUE

Les barrages anciens, construits au XIX^e siècle sont des barrages homogènes, les barrages zonés à noyau mince ou dans des vallées étroites sont peu nombreux, récents et munis de filtres bien dimensionnés. Ces barrages ne posent pas de problème spécifique de claquage hydraulique et de renard.

Un cas de claquage hydraulique est signalé au Barrage de BUGET, (voir 4.5), après fissuration de la canalisation qui traversait le remblai.

➔ AUTRES SITUATIONS

Les écoulements préférentiels dans les alluvions de fondation des digues du Rhône ou de l'Isère amènent des pressions hydrauliques localement fortes sous le contre-canal. Cette charge hydraulique met en bouillonnement les zones sableuses et alimente des cônes de sable et de silt. Des forages de décompression dans le contrecanal sont efficaces pour arrêter ces manifestations.

The accident at the small SAINT JULIEN DES LANDES dam (see 4.3) is typical of a process of internal erosion at the contact with an outlet pipe. The trench was insufficiently compacted, and piping developed to the point of failure during first filling, despite three formed concrete piping barriers. The well-compacted clay embankment did not fail (photo 2 page 20).

➔ LEAKING PIPE

The accident that occurred at the small PRADE dam (see 4.4) was caused when the outlet pipe broke. That accident was discovered five years after first filling and was due to foundation settlement that subjected the pipe to bending, until a crack was formed from which backward erosion developed.

The small BUGET dam (see 4.5) is an example of leakage from a pipe causing first hydraulic fracture and then backward erosion in an embankment (photo 3 page 21).

➔ VOIDS IN THE FOUNDATION

The small LAFAGE dam (see 4.6) is an original example of a case where backward erosion developed between the surface of the foundation and a miniature karstic zone in the marl. Similar mini karst conduits were discovered in the marl of another site, which was rejected in the design phase.

In Africa, small channels at the base of laterite formations cause seepage flow rates that can pose problems.

➔ HYDRAULIC FRACTURING

France's older dams, built in the 19th century, are homogeneous embankments; zoned dams with a thin core or in narrow valleys are quite rare, are more recent and have been designed with properly dimensioned filters. Such dams do not pose any specific problem with hydraulic fracturing or piping.

Only one case of hydraulic fracturing has been reported, at BUGET dam (see 4.5) after the pipe through the embankment cracked.

➔ OTHER SITUATIONS

Leakage paths in the alluvial foundations of the dykes on the Isere or Rhone rivers cause hydraulic pressures that can be high in places under the side canal. This hydraulic loading causes buoyancy in the sandy zones and feeds sand boils. Pressure-relief drilling in the side canal is a useful means to halt such occurrences.

Les fissures de retrait par dessiccation sont le siège d'écoulements préférentiels de la retenue ou du ruissellement qui se traduisent sur les remblais par une érosion et une instabilité de la couche superficielle. A tel point que les protections caillouteuses sont préférées à la terre végétale dans les régions à climat méditerranéen (ces protections sont également efficaces pour décourager les fouisseurs si elles sont suffisamment épaisses).

Le tassement par imbibition, lors de la mise en eau, est d'autant plus important que le matériau est plastique et qu'il a été compacté du côté sec. Ce tassement, mesurable en laboratoire, est appelé effondrement. Il est suspecté être une des causes de formation de renard, notamment le long des contacts béton-remblai.

La croissance d'arbres, d'arbustes et de plantes hydrophiles sur des parements non entretenus accompagne la présence de fuites. Sur les digues de CUSSET, du canal du MIDI ou le parement aval du barrage de LAVAUD GELADE et de bien d'autres, la végétation en se nourrissant des fuites les entretenait.

La mise en liquéfaction et les cisaillements transversaux dus à un séisme aboutissent localement à des surpressions qui peuvent se dissiper dans les fissures du remblai en augmentant les fuites et dans la fondation en faisant remonter le sable le long de petits cratères par bouillonnance locale. En France ce phénomène n'a pas été mis en évidence, mais sa manifestation n'est pas exclue lors de séismes exceptionnels (DAVIS and BARDET, 1996).

1.3.2 – MODES DE RUPTURE PAR SUFFUSION

La suffusion étant un phénomène à évolution lente, elle peut en général être détectée et corrigée à temps. Si elle n'est pas détectée, elle peut tendre vers trois modes de rupture différents :

- la formation à l'aval du barrage ou de la fondation d'une zone dans laquelle la vitesse devient suffisante pour qu'apparaisse une érosion régressive évoluant éventuellement jusqu'à l'amont pour créer un renard qui dans ce cas ne s'établit pas le long d'un cheminement préexistant,
- l'entraînement de matériaux provoque un affaissement local de la crête, qui dans des cas extrêmes en période de crue aboutit à la submersion,
- la formation d'une zone instable à l'aval du barrage ou de la fondation, par augmentation des pressions interstitielles.

Sur les 48 cas de suffusion recensés, 5 étaient arrivés au stade du renard.

Shrinkage cracks due to desiccation will create leakage paths from the reservoir or for run-off, resulting in erosion or instability of the surface layer of the fill. This has led to a preference for protective layers of pebbles rather than topsoil in Mediterranean-type climates, which is also an effective measure to discourage burrowing animals if the protective layer is placed sufficiently thick.

Settlement due to soaking during reservoir filling is all the greater when the material in question is plastic, and was compacted rather dry. Such settlement can be measured in the laboratory and is known as collapse. It is suspected to be one of the causes of piping, in particular when roofing occurs along a concrete-fill contact.

Leakage is accompanied by the growth of hydrophilic plants, shrubs and trees on untended dam faces. At the CUSSET dykes, on the MIDI Canal, as well as on the downstream face of LAVAUD GELADE and many other dams, vegetation instigated the leakage it then profited from.

Liquefaction and transversal shear due to an earthquake can result in localised uplift that can dissipate both in the cracks in the fill, increasing leakage, and in the foundation, by bringing up sand along sand boils via localised buoyancy. Such a phenomenon has not been observed in France, but it could not be excluded in the event of an exceptional earthquake (DAVIS and BARDET, 1996).

1.3.2 – FAILURE BY SUFFUSION

As suffusion is a slow process, it can generally be detected and corrected in time. If it is not detected, it can lead to three different failure modes:

- a zone may form on the downstream side of the foundation in which the velocity rises to a point where backward erosion develops and may extend to the upstream side to cause piping, which in this case does not occur along a pre-existing path;
- entrainment of the materials may cause slump in places along the crest, which in extreme cases will lead to overtopping during floods;
- a sliding zone may form on the downstream side of the dam or foundation, due to an increase in pore pressures.

Of the 48 inventoried cases of suffusion, five had reached the stage of piping.

➔ SUFFUSION INTERNE

En France, 6 des 8 grands barrages au sens de la CIGB, qui ont été affectés par la suffusion interne, sont en gore, en arène granitique ou en alluvion fluvio-glaciaire granitique. La suffusion, aggravée par la ségrégation, crée une forte anisotropie qui se développe dans le temps. La mise en suspension des fines se traduit par une augmentation locale de la perméabilité à l'amont et parfois une diminution à l'aval, dans les zones de dépôt. Des suintements sont visibles sur les remblais homogènes. Des pressions interstitielles croissent à l'aval et créent des glissements superficiels sur les remblais homogènes. Dans le cas de fondation plus perméable que le remblai, les pressions interstitielles diminuent progressivement du fait que l'écoulement passe dans la fondation.

Deux grands barrages construits après 1970, les barrages de SAINT-PARDOUX et des SAPINS, ont été affectés par des fuites et une piézométrie alarmantes dans le remblai (voir 4.7 et 4.8). Ces incidents sont apparus dans des remblais homogènes en arène granitique 10 et 16 ans après leur construction (dans ces deux cas, l'incident a été observé grâce à une action de sensibilisation auprès du maître d'ouvrage pour le convaincre d'entretenir le parement aval). Une paroi moulée a rétabli l'étanchéité des deux ouvrages.

Des barrages plus anciens, tels que les barrages de MATEMALE (1959), de BEAUNE (1960) et de LAVAUD-GELADE (1942) ont présenté des signes de suffusion depuis des dizaines d'années sans aggravation notable. Ainsi, à MATEMALE et LAVAUD-GELADE, les débits traversant le remblai et collectés à l'aval n'ont pas augmenté et de plus la piézométrie a montré un certain recul vers l'amont dans le temps; la fondation en granite altéré est plus perméable que le remblai et absorbe une bonne partie de l'écoulement. La grave fluvio-glaciaire du barrage de MATEMALE est constituée d'un gravier 2/80 mm avec 8 à 16 % de limon argileux, le limon passe entre les graviers. Ainsi, les investigations à base de radio-isotopes ont mis en évidence une succession de zones crues et de zones argileuses et les sondages carottés ont révélé que les fines avaient migré et entouraient le drain. La granulométrie des arènes évolue aussi; à LAVAUD-GELADE les fines ont été emportées localement pour laisser en place un sable qui s'avère avoir une granulométrie de filtre. Donc la perméabilité s'accroît dans le temps, mais la structure du matériau et sa résistance ne sont pas altérées. Par contre la nature du contact du remblai avec la fondation est inconnue et a nécessité la mise en place d'un filtre aval. Les barrages de BEAUNE et LAVAUD-GELADE, (voir 4.9 et 4.10), construits à 100 km de distance, ont des matériaux et des profils identiques, ils ont été confortés de la même façon, par une recharge posée sur un géotextile.

Suite page 22 ●●●

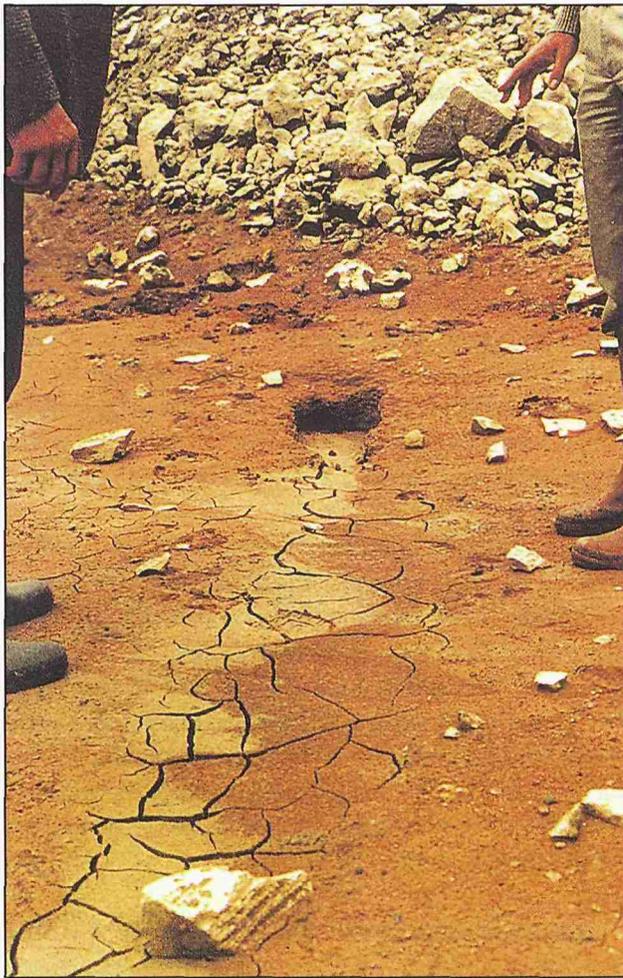
➔ INTERNAL SUFFUSION

In France, 6 of the 8 large dams (according to the ICOLD definition) that have been affected by internal erosion are built of more or less clayey sand resulting from weathering and erosion of granite. Suffusion, worsened by segregation, generates high anisotropy that develops over time. Fines are entrained, which results in increased permeability in places upstream and sometimes decreased permeability downstream in the areas where the fines settle. Leakage becomes apparent, pore pressures increase on the downstream side and provoke slides on the surface of homogenous embankments. When the foundation is more permeable than the fill, pore pressures decrease progressively as the flow goes into the foundation.

Two large dams built after 1970, SAPINS and SAINT-PARDOUX, were affected by leakage and alarming piezometer readings in the fill (see 4.7 and 4.8). Those observations were made on homogenous fill dams built of decomposed granite (DG) sand 10 and 16 years after their construction (and in both cases the observations were made after the dam owner had been alerted of potential hazards in order to convince him to maintain the downstream face). A diaphragm wall was used to restore the watertightness of those two dams.

Older dams, such as MATEMALE (1959), BEAUNE (1960) and LAVAUD-GELADE (1942) have shown signs of suffusion for decades, with no noteworthy worsening in their condition. At MATEMALE and LAVAUD-GELADE, flows through the embankment collected downstream have not increased, and piezometer readings have even shown a certain tendency to decrease on the upstream side over time; the decomposed granite foundation is more permeable than the embankment and absorbs a good part of the flow. The river and glacial gravel used to build MATEMALE dam consists of 2/80 mm gravel with 8 to 16% clayey silt; the latter passes through the voids in the gravel. Investigations using radioisotope techniques revealed a series of hollow zones and clayey zones, and core samples showed that the fines had migrated and surrounded the drain. The grain size distribution in the decomposed granite (DG) sand also changes; at LAVAUD-GELADE the fines were carried away in places, leaving a sand that has proven to have a grain size suitable to act as a filter. So permeability is increasing over time, but the material's structure and strength have not been altered. On the other hand, the nature of the contact between the fill and the foundation is unknown, and a downstream filter had to be constructed. The BEAUNE and LAVAUD-GELADE dams (see 4.9 and 4.10), built 100 km away from each other, have identical materials and cross-sections, and were both strengthened

Continued on page 22 ●●●



BARRAGE DE GOURDON

Renard au pied amont

(Document D. LAUTRIN).

GOURDON DAM

The piping at upstream heel

(Courtesy of D. LAUTRIN).

1

BARRAGE DE SAINT JULIEN DES LANDES

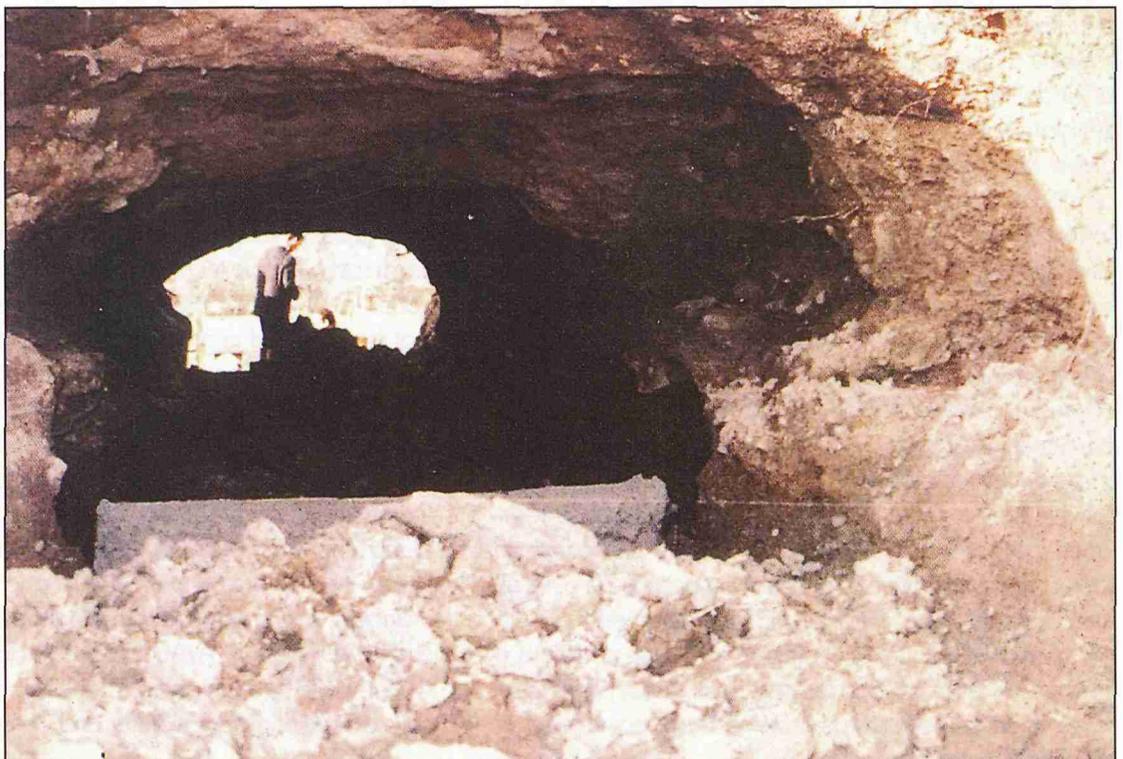
Renard vu de l'amont

(Document D. LAUTRIN).

SAINT JULIEN DES LANDES DAM

Piping seen from the upstream side

(Courtesy of D. LAUTRIN).



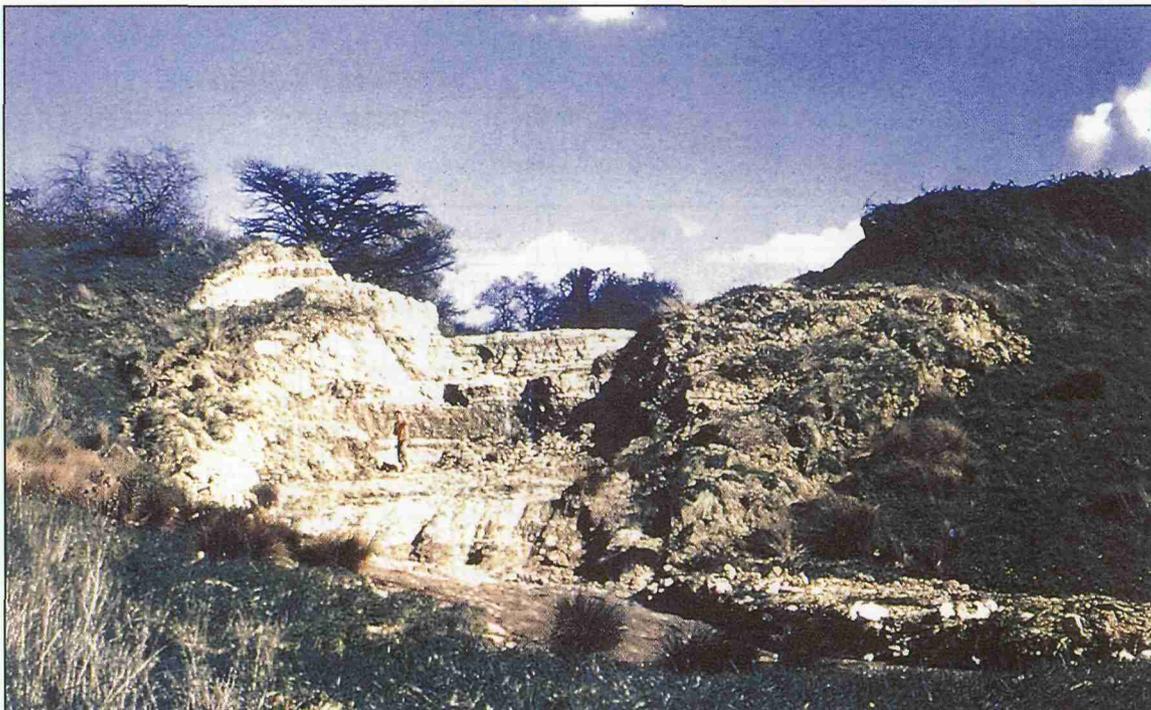
2



3

BARRAGE DE BUGET
Le renard vu de l'aval
(Document D. LAUTRIN).

BUGET DAM
The piping discovered in a downstream trench
(Courtesy of D. LAUTRIN).



4

BARRAGE DE SAINT-AIGNAN
La brèche vue de l'aval
(Document D. LAUTRIN).

SAINTE-AGAN DAM
The breach from downstream side
(Courtesy of D. LAUTRIN).

Le développement de la suffusion dans les cinq remblais homogènes s'explique par la déficience de la condition de filtre : en effet, quatre d'entre eux n'avaient pas de système de filtre-drain vertical et le cinquième, le barrage des SAPINS, avait un drainage déficient. Dans ce dernier cas, la suffusion avait provoqué la saturation du pied aval à tel point que le parement aval commença à glisser au cours de la vidange déclenchée d'urgence au titre de la sécurité.

En conclusion, l'évolution de la suffusion interne est souvent très lente, une dizaine d'années ou plus s'écoule avant d'atteindre un seuil de grande pathologie. Non détectée, cette pathologie peut conduire à la rupture par instabilité ou par brèche.

➔ SUFFUSION EXTERNE OU SUFFUSION DE CONTACT

Sur les digues du Rhône, de l'Isère et du Rhin, des infiltrations progressives apparaissent, parfois plus de 100 ans après la mise en eau (voir CUSSET en 4.11). Les matériaux alluvionnaires de la fondation, utilisés en remblai, sont des graves, des sables et des limons. Souvent, la condition de filtre est vérifiée entre le sable et la grave ou le sable et le limon, mais elle n'est pas vérifiée entre la grave et le limon qui est emporté, comme le montrent les granulométries des matériaux de CUSSET (figure 3). Tout contact entre argile et grave donne naissance à un phénomène de suffusion externe.

in the same manner, by weighting on a geomembrane.

Development of suffusion in these five homogenous embankments can be explained by inadequate filtering capacity: four of them had no vertical filter-drainage system, and at the fifth, the SAPINS dam, that system was defective. In that last case, suffusion led to such saturation in the downstream toe that the downstream face began to slide during an emptying operation that had been decided as an emergency measure for safety reasons.

In conclusion, internal suffusion often develops very slowly, and a decade or more can go by before a level of serious disorder is reached. If it is not detected, such a disorder can result in failure due to instability or breaching.

➔ EXTERNAL SUFFUSION OR CONTACT SUFFUSION

Progressive infiltration has occurred on the dykes along the Rhone, Isere and Rhine rivers, in some cases 100 years after first filling (see the example of CUSSET in 4.11). The alluvial material in the foundation, also used as a fill, are gravel, sand and silt. Often the filter condition is met between the sand and the gravel or the sand and the silt, but not between the gravel and the silt, which is carried away, as demonstrated by the grain size distribution in the materials at CUSSET (figure 3). Any contact between clay and gravel results in external suffusion (or contact suffusion).

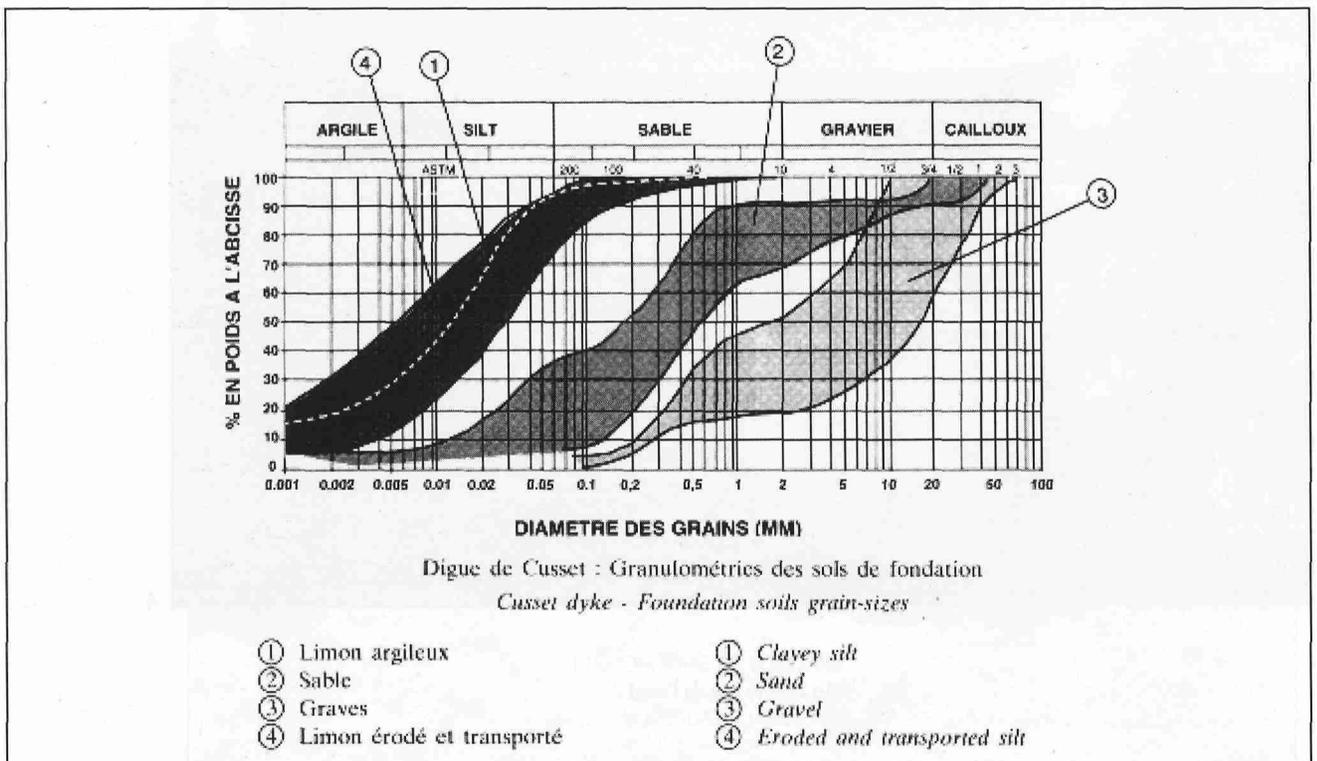


FIGURE 3 : Granulométries des matériaux de fondation de la digue de CUSSET.

FIGURE 3: Grading of the foundation materials at CUSSET dyke

Sur les digues zonées du Rhône, comportant un noyau en limon argileux et des recharges en gravier, on dénombre une vingtaine de cas de fuites associées à l'apparition d'un fontis ou d'un affaissement.

L'entraînement de matériaux provoque un vide comblé de proche en proche par une série d'éboulements se succédant le long d'un conduit quasi-vertical et débouchant en surface par une zone effondrée, un fontis. Dans la plupart des cas l'extension du fontis est de l'ordre de 1 à 2 m³. La digue de VALLABREGUES, d'une hauteur de 11 m en fournit un exemple caractéristique (voir 4.12).

Le principe du développement des fontis est représenté figure 4. Le désordre est amorcé par la suffusion externe à l'interface des limons et des graviers, souvent au contact remblai-fondation ou dans la fondation. Il en résulte la formation d'une cavité dans le remblai, puis une décompression autour de la cavité qui provoque un éboulement. Celui-ci comble la partie basse, agrandit la cavité vers le haut, décomprime la voûte de la nouvelle cavité et de proche en proche fait progresser la cavité vers la crête ou l'amont. Le débit de fuite diminue après l'éboulement et reprend progressivement en emportant le matériau effondré jusqu'à l'éboulement suivant.

At the zoned dykes on the Rhone river, with a clayey silt core and gravel shoulders, some twenty cases of leakage associated with development of a sinkhole or subsidence have been reported. Entrainment of materials causes a void that is filled in from one point to another as material falls along a practically vertical pipe that daylight in the form of a sinkhole. In most cases the sinkhole measures about 1 to 2 m³. The 11 m high VALLABREGUES dyke gives a typical example (see 4.12).

The principle behind the development of such sinkholes is shown in figure 4. The process starts with external suffusion (or contact suffusion) at the interface between

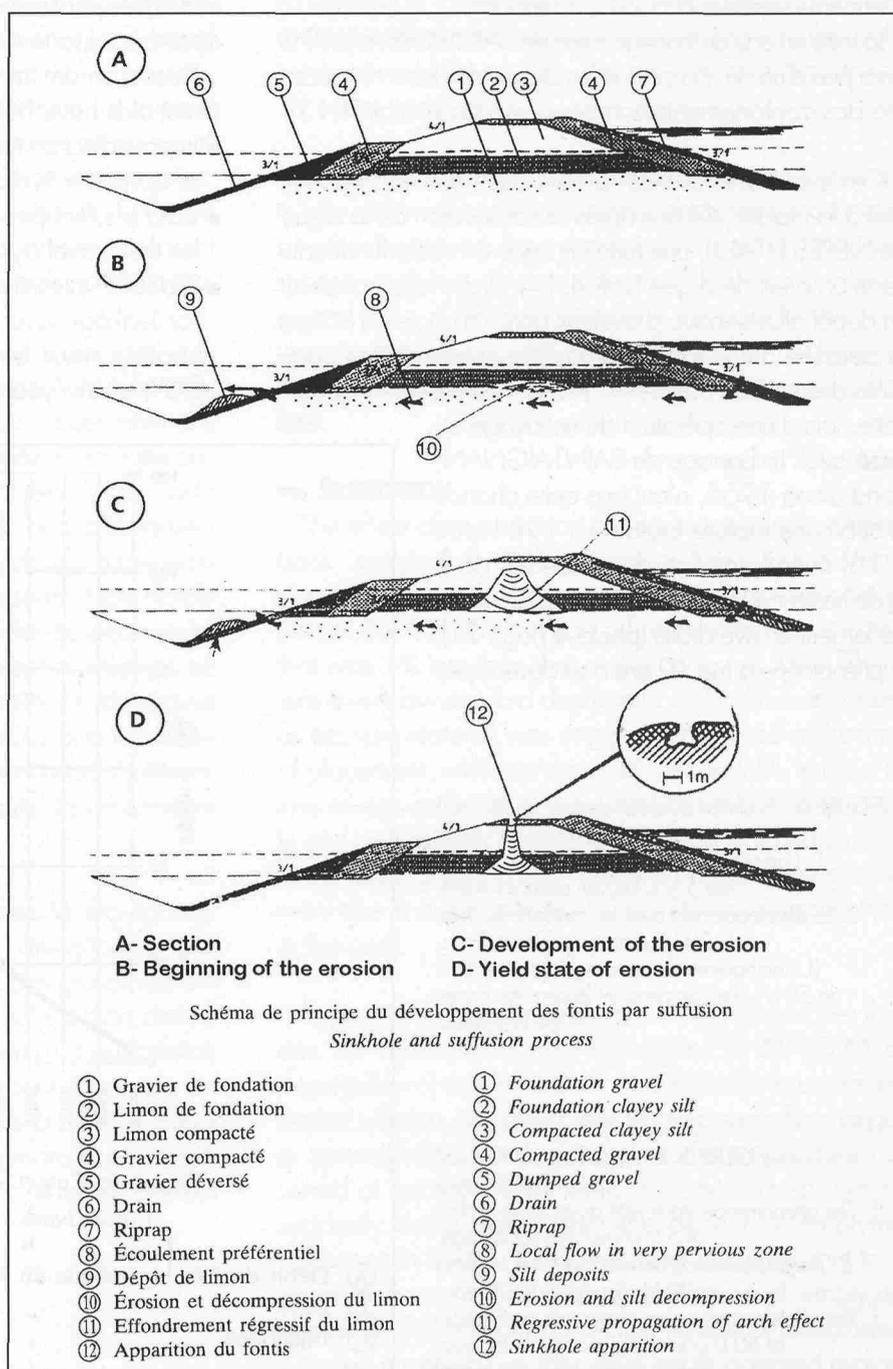


FIGURE 4 :
Principe de développement des fontis des digues zonées sur alluvions

FIGURE 4:
Principle of development of sinkholes in zoned dykes on alluvial foundations

La suffusion est lente au départ.: Sur les digues de CUSSET qui bordent les eaux du Rhône des mesures de fuite illustrent cette progression. On remarque trois phases dont la phase ultime qui semble exponentielle sur la figure 5.

A partir de cas similaires, des seuils d'auscultation et de réhabilitation apparaissent :

- mise en eau des digues mixtes du Rhône : 150 l/s/km/m de charge hydraulique amont.
- mise en eau des digues en gravier du Rhône : 250 l/s/km/m de charge hydraulique amont.
- CUSSET : la surveillance renforcée est jugée nécessaire pour des fuites supérieures à 150 l/s/km et une réfection de l'étanchéité est à envisager pour des accroissements supérieurs à 20 l/s/km/an.

La mise en eau du barrage mixte de SAINTEGREVE (1991) dura plus d'un an, parce que les digues de l'Isère ont nécessité des confortements nombreux et locaux (voir 4.13).

Ces évolutions, si elles ne sont pas détectées conduisent à la rupture. 44 ans après la construction de la digue de NEPES (1943), une fuite chargée en sable fut découverte en pied de digue (voir 4.14). Cette fuite traversait un dépôt alluvionnaire graveleux dans un ancien lit et sous la poussée d'une forte piézométrie entraînait des particules des terrains adjacents. Elle fut heureusement découverte, lors d'une opération de nettoyage du fossé aval. Le barrage de SAINT-AIGNAN, construit en 1965, n'eut pas cette chance et subit une rupture brutale en 1984 (voir 4.15) avec formation d'une brèche de 5 m de hauteur et de plusieurs dizaines de mètres de largeur en rive droite (photo 4 page 21); le phénomène a mis 19 ans à se développer.

FIGURE 5 : Évolution du débit de fuite au PK 14.6 de la digue de Cusset
 1. L'amorce avec un accroissement de débit de 5 l/s/km/an pendant 4 ans.
 2. Le développement avec un gradient de débit de 20 l/s/km/an pendant 2 ans.
 3. L'emballement avec un gradient de débit de 50 l/s/km/an pendant la dernière année avant travaux.

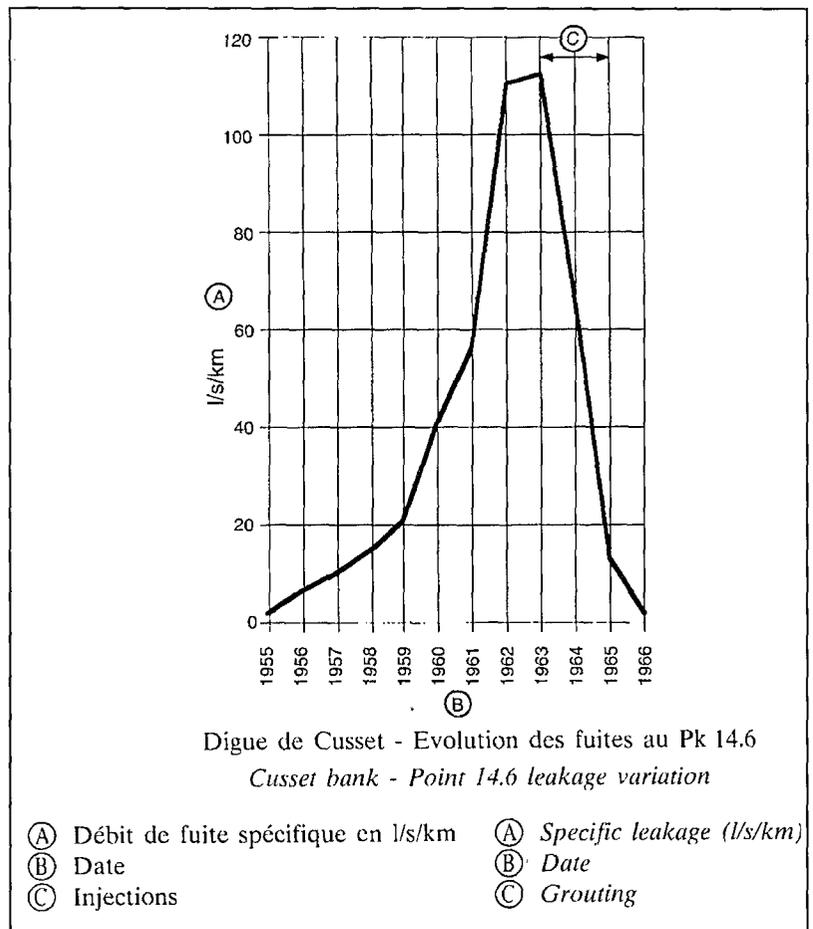
FIGURE 5: Leakage flows at PK 14.6 at the CUSSET dyke
 1. The phenomenon starts with an increase in flow of 5 l/s/km/year for 4 years.
 2. The phenomenon develops with an increase of 20 l/s/km/year for 2 years.
 3. The phenomenon rushes along with an increase of 50 l/s/km/year during the last year before works were undertaken.

the silt and the gravel, often at the contact between the fill and the foundation or in the foundation. This creates a cavity within the fill, and then the pressure drops around that cavity, causing materials to fall. Those materials fill in the lower part of the cavity and enlarge it at the top; then the roof of the new cavity is decompressed and, step by step, the cavity progresses towards the crest or the upstream face. Leakage flows decrease after the materials fall, and then progressively build up again, carrying away the fallen material until the next occurrence.

Suffusion is slow at first. Leakage measurements at the CUSSET dykes along the Rhone river illustrate this progression, with three phases as shown in figure 5, the last of which appears exponential.

Based on similar cases, monitoring and rehabilitation thresholds have been detected:

- Impounding on the Rhone river: 150 l/s/km per metre of upstream hydrostatic head for the zoned dykes,
- 250 l/s/km per metre of upstream hydrostatic head for the gravel dykes.
- CUSSET: intensified surveillance is deemed necessary for leakage over 150 l/s/km and rehabilitation of sealing must be envisaged for increases above 20 l/s/km/year.



En conclusion la suffusion externe existe souvent dans les alluvions de fondation. Elle est située souvent à l'interface limon-gravier. Elle progresse lentement au début et s'accélère ensuite. Elle se développe sur plusieurs années. Décelée très tôt, elle est facilement arrêtée. Les ruptures ou les accidents graves se produisent sur des tronçons ou des ouvrages où la surveillance et l'auscultation sont limitées voire inexistantes.

➔ SÉGRÉGATION

L'effet de la ségrégation lors de la mise en place sur la perméabilité a été analysé par des calculs en retour de l'écoulement au sein de grands barrages. Par exemple, la recharge amont du noyau du barrage du MONT-CENIS avait un pourcentage de fines (< 0.1 mm) inférieur d'un 1 % à celui du noyau, soit 19 %. Le noyau strictement contrôlé eut un très faible écart-type sur ce pourcentage de fines (< 2 %); par contre les terres amont moins contrôlées furent nettement plus grossières et ségréguées. L'auscultation montra que les pertes de charge de l'ordre de quelques mètres dans les terres amont, venaient d'une perméabilité 50 à 100 fois plus grande que le noyau.

La ségrégation des matériaux de noyau crée des anomalies observables en cours d'exploitation. A MATEMALE, la ségrégation de la grave 0/150 mm a certainement aggravé la suffusion interne : la piézométrie témoigne des changements de perméabilité. La piézométrie la plus haute fut obtenue à la mise en eau, puis elle baissa lentement pour remonter brutalement après la vidange décennale de 1969, le phénomène fut similaire mais d'une amplitude plus limitée, après la seconde vidange décennale. Les tassomètres et les nombreux piézomètres crépinés sur toute la hauteur en augmentant les gradients hydrauliques et les circulations verticales entre le remblai et la fondation entretenaient l'érosion. Depuis qu'ils sont bouchés et remplacés par des cellules à corde vibrante, la piézométrie est stabilisée.

Dans le cas de matériaux granitiques, la ségrégation est favorisée par l'hétérogénéité de l'altération du granite. Elle devient très importante dans des graves qui ont moins de 20 % de fines. Si le filtre aval est bien dimensionné, on constate après un certain temps d'exploitation que l'étanchéité et la perte de charge sont concentrés sur quelques mètres à l'amont du filtre, dans la zone de dépôt des fines. Sinon, l'hétérogénéité engendre une mobilité des fines qui n'est pas stoppée et qui accroit irréversiblement la perméabilité.

First filling at the SAINT EGREVE dam (1991) lasted over a year because the embankments on the Isere river had to be strengthened in many places (see 4.13).

These trends, if not detected, will lead to failure. Forty-four years after construction of the NEPES dyke (1943), sand-laden leakage was discovered at the base of the dyke (see 4.14). That leakage ran through a gravelly alluvium deposit in an old river bed and, under the pressure of high groundwater levels, entrained particles from adjacent ground. Fortunately it was discovered when the downstream trench was cleaned. The SAINT AIGNAN dam, built in 1965, was not so fortunate, and failed with no warning in 1984 (see 4.15), when a breach 5 m high and several dozen meters wide formed on the right bank (photo 4 page 21). The phenomenon had taken 19 years to develop.

In conclusion, external suffusion (or contact suffusion) is frequent in alluvial foundations, and often occurs at a silt-gravel interface. It progresses slowly at first and then speeds up, but in any case develops over the course of several years. If detected very early, it is easy to halt. Failures or serious accidents occur on stretches of dykes or dams where surveillance and monitoring are limited at best.

➔ SEGREGATION

The effect of segregation during placement has been back analysed by calculations of flows within large dams. For example the upstream shoulder of the core in the MONT-CENIS dam had a fines content (< 0.1 mm) that was 1% less than that of the core, i.e. 19%. There was a very low standard deviation (< 2%) in this fines content as the core material was stringently inspected at the time of placement, whereas the upstream earthfill, subject to less severe verification, was considerably more gravelly and segregated. Monitoring showed that head losses of the order of only a few metres in the upstream ground were due to a permeability 50 to 100 times greater than in the core.

Segregation of core materials creates anomalies that can be observed during operation. At MATEMALE, segregation of the 0/150 mm gravel certainly worsened internal suffusion, and piezometer readings show the changes in permeability. The highest piezometric pressure occurred at first filling and then slowly decreased, before suddenly rising again after the decennial emptying operation in 1969; the same thing occurred, but to a lesser degree, after the second decennial emptying operation. The cross-arms and large number of piezometers with steel screening over their entire length increased hydrau-

1.4 – CONCLUSIONS

A partir de l'analyse de ces incidents, plusieurs constatations convergent :

- les ruptures sont apparues dans les cas où la surveillance ou l'entretien étaient défectueux. Elles ne concernent que les petits barrages ou les digues secondaires, pour lesquels les principes de conception étaient anciens ou sommaires ;
- a contrario, la surveillance vigilante réduit très fortement le risque de rupture par érosion interne ;
- le renard est plus soudain et plus nocif que la suffusion. Il apparaît principalement lors de la première mise en eau des barrages et en périodes de crues pour les levées de protection contre les crues ;
- malgré les nombreux désordres et les 18 brèches recensées, l'érosion interne n'a fait aucune victime humaine en France ;
- les rares résultats d'auscultation mesurant l'évolution de la suffusion externe montrent des vitesses initiales lentes puis en progression géométrique sur plusieurs années, il serait opportun de mettre à profit ce délai pour améliorer la détection de la suffusion ;
- les conduites restent une préoccupation ; pour les grands barrages, les conduites métalliques sont à placer dans une galerie.

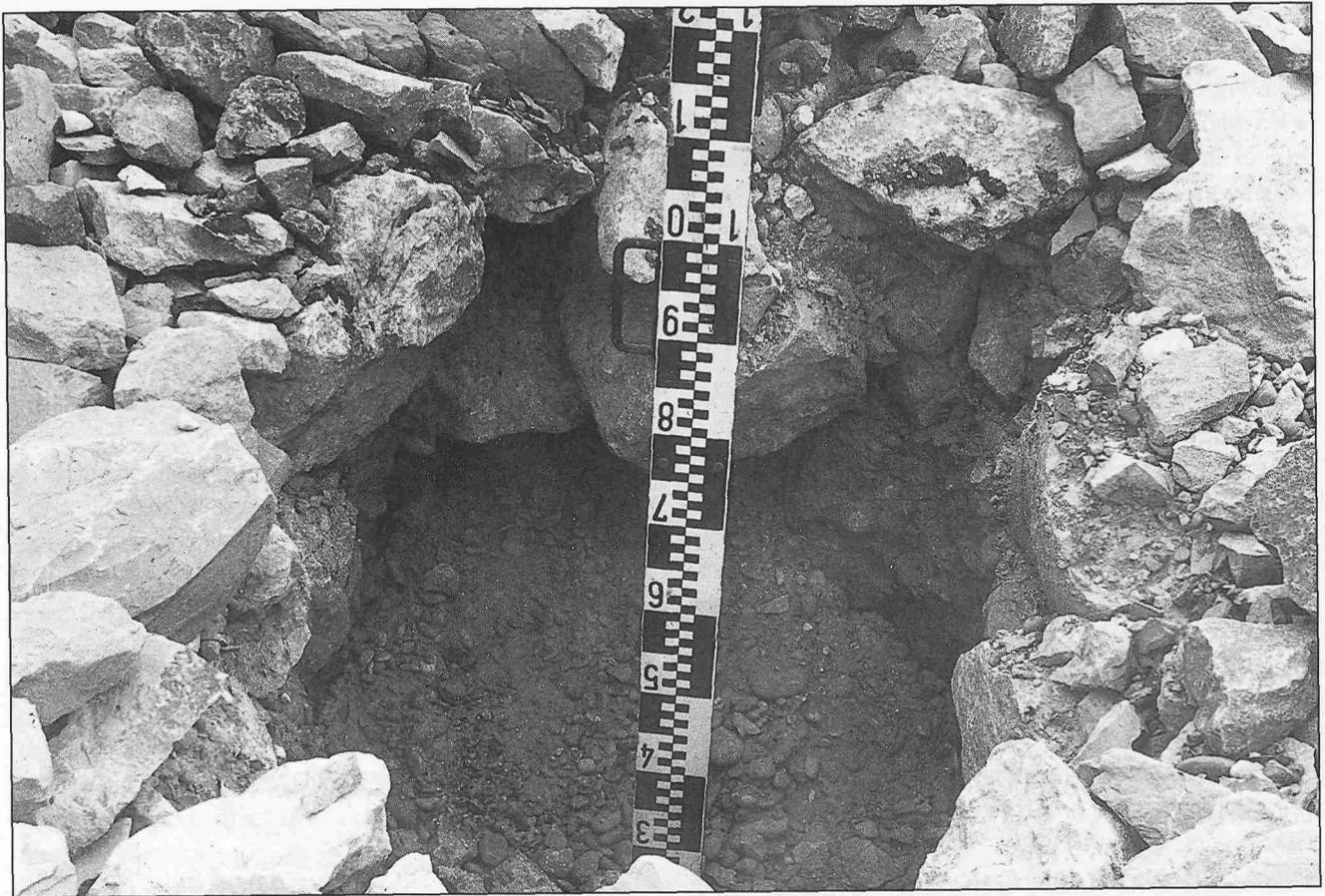
lic gradients and vertical flows between the fill and the foundation, thus maintaining the erosion. Since those devices have been plugged and replaced with vibrating wire gauges, the piezometric pressure readings have stabilised.

Granite materials are more prone to segregation when the granite is unevenly weathered. It becomes very significant in gravel with less than 20% fine materials. If the downstream filter is properly dimensioned, it can be noted after a certain time in operation that watertightness and head losses are concentrated in the few meters upstream of the filter where the fines settle. If not, heterogeneity leads to greater mobility of the fine materials, which are then not stopped, resulting in an irreversible increase in permeability.

1.4 – CONCLUSIONS

Based on the analysis of these incidents, several conclusions can be drawn:

- Failures have occurred in cases where surveillance or maintenance were deficient, and only at small dams or secondary dykes of outdated or over-simplified design.
- Careful surveillance significantly reduces the risk of failure due to internal erosion.
- Piping is more sudden and dangerous than suffusion. It mainly occurs when reservoirs are first filled or when floods occur at flood control banks.
- Despite the many problems and 18 breaches reported, internal erosion has never caused any casualty in France.
- The rare monitoring results measuring the progress of external suffusion (or contact suffusion) show that it is initially slow, then increases geometrically over several years. It would be wise to take advantage of this time to improve detection of suffusion.
- Conduits are still a subject of concern, and in large dams metal pipes should be placed in a gallery.



DIGUE DE VALLABREGUES
Fontis sur le parement amont

VALLABREGUES DYKE
Sinkhole on the upstream side

• 2 • METHODES DE DETECTION

2.1 – QUELQUES PRINCIPES DE DETECTION

Les maîtres d'ouvrages, confrontés à des pathologies induites par ces phénomènes d'érosion interne, ont la crainte que l'une d'entre elles ne soit assez rapide pour évoluer vers la rupture avant réparation. Pour parer à cette éventualité, il conviendrait de prévoir ou à défaut de détecter ou de préciser le cheminement des fuites préférentielles, responsables de ces pathologies, afin de mettre en oeuvre un confortement efficace et d'éviter la rupture.

■ 2 ■ DETECTION METHODS

2.1 – A FEW PRINCIPLES OF DETECTION

When dam owners are confronted with the problems induced by manifestations of internal erosion, they fear that any one of them might develop quickly enough to cause failure before it can be repaired. To preclude any such occurrence, the leakage paths causing the problems must be foreseen or, if not possible, detected so that effective strengthening action can be taken and failure avoided.

L'érosion interne est détectable. Sa détection précoce devrait empêcher toute menace de rupture. Mais les moyens diffèrent entre le renard et la suffusion :

- les renards exigent une vigilance extrême à la mise en eau et en période de crue. Les tournées de surveillance visuelle sont indispensables,
- la prévention contre la suffusion est plus facile. Elle semble à terme maîtrisable avant l'apparition d'anomalie extérieure, par la mise en place de certaines méthodes d'auscultation, comme la thermométrie profonde (voir 2.2.2).

Trois niveaux de détection existent :

- surveillance de routine,
- auscultation renforcée ou de contrôle en maintenance préventive,
- reconnaissance en vue d'une réhabilitation en maintenance curative.

A chaque niveau correspond des méthodes de détection qui lui sont spécifiques.

2.1.1 – AUSCULTATION DE ROUTINE EN EXPLOITATION

L'érosion interne modifie la perméabilité, elle se traduit donc par une variation de débit de fuite et de pression. Mais ces changements peuvent être si localisés qu'ils ne sont généralement détectés que par l'inspection visuelle.

L'inspection visuelle évite ainsi la majorité des ruptures en identifiant soit les apparitions d'humidité (suintement, changement de couleur, développement de la végétation, résurgence), soit les traces d'érosion (dépôts de matériaux érodés, particules en suspension). L'entretien du parement aval et de son caniveau périmétral (ou contrecanal) est nécessaire pour faciliter la surveillance.

Les débits de fuite et les niveaux piézométriques sont les mesures d'auscultation dont toute variation doit être rapidement analysée pour détecter une érosion interne.

2.1.2 – SURVEILLANCE RENFORCEE EN EXPLOITATION : MAINTENANCE CONDITIONNELLE

Si l'érosion interne est suspectée, le premier réflexe consiste à augmenter la fréquence des mesures et procéder à une surveillance renforcée avec la participation d'ingénieurs confirmés.

Les ouvrages zonés munis de filtres et de drains, conformes aux règles modernes, ne sont pas sujets à la

Internal erosion can be detected and early detection should prevent any risk of a failure. However, different means must be employed in the case of piping and that of suffusion:

- piping requires extreme care during first filling and floods, and it is crucial to perform visual inspections,
- prevention of suffusion is easier, as it seems possible to control it before any outside manifestation of a problem by implementing certain monitoring methods such as deep thermometry (see 2.2.2).

There are three levels of detection:

- routine surveillance,
- intensified surveillance, as part of conditional maintenance,
- investigations in view of rehabilitation, i.e. remedial maintenance.

Each level makes use of specific detection methods.

2.1.1 – ROUTINE MONITORING DURING OPERATION

Internal erosion affects permeability and is therefore revealed by variations in leakage flows and pressures. Such changes are often limited to local areas and can generally be detected only by visual inspection.

Visual inspection will therefore prevent most potential failures by identifying either traces of humidity (seepage, changes in colour, development of vegetation, resurgent springs), or traces of erosion (deposits of eroded materials, particles in suspension). Maintenance of the downstream face and the toe culvert is required to make surveillance easier.

Leakage flow rates and piezometer readings are mandatory elements in monitoring and any variation in them must be rapidly analysed to detect internal erosion.

2.1.2 – INTENSIFIED SURVEILLANCE DURING OPERATION: CONDITIONAL MAINTENANCE

If there is a suspicion that internal erosion is occurring, the first reflex should consist in taking measurements more often and intensifying monitoring with the participation of experienced engineers.

Zoned dams with filters and drains designed in compliance with modern practice will be in no danger of fail-

rupture, si la surveillance est régulière. Cependant, l'érosion interne n'est pas exclue, surtout en fondation des petits barrages en terre ou des digues, pour lesquels le programme de reconnaissances au moment de la construction a été limité pour des raisons économiques. En cas de signe annonciateur une investigation de l'origine de la fuite et de l'extension de la zone concernée est entreprise avec des méthodes économiques, adaptées soit à de petits ouvrages soit à des ouvrages de grande longueur.

Trois méthodes ont été souvent utilisées avec succès dans les fondations alluviales.

1. Méthodes géoélectriques (voir 2.2.4) : notamment l'électrofiltration, appelée aussi polarisation spontanée, a souvent réussi à localiser l'entonnement d'une fuite. Les mesures de conductivité en surface ou en forage ont récemment été utilisées avec succès.

2. Méthode thermique (voir 2.2.2) : les mesures de température ne sont utilisées dans les barrages que depuis une dizaine d'années pour identifier les écoulements préférentiels. Elles sont simples, précises et plus faciles à interpréter que les autres méthodes pour délimiter la zone concernée par l'érosion.

3. Traçage (voir 2.2.7) : cette méthode repère la source de la fuite et estime la vitesse de percolation. A VALLABREGUES les essais décrits en 4.10 localisèrent la source de la fuite dans le lit à 10 m de la rive. Dans le Rhône, le chlorure de sodium est jeté en vrac côté amont et la résistivité est mesurée côté aval. La vitesse de percolation de la fuite est estimée à $2.5 \cdot 10^{-2}$ m/s. Au barrage de LASTIOULLES Sud des traçages à l'eau salée en fond de forage ont permis de localiser une fuite à travers le masque interne bitumineux.

Dans des zones où la suffusion est suspectée, un bilan de l'état de l'ouvrage s'impose. Des mesures régulièrement espacées de température contribuent à quantifier le diagnostic d'un bilan annuel ou décennal d'un ouvrage en mettant en évidence des dérives. Plusieurs approches ont été testées à EDF (voir 2.2.2) :

- la thermométrie profonde,
- la thermographie infrarouge de surface,
- la fibre optique, susceptible de permettre une auscultation plus continue.

➔ LA THERMOMÉTRIE PROFONDE : BILAN ANNUEL

Alors que la thermométrie profonde n'était employée que dans des situations d'urgence, à titre curatif, il est apparu nécessaire de développer une application des mesures thermiques dans une démarche préventive. L'idée de base

est de surveiller régulièrement l'ouvrage. Cependant, l'érosion interne can never be ruled out, especially in the foundations of small earthfill dams or dykes where site investigations in the design and construction stages were limited for economic reasons. Should any sign indicating the possibility of internal erosion be noted, investigations of the origin of the leakage and the extent of the zone affected by it must be undertaken using economical methods, designed for either small dams or very long structures.

Three methods have often been successfully used for alluvial foundations.

1. Geoelectric methods (see 2.2.4): in particular electro-filtration, also known as self-polarisation, which is often sufficient to locate the inlet of a leak. Conductivity measurements at the surface or in drillholes have also recently been successfully used.

2. Thermal method (see 2.2.2): Temperature measurements have only been used in dams for about a decade to identify leakage paths. They are simple, accurate and easier to interpret than other methods in defining the area affected by the erosion.

3. Tracing (see 2.2.7): Tracing can be used to identify the source of a leak and to estimate seepage flow. At VALLABREGUES, the tests described in section 4.10 located the source of the leak in the riverbed 10 m from the bank. In the Rhone river, sodium chloride is released in bulk on the upstream side and resistivity is measured on the downstream side. The leak's seepage rate has been estimated at 2.5×10^{-2} m/s. At LASTIOULLES dam, tracing using salt water at the bottom of drillholes was used to locate a leak through the internal asphaltic core.

In zones where suffusion is suspected, the structure's condition must be assessed. Regular temperature measurements help in quantifying the diagnosis from an annual or a 10-year evaluation that shows any deviations. Several approaches have been tested at EDF (see 2.2.2):

- deep thermometry,
- remote sensing infrared thermography,
- fibre optics, a technique that may permit more continuous monitoring.

➔ DEEP THERMOMETRY: ANNUAL EVALUATION

When deep thermometry was being used only in emergencies, for remedial action, it became apparent that application of thermal measurements should be developed as a preventive approach. The basic idea consists in determining the local permeability of the embankment and checking that it is less than 10^{-6} m/s, which is a neces-

consiste à déterminer la perméabilité locale du remblai et de vérifier qu'elle est inférieure à 10^{-6} m/s, qui représente une condition nécessaire au développement de l'érosion interne (KHILLAR, 1985). Une telle approche est possible par interprétation annuelle des mesures de température (Johansson, 1994). Des mesures mensuelles de température dans les piézomètres ouverts, tous les mètres et sous la nappe, déterminent la perméabilité de la zone de fuite. Le suivi pluriannuel met en évidence la dérive de la perméabilité ou la pérennité des confortements.

La campagne commencée aux digues de CUSSET montre que des piézométries identiques peuvent correspondre à des situations très différentes : on distingue les fuites venant du Rhône, les remontées de la nappe des zones normales. L'étanchement du PK 7.34 par une paroi mince s'avère efficace, d'après la figure 6. La température au niveau du renard est totalement indépendante de celle du Rhône en janvier 1996, alors qu'un an plus tôt, elle en était très proche.

➔ **LA THERMOGRAPHIE INFRAROUGE DE SURFACE : BILAN DÉCENNAL OU EXCEPTIONNEL**

Sur les digues du Rhin, une campagne de détection des fuites d'une section de 108 km a été menée à partir d'un hélicoptère avec une caméra infrarouge ondes longues embarquée. L'analyse montre nettement les fuites localisées débouchant dans le contrecanal. Le coût comprend une partie fixe (mise à disposition du matériel) et une partie acquisition et traitement proportionnelle à la distance : 1000 à 1500 F/km.

➔ **LA FIBRE OPTIQUE : BILAN GÉNÉRALISÉ**

Une limite importante de l'application de la thermique profonde est l'espacement inévitable des points de mesures ; la limite de la thermographie de surface est qu'elle ne détecte les pathologies importantes que lorsque la fuite débouche superficiellement. La fibre optique apparaît une méthode prometteuse pour assurer une auscultation

sary condition for the development of internal erosion (KHILLAR, 1985). Such an approach is made possible by annual interpretation of temperature measurements (JOHANSSON, 1994). Monthly temperature measurements in open piezometers, spaced one metre apart and penetrating below the watertable, reveal the permeability of the leakage zone. Monitoring over a period of several years reveals any deviation in permeability or in the durability of reinforcing works.

The investigations that began with the CUSSET dykes showed that identical piezometric readings can correspond to widely differing phenomena: a distinction had to be made between leakage water from the Rhone river and normal rises in the watertable in the zones under study. Using a diaphragm wall to seal the dyke at the point dubbed PK 7.34 proved to be effective (cf. figure 6). The temperature at the location of the piping was totally independent from that of the Rhone river in January 1996, whereas a year earlier, the two temperatures had been very similar.

➔ **REMOTE SENSING INFRARED THERMOGRAPHY: DECENNIAL OR EXCEPTIONAL EVALUATION**

On the Rhine dykes, a helicopter with an on-board long-wave infrared camera was used to detect leakage over a stretch of 108 km. This analysis clearly pointed out

the leaks coming out into the side channel in places. The cost includes a fixed portion (equipment rental or procurement) and a portion for data acquisition and processing that is proportional to distance of FRF 1000 to 1500 per kilometre.

➔ **FIBRE OPTICS: GENERAL EVALUATION**

One of the major limitations on application of deep thermal means is the fact that the measuring points on a dyke several kilometres long are inevitably widely spaced; remote sensing thermography on the other hand is limited by the fact that it only detects a major problem when the leakage comes out at the surface. Fibre optics techniques seem to be a promising field of metrology for continuous

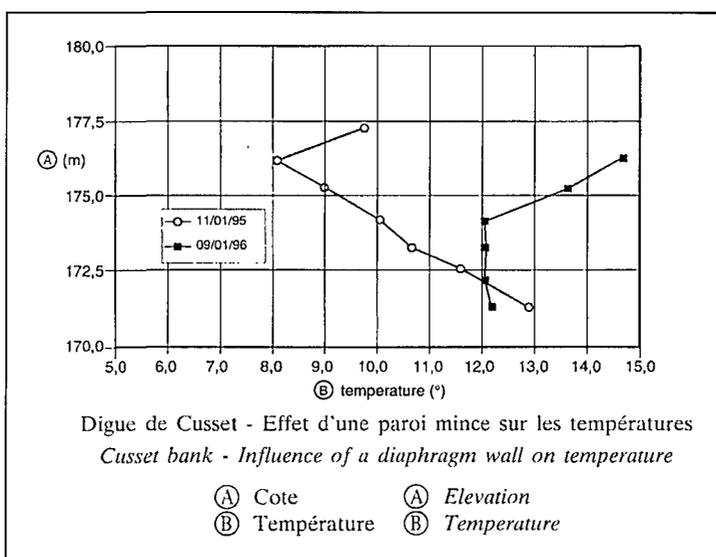


FIGURE 6 : Influence de la paroi mince sur les températures de l'eau au PK 7.34 de la digue de Cusset. Température du Rhône: 6°C

FIGURE 6: Influence of the diaphragm wall on water temperatures at PK 7.34 in the CUSSET dyke. Temperature in the Rhone river: 6°C

continue : elle peut mesurer tous les mètres la température sur des distances de plusieurs kilomètres.

2. 1.3.– LA RECONNAISSANCE EN VUE D'UNE REHABILITATION : MAINTENANCE CURATIVE

Le but recherché est de trouver puis de délimiter les zones à problèmes : discontinuités, fractures, cavités évolutives dans le rocher et couches perméables ou érodables dans le sol.

La méthodologie à mettre en oeuvre consiste à procéder à une reconnaissance légère superficielle, pour s'orienter ensuite vers des études de détail sur les zones jugées plus préoccupantes, et enfin pour ajuster le programme des travaux. Pour cerner au mieux les zones à problèmes dans des conditions techniques acceptables, on est généralement amené à coupler plusieurs techniques en respectant la chronologie suivante :

1. Reconnaissance préliminaire superficielle de l'ouvrage, si possible avec des mesures en continu, par des méthodes légères du type électromagnétiques, géoradar ou campagne pénétrométrique pour les fondations alluviales de digues et de canaux.
2. Reconnaissance spécifique sur les zones présumées suspectes, par utilisation de diagraphies : enregistrement de paramètres, sondages électriques pour localiser les anomalies.
3. Reconnaissance détaillée par des reconnaissances mécaniques traditionnelles (carottage, essais d'eau Lugeon ou Lefranc) et des méthodes géophysiques continues (méthode du cylindre électrique).

Dans les paragraphes suivants, on insistera sur trois méthodes de reconnaissance géotechniques économiques : l'enregistrement de paramètres, le pénétromètre léger et le Perméafor.

➡ ENREGISTREMENT DE PARAMÈTRES DE FORAGE

On se souvient des sondeurs très expérimentés qui pouvaient décrire le sol en cours de carottage, par vibrations ou d'après le comportement de leur sondeuse. Les premiers systèmes d'acquisition, tel l'Enpasol, mis au point dans les années 70, a eu pour but de systématiser et de compléter cette expérience du sondeur, en enregistrant certains paramètres de forage. Analogiques puis numériques, ces procédés se sont largement développés, et ont abouti tout récemment à leur troisième génération. (D. GOUVENOT et J-P HAMELIN, 1996) et (D. GOUVENOT, J-P HAMELIN et J-G LAFONTA, 1990) et (G-Y FENOUX, 1985).

monitoring, as the temperature can be measured every meter over distances of several kilometres.

2. 1.3 – INVESTIGATIONS FOR REHABILITATION: REMEDIAL MAINTENANCE

Here the objective is to find and then set boundaries on problem areas: discontinuities, fracturing, cavities of an unstable nature in rock, and permeable or erodible layers in soil.

The most suitable methodology consists in undertaking simple surface investigations and then working towards more detailed studies on the areas that are deemed to be more worrisome, to fine-tune the programme of work. To better define problem zones within acceptable technical conditions, several techniques are often combined in the following order:

1. Preliminary surface investigation of the dam if possible with continuous measurements using simple methods, i.e. electromagnetic, georadar or penetrometer investigations for the alluvial foundations of dykes and canals.
2. Specific investigations of zones assumed to be suspect, by means of logging: recording of drilling parameters and electrical probes to locate anomalies.
3. Detailed investigations using traditional mechanical investigation means (core sampling, Lugeon or Lefranc water tests) and continuous physical methods (the electric cylinder method).

In the following sections, we highlight three economical geotechnical investigation methods: recording of drilling parameters, light penetrometer measurements and the permeafor.

➡ RECORDING DRILLING PARAMETERS

We can all remember those highly experienced drillers who could describe the ground during drilling just by the vibrations or the behaviour of their rig. The first data acquisition systems, such as LUTZ, developed in the 70s, were designed to make that experience more systematic and complement it by recording certain drilling parameters. Those processes, analog and then digital, have been widely developed, and recently a third generation has appeared. (D. GOUVENOT and J-P HAMELIN, 1996), (D. GOUVENOT, J-P HAMELIN and J-G LAFONTA, 1990) and (G-Y FENOUX, 1985).

L'enregistrement numérique de paramètres (tel l'ENPASOL) consiste à équiper une machine de forage avec une série de capteurs. Les réactions de la machine lors du forage sont enregistrées à l'aide d'une centrale d'acquisition, en fonction de la profondeur atteinte par l'outil, ce qui permet d'éditer ensuite des diagrammes comparables à un log de sondage carotté (figure 7).

Les enregistrements numériques sont stockés sur une cassette magnétique. Les développements effectués depuis ont porté d'une part, sur les aspects matériels : nouveaux capteurs, nouvelles centrales de mesures, et d'autre part, sur le logiciel : les techniques informatiques, statistiques, de traitement de données et de systèmes experts sont largement utilisées et améliorent significativement l'interprétation des résultats.

L'ensemble de ces innovations a profondément renouvelé l'ancienne technique des paramètres de forage, qui apparaît de plus en plus comme une méthode permettant de caractériser in situ les sols ou les roches de fondation à partir d'une technique d'étalonnage validée (PFISTER, 1985, PFISTER et HAMELIN, 1985, DARRICAU et DELETIE, 1989). Utilisé sur les digues du Rhin, l'enregistrement de paramètres a permis de distinguer les graves compactes, les graves peu densifiées, les sables compacts et les sables lâches, là où le pénétromètre ne passait pas (grave 0/200 mm).

Les paramètres enregistrés apportent un certain nombre d'avantages :

- continuité de la mesure (par opposition à l'échantillonnage tous les 1 ou 2 m des essais classiques),
- traversée de tous types de terrains (dans certains terrains, l'essai pénétrométrique n'est plus possible),
- avantages liés habituellement aux forages destructifs : rapidité, économie, facilité de mise en oeuvre.

Digital recording of drilling parameters (e.g. ENPASOL) consists in fitting a drilling machine with a series of sensors. The machine's reactions during drilling are recorded by a central data acquisition unit, according to the depth at which the drill is working, which means that diagrams comparable to a core sample log can be output later (figure 7).

Digital recordings are stored on a magnetic cassette. Developments since the origins of the technique have concerned both hardware, i.e. new sensors and new measurement processing units, and software, i.e. computer techniques, statistics, data processing and expert systems, which are all widely used and significantly improve interpretation of results.

All of these innovations have had a radical effect of renewal on the old drilling techniques, which today are increasingly seen as methods for in situ characterisation of foundation soils or rocks, based on a validated calibration technique (PFISTER, 1995, PFISTER and HAMELIN, 1985, DARRICAU and DELETIE, 1989). Drilling parameter recording on the Rhine river dykes was used to distinguish between compact gravels, relatively loose gravels, compact sand and loose sand, in places where the penetrometer could not penetrate (0/200 mm gravel).

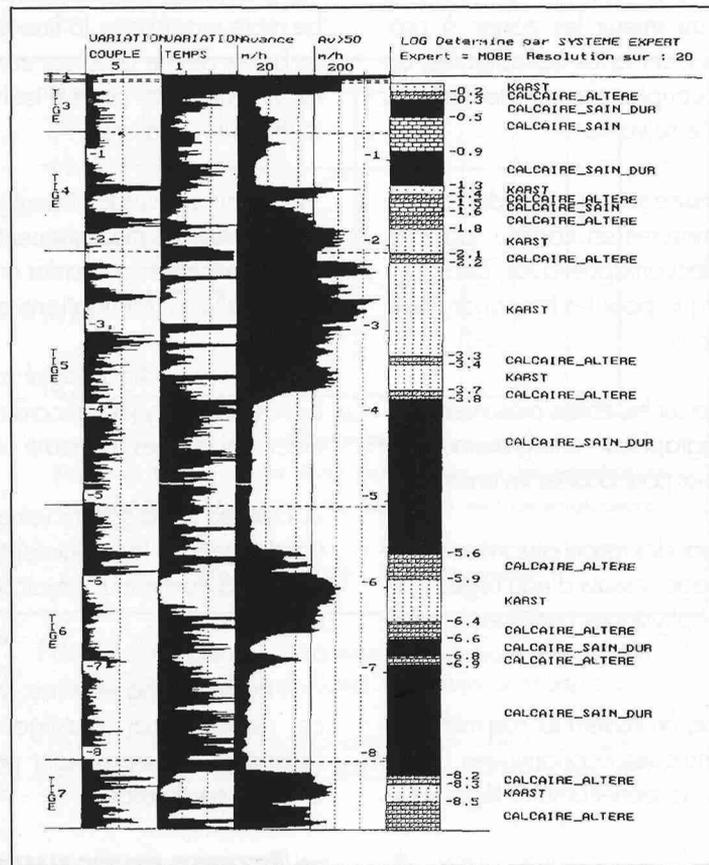


FIGURE 7 - Détermination des couches de terrains par système expert à partir de diagrammes instantanées (Système Enpasol)

FIGURE 7: Determination of ground layers by expert system from instantaneous logs (ENPASOL system)

Parameter recording offers a number of advantages:

- continuous measurement (versus the sampling every 1 or 2 meters that is possible with conventional tests);
- passage through all types of ground (penetrometers can't handle some types of ground);
- advantages that are usually offered only by destructive drilling, i.e. speed, low cost, and easy use.

Il a été courant d'opposer les méthodes géophysiques et les méthodes géotechniques. En réalité, il est très utile d'utiliser ces procédés en complémentarité, et de les appuyer l'un sur l'autre. Les mesures géotechniques ne donnent que des informations le long du forage. Or, il est possible d'utiliser les forages pour réaliser des mesures de géophysique et tester le sol entre les forages. Il est alors très intéressant de corréler les données géotechniques obtenues avec les données géophysiques fournies entre les forages. Ainsi les diagraphies instantanées (paramètres de forage) permettent de préciser les données de la géophysique au voisinage du forage, là où la géophysique est relativement peu précise (tomographie sismique, cylindre électrique).

La figure 8 gauche donne l'interprétation classique de la tomographie sismique (incertitude sur les bords du volume investigué). La figure 8 droite montre que le traitement complété par les diagraphies instantanées ne contient pas d'erreurs aux frontières du volume examiné.

Les progrès remarquables obtenus pour la reconnaissance des sols sont également utilisés lors des contrôles des travaux d'injections (voir 3.2.2).

Geophysical methods have often been considered as an alternative to geotechnical methods, but in fact it is very useful to use those processes to complement each other and to base them on each other. Geotechnical measurements only give information along the drillhole, but it is possible to use those same drillholes to take geophysical measurements, and thus to test the ground between drillholes. It can then be very interesting to correlate the geotechnical data with the geophysical data acquired between the drillholes. Thus instantaneous logs (drilling parameters) give additional details to the geophysical data near the drillhole, where geophysical measurements are relatively imprecise (seismic tomography, electric cylinder).

The left side of figure 8 gives the classic interpretation of seismic tomography, with uncertainty around the boundaries of the mass under investigation. The right side of that figure shows that processing with the addition of instantaneous logs has no errors at the borders of the volume being examined.

The remarkable progress made possible in soil investigations can also be exploited in controlling grouting operations (see 3.2.2).

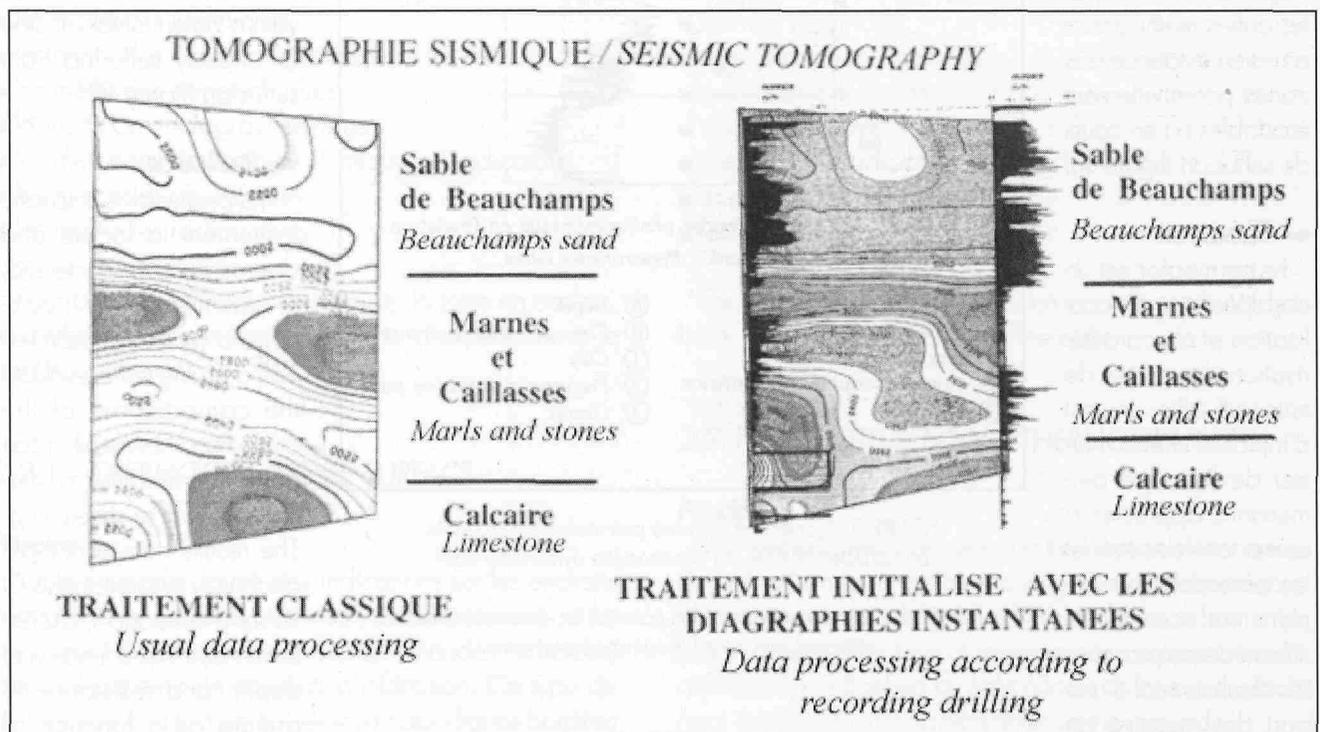


FIGURE 8 - Tomographie sismique : recalage des traitements des données à l'aide des paramètres de forage

FIGURE 8: Seismic tomography: adjustment of data processing using drilling parameters

➔ PÉNÉTROMÈTRE DYNAMIQUE LÉGER

Les digues en plaines alluviales ont une longueur telle que les méthodes d'investigations rapides et économiques sont à rechercher. L'une d'entre elles est l'analyse de la fondation par pénétromètre dynamique léger. En effet les zones les plus sujettes à la suffusion, sont constituées de bicouche limon sur grave ou argile sur grave. Elles sont très bien décelées au pénétromètre dynamique léger, le Panda. L'essai consiste à enfoncer un train de tiges par battage au marteau. La vitesse du marteau au moment de l'impact et le déplacement de la tige sont enregistrés, transmis à un ordinateur puis traités par un logiciel. La profondeur dans les fondations sablo-graveleuses est limitée à 6 m. Cela diminue peu l'intérêt de cette prospection puisque les fuites de fondation potentiellement dangereuses sont très souvent dans les premiers mètres de la fondation. Une cinquantaine de profils par personne et par jour est possible dans une zone réduite. Son utilisation sur les digues de CUSSET a confirmé les zones à risque déterminées par les autres méthodes et a mis en évidence des zones potentiellement érodables ou en cours de suffusion (figure 9).

➔ PERMÉAFOR

Le perméafor est un outil spécifique de localisation et de caractérisation des zones de fuites. Il allie un test d'injection d'eau à un test de fonçage permettant d'apprécier la compacité des sols et leur pénétrabilité par une paroi mince ou un rideau de palplanche. Les résultats sont d'une part des mesures de débit Q rapportés à une charge constante H exprimés en Q/H fonction de la profondeur et d'autre part des résistances au fonçage fonction de la profondeur. 4 sondages de 15 m sont réalisables journalièrement et l'interprétation est immédiate (URSAT, 1995).

➔ LIGHT DYNAMIC PENETROMETER

Dykes in alluvial plains are so long that rapid and economical investigation methods must be sought out. One such method is foundation analysis by light dynamic penetrometer. In fact, the areas that are most vulnerable to contact suffusion are made up of two layers, either silt on gravel or clay on gravel. They can be very accurately investigated with the light dynamic penetrometer, the Panda. This type of test consists in driving in a line of rods with a hammer. The speed of the hammer at the moment of impact and the movement of the rod are both recorded, transmitted to a computer and then processed by specific software. Depth in sand-gravel foundations is limited to 6 meters. This is not however a great handicap to the use of this kind of investigation, since potentially hazardous

foundation leakage is very often in the first few meters of the foundation. A rate of about fifty profiles per person and per day is possible in a limited area. Use of the technique on the CUSSET dykes confirmed the hazard zones that had been determined by other methods, and revealed other zones with a potential for erosion or already suffering from suffusion (figure 9).

➔ PERMEAFOR

The permeafor is a specific instrument to locate and determine the characteristics of leakage zones. It combines a water injection test with a driving test to evaluate the compactness of the ground and how easily it can be penetrated by a diaphragm wall or sheetpiling. The results consist of both discharge measurements Q versus a constant H , expressed in Q/H as a function of depth, and resistance to driving as a function of depth. Four 15 m drillholes can be bored daily and the results interpreted immediately (URSAT, 1995).

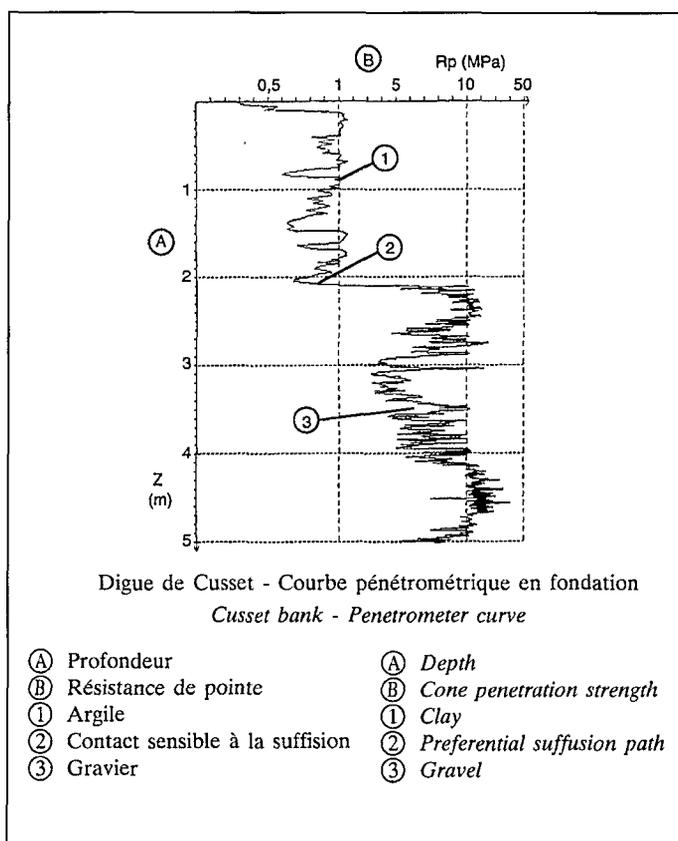


FIGURE 9 : Contact argile-grave potentiellement érodable par suffusion détecté par pénétromètre dynamique léger

FIGURE 9: Clay-gravel contact with potential for erosion by suffusion detected with a light dynamic penetrometer

2.2 – METHODES GEOPHYSIQUES DISPONIBLES

Parmi les moyens de détection, les méthodes géophysiques sont très utiles. Pour chacune d'elle, on présente le retour d'expérience acquis chez EDF et à la CNR puis on expose une doctrine d'aide au choix des méthodes les plus appropriées en fonction des cas d'études, des objectifs, des budgets et des modes de confortements prévus.

Ces méthodes s'appliquent soit pour une reconnaissance spécifique soit pour suivre une évolution dans le temps. La mise en oeuvre d'une auscultation spécifique nécessite en général l'installation ponctuelle d'appareils de mesures (appareils mobiles installés pour chaque campagne sauf exceptions). Les méthodes disponibles font appel aux propriétés physiques des sols (conductivité, potentiel propre, magnétisme, module d'élasticité, température, ...) ou chimiques (mesure de la radioactivité, l'activité chimique des éléments en solution dans l'eau de percolation de la digue, ...).

Les méthodes géophysiques appliquées à la détection de fuites ou de zones décomprimées liées au phénomène d'érosion interne sont les suivantes :

- les méthodes thermiques,
- les méthodes électromagnétiques,
- les méthodes géoélectriques,
- la méthode microgravimétrique,
- les méthodes de traçage chimique ou radioactif,
- les méthodes acoustiques,
- les méthodes radioactives.

Pour chaque méthode, le principe, la mise en oeuvre, la méthode d'interprétation, le retour d'expérience et le coût sont abordés.

2.2.1 – THERMOGRAPHIE DE SURFACE

Principe

Cette méthode donne des indications sur les endroits humides (changements anormaux de température) ou sur les sources de température profonde (chaudes ou froides) pouvant provenir de courants d'infiltration. Ce type de mesure convient tout particulièrement aux digues bordées de contrecanaux ou de lacs dans lesquels le transport de chaleur s'effectue plus rapidement que dans le sol.

Matériel et mise en oeuvre

Ces mesures peuvent être faites soit au niveau du sol (thermomètre, pyromètre), soit à l'aide d'une caméra ther-

2.2 – AVAILABLE GEOPHYSICAL METHODS

Of all the detection techniques, geophysical methods are among the most useful. For each of those methods, we present the feedback from their use acquired by EDF and the CNR, and then propose a policy to aid in the choice of the most suitable methods, depending on the case under study, the objectives of the study, its budget, and the planned strengthening methods.

This type of method is used either as part of a specific investigation, or to follow a phenomenon over time. Implementing such specific monitoring generally requires measuring devices to be temporarily installed (i.e. mobile devices installed for each measuring campaign, except for exceptional cases). The available methods address the physical properties of soils (conductivity, specific potential, magnetism, elastic modulus, temperature, etc.) or their chemical properties (radioactivity, chemical activity of dissolved elements in seepage water within the dyke, etc.).

The geophysical methods that can be used in detecting leaks or decompressed zones related to internal erosion are the following:

- thermal methods,
- electromagnetic methods,
- geoelectric methods,
- microgravimetric method,
- chemical or radioactive tracing methods,
- acoustic methods,
- radioactive methods.

For each, principles, implementation, interpretation, feedback and cost are addressed hereafter.

2.2.1 – REMOTE SENSING THERMOGRAPHY

Principle

This method gives indications on the location of wet areas (through abnormal temperature changes) or on deep sources of temperature (hot or cold) which could result from infiltration currents. This type of measurement is especially suitable for dykes flanked by side canals or lakes, in which heat is carried more rapidly than in the ground.

Equipment required and implementation

Such measurements can either be made at the level of the ground (thermometer, pyrometer), or using on-board measuring devices such as a thermographic TV camera on a helicopter; in the last case, one of the tricky points

mique embarquée en hélicoptère ; dans ce dernier cas le repérage exact du point de mesure constitue un des points délicats de la méthode.

Les ondes invisibles (infrarouges par exemple), avec prise de vues uniques ou, de préférence, continues, permettent de connaître l'état de la digue à partir de l'intensité des radiations (Photos 5 à 8 page 55). Selon la technique utilisée, on peut déterminer les radiations appartenant uniquement au domaine thermique infrarouge (pyromètre, caméra thermique) ou celles qui appartiennent à d'autres domaines de longueur d'onde (le scanner multispectral permet d'enregistrer 11 longueurs d'onde différentes).

Interprétation

L'exploitation temps réel est intéressante parce qu'elle permet de découvrir des anomalies immédiatement exploitables ou reconnues par un expert présent dans le vecteur (aérien ou non). Toutefois, un travail postérieur en laboratoire est indispensable pour étudier en finesse ce qui n'a pu être vu au « premier passage ». Le principe est de minimiser le temps de vol, c'est-à-dire d'intervention sur site, qui est coûteux parce qu'il mobilise beaucoup de matériel et de personnel. Il faut aller vite, effectuer un enregistrement continu et essayer de « tout voir ».

Retour d'expérience et coût

Depuis 1987, la Division Technique Générale d'EDF s'est intéressée à la technologie de mesures thermographiques. Un premier essai a pu être réalisé sur les digues du Rhône à BEAUCHASTEL (EDF/CNR), 10 capteurs «thermographie IR» disponibles sur le marché furent testés. Cette opération permet de sélectionner le matériel. La technique a depuis été continuellement améliorée à la Division Technique Générale, en particulier à la demande du Département Ouvrage et Matériel de la Direction Production Transport d'EDF. En 1994, une inspection de 108 km cumulés de digues a été mise en oeuvre sur le Rhin par la Division Technique Générale d'EDF et l'Unité de Services et Ingénierie-Est, sous l'égide du Département Ouvrages et Matériels de la Direction Production Transport d'EDF. Cette campagne d'inspection a été réalisée avec une caméra infrarouge ondes longues héliportée. Les résultats de cette inspection montrent que des fuites localisées, débouchant dans le contrecanal sous le niveau d'eau peuvent être découvertes sans être décelables visuellement. La végétation peut constituer un obstacle. Certains sites ne sont pas propices à ce genre d'expérimentation; pour tous les autres, un certain savoir-faire est nécessaire pour choisir la période d'intervention, s'adapter à la météo et interpréter les contrastes de rayonnement.

in the method is locating the measuring point with accuracy.

Invisible waves (for instance infrared), taking still views or even better filming continuously, can be used to evaluate the state of an embankment, based on the intensity of the radiation (photos 5 to 8 on page 55). Depending on the technique used, radiation can be detected that belongs solely to the infrared thermal field (with a pyrometer or a thermographic camera), or radiation belonging to other wavelength fields: the multispectral scanner in particular can record 11 different wavelengths.

Interpretation

Real time interpretation is of interest in detecting anomalies that can be exploited or recognised immediately by an expert present in the vector (whether that is aerial or not). However, lab work is still required afterwards to study in detail any points that were not noticed in the « first run ». The principle here is to minimise flight time, i.e. field investigations that are costly because they mobilise a lot of equipment and personnel. The goal is to work fast, record continuously and try not to miss anything.

Feedback and cost

Since 1987, EDF's General Technical Department (DTG) has taken a keen interest in thermographic measurement technology. A first test was done on the Rhone river dykes at BEAUCHASTEL (EDF/CNR), ten off-the-shelf infrared thermography sensors were tested, which made it possible to select equipment. Since then, the technique has been under constant development at the General Technical Department, in particular at the request of EDF's Generation and Transmission Division's Dam and Equipment Department. In 1994, an inspection of a total length of 108 km of dykes was undertaken on the Rhine river by EDF's General Technical Department and the Eastern France Engineering Services Centre, sponsored by EDF's Generation and Transmission Division's Dam and Equipment Department. This inspection campaign made use of a helicopter-transported long-wave infrared camera. It demonstrated that leaks running into the side canals under the water's surface could be detected although they were hidden to the naked eye. Plant cover can be a hindrance. Some sites are not conducive to this type of experiment; in any case, some expertise is required to choose the best time to do the work, take weather conditions into account, and interpret contrasts in the radiation.

The actual cost of the operation is difficult to calculate. EDF has never used a multispectral scanner, but structures in Germany have been inspected in this way (ARMBRUSTER H., DOSCHER H.D. and SARTORI M., 1985).

Le scanner multispectral n'a jamais été utilisé au sein d'EDF mais il l'a été sur des ouvrages allemands (ARM-BRUSTER H., DOSCHER H.D. et SARTORI M., 1985).

2.2.2 – THERMOMETRIE PROFONDE

Principe

Les méthodes thermométriques profondes sont employées par les géothermiciens depuis plusieurs décennies pour les études thermiques en aquifère profond (prospection hydrogéologique, prospection de sources d'énergie géothermique). Dans le domaine des barrages en remblai, où elles ont pour objet d'identifier les écoulements préférentiels, elles sont utilisées depuis un peu plus de 10 ans (principalement en Suède et en Allemagne).

Plusieurs sources de chaleur influencent le remblai :

- les radiations solaires,
- la température de l'air,
- la température de la retenue ou du canal,
- la température géothermique de la nappe.

Les deux sources les plus influentes sont la température de l'air et de l'eau. Leurs variations sont cycliques selon une période annuelle et ont une amplitude de l'ordre de 20°C (en France). Il est très important de noter qu'il existe un décalage entre la température de l'eau et celle de l'air qui est mis à profit dans la technique.

Dans le remblai, deux échanges de chaleur interfèrent avec des amplitudes et des déphasages différents :

- la conduction (échauffement du sol sans écoulement à partir de la température de l'air à l'aval et de l'eau à l'amont),
- l'advection (transport de chaleur à partir des écoulements préférentiels venus de la retenue).

L'analyse des fluctuations saisonnières montre que :

- la profondeur d'influence des variations annuelles par conduction est d'environ 15 m,
- l'advection devient prépondérante devant la conduction à partir de 5 m pour un matériau étanche dont la perméabilité est inférieure à 10^{-7} m/s : toute fuite au delà de 5 m de profondeur créera donc une anomalie thermique nette.

L'analyse thermique profonde consiste à détecter les fuites à partir des anomalies thermiques qu'elles génèrent dans un remblai. Dans une digue à une profondeur supérieure à 5 m, ces anomalies sont engendrées par l'advection horizontale, c'est à dire un transport de chaleur à partir de la retenue dans les couches érodées ou de forte perméabilité, qui modifie le champ de température imposé par l'air : elles sont mesurées et interprétées

2.2.2 – DEEP THERMOMETRY

Principle

Geothermists have been using deep thermometric methods for several decades in thermal study of deep aquifers, for example in hydrogeological prospecting, or prospecting for sources of geothermal energy. Their purpose when used on embankment dams is to identify leakage paths, and they have been in use for a little over 10 years, mainly in Sweden and Germany.

Several heat sources have an impact on embankments:

- solar radiation,
- air temperature,
- reservoir or canal temperature,
- groundwater geothermal temperature.

The two most influential sources are air and water temperature. These vary in annual cycles, with an amplitude around 20°C in France. It is important to note that there is a difference between water temperature and air temperature that is exploited in this technique.

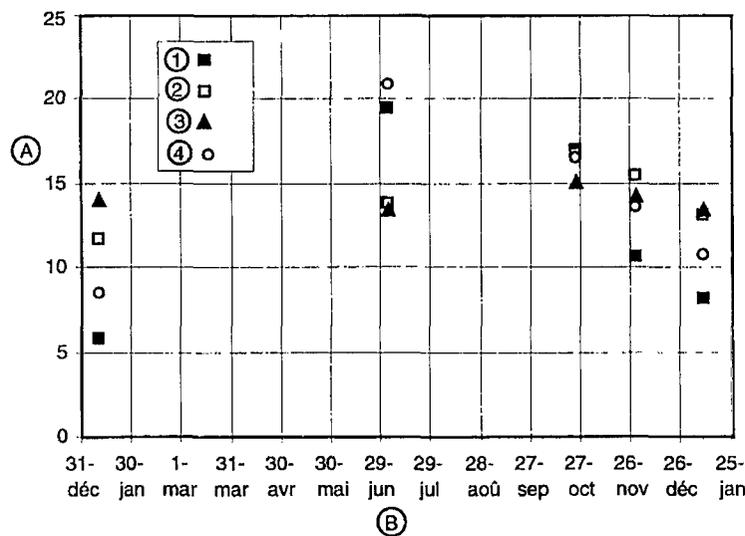
Within an embankment, two heat exchanges interfere with differing amplitudes and phase displacements:

- conduction, which is when the ground heats with no flow, starting from air temperature downstream and water temperature upstream;
- advection, when heat is carried along the leakage paths from the reservoir.

An analysis of seasonal fluctuations shows that:

- the depth to which annual variations due to conduction have an influence is about 15 m,
- advection supplants conduction after a depth of 5 m for a watertight material with permeability of less than 10^{-7} m/s, so that any leak over 5 m deep will create a clear thermal anomaly.

A deep thermal analysis consists in detecting leaks from the thermal anomalies those leaks will generate in an embankment. In an embankment over 5 m deep, such anomalies will be due to horizontal advection, meaning heat being carried from the reservoir in eroded layers or ones of high permeability; this modifies the temperature field imposed by the air. Those anomalies are easy to measure and interpret, and often a single measurement will suffice. There is great interference from thermal sources in the surface layer down to a depth of 5 m at most, because of the strong influence of transient fluctuations in air temperature, and no interpretation can be envisaged without a series of measurements taken over time (figure 10) and the use of numerical models.



Digue de Cusset - Température de 3 piézométries identiques
Cusset bank - Temperature of 3 equal head piezometers

- (A) Température en degrés Celsius
 ① Température du Rhône
 ② Piézomètre 1 : pas d'anomalie
 ③ Piézomètre 2 : remontée de la nappe
 ④ Piézomètre 3 : fuite venant du Rhône

- (A) Temperature (°C)
 ① Rhône temperature
 ② Piezometer 1 : no problem
 ③ Piezometer 2 : Water table flow
 ④ Piezometer 3 : Leakage from Rhône river

FIGURE 10 : Mesures de variation de température dans le temps

FIGURE 10: Measurements of temperature variations over time

de manière simple ; souvent même une seule mesure suffit. L'interférence des sources thermiques est importante dans la tranche superficielle jusqu'à 5 m de profondeur au maximum (forte influence des fluctuations à courte période de la température de l'air) et l'interprétation ne peut être envisagée qu'avec une série de mesures dans le temps (figure 10) et l'emploi de modèles numériques.

Matériel et mise en oeuvre

Deux techniques, correspondant à deux philosophies distinctes, peuvent être mises en oeuvre :

- la technique de mesure dans des piézomètres existants : thermométrie d'auscultation renforcée,
- la technique de mesure dans des tubes battus : thermométrie en vue d'un confortement.

La mise en oeuvre de cette dernière technique, basée sur une méthodologie brevetée par GTC Kappelmeyer GMBH en Allemagne, est caractérisée par les opérations suivantes : fonçage de tubes, mesures des températures obtenues avec une chaîne de thermistances, arrachage des tubes.

La profondeur d'investigation est déterminée par la nature et la cote de la fondation. L'implantation sur les profils en long dépend de l'extension, constatée à l'exutoi-

Equipment required and implementation

Two techniques, corresponding to two distinct approaches, can be used:

- the technique of measuring in existing piezometers, i.e. thermometry for intensified monitoring,
- the technique of measuring using standpipes driven into the fill, i.e. thermometry in preparation for reinforcement.

The latter technique is based on a patented methodology developed by GTC KAPPELMEYER GmbH in Germany, involving the following operations: first the standpipes must be driven in, then temperatures are measured with a chain of thermistors, and then the tubes are pulled out.

The depth of investigation depends on the nature and elevation of the foundation. The layout of the profiles lengthways depends on how big the leakage zone is observed (from its outlet) or assumed to be, and the nature of the materials in the dyke. The spacing between the standpipes is determined according to the accuracy required from the investigations and the budget for the study: it may be 20 m when the area of study is very long, or 6 or 8 m for studies intended to precisely locate a leak that has already been discovered.

re, ou supputée, de la zone de fuite, et de la nature des matériaux constitutifs de la digue. L'espacement entre les tubes est lié à la précision souhaitée lors de la campagne et à l'enveloppe budgétaire allouée à l'étude ; il est de 20 m pour de grands linéaires investigués et de 6 m, 8 m pour des campagnes visant à localiser précisément une fuite précédemment reconnue.

Interprétation

Les résultats obtenus par EDF ou la CNR l'ont été sur des digues de canaux. La méthode thermométrique mise en oeuvre dans des tubes battus est limitée en profondeur : il semble que 20 m de forage soit un maximum et l'application aux barrages en terre reste donc réduite. Par ailleurs, dans le cas de barrages en terre, il est utile d'acquérir une série de mesures dans le temps pour pouvoir conclure d'une manière plus sûre et pour estimer une valeur de perméabilité à partir de l'interprétation des mesures. Il est alors nécessaire pour utiliser la thermique profonde sur des barrages en terre de mesurer les températures dans des tubes pérennes tels que les piézomètres. Il apparaît donc intéressant de développer, à la lumière de l'expérience suédoise ou allemande une thermique d'auscultation sur les barrages en terre. Deux types d'interprétation sont effectués :

- la reconnaissance thermométrique qui analyse les températures à un instant donné,
- la thermométrie d'auscultation qui analyse la variation de la température dans le temps.

Les données issues d'une campagne de reconnaissance thermométrique dans une digue ou un barrage en terre de faible hauteur sont usuellement présentées sous forme de graphes de la température en fonction de la profondeur pour chaque sondage et sous forme de profils en long (pour tous les sondages) à différentes cotes. Cette méthode permet donc de positionner en plan et en cote les zones de cheminement préférentiel de l'eau de la retenue percolant à travers la digue à partir de la comparaison de la température de la retenue et des isothermes à travers la digue (figure 11).

La température mesurée par la thermométrie d'auscultation au sein du barrage est cyclique. L'étude de son déphasage et de son amortissement par rapport à celle de la retenue permet de quantifier le débit de fuites (on a un phénomène de conduction seule si la perméabilité est nulle et un phénomène d'advection prépondérant si la perméabilité est infinie). Une double interprétation mathématique et physique du phénomène, proposée par Sam JOHANS-

Interpretation

EDF and the CNR have achieved some results on dykes along canals. The thermometric method involving standpipes is limited in terms of depth, as 20 m would seem to be a maximum for driving, and application to earthfill dams is still limited. However, for earthfill dams it is useful to acquire a series of measurements over time, so that more reliable conclusions can be drawn and a permeability level estimated from interpretation of those measurements. So to use deep thermal methods on earthfill dams, temperatures must be measured in permanent pipes such as piezometers. It would therefore seem interesting to develop thermal methods for monitoring earthfill dams in the light of Swedish or German experience. Two types of interpretation are done:

- investigation thermometry to analyse temperatures at a given time,
- monitoring thermometry to analyse temperature

The data from thermometric investigations in a dyke or low earthfill dam are usually presented in the form of temperature charts according to depth for each drillhole, and in the form of longitudinal profiles at various elevations for all of the drillholes together. This method therefore makes it possible to locate in both the plane and in elevation, the leakage paths from the reservoir through the dyke, by comparing the reservoir temperature with isotherms through the dyke (figure 11).

The temperature measured by monitoring thermometry within a dam is cyclical. By analysing its lagtime and attenuation versus reservoir temperature, leakage flows can be quantified (if permeability is 0, conduction alone is involved, and if permeability is infinite, advection is

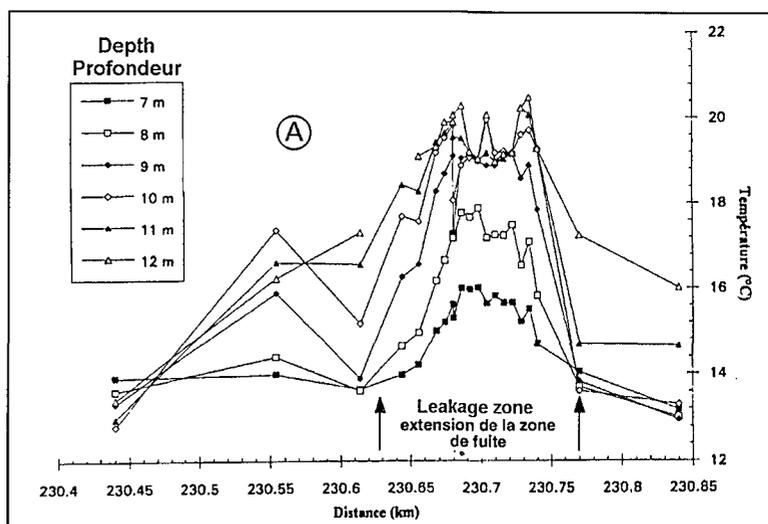


FIGURE 11 : Exemple de fuite détectée par la thermométrie profonde

FIGURE 11 : Example of a leak detected by deep thermometry

SON (1997), déduit le débit et la perméabilité du sol, à partir de l'équation de transport de la chaleur. Johansson a défini deux méthodes de recherche de la perméabilité d'une zone de fuite dans un barrage en terre.

Pour la première, on mesure la variation de température annuelle de la retenue et de plusieurs points situés sur une verticale dans un piézomètre ou un puits drainant. De ces mesures, on estime la hauteur H de la zone de fuite d'après la forme du profil des écarts annuels maximaux de température. On considère un point M de ce profil à une distance x de la retenue. On évalue le déphasage de la température de ce point par rapport à la retenue, t_d , on en déduit la vitesse thermique v_t qui est liée à la vitesse de Darcy v et donc à la perméabilité K et au gradient i , par le rapport des capacités calorifiques volumiques du sol C_s et de l'eau C_w par la relation :

$$V_t = \frac{x}{t_d} = \frac{C_w}{C_s} \cdot v = \frac{C_w}{C_s} \cdot K \cdot i$$

Une deuxième méthode consiste à connaître l'amortissement des écarts thermiques maximaux annuels. Soit T' , le rapport de l'écart maximal de température au point M sur le rapport maximal des températures de la retenue.

$$T' = \frac{(T_{\max} - T_{\min})_M}{(T_{\max} - T_{\min})_{\text{Retenue}}}$$

Alors T' permet de connaître le nombre de Peclet X' , nombre adimensionnel qui compare le transfert thermique par convection au transfert par conduction (figure 12). X' donne accès à la vitesse de Darcy :

$$X' = \frac{C_w \cdot v \cdot H^2}{x \cdot \lambda}$$

La vitesse de Darcy est déduite de l'abaque de la figure 12. Connaissant T' et évaluant l'épaisseur de la zone de fuite, on trouve X' et on en déduit v , vitesse de Darcy et K, la perméabilité.

Retour d'expérience et coût

La synthèse des résultats obtenus lors de campagnes thermométriques sur des digues du Rhône et du Rhin permet de formuler quelques remarques et de tirer les premiers enseignements.

Le battage et l'arrachage des tubes, nécessaire à la thermométrie, peuvent s'avérer difficiles voire impossibles dans des digues de grande hauteur (supérieure à 12 m), constituées de recharges de graves compactes. Le coût de l'intervention, qui tient compte des difficultés de battage, peut devenir rédhibitoire comparé à un équipement dense de piézomètres.

preponderant). A combined mathematical and physical interpretation of the phenomenon, as proposed by Sam JOHANSSON (1997), deduces flow and permeability in the ground based on the heat transfer equation. JOHANSSON has defined two methods for determining permeability in an area of leakage within an earthfill dam.

In the first of these methods, the variation in the annual temperature of the reservoir and of several points along a vertical line in a piezometer or a drainage shaft is measured. From these measurements, the thickness H of the leakage zone is estimated according to the shape of the maximum annual temperature deviation curve. Then a point M on that curve at a distance X from the reservoir is considered. The lagtime of the temperature at that point is estimated in comparison to the reservoir t_d , and the thermal velocity v_t is deduced; this is related to Darcy velocity v , and therefore to permeability K and gradient i , via the ratio of the volume thermal capacities of the ground C_s and the water C_w through the equation:

$$V_t = \frac{x}{t_d} = \frac{C_w}{C_s} \cdot v = \frac{C_w}{C_s} \cdot K \cdot i$$

A second method consists in determining the attenuation of the maximum annual thermal deviations. Let T' be the ratio of the maximum temperature deviation at point M to the maximum ratio of reservoir temperatures.

$$T' = \frac{(T_{\max} - T_{\min})_M}{(T_{\max} - T_{\min})_{\text{Retenue}}}$$

In this case T' will give the Peclet X' number, a dimensionless number that compares heat transfer by convection to transfer by conduction (figure 12). X' gives access to the Darcy velocity.

$$X' = \frac{C_w \cdot v \cdot H^2}{x \cdot \lambda}$$

Darcy velocity is deduced from the chart in figure 12; once T' is known and the thickness of the leakage zone estimated, X' can be found and from it v , Darcy velocity, and K, permeability, can be deduced.

Feedback and cost

Synthesis of the results achieved during thermometric investigations on the Rhone and Rhine river dykes gives rise to a few comments and allows a few initial conclusions.

It can be difficult, or even impossible, to drive in and pull out the standpipes required for thermometry in very high embankments (over 12 m) built of compact gravel shoulders. The cost of such an operation, taking into account difficulties with the pile driving, can become prohibitive,

La méthode thermométrique profonde doit être utilisée dans des situations de forts contrastes thermiques si la perméabilité est forte (entre 10^{-4} et 10^{-2} m.s $^{-1}$) et peut être utilisée dans des conditions moins contrastées si la perméabilité est plus faible (de l'ordre de 10^{-5} , 10^{-6} m.s $^{-1}$); le choix de la période hivernale ou estivale est une garantie mais qui n'est parfois pas suffisante (mieux vaut ajourner une intervention plutôt que d'obtenir des résultats dont l'interprétation est délicate). En zone tempérée l'hiver fournit d'aussi bons résultats que l'été.

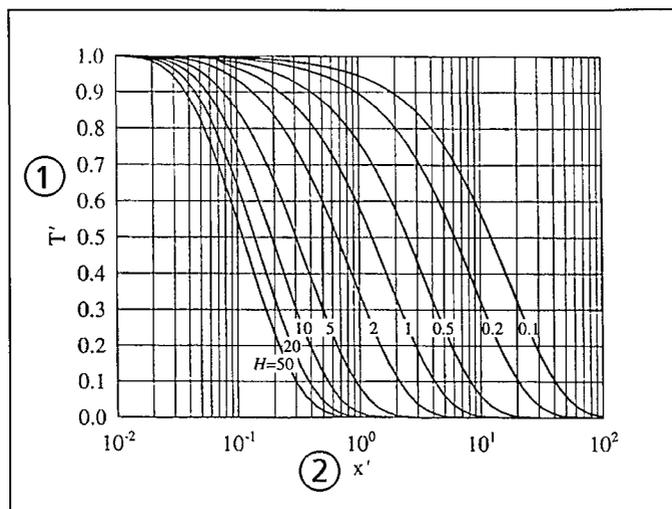


FIGURE 12 :
Abaque reliant le nombre de Peclét X' , l'écart thermique T' et l'épaisseur H ,
d'après JOHANSSON, 1997

FIGURE 12: Chart
associating the Peclét X' number, thermal deviation T' , and thickness H (m),
from JOHANSSON, 1997

La campagne thermométrique doit être mise en oeuvre en une seule phase dans des conditions climatiques stables.

Le maillage des forages doit être adapté aux objectifs : un espacement inférieur à 10 m ne doit être préconisé que pour affiner la connaissance de l'extension d'une fuite alors qu'un espacement de 20 m est suffisant pour détecter des fuites sur un linéaire suspect de quelques centaines de mètres. La profondeur des forages doit être suffisante pour recouper les horizons supérieurs de la fondation perméable. L'implantation des forages doit s'adapter aux résultats obtenus en temps réel sur le terrain.

Dans des cas très particuliers où la percolation est réputée lente, un dispositif de forages selon un profil en travers peut être envisagé afin de déterminer la vitesse d'infiltration.

Les profils verticaux et longitudinaux de température doivent être interprétés pour des profondeurs supérieures à 3 m, en deçà l'interprétation est sujette à des biais importants.

Enfin, l'acquisition de mesures thermométriques dans des piézomètres lointains est très utile pour constituer des profils de référence (non perturbés par les anomalies thermiques).

compared to a dense network of piezometers.

The deep thermometric method should be used in situations with strong thermal contrasts, if permeability is high (10^{-4} and 10^{-2} m.s $^{-1}$) and can be used in less contrasted conditions if permeability is lower (of the order of 10^{-5} or 10^{-6} m.s $^{-1}$). The choice between working in winter or summer is one guarantee but may not be sufficient (it is better to delay an operation rather than to obtain results that will be difficult to interpret). In temperate regions, results achieved in winter may be as good as those achieved in summer.

Thermometric investigations should be done in a single stage under stable weather conditions.

The drillhole pattern should be designed according to the objectives of the investigation: spacing holes less than 10 m apart can only be recommended if precise knowledge of the extent of the leakage is required, while 20 m spacing is sufficient to detect leaks over a length of a few hundred meters of suspect area. Holes must be sufficiently deep to cut through the top horizons of the permeable foundation. This drillhole layout must be adapted to the results obtained in real time in the field.

In very special cases where seepage is assumed to be slow, the drillholes may be set out according to a cross section, in order to determine the speed of infiltration.

Vertical and longitudinal temperature curves must be interpreted for depths of over 3 m, since interpretation is subject to significant bias at shallower depths. Finally, acquisition of thermometric measurements in distant piezometers is very useful in setting up reference profiles, i.e. free of the effect of any thermal anomaly.

The measurements taken in standpipes and in the piezometers in the immediate vicinity of them have proved to be perfectly consistent. Comparison between thermometry and conventional geophysical methods (e.g. electrofiltration

Les mesures obtenues dans les tubes battus et dans les piézomètres situés à proximité immédiate se sont avérées parfaitement cohérentes.

La comparaison entre la thermométrie et les méthodes géophysiques classiques (électrofiltration, traçages globaux) sur des sites où elles ont été conjointement mises en oeuvre montre que la thermométrie est beaucoup plus fiable, précise (c'est la seule méthode permettant de délimiter la tranche de remblai concernée par la fuite) et plus facile à interpréter.

La méthode thermométrique, avec la seule interprétation qualitative des résultats, est très efficace pour détecter les zones de fuite et adaptée pour orienter le choix et l'implantation du confortement approprié. Elle peut en outre permettre de juger a posteriori de l'efficacité de travaux d'étanchement (interne ou externe) réalisés dans l'ouvrage. Elle est donc très utile à l'Exploitant.

Le coût est de l'ordre de 1 500 F HT/forage (hors aménagement mais y compris rédaction du rapport d'interprétation) pour des profondeurs d'environ 10 m. Pour une zone étudiée d'une centaine de mètres, le coût de la campagne s'élève à environ 70 kF.

➡ DÉVELOPPEMENT DE LA MÉTHODE : LA FIBRE OPTIQUE

Une limite importante de l'application de la thermique profonde est le faible nombre de points de mesures en particulier pour des ouvrages de linéaire important (digues de canaux ou de fermeture). L'obtention d'une mesure en continu serait par ailleurs un progrès considérable dans des zones critiques pour la sécurité où des cheminements ponctuels seraient possibles. La fibre optique, déjà utilisée par la Direction de la Production Transport d'EDF pour détecter les points chauds sur les lignes enterrées, pourrait être appliquée aux digues. L'application de ce procédé à la surveillance de fuites de digues n'a jamais été utilisé au stade industriel mais sa faisabilité a été étudiée par EDF (Direction de la Production Transport, Direction de la Recherche, et Direction de l'Équipement). La mesure thermique par fibre optique utilise l'effet de la température sur l'intensité de la radiation rétrodiffusée d'un rayonnement émis par un laser: l'effet Raman.

L'application de ce procédé à la surveillance des fuites de digues est en cours d'expérimentation. La faisabilité a été démontrée sur la digue de CUSSET (ALBALAT et GARNERO, 1995). Les premiers résultats ont été obtenus dans le contrecanal en plein été 1995. La température du contrecanal mesurée à l'aide d'un thermocouple cuivre-constantan était quasi-uniforme autour

or general tracing) on sites where the two were used together shows that thermometry is much more reliable, accurate (it's the only method that makes it possible to determine the layer of fill concerned by a leak), and easier to interpret.

The thermometric method, with only a qualitative interpretation of the results, is very effective in detecting leakage zones, and helps to orient the choice and design of the appropriate strengthening works. In addition, it can later help in judging the effectiveness of sealing works (whether internal or external), and is therefore of great use to the operator.

Its cost is around FRF 1 500 before taxes per drillhole (excluding delivery of the equipment to and removal from the site, but including drafting of the report on interpretation), for depths of around 10 m. For an area of about 100 m studied, the cost of the investigations was about FRF 70,000.00.

➡ EXTENSION OF THE METHOD: FIBRE OPTICS

One important limit on application of deep thermal methods is the scarcity of measuring points, in particular on very long structures, such as dykes along canals or dams. Achievement of continuous measurements would be a significant progress in zones that are critical for safety, where temporary leakage paths could occur. Fibre optics technology is already in use by EDF's Generation and Transmission Division to detect hot points on buried lines, and could be applied to embankments. Application of this process to monitoring leaks in dykes has never been attempted at the industrial scale, but EDF has studied its feasibility (Generation and Transmission Division, R & D Division, and Engineering and Construction Division). Thermal measurements by fibre optics use the effect of temperature on the intensity of back scatter radiation from a laser emission: this is called the Raman effect.

Application of this process to monitoring of leaks in dykes is now being experimented. Its feasibility has been demonstrated on the CUSSET dyke (ALBALAT and GARNERO, 1995). The first results were obtained in the side canal in the middle of the summer of 1995. The temperature in the side canal measured using a copper-constantan thermocouple was practically uniform around 20.4°. The temperature of the Rhone was identical at 20.3°. Air temperature varied and went as high as 38°. Downstream from the measuring section, four points where buoyancy was observed showed that there was a resurgent spring from the groundwater. Groundwater temperature in the deep piezometers was 16°. A 400 m loop of optical fibre

de 20.4°. La température du Rhône était identique 20.3°. La température de l'air a varié et atteint 38°. A l'aval de la section de mesures 4 points de boulangé montraient une résurgence de la nappe. La température de la nappe dans les piézomètres profonds est de 16°. Une boucle de 400 m de fibre a été installée et lestée à une profondeur de 15 à 80 cm dans le contre canal, pour obtenir une section de mesure de 200 m. Une zone de 40 m plus froide correspondant à l'emplacement des 4 résurgences de la nappe est mise en évidence (figure 13). Après la vérification de la faisabilité de la fibre, son utilisation apparaît prometteuse.

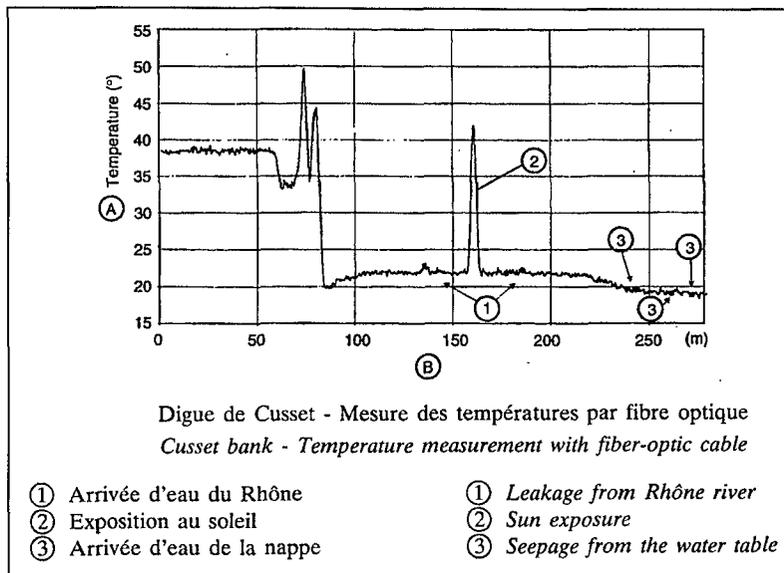


FIGURE 13 :
Températures par la fibre optique dans le contre canal de la digue de Cusset

FIGURE 13:
Temperatures measured in the side canal at CUSSET
dyke by fibre optics

was installed and weighted at a depth of 15 to 80 cm in the side channel to create a measuring section of 200 m. A 40 m area of colder temperatures corresponding to the location of 4 resurgent springs of groundwater was revealed (figure 13). Since this confirmation of the feasibility of the fibre optics technique, its use appears promising.

2.2.3 – METHODES ELECTROMAGNETIQUES

Ces méthodes sont basées soit sur la conductivité (ou la résistivité) des terrains qui donne une indication sur la teneur en eau et la nature des terrains soit sur les lois de la propagation des ondes électromagnétiques dans le sol qui donnent des renseignements sur la nature du sol, la position des couches, la présence de cavités, etc... La méthode magnéto-tellurique artificielle et la méthode électromagnétique artificielle appartiennent au premier type. Le géoradar appartient au second.

➔ MÉTHODE ÉLECTROMAGNÉTIQUE ARTIFICIELLE

Principe

La création d'un champ magnétique induit dans le sol des courants faibles, eux-mêmes à l'origine d'un champ magnétique secondaire. Le rapport des amplitudes de ces deux champs est proportionnel à la conductivité de la tranche supérieure du terrain (entre 2 et 5 m). C'est cette conductivité du terrain qui est mesurée et les résultats sont présentés sous forme de graphique exprimant la conductivité ($\Omega^{-1} \cdot m^{-1}$) ou la résistivité ($\Omega \cdot m$) en fonction de la distance dans une direction de l'espace.

2.2.3 – ELECTROMAGNETIC TECHNIQUES

Electromagnetic methods are based either on conductivity (or resistivity) in ground, which gives an indication of the ground's water content and nature, or on laws governing the propagation of electromagnetic waves in the ground, which gives information on the nature of the ground, the position of layers, existence of voids, etc. The artificial magnetotelluric method and the artificial electromagnetic method are both examples of the first type, and georadar is an example of the second type.

➔ ARTIFICIAL ELECTROMAGNETIC METHOD

Principe

The creation of a magnetic field induces weak currents in the ground, currents that in turn create a secondary magnetic field. The ratio of the amplitudes of these two fields is proportional to the conductivity of the top layer of the ground (between 2 and 5 m). It is this ground conductivity that is measured, and the results are presented in the form of a chart expressing conductivity ($\Omega^{-1} \cdot m^{-1}$) or resistivity ($\Omega \cdot m$) according to distance in a given direction in space.

Matériel et mise en oeuvre

Le matériel utilisé pour réaliser de telles mesures est un émetteur-récepteur radio. L'émetteur, porté par une règle (en général de 3.60 m de longueur) génère le champ magnétique artificiel, et le récepteur porté par la même règle capte le champ résultant. Un galvanomètre donne l'intensité du champ et la valeur de la conductivité ou de la résistivité.

Interprétation

Les valeurs de résistivité ou de conductivité sont fortement liées à la nature des terrains (des argiles sont caractérisées par des résistivités faibles alors que des graviers le sont par de fortes valeurs de résistivité). Les zones d'écoulement préférentiels (non colmatées) peuvent ainsi être mises en évidence.

Retour d'expérience et coût

Il convient de s'assurer lors d'un projet de campagne de mesure que la zone d'étude est exempte de conduites enterrées, ou d'objets métalliques.

Cette méthode a été mise en oeuvre à EDF, à la CNR et VNF sur des endiguements latéraux. Elle fournit des résultats (lorsqu'il n'y a pas de perturbations électromagnétiques) qui restent difficiles à interpréter surtout si aucune autre campagne (géophysique, pénétrométrie, sondage mécaniques...) n'a été effectuée sur la même zone (problème de l'étalonnage). Par ailleurs, cette méthode ne s'applique que pour des profondeurs limitées. Ainsi une campagne électromagnétique EM réalisée sur les anciennes digues de l'aménagement de SAINT-EGREVE a décelé la présence d'hétérogénéités dans les remblais : recharges assez conductrices mises en place lors d'une réparation ancienne.

Le coût d'un profil EM est de l'ordre de 180 F, la maille (distance interprofil) dépendant de l'objectif de l'étude et donc du linéaire ausculté et de l'homogénéité supposée de l'ouvrage. Pour les ouvrages type endiguements latéraux (de grande longueur) sur lesquels une reconnaissance systématique est souhaitée sur un linéaire important (> 5 km), le coût diminue rapidement : 4 000 F/km pour des mailles de 5 m (il est de 8 000 F/km au pas de 2 m et de 1 500 F/km au pas de 10 m). L'amenée-repli (variable selon la zone avec un minimum de 3 000 F) et le rapport (15 % du prix d'acquisition avec un minimum de 4 000 F) doivent être ajoutés aux coûts précédents.

Equipment required and implementation

The equipment required to make such measurements is a radio emitter-receiver. The emitter is carried on a rod (in general 3.6 m long) and generates the artificial magnetic field, while the receiver on the same rod captures the resulting field. A galvanometer gives the intensity of the field and the value of the conductivity or resistivity.

Interpretation

Resistivity or conductivity values are closely related to the nature of the ground, e.g. clay will show low resistivity, while gravel gives high resistivity readings. Areas of unplugged leakage paths can thus be detected.

Feedback and cost

In any investigation campaign it is important to ensure that the area under study is free of any buried pipes or metal objects.

This method has already been used by EDF, the CNR and the VNF on dykes. Even when there are no electromagnetic disturbances, results are still difficult to interpret, especially if no other investigations (geophysical, penetrometer, mechanical drilling, etc.) has been done on the same area, because of problems with instrument calibration. Furthermore, this method is only useful at limited depths. One electromagnetic investigation campaign done on the old embankments at the SAINT EGREVE hydropower scheme revealed heterogeneity in the fill: in fact shoulders with fairly high conductivity had been placed when repairs were done some time ago.

The cost of an electromagnetic surveying profile is of the order of FRF 180, while the pattern (the spacing between profiles) will depend on the objectives of the study and therefore the length to be investigated and the dam's supposed homogeneity. For structures like dykes, which are very long and where systematic investigations are required over a great length (> 5 km), the cost decreases rapidly (FRF 4000/km for 5 m spacing, FRF 8000 /km for 2 m spacing and FRF 1500 /km for 10 m spacing). Delivery of the equipment to the site and its removal will vary according to the area, but cost a minimum of FRF 3000, and the investigations report represents 15% of the purchase cost, with a minimum of FRF 4000; these costs are additional to the preceding ones.

➔ MÉTHODE MAGNÉTO-TELLURIQUE ARTIFICIELLE

Principe

Cette méthode est basée sur le même principe que la précédente mais dans ce cas l'émetteur est constitué par un poste radio puissant situé à l'infini dans la gamme de 500 kHz à 1.6 MHz. Les résultats sont présentés sous forme de graphiques.

Matériel et mise en oeuvre

Le capteur et l'antenne sont constitués d'un tapis électrostatique, traîné sur le sol par un véhicule. Les signaux sont amplifiés, les composantes E et H du champ électrostatique sont traitées et la valeur de $(E/H)^2$, proportionnelle à la résistivité du terrain, est calculée.

Interprétation

Elle est du même type que pour la méthode précédente.

Retour d'expérience et coût

Il est utile de réaliser des sondages de référence afin d'étalonner le profil de résistivité apparente. Il n'y a pas de retour d'expérience avec cette méthode en France.

➔ GÉORADAR, RÉFLECTOMÉTRIE RADAR ET TRANSLUMINESCENCE RADAR

Principe

Cette méthode est basée sur le phénomène de propagation d'une onde électromagnétique plane dans un milieu solide. Une onde électromagnétique de haute fréquence (600 - 900 MHz) se propage, s'amortit, se réfléchit sur les surfaces séparant des couches de constantes diélectriques différentes. Cette propagation suit les lois de la réflexion et de la réfraction.

Matériel et mise en oeuvre

Un émetteur envoie une série d'impulsions électromagnétiques (50 000/s). Un récepteur-enregistreur fournit, après traitement numérique, un graphique composé de courbes délimitant des zones plus ou moins contrastées. Dans le cas du géoradar, les appareils sont placés à bord d'un véhicule et permettent une intervention rapide sur une longueur importante. Dans le cas de la réflectométrie radar, l'antenne est descendue dans un forage tubé en PVC. Dans le cas de la transluminescence radar un sondage permet de réaliser les points de tir radar alors qu'un autre est destiné aux points de réception radar.

Interprétation

L'interprétation de ces graphiques donne les séparations entre les zones de constantes diélectriques différentes et

➔ ARTIFICIAL MAGNETO-TELLURIC METHOD

Principe

This method is based on the same principle as the previous one, but in this case the emitter consists of a powerful radio located at an infinite distance and emitting in the 500 kHz to 1.6 MHz range. The results are presented in the form of graphs.

Equipment required and implementation

The receiver and the antenna consist of an electrostatic blanket dragged over the ground by a vehicle. Signals are amplified, and the E and H components of the electrostatic field are processed to calculate the value of $(E/H)^2$, which is proportional to the ground's resistivity.

Interpretation

The results are interpreted in a similar manner to the preceding method.

Feedback and cost

It is useful to do reference drilling in order to calibrate the apparent resistivity profile. No feedback is available from this method in France.

➔ GEORADAR, RADAR REFLECTOMETRY, AND RADAR TRANSLUMINESCENCE

Principe

This method is based on the phenomenon of propagation of a flat electromagnetic wave in a solid medium. A high frequency (600-900 MHz) electromagnetic wave propagates, is dampened and is reflected on the surfaces separating layers of differing dielectric constants. This type of propagation obeys the laws of reflection and refraction.

Equipment required and implementation

An emitter sends a series of electromagnetic pulses (50,000/s). A receiver-recorder processes the data digitally and outputs a graph of curves showing more or less contrasted zones. In the case of georadar, the devices are placed on board a vehicle for rapid investigations over a great length. In the case of radar reflectometry, the antenna is lowered into a PVC-lined drillhole. In the case of radar transluminescence, one drillhole is used to reach points of radar emission, while the other is used for points of radar reception.

Interpretation

By interpreting the graphic output, the separations between the zones of differing dielectric constants can

permet de distinguer d'une part les couches de terrain de nature différente et d'autre part, les cavités, les fissures, chemins d'écoulements préférentiels. Cet appareil permet de sonder le sol avec une bonne précision sur une profondeur d'environ 5 m.

Retour d'expérience et coût

Le géoradar (radar de surface) donne de bons résultats à faible profondeur, lorsque le contraste recherché est important et dans le cas d'un ouvrage homogène. L'interprétation devient très délicate dans un milieu hétérogène et dans tous les cas elle ne peut être faite que par un spécialiste expérimenté. Une étude de faisabilité montre que cette méthode n'est pas adaptée pour la détection de zones décomprimées dans les barrages en terre (la profondeur d'investigation, qui dépend de la conductivité des matériaux, ne dépasse jamais 4 m dans les limons). En revanche, la réflectométrie radar en forage ou la transluminescence radar (tomographie radar) a été mise en oeuvre aux grands barrages de SUORVA et PORJUS en Suède (JOHANSSON, 1997).

Le géoradar a été utilisé par EDF mais dans d'autres conditions (auscultation de galeries). Son coût peut être donné pour mémoire, il est de l'ordre de 20 kF tout compris pour une investigation d'une centaine de mètres de remblai.

2.2.4 – METHODES GEOELECTRIQUES

Ces méthodes font appel à une instrumentation qui pénètre seulement dans la couche supérieure du sol (0.2 à 0.3 m), de façon à obtenir un bon contact avec les matériaux de la digue. Elles servent à déterminer la résistivité du sol ou les différences de potentiel créées par les eaux d'infiltration (potentiel propre). Elles déterminent donc la résistivité du sol soit à partir de champs électriques naturels, soit à partir de champs électriques artificiels (parfois en injectant du chlorure de sodium pour augmenter la conductivité de l'eau de l'écoulement en milieu poreux).

➔ MÉTHODE DE LA POLARISATION SPONTANÉE (ÉLECTROFILTRATION)

Principe

La circulation d'un électrolyte à travers une membrane poreuse (ou d'un fluide à travers un milieu poreux type alluvionnaire ou semi-poreux type alluvionnaire colmaté) induit de part et d'autre de celle-ci une différence de potentiel électrique. Il s'agit d'un phénomène d'osmose ou plus généralement de phénomènes électrochimiques. C'est

be determined and a distinction can be made first between ground layers of differing nature and then between voids, cracks, and leakage paths in the ground. This device investigates the ground with satisfactory accuracy for a depth of about 5 m.

Feedback and cost

Georadar, or surface radar, gives good results at limited depths, when the contrast being sought is high and the structure under investigation is homogenous. Interpretation becomes tricky when the medium is heterogeneous, and in any case requires an experienced specialist. A feasibility study has shown that this method is not suitable to detect decompressed zones in earthfill dams, as the depth of investigation, which depends on the conductivity of the materials, never goes below 4 m in silt. However, radar reflectometry in drillholes or radar transluminescence (radar tomography) has been used at large Swedish dams (SUORVA and PORJUS, see JOHANSSON, 1997).

Georadar has been used at EDF, but under other conditions (tunnel investigations). Its cost is worth mentioning: approximately FRF 20,000 all inclusive for investigation of about 100 m of embankment.

2.2.4 – GEOELECTRIC METHODS

Geoelectric methods make use of instrumentation that penetrates only the top layer of the ground (0.2 to 0.3 m), in order to make good contact with the materials in the dyke. These methods are used to determine the ground's resistivity, or potential differences induced by infiltration water (specific potential). They therefore determine the ground's resistivity either from natural electrical fields or from artificial electrical fields, in some cases injecting sodium chloride to increase the conductivity of the water flowing in porous media.

➔ SPONTANEOUS POLARISATION METHOD (ELECTROFILTRATION)

Principe

When an electrolyte circulates through a porous membrane (or when a liquid flows through a porous medium for instance of alluvial origin, or a semiporous one like a plugged alluvial material), it induces a difference in electric potential on either side of the membrane. This is the phenomenon of osmosis or more generally an electrochemical phenomenon. In this type of investigation, the potential difference is the measured value (from 0 to a few hundred millivolts). The results are output in graph form.

donc une différence de potentiel (de 0 à quelques centaines de millivolts) qui est mesurée. Les résultats sont fournis sous forme de graphiques.

Matériel et mise en oeuvre

Les appareils de mesure utilisés sont des voltmètres électriques, un enregistreur, et des électrodes impolarisables. L'une des électrodes est disposée loin de la zone étudiée («à l'infini») alors que l'autre est déplacée à une vitesse de l'ordre de 1 m/min, le long d'un profil en long ou en travers. On mesure la différence de potentiel entre les deux sondes.

Interprétation

Les diminutions anormales de la différence de potentiel localisent les zones d'entonnement des fuites. L'interprétation est quasi-immédiate et peut être faite même sans l'aide d'un spécialiste (figure 14).

Retour d'expérience et coût

La méthode ne doit pas être utilisée dès qu'il y a risque de courants vagabonds (pylône électrique, transformateur,...). La mise en oeuvre de cette méthode en site urbain est donc en général à proscrire. Des études menées par EDF (fuites du lac BELAN et du lac du SAUTET, digues de CUSSET sur le Rhône), la CNR (diverses digues du Rhône) ou le Service de la Navigation (canal de la Marne au Rhin) montrent le bon fonctionnement de la méthode pour un coût modéré.

Equipment required and implementation

The measuring devices used in this method are electric voltmeters, a recorder and polarisation-free electrodes. One such electrode is installed far from the area under study («at an infinite distance»), while the other is moved at a speed of about 1 m/min along a longitudinal or transversal profile. The potential difference is then measured between the two probes.

Interpretation

Abnormal decreases in the potential difference show the location of leakage inlets. The results can be interpreted almost immediately, even without the help of specialists (figure 14).

Feedback and cost

This method should not be used if there is any risk of stray currents, for example from electrical pylons or transformers, and so it can usually not be used in urban areas. Studies led by EDF (leaks at BELAN Lake and SAUTET Lake, CUSSET dykes on the Rhone river), by the CNR (various dykes on the Rhone river) or by the Navigation Department (Marne Canal on the Rhine river) show that the method can be properly implemented at a reasonable cost. That cost is of the order of FRF 300 before taxes per profile, and when great lengths are investigated, the cost amounts to about FRF 10,000 /km. Delivery of the equipment to the site and its removal will vary according to the area, but cost a minimum of FRF 3000, and the investigations report represents 15%

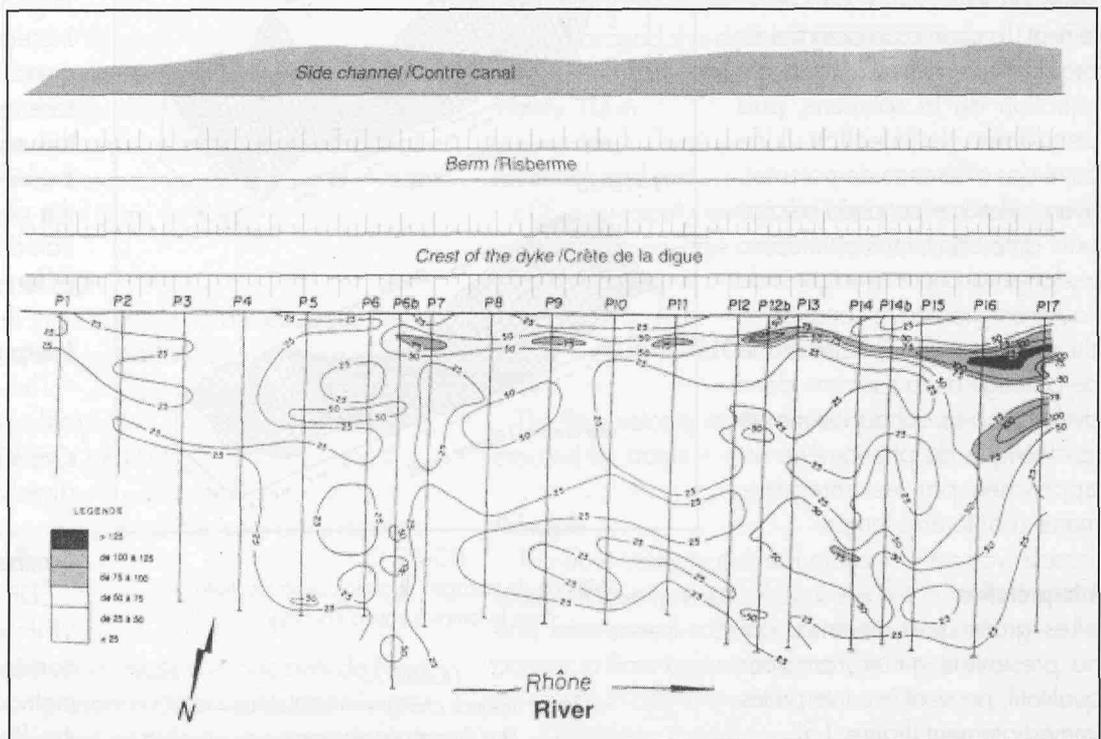


FIGURE 14 :
Exemple de détection
de fuite à l'aide
de la polarisation
spontanée

FIGURE 14.
Example of
leakage detection
using spontaneous
polarisation

Le coût est de l'ordre de 300 F HT par profil et lorsque des longueurs importantes sont concernées, le montant s'élève à environ 10 kF/km. L'aménée-repli (variable selon la zone avec un minimum de 3 000 F) et le rapport (15 % du prix d'acquisition avec un minimum de 4 000 F) doivent être ajoutés au coût précédent.

➔ MÉTHODE DE LA RÉSISTIVITÉ (MÉTHODE DES POTENTIELS)

Principe

Dans un champ électrique créé artificiellement, la présence d'un milieu conducteur (l'eau par exemple) est à l'origine d'une distorsion des équipotentielles. Dans un milieu poreux, c'est la circulation d'eau chargée en sels qui pourra provoquer cet effet. Les grandeurs mesurées sont des potentiels électriques ou des différences de potentiel.

Matériel et mise en oeuvre

Les appareils utilisés sont un générateur de tension et un voltmètre. Une différence de potentiel entre deux électrodes est imposée. La première électrode est située à proximité de la résurgence, l'autre étant très éloignée («à l'infini»). En milieu homogène, les équipotentielles sont circulaires au voisinage de la première électrode. Elles sont déformées par le passage de la saumure de l'écoulement. Le champ de potentiel est préalablement enregistré, avant injection de la saumure, puis pendant cette injection. Une carte des différences de potentiel avant injection et pendant l'injection pour différents temps est établie. Les fortes variations témoignent de l'augmentation de la conductivité du milieu et donc de la zone de passage de la saumure (donc de la fuite). La connaissance de la cinétique du phénomène est approchée par les enregistrements à différents temps.

Interprétation

Les graphiques obtenus, qui ne présentent qu'un caractère qualitatif, peuvent être interprétés immédiatement (figure 15).

of the purchase cost, with a minimum of FRF 4000; these costs are additional to the preceding ones.

➔ RESISTIVITY METHOD (POTENTIAL METHOD)

Principe

In an artificially induced electrical field, the presence of a conductive medium, (e.g. water) will generate a distortion of the equipotentials. In a porous medium, that effect may be induced by the flow of salt-loaded water. The values to be measured are electrical potentials or potential differences.

Equipment required and implementation

This method calls for a voltage generator and a voltmeter. A potential difference between two electrodes is imposed. The first electrode is located near the resurgent spring and the other very far from it («at an infinite distance»).

In a homogenous medium, equipotentials are circular around the first electrode. They will be deformed by the flow of the salt. First the potential field is recorded before the salt is injected and then during injection. A map of the potential differences before injection and during injection at various times is then plotted. High variations reveal an increase in the medium's conductivity, and therefore in the zone of flow of the salt (and therefore of the leakage). The kinetics of the phenomenon are indicated by the recordings at different times.

Interpretation

The output graphs are only qualitative results and can be interpreted immediately (figure 15).

Feedback and cost

EDF, the CNR and the VNF have achieved fairly convincing results with this method on the dykes on the Rhone river. The cost

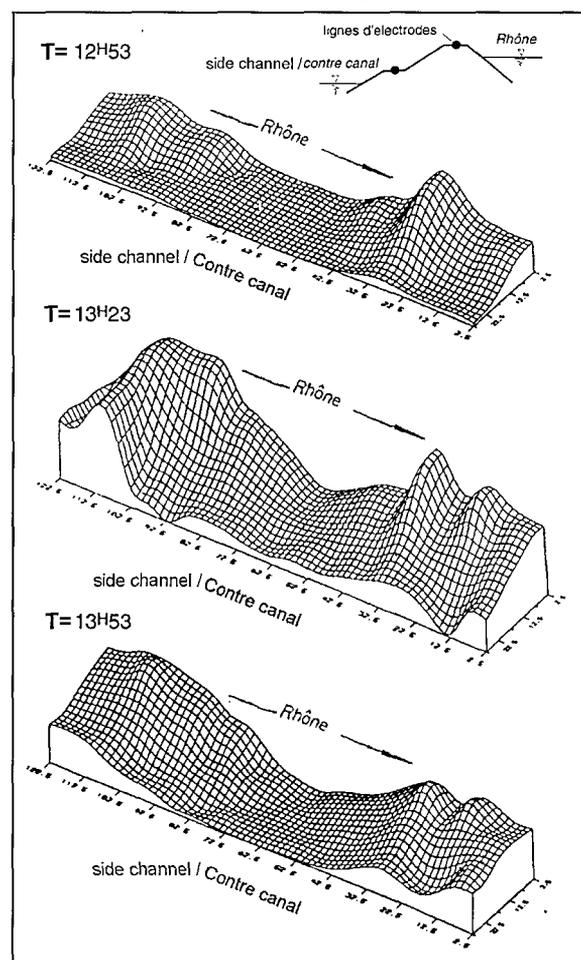


FIGURE 15 :
Méthode de traçage : évolution de la résistivité dans le temps à travers l'ouvrage

FIGURE 15.
Tracer method: changes in resistivity vs. time through the structure

Retour d'expérience et coût

EDF, CNR, et VNF ont obtenu des résultats assez convaincants avec cette méthode (digues du Rhône). Le coût d'une campagne de traçage pour un linéaire de 200 m en utilisant un réseau de 24 électrodes enregistrées pendant 10 heures est de l'ordre de 15 kF. Cet ensemble d'électrodes peut être disposé selon une boucle sur le remblai, ce qui permet d'obtenir une bien meilleure précision pour réaliser la cartographie qu'avec une simple ligne. L'amenée-repli (variable selon la zone avec un minimum de 3 000 F) et le rapport (15 % du prix d'acquisition avec un minimum de 4 000 F) doivent être ajoutés au coût précédent.

➔ CYLINDRE ÉLECTRIQUE

Principe

Le paramètre mesuré est la résistivité ; l'étude de la répartition de résistivités dans l'espace constitue la finalité du cycle de mesures réalisées. Les anomalies de résistivité peuvent être engendrées par des cheminements préférentiels d'eau.

Matériel et mise en oeuvre

Le dispositif de mesure nécessite un forage équipé PVC f 50 mm. L'emprise totale du dispositif de mesure est de 27.5 m et la cellule de mesure permet d'investiguer un linéaire de 13.75 m. Un courant continu de 50 à 300 mA, sous 200 à 300 V est imposé à l'intérieur et à l'extérieur du système suivant 20 à 30 positions différentes. L'acquisition des mesures dure 40 min.

Interprétation

Les résultats des mesures sont représentés par une cartographie des résistivités électriques apparentes dans le cylindre de terrain qui entoure le sondage (CORBETTA et LANTIER 1994). L'extension de la zone d'investigation est de l'ordre de 10 m.

Retour d'expérience et coût

Le cylindre électrique est en cours de test pour déterminer les zones de fuites en fondation rocheuse à EDF.

2.2.5 – METHODES DU FLUX

Cette méthode ne peut être utilisée que dans des lacs de retenues de barrage.

Principe

Le paramètre mesuré est la vitesse d'écoulement de l'eau. En théorie, même en présence de courants dans la retenue, la vitesse d'écoulement est nulle au voisinage du fond.

of tracing for a length of 200 m using a network of 24 electrodes recorded for a period of 10 hours is about FRF 15,000. The electrodes can be laid out in a loop over the embankment, which gives much greater accuracy in mapping than with a single line. Delivery of the equipment to the site and its removal will vary according to the area, but cost a minimum of FRF 3000, and the investigations report represents 15% of the purchase cost, with a minimum of FRF 4000; these costs are additional to the preceding cost.

➔ ELECTRICAL CYLINDER

Principe

The parameter measured by the electrical cylinder method is resistivity. The purpose of a measurement cycle is to study resistivity distribution in space. Abnormal resistivity levels can be caused by leakage paths.

Equipment required and implementation

The measuring system requires a PVC-lined drillhole with a diameter of 50 mm. The total area required for the measuring system is 27.5 m, and the measuring cell can investigate a length of 13.75 m. A 50 to 300 mA d.c. current at 200 to 300 V is imposed inside and outside the system, from 20 to 30 different positions. Data acquisition takes about 40 min.

Interpretation

The results of the measurements are represented in a map of apparent electrical resistivities in the cylinder of ground around the drillhole (CORBETTA and LANTIER, 1994). The zone under investigation extends for approximately 10 m.

Feedback and cost

EDF is presently testing the electrical cylinder method in detecting leakage areas in rock foundations.

2.2.5 – FLOW VELOCITY METHOD

The flow velocity method can only be used in reservoirs created by dams.

Principe

The flow velocity method measures the flow speed of water. In theory, even when there are currents in a reservoir, flow speed is zero near the bottom. When a leak occurs, a flow occurs and can be measured.

Lorsqu'il y a une fuite, une vitesse d'écoulement apparaît et peut être mesurée.

Matériel et mise en oeuvre

La mesure est basée sur la détermination de la résistance variable d'un fil en fonction de sa température propre, le fil étant chauffé par un courant calibré. La température est d'autant plus élevée que l'eau est immobile.

La tension aux bornes du capteur varie de 24 V pour l'eau immobile à 21 V pour des vitesses supérieures à 50 mm/s. La tension mesurée est inversement proportionnelle à la vitesse d'écoulement et des variations importantes sont obtenues pour de très faibles écarts de vitesse.

Interprétation

Des cartes d'anomalies peuvent être facilement interprétées (qualitativement).

Retour d'expérience et coût

Cette méthode a été mise en oeuvre avec succès dans la retenue du barrage des BLANCHETS alors que d'autres méthodes «usuelles» (Polarisation Spontanée, thermométrie, résistivité) n'avaient pas donné de résultats significatifs.

La difficulté de ce type de mesure réside dans sa sensibilité : pour les faibles valeurs de vitesses, on mesure un bruit de fond dû aux vibrations de l'eau (engendrés par les vagues de surface) et aux micro-courants de convection thermique provoqués par l'échauffement du fil. Des conditions météorologiques stables sont indispensables pour la réussite de la campagne. Le coût d'une telle campagne n'est pas connu car elle n'a pas été réalisée individuellement.

2.2.6 – METHODES MICROGRAVIMETRIQUES

Ces méthodes, par mesures d'anomalies de pesantueur peuvent permettre de déterminer des zones décomprimées et surtout peuvent détecter la présence de cavités.

Principe

La prospection microgravimétrique consiste à déterminer les anomalies de la pesantueur, occasionnées par l'inégale répartition des densités dans le sous-sol. Ces anomalies représentent la différence entre la valeur de g , accélération de la pesantueur, mesurée et une valeur théorique g_0 calculée à partir d'un modèle idéal de la Terre (ellipsoïde de HAYFORD) et corrigée des causes de variations connues entre la réalité et ce modèle idéal (relief, altitude...). C'est l'anomalie de BOUGUER (tenant compte des corrections d'altitude et topographique) qui est calculée et cartographiée.

Equipment required and implementation

Measurement is based on determination of the variable resistance of a wire according to its specific temperature when heated by a calibrated current. The less movement in the water, the higher that temperature will be.

Voltage at the detector's terminal varies from 24 V for still water to 21 V for speed over 50 mm/s. The measured voltage is inversely proportional to the flow velocity and significant variations are read for very small velocity deviations.

Interpretation

Maps of anomalies are easy to interpret in qualitative terms.

Feedback and cost

This method has been successfully used at the BLANCHETS reservoir, where other more «conventional» methods (spontaneous polarisation, thermometry, resistivity) did not give meaningful results. The difficulty with this type of measurement is its sensitivity: at low velocities, background noise is measured due to vibrations in the water from surface waves and to micro-currents of heat convection caused by heating of the wire. Stable weather conditions are vital to the success of the investigations. The cost of such a campaign is not known, as none has ever been done separately from other investigations.

2.2.6 – MICROGRAVIMETRIC METHODS

Microgravimetric methods measure weight anomalies to locate decompressed zones and especially detect the existence of voids.

Principle

Microgravimetric prospecting consists in determining where weight anomalies occur due to an uneven distribution of density in the ground. Those anomalies represent the difference between the measured value of g , i.e. acceleration due to gravity, and a theoretical value of g calculated from an ideal model of the earth (HAYFORD ellipsoid), with compensation for any causes of variations known to exist between reality and this ideal model (topography, altitude, etc.). Here, the BOUGUER anomaly (adjusted for altitude and topography) is calculated and mapped.

Matériel et mise en oeuvre

En génie civil, g est mesuré à l'aide d'un microgravimètre. Le principe de cet appareil se ramène à celui d'un peson à ressorts. L'attraction exercée sur la masselotte du peson par un volume de matière est proportionnelle à sa densité et inversement proportionnelle au carré de la distance qui les sépare. Les variations de longueur du ressort de suspension sont mesurées et traduisent les variations de g . La mise en oeuvre d'une campagne nécessite la définition d'un maillage de mesure pour l'implantation des stations (ce maillage doit être évolutif en cours de réalisation des mesures et peut être resserré) et de quelques points régionaux. Le nivellement précis des stations est réalisé et les cheminements altimétriques font l'objet d'un réseau de fermeture afin de contrôler la qualité des mesures et d'obtenir les altitudes à 1 cm près. Les mesures de gravité sont faites avec un gravimètre type microgal (précision de la lecture : 2 μgal). Pour minimiser l'influence des dérives (entre autres celles liées au facteur humain), les programmes de mesure doivent toujours s'achever par une mesure sur une station de référence (base gravimétrique). La qualité de la campagne est améliorée par la réalisation de doublons de mesure (contrôle).

Interprétation

Les cartes de l'anomalie de BOUGUER sont interprétées en considérant les effets régionaux, généralement réguliers à l'échelle de la zone étudiée, et la présence d'hétérogénéités du sous sol peu profond (créant très localement des excès ou des défauts de masse). Les valeurs faibles de l'anomalie de BOUGUER correspondent le plus souvent soit à une surépaisseur de remblais et/ou sédiments légers, soit à la présence de cavités naturelles ou fontis. Même si des cartes d'anomalies corrigées sont disponibles, leur interprétation doit être confiée à un spécialiste gravimétricien.

Retour d'expérience et coût

La méthode, malgré son degré de précision, est peu adaptée pour individualiser des zones décomprimées créées par une érosion interne à moins qu'un fontis soit sur le point d'apparaître. Par ailleurs un complément d'une telle campagne de mesure est fortement recommandé sous la forme d'essais géotechniques du type sondage au pénétromètre et sondage carotté. Les expériences menées par la CNR sur des digues du Rhône n'ont pas procuré de résultats pleinement satisfaisants alors que des résultats plus significatifs ont été obtenus par EDF à JONAGE et à STRASBOURG.

Le coût d'auscultation d'un barrage en terre de 100 m (environ 150 stations) est de l'ordre de 40 kF. Ce coût n'est valable que pour des faibles linéaires, en effet pour

Equipment required and implementation

In civil engineering, g is measured using the microgravimeter. The principle behind that device is similar to that of a spring balance. The attraction exerted on the head of the spring balance by a given volume of matter is proportional to its density and inversely proportional to the square root of the distance between them. Variations in the length of the spring are measured to give variations in g . Investigations with this method require a measuring pattern to set out the stations (this pattern should change as the measures are taken and may be tightened), along with a few regional points. The stations are precisely levelled and a closed network is set up in order to verify the quality of the measurements and obtain altitudes to within 1 cm. Gravity is measured with a microgal type gravimeter (accuracy 2 μgal). To minimise the influence of deviations (among others those related to the human factor), measuring programs should always be concluded with one measurement on a reference station (gravimetric base station). The quality of investigations is improved by redundant measurements for verification.

Interpretation

BOUGUER anomaly maps are interpreted with consideration taken of regional effects, which are generally regular at the scale of the zone under study, and the existence of heterogeneity in the ground fairly close to the surface (which will create excess or abnormal mass in places). Low BOUGUER anomaly values usually correspond either to an excess thickness of fill and/or light sediment, or to the existence of natural voids or sinkholes. Even if corrected anomaly maps are available, they should be interpreted by a specialist in the gravimetric technique.

Feedback and cost

Although this method is very accurate, it is not very suitable to precisely locating decompressed zones created by internal erosion, unless a sinkhole is about to occur. Additional investigations are recommended when this technique is used, in the form of geotechnical tests, such as drillholes for penetrometers and core sampling. Experiments done by the CNR on the Rhone river dykes have not given perfectly satisfactory results, although more meaningful results were achieved by EDF at JONAGE and STRASBOURG.

The cost of investigating a 100 m long earthfill dam (with about 150 measuring stations) is of the order of FRF 40,000. This cost only applies for short lengths; at the Strasbourg embankment, 300 stations were required over a distance of 3 km, and the operation cost FRF 120,000 (not counting the cost of geotechnical

la digue de STRASBOURG, 300 stations avaient été nécessaires sur 3 km et le montant de l'opération s'élevait à 120 kF (auxquels s'ajoutait le coût de la reconnaissance géotechnique : 160 kF). Il faut compter un minimum de 250 F par point.

2.2.7 – METHODES DE TRAÇAGE CHIMIQUE, BIOLOGIQUE OU RADIOACTIF

➔ MESURES PAR TRACEUR CHIMIQUE ET BIOLOGIQUE

Ces méthodes permettent de repérer les zones d'infiltration et éventuellement les débits de fuite. Les traceurs non radioactifs les plus connus sont les colorants tels la fluorescéine, le permanganate de potassium, la rhodamine, l'éosine, le chlorure de sodium, les sels naturels contenus dans l'eau, les divers produits transportés par le courant (matériaux de la digue ou de la retenue, débris végétaux, spores ...). Ces méthodes sont généralement assez efficaces en absorption mais délicates à utiliser pour individualiser les résurgences. Cela étant les méthodes par traçage chimique présentent un bon rapport efficacité/coût et sont fréquemment utilisées lors des premières investigations parfois même par voie subaquatique. Quant aux méthodes par traçage biologique (spores), elles ont été mise en oeuvre en Angleterre.

➔ MESURES PAR TRACEURS RADIOACTIFS

Le procédé consiste soit à «marquer» des sédiments, soit à injecter à un instant donné une quantité de traceurs radioactif à proximité d'une zone suspecte et à mesurer les concentrations en traceur dans les émergences. On détermine ainsi des vitesses de transfert entre la retenue et les exutoires ainsi que les débits de fuite. Les traceurs utilisés sont les radioéléments de faible période : Iode 131, Brome 82, ... Ce type de méthode, compte tenu du caractère délicat de sa mise en oeuvre, est très peu utilisé sur les barrages ou les digues. Néanmoins, une mise en oeuvre de cette méthode (avec un traceur I131), a été réalisée en 1966 pour détecter les zones d'infiltration de la cuvette du barrage de KRUTH-WILDENSTEIN (CORDA, 1970) et a fourni des résultats cohérents avec ceux de la thermométrie, des mesures de qualité des eaux et des traceurs chimiques.

➔ MESURES PAR TRACEURS PHYSIQUES

Le procédé consiste à utiliser des éléments filiformes courts (1 à 2 cm) de très faible diamètre (de l'ordre du 1/10 mm) en matériau synthétique et de densité très légèrement supérieure à celle de l'eau. Ces éléments mis en suspension au voisinage des zones suspectes suivent les mouvements naturels de l'eau et en se concentrant au droit d'éventuels points d'entrée permettent de localiser des zones de fuites diffuses ou ponctuelles.

surveying, which was FRF 160,000. A cost of at least FRF 250 must be reckoned with per point.

2.2.7 – CHEMICAL, BIOLOGICAL OR RADIOACTIVE TRACING METHODS

➔ CHEMICAL AND BIOLOGICAL TRACING

Chemical and biological tracing can be used to locate zones of infiltration and possibly leakage flows. The best known non-radioactive tracers are colouring agents such as fluorescein, potassium manganate, rhodamine, eosine, sodium chloride, the natural salts found in water, and various products carried by the current, for instance embankment or reservoir materials, plant debris, spores, etc. These methods are generally quite effective in absorption but are difficult to use to individually locate springs. However, chemical tracing methods offer a good cost/efficiency ratio and are often used in initial investigations, sometimes even underwater. Biological tracing methods (using spores) have been used in England.

➔ RADIOACTIVE TRACING METHODS

Radioactive tracing consists either in «marking» sediment or in injecting at a certain time a certain quantity of radioactive tracers near a suspect zone, and measuring the tracer content in outflow. In this way, the speed of exchanges between the reservoir and its outlets can be determined, as well as leakage flows. The tracers used in this method are radioactive elements with short half-lives such as Iodine 131, Bromine 82, etc. Since this type of method is quite tricky to use, it is rare when dealing with dams or embankments. However, it was used with an Iodine 131 tracer in 1966 to detect infiltration zones in the basin of the KRUTH-WILDENSTEIN dam (CORDA, 1970) and gave results that were consistent with those from thermometry, water quality measurements and chemical tracing.

➔ PHYSICAL TRACING METHODS

Physical tracing consists in using short filamentary elements, 1 to 2 cm long and with a very small diameter of the order of 1/10 mm, made of synthetic materials and with a density slightly higher than that of the water. When such elements are released into the water near suspect zones, they follow the natural movements of the water and concentrate at any inlet points, thus showing areas with diffuse or pin-point leaks.

2.2.8 – METHODES ACOUSTIQUES

Ces méthodes utilisent soit les propriétés des ondes sonores de se propager dans l'eau, comme le sonar latéral qui permet de détecter des formes sous l'eau, soit la propagation des ondes élastiques dans le sol. Les mesures nécessaires à ces méthodes sont soit externes à l'ouvrage (sonar embarqué sur bateau), soit interne (géophone dans un sondage par exemple)

➔ Sonar latéral

Principe

Une émission d'ultrasons dans l'eau (de quelques dizaines à quelques centaines de kHz, 500 kHz pour le sonar latéral) provoque un écho sur le fond. Cet écho restitue une image sonore interprétable. La grandeur physique mesurée est le temps de propagation aller-retour de l'émission d'ultrasons dans l'eau. Les résultats se présentent sous forme d'une image du relief des fonds sur une largeur d'une cinquantaine de mètres.

Matériel utilisé et mise en oeuvre

L'appareillage est constitué par un poisson, remorqué par un bateau, qui contient l'émetteur et le récepteur à ultrasons. L'émission est dirigée latéralement suivant deux faisceaux dont la largeur horizontale est faible (2°) et la largeur verticale plus grande (40°). L'un des deux faisceaux peut être orienté verticalement.

Interprétation

Le système contribue à mettre en évidence une érosion du parement amont, cause éventuelle d'une érosion interne et permet de distinguer les formes (dégradations du fond ou des berges en particulier) mais aussi la nature des matériaux des fonds (enrochement, galets, sable, vase). Les images de restitution doivent être interprétées par un spécialiste.

Retour d'expérience et coût

Le sonar latéral n'est pas utilisé pour déterminer les zones d'entonnement des fuites à EDF ou la CNR, aucune information concernant les coûts n'est disponible.

➔ SISMIQUE ACOUSTIQUE

Principe

Dans le sol ou dans un ouvrage en terre existent des bruits provoqués par des tassements, transports de matériaux ou ruptures de sols. La méthode consiste à mesurer l'intensité de ces bruits et à les localiser. Il s'agit donc de mesurer l'intensité et le spectre de fréquences de ces bruits.

2.2.8 – ACOUSTIC METHODS

Acoustic methods use either sonic waves' properties of propagating through water, like the side scan sonar that can detect shapes under water, or the propagation of seismic waves in ground. The measurements taken by such methods can be either outside the structure under study, for example with a sonar on a boat, or inside it, for instance a geophone in a drillhole.

➔ SIDE SCAN SONAR

Principe

When sonic waves are emitted in water (this may be from a few dozen to a few hundred kHz, 500 kHz for the side scan sonar), they cause an echo from the bottom. This echo gives a sound image that can be interpreted. The physical parameter being measured is the time of propagation, back and forth, of the ultrasounds emitted in the water. The results are presented in the form of an image of the bottom's topography over a width of about 50 m.

Equipment required and implementation

The equipment required consists of a float carrying the ultrasound emitter and receiver and pulled along behind a boat. The emission is directed to the sides along two rays, one with a small horizontal width (2°) and the other with a larger vertical width (40°). One of the two rays may be pointed vertically.

Interpretation

This system helps to reveal erosion of an upstream face that may be the cause of internal erosion, and not only makes it possible to distinguish shapes (especially damage to the bottom or banks), but also the nature of the materials in the bottom (rockfill, pebbles, sand, mud). The output images should be interpreted by a specialist.

Feedback and cost

The side scan sonar is not used to locate leakage inlets at EDF or the CNR, so no information is available on cost.

➔ ACOUSTIC SEISMIC METHOD

Principe

Noises are induced in the ground or in an earthfill structure by settlement, material transport, or collapsing in the ground. The seismic acoustic method consists in measuring the intensity of such noise and locating it, so the intensity and frequency spectrum of the noise are measured.

Matériel utilisé et mise en oeuvre

Les appareils utilisés sont des géophones (récepteur acoustique), un conduit acoustique et un enregistreur.

Interprétation

Les résultats fournissent la distribution des bruits dans l'espace et le temps.

Retour d'expérience et coût

La méthode est bien évidemment sensible aux vibrations ou bruits naturels forts, ce qui limite (voire interdit en site urbain) son utilisation. Il n'existe pas de retour d'expérience chez EDF dans des barrages en terre. En revanche cette méthode semble avoir fourni des résultats de qualité pour détecter la surface libre des écoulements sur le barrage de ZOCCOLO en Italie (LA BARBERA, 1993).

2.2.9 – METHODES RADIOACTIVES

Ces méthodes font appel à des appareils de mesure de physique nucléaire (sondes) qui fournissent des renseignements sur l'humidité du sol ; elles nécessitent un forage. On citera pour mémoire les diagraphies de radioactivité naturelle, les diagraphies nécessitant une source radioactive (Césium 137), les diagraphies neutron ou le pénétration-gammadensimètre. Toutes ces méthodes nécessitent certaines précautions et un personnel très qualifié et pour certaines d'entre elles l'utilisation est devenue prohibée compte tenu de l'évolution de la réglementation. Il n'existe pas de retour d'expérience de ces méthodes chez EDF, et le développement de leur utilisation ne semble pas prévu.

2.2.10 – METHODE DE LA RESONANCE MAGNETIQUE NUCLEAIRE

Cette méthode développée à partir d'un concept proposé par une équipe de recherche russe, est utilisée pour les études hydrogéologiques de surface (première centaine de mètre).

La méthode consiste à mesurer le champ magnétique de relaxation créé par les noyaux d'hydrogène après une excitation à la fréquence appropriée.

A partir des mesures réalisées à la surface du sol, la distribution de la teneur en eau en fonction de la profondeur ainsi qu'une estimation de la taille des pores peuvent être déterminées.

Equipment required and implementation

The method requires geophones (an acoustic receiver), an acoustic channel and a recording device.

Interpretation

The results give the noise distribution over space and time.

Feedback and cost

This method is obviously sensitive to strong natural noises or vibrations, which limits its use or even precludes it in urban areas. EDF has no feedback from its use on earth-fill dams, but it would seem to have given good results in detecting the free surface of flows at ZOCCOLO dam in Italy (LA BARBERA, 1993).

2.2.9 – RADIOACTIVE METHODS

Radioactive methods make use of measurement devices used in nuclear physics (probes), which give information on the humidity of ground; those devices require drillholes. For memory, they include logs of natural radioactivity, logs requiring a radioactive source (Cesium 137), neutron-neutron or penetrometry-gamma densimeter logs. All of these methods require a certain number of precautions and highly qualified personnel, and in some cases their use is now prohibited. There is no feedback available from those methods at EDF, and nothing indicates that any further use will be made of them.

2.2.10 – NUCLEAR MAGNETIC RESONANCE METHOD

The nuclear magnetic resonance method was developed on the basis of a concept proposed by a Russian research team and is used in surface hydrogeological studies (within the first 100 m).

The method consists in measuring the magnetic field created by hydrogen nuclei after excitation at an appropriate frequency.

After measurements taken at the ground surface, the distribution of water content can be determined according to depth, and the size of the pores can be estimated.

Existing feedback in hydrogeology shows that this method is operational, and it would be interesting to test it on earthfill dams and embankments.



5



BARRAGE DE LAVAUD-GELADE
**Caméra thermique
à capteur infrarouge.**

Vue aval du barrage.

Visualisation brute et traitée par caméra.
(Documents EDF-DTG-Service ID).

LAVAUD-GELADE DAM
Infrared thermal camera.

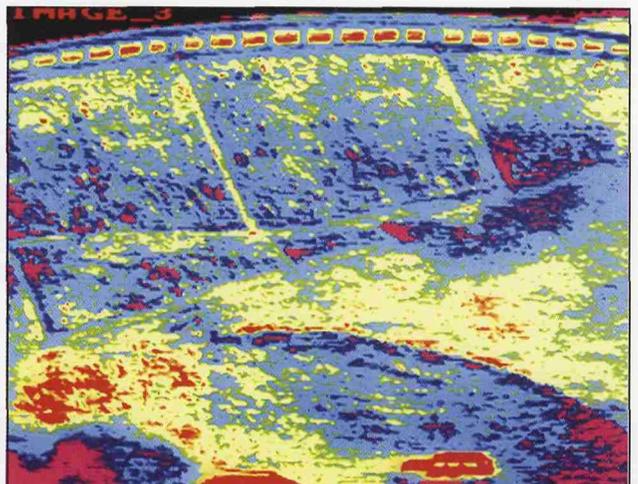
Downstream side of the dam.

Intact and processed images.
(Courtesy of EDF-DTG-Service ID).

6



7



8

Le retour d'expérience existant en hydrogéologie montre le caractère opérationnel de la méthode et, il serait intéressant de tester cette technologie pour des barrages ou digues en terre.

2.3 – DOMAINE D'APPLICATION

Le tableau 2 (page 57) synthétise le retour d'expérience caractérisant l'adéquation des méthodes géophysiques et constitue une doctrine d'aide au choix.

Concernant le choix de la méthode, il faut souligner qu'il ne peut intervenir qu'à l'issue :

- d'une inspection visuelle précise,
- d'une recherche en archive concernant la géologie de la fondation, la typologie et la géométrie de l'ouvrage, la nature et les caractéristiques géotechniques des matériaux constitutifs de l'ouvrage et le cas échéant de l'historique des incidents,
- d'une première phase d'analyse des mesures déjà existantes (pénétrométrie - tassement - déplacements - débits de fuites, traceurs colorants, visites subaquatiques, mesures de température et de conductivité de l'eau des résurgences des fuites, etc...).

2.3 – FIELD OF APPLICATION

Table 2 (page 58) summarises the feedback from our experience and can be used to determine the suitability of geophysical methods and help in selecting one. A method can only be selected after:

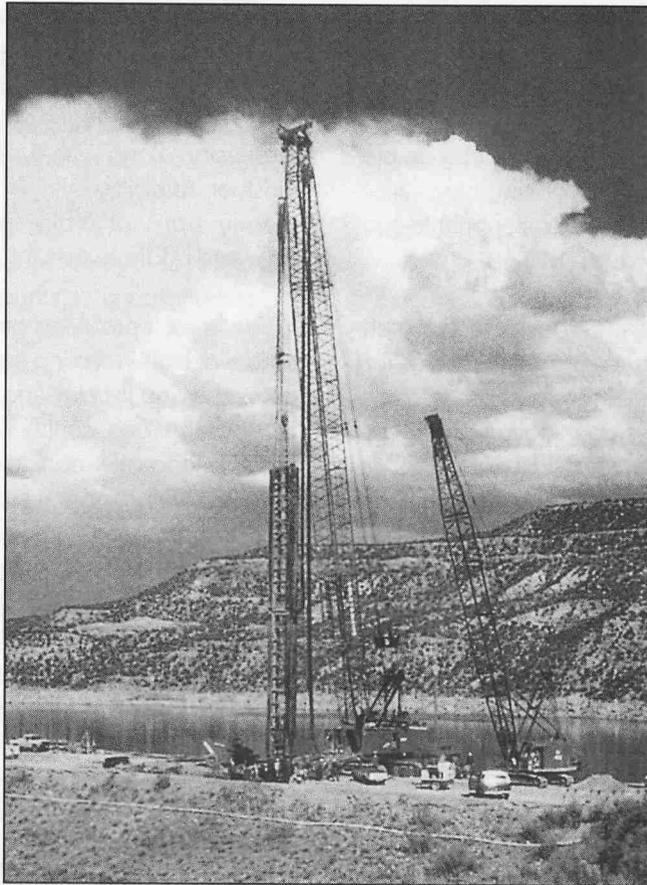
- close visual inspection,
- desk studies on foundation geology, the structure's typology and geometry, the nature and geotechnical characteristics of the materials in it, and where necessary background information on problems,
- an initial phase of analysing existing measurements (penetrometer, settlement, displacement, leakage flows, colour tracers, underwater inspections, water temperature and conductivity measurements at leakage outlets, etc.).

BILAN COMPARATIF DES METHODES GEOPHYSIQUES APPLIQUEES A LA RECHERCHE DE L'EROSION INTERNE

Méthode		Paramètre mesuré	Objectifs de détection	Typologie d'ouvrage concerné/adéquation	Retour d'expérience sur ouvrage hydraulique en terre	Observations
Electromagnétique artificielle		Conductivité (issue du rapport des composants E et H du champ électromagnétique).	Contraste de teneur en eau, détection d'écoulements préférentiels ou d'hétérogénéité.	Digue levée ou petit barrage en terre homogène. Linéaires importants.	Ne pas utiliser si il y a des perturbations électromagnétiques. Résultats souvent décevants.	Problèmes d'étalonnage. Interprétation quasi impossible sans une investigation complémentaire.
Magnéto-tellurique artificielle		Conductivité (issue du rapport des composants E et H du champ électromagnétique).	Contraste de perméabilité, teneur en eau, détection d'écoulements préférentiels ou d'hétérogénéité.	?	Néant	Problèmes d'étalonnage. Interprétation quasi impossible sans une investigation complémentaire.
Géoradar		Vitesse de propagation d'onde électromagnétique.	Cavités, fissures, zones décomprimées, écoulements préférentiels.	Digue ou petit barrage en terre homogène où des vides sont suspectés	Néant	Proscrire l'utilisation s'il existe des structures métalliques enterrées.
Géo-électrique	PS Electro-filtration	Différence de potentiel.	Zones d'entonnements de fuites.	Digues de canaux - Barrages en terre - Fonds de lits ou de retenues.	Bons résultats en général.	Proscrire s'il existe des courants vagabonds (cf. sites urbains).
	Résistivité méthode des potentiels	Différence de potentiel.	Détection et localisation en plan des écoulements préférentiels dans l'ouvrage. Mesures de perméabilité.	Digues et barrages en terre homogène ou mixte.	Résultats intéressants s'ils sont fournis dans le temps (vitesse de percolation). Ne donne pas la cote de la fuite.	Difficile à mettre en oeuvre si le courant est fort (concentration de saure insuffisante). Possibilité de déterminer la perméabilité si mesures dans le temps.
Microgravimétrie		Accélération de la pesanteur.	Hétérogénéité, zones décomprimées, fontis.	Digues et barrages en terre homogène ou mixte mais compactés de manière homogène ! Digues avec masque en dalles béton.	Résultats souvent inexploitable sauf dans les cas rares où les vides sont nombreux ou grands.	Nécessite une campagne géo-technique complémentaire (sondage / pénétrométrie).
Thermo-métrique	de surface	Température.	Tâches d'humidité et suintement. Résurgences de fuites. Panache thermique de fuites dans les contre-canaux.	Digues, levées ou barrages en terre.	Mise en oeuvre lourde et interprétation délicate. Adaptée aux digues de canaux peu végétalisées.	Bon complément de l'inspection visuelle. Coût élevé.
	profonde	Température.	Délimitation de la zone de fuites (cheminement localisé en plan et en cote). Calcul de perméabilité.	Digues, levées ou barrages en terre.	Résultats très positifs dans des conditions de forts contrastes thermiques.	Nécessite des forages et/ou piézomètres. Possibilité de déterminer la perméabilité si mesures dans le temps.
Flux		Vitesse de l'eau.	Zones d'entonnement de fuites.	Lacs de retenues de barrage.	Très sensible aux conditions météo (vent/vagues).	A utiliser en complémentarité avec d'autres méthodes géophysiques.
Traçage chimique		Concentration ou présence du colorant.	Résurgences et cheminements d'écoulements - Mesure de perméabilité.	Tout ouvrage.	Résultats qualitatifs si $K > 10^{-3}$ m/s.	Nécessite souvent une intervention de plongeurs.
Traçage radioactif		Concentration.	Résurgences et cheminements d'écoulements - Mesure de perméabilité.	Tout ouvrage.	Utilisation réduite par la législation.	Pas d'application récente.
Acoustique	Sonar	Vitesse de propagation d'ondes sonores.	Détection de dégradation du fond ou des berges.	Tout ouvrage.	Néant.	Néant.
	Sismique	Spectres de fréquence de bruit et vitesse de propagation.	Zones saturées ou décomprimées.	Grands barrages.	Néant.	Néant.
Radioactive		Teneur en eau.	Zones plus humides.	Tout ouvrage.		Nécessité d'un bon contact.
RMN		Champ magnétique de relaxation après excitation.	Détection de teneur en eau.	?	Néant.	Néant.

COMPARATIVE ASSESSMENT OF GEOPHYSICAL METHODS APPLIED TO DETECTION OF INTERNAL EROSION

Method		Measured parameter	Objectives of detection	Typology of the structure concerned / suitability	Feedback on earthen structures for hydro	Comments
Artificial electromagnetic		Conductivity (from the ratio of the E and H components of the electromagnetic field).	Difference in water content, detection of leakage paths or of heterogeneity.	Dyke, flood control bank or small dam of homogeneous earthfill. Very long structures.	Do not use in the case of electromagnetic disturbances. Results often disappointing.	Problem with calibration. Almost impossible to interpret results without additional investigations.
Artificial magneto-telluric		Conductivity (from the ratio of the E and H components of the electromagnetic field).	Difference in permeability, water content, detection of leakage paths or of heterogeneity. Problem with calibration.	?	None.	Problem with calibration. Almost impossible to interpret results without additional investigations.
Georadar		Speed of propagation of an electromagnetic wave.	Cavities, cracks, decompressed zones, leakage paths.	Dyke or small dam of homogeneous earthfill where the existence of voids is suspected.	None.	Do not use if there are any buried metal structures.
Geo-electric	PS Electro-filtering	Potential difference.	Leakage inlet zones.	Dykes on canals - Earthfill dams - Riverbed or reservoir bottoms.	Good results in general.	Do not use in the presence of any stray currents (e.g. urban sites).
	Resistivity (potential methods)	Potential difference.	Detection and location in a plane of local seepage flows in a structure. Permeability measurements.	Dykes and dams of homogeneous earthfill or mixed.	Interesting results if supplied over time (seepage rate). Does not give the elevation of leakage.	Difficult to use in a strong current (insufficient concentration of salt). Possibility of determining permeability if measurements are taken over time.
Microgravimetry		Acceleration due to gravity.	Heterogeneity, decompressed zones, sinkholes.	Dykes and dams of homogeneous earthfill or mixed but compacted in a homogeneous manner! Dykes with concrete slab facings.	Results often unusable except in rare cases where there are many or large voids.	Requires an additional geo-technical survey (drilling / penetrometer).
Thermo-metric	surface	Temperature.	Wet patches and seepage. Resurgent springs due to leakage. Thermal mixture of leakage in side canals.	Dyke, flood control bank or dam of homogeneous earthfill.	Complicated in use and difficult to interpret. Suitable for dykes along canals with little vegetation.	Good complement to a visual inspection. High coast.
	deep	Temperature.	Definition of the leakage area (leakage path located in a plane and in elevation). Calculation of permeability.	Dyke, flood control bank or dam of homogeneous earthfill.	Very positive results under conditions of strong thermal contrast.	Requires drillholes and/or piezometers. Possibility of determining permeability if measures are taken over time.
Flow velocity		Flow velocity.	Leakage inlet zones..	Reservoirs.	Highly sensitive to weather conditions (wind, waves).	Use as a complement to other geophysical methods.
Chemical tracing		Concentration or presence of a colouring agent.	Flow paths and resurgent springs. Permeability measurements.	Any.	Qualitative results if $K > 10^{-3}$ m/s.	Often requires recourse to divers.
Radioactive tracing		Concentration.	Flow paths and resurgent springs. Permeability measurements.	Any.	Use restricted by legislation.	No recent applications.
Acoustic	Sonar	Speed of propagation of sonar waves.	Detection of damage on the bottom or the banks.	Any.	None.	None.
	Seismic	Noise frequency spectra and speed of propagation.	Saturated or decompressed zones.	Large dams.	None.	None.
Radioactive		Water content.	Wetter zones.	Any.		Requires good contact.
RMN		Magnetic field of relaxation after excitation.	Detection of water content.	?	None.	None.



BARRAGE DE NAVAJO (USA)
Réparation du barrage

NAVAJO DAM (USA)
Repair

• 3 • TECHNIQUES DE CONFORTEMENT

3.1 – ELEMENTS DE CHOIX ENTRE LES DIFFERENTES TECHNIQUES

Les techniques de réhabilitation et les cas de désordres sont trop variés pour donner un panorama complet de leurs applications. Il est par contre plus aisé de relever les points communs d'un certain nombre de confortement de désordres causés par l'érosion interne et de rappeler les techniques les plus couramment employées. Les techniques de confortement mises en place diffèrent en fonction de :

- la nature du désordre,
- du type de barrage,
- du risque aval lié aux dimensions du barrage ou de la charge hydraulique.

■ 3 ■ STRENGTHENING TECHNIQUES

3.1 – CHOICE BETWEEN THE VARIOUS TECHNIQUES

Both rehabilitation techniques and causes of problems are too numerous to give an exhaustive overview of their various applications. However, it is easy to point out the common points between the strengthening works done to repair problems caused by internal erosion, and to recall the most commonly used techniques. The strengthening techniques that may be used differ according to:

- the nature of the problem,
- the type of dam,
- hazards related to dam size or hydraulic loading.

Les désordres diffèrent par la nature de leur cause et de leur conséquence, ils peuvent être causés par :

- une suffusion ou émergence de fuites avec risque de perte de capacité,
- une suffusion accompagnée d'une augmentation de piézométrie entraînant un risque d'instabilité,
- une amorce de renard ou une suffusion importante évoluant vers la rupture de l'ouvrage.

Si ces désordres sont souvent liés à des défauts d'étanchéité plus ou moins graves, la réparation n'est pas forcément la réfection de l'étanchéité. La réparation consiste en théorie à stopper une des deux conditions nécessaires à l'érosion interne (voir 1.2). La réfection de l'étanchéité diminue la vitesse d'écoulement et peut enlever la condition d'arrachement si la contrainte d'entraînement devient inférieure à τ_c . Les injections peuvent annuler la condition de transport, si la perméabilité devient inférieure à 10^{-6} m/s. La pose d'un filtre aval sous une recharge est une autre façon de stopper la condition de transport. Le choix de la réhabilitation dépend de la fonction détériorée de l'ouvrage :

- perte d'eau : réfection de l'étanchéité,
- perte de stabilité : drainage ou pose d'une recharge aval après pose d'un filtre,
- perte de l'ouvrage par renard : réfection de l'étanchéité.

La répartition des modes de confortement apparaît aussi liée au risque créé par la taille de la retenue. Ce risque de rupture est quantifié en partie par le débit de pointe de la crue qui résulterait de l'effacement du barrage. En première approximation, ce débit pour un barrage est proportionnel à $H^{5/2}$, avec H hauteur du barrage. L'importance des désordres et des risques est donc fortement lié à la hauteur. La réfection de l'étanchéité est d'autant plus nécessaire que le barrage est haut car l'étanchéité est la fonction principale du barrage. Parmi les ouvrages réhabilités, les digues en général ont une hauteur moyenne inférieure à 10 m, les petits barrages ont en moyenne 10 m et les grands barrages ont des hauteurs très variables supérieures à 15 m.

- Pour les digues, les travaux sont d'autant plus conséquents que la piézométrie ou le débit aval sont forts, ils concernent l'amélioration du drainage dans le contrecanal par des puits drainants, le clapage d'argile ou de limon à l'amont, la réfection du filtre aval avec pose d'une recharge et la mise en place d'une étanchéité mince centrale.
- Pour les petits barrages, l'expérience en France montre que la réfection principale est la reconstruction de la zone érodée avec un soin vigilant apporté au choix et au compactage des matériaux dans de rares cas une

Similarly, problems differ according to the nature of their causes and their consequences; causes may be:

- suffusion or the emergence of leakage with the risk of loss of strength,
- suffusion along with a rise in watertable, leading to a risk of instability,
- early signs of major suffusion or piping, tending towards dam failure.

While such problems are often related to more or less serious defects in sealing, repair does not necessarily hinge on upgrading that sealing. Theoretically, repair consists in stopping one of the two necessary conditions for internal erosion (i.e. particles being torn off and transported, see 1.2). Upgrading sealing decreases flow speed and can remove the condition of particles tearing off if the entrainment stress falls below τ_c . Grouting can eliminate the particle transport condition if permeability falls to less than 10^{-6} m/s. Installing a downstream filter under weighting is another way of stopping particle transport. The choice of rehabilitation technique depends on how deteriorated the structure is:

- if water is being lost, the sealing system must be upgraded,
- if stability is lost, drainage or downstream weighting must be installed after a filter is provided,
- if the structure's solidity is being lost due to piping, the sealing system must be upgraded.

The distribution of strengthening modes also appears to be related to the hazard created by reservoir size. That failure hazard is partly quantified by the peak flood flow that would result from the dam disappearing. As a first estimate, that flow would be proportional to $H^{5/2}$ where H is dam height. The importance of the problems and resulting hazards is therefore closely linked to dam height. Repair of the sealing system is all the more necessary when the dam is high, since watertightness is the dam's main function. Of the structures that have undergone rehabilitation, the dykes are generally less than 10 m high, the small dams are 10 m high on average, and the large dams vary in height, always over 15 m.

- For dykes, the works will be all the more consequent when the watertable or downstream flow is high, and will involve improvement of drainage in the side canal by means of drainage shafts, dumping clay or silt on the upstream side, repairing the downstream filter and weighting that side, and installing a thin central sealing wall.
- For small dams, French experience shows that the main rehabilitation consists in rebuilding the eroded zone with special care in the choice and compacting of mate-

étanchéité amont a été mise en place.

- Pour les grands barrages, la réhabilitation la plus fréquente est la paroi moulée, mais lorsqu'il s'agit d'une suffusion limitée, la réparation du filtre avec pose d'une recharge aval constitue la solution la plus économique.

Le domaine d'application des techniques de réparation d'étanchéité dépend de trois principaux paramètres :

- la perméabilité du terrain,
- la nature et la résistance du terrain,
- le coût des techniques envisageables pour le site étudié.

Généralement, on pense en tout premier lieu à faire appel aux techniques d'injection. Très souples, elles ne nécessitent pas de gros moyens mécaniques, et s'adaptent à des terrains très variés. Cependant, l'injection a pour vocation de remplir les vides, cavités ou les joints ouverts car son domaine d'application est limité par la perméabilité. Elles ne pénètrent pas les terrains de perméabilité inférieure ou égale à 10^{-6} m/s, sans claquage (le claquage est déconseillé dans les ouvrages de faible hauteur). Elles sont coûteuses et délicates dans les terrains de forte perméabilité.

D'un autre point de vue, certains ingénieurs souhaitent avoir une coupure étanche physiquement plus palpable et plus contrôlable que l'injection, ils parlent alors de «positive cut off» terme emprunté aux Américains, qui correspond tout simplement aux parois d'étanchéité. Effectivement, on a de plus en plus recours aux techniques de paroi pour les réparations des barrages en terre. L'utilisation de parois au coulis est souvent réservée aux ouvrages de faible hauteur, car c'est le procédé a priori le plus économique et le produit le plus souple, mais le plus souvent le matériau de remplissage sera soit du béton plastique, soit du béton classique pour les grands barrages. Cependant la résistance du rocher limite l'emploi de la paroi à des terrains ayant une résistance à la compression inférieure à 100 MPa et ayant une dureté CERCHAR inférieure à 30.

Enfin, dans certains cas, il est avantageux d'associer les deux grandes techniques : injection et paroi d'étanchéité. Dans le cas de désordres importants, un serrage doit être restitué avant la réalisation de la réparation de l'étanchéité. Cela peut être réalisé par des injections de remplissage et de recompactage (compaction grouting), pour permettre la réalisation de la paroi moulée dans des conditions normales de sécurité et de résultat.

Les étanchéités amont sont de plus en plus utilisées sur des ouvrages neufs, et leur emploi en réhabilitation

with special care in the choice and compacting of materials; in some rare cases an upstream sealing system has been installed.

- For large dams, the most common rehabilitation technique is the diaphragm wall, but in the case of restricted suffusion, it is more economical to repair the filter and add weight on the downstream toe.

The field of application of sealing repair techniques depends on three main parameters:

- ground permeability,
- ground strength and type,
- cost of the techniques that can be envisaged for the site in question.

One's first thought is usually to make use of grouting techniques: they are very flexible, do not require major mechanical means, and adapt to a wide variety of ground. However, the main purpose of grouting is to fill in voids, cavities or open cracks, as its field of application is limited by permeability. It cannot penetrate ground with permeability equal to or less than 10^{-6} m/s without hydraulic fracturing, which should be avoided when the dam is low. They are also costly and tricky in ground with high permeability.

From another standpoint, some engineers want to achieve watertightness in a more tangible and easy to control fashion than is possible with grouting; in this case they speak of a «positive cut off», a term borrowed from the Americans that corresponds quite simply to a diaphragm wall. And in fact diaphragm wall techniques are increasingly used to repair earthfill dams. The use of slurry walls is often restricted to low dams, as at first consideration it would seem to be the most economical and adaptable solution, but often the filling materials will be either plastic concrete or conventional concrete in large dams. However, the rock's strength limits the use of a wall to ground with compressive strength of under 100 MPa and CERCHAR hardness of less than 30.

Finally, in some cases there are advantages to combining the two general techniques, i.e. grouting and diaphragm wall. In the face of major problems, consolidation must be restored before the sealing system is upgraded. This can be done by compaction grouting, to permit construction of a diaphragm wall under acceptable safety conditions and with satisfactory results.

Upstream sealing systems are increasingly used on new structures, and their use in rehabilitation of older structures should be considered. Experience has shown that they are only economically justified if the reservoir is relatively

d'ouvrages anciens est à envisager. L'expérience montre que leur emploi n'est économiquement justifié que si la sédimentation de la retenue est limitée (dans le cas contraire, les travaux d'ancrage de la membrane sont conséquents et inconfortables) et si la fondation est suffisamment étanche (sinon, l'ajout de l'étanchement de la fondation défavorise cette solution au profit de la paroi centrale). Récemment des étanchéités en géocomposites ont été mises en place, mais il est encore trop tôt pour évaluer leur performances techniques et économiques.

3.2 – PRINCIPALES TECHNIQUES DE CONFORTEMENT

Seules les techniques les plus utilisées en France sont ici présentées :

- interposition centrale d'une paroi d'étanchéité,
- injection,
- pose d'un filtre et d'une recharge,
- pose d'une membrane amont.

3.2.1 – LES PAROIS D'ÉTANCHÉITÉ

Pour réaliser les parois d'étanchéité, il existe plusieurs techniques, différenciées par le type d'outillage utilisé :

- la paroi à l'hydrofraise,
- la paroi à la benne,
- la paroi mince,
- les pieux sécants.

Pour les barrages les plus hauts et en absence de blocs, l'outillage le plus utilisé actuellement est du type hydrofraise, pour les petits barrages, la benne est couramment employée et pour les digues en alluvions, la paroi mince est la plus économique et la plus courante.

➔ EXCAVATRICE DE PAROI DE TYPE HYDROFRAISE

Méthode de travail de l'hydrofraise

Ce procédé est caractérisé par un outillage d'une part, et une méthode de travail d'autre part (G-Y FENOUX, 1988). Il permet de réaliser des parois dans des fondations meubles ou rocheuses (jusqu'à environ 100 MPa de résistance à la compression).

free of sedimentation (if not, major and costly work is required to anchor the membrane) and if the foundation is sufficiently watertight (if not, the works to seal the foundation diminish the advantages of this solution, in favour of the central diaphragm wall). Recently, geocomposite sealing systems have been installed, but it is still too early to evaluate their technical and economic merits.

3.2 – MAIN STRENGTHENING TECHNIQUES

Only the most commonly used techniques in France are presented hereafter:

- insertion of a central diaphragm wall,
- grouting,
- placement of a filter and weighting,
- installation of an upstream membrane.

3.2.1 – DIAPHRAGM WALLS

There are several techniques to build diaphragm walls that differ by the type of equipment used:

- diaphragm wall built with a hydrofraise,
- diaphragm wall built with a grab,
- thin diaphragm wall,
- secant piles.

When the dam is high and there are no boulders in it, the most commonly used equipment today is the Hydrofraise, while the grab is routinely used for small dams, and the thin diaphragm wall is the most economical and most common technique for dykes built of alluvial fill.

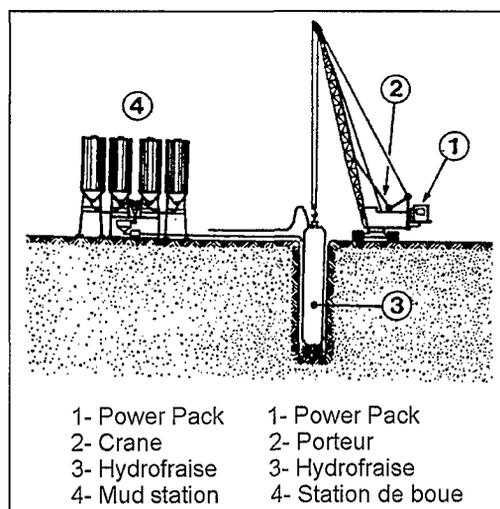


FIGURE 16 - Composition schématique d'un atelier hydrofraise.

FIGURE 16. Layout of a Hydrofraise workstation

➔ HYDROFRAISE EXCAVATION SYSTEM

Hydrofraise excavating method

The Hydrofraise is a specific piece of equipment and a working method at once (G-Y FENOUX, 1988). It can be used to build diaphragm walls in loose or rock foundations with compressive strength of up to 100 MPa.

The equipment consists of three elements: the Hydrofraise frame, the crawler crane and the mud treatment station (figure 16).

L'outillage se compose de trois éléments : bâti hydrofraise, porteur, station de boue (figure 16).

L'outil de perforation est une double fraise montée à la base d'un bâti métallique et constituée par deux tambours à axes horizontaux et parallèles, munis de pics et entraînés par deux moteurs hydrauliques tournant lentement (10 à 20 tours/min), avec un couple élevé (40 000 m.N), les pics désagrègent le terrain. La perforation est effectuée de manière continue, sans sortir le bâti de la fraise de la tranchée.

Le troisième moteur anime une pompe à boue dont l'orifice d'aspiration est situé juste au-dessus des tambours, au point de production des éléments de perforation. La boue, aspirée à plus de 300 m³/h, charrie à la surface ces éléments. La boue est refoulée jusqu'à la station de traitement d'où elle ressort criblée et desablée. Elle est ensuite renvoyée dans la saignée. Il s'agit d'une « circulation inverse de boue de forage » (figure 17).

La centrale à boue est située en surface. Elle se compose d'unités de stockage pour la bentonite et pour la boue, et d'une unité de criblage et de desablage des sédiments de perforation. Une centrifugation permanente de la boue est assurée, pour renouveler le fluide de perforation dans la tranchée, et pour stocker les déblais quasiment secs, donc plus faciles à évacuer.

Réalisation de la paroi à l'hydrofraise

La réalisation est simple : mise en station de l'outillage, perforation d'un panneau élémentaire de paroi sans bouger, ni manoeuvrer, jusqu'à la profondeur désirée. La perforation en continu et

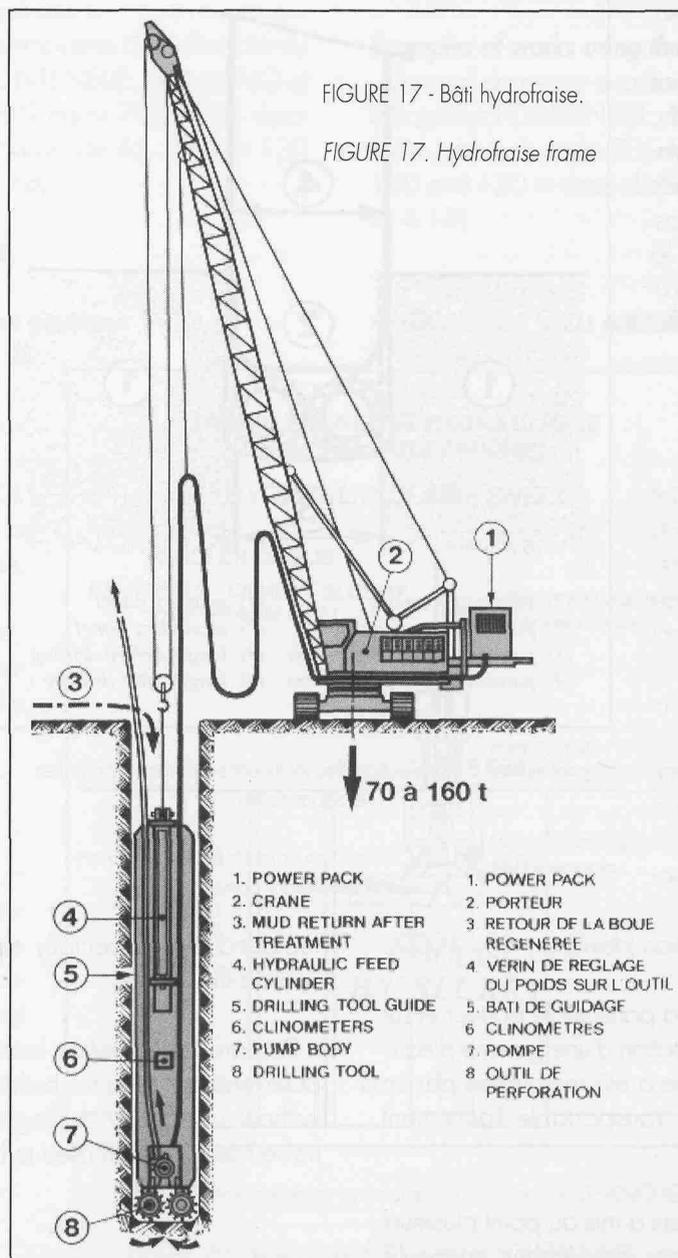
The double cutting tool is mounted at the bottom of a metal frame and consists of two horizontal-axis parallel cutting drums with cutters and driven by two slowly rotating (10 to 20 rpm) motors with high torque (40,000 m.N). The cutters break up the ground to bore down continuously into the fill without removing the Hydrofraise frame from the trench.

A third motor drives a mud pump with its suction hole set just above the cutting drums, at the point where the cuttings are produced. The mud is sucked up at a rate of over 300 m³/h and carries those elements up to the surface. The mud is then sent back to a treating station from which it emerges screened and desanded. It is then sent back into the trench, according to a reverse mud circulation principle (figure 17).

The mud treatment station is located on the surface; it consists of bentonite and mud storage units, and a unit to screen and desand the cuttings. The mud is constantly subjected to centrifugal force to renew the drilling fluid in the trench and to store practically dry muck that is easier to remove.

Building a diaphragm wall with a Hydrofraise

This construction technique is quite simple: the equipment is installed and an elementary panel element is drilled - with no movement - to the required depth. Drilling is continuous and free of any shocks, vibrations, or shaking, so that there are no mini-slides in the trench walls as the equipment advances, which is the case with other techniques. An elementary vertical panel often measures 2.40 m wide (in the plane of the wall) and is between 0.65 and 1.5 m thick. A primary panel is composed of several elementary



l'absence de chocs, de vibrations, d'ébranlements suppriment les mini-éboulements des parois de la saignée à chaque passage de l'outil des autres techniques. Un panneau élémentaire vertical mesure souvent 2,40 m d'ouverture (dans le plan de la paroi). Il a une largeur comprise entre 0,65 et 1,5 m. Un panneau primaire est composé de plusieurs panneaux élémentaires, il peut avoir jusqu'à 10 m d'ouverture. A la fin de la perforation, il est bétonné. Deux panneaux primaires sont séparés par des merlons de terrain non perforé de 2,2 m d'ouverture. Ces merlons constituent les panneaux secondaires que l'outillage perce en mordant de 0,10 m dans le béton des panneaux primaires adjacents. Le joint est de bonne qualité sans aucun dispositif spécial (figure 18).

Les pics qui désagrègent le terrain constituent les outils d'usu-re. Ils sont changés périodiquement. La consommation de pics varie selon la dureté du terrain. L'efficacité maximale est obtenue lorsque les déblais produits par les pics sont de la plus grosse dimension évacuable par la pompe à boue. La vitesse maximale de perforation peut atteindre 30 à 40 m²/h.

Derniers développements de l'hydrofraise

Cette machine a fait l'objet de nombreux développements qui lui assurent une grande précision de travail. Elle est équipée de nombreux capteurs permettant les opérations suivantes :

- détection des terrains au cours de la perforation,
- contrôle permanent de verticalité, par inclinomètres incorporés,
- possibilité de rectifier les déviations,
- grande précision de perforation (déviaton < 1/1000).

La recherche sur le matériel a porté sur le porteur et sur le bâti. Elle a conduit à la réalisation d'une gamme d'équipements compacts, où la grue a été remplacée par un engin spécialement conçu, transportable facilement (figure 19).

La recherche sur les matériaux a mis au point plusieurs produits permettant de réaliser des écrans en coulis

panels and can be up to 10 m wide. Once drilling is finished, concreting can start. Two primary panels are separated by undrilled columns of earth 2.2 m wide. Those columns are the basis of the secondary panels that the equipment drills, with a 0.10 m overbite into the concrete of the adjacent primary panels. A good quality joint is produced with no special arrangements (figure 18).

The cutters that break up the ground are wear elements and must be changed regularly. How many are consumed will depend on the ground's hardness. Maximum efficiency is achieved when the lumps from the cutters are as big as the mud pump can remove. Maximum drilling speed can reach 30 to 40 m²/h.

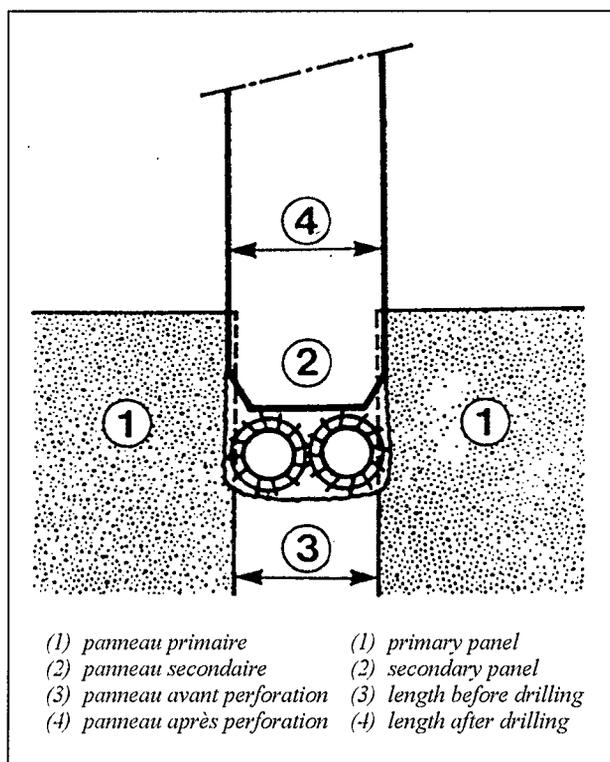


FIGURE 18 - Réalisation des joints entre panneaux primaires et secondaires

FIGURE 18. Construction of joints between primary and secondary panels

Recent developments in the Hydrofraise technique

A great deal of effort has been made to give this equipment greater accuracy. It is now fitted with a number of sensors for the following purposes:

- to detect the ground during drilling,
- to constantly monitor verticality, by means of built-in inclinometers,
- to make it possible to correct any deviation,
- to enable high accuracy drilling (deviations < 1/1000).

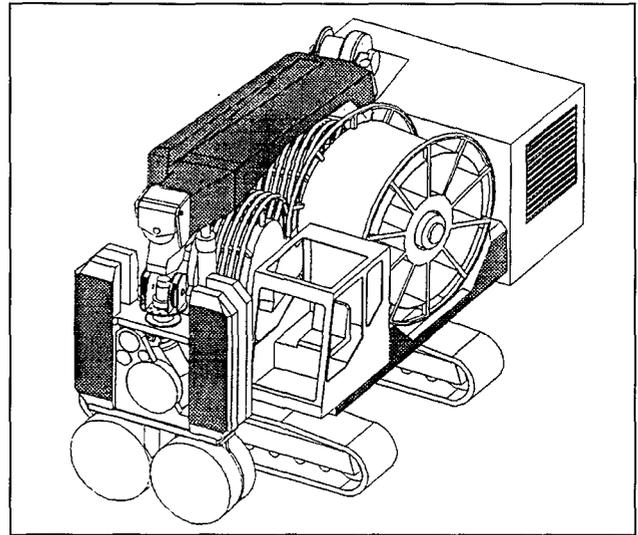
The research on this equipment has mainly addressed the crane and the frame, and has resulted in a line of compact machines where the crane has been

replaced by a specially designed, easy to transport vehicle (figure 19).

Research on materials has resulted in the development of several products for building self-setting slurry cut-offs without using any drilling mud, although the Hydrofraise has also been used to built plastic concrete cut-offs.

FIGURE 19 -
Hydrofraise compacte (Document SOLETANCHE)

FIGURE 19. Compact Hydrofraise (Courtesy of SOLETANCHE)



autodurcissants sans utiliser de boue de forage, bien que l'hydrofraise ait été utilisée pour réaliser des écrans en béton plastique.

Exemples de réalisation de l'hydrofraise

Plusieurs réalisations sont exemplaires de l'efficacité du procédé : les barrages de FONTENELLE, de NAVAJO et de MUD MOUNTAIN (Photo 9 page 70) ont été réparés respectivement par des parois de 45, 140 et 120 m dans le noyau (4.16 à 4.18).

Examples of works using the Hydrofraise

Several dams are excellent evidence of the technique's efficiency: FONTENELLE, NAVAJO and MUD MOUNTAIN (photo 9 page 70) dams were repaired with 45, 140 and 120 m deep diaphragm walls in the core (4.16 to 4.18).

➔ PAROIS MOULÉES À LA BENNE

Méthode de travail de la benne preneuse

L'outil de perforation utilisé est une benne, composée d'un corps lourd, terminée par deux demi-coquilles à la base et accrochée à une grue (figure 20). L'ouverture et la fermeture de la benne se fait depuis la surface, soit :

- par commande mécanique,
- par commande hydraulique par des vérins hydrauliques installés sur la benne.

Réalisation de la paroi à la benne preneuse

Pour guider la benne et implanter les panneaux avant la perforation, il est nécessaire de réaliser une tranchée sur une profondeur de 1 à 1,5 m de largeur supérieure de 30 à 50 cm à celle de l'écran dont les parois, en béton armé, sont appelées

➔ DIAPHRAGM WALLS BUILT WITH A GRAB

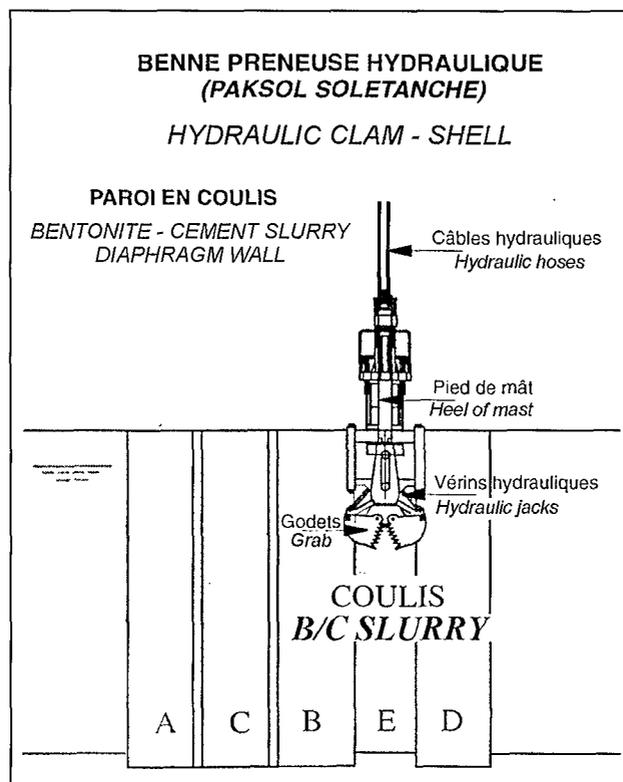


FIGURE 20 - Benne preneuse hydraulique (Document SOLETANCHE)

FIGURE 20. Hydraulic grab (Courtesy of SOLETANCHE)

Grab excavating method

The drilling tool is a grab consisting of a heavy body with two halfshells at the base, attached to a crane (figure 20). The grab is opened and closed from the surface, either mechanically or hydraulically with hydraulic jacks installed on the grab itself.

Building a diaphragm wall with a grab

To guide the grab and set the panels before drilling, a trench 1 to 1.5 m deep and 30 to 50 cm wider than that of the cut-off must be dug; the reinforced concrete walls of that cut-off are known as «guide walls».

«murettes-guides». Deux types d'écrans distincts peuvent être réalisés :

a - Réalisation de la paroi au béton plastique en deux phases successives

Il s'agit d'une paroi moulée classique avec une phase d'excavation sous boue bentonitique puis une phase de bétonnage à l'aide de béton plastique (figure 21).

Pendant la phase de perforation, la boue assure la stabilité de la tranchée grâce à ses propriétés thixotropiques. Dans un terrain perméable, elle tend à s'infiltrer dans le sol, ce qui provoque un dépôt de bentonite sur les parois par formation d'un cake qui assure l'étanchéité et participe à la stabilité des parois de la tranchée. Dans un terrain argileux homogène, il est possible de perforer à l'eau claire.

La perforation s'effectue par panneaux alternés : on commence par perforer les panneaux primaires, dont la longueur est conditionnée par de multiples paramètres : caractéristiques du terrain, largeur et profondeur de la paroi, en général, un panneau primaire mesure de 5 à 8 m d'ouverture (des panneaux plus longs diminuent le nombre des joints, mais exigent un plus grand nombre de colonnes de bétonnage par panneau).

Two distinct types of cut-offs can be built:

a - Construction of a plastic concrete diaphragm wall in two successive stages

This is a conventional diaphragm wall with an excavation phase using bentonite mud and a concreting phase using plastic concrete (figure 21).

During the drilling phase mud is used to stabilise the trench thanks to its thixotropic properties. In permeable ground it tends to infiltrate into the ground, which causes a bentonite deposit on the walls by forming a cake that seals and helps stabilise the trench walls. In homogeneous clay walls it is possible to drill with just clear water.

Drilling is done in alternating panels: first the primary panels are drilled, to a depth that depends on many parameters including the ground's characteristics, and the diaphragm wall's width and depth. A primary panel is usually drilled 5 to 8 m wide; longer panels require fewer joints but more concreting tremie pipes per panel.

Each panel is drilled continuously to the width of the grab. Careful desanding is required after clearing out the earth between primary panels to avoid leaving pockets of impermeable ground in the trench. An air-lift system can be used to scrape out the bottom of each panel.

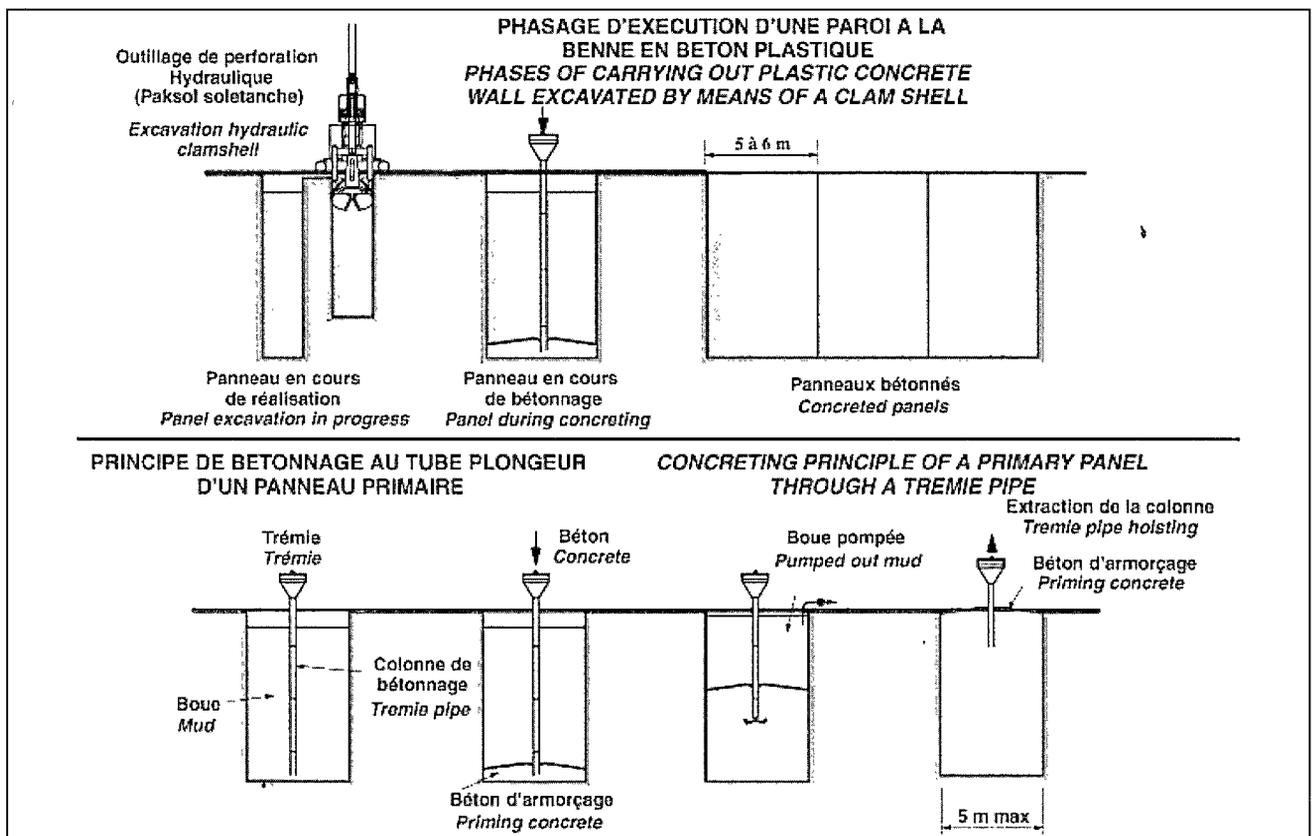


FIGURE 21 - Phasage d'exécution et principe de bétonnage d'une paroi moulée à la benne (Document SOLETANCHE)

FIGURE 21. Sequencing and principles of concreting a diaphragm wall with a grab (Courtesy of SOLETANCHE)

Chaque panneau est perforé en continu, à la largeur de la benne. Un curage soigné est nécessaire après déblaiement de merlons entre panneaux primaires, pour éviter de laisser des poches de terrain imperméable dans la tranchée. Le grattage du fond des panneaux peut être fait par un dispositif émulseur.

Les panneaux secondaires sont perforés ultérieurement après bétonnage des primaires adjacents. Leur longueur est généralement plus petite. Lors de la réalisation des secondaires, la benne vient mordre d'au moins 10 cm dans le béton des primaires voisins. La perforation des secondaires se fait au minimum 4 jours après le bétonnage des primaires. A ce stade, une benne perce sans difficulté du béton plastique. Il est impératif de gratter les joints avec un outil racleur après perforation des secondaires, afin d'assurer l'étanchéité des raccords.

Le bétonnage des panneaux se fait au tube plongeur sous la boue bentonitique servant à maintenir la tranchée ouverte. Par effet de chasse, les premières gâchées de béton qui arrivent au fond remontent au contact avec la boue et les sédiments restant dans le panneau : ainsi, seule une faible partie du béton est « polluée » et il suffit de l'éliminer en faisant déborder le béton en fin d'opération.

Au cours du bétonnage, le béton remonte en formant un cône, si bien qu'il est obligatoire d'utiliser plusieurs colonnes de bétonnage dès que la longueur des panneaux dépasse 5 m. Chaque colonne est soutenue par une grue, et remontée au fur et à mesure du bétonnage dont on contrôle en permanence l'avancement, notamment pour détecter d'éventuels hors-profils ou éboulements.

b - Réalisation de la paroi à la benne réalisée en une phase : la paroi au coulis

Il s'agit d'un procédé plus simple : le fluide qui assure la stabilité de la tranchée, pendant la phase de perforation est un coulis de bentonite-ciment qui, après durcissement, constitue le matériau définitif de l'écran. Cette méthode est la plus fréquemment employée lorsqu'il s'agit de réaliser une paroi dont la seule fonction attendue est l'étanchéité.

La perforation peut sans difficultés se faire par panneaux alternés, car la benne peut facilement mordre dans du coulis fraîchement pris lors de l'exécution des secondaires.

La méthode la plus généralement employée est celle de la perforation en continu, chaque panneau primaire a la même longueur que la benne : la longueur de recouvrement est prise égale à l'épaisseur de la paroi, augmen-

Secondary panels are drilled after the adjacent primary ones have been concreted, and are generally shorter. When the secondary panels are being built, the grab bites at least 10 cm into the concrete of the neighbouring primary panels. Secondary panels cannot be drilled until at least 4 days after the primary panels have been concreted. At that point a grab can easily go through plastic concrete. The joints must be scraped with a tool after the secondary panels have been drilled so that the contacts will be watertight.

The panels are concreted with a tremie pipe running under the bentonite mud that holds the trench open. The first batches of concrete that arrive at the bottom are flushed back up at the contact with the mud and the sediments remaining in the panel, so only a small portion of the concrete is « spoiled » and it can be eliminated by letting the concrete overflow at the end of the operation.

During concreting, the concrete rises in the form of a cone so that several concrete columns are required for panels over 5 m long. Each column is supported by a crane and brought up as the concreting progresses; that progress is monitored continuously, in particular to detect any overbreak or sliding.

b - Construction of a diaphragm wall in one stage: the slurry cut-off

This is a simpler technique, as the fluid that stabilises the trench in the drilling phase is a bentonite-cement slurry that, after setting, forms the final material making up the cut-off. This is the most commonly used method when the only purpose of the diaphragm wall is watertightness.

There is no difficulty in drilling in alternating panels, as the grab can easily bite into the freshly set slurry when the secondary panels are drilled. Usually continuous drilling is employed, with each primary panel being as long as the grab; overlap is considered equal to the thickness of the wall plus the maximum expected deviation at the base of the wall.

Field of application of the grab technique of diaphragm wall construction

The grab technique can be used in any type of soil except hard ground that a conventional grab cannot penetrate unless special equipment is used, such as a rock drill to drill through a hard layer of limited thickness. This means that the technique is routinely used to build diaphragm walls up to 40 m deep. Beyond that depth, the loss of efficiency in excavation with increasing depth general-

tée de la déviation maximale attendue en base de paroi.

Domaine d'application de la paroi à la benne preneuse

Cette technique «à la benne» est adaptée à tout type de sol, sauf aux terrains durs qu'une benne classique ne peut forer (à moins d'utiliser un outillage particulier, tel le trépan pour traverser un banc dur d'épaisseur limite).

Dans ces conditions, cette technique permet de réaliser couramment des parois jusqu'à une profondeur de 40 m. Au delà la diminution des rendements d'excavation avec la profondeur conduit généralement à réserver cette technique pour des cas particuliers ne pouvant être résolus que par la benne preneuse comme par exemple les alluvions ou éboulis avec blocs.

Les épaisseurs usuelles de ce type de paroi sont comprises entre 0,50 et 1,50 m.

Exemple de réalisation de paroi à la benne preneuse

Le barrage de BALDERHEAD, victime d'un renard par claquage hydraulique dans le noyau, a été réparé par une paroi de ce type, de 45 m, foré à la benne Kelly (4. 19).

➔ PAROI MINCE

Méthode de travail de la paroi mince

Ce type de paroi est réalisé suite au fonçage dans le terrain d'un profilé métallique lors de l'extraction de ce profilé par injection au fur et à mesure de sa remontée d'un coulis d'étanchéité auto-durcissant qui remplit l'emprunte libérée par ce profilé. Avec ce type d'écran, on atteint des perméabilités de l'ordre de 10^{-7} à 10^{-8} m/s sur une épaisseur moyenne de 10 cm. Pour cela, il convient d'utiliser un coulis présentant une perméabilité intrinsèque suffisamment faible.

Réalisation de la paroi mince

Les différentes phases de l'exécution sont les suivantes (figure 22 et Photo 10 page 70).

ly means that this technique is reserved for special cases that can only be solved by grab, for example alluvial or colluvial fills with boulders.

Generally this type of diaphragm wall is 0.50 to 1.50 m thick.

Examples of works using the grab

BALDERHEAD dam suffered from hydraulic fracturing causing piping in the core and was repaired with this kind of diaphragm wall, to a depth of 45 m drilled with a Kelly (4. 19).

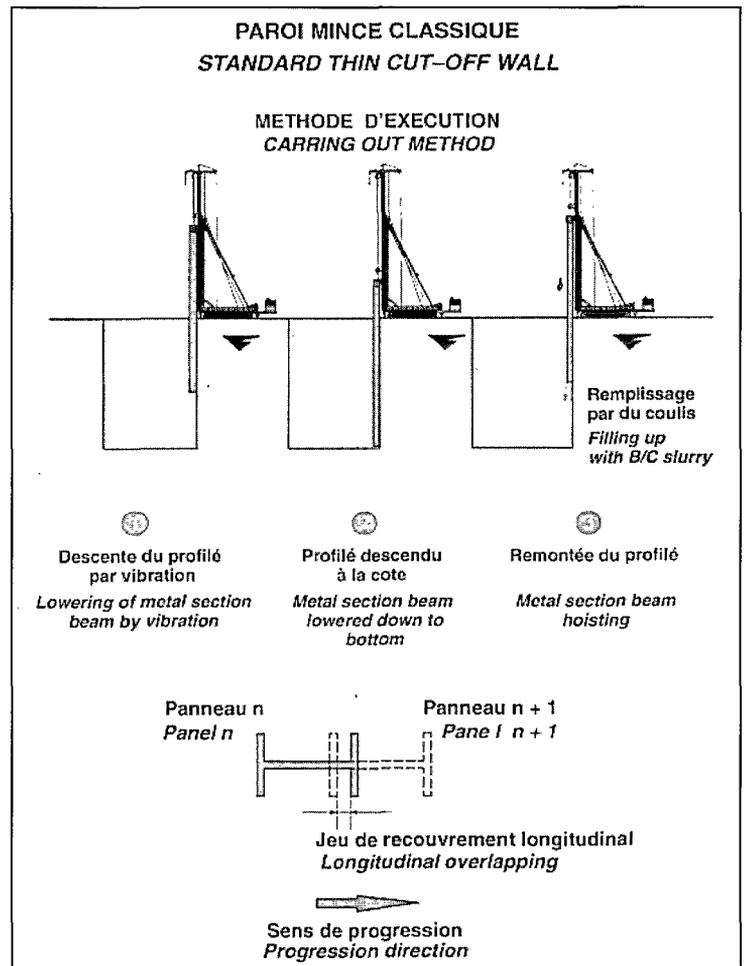
➔ THIN DIAPHRAGM WALL

Thin cut-off method

This type of diaphragm wall is built by driving a metal section (i.e. a kind of sheet pile) into the ground and then bringing that section up again by grout pressure, using a self-setting watertight slurry that fills up the space left empty by the section. With this type of cut-off, permeabilities of the order of 10^{-7} to 10^{-8} m/s are expected for an average thickness of 10 cm. This means that a slurry with a sufficiently low intrinsic permeability must be chosen.

FIGURE 22
Méthode d'exécution de la paroi mince classique
(Document SOLETANCHE)

FIGURE 22.
Conventional thin diaphragm wall construction method
(Courtesy of SOLETANCHE)



- Exécution d'une tranchée dans l'axe de la paroi, servant de réservoir à coulis.
- Le fonçage du profilé métallique se fait par simple battage ou par vibration, avec ou sans lançage (c'est-à-dire injection d'eau à l'avancement pour faciliter la pénétration du profilé).
- Le creusement de l'empreinte de la paroi est fait par simple refoulement du sol : il n'y a pas de déblais à évacuer du chantier.
- L'étanchéité est assurée par l'injection basse pression d'un coulis dans l'empreinte laissée dans le sol par la remontée du profilé.
- Lorsque le profilé est remonté, la machine se déplace et le profilé est foncé de nouveau, en assurant un recouvrement de quelques centimètres.

Domaine d'application de la paroi mince

Cette technique est bien adaptée pour étancher les digues de fleuve ou de canaux.

Cette technique s'applique à tout type de terrain (naturel ou remblai) dans lequel le battage d'un profilé est possible. Des blocs isolés peuvent être refoulés dans le sol. Le battage est également possible dans un rocher fortement altéré ou à faible profondeur. Cependant, le procédé ne s'applique pas au cas de couches dures à traverser.

L'épaisseur de la paroi dépend de la nature des terrains. Elle peut varier de quelques centimètres dans un sable fin, à 20 cm dans du gravier, en cas d'alternance entre couches de sol cohérent et couches à granularité grossière, des discontinuités peuvent apparaître dans la paroi au niveau des zones de transition.

La profondeur utilisée par cette technique varie selon le type de sol : elle atteint au maximum 20 à 25 m avec les outils les plus puissants actuels.

Dernier développement de la paroi mince

La dernière évolution technique dans la mise en oeuvre d'une paroi mince est l'adjonction d'une injection sous pression en pied de profilé pour accroître la pénétration, tel le procédé VIBROSOL. Une paroi VIBROSOL est réalisée de la façon suivante :

- Un profilé métallique est foncé dans le sol par vibration. Conjointement, un jet de coulis sous haute pression (de quelques dizaines de MPa) est injecté en direction du panneau en cours de réalisation. Ce jet découpe le terrain brut, provoque un malaxage et un mélange du terrain avec le coulis, conduisant ainsi à l'imprégnation du sol de part et d'autre du profilé, et donc à l'augmentation de l'épaisseur de la paroi.

Building a thin diaphragm wall

The various phases in construction are as follows (figure 22 and photo 10 page 70).

- Excavation of a trench in the centreline of the wall to store slurry ready for use.
- The metal section is driven in simply by hammering or by vibration, with or without a water jet to ease penetration.
- The opening for the diaphragm wall is created simply by pressure on the soil, so there is no need for mucking.
- Injecting a slurry at low pressure into the opening left in the ground as the metal section is drawn out ensures sealing.
- When the metal section is drawn out, the machine advances and the section is driven in again, overlapping the previous trench by a few centimetres.

Field of application

This technique is perfectly suited to sealing the dykes along rivers or canals.

It can be used in any type of soil (natural ground or fill) into which a metal section can be driven. Any isolated boulders can be pushed into the ground, and sections can even be driven into severely weathered rock or shallowly lying rock. However, the process is unusable if hard layers must be driven through.

The thickness of the diaphragm wall depends on the nature of the ground. It may vary from a few centimetres in a fine sand to 20 cm in gravel; when there are alternating layers of cohesive soil and soils with coarse grading, discontinuities may crop up in the wall near transition zones.

The depths at which this technique is used vary according to the soil, up to a maximum of 20 to 25 m with the most powerful equipment available today.

Recent developments

The latest technical progress made in construction of a thin diaphragm wall is extra high-pressure jetting at the base of the metal section to improve penetration, as is done in the VIBROSOL process. A VIBROSOL diaphragm wall is built as follows:

- A metal section is driven into the ground by vibration. At the same time, a jet of high-pressure (a few dozen MPa) slurry is injected towards the panel being built. The slurry cuts through the coarse earth, causing mixing and blending of the earth with the slurry, and thus helps in impregnating the soil and the section, and therefore increasing the thickness of the diaphragm wall.



9

BARRAGE DE MUD MOUNTAIN (USA)
Hydrofraise en rive gauche
 Document SOLETANCHE

MUD MOUNTAIN DAM (USA)
Hydrofraise on right bank
 Courtesy of SOLETANCHE



10

BARRAGE DE MELK (AUTRICHE)
Outillage de paroi mince
 Document SOLETANCHE

MELK DAM (AUSTRIA)
Rig for the thin cutoff wall
 Courtesy of SOLETANCHE



11

BARRAGE DE NEPES
Forage et injection en cours
 Document SOLETANCHE

NEPES DAM
Drilling and grouting in progress
 Courtesy of SOLETANCHE

- Quand la profondeur définie par le projet est atteinte, le profilé est remonté. Au fur et à mesure de cette remontée, on procède à un double remplissage.

- Du coulis est envoyé sous basse pression pour combler le volume ainsi libéré.
- En même temps, on injecte sous haute pression un coulis en direction du panneau réalisé précédemment. Ce jet à haute pression permet d'éviter que le panneau précédent ne se referme lors du fonçage du panneau en cours de réalisation, supprimant ainsi le risque d'avoir des «fenêtres» dans la paroi mince.

Exemples de réalisation de paroi mince

- Barrage de MELK (Autriche, 1978), réalisation d'un écran mince d'étanchéité (0,10 m en moyenne), entre 11 et 13 m de haut, devant résister à une charge maximale de 25 m. Le coulis à base de ciment et de bentonite a été enrichi de poudre de pierre.
- Barrage de SAINT-EGREVE (France, 1990), lors de la réalisation d'un écran étanche sur les rives de l'Isère : réalisation d'une paroi mince, avec fonçage d'un profilé de 20 m, sur une longueur de 165 m.
- Ecluse STRAUBING STRAUSTUFE (Allemagne, 1991), réalisation d'une paroi mince VIBROSOL (profondeur maximale de 22 m, représentant une superficie de 95 000 m²).
- Ecluse de STRAUBING STRAUSTUFE 2 (Allemagne, 1992), réalisation d'une paroi mince VIBROSOL de 17 m de profondeur maximum, représentant 190 000 m² de superficie.
- Digue d'INGOLSTADT MONIKA VIERTEL (1992), réalisation d'une digue VIBROSOL le long du Danube, d'une profondeur de 6 à 9 m, longue de 1 900 m et d'une superficie de 14 500 m².
- Digue de WASSERBURG (Allemagne, 1993), étanchement de la digue par une paroi mince au coulis de 3 à 7 m de profondeur, représentant 16 750 m² de perforation.
- Digue de CUSSET (1995-1997), étanchement de la digue par une paroi mince au coulis de 8 à 12 m de profondeur, représentant 40 000 m² de perforation.

➔ PIEUX SÉCANTS

Méthode de travail des pieux sécants

Cette technique consiste, conformément à son nom, à couler en place des pieux, les uns contre les autres pour constituer une paroi étanche. Cette paroi est le plus souvent en béton plastique, parfois en coulis de bentonite-ciment. Les pieux sont réalisés suivant le principe «primaire-secondaire», comme pour les panneaux des parois

- When the depth defined in the design has been reached, the section is drawn back up. As it rises, filling takes place in two steps:

- Slurry is injected at low pressure to fill in the space left empty.
- At the same time, slurry is jetted at high pressure towards the panel built just previously, to prevent that panel from closing as the current panel is driven in, thus eliminating any risk of «holes» in the thin diaphragm wall.

Examples of works

- MELK dam (Austria, 1978), construction of a thin cut-off (0.10 m on average) between 11 and 13 m high to withstand maximum head of 25 m. The bentonite-cement based slurry was reinforced with stone powder (photo 10).
- St-EGREVE dam (France, 1990), construction of a thin diaphragm wall while a cut-off was being built on the Isere river, by driving in a 20 m high metal section over a length of 165 m.
- STRAUBING STRAUSTUFE lock (Germany, 1991), construction of a thin VIBROSOL diaphragm wall (maximum depth 22 m, representing a surface area of 95,000 m²).
- STRAUBING STRAUSTUFE 2 lock (Germany, 1992), construction of a thin VIBROSOL diaphragm wall (maximum depth 17 m, representing a surface area of 190,000 m²).
- INGOLSTADT MONIKA VIERTEL dyke (1992), construction of a VIBROSOL dyke along the Danube, 6 to 9 m deep, 1900 m long and 14,500 m² in surface area.
- WASSERBURG dyke (Germany, 1993), sealing of the dyke by means of a thin slurry diaphragm wall 3 to 7 m deep and representing 16,750 m² of drilling.
- CUSSET dyke (1995-1997), sealing of the dyke by means of a thin slurry diaphragm wall 8 to 12 m deep and representing 40,000 m² of drilling.

➔ SECANT PILES

Secant pile method

As its name suggests, the secant pile technique consists in casting piles one next to the other in order to form a watertight wall. Such a wall is usually made of plastic concrete but sometimes of bentonite-cement slurry. The piles are built according to the same «primary-secondary» principles used for diaphragm walls. The main requirement is to guarantee that two adjacent piles overlap to ensure that the wall is continuous and watertight (figure 23).

moulées. La principale sujétion est d'assurer un recouvrement entre deux pieux voisins, nécessaire à l'étanchéité de la paroi (figure 23).

Réalisation des pieux sécants

Il existe deux techniques principales pour réaliser les pieux d'un écran d'étanchéité en pieux sécants :

- une technique traditionnelle basée sur le principe du forage à la boue, parfois à l'abri d'un tube provisoire. Les pieux sont ensuite bétonnés au moyen d'un tube plongeur,
- une deuxième technique utilise un marteau fond de trou hydraulique ou pneumatique, de gros diamètre (jusqu'à 1.50 m et plus), solidaire d'un train de tiges couissant le long d'une puissante glissière installée en surface.

Domaine d'application des pieux sécants

La seconde technique permet la réalisation de parois d'étanchéité par pieux sécants dans des terrains particulièrement durs et/ou abrasifs, où les méthodes d'exécution de parois moulées type benne ou hydrofraise ne sont plus applicables. Il convient dans de tels cas, assez exceptionnels, de vérifier que l'injection n'est pas alors la solution à la fois efficace et la plus économique.

Exemples d'application des pieux sécants

La première technique a été utilisée, il y a une dizaine d'années pour la réparation du barrage de WOLF CREEK aux USA. Elle ne serait certainement plus choisie aujourd'hui compte-tenu du développement remarquable des techniques de paroi moulée.

La seconde technique a été mise au point au barrage de KHAO LAEM (Thaïlande, 1983), avec un marteau fond de trou de 864 mm de diamètre (WATAKEEKUL, S et COLES A.J., 1985).

Le barrage de BEAVER (USA), construit en 1966 a été réparé en 1992 par des pieux sécants de 870 mm de diamètre, d'une hauteur variant entre 25 et 56 m (voir 4.20).

Construction

There are two main techniques for building the piles in a secant pile cut-off:

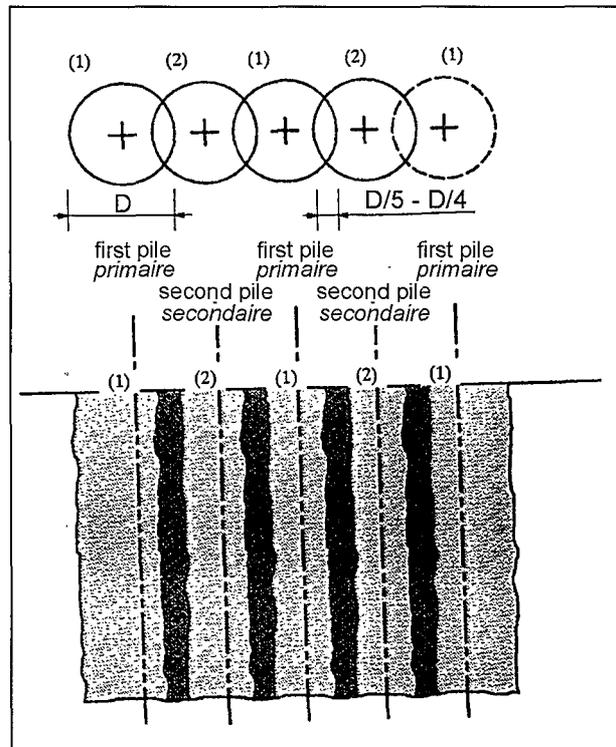


FIGURE 23 - Principe de la paroi effectuée par pieux sécants.

FIGURE 23. Principle of diaphragm wall construction with secant piles

- a traditional technique based on the principle of slurry drilling, sometimes using a temporary tube. The piles are then concreted using a tremie pipe,
- a second technique using a large-diameter (up to 1.50 m or more) hydraulic or pneumatic hammer at the bottom of the drillhole, attached to a series of rods running along a powerful rail installed at the surface.

Field of application

The second technique can be used to build diaphragm walls with secant piles in especially hard or abrasive ground, where the excavation methods involved in grab or hydrofraise techniques are not applicable. In this kind of exceptional case,

it is wise to check that grouting would not be the most efficient and economical solution.

Examples of works with secant piles

The first technique was used about a decade ago to repair the WOLF CREEK dam in the USA. It would certainly not be selected today because of the remarkable progress made in diaphragm wall techniques.

The second technique was developed at the KHAO LAEM dam (Thailand, 1983), with a hammer at the bottom of the drillhole measuring 864 mm in diameter (WATAKEEKUL, S and COLES A.J., 1985).

BEAVER dam (USA), built in 1966, was repaired in 1992 with secant piles 870 mm in diameter and between 25 and 56 m long (see 4.20).

3.2.2 – LES TECHNIQUES D'INJECTION

Méthode de travail

L'injection est un procédé bien connu permettant d'étancher un sol perméable par remplissage des vides au moyen de produits liquides qui se solidifient dans le temps. Cette technique permet de modifier certaines caractéristiques du sol, dont sa perméabilité, sans nécessiter une substitution de matériaux, ce qui le distingue fondamentalement des procédés d'écrans étanches continus.

La technique d'injection utilisée pour les réparations de barrages est, en général, dans le corps de l'ouvrage et les terrains meubles de fondation, celle du tube à manchette, comme cela se pratique dans les sols alluvionnaires. Pour procéder à l'injection, on isole, par un obturateur double, une ou plusieurs manchettes, dans les roches.

Le coulis utilisé est un mélange de ciment et de bentonite qui permet de garder les grains de ciment en suspension jusqu'à la prise. La proportion de ciment varie selon les résistances recherchées et il est possible d'en remplacer une partie par des fumées de silice ou des cendres volantes. Lorsque les vides intergranulaires à injecter sont trop fins pour laisser passer les grains de ciment, d'autres types de coulis sont employés.

La grande souplesse de l'injection et le très faible encombrement du matériel rendent possible le travail dans une galerie ou au fond d'un puits.

Derniers développements

L'injection des sols a fait récemment l'objet d'importants développements, qui ont touché les deux domaines suivants :

- les produits d'injection : des coulis nouveaux plus pénétrants composés de liquides et/ou de suspensions très fines, exclusivement minérales, qui contiennent un pôle calcium et un pôle silicium. La réaction de prise de ces produits conduit à la formation dans le terrain de cristaux de silicates de chaux hydratés (CSH) stables, appartenant à la famille des hydrates des liants hydrauliques. Ces coulis minéraux sont pérennes et ne libèrent aucun produit chimique au cours du temps. Leur faible viscosité, leur seuil de cisaillement peu élevé, la finesse de leur granulométrie, leur faible essorage leur confèrent une très bonne pénétrabilité dans les sols peu ouverts ;
- les applications de l'électronique et de l'informatique, à toutes les phases de l'injection. L'application de l'électronique a transformé complètement la préparation et le suivi des chantiers d'injection. Une chaîne complète permet de contrôler et de vérifier l'injection d'un barrage.

3.2.2 – GROUTING TECHNIQUES

Grouting methods

Grouting is a well-known technique for sealing a permeable soil by filling in the voids with liquid products that solidify over time. This technique makes it possible to modify some of the ground's characteristics, including permeability, without requiring any replacement of materials, which makes it fundamentally different from processes involving continuous cut-offs.

The grouting technique used to repair a dam body and loose foundation layers is usually the *tube à manchette* technique, just as it is for alluvial soils. In this technique, soil can be grouted at various levels in sleeves isolated by means of packers.

The grout used is a mixture of cement and bentonite that keeps the grains of cement in suspension until they set. The cement content varies according to the strength required, and it is possible to replace some cement with silica fume or fly ash. When the voids between grains to be grouted are too small for grains of cement to pass, other types of grout are used.

The great flexibility of grouting and the small space requirements for the equipment make it possible to work in a tunnel or at the bottom of a shaft.

Recent developments

Soil grouting has recently seen a number of important developments in both of the following fields:

- grouts: new grouts with improved penetration, composed of liquids and/or very fine suspensions, 100% mineral, containing a calcium pole and a silicium pole. The setting reaction in these products results in stable lime silicate hydrate crystals forming in the ground; these hydrates belong to the same family as hydraulic binders. These mineral grouts are long-lasting and do not release any chemical product over time. Their properties of low viscosity, low shear threshold, fine grading and limited drying give them good penetration into relatively solid ground;
- applications of electronics and data processing in all phases of grouting. The application of electronics has completely transformed the preparation and supervision of grouting works; with a complete chain the grouting of an entire dam can be controlled and monitored.

Performance

The main stages in a grouting project are as follows:

1. Ground investigations, by means of recording

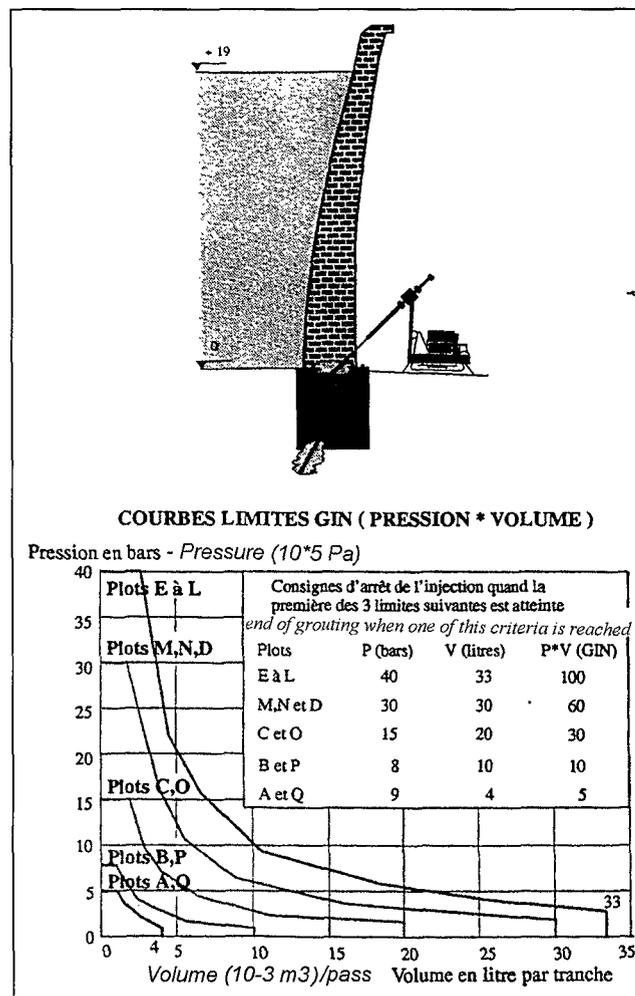
Réalisation des injections

Les principales étapes d'un projet d'injection sont les suivantes :

1. La reconnaissance du sol, au moyen d'enregistrements des paramètres de forage. Les résultats enregistrés, interprétés et édités classent les terrains et définissent la coupe du terrain.
2. La conception du réseau d'injections par exploitation des informations provenant de la phase de réalisation des forages, l'aide de l'ordinateur est indispensable car la masse des informations à gérer est considérable. Par exemple, un logiciel d'aide à la conception, tel Castaur, assure :
 - la production des auréoles d'injection, avec les cotes, les équipements et les quantités par passes,
 - la production des plans de tir des forages, avec schéma complet des implantations,
 - la production des programmes d'injection, pour la conduite quotidienne du chantier.

3. Le pilotage des injections : la production des feuilles de passe à l'aide d'un logiciel est la première étape qui conduit vers un système d'injection numérique, tel que Sinus, commandant de manière automatique les opérations d'injection. Cette chaîne de contrôle permet ainsi de commander les paramètres de l'injection avec la méthode GIN (figure 24, GUILLAUD, 1994). Le but d'un tel système d'injection numérique est de transmettre aux pompes d'injection les consignes d'injection (volume maximal ou pression de refus selon le cas, débit d'injection, ...) définies pour chaque passe à l'aide du logiciel de conception assistée. Ce système permet de visualiser en temps réel les injections en cours et enregistre pour chaque forage les résultats mesurés lors de l'injection (volume réel de coulis injecté par passe, pression d'injection, débit). C'est un gage de qualité et de sécurité, en détectant les passes non traitées et en respectant les consignes d'injection.

FIGURE 24 - Exemple de pilotage des injections



maximum volume or target pressure as appropriate, grout flow, etc.) that are defined for each pass using the computer-aided design software. This system makes it possible to visualise, in real time, the ongoing grouting and records the results measured during grouting for each drillhole (real volume of grout injected per pass, grout pressure, flow). It gives an assurance of quality and safety, by detecting untreated passes and scrupulously following grouting instructions.

FIGURE 24. Example of grouting control

drilling parameters. The recorded parameters are interpreted and output to classify the ground and define the cross-section of the terrain.

2. Design of a grout hole pattern using the information from the drilling phase; in this stage data processing is vital as there is an enormous mass of information to manage. For example, using a CAD computer program such as Castaur, it is possible to:
 - produce grouting patterns with dimensions, equipment and take per pass,
 - produce drilling schedules, with a complete layout of the installation,
 - produce grouting programmes for day-to-day supervision of the works.

3. Grouting supervision: the production of stage grouting records using a computer program is the first step towards a digital grouting control system such as Sinus, which can control grouting operations entirely automatically. Such a control system makes it possible to control grouting parameters using the GIN method (GUILLAUD, 1994, figure 24). The purpose of such a digital grouting system is to send the pumps grouting instructions (e.g.

4. La surveillance des travaux : les données enregistrées en cours d'injection par le système d'injection numérisé sont reprises par un logiciel qui analyse le traitement effectué, tel Chairloc. Ainsi ce logiciel a deux fonctions principales :

- le contrôle de la qualité du traitement effectué. Le logiciel permet la recherche et la localisation des «points faibles» en fonction des critères définis : volume injecté, la pression maximale atteinte ou toute autre grandeur. Il permet la visualisation en deux ou en trois dimensions, la graduation des divers paramètres, montrant ainsi les éventuelles zones présentant des anomalies pour lesquelles une phase de traitement supplémentaire peut être nécessaire ;
- l'édition de documents contractuels de suivi ou de synthèse. L'exploitation informatique des données enregistrées lors de l'injection permet l'édition de feuilles de passe par forage ou quotidiennes, de synthèses par forage, de rapports d'activité, de l'état des stocks, des livraisons et des consommations. Elle permet d'effectuer des statistiques sur les rendements, les absorptions et sur la marche du chantier. La possibilité de disposer des résultats au jour le jour est très importante : une anomalie est détectée très rapidement, et son traitement peut avoir lieu immédiatement.

Exemples de réalisation d'injections

Les barrages de NEPES (4.14), de VIEUX-PRE (4.21) ont été réparés par des rideaux d'injection (photo 11 page 70).

3.2.3 POSE DE FILTRE ET D'UNE RECHARGE

Principe de la méthode

Ce procédé est souvent utilisé parce qu'il est le plus économique pour maîtriser une zone de suintement ou d'écoulement préférentiel dont le débit est faible. Il consiste à décaper le parement aval, à interposer un filtre pour stopper le transport de particules et poser une recharge pour assurer la stabilité.

Le matériau de recharge est drainant, par exemple souvent un gravier roulé sur les digues, une grave concassée sur les petits barrages et un enrochement pour les grands barrages. Le filtre est choisi de telle sorte que la condition de filtre soit assurée entre le remblai, le filtre et la recharge. Pour les grands barrages, l'emploi d'un enrochement classique 0/500 mm nécessite au préalable la pose d'un enrochement de transition 0/50 mm sur le filtre 0/3 ou 0/5 mm. Pour les petits barrages et les digues, l'emploi d'un géotextile est fréquemment préféré au filtre minéral.

4. Works supervision: the data recorded during grouting by the digital grouting control system are processed by software such as Chairloc, that analyses the treatment being carried out. This kind of software has two main functions:

- quality control of the work. The software can be used to search out and locate «weak points» according to pre-defined criteria such as volume grouted, maximum pressure reached, or other magnitude. It can display, in 2D or 3D, the staging of the various parameters, showing any areas with anomalies where extra treatment could be necessary;
- printing out contractual documents for supervision or synthesis. Computer processing of the data recorded during grouting makes it possible to output stage grouting records per grout hole or per day, summaries per grout hole, activity reports, stock inventories, deliveries and consumption. It can calculate statistics on efficiency, takes and management of the works. The possibility of having results day by day is very important: any anomaly can be detected very quickly and can be treated immediately.

Examples of grouting

NEPES (4.14) and VIEUX-PRE (4.21) dams were repaired with grout curtains (photo 11 page 70).

3.2.3 – PLACEMENT OF A FILTER AND WEIGHTING

Principle

Filters and weighting are often used as an economical way of controlling a zone of seepage or a leakage path with a low flow rate. The technique consists in stripping the downstream face, incorporating a filter to stop particle transport, and weighting the downstream side to guarantee stability.

Weighting materials are often chosen for drainage properties, for example a rolled gravel is often used on dykes, a crushed gravel on small dams and rockfill for large dams. The filter is chosen such that filtering conditions are ensured between the fill, the filter and the weighting. For large dams, use of a conventional 0/500 mm rockfill means that first a 0/50 mm transition rockfill must be placed on the 0/3 or 0/5 mm filter. For small dams and dykes, use of a geotextile is frequently preferred to a rock filter.

Lorsqu'on ne dispose pas d'un matériau drainant pour la recharge, il est admis de placer la recharge sur un drain (minéral ou géosynthétique) protégé sur ses deux faces par un filtre.

Réalisation de la recharge sur filtre

L'importance du traitement dépend de la côte de la ligne de suintement sur le talus et de la taille de l'ouvrage. Pour une digue ou un barrage de faible hauteur, la recharge est placée au pied de l'ouvrage. Pour un grand barrage où la hauteur à traiter est importante, la largeur de la recharge est fixée par le calcul de stabilité avec un minimum de 4 m pour assurer l'approvisionnement, le réglage et le compactage du matériau.

La mise en place de la recharge est menée nécessairement depuis le pied aval après décapage de la terre végétale. L'enlèvement de la terre végétale du remblai de 0.3 m à 0.5 m. Si la compression de la fondation aval peut entraîner des problèmes de tassement, de traficabilité ou de stabilité, une attention particulière devra être portée à ces questions. Pour une digue de faible hauteur, un décapage général pourra être envisagé. Pour un barrage important, il pourra être effectué au fur et à mesure de la montée du remblai d'enrochement avec une légère avance en altitude sur la levée en cours. L'épaisseur des couches est souvent entre 40 et 60 cm.

Domaine d'application de la recharge sur filtre

Si la fuite est importante ou si son évolution est jugée dangereuse à terme, il faudra s'orienter vers d'autres confortements définitifs.

Les travaux peuvent être réalisés sans vidange de la retenue, si le coefficient de sécurité est suffisant. Les travaux peuvent être entrepris à n'importe quelle période de l'année, par temps pluvieux si la traficabilité des accès et de la fondation est correcte, par température négative si le filtre est minéral (le géotextile risque de se colmater au dégel).

Le géotextile est adopté si les 4 vérifications suivantes sont satisfaites:

1. La stabilité est assurée en supposant un colmatage du géotextile d'une part et un frottement remblai-géotextile divisé par un coefficient de sécurité important d'autre part.
2. La permittivité est suffisante pour drainer le remblai.
3. L'ouverture de filtration O_f assure la condition de filtre mais n'est pas trop petite pour diminuer le risque de colmatage.
4. Le compactage n'est pas agressif. Sur une planche d'essai, il convient de vérifier que le nombre d'entailles au m^2 est très limité (< 3 ou 5) et que leur longueur ne dépasse pas quelques cm (< 5 cm).

When no draining material is available for the weighting, it is acceptable to place the weighting on a rock or geosynthetic drain protected on both sides by a filter.

Weighting over a filter

The extent of the treatment depends on the elevation of the seepage line on the slope and the size of the dam. For a dyke or low dam, weighting is placed at the toe. For a large dam where considerable height must be treated, the width of the weighting is established by a stability calculation with a minimum of 4 m to permit supply, levelling and compacting of the material.

Weighting must be carried out from the downstream toe after the topsoil has been stripped from the fill to a depth of 0.3 to 0.5 m. If compression of the downstream foundation is liable to cause problems of settlement, trafficability or instability, special care must be taken with all these questions. For a low dyke, general stripping could be envisaged. For a major dam, stripping may be carried out as the rockfill is placed, at a slightly higher elevation than the current lift. Layers are often between 40 and 60 cm thick.

Field of application of weighting over a filter

When significant leakage is occurring or it is judged that it is increasing in a potentially dangerous manner, other types of final strengthening techniques must be envisaged.

Work may be done without emptying the reservoir if a satisfactory factor of safety can be attained. Similarly, these works can be undertaken at any time of year, in rainy periods if traffic conditions on the access roads or tracks and the foundation are acceptable, and at below-zero temperatures in the case of a rock filter (a geotextile may be clogged when the thaw arrives).

A geotextile should be selected if the four following conditions are met:

1. Stability is still guaranteed with the geotextile clogged and the friction between the fill and the geotextile divided by a high factor of safety.
2. Permittivity is sufficient to drain the fill.
3. The filtration opening meets the filter conditions but is not too small to diminish the risk of clogging.
4. Compacting is not overly aggressive. A test fill should be used to check that the number of notches remains very limited per m^2 (< 3 or 5) and that they never go beyond a few centimetres in length (< 5 cm).

Geocomposites consisting of a geogrid inserted between two nonwoven geotextiles are recommended as

Les géotextiles tridimensionnels, composés d'une géo-grille prise entre 2 géotextiles non tissés sont conseillés car ils offrent des avantages de résistance et de drainage supérieurs aux autres produits.

Exemples d'application d'un filtre et d'une recharge

Les barrages de BEAUNE (4.9), LAVAUD-GELADE (4.10), voisins dans leur conception ont été réparés de cette façon. Le barrage des SAPINS (4.17), les digues de SAINT-EGREVE (4.13) et de CAMARGUE (4.2) ont été réparés par des recharges aval sur support géotextile.

3.2.4 – POSE D'UNE MEMBRANE D'ÉTANCHÉITÉ AMONT

Principe de la méthode

Si des matériaux suffisamment étanches ne sont pas disponibles pour reconstituer l'étanchéité du barrage, il est possible que la pose d'une membrane soit une solution sûre et économique. En effet, deux types de géomembrane, les membranes bitumineuses et les membranes à base de polymères, principalement en PVC, sont des étanchéités amont de barrage maintenant éprouvées et confirmées par plus de vingt années d'expérience (Colloque Technique CFG-CFGB, 1996 : Géotextiles et Géomembranes dans les barrages), à condition qu'elles soient mises dans un complexe assurant les fonctions suivantes : drainage, support (rigidité et antipoinçonnement), étanchéité et protection. Ainsi le parement amont doit être repris pour présenter un support peu déformable et frottant (la terre végétale doit être enlevée), et peu agressif (les enrochements sont à enlever et les pierres ou graviers anguleux sont à recouvrir). L'interposition d'un géotextile anti-poinçonnant et absorbant est appréciée. La solution où un géotextile est associé en usine à la membrane s'impose de plus en plus.

Si le remblai est jugé semi-étanche, on peut préférer ne pas mettre un drain au-dessous de la membrane, de manière à ce que le sol apporte un complément d'étanchéité en cas d'incident sur la membrane. Le remblai doit alors être drainé par un drain vertical à l'aplomb de la crête et la géomembrane doit être lestée par une recharge amont pour éviter son soulèvement lors des vidanges de la retenue (figure 25).

they offer advantages in terms of strength and drainage that surpass other products.

Examples of weighting over a filter

BEAUNE (4.9) and LAVAUD-GELADE (4.10) dams, which are similar in design, were repaired in this way. SAPINS dam (4.7) and the SAINT EGREVE (4.13) and CAMARGUE (4.2) dykes were repaired by weighting over a geotextile support.

3.2.4 – PLACEMENT OF AN UPSTREAM SEALING MEMBRANE

Principle

If sufficiently watertight materials are not available to restore the dam's sealing properties, a membrane may prove to be a reliable and economical solution. Two types of geomembrane, bituminous membranes and polymer-based membranes, mainly PVC, today offer upstream sealing techniques that have been tried and tested for over 20 years (Technical Symposium co-sponsored by FRCOLD-the French Committee on Geocomposites, Geotextiles and Geomembranes in dams, 1996); they must, however, be installed in a system that meets the functions of drainage, support (that is both rigid and resistant to puncture), watertightness and protection. Therefore, the upstream face must be treated so that it offers a deformation-resistant, abrasive support (i.e. topsoil must be stripped off) but with no aggressiveness (rockfill must be removed and sharp stones or gravel covered over). Incorporation of an absorbent puncture-proof geotextile is well worthwhile. The solution where a geotextile is combined with a membrane in the factory is increasingly common.

If the embankment is judged to be semi-impervious, it may be preferable not to place a drain below the membrane so that the soil provides additional sealing if there should be any accident with the membrane. The embankment should then be drained via a vertical drain in line with the crest and the geomembrane should be weighted to avoid it heaving up when the reservoir is emptied (figure 25).

FIGURE 25 - Coupe-type d'un barrage sur fondation meuble, dont l'étanchéité est améliorée par la pose d'une géomembrane
1- géomembrane 3- drain initial
4- exutoire 5- recharge

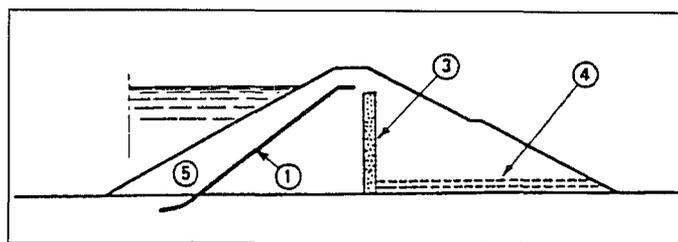


FIGURE 25. Typical cross-section of a dam on a loose foundation where sealing has been improved by placing a geomembrane
1-geomembrane
3-original drain
4-outlet
5-weighting

Pour les petits barrages, la membrane peut être non protégée, pour faciliter sa surveillance ou sa réparation, mais il importe de savoir qu'une bonne protection améliore la durée de vie de l'étanchéité.

Pour les digues et les levées des solutions économiques sont localement adoptées. Le clapage de limon, vase ou argile à partir d'une barge est une pratique courante. Plus récemment la pose de géocomposite bentonitique a été réalisée pour colmater un entonnement de fuite.

Domaine d'application d'une membrane amont

En réparation, les conditions suivantes sont nécessaires pour que cette solution soit techniquement correcte et économiquement attractive.

- La retenue doit être totalement vidée.
- Le pied du parement amont doit être nettoyé des dépôts de limons.
- La membrane doit être raccordée à l'étanchéité de la fondation, soit dans une tranchée parafouille entre deux couches d'argile si la fondation est meuble (figure 26), soit sur le parafouille en béton, collée ou de préférence pincée entre le béton bien lissé et un fer plat boulonné au parafouille, si la fondation est rocheuse (figure 27). Si le remblai initial comportait un traitement de la fondation au centre, il faut donc reprendre le traitement de la fondation côté amont. La solution est viable si le substratum étanche est peu profond, et si une simple tranchée suffit. S'il faut reprendre l'étanchéité de la fondation par une paroi moulée ou par des injections, le bilan économique plaidera pour une autre solution, mise en oeuvre depuis la crête du remblai.

FIGURE 27 - Pose d'une géomembrane avec raccordement à un parafouille en béton
1-géomembrane 2-matériau déformable
3-béton 4-fer plat 5-boulon

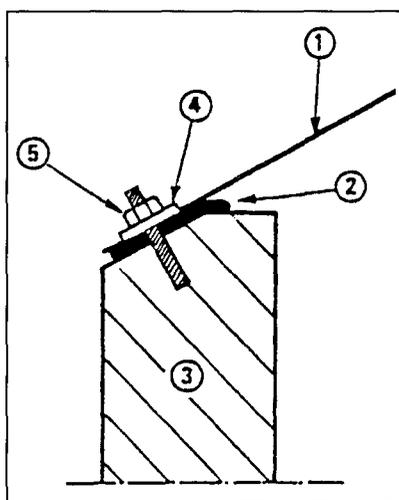


FIGURE 27. Installation of a geomembrane anchored to a concrete cut-off
1-geomembrane 2-deformable material
3-concrete 4-flat iron section
5-bolt

For small dams, the membrane may be left completely unprotected to make surveillance or repairs easier, but it is important to bear in mind that good protection makes the sealing more durable.

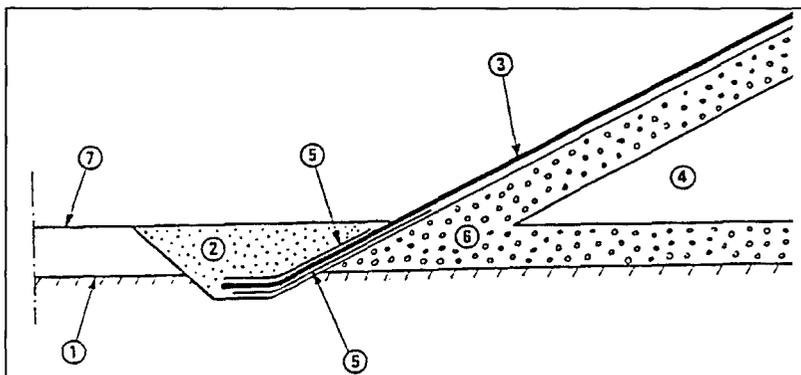


FIGURE 26 - Pose d'une géomembrane avec ancrage de pied dans une tranchée en terre

FIGURE 26. Installation of a geomembrane with anchoring at the toe in an earthen trench

- 1-substratum étanche / watertight substratum
- 2-matériau étanche compacté sur 1 à 2 m au minimum / watertight material compacted over at least 1 to 2 m
- 3-géomembrane / geomembrane
- 4-corps de barrage / dam body
- 5-géotextile / geotextile
- 6-drain et collecteur de drainage / drain and drainage collecting works
- 7-terrain naturel / natural ground

For dykes and flood control banks, economical solutions are chosen in some places. Dumping silt, mud or clay from a barge is a common practice. More recently, a bentonite geocomposite has been placed to plug a leakage inlet.

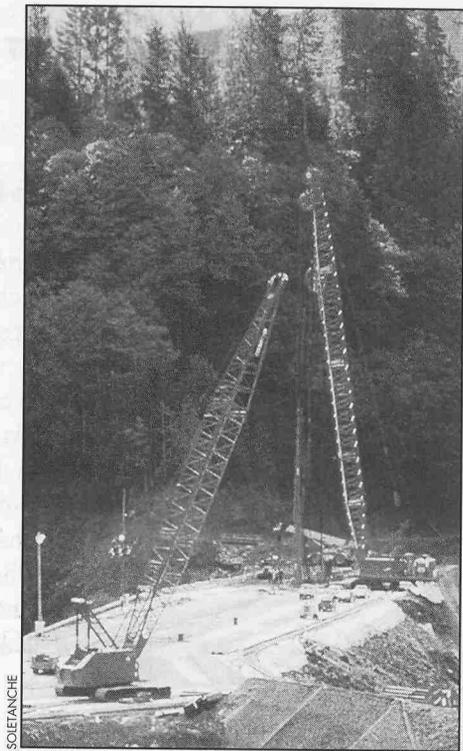
Field of application of an upstream membrane

In repair works, the following conditions must be met to

make this solution technically acceptable and economically attractive:

- The reservoir must be totally empty.
- The toe of the upstream face must be cleaned of any silt deposits.
- The membrane must be anchored to the foundation sealing system, either in a cut-off trench between two layers of clay if the foundation is loose ground (figure 26), or on the concrete cut-off, bonded or better clamped between the perfectly smooth concrete and a flat iron section bolted to the cut-off if the foundation is rock (figure 27). If the original embankment was built with

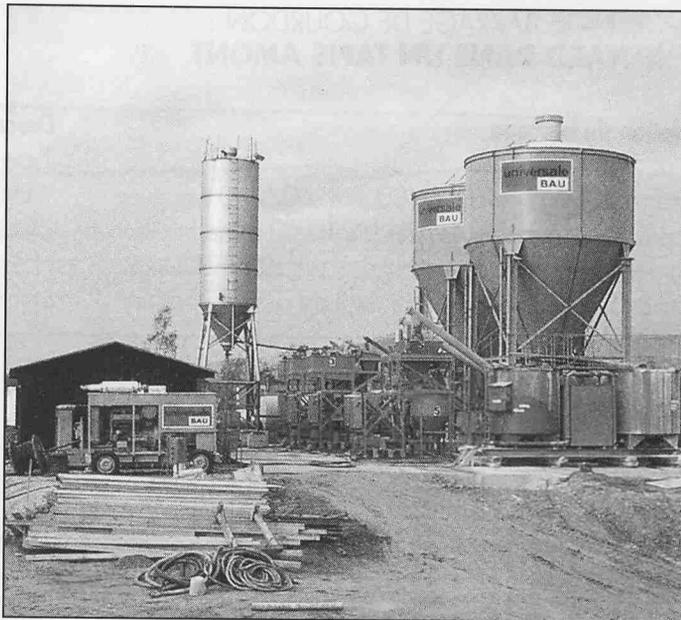
foundation treatment in the centre, that treatment must be repeated on the foundation on the upstream side. This solution is viable if the watertight substratum lies at a shallow depth and if a mere trench is sufficient. If, on the other hand, the foundation sealing must be upgraded by means of a diaphragm wall or by grouting, the economics of the design will plead for another solution that can be carried out from the embankment crest.



SOEFANCHE

1

1 - BARRAGE DE MUD MOUNTAIN (USA)
Vue du barrage depuis la rive droite
 MUD MOUNTAIN DAM (USA)
Dam viewed from right bank



SOEFANCHE

2

2 - BARRAGE DE MELK (AUTRICHE)
Centrale automatique de préparation du coulis
 MELK DAM (AUSTRIA)
Automatic slurry mixing unit



SOEFANCHE

3

3 - BARRAGE DE NEPES (FRANCE)
Vue de l'ouvrage en retenue normale
 NEPES DAM (FRANCE)
View of dam with full reservoir

• 4 •
ETUDES DE CAS

■ 4 ■
CASE STUDIES

4.1 – LE BARRAGE DE GOURDON : RENARD DANS UN TAPIS AMONT

Description du barrage

Type du barrage :

Barrage en enrochements 0/80 mm et 0/400 mm avec 2 risbermes de pied de 4 m de large et 2 m de hauteur et des pentes de talus de 1 pour 1,7 à l'amont et 1 pour 1,5 à l'aval. L'étanchéité du remblai est assurée par une géomembrane amont qui vient s'ancrer dans la risberme de pied réalisée avec des matériaux argileux. Aucune couche filtrante n'est interposée entre les terres fines de la risberme amont et les enrochements.

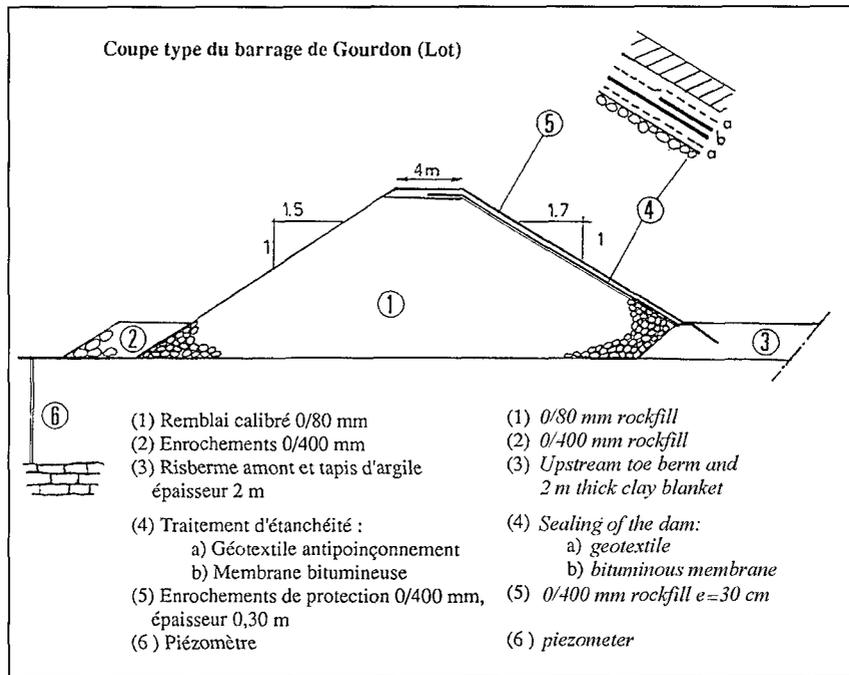


FIGURE 28 :
Coupe type du barrage
de GOURDON

FIGURE 28:
Typical cross section
of GOURDON dam

Hauteur du barrage : 10 m.

Longueur en crête : 150 m.

Capacité de la retenue : 110.000 m³.

Superficie du plan d'eau : 3,3 hectares.

Évacuateur de crue : évacuateur de surface creusé dans le calcaire de la rive gauche.

Nature de la fondation :

La fondation du barrage et de la retenue est constituée par des alluvions et des colluvions peu épaisses et médiocres (limons, argiles sableuses, sables calcaireux, tourbes et éboulis calcaires) recouvrant un socle calcaire très fissuré et perméable. Le traitement d'étanchéité du barrage a été prolongé par un traitement d'étanchéité de la cuvette qui est constitué par une géomembrane sur les rives et par un tapis d'argile épais (1 m à l'amont de la retenue, 2 m au pied du barrage) se refermant par un rideau de palplanches sur une dalle calcaire étanche située dans la partie amont de la cuvette de retenue (figure 29).

Époque de construction : 1978 à 1983.

Destination : base de loisirs.

4.1 – GOURDON DAM: PIPING IN AN UPSTREAM BLANKET

Description of the dam

Type of dam:

Dam built of 0/80 mm and 0/400 mm rockfill with 2 upstream toe berms 4 m wide and 2 m high, with slopes of 1:1.7 upstream and 1:1.5 downstream. The embankment is sealed by an upstream geomembrane anchored

into the upstream toe berm, which is built of clayey materials. No filtering layer was laid between the fine soil in the upstream berm and the rockfill.

Height of dam: 10 m.

Length at the crest: 150 m.

Reservoir capacity: 110,000 m³.

Reservoir surface area: 3.3 hectares.

Spillway: surface spillway dug out of the limestone on the left bank.

Type of foundation:

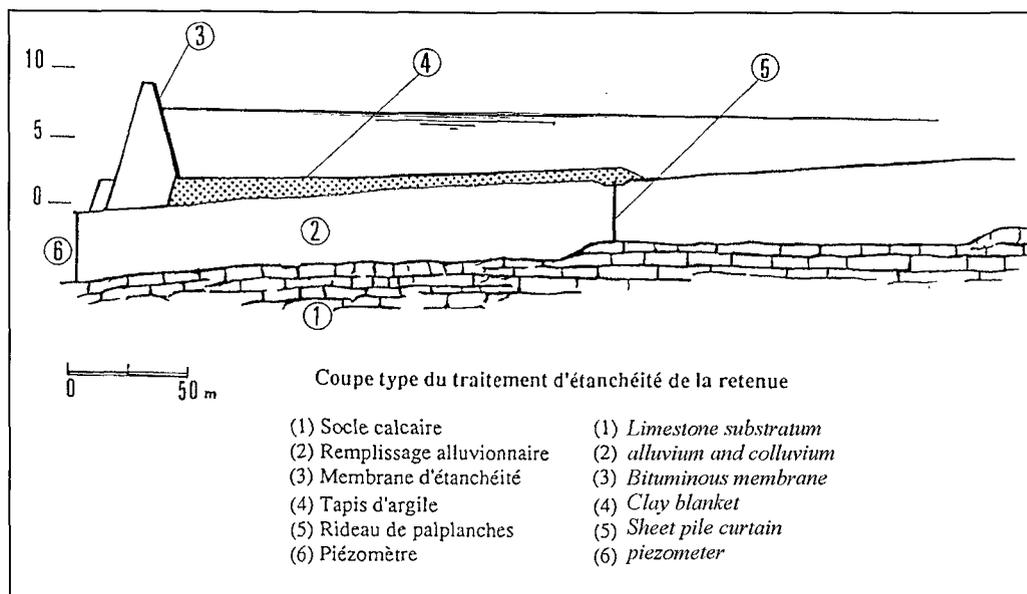
The foundation of the dam and its reservoir is made up of a fairly thin layer of mediocre alluvium and colluvium (silt, sandy clay, calciferous sand, peat and limestone colluvium), over a highly cracked and permeable limestone substratum. The sealing of the dam was extended by sealing the basin with a geomembrane on the banks and a thick clay blanket (1 m upstream from the reservoir, 2 m at the dam toe) closed by a sheet pile curtain on a watertight limestone slab in the upstream part of the reservoir basin (figure 29).

Period of construction: 1978 to 1983.

Purpose: recreational lake.

FIGURE 29 : Coupe-type du traitement d'étanchéité de la retenue

FIGURE 29: Typical cross section of the reservoir sealing at GOURDON dam



Caractéristiques géotechniques des matériaux du tapis

% < 2 µm	25 à 35 %
W _L	30 à 40
l _p	13 à 20
K (à γ _d OPN)	1.10 ⁻¹⁰ m/s

Geotechnical characteristics of the blanket materials

% < 2 µm	25 to 35 %
W _L	30 to 40
l _p	13 to 20
K (at γ _d OPN)	1.10 ⁻¹⁰ m/s

Description des incidents

Type :

Au-delà des difficultés de maintien d'un plan d'eau dans la cuvette très perméable se sont développés des phénomènes d'érosion qui ont conduit à l'ouverture d'une crevasse dans le tapis d'argile et à la formation de 2 renards au pied amont du barrage.

Constatation des problèmes :

Les problèmes se sont manifestés par l'apparition de fuites importantes au pied aval du barrage et par une remontée des niveaux piézométriques plus nettement marquée vers la fin du remplissage de la retenue où la charge hydraulique dans les piézomètres s'est brusquement élevée de 2 m en 4 jours, avant de reprendre une ascension lente et de se stabiliser, finalement, à une cote voisine du terrain naturel.

Mécanisme des incidents

1. Formation de la crevasse au centre du tapis d'argile

L'accident est dû au tassement du remplissage alluvionnaire médiocre sous le poids de l'eau de la retenue, ou à un effondrement karstique entraînant une désorganisation des alluvions et une fissuration du tapis d'argile sur 41,5 m de longueur. La circulation de l'eau dans la fissure a ensuite érodé celle-ci jusqu'au point de lui donner cet aspect de crevasse de 0,30 m de largeur et de 30 m de longueur visible sur la photographie 1 page 20.

Description of incidents

Type:

In addition to the difficulties inherent to maintaining a reservoir in the highly permeable basin, erosion developed to the point where a crevice opened up in the clay blanket and piping occurred in two places at the upstream toe of the dam.

Problems observed:

The problems were revealed when considerable leakage was discovered at the downstream toe of the dam and piezometric readings rose, quite sharply near the end of first filling when the hydrostatic head in the piezometers suddenly increased by 2 m in 4 days, before returning to a slower rate of increase and finally stabilising at an elevation close to that of the natural terrain.

Incident mechanism

1- Formation of the crevice in the middle of the clay blanket

The accident was caused by settlement of the mediocre alluvium infilling material under the weight of the water in the reservoir, or to karstic collapse leading to disorganisation of the alluvium and cracking of the clay blanket for a length of 41.5 m. The flow of water in the crack then eroded it until it took on the aspect of a 0.30 m wide and 30 m long crevice, which is visible in the photo 1 page 20.

2. Renards au pied amont du barrage

Les renards de 0,10 à 0,15 m de diamètre se sont développés à 2 m et à 6 m du pied du talus, c'est-à-dire dans la zone de raccordement de la géomembrane d'étanchéité du barrage avec le tapis d'argile de la cuvette. Ils sont liés à un défaut de conception du dispositif de raccordement des étanchéités et à des hétérogénéités locales dans le tapis d'argile qui ont conduit à des percolations avec une vitesse de filtration suffisamment élevée pour qu'il y ait une migration de particules argileuses de la risberme dans le massif d'enrochement (l'entraînement des fines a été d'autant plus facile qu'il n'existe pas de filtre entre ces 2 types de matériaux).

Les types de réparation

1. Réparation de la crevasse : purge des matériaux du tapis et d'une partie des matériaux de la fondation sur 45 m de long, 5 à 6 m de large et 2,30 m de profondeur. Le fond de fouille a été soigneusement compacté pour réduire les vides éventuels puis il a été recouvert par une nappe de géotextile. Le tapis d'argile compactée a été ensuite reconstitué et l'étanchéité a été renforcée en surface par une géomembrane recouverte par 0,30 m d'argile.

2. Réparation des renards : le colmatage des renards a été assuré par l'injection d'un coulis épais d'argile ciment dans des forages courts tout autour de l'ouverture de chaque renard. Les quantités de coulis injectées sont de 2,8 m³ et 5,8 m³ (LAUTRIN, 1993).

2 – Piping in the upstream toe of the dam

Piping 0.10 to 0.15 m in diameter developed 2 m and 6 m from the toe of the slope, i.e. in the contact zone between the dam's sealing geomembrane and the basin's clay blanket. This was due to a design flaw in the sealing contacts and to local heterogeneity in the clay blanket, which led to seepage with a high enough filtering speed to cause migration of clayey particles from the berm into the rockfill mass. The fact that no filter existed between these 2 types of materials was obviously conducive to fines entrainment.

Types of repair work

1 – Crevice repair work: purge of the blanket materials and part of the foundation materials over a length of 45 m, a width of 5 to 6 m, and a depth of 2.30 m. The excavations were carefully compacted to reduce any voids, then covered with a layer of geotextile. The compacted clay blanket was then reformed and sealing was reinforced at the surface via a geomembrane covered with 0.30 m of clay.

2 – Piping repair work: the piping was plugged by grouting with a thick clay cement slurry in the short boreholes all around each inlet. Quantities of slurry were 2.8 m³ and 5.8 m³ (LAUTRIN, 1993).

4.2 – LES LEVEES DE CAMARGUE : RENARDS CONFORTES PAR RECHARGE

Description des levées contre les crues

Hauteur : 5 m en moyenne.

Largeur : 2 m en crête 20 m en pied.

Type de fondation : alluvions fines : limons, sable.

Type de barrage :

Digue homogène constituée des matériaux extraits en pied de digue. La pente des talus varie de 1/1 à 1/2.

Destination du projet :

Protection contre les crues. 102 km de digues protègent la Camargue des crues dans le delta formé par le Grand Rhône (44 km) et le Petit Rhône (58 km).

Année de construction : 1850 environ.

Description de l'incident

La crue d'octobre 1993 ($Q = 9\,800\text{ m}^3/\text{s}$), accentuée par un exhaussement de la mer sous l'action des vents du sud, a causé une série de ruptures de digues dont 12 brèches. La crue de janvier 1994 ($Q = 11\,000\text{ m}^3/\text{s}$) a seulement causé 4 importantes brèches (tableau 3).

4.2 – THE CAMARGUE FLOOD CONTROL BANKS: PIPING REPAIRED BY WEIGHTING

Description of the flood control banks

Height: average 5 m.

Width: 2 m at the crest, 20 m at the toe.

Type of foundation: alluvium fines, i.e. silt, sand.

Type of dam:

Homogenous dyke made up of materials extracted at the toe of the dyke. Slopes vary from 1:1 to 1:2.

Purpose of the project:

Flood protection. 102 km of dykes protect the Camargue area from floods in the delta formed by the Grand Rhone (44 km) and the Petit Rhone (58 km).

Date of construction: approximately 1850.

Description of the incident

The October 1993 flood ($Q = 9800\text{ m}^3/\text{s}$), compounded by a rise in sea level due to winds from the south, caused a series of dyke failures, of which 12 were breaches. The January 1994 flood ($Q = 11,000\text{ m}^3/\text{s}$) caused only 4 major breaches (table 3).

DATE ET BRAS DATE and BRANCH	PK LOCATION (kilometre point)	DENOMINATION NAME	LARGEUR WIDTH
Octobre 1993 / October 1993 Petit Rhône Rive gauche / Left bank	289.75	Brèche de Molin Breach at Molin	6 m
	291.6	Affaissement de Grille Léautaud Subsidence at Grille Léautaud	20 m
	98.6	Brèche de Figarès Breach at Figarès	50 m
	99.9	Brèche de la Galante Breach at La Galante	20 m
	301.0	Brèche de Casebrune Breach at Casebrune	17 m
	304.7	Brèche de Lauricet Breach at Lauricet	40 m
	305.65 305.7 305.8	3 Brèches du Mas de la Vigne 3 breaches at Mas de la Vigne	12 m 17 m 3 m
	Octobre 1993 / October 1993 Grand Rhône Rive gauche / Left bank	299.1 299.15	2 Brèches de l'Attilon 2 breaches at Attilon
309.8		Brèche de Tour de Parade Breach at Tour de Parade	5 m
Janvier 1994 / January 1994 Grand Rhône Rive droite / Right bank		290.8	Brèche du Mas Neuf des Sansouires Breach at Mas Neuf des Sansouires
	315.0	Brèche du Petit Peloux Breach at Petit Peloux	10 m
Janvier 1994 / January 1994 Petit Rhône	288.5	Brèche de Beaumont Breach at Beaumont	35 m
	304.7	Brèche de Lauricet 2 Breach at Lauricet 2	65 m

Tableau 3 : Localisation et description des brèches

Table 3 : Localisation and description of the breaches

Mécanisme de l'incident

Sur les 16 brèches constatées, l'érosion régressive causée par des terriers d'animaux fouisseurs est de loin le phénomène générateur de brèches le plus important (13 sur 16). Soit les trous d'animaux fouisseurs débouchent de part et d'autre du corps de digue et engendrent une érosion régressive rapide, soit les trous ne débouchent pas, alors ils saturent et déstabilisent le remblai aval jusqu'à création de brèche. Toutefois, certaines entrées d'eau de ce type n'ont pas forcément engendré de brèches parce que le débit courant restait faible et que le corps de digue était composé de matériaux bien cohérents.

3 des 250 traversées de digue par des tuyaux ont été retrouvées à l'emplacement d'une brèche (3 sur 16).

D'autre part, il a été constaté de nombreux désordres sans formation de brèche sur l'ensemble des levées :

- infiltrations à travers le corps de digue sans entraînement visible de fines, en particulier sur des zones très boisées et constituées de matériaux argileux,
- nombreuses fuites avec des amorces de renards, en particulier dans les zones plus sableuses,
- érosion de berges,
- nombreuses infiltrations dans le terrain de fondation,
- nombreuses infiltrations en pied de digue aval ont pu être constatées sur l'ensemble du linéaire des digues.

Méthode de réparation

Partout où les brèches étaient accessibles aux camions, elles ont pu être comblées rapidement. A contrario, deux brèches importantes n'ont été obstruées que tardivement car il a fallu créer une piste d'accès de plusieurs kilomètres dans des conditions difficiles. Dans tous les cas, des hélicoptères sont intervenus en déposant des gros sacs (dénommés «big-bag») pour barrer des brèches.

Les travaux d'urgence engagés au printemps 1994, dont le coût total s'est élevé à 20 MF, ont donc consisté, en premier lieu, à réaliser une piste d'accès en crête de digue, avec arasement de la crête sur 0,50 m d'épaisseur environ, pose d'un géotextile sur le remblai arasé et rechargement de 0,50 m d'épaisseur en laitier cristallisé compacté par le trafic sur tout le secteur reconnu comme le plus fragile, le parti pris étant d'accepter le risque d'ouverture de brèches mais de se donner les moyens de les traiter rapidement. En zone urbaine, la piste est sur un épaulement drainant constitué par une recharge posée sur un géotextile constitué d'une géogrille prise en sandwich entre deux nappes de géotextile non tissé, intercalé entre le talus de la digue préalablement décapé et la recharge.

Incident mechanism

In the 16 breaches reported, backward erosion caused by burrowing animals was by far the most important cause of breaches (13 out of 16). Either the burrowing animals' holes emerged on both sides of the dyke and caused rapid backward erosion, or the burrows did not emerge, in which case they saturated and destabilised the downstream embankment until they created a breach. However, some instances of this type of inflow did not create breaches because flow remained low and the body of the dyke was composed of quite cohesive materials.

Three of the 250 pipes passing through the dykes were found to be located at a breach (3 out of 16).

Moreover, numerous anomalies that did not cause breaches were observed on the entire set of dykes:

- infiltration through the body of the dyke with no visible entrainment of fines, in particular in heavily wooded zones on clayey ground,
- many leaks with initial signs of piping, in particular in the more sandy areas,
- bank erosion,
- significant infiltration in the foundation,
- significant infiltration at the downstream toe observed over the entire chain of dykes.

Repair methods

Wherever the breaches were accessible by truck, they were rapidly plugged. On the other hand, two major breaches could only be repaired after some time, as an access road had to be built along several kilometres under difficult conditions. In all cases, helicopters were used to place large sand bags to plug the breaches.

The emergency repair works were started in 1994, for a total cost of FRF 20 million, and consisted in first building an access track on the dyke crest, levelling the crest by approximately 0.50 m, placing a geotextile on the levelled embankment and weighting it with 0.50 m of crystallised slag compacted by the traffic over the entire sector deemed to be the most fragile. The policy was to accept the risk of the breaches opening, but to make sure they could be treated rapidly. In urban areas, this track lies on a draining shoulder built by weighting placed on a geocomposite made up of a geogrid sandwiched between two layers of nonwoven geotextile, installed between the previously levelled slope of the dyke and the weighting.

Par ailleurs, d'autres travaux de réparation plus ponctuels ont été engagés sur des brèches ayant fait l'objet d'un colmatage de fortune pendant la crue (BONNEFOY et ROYET, 1994).

In addition, other individual repair works were performed on breaches that had been temporarily plugged during the flood (BONNEFOY and ROYET, 1994).

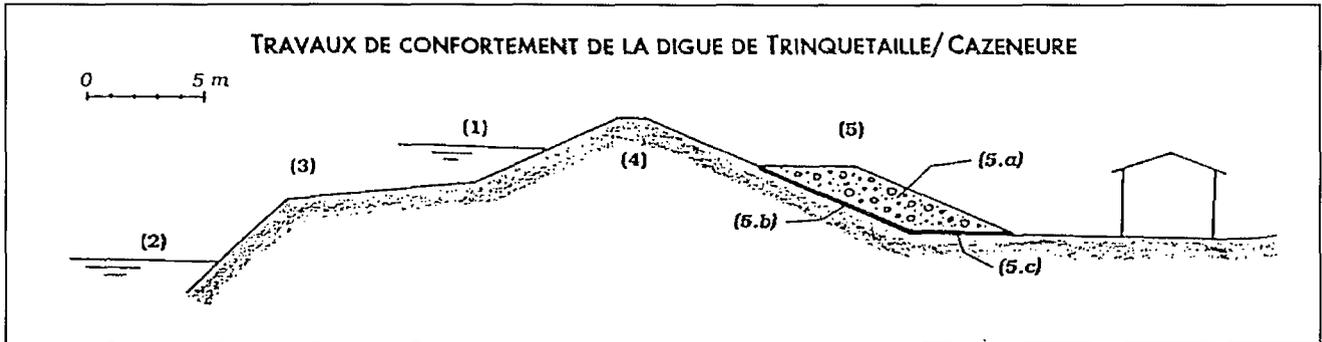


FIGURE 30 : Travaux de confortement de la levée de Trinquetaille/Cazeneuve

FIGURE 30: Reinforcement works on the Trinquetaille/Cazeneuve dyke

- (1) Niveau atteint par le Petit Rhône le 08/01/1994
- (2) Niveau du Petit Rhône le 24/01/1994
- (3) Ségonnal
- (4) Digue existante
- (5) Recharge drainante réalisée en mars/avril 1994
 - (5a) Tout-venant de la Crau 0/100 compacté
 - (5b)/(5c) Géocomposites drainants :

- (1) Level reached by the Petit Rhone on 08/01/1994
- (2) Level of the Petit Rhone on 24/01/1994
- (3) Berm
- (4) Existing dyke
- (5) Draining weighting installed in March-April 1994
 - (5a) Compacted 0/100 pit run from the Crau river
 - (5b)/(5c) Draining geocomposites:

	(5b) talus	(5c) fondation
Ouverture de filtration face inf.	90 μ	110 μ
Ouverture de filtration face sup.	140 μ	140 μ
Transmissivité (sous 50 kPa)	$0,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$	$10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$

	(5b) slope	(5c) foundation
Filtration on the lower face	90 μ	110 μ
Filtration on the upper face	140 μ	140 μ
Transmissivity (at 50 kPa)	$0.5 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$	$10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$

4.3 – LE BARRAGE DE SAINT JULIEN DES LANDES : ÉROSION RÉGRESSIVE LE LONG DE LA CONDUITE DE VIDANGE

Description du barrage

Type du barrage :

Remblai en terre homogène avec un drain vertical et des pentes de talus de 1 pour 2,5 à l'amont et à l'aval.

Hauteur du barrage : 8 m.

Longueur en crête : 250 m.

Fondation : argileuse.

Ouvrages hydrauliques :

Les fonctions de vidange, de prise d'eau, d'évacuation des crues sont regroupées dans une tour amont prolongée par une conduite sous remblai en Ø 1.000 mm.

Destination du projet : irrigation.

Détails de construction :

Cet ouvrage a été étudié et bien calculé. La mise en place des terres du remblai a été correctement réalisée mais l'étanchéité autour de la conduite a été négligée. La canalisation sous remblai, constituée par des buses en béton reliées par des joints toriques a été posée à la base d'une tranchée de section rectangulaire dans les premières couches du remblai. Après sa mise en place, la fouille a été remblayée par les matériaux argileux de déblais tassés seulement au godet de pelle. Trois écrans anti-renards en béton coffré complètent le dispositif.

Année de construction et de rupture : 1969.

Description de l'accident

Type : phénomène d'érosion régressive le long de la conduite de vidange.

Constatations du problème :

Des fuites autour de la sortie aval de la conduite dès le début du remplissage de la retenue.

L'accident :

Débourrage des sols argileux non compactés situés autour de la conduite en une nuit, alors que le niveau de l'eau dans la retenue n'atteignait pas 3 m. Après expulsion des sols et extraction de la conduite dont certains éléments avaient été déboîtés sous l'effet du brusque déboufrage, l'ouverture créée à la base du barrage a formé une arche d'environ 1,5 m de hauteur. Le remblai qui avait été construit avec des argiles bien compactées ne s'est pas rompu (photo 2 page 20).

Origine de l'accident : des négligences de construction à la mise en place de la canalisation sous remblai.

Réparation

Elle a nécessité l'ouverture d'une brèche de grande largeur au centre du barrage pour la pose d'une nouvelle conduite de vidange en acier dans de bonnes conditions avant de reconstruire le remblai au niveau de la brèche (LAUTRIN, 1993).

4.3 – SAINT JULIEN DES LANDES DAM: ROOFING ALONG THE OUTLET PIPE

Description of the dam

Type of dam:

Homogenous earthfill embankment with a vertical drain, and slopes of 1:2.5 upstream and downstream.

Height of dam: 8 m.

Length at the crest: 250 m.

Foundation: clay.

Hydraulic structures:

Water outlet, intake, and flood routing functions are grouped together in an upstream tower extended by a Ø 1000 mm pipe under the embankment.

Purpose of the project: irrigation.

Construction details:

This structure was well designed and calculated. The embankment earthfill was correctly placed, but the sealing around the pipe was neglected. Concrete pipes connected with O-rings running under the embankment were placed at the bottom of a rectangular trench in the very first layers of the dam. After placement, the excavation was filled with clayey excavated materials compacted simply with the shovel bucket. Three slipform concrete piping barriers complete the arrangement.

Date of construction and of failure: 1969.

Description of the accident

Type: roofing along the outlet pipe.

Problems observed:

Leakage around the pipe's downstream outlet at the very outset of reservoir filling.

The accident:

The uncompacted clayey soil around the pipe collapsed overnight, when reservoir water level had not yet reached 3 m. After removal of the soil and extraction from the pipe, some elements of which had been dislodged by the sudden collapse, the opening created at the dam base formed an arch approximately 1.5 m high. The embankment, which had been built with well compacted clay, did not fail (photo 2 page 20).

Cause of the accident: negligence during placement of the pipes under the embankment.

Repair work

The repairs involved opening a very wide breach in the centre of the dam in order to place a new steel outlet pipe under satisfactory conditions before rebuilding the embankment to the level of the breach (LAUTRIN, 1993).

4.4 – LE BARRAGE DE LA PRADE : EROSION REGRESSIVE LE LONG DE LA CONDUITE DE VIDANGE

4.4 – LA PRADE DAM: BACKWARD EROSION ALONG THE OUTLET PIPE

Description du barrage

Type du barrage :

Remblai zoné de 5,5 m de hauteur et 350 m de longueur en crête avec un noyau argileux imperméable de pentes amont et aval 1 pour 1 entre des recharges de sable argileux donnant à l'ouvrage des pentes de talus de 1 pour 3 à l'amont et de 1 pour 2,5 à l'aval. Le profil est complété par un drain de 0,50 m d'épaisseur entouré par un géotextile sous la recharge aval et par une protection anti-batillage en enrochements de 0,30 m d'épaisseur (figure 31A).

Fondation :

La fondation est constituée par un substratum molassique du Stampien enfoui sous 16,50 m d'alluvions constituées par des sables fins argileux et par des argiles sableuses à débris végétaux assez compressibles. A proximité des versants, les alluvions s'enrichissent de sable 1/5 mm provenant de l'altération de la couche de «sable des Landes» qui couronne les sommets des versants. La fondation semi-perméable à perméable jusqu'à 8 m ($K = 10^{-4}$ m/s à 10^{-6} m/s) est étanchée par un rideau de palplanches de 7,5 m de profondeur placé dans l'axe du barrage (surface traitée de 2.500 m², figure 31B).

Capacité de la retenue : 950000 m³.

Superficie du plan d'eau : 60 hectares.

Superficie du bassin versant : 64 km².

Description of the dam

Type of dam:

Zoned embankment 5.5 m high and 350 m long at the crest with an impermeable clayey core with upstream and downstream slopes of 1:1 between clayey sand shoulders which give the structure an upstream slope of 1:3 and a downstream slope of 1:2.5. The design is completed by a drain 0.50 m thick surrounded by a geotextile under the downstream shoulder and by 0.30 m thick rock-fill to protect the fill from wave action (figure 31A).

Foundation:

The foundation is made up of a molasse substratum from the Stampian, buried under 16.50 m of alluvium made up of fine clayey sands and sandy clay with fairly compressible plant debris. Near the banks, the alluvium has a higher content of 1/5 mm sand due to alteration of the layer of «Landes sand» at the top of the banks. The foundation is semi-permeable to permeable up to 8 m ($K = 10^{-4}$ m/s to 10^{-6} m/s), and is sealed with a sheet pile curtain 7.5 m deep at the dam's centreline (treated surface 2500 m², figure 31B).

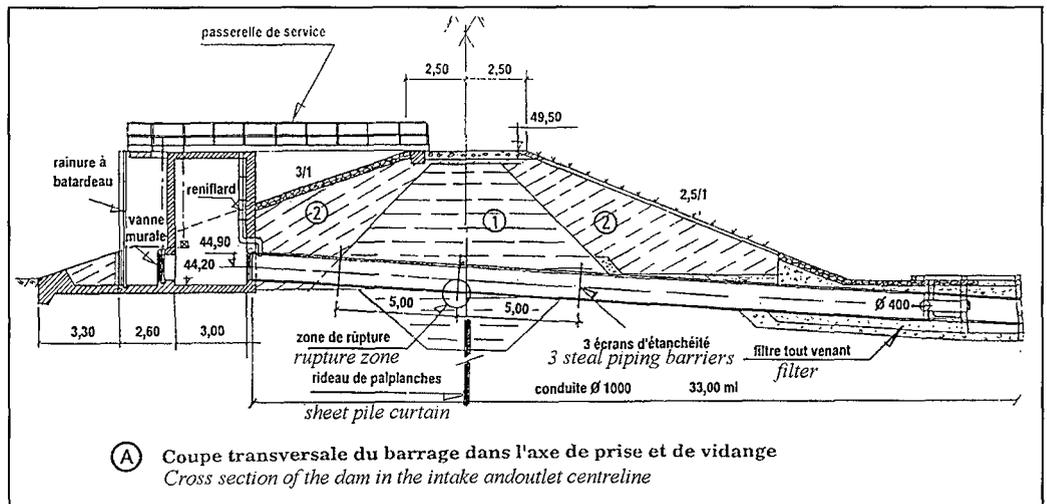
Reservoir capacity: 950,000 m³.

Reservoir surface area: 60 hectares.

Surface area of the catchment: 64 km².

FIGURE 31A : Coupe transversale du barrage dans l'axe de prise et de vidange

FIGURE 31A: Cross section of the dam in the intake and outlet centreline



Caractéristiques géotechniques des matériaux

caractéristiques	Noyau	Recharges
W_l	35,5 % à 44,5 %	13,5 à 32,5 %
W_p	15,5 % à 26,5 %	13,5 à 26 %
l_p	15 à 20	2 à 6
γ_{OPN}^d	18,8 à 20,4 kN/m ³	20,4 à 21,5 kN/m ³
W_{OPN}	12 à 16 %	8 à 11 %
K	10^{-8} m/s	variable

Geotechnical characteristics of the materials

Characteristics	Core	Shoulders
W_l	35.5 % to 44.5 %	13.5 to 32.5 %
W_p	15.5 % to 26.5 %	13.5 to 26 %
l_p	15 to 20	2 to 6
γ_{OPN}^d	18.8 to 20.4 kN/m ³	20.4 to 21.5 kN/m ³
W_{OPN}	12 to 16 %	8 to 11 %
K	10^{-8} m/s	variable

Ouvrages hydrauliques :

- Un évacuateur de crue de surface, implanté en rive droite, permettant d'évacuer 33 m³/s (après laminage) pour une lame déversante sur le seuil de 1,5 m.
- L'ouvrage de prise d'eau est constitué par une tour déversante en béton armé équipée de vannages dont 2 orifices de prise calés aux cotes intermédiaires entre le plan d'eau normal et la vanne de fond. La tour est reliée, au niveau du radier, à la conduite de vidange Ø 1.000 mm en acier de 11 mm d'épaisseur munie d'une vanne plate amont et présentant les normes habituelles de protection (revêtement époxy-zinc à l'intérieur et revêtement extérieur de type C), ainsi que 3 écrans anti-renard en acier (2,2 m x 2,2 m) soudés à la conduite. La conduite a été posée à pleine fouille, préalablement façonnée en berceau, puis entourée d'argile compactée en couches minces de 0,10 m.

La tour est reliée, au niveau du radier, à la conduite de vidange Ø 1.000 mm en acier de 11 mm d'épaisseur munie d'une vanne plate amont et présentant les normes habituelles de protection (revêtement époxy-zinc à l'intérieur et revêtement extérieur de type C), ainsi que 3 écrans anti-renard en acier (2,2 m x 2,2 m) soudés à la conduite. La conduite a été posée à pleine fouille, préalablement façonnée en berceau, puis entourée d'argile compactée en couches minces de 0,10 m.

- L'ouvrage de vidange est constitué par 2 piquages latéraux aval en Ø 400 mm utilisés pour les besoins de l'irrigation, ou pour la réalimentation de la rivière du Beuve.

Destination du projet : irrigation et loisirs.

Epoque de construction : 1981-1982.

Année de la découverte de l'incident : décembre 1987.

Description de l'incident

Type : une rupture de la conduite de vidange.

Constatation du problème :

Découverte fortuite de l'incident lors de travaux de déblocage de la vanne amont de la prise d'eau. La présence, sur le talus aval, d'une mouillière située à 5-6 m de l'axe de la conduite et à environ 1 m au-dessus de l'axe de la canalisation, n'avait éveillé aucun soupçon.

Description de l'accident :

Une fissure de 3 cm de large au niveau de la génératrice inférieure de la conduite de vidange se réduisant progressivement pour disparaître à hauteur du diamètre (photographie). Cette rupture, située au droit de l'écran anti-renard central, est à 0,25 m à l'amont de l'axe du barrage et de l'axe du rideau de palplanches et, en altitude, à 1 m au-dessus de la tête du rideau. Le profil en long de la conduite marque, au niveau de la rupture, une flèche de 0,25 m. Parallèlement, la tour de prise, solidaire de la canalisation de vidange, a légèrement basculé vers l'aval.

Hydraulic structures:

- A surface spillway on the right bank discharges 33 m³/s (after attenuation) with a depth of 1.5 m overtopping the sill.
- The structure of the water intake is made up of a reinforced concrete gated tower with 2 intakes set at intermediate levels between the normal reservoir level and the bottom outlet. The tower is connected at its invert to a Ø 1.000 mm 11 mm thick steel outlet pipe, with a flat gate upstream, meeting the usual protection standards (epoxy-zinc coating inside and C-type coating outside), and with 3 steel piping barriers (2.2 m by 2.2 m) welded to the pipe. The pipe was placed at the bottom of the excavation, which was first shaped in cradle form, and then surrounded by thin 0.10 m layers of compacted clay.

The tower is connected at its invert to a Ø 1.000 mm 11 mm thick steel outlet pipe, with a flat gate upstream, meeting the usual protection standards (epoxy-zinc coating inside and C-type coating outside), and with 3 steel piping barriers (2.2 m by 2.2 m) welded to the pipe. The pipe was placed at the bottom of the excavation, which was first shaped in cradle form, and then surrounded by thin 0.10 m layers of compacted clay.

- The outlet structure is made up of two Ø 400 mm side outlets downstream for irrigation or recharge of the Beuve river.

Purpose of the project: irrigation and recreation.

Period of construction: 1981-1982.

Year when the incident was discovered: December 1987.

Description of the incident

Type: rupture of the outlet pipe.

Problem observed:

The incident was discovered by chance during work to unclog the upstream gate of the water intake. A wet patch on the downstream slope 5-6 m from the pipe centreline and approximately 10 m above the pipe centreline had caused no previous concern.

Description of the accident:

A 3 cm wide crack at the outlet pipe's lower generatrix, progressively narrowing to disappear at the level of its diameter (photo). This rupture, located at the central piping barrier, is 0.25 m upstream of the dam and the sheet pile curtain centrelines, and, in elevation, 1 m above the summit of the curtain. The longitudinal profile of the pipe showed deflection of 0.25 m at the point of rupture. At the same time, the intake tower, which forms a single construction with the outlet pipe, tilted downstream slightly.

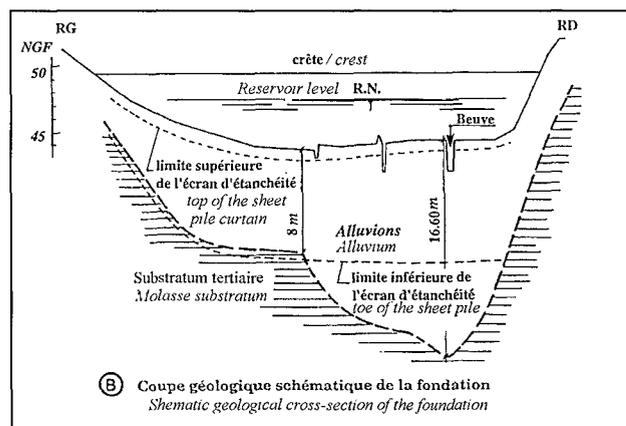


FIGURE 31 B : Le barrage de LA PRADE : coupe géologique schématique de la fondation

FIGURE 31 B : LA PRADE dam : schematic geological cross section of the foundation

Origine de l'accident :

Un tassement important de la fondation. Les efforts de traction sur la conduite solidaire de la tour à l'amont et fonctionnant comme une poutre sur 2 appuis distants de 30 m, ont entraîné la rupture de celle-ci dans la zone de soudure de l'écran anti-renard central où la microstructure du métal avait été affaiblie par chauffage puis refroidissement mal contrôlé (la fragilisation de l'acier a été démontrée par une étude micrographique).

Conséquences de la fissuration de la conduite

La fissuration de la conduite a totalement modifié le gradient hydraulique des écoulements à travers le noyau et a entraîné un phénomène d'érosion régressive avec lessivage des sols par la fissure et formation d'une cavité interne.

Réparation des désordres

1. Injection d'un coulis à base de ciment et de bentonite à très faible pression jusqu'au refus pour combler la cavité formée à l'intérieur du remblai (injection de près de 3 m³).
2. Mise en place d'une virole en acier de 11 mm d'épaisseur et de 0,80 m de large (0,40 m de part et d'autre de la fissure) soudée à l'intérieur de la conduite de vidange puis protégée par un revêtement époxy (photographies).
3. Mise en place de repères pour des mesures de nivellement.

Comportement après réparation

Bon comportement de l'ouvrage depuis son confortement en février 1988. Les travaux ont stoppé tout processus d'érosion par lessivage des sols et par érosion régressive. Aucune reprise des tassements n'a été constatée.

Cause of the accident:

Major settlement in the foundation. Tensile stress on the pipe upstream, which forms a single construction with the tower and functions as a beam between 2 supports 30 m apart, led to rupture of the welded area in the central piping barrier where the metal's microstructure had been weakened by poorly controlled heating and cooling (loss of strength in the steel was demonstrated by a micrographic study).

Consequences of pipe cracking

The pipe's cracking completely modified the hydraulic gradient of the flows through the core and caused backward erosion with leaching of the soil via the crack and formation of an internal cavity.

Repair work

1. Grouting with a cement-bentonite slurry at very low pressure to saturation to fill the cavity formed inside the embankment (almost 3 m³ grouted).
2. Installation of a steel enclosure 11 mm thick and 0.80 m wide (0.40 m on either side of the crack) welded to the inside of the outlet pipe and protected by an epoxy coating.
3. Installation of marks for levelling.

Behaviour after repair

Good behaviour of the structure since its reinforcement in February 1988. The works put an end to any erosion by leaching of the soil and backward erosion. No recurrence of the settlements was observed.

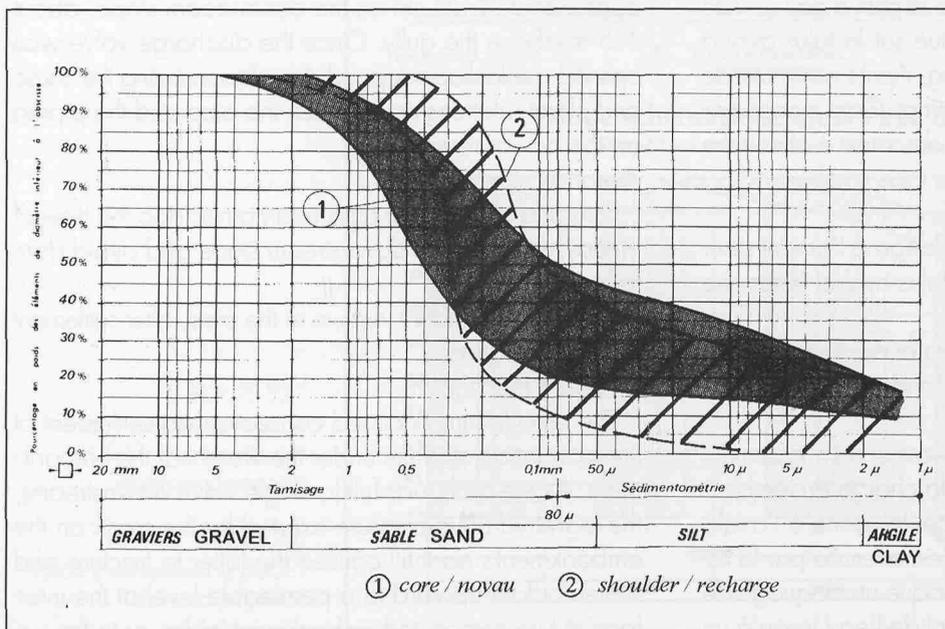


FIGURE 31 C : fuseaux granulométriques

FIGURE 31 C : grading

4.5 – LE BARRAGE DE BUGET : RENARD APRES RUPTURE D'UNE CONDUITE

Description du barrage

Hauteur : 10,50 m.

Longueur en crête : 115 m.

Type de fondation : substratum molassique marno-calcaire à passées gréseuses.

Type de barrage :

Remblai homogène en terres argileuses avec un drain vertical central de 0,50 m d'épaisseur s'évacuant à l'aval par des collecteurs aveugles. Pentés de talus de 1/3 à l'amont et 1/2,5 à l'aval avec protection en enrochements du talus amont au niveau de la cote de retenue normale (longueur traitée d'environ 5 m). Le remblai compacté se prolonge en fondation par une clef de 4,5 m de profondeur.

Ouvrages hydrauliques :

- Un évacuateur de crue latéral à seuil libre de 4 m de longueur déversante, prolongé par un chenal bétonné et un coursier en 1/2 buses béton (crue de projet 5 m³/s).
- Conduite de vidange en acier Ø 200 mm de 85 m de longueur avec vanne papillon aval et écrans anti-renards situés à l'amont du drain.

Volume stocké : 105.000 m³.

Destination du projet : irrigation.

Année de construction : 1979 et 1980 - début de remplissage de la retenue en septembre-octobre 1980.

Année de l'incident : juillet 1981.

Description de l'incident

Type : un renard sur le talus aval.

Constatation du problème :

En juillet 1981, soit dix mois après le début de la mise en eau, des pêcheurs constatent que le plan d'eau se vide par un orifice d'environ 30 cm situé sur le talus aval à environ 1,5 m au-dessus du thalweg. Après ouverture de la vanne de vidange, la fuite s'interrompt. Cette manoeuvre met donc en évidence une relation de cause à effet entre la conduite et le renard situé sur le talus aval.

Intervention :

Obturation de la conduite de vidange à l'amont pour arrêter le flot d'eau boueuse sur le talus aval et éviter une rupture du barrage.

Origine de l'accident : une rupture de la conduite, consécutive à un tassement de la fondation.

Mécanisme de l'accident :

La rupture de la conduite est consécutive à un tassement de la fondation alluvionnaire sous la charge du remblai. La conduite étant en charge (une seule vanne à l'aval), la forte pression hydraulique qui s'est exercée par la fissure sur les terres du remblai a provoqué un claquage de celle-ci et un écoulement ascendant de l'eau jusqu'à un

4.5 – BUGET DAM: PIPING AFTER RUPTURE OF A PIPE

Description of the dam

Height: 10.50 m.

Length at the crest: 115 m.

Type of foundation: molasse marl-limestone substratum with sandstone interbedding.

Type of dam:

Homogenous clayey earthfill embankment with a vertical central drain 0.50 m thick discharging downstream via blind manifolds. Slopes of 1:3 upstream and 1:2.5 downstream with rockfill protection of the upstream slope at full supply level (over a length of approximately 5 m). The compacted embankment is extended at the foundation by a 4.5 m deep key trench.

Hydraulic structures:

- An ungated side spillway 4 m long, extended by a concrete channel and a chute of 1/2 concrete ducts (design flood 5 m³/s).
- Steel outlet pipe, Ø 200 mm and 85 m long, with downstream butterfly valve and piping barriers located upstream from the drain.

Storage: 105,000 m³.

Purpose of the project: irrigation.

Date of construction: 1979-1980 - first filling in September-October 1980.

Date of the incident: July 1981.

Description of the incident

Type: piping on the downstream slope.

Problem observed:

In July 1981, ten months after filling, anglers noticed that the reservoir was emptying through a hole measuring approximately 30 cm on the downstream slope, about 1.5 m above the gully. Once the discharge valve was opened, the leakage stopped, thus demonstrating the cause and effect relationship between the pipe and the piping on the downstream slope.

Action:

Plugging of the outlet pipe upstream to stop the flow of muddy water on the downstream slope and avoid dam failure.

Cause of the accident: rupture of the pipe, after settlement of the foundation.

Accident mechanism:

The pipe failure occurred consecutive to settlement of the foundation alluvium under the weight of the embankment. As the pipe was full (a single valve downstream), the high hydraulic pressure exerted by the crack on the embankment's earthfill caused the latter to fracture and water to flow upward to a permeable level at the interface of two compacted embankment layers, or to the sur-

niveau perméable à l'interface de deux couches de remblai compactées, ou à la surface d'une couche compactée mais microfissurée par dessiccation intense à un arrêt de chantier. Les circulations d'eau qui se sont produites sous un gradient élevé ont finalement trouvé un exutoire sur le talus aval et ont développé un phénomène d'érosion régressive (figure 32).

Réparation des désordres

La recherche du point de rupture sur la conduite de vidange a été faite par l'ouverture d'une tranchée à la pelle hydraulique depuis l'aval (photo 3 page 21). Les terrassements, qui ont été menés presque jusqu'à l'aplomb de la crête ont permis de situer la déchirure, d'environ 3 cm de large, au niveau d'un joint. La réparation a consisté à souder un collier en acier aux deux tronçons de la conduite, puis à remblayer la fouille.

Comportement après réparation

Bon comportement de l'ouvrage depuis son confortement en 1981.

face of a layer that was compacted but finely cracked by severe desiccation due to a pause in construction. The flows of water that developed at a high gradient finally found an outlet on the downstream slope and created backward erosion (figure 32).

Repair work

The point of rupture in the outlet pipe was sought by opening up a trench with a hydraulic shovel from the downstream (photo 3 page 21). The earthworks that were done almost up to the crest eventually located the rupture, which was approximately 3 cm wide, at a joint. Repair consisted in welding a steel collar onto the two sections of pipe and then filling in the excavation.

Behaviour after repair

The structure's behaviour has been satisfactory since it was repaired in 1981.

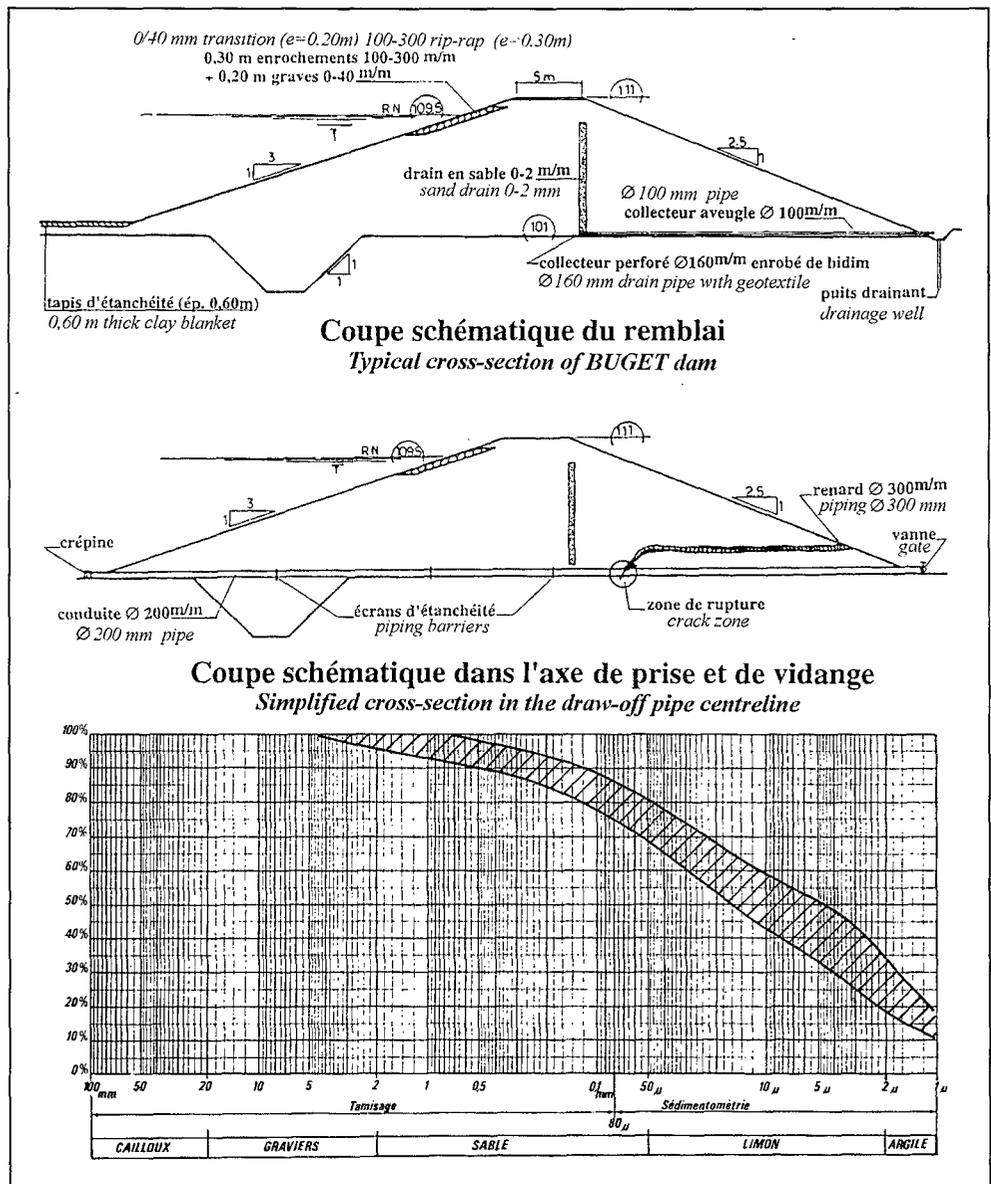


FIGURE 32 :
 Coupes-types du barrage de
 BUGET et propriétés des
 matériaux d'emprunts

FIGURE 32:
 Typical cross-sections of BUGET
 dam and properties
 of the materials

4.6 – LE BARRAGE DE LAFAGE

Description du barrage

Type du barrage :

Remblai en terre homogène, drainé, dont les pentes de talus sont de 1 pour 2,5 à l'amont et de 1 pour 2 à l'aval.

Hauteur du remblai : 11 m.

Nature des fondations : une marne raide.

Capacité de la retenue : 65 000 m³.

Epoque de construction : vers 1980, sans études préalables.

Destination du projet : l'irrigation.

Description des incidents

Constatation du problème :

Le remplissage de la retenue restait partiel un an après la fermeture de la vidange de fond, la hauteur d'eau ne dépassait pas 4 m. L'origine des fuites a été recherchée par l'ouverture de tranchées à la pelle mécanique qui

ont mis en évidence l'existence de galeries fossiles de 0,15 à 0,20 m de diamètre dans le substratum marneux de la retenue (photo ci-contre).

Origine des galeries :

Renard ou mini-karstification des marnes ? Il semble que cette dernière hypothèse soit la plus

probable car le niveau marneux appartient à une série molassique constituée par l'interstratification de marnes et de bancs conglomératiques généralement karstifiés. Les galeries observées dans les marnes pourraient être des relais entre les karstifications des niveaux détritiques grossiers sus et sous-jacents.

Réparation

Ouverture d'une tranchée de 8 m de profondeur au pied amont du barrage dans laquelle 3 galeries ont été trouvées puis bouchées par du béton.

Comportement après réparation

Malgré tous les travaux d'étanchement ponctuels qui ont été réalisés par la suite dans la cuvette, cette retenue ne se remplit qu'à moitié.

4.6 – LAFAGE DAM

Description of the dam

Type of dam:

Homogeneous earthen embankment, drained, with slopes of 1:2.5 upstream and 1:2 downstream.

Height of the embankment: 11 m.

Nature of the foundations: stiff marl.

Reservoir capacity: 65,000 m³.

Period of construction: around 1980, with no preliminary investigations.

Purpose of the project: irrigation.

Description of incidents

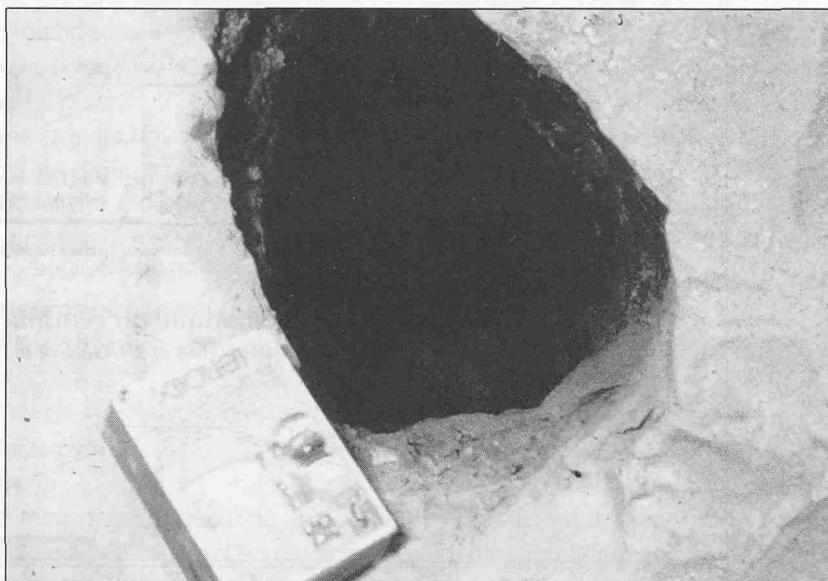
Problem observed:

The reservoir was still only partially filled a year after the bottom outlet had been closed, with depth remaining less than 4 m. The origin of the leakage was sought by

opening up a trench with a mechanical shovel, which revealed fossil galleries 0.15 to 0.20 m in diameter in the reservoir's marl substratum (photo on the left).

Origin of the galleries:

Piping or mini-karstification of the marl? The second hypothesis seems more probable as the



marl level belongs to a molasse series formed by interbedding of generally karstified banks of conglomerates and marls. The galleries found in the marl could be relays between karstified areas in the levels of coarse detrital materials under and over it.

Repair work

Excavation of an 8 m deep trench in the dam's upstream toe where 3 galleries had been found, then refilling with concrete.

Behaviour after repair

Despite all the smaller-scale sealing works done afterwards in the basin, the reservoir can still only be filled half-way.

4.7 – LE BARRAGE DES SAPINS : SUFFUSION, RÉPARÉE PAR PAROI MOULÉE

Description du barrage

Hauteur : 16 m.

Longueur en crête : 150 m.

Type de fondation : granite altéré en surface et localement assez fissuré.

Type de barrage :

Barrage homogène en arènes granitiques. Le dispositif de drainage du barrage comprend un drain cheminée arasé 2 m sous le niveau normal des eaux et un drain horizontal au contact fondation-remblai sous la moitié aval du remblai. Il n'y a pas de communication établie entre les deux drains qui ont des exutoires différents.

Volume stocké : 2 hm³.

Superficie du plan d'eau : 35 hm².

Destination du projet : tourisme.

Année de construction : 1977-1978.

Description de l'incident

À l'automne 1988, soit dix ans après la mise en eau du barrage, des venues d'eau et un glissement superficiel ont été constatés sur la partie inférieure du talus aval. Leur aggravation en quelques semaines a entraîné la décision de vidange totale de la retenue.

L'analyse a posteriori des mesures d'auscultation accumulées depuis la mise en eau du barrage a été riche d'enseignements.

- Les pressions interstitielles à l'amont du drain cheminée augmentent pendant le premier remplissage (décembre 1978) et les mois qui suivent. Au bout de huit mois, on atteint un palier correspondant à une piézométrie normale dans le remblai amont bien qu'un peu élevée tout près du drain. Au bout de deux ans (fin 1980), on observe une nouvelle montée progressive et excessive des cellules situées juste à l'amont du drain, à mi-hauteur du remblai.
- Le débit du drain horizontal a toujours été très élevé et relativement constant (10 l/s environ).
- 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 ensuite un palier à 0,1-0,2 l/s.

Deux tranchées à la pelle mécanique réalisées au pied aval du remblai après la vidange complète ont montré que les glissements n'avaient affecté que la couche de 0,40 m de terre végétale. Un niveau préférentiel de circulation de l'eau a été reconnu à la cote atteinte par le remblai lors d'une longue interruption du chantier au cours de l'hiver 1977-1978 (LINO et al, 1994).

4.7 – SAPINS DAM: **SUFFUSION REPAIRED WITH A DIAPHRAGM WALL**

Description of the dam

Height: 16 m.

Length at the crest: 150 m.

Type of foundation: granite, weathered on the surface and quite severely cracked in places.

Type of dam:

Homogenous dam built of decomposed granite (DG) sand. The dam's drainage system includes a chimney drain levelled off at 2 m below full supply level and a horizontal drain at the foundation-fill contact under the downstream half of the embankment. There is no connection between the two drains, which have separate outlets.

Storage: 2 hm³.

Reservoir surface area: 35 hm².

Purpose of the project: recreation.

Date of construction: 1977-1978.

Description of the incident

In autumn 1988, ten years after first filling, inflows of water and a shallow landslide were observed in the lower part of the downstream slope. Rapid worsening of the situation in a question of weeks prompted the decision to empty the reservoir entirely.

Analysis of monitoring measurements collected since first filling provided a wealth of information:

- Pore pressures upstream from the chimney drain increased during first filling (December 1978) and the following months. After eight months, those pressures settled at a level corresponding to normal watertable level in the upstream part of the embankment, although it remained a little high near the drain. After two years (late 1980), a new, progressive but excessive rise was observed from the cells located just upstream of the drain, halfway up the embankment.
- Flow in the horizontal drain was always very high and relatively constant (approximately 10 l/s).
- Flow in the chimney drain, which was only measured as of June 1980, reached a peak of 1.5 l/s in 1982 before falling in 1983 and 1984 to stabilise at 0.1-0.2 l/s.

Two trenches were dug with a mechanical shovel at the downstream toe of the embankment after the reservoir had been completely emptied; they revealed that the landslides only affected a layer of 0.40 m of topsoil. A flow path was recognised at the elevation that had been reached in construction of the embankment when the works were stopped for a long period in the winter of 1977-1978 (LINO et al, 1994).

Mécanisme de l'incident

Une observation plus attentive et une analyse poussée des données d'auscultation auraient permis un diagnostic plus précoce. L'évolution était telle que la suffusion interne avait évolué en érosion régressive, avec apparition en pied aval d'écoulements avec entraînement de fines. L'attention a été attirée par la présence de zones humides dans la partie théoriquement drainée, malgré la gêne due à une abondante végétation arbustive. Seule la suppression de la végétation a montré l'ampleur du problème et l'urgence à le régler. L'ensemble de ces observations a amené à diagnostiquer un phénomène de suffusion interne et un colmatage progressif du drain cheminée ou de son évacuation. Ce colmatage a entraîné une saturation progressive du remblai aval jusqu'à l'apparition des venues d'eau sur le talus.

Incident mechanism

More attentive surveillance and more in-depth analysis of monitoring data would have enabled a diagnosis to be made more rapidly. Internal suffusion had turned into backward erosion, with flows entraining fines appearing at the downstream toe. Observers were alerted by wet patches in a part that was theoretically drained, despite the hindrance of abundant plant growth. But the extent of the problem and just how urgent it was to treat it only became apparent once the vegetation was cleared. All of these observations led to a diagnosis of internal suffusion and progressive clogging of the chimney drain or its outlet. That clogging resulted in progressive saturation of the downstream part of the embankment until water appeared on the slope.

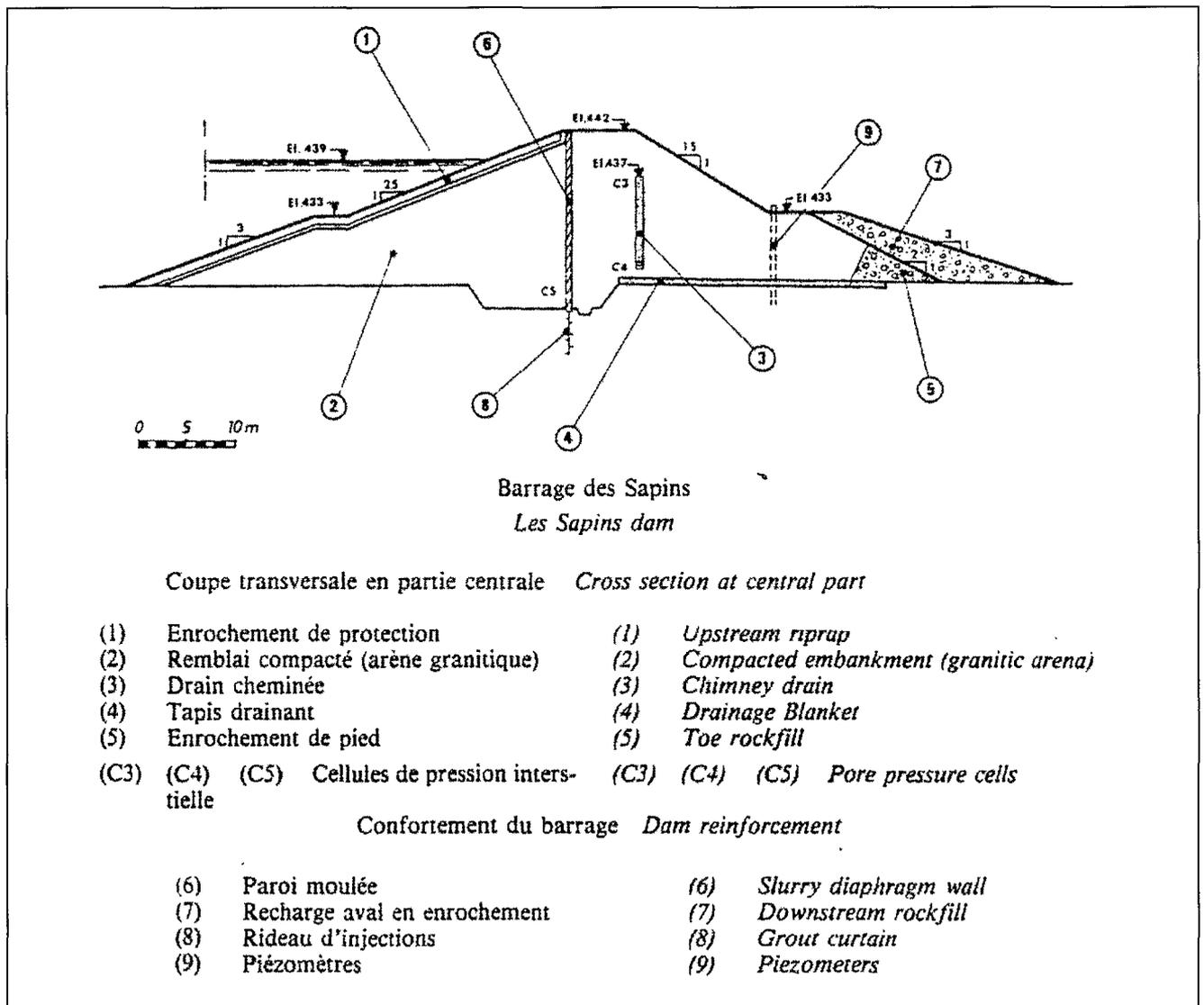


FIGURE 33 : Profil-typé du barrage des SAPINS

FIGURE 33: Typical section of SAPINS dam

Conséquences de l'incident

La saturation du matériau de surface a abaissé sa résistance et provoqué les premiers glissements superficiels, bien que la vidange était en cours. 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 été rapidement entreprise.

Réparation des désordres

À la suite d'un remplissage inopiné de la retenue, une recharge aval en enrochement a été réalisée en urgence début 1989 afin d'améliorer la sécurité vis-à-vis d'une rupture d'ensemble compte-tenu de la remontée immédiate de la piézométrie dans le remblai. Elle a évité d'avoir à reprendre le système de drainage du barrage. Il a ensuite été réalisé au début de l'été 1989 une coupure étanche par paroi moulée à travers le remblai, descendue jusqu'à la fondation. Le contact avec le granite très décomprimé a été traité par trépanage. De plus, deux zones de rocher plus altérées ont été traitées par injection sur 5 m de hauteur. Ces injections ont été réalisées à travers la paroi moulée. Lors du chantier, la benne a pivoté de 90° alors qu'elle était en train d'excaver. La cavité ainsi reconnue par hasard en creusant la paroi a été facilement comblée par le coulis et a confirmé un phénomène de suffusion. 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 la cause contrairement à une simple recharge aval sur un filtre (figure 33).

Comportement après réparation

Huit ans après la remise en eau, l'efficacité du confortement est jugée tout à fait satisfaisante :

- baisse de 4 m de la piézométrie dans le remblai aval,
- débits des drains divisés par un facteur supérieur à 10.

Consequences of the incident

Saturation of the surface materials diminished their strength and caused the first, shallow landslides, even though emptying was underway. Flows began to entrain fines from the material, inducing the commencement of piping that would probably have resulted in failure if emptying had not begun rapidly.

Repair work

After the reservoir had been rashly filled, rockfill weighting was placed downstream as an emergency measure early in 1989 to improve safety from a general failure, in light of the immediate rise in piezometer readings in the embankment. This made it possible to avoid redoing the dam's entire drainage system. Then, early in the summer of 1989, a diaphragm wall was built through the embankment, down to the foundation. The contact with the severely decompressed granite was treated by drilling. In addition, two more severely weathered zones in the rock were grouted for a depth of 5 m through the diaphragm wall. During the works the grab pivoted 90° as it was excavating, and the hole that it accidentally gouged out in the wall revealed a cavity that was easily filled in with grout but that confirmed the problem of suffusion. This last solution was imposed by the apparent heterogeneity of the fill, which in places was insufficiently watertight, and by the fact that the drainage elements were partly inoperational. It also offers a good guarantee of effectiveness and treats the cause of the problem, which is not the case of simple weighting downstream on a filter (figure 33).

Behaviour after repair

Eight years after the reservoir was filled again, the repair work is deemed perfectly satisfactory:

- piezometer readings have dropped by 4 m in the downstream part of the embankment,
- the flow in the drains has been divided by a factor of over 10.

4.8 – LE BARRAGE DE SAINT PARDOUX : SUFFUSION REPARÉE PAR PAROI MOULÉE

Description du barrage

Hauteur : 19 m.

Largeur en crête : 193 m.

Type de fondation : granite altéré en surface et fracturé.

Type de barrage :

Barrage homogène en arènes granitiques avec recharge aval en matériaux grossiers et simplement drainé par un tapis de pied.

Volume stocké : 23 hm³.

Superficie du plan d'eau : 330 hm².

Destination du projet : tourisme.

Année de construction : 1974.

Description de l'incident

Seize ans après la mise en eau, en 1991, une expertise montre plusieurs anomalies : piézométrie très élevée et en augmentation dans le remblai, développement de zones humides et de points d'infiltration sur le talus aval, percolations sur les appuis, augmentation progressive des percolations et du débit des sources captées sous la recharge amont du barrage, suffusion dans un remblai mal compacté et suspecté de présenter des couches horizontales plus sableuses (LINO et al, 1994).

Méthode de réparation

Après abaissement d'urgence de 4 m du plan d'eau, les travaux de confortement suivants ont été réalisés en seulement quatre mois. Ils ont comporté :

- une paroi moulée étanche au coulis bentonite-ciment de 2 300

4.8 – SAINT PARDOUX DAM: SUFFUSION REPAIRED BY DIAPHRAGM WALL

Description of the dam

Height: 19 m.

Width at the crest: 193 m.

Type of foundation: granite, weathered on the surface and cracked.

Type of dam:

Homogenous dam built of decomposed granite (DG) sand with downstream shoulder of coarse materials and a simple toe blanket for drainage.

Storage: 23 hm³.

Reservoir surface area: 330 hm².

Purpose of the project: recreation.

Date of construction: 1974.

Description of the incident

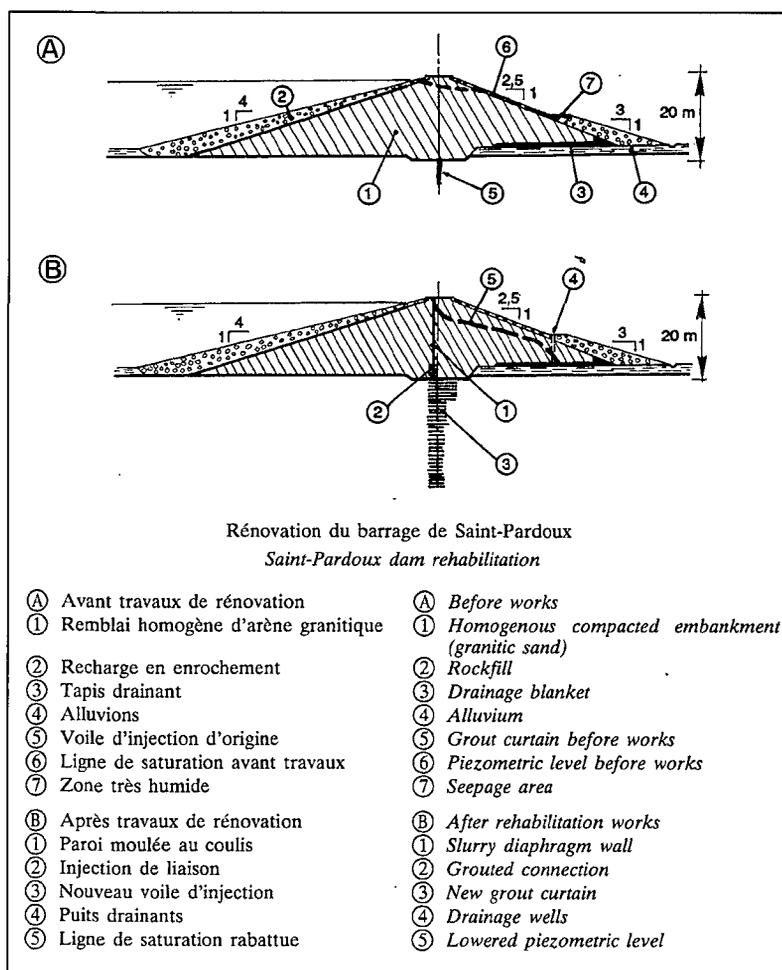
Sixteen years after first filling, in 1991, an expert assessment revealed several anomalies: very high piezometer readings, increasing in the embankment; development of wet areas and points of infiltration on the downstream slope; seepage on the abutments; a progressive increase in seepage and in the flow from the springs collected under the dam's upstream shoulder; suffusion in a poorly compacted embankment with a suspicion that some horizontal layers with more sand might exist (LINO et al, 1994).

Repair work

After the reservoir water level had been lowered by 4 m as an emergency measure, the following works were done in only four months:

FIGURE 34 : Rénovation du barrage de Saint-Pardoux

FIGURE 34: Renovation of Saint-Pardoux dam



m², réalisée depuis la crête, liée au rocher de fondation par injections au tube à manchettes, sur les 2 m inférieurs du remblai,

– en-dessous dans la fondation, un voile d'injection monolinéaire de 7 500 m² au coulis bentonite-ciment également réalisé depuis la crête (3 500 m de forages hors morts terrains, espacés de 1,5 à 3 m suivant les zones, 100 t de ciment),

– un écran de drainage de l'appui rocheux en rive gauche, des puits drainants creusés depuis la risberme aval du barrage et une vingtaine de piézomètres supplémentaires dans le remblai et dans la fondation rocheuse, en complément des trois appareils existants.

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 gauche, 7 m en vallée et 3 m en rive droite. Les piézomètres courts mis en place sur la risberme aval montrent que la ligne de saturation ne débouche plus dans le talus aval. Les zones d'eau stagnante sur la risberme sont asséchées. Deux points restent à surveiller :

- la piézométrie reste élevée sur le haut des deux rives,
- une zone humide persiste au pied de la rive gauche en liaison avec une nappe subaffleurant dans l'appui.

Ces comportements traduisent une réussite complète au niveau du traitement du remblai par la paroi moulée. La piézométrie élevée en haut de rives et les écoulements en pied de rive gauche traduisent une moindre efficacité du traitement d'étanchéité complémentaire de la fondation : la couche de rocher altérée sous le remblai reste perméable malgré les injections réalisées.

Pendant le chantier de creusement de la paroi, un petit fontis est apparu en crête, à l'aval de la paroi. Cela confirme que des cavités ont commencé à se former dans ce barrage, certainement victime d'un phénomène de suffusion. Dans ce cas, contrairement au barrage des Sapins traité en 4.7, aucun début d'apparition de renard n'a été observé, mais la zone saturée étant très haute, le risque était grand d'aggravation brutale sans signe avant-coureur. Sans doute un incident grave a été évité grâce au profil confortable du remblai.

– a bentonite-cement slurry diaphragm wall measuring 2300 m², built from the crest and anchored to the foundation rock by sleeved-tube type grouting, in the bottom 2 m of the embankment,

– underneath, in the foundation, a single-line bentonite-cement grout curtain measuring 7500 m² was also placed from the crest (3500 m of grout holes outside the overburden, spaced 1.5 to 3 m apart depending on the zones, 100 t of cement),

– a drainage curtain in the left bank rock abutment, drainage shafts excavated from the dam's downstream berm and some twenty additional piezometers in the embankment and the rock foundation, in addition to the three existing devices, were all provided.

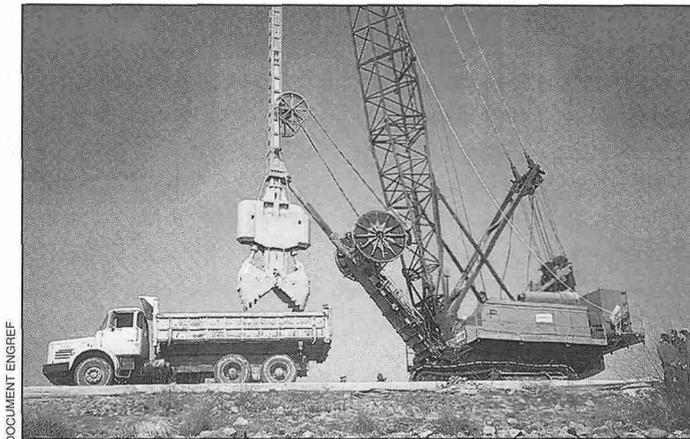
Filling the reservoir again confirmed that the works were effective: piezometer readings in the embankment went

down 5 m on the left bank, 7 m in the valley and 3 m on the right bank. The short piezometers installed on the downstream berm showed that the line of saturation no longer came out on the downstream slope. Areas of stagnant water on the berm were dried up. Two points still have to be monitored:

- piezometer readings are still high at the top of both banks,
- there is a persistent wet zone at the left bank toe in relation to the underlying watertable in the abutment.

This behaviour proves that the diaphragm wall was a complete success in treating the embankment. The high piezometer readings at the top of the banks and the flows at the toe of the left bank, however, show that the additional sealing in the foundation was less effective: the layer of weathered rock under the embankment remains permeable despite the grouting.

During the works to excavate the diaphragm wall, a small sinkhole developed on the crest downstream from that wall. This confirmed that cavities had begun to form in the dam, certainly as a result of suffusion. In this case, unlike Sapins dam discussed in 4.7, no initial signs of piping were observed but as the saturated zone was very high, there was a very great risk of sudden deterioration with no warning signs. A serious incident was doubtless avoided thanks to the embankment's generous dimensions.



Réparation par paroi moulée du barrage

Repair by diaphragm wall.

4.9 – LE BARRAGE DE BEAUNE : SUFFUSION REPARÉE PAR FILTRES ET RECHARGE AVAL

Description du barrage

Hauteur : 22 m.

Longueur en crête : 150 m.

Type de fondation : gneiss arénisé en surface.

Type de barrage :

Barrage homogène en remblai de gore provenant de l'altération de la fondation de gneiss muni d'un tapis filtrant horizontal aval débouchant sur un cavalier d'enrochements (figure 35).

Un évacuateur de crues de surface à seuil libre capable de 150 m³/s.

Une conduite D 800 m de prise d'eau et vidange dans une galerie sous remblai.

Une chambre sous-lacustre permettant la sélection parmi 3 prises d'eau étagées.

Volume stocké : 1 875 000 m³.

Destination du projet : participation à l'alimentation en eau brute de la ville de LIMOGES.

Année de construction : 1959-1960.

Description de l'incident

Dès 1961, lors du premier remplissage, des tâches d'humidité sont apparues sur le parement aval et ont même provoqué un tout petit glissement superficiel de la couverture de terre végétale. On a alors attribué ce glissement à un arrosage excessif du gazon. On a placé en

4.9 – BEAUNE DAM: SUFFUSION REPAIRED BY FILTERS AND WEIGHTING DOWNSTREAM

Description of the dam

Height: 22 m.

Length at the crest: 150 m.

Type of foundation: gneiss, weathered at the surface.

Type of dam:

Homogenous embankment built of materials from weathering of the gneiss foundation, with a horizontal filtering blanket downstream coming out onto a rockfill cap (figure 35).

Ungated spillway designed to discharge 150 m³/s.

A pipe D 800 m serving as water intake and outlet in a gallery under the embankment.

An underwater chamber to permit routing through three staggered water intakes.

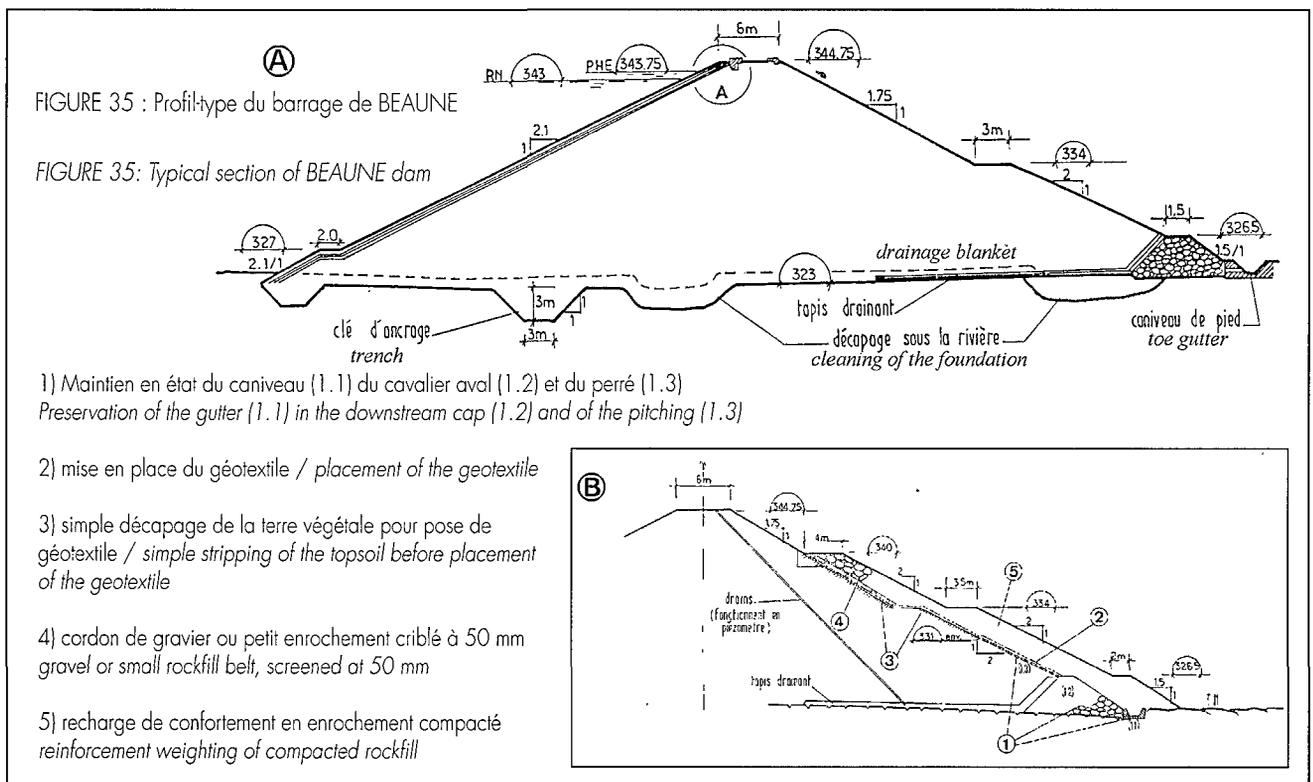
Storage: 1,875,000 m³.

Purpose of the project: part of raw water supply to the town of LIMOGES.

Date of construction: 1959-1960.

Description of the incident

As early as 1961, during first filling, wet patches appeared on the downstream face and even caused a very small surface slide of the topsoil. That landslide was attributed at the time to excessive watering of the grass. Pitching consisting of flat stones was placed on a sand and pebble drain on the lower part of the slope.



partie basse du talus un perré de pierres plates mises en place sur un drain de sable et de cailloux.

En 1968 et 1969, de nouveaux glissements superficiels apparaissent.

En 1979, suite à la prise en charge du suivi du barrage par COYNE et BELLIER avec dépouillement de toutes les mesures passées de pressions dans les cellules, le diagnostic d'un affleurement de la nappe sur le parement aval à des niveaux trop élevés en rives est établi : à l'évidence, il n'y a pas de rabattement de la nappe vers le drain de pied, soit en raison de l'anisotropie hydraulique des remblais, soit du fait de l'insuffisante perméabilité du drain aval.

Conséquence de l'incident

Instabilités du parement aval.

Mécanisme de l'incident

Le matériau est hétérogène et non autostable. Son hétérogénéité a pu être accrue par la ségrégation lors de la mise en place. Ces conditions ont entraîné une forte anisotropie hydraulique et ont été propices à la suffusion interne.

Réparation des désordres

On a tout d'abord tenté de rabattre la nappe vers le drain de pied à l'aide de 16 forages inclinés réalisés depuis la crête vers le drain horizontal aval. Les carottages dans la zone présumée du drain ne l'ont pas identifié formellement et surtout, aucun rabattement significatif n'a été constaté.

D'après les études de stabilité, il suffit d'une faible recharge pour stabiliser ce talus de fruit $H/V = 1,75/1$ et $2,0/1$. Pour des raisons constructives, on a placé les enrochements sur une largeur horizontale de 4 m au sommet et 6 m au pied aval. Pour prévenir la migration des éléments fins du remblai dans l'enrochement, on a interposé, après décapage de la terre végétale, un géotextile épais (Bidim U 64) et, à chaque levée, un cordon de petits enrochements (inférieurs à 50 mm) compactés en même temps que les enrochements courants (inférieurs à 500 mm). Les quantités mises en place ont été de 6 000 m³ d'enrochements courants et 900 m³ d'enrochements de transition, le tout pour 900 000 F HT en 1985.

Comportement après réparation

Le barrage a, depuis, un comportement satisfaisant, avec notamment un faible débit total de fuites.

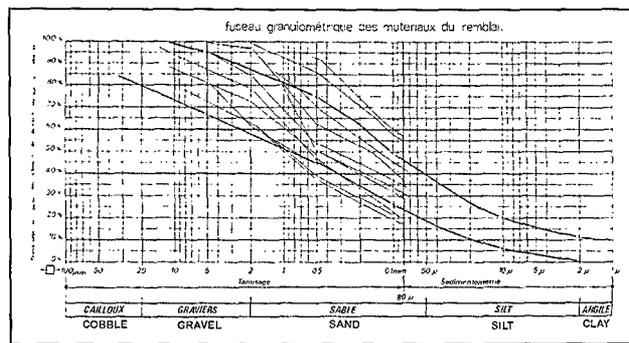


FIGURE 36 : Fuseau granulométrique du remblai de BEAUNE

FIGURE 36: Grading at the BEAUNE embankment

and was adjacent to the downstream face: obviously the groundwater was not being lowered by the drain at the dam toe, either due to hydraulic anisotropy of the embankments, or to insufficient permeability of the downstream drain.

Consequences of the incident

Instability of the downstream face.

Incident mechanism

The material was heterogeneous and not stable in itself. That heterogeneity was worsened by segregation during placement. Those conditions resulted in high hydraulic anisotropy and were conducive to internal suffusion.

Repair work

First an attempt was made to lower the watertable via the toe drain by means of 16 inclined boreholes drilled from the crest towards the horizontal downstream drain. Core samples from the area where the drain was assumed to be did not provide formal proof of its existence and, especially, no significant drop in the watertable was noted (figure 35).

After stability studies, only modest weighting sufficed to stabilise the dam's sides that had batter of $H/V = 1.75/1$ and $2.0/1$. For technical reasons the rockfill was placed over a width of 4 m at the crest and 6 m at the downstream toe. To prevent any migration of fine elements from the embankment into the rockfill, the topsoil was stripped and a thick geotextile (Bidim U 64) was placed, and at each lift a belt of small rockfill (< 50 mm) was compacted along with the regular rockfill (< 500 mm). The quantities involved were 6000 m³ of regular rockfill and 900 m³ of transition rockfill, for a total cost of FRF 900,000 in 1985.

Behaviour after repair

Since the repair works, the dam's behaviour has been satisfactory, in particular with a low total leakage flow.

4.10 – LE BARRAGE DE LAVAUD-GELADE : **SUFFUSION REPARÉE PAR FILTRE ET RECHARGE**

Description du barrage

Hauteur : 22 m.

Longueur en crête : 150 m.

Type de fondation : granite arénisé en surface.

Type de barrage :

Barrage homogène en remblai d'arènes granitiques provenant de l'altération de la fondation de granite.

Un évacuateur de crues de surface à seuil libre de 120 m³/s.

Vidange : deux conduites D 700 mm dans une galerie D 1.6m sous remblai.

Volume stocké : 1 875 000 m³.

Destination du projet : hydroélectricité.

Année de construction : 1942-1943.

Le barrage de LAVAUD-GELADE a été construit durant la seconde guerre mondiale, en arènes granitiques avec 40 % d'inférieurs à 80 microns, sans filtre ou drain, dont les pentes initiales étaient raides: H/V = 1.5/1. Le fait que les emprunts étaient de petite taille et que la mise en place se fit en partie de nuit en période de guerre entraîna une dispersion granulométrique. Une tranchée parafoville a été creusée jusqu'à 2,5 m de profondeur pour étancher les premiers mètres de la fondation qui était en surface en granite fissuré. La profondeur de 2,5 m a été fixée par manque de moyens mécaniques et financiers, car un approfondissement en rive droite était souhaitable.

Description des désordres

Lors de la première mise en eau, en 1944, des fuites apparurent à l'aval de la fondation et des suintements sur le parement aval. Il fut décidé d'injecter de l'argile en rive droite, par manque de ciment, pour étancher la rive, de creuser 10 tranchées drainantes en gravier sur le parement aval et d'ajouter une recharge aval pour réduire le risque d'instabilité. Les fuites furent réduites mais tous les suintements ne disparurent pas.

En 1991, lors d'une opération d'entretien, la surface concernée par les suintements apparut développée, et il fut décidée d'abaisser de 1,5 m la retenue, sans grande conséquence financière, pour limiter l'importance des suintements. Ceux-ci sont toujours visibles, à 1 ou 2 m au dessus de la recharge (photo 6, 7, 8 page 55). Il est remarquable de constater que les déformations de la digue sont faibles. La digue est le siège d'importants gradients de pression consécutifs à une forte hétérogénéité de perméabilité du remblai et une forte perméabilité

4.10 – LAVAUD-GELADE DAM: **SUFFUSION REPAIRED BY FILTER AND WEIGHTING**

Description of the dam

Height: 22 m.

Length at the crest: 150 m.

Type of foundation: granite, weathered at the surface.

Type of dam:

Homogenous dam built of decomposed granite (DG) sand.

Ungated spillway designed to discharge 120 m³/s.

Water intake and outlet: two pipe D 700 mm in a D.1600 mm gallery under the embankment.

Storage: 1,875,000 m³.

Purpose of the project: hydropower.

Date of construction: 1942-1943.

The LAVAUD-GELADE dam is a homogenous embankment built during the Second World War of decomposed granite (DG) sand with 40% of its materials under 80 microns, no filter or drain, and originally steep slopes: H/V = 1.5/1. The fact that the borrow pits were small and were placed in part at night in wartime resulted in irregular grading. A cutoff trench was dug to a depth of 2.5 m to seal the first few metres of the foundation, composed of cracked granite on the surface. The depth of 2.5 m was chosen for lack of mechanical and financial resources, as it would have been advisable to build deeper on the right bank.

Description of the problems

During first filling in 1944, leakage appeared in the foundation on the downstream side, as well as seepage on the downstream face. The decision was made to grout the clay on the right bank, for lack of cement, in order to seal that bank, and to dig 10 draining trenches in gravel on the downstream face and place weighting downstream to reduce the risk of instability. Leakage was reduced, but all the seepage did not disappear.

In 1991, during a maintenance operation, the surface area affected by the seepage appeared to have increased and it was decided to lower the reservoir by 1.5 m, which had no significant financial repercussions, in order to limit that seepage. Traces of it are still visible 1 or 2 m above the weighting (photo 6, 7, 8). It is remarkable that the dyke has suffered only slight deformation. It is subjected to considerable pressure gradients due to the strong variations in the fill's permeability and high permeability of the weathered surface layer of the foundation. Leakage flows were stable when drawdown of the reservoir was limited. Slight changes in piezometer

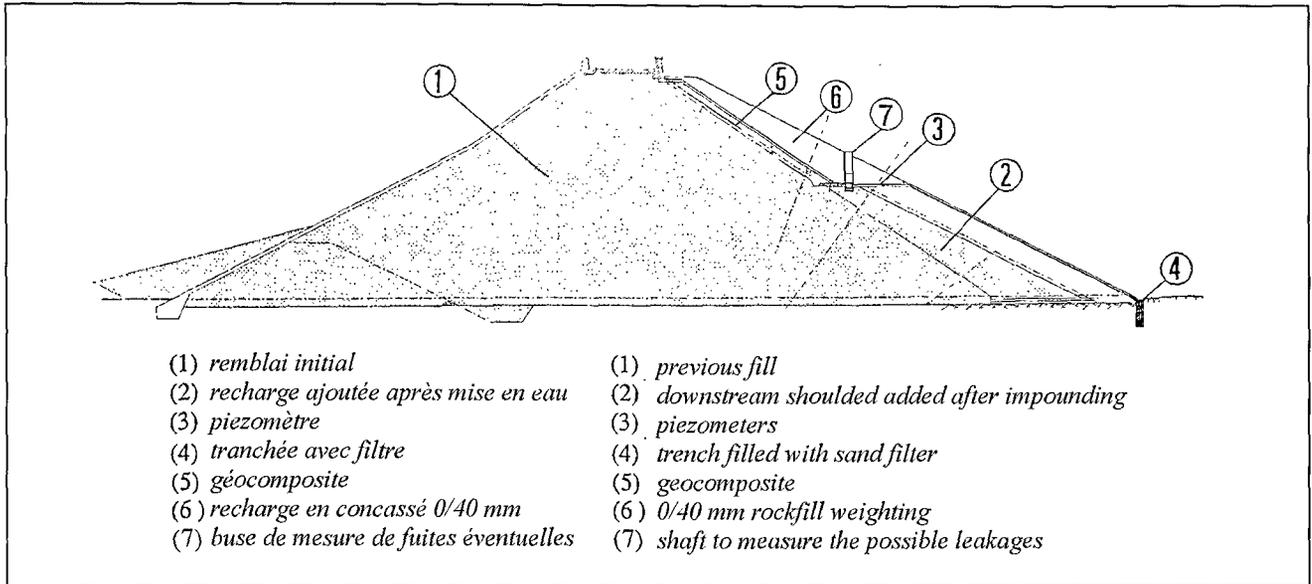


FIGURE 37 : Profil-type du barrage de LAVAUD-GELADE

FIGURE 37: Typical section of LAVAUD-GELADE dam

de la couche superficielle altérée de la fondation. Les débits de fuite étaient stables sous un marnage de la retenue faible. Une légère évolution de la piézométrie dans le temps, quelques variations erratiques de piézomètres, et la constatation de l'existence de zones dont la granulométrie présentait un pourcentage de fines inférieur au matériau initial sont les signes discrets d'une suffusion interne lente.

Méthode de réparation

Une tranchée remplie d'un filtre minéral en fondation au pied aval du remblai et la pose d'une recharge aval sur un géotextile tridimensionnel ont été les deux modes de confortement de ce remblai (figure 37). La recharge a pour objet l'amélioration de la sécurité en statique et lors de séismes.

readings over time, a few erratic fluctuations in some piezometers, and the observed presence of zones with a lower percentage of fines than the initial material are the discrete signs of slow internal suffusion.

Repair work

A trench filled with a rock filter material in the foundation at the downstream toe of the embankment and weighting downstream on a geocomposite were the two techniques used to repair this embankment (figure 37). The weighting was intended to improve safety in static conditions and during earthquakes.

4.11 – LA DIGUE DE CUSSET : SUFFUSION REPARÉE PAR PAROI MINCE

Description des digues du barrage

Hauteur : 3 à 9 m au dessus du terrain naturel.

Longueur en crête : 14 000 m.

Type de fondation :

Constituée de 20 m d'alluvions au dessus d'une molasse, dont les 2 premiers mètres sont en argile, surmontant quelques passages sableux et une forte épaisseur de grave de perméabilité en moyenne supérieure à 10^{-2} m/s.

Type de barrage :

Barrage mixte, dont les digues sont constituées du déblai extrait du fond du canal. L'étanchéité est assurée par une couche d'argile mélangée à de la chaux, compactée en couche de 10 cm et de 5 m de largeur par un rouleau à vapeur ou par la «piétineuse», ancêtre du pied de mouton, inventée par l'ingénieur Bony. La pente amont est $H/V = 3/1$ à l'amont et $2/1$ à l'aval.

Destination du projet : hydroélectricité.

Année de construction : 1887.

4.11 – CUSSET DYKE: SUFFUSION REPAIRED BY THIN DIAPHRAGM WALL

Description of the dykes

Height: 3 to 9 m above natural ground level.

Length at the crest: 14,000 m.

Type of foundation:

Made up of 20 m of alluvium above a molasse layer, with the first 2 m clay lying above a few sand passages and thick layer of gravel with average permeability over 10^{-2} m/s.

Type of dam:

Mixed-type dam, with dykes built of excavated materials from the canal. A layer of clay mixed with lime serves to seal the structures; that layer was compacted 10 cm thick and 5 m wide by a steam roller, an ancestor of the sheepfoot invented by the engineer Bony. Slopes are $H/V = 3/1$ upstream and $2/1$ downstream.

Purpose of the project: hydropower.

Date of construction: 1887.

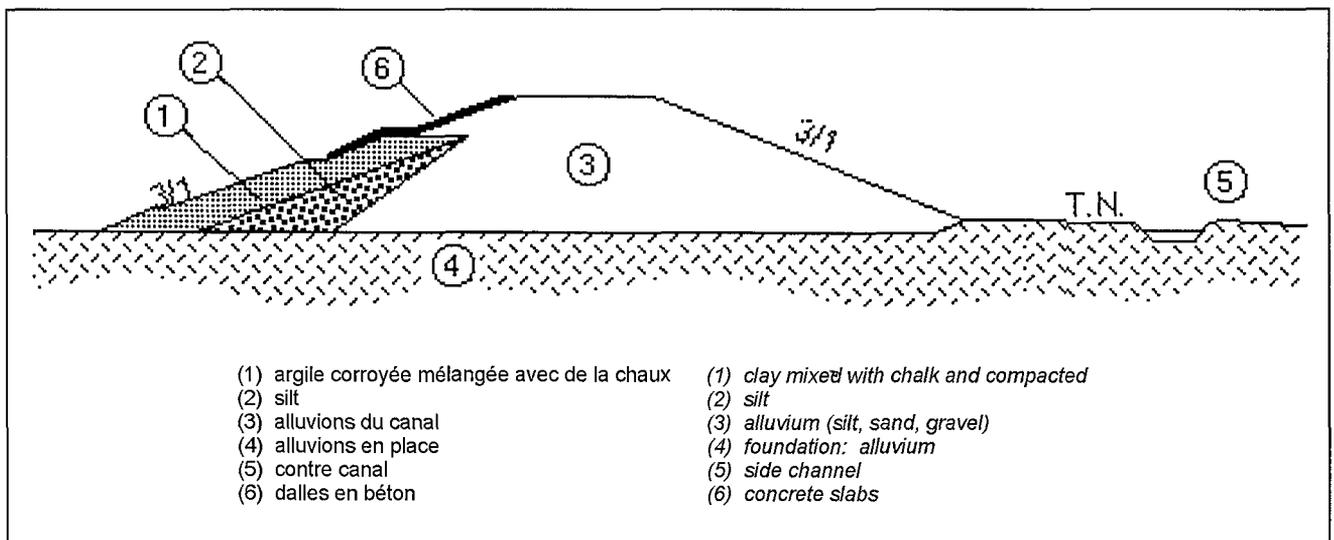


FIGURE 38 : profil-type des digues de Cusset

FIGURE 38: Typical section of the Cusset dykes

L'usine de Cusset, aux portes de Lyon, turbine les eaux du Rhône, dérivées sur 17 km dans le canal de Jonage depuis 1887. Une nappe de rive traverse ces alluvions du Rhône et passe sous le canal. Le profil-type est représenté sur la figure 38.

Description des incidents

Les digues ont présenté des fuites localisées avec transport solide, qui justifiaient des travaux importants, dès la mise en eau. Depuis, des suintements sur le parement aval, des montées de piézométrie, des hausses de débit et des dépôts de fines dans le contrecanal ont été signalés à différentes époques.

The Cusset power station, on the outskirts of Lyons, generates using the waters of the Rhone river that are diverted for 17 km in the Jonage canal, built in 1887. The watertable in the banks flows through this Rhone river alluvium and under the canal. A typical section is shown in figure 38.

Description of incidents

The dykes showed signs of leakage with bedload transport in places; this required major works right after first filling. Since then, seepage on the downstream face, rising piezometer readings, rising flows and fines settling in the side canal have been reported at various times.

Méthode de réparation

Plusieurs interventions furent nécessaires pendant un siècle d'exploitation ; elles ont concerné la réfection de l'étanchéité et de la protection amont. L'étanchéité était reprise par des injections à base d'un mélange argile-ciment réalisées par l'équipe d'entretien de l'usine. La protection en briquettes de ciment, relayées entre elles par fil de fer, protégea l'étanchéité pendant quelques dizaines d'années. Elle fut remplacée en 1937 par des dalles béton dans la zone de battillage, puis réparée au fur et à mesure des incidents par des enrochements. Récemment, deux sections présentèrent une pathologie accentuée.

Au Pk 6, la piézométrie était très haute à l'aval et l'humidité généralisée du parement aval traduisait un risque d'instabilité et d'érosion. Il a été décidé de mettre en place sur le parement amont un tapis de béton, injecté dans un géotextile renforcé sur 200 m de largeur. Une campagne thermique profonde a été réalisée après les travaux. Elle montre l'amélioration nette créée par le tapis dans le remblai et la persistance de fuites en fondation.

Coût : 1 000 F/m².

Au Pk 7,34 un renard était apparu, au contact d'une conduite et de l'interface remblai-fondation, après une longue période de suffusion qui continuait à se développer, malgré une injection en 1990. Les débits augmentaient lentement (figure 39). Une paroi mince a permis de stopper le renard et d'éliminer la fuite.

Coût unitaire : 350 F/m².

Un bilan complet de l'état de la digue droite a été réalisé à la suite d'une inspection visuelle détaillée, de la mise en oeuvre de méthodes géophysiques, de pénétromètres Panda, de carottages et de mesures thermiques. Les mesures de température permirent de distinguer les écoulements artésiens de la nappe des fuites du Rhône. Suite à l'efficacité du traitement par paroi mince, il a été décidé de traiter plusieurs sections sur un total de 4 km. L'importance des travaux a permis d'abaisser le coût du confortement à 250 F/m².

Repair work

Work has been required several times during the century the structure has been in operation, to improve sealing and to repair the upstream protection. Grouting with a clay-cement based mixture was done to improve sealing by the power station maintenance personnel. Protection in the form of cement bricks hooked together with wire sheltered that sealing for several decades. It was replaced in 1937 by concrete slabs in the area of wave action, which were then repaired with rockfill as incidents occurred. Recently two sections have been observed to suffer serious problems.

At the location designated Pk 6, piezometer readings were very high downstream and general wetness of the downstream face revealed a risk of instability and erosion. It was decided to place a concrete blanket on the downstream face, grouted into a reinforced geotextile over a width of 200 m. Deep thermal investigations were done after the works and showed a clear improvement due to the blanket in the embankment and continued leakage in the foundation. The works cost FRF 1 000 per m².

At the location designated Pk 7.34, piping appeared at the contact with a pipe and the embankment-foundation interface after a long period of suffusion; this was still developing despite grouting in 1990. Flows were slowly increasing (figure 39). A thin diaphragm wall halted the piping and eliminated the leakage. The works cost FRF 350 per m².

A complete assessment of the state of the right dyke was carried out after a detailed visual inspection, geophysical investigations, Panda penetrometer measurements, core sampling and thermal measurements. Through the temperature measurements, Artesian flows were distinguished from the groundwater leakage from the Rhone river. After the success achieved with the thin diaphragm wall, it was decided to treat several sections in this way, for a total of 4 km. The volume of work involved brought unit cost down to FRF 250 per m².

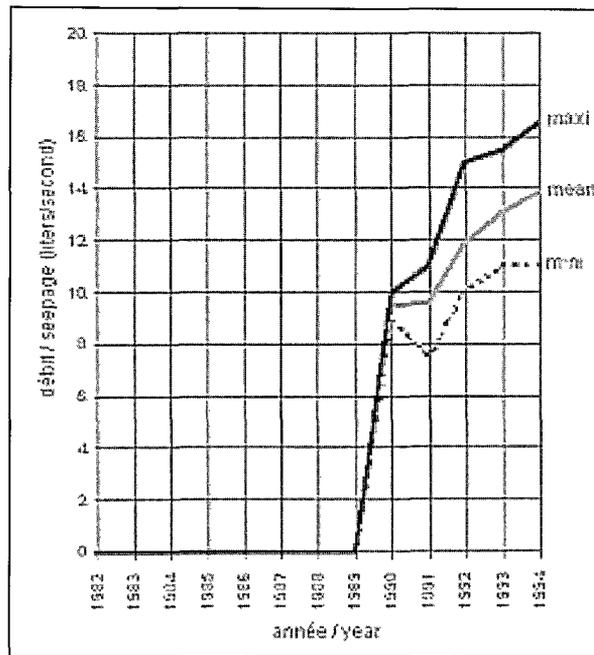


FIGURE 39 : Evolution des fuites du Pk 7,34

FIGURE 39: Leakage at Pk 7.34

Description de la digue

Hauteur : 11 m au dessus du terrain naturel.

Longueur en crête : 18 000 m.

Type de fondation : alluvions dont les couches superficielles sont en limon, et les couches profondes en gravier.

Type de barrage :

Barrage mixte, construit le long du Rhône dans le Gard. Les digues ont un fruit de H/V = 2/1 et sont en limon et en gravier (figure 40).

Destination du projet : hydroélectricité et navigation.

Année de construction : 1966-1970.

Description des incidents et méthodes de réparation

La digue, depuis leur mise en eau en 1970, est sujette à des incidents chroniques, suite à l'hétérogénéité de la nature et de la densité du limon et à l'absence de la condition de filtre entre le limon et le gravier (figure 41). Parmi ces incidents, plusieurs sont représentatifs de ceux constatés sur ce type de digue.

À la mise en eau, une charge hydraulique importante à l'aval et de forts écoulements chargés de fines ont été constatés sur certains profils. Des forages de décompression supplémentaires ont remédié à ces phénomènes d'érosion interne.

Quelques années plus tard, des phénomènes identiques sont apparus. Ainsi au PK 252,5, une venue d'eau répartie sur 90 m est apparue sur le talus aval et créa un début d'érosion régressive. Une recharge a été posée pour stopper le phénomène. Les reconnaissances révélèrent une lentille de vase à 3 m sous le contre canal qui emprisonnait la charge piézométrique du gravier sous-jacent, qui dépassait de 4 m le niveau dans le contre canal. Ce type d'incident montre la difficulté d'identifier toutes les anomalies géologiques sur des linéaires importants.

Lorsque la couche naturelle de limon était trop étendue, pour éviter que les souspressions soient trop importantes sous le massif amont des bretelles en gravier, posées sur le limon, avaient relié les recharges amont et aval. Des

Description of the dyke

Height: 11 m above natural ground level.

Length at the crest: 18,000 m.

Type of foundation: alluvium, with the surface layers silt and the deep layers gravel.

Type of dam:

Mixed-type dam, built along the Rhone river. The dykes have a batter of H/V = 2/1 and are built of silt and gravel (figure 40).

Purpose of the project: hydropower and navigation.

Date of construction: 1966-1970.

Description of incidents and repair work

Since the reservoir was filled in 1970, the dyke has suffered chronic problems due to the heterogeneity of the nature and density of the silt and the lack of any filter condition between the silt and the gravel (figure 41). Among those incidents, several are representative of the problems observed on this type of dyke.

During first filling, high hydrostatic loading downstream and strong fines-laden flows were observed in some sections. Additional pressure-relief boreholes solved this problem of internal erosion.

A few years later, the same phenomena occurred: at the location designated PK 252.5, an inflow of water spread out over a distance of 90 m appeared on the downstream slope and induced the beginnings of backward erosion. Weighting was placed to halt the phenomenon. Investigations revealed a lens of mud 3 m under the side canal that trapped the piezometric head in the underlying gravel, which was 4 m higher than the level in the side canal. This type of incident shows the difficulty in identifying all the geological problems that can be encountered along structures of great length.

Where the natural layer of silt was too large, to avoid excessive uplift under the upstream foundation, gravel strips were placed on the silt between the upstream and downstream shoulders. The problems observed at these

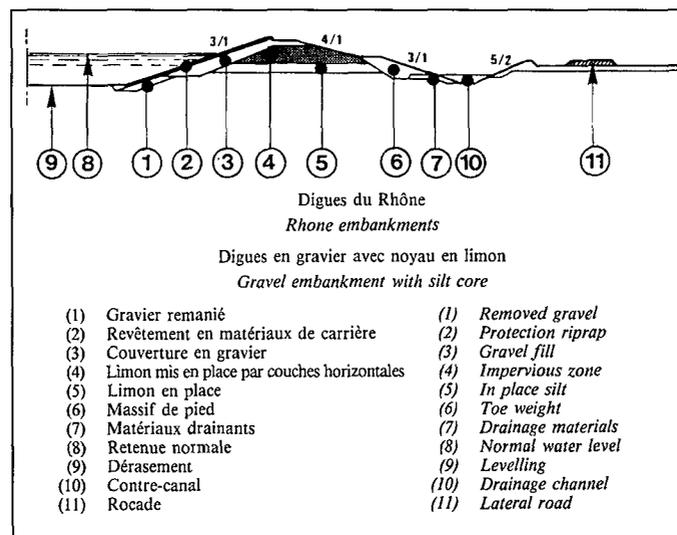
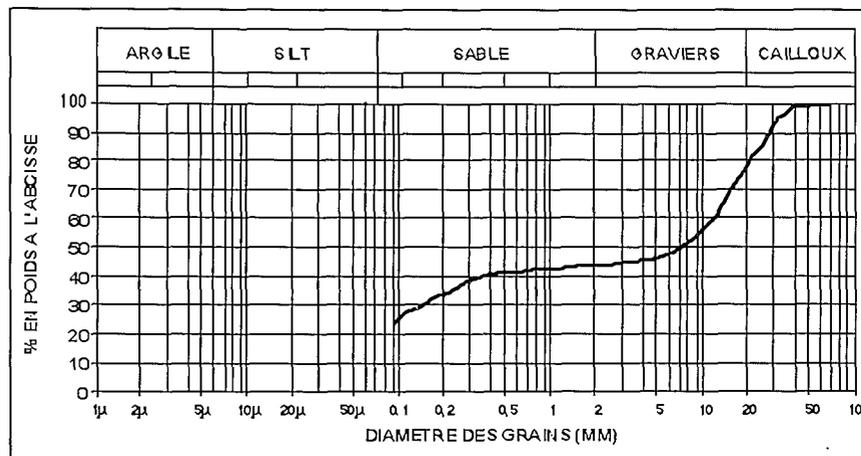


FIGURE 40 : Profil-type des digues zonés

FIGURE 40: Typical section of the zoned dykes

FIGURE 41 - Granulométries des matériaux de remblai et de fondation

FIGURE 41 - Grading of the embankment and foundation materials



incidents ont été notés sur ces profils: venues d'eau en partie haute du talus aval, niveaux piézométriques plus élevés dans la bretelle que dans le gravier en place. Une perméabilité insuffisante de la recharge aval provenant de la pénétration du limon dans les bretelles expliquerait ces incidents.

Des fontis et des effondrements, corrélés à des fuites, ont été d'autres signes d'érosion interne.

Par exemple au PK 250,600 sur la digue de retenue rive gauche, un premier incident fut découvert peu après la mise en eau en avril 1976 : il s'agissait d'un affaissement de plusieurs mètres d'extension longitudinale et d'un fontis situés sur le parement amont de l'ouvrage à proximité du plan d'eau.

En mai 1991 un fontis de 0,70 m d'ouverture, plongeant à 3 m perpendiculairement au parement apparût à 20 m du site de l'incident de 1976 (photo page 27). Cette zone est caractérisée par une fuite en pied de digue associée à des dépôts limoneux dans le contrecanal mais la piézométrie locale n'a permis de déceler aucune anomalie dans le comportement de la digue. Les travaux de réparation ont consisté en une purge et un recompactage des matériaux de la digue. La surveillance renforcée mise en place à la suite de l'incident montre un tassement de cette zone.

En octobre 1993 un fontis de 0,30 m de profondeur et de 1 m de diamètre est apparu au droit de celui de 1991.

Des campagnes géophysiques (traçage, thermométrie profonde), réalisées entre 1991 et 1996 ont permis de localiser la zone d'entonnement et de cheminement de la fuite et d'estimer la vitesse de percolation de l'eau à $2,5 \cdot 10^{-2} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$. Le passage préférentiel d'eau s'effectue au contact limon en place - gravier en place (fondation).

En revanche la campagne de mesures microgravimétrique n'a pas permis de détecter des zones décomprimées (fontis en formation).

Des essais de colmatage de la zone d'entonnement de la fuite réalisés par dépôt d'argile n'ayant pas fourni les résultats escomptés, un projet d'étanchement avec d'autres techniques est actuellement à l'étude.

sections included inflows of water at the top of the downstream slope, and higher piezometric levels in the strips than in the existing gravel. Insufficient permeability of the downstream shoulder due to penetration of the silt into the gravel strips was behind those incidents.

Sinkholes and settlements, related to the leakage, were other signs of internal erosion.

For example at the location designated Pk 250.600 on the left bank dyke, a first incident was discovered shortly after first filling in April 1976: subsidence extending several metres longitudinally and a sinkhole on the upstream face of the structure near the reservoir.

In May 1991, a sinkhole measuring 0.70 m and plunging 3 m perpendicularly to the face appeared 20 m from the site of the 1976 incident (photo page 27). That particular zone is marked by leakage at the toe of the dyke associated with silty deposits in the side canal but the piezometer readings in the area gave no sign of abnormal behaviour of the dyke. Repair work consisted in flushing out and recompacting the dyke materials. Intensified surveillance after that incident revealed settlement in that zone.

In October 1993 a sinkhole 0.30 m deep and 1 m in diameter appeared near that of 1991.

Geophysical investigations (tracing, deep thermometry) carried out between 1991 and 1996 identified the inlet area and the path of the leakage and evaluated the speed of seepage at $2.5 \cdot 10^{-2} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$. The leakage path followed the contact between the existing silt and gravel (foundation).

However, a microgravimetric investigation was unable to detect the decompressed zones (sinkhole in the formation).

Tests on plugging the inlet zone of the leakage with clay did not provide the expected results and a project to seal the area using other techniques is presently under study.

4.13 – LES DIGUES DU BARRAGE DE SAINTE-EGREVE : SUFFUSION TRAITÉE PAR DRAINAGE, RECHARGE OU PAROI

Description des digues du barrage

Hauteur : 11 m au dessus du terrain naturel.

Longueur en crête : 5 000 m.

Type de fondation :

Alluvions dont les couches superficielles sont du haut en bas en limon, sable graveleux puis en grave de perméabilité 10^{-3} m/s et les couches profondes sont en sable puis en argile.

Type de barrage :

Barrage mixte, construit sur l'Isère à la sortie de la ville de Grenoble après le confluent de l'Isère et du Drac, dont les digues ont été rehaussées et confortées pour tenir le nouveau plan d'eau. Ces digues de 11 m avec des fruits H/V = 2/1 sont en limon et en gravier (figure 42).

Destination du projet : hydroélectricité.

Année de construction : 1900-1950, rehaussées en 1989.

Description des désordres constatés lors de la mise en eau

EDF a surélevé en 1989 les digues de l'ISERE, construites à l'aval de Grenoble de 1900 à 1950, pour la réalisation du barrage de SAINT-Egrève. Lors de la mise en eau, en 1990, un certain nombre de désordres sont apparus du fait de l'hétérogénéité du remblai et de sa fondation. Souvent, la piézométrie, qui venait de la couche de gravier sous le contrecanal était assez forte et avait tendance à déstabiliser le pied, avec apparition en fond de contrecanal de dépôts sableux.

4.13 – THE DYKES AT SAINT-EGREVE DAM: SUFFUSION TREATED BY DRAINAGE, WEIGHTING OR DIAPHRAGM WALL

Description of the dykes

Height: 11 m above natural ground level.

Length at the crest: 5000 m.

Type of foundation:

Alluvium with surface layers (from top to bottom) first silt, then gravely sand, and finally gravel with permeability of 10^{-3} m/s and deep layers of sand then clay.

Type of dam:

Mixed-type dam, built on the Isere river on the outskirts of the town of Grenoble after the confluence of the Isere and the Drac, where the existing dykes were raised and strengthened to contain the new reservoir. Those dykes are 11 m high with batter of H/V = 2/1, and are built of silt and gravel (figure 42).

Purpose of the project: hydropower.

Date of construction: 1900-1950, raised in 1989.

Description of the problems observed during first filling

In 1989 EDF raised the dykes on the ISERE river, built downstream from Grenoble between 1900 and 1950, in order to build the St-Egrève dam. During first filling, in 1990, a certain number of problems were encountered due to the heterogeneous nature of the embankment and its foundation. Often piezometer readings showed quite high watertable levels in the layer of gravel under the side canal with a tendency to destabilise the toe, and sandy deposits formed in the bottom of the side canal.

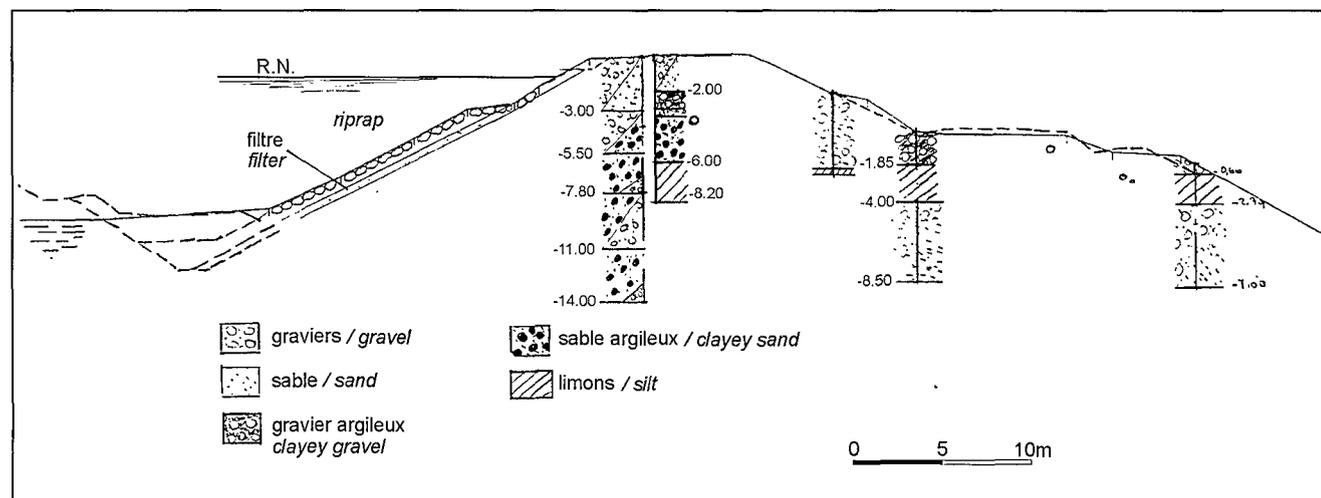


FIGURE 42 : Profil type de la digue

FIGURE 42: Typical section of the dyke

Méthode de réparation

Il a fallu procéder à une mise en eau par étapes et par observations successives pour éliminer tous les désordres. Les mesures piézométrique étaient comparées à des seuils d'intervention, définis par calcul. La stabilité était évaluée section par section, suivant la réactivité piézométrique, mesurée par le paramètre α , égal au rapport de l'augmentation de la charge en pied aval sur celle de la retenue. Suivant l'importance de la piézométrie, du débit de fuite et du débit solide, des travaux de confortement d'importance croissante étaient entrepris :

- puits de décharge, en cas de piézométrie moyenne et de dépôts de fines dans le contre canal ; si en cours d'auscultation la piézométrie continuait à monter, soit un curage du contre canal était effectué si un colmatage était suspecté, soit une amélioration de la stabilité était réalisée par le confortement suivant,
- mise en place d'une recharge aval, constituée d'une grave sableuse comme filtre, d'une grave criblée faisant drain et recharge et d'un pied en enrochement d'un coût de 250 FF/m³, en cas de piézométrie forte, dépôts de fines dans le contre canal plus suintements sur le parement aval;
- paroi à la pelle : 350 FF/m² ou à la benne Kelly : 500 FF/m², en cas de fuites trop importantes ou croissantes.

Comportement après réparation

La mise en eau dura 1 an, il n'y a pas eu de problème depuis.

Repair work

First filling had to be conducted in stages with a series of observation periods to eliminate all the problems. Piezometer readings were compared to thresholds defined by computations as requiring action to be taken. Stability was evaluated section by section according to piezometric reactivity, measured by the parameter α , i.e. the ratio of the increase in head at the downstream toe to that of the reservoir. Depending on the piezometer readings, leakage flow and bedload transport, reinforcement works of increasing extent were carried out:

- relief shafts, in the case of average piezometer readings and fines deposits in the side canal; if during monitoring the piezometer readings continued to rise, either the side canal was flushed out (when clogging was suspected) or stability was reinforced by the techniques in the next level of action;
- weighting downstream, made up of a sandy gravel serving as filter, a screened gravel acting as a drain and weighting and a rockfill toe costing FRF 1000 per metre, in the case of high piezometer readings, fines deposits in the side canal and seepage on the downstream face;
- construction of a wall using a shovel at a cost of FRF 350 per m² or using a Kelly at a cost of FRF 500 per m², in case of excessive or increasing leakage.

Behaviour after repair

First filling took a year and no problems have occurred since.

4.14 – LE BARRAGE DE NÈPES : SUFFUSION RÉPARÉE PAR INJECTIONS

Description de la digue rive gauche du barrage

Hauteur : 13 m au dessus du terrain naturel.

Longueur en crête : 90 m.

Type de fondation : Granite sain en fond de vallée et surmonté de 6 à 15 m de gore et d'alluvions sur les rives.

Type de barrage :

Barrage multivoûtes à contreforts, fondé au milieu de la vallée sur un granite sain et prolongé sur les rives par deux digues homogènes en arène granitique avec un noyau en béton armé de 10 cm sur un parafouille en béton.

Evacuateur : barrage multivoûte déversant sur 69 m.

Volume stocké : 2,3 hm³.

Destination du projet : hydroélectricité.

Année de construction : 1943-1945.

La digue de NEPES, construite à la fin de la seconde guerre mondiale, relie un barrage à voûtes multiples aux rives. Le remblai est notamment constitué de gore, c'est-à-dire un sable ayant un % de fines variant entre 15 et 30 %.

Description de l'incident

43 ans après la fin de la construction, lors d'un entretien, un ouvrier constata que de l'eau chargée sortait à l'aval de la digue. Un dépôt de sable était visible dans le fossé. D'autre part, le débit collecté en rive gauche atteignait 100 l/mn, soit 10 fois plus qu'en rive droite.

Des reconnaissances géophysiques montrèrent que le parafouille en béton n'était pas ancré au rocher sain. L'installation de 12 cellules à corde vibrante révélèrent l'existence de niveaux piézométriques très hauts en fondation, alors que celle du remblai était bien rabattue. Enfin des carottages et des pénétromètres mirent en évidence des horizons graveleux dans un ancien lit de la rivière en dessous du parafouille. Des écoulements préférentiels se développaient dans ces horizons très perméables, transmettaient de fortes pressions interstitielles et entraînaient des particules (figure 43).

Réparation des désordres

La crête était trop étroite pour envisager une paroi. Un rideau d'injection de 630 m² fut alors projeté à l'amont du noyau. L'injection des horizons perméables fut difficile et onéreuse. 290 m³ de coulis de bentonite-ciment (C/E=0.4) furent nécessaires pour diviser par 7 le débit diviser par 2 les pressions et réduire la perméabilité in situ à une valeur inférieure 1.10⁻⁶ m/s.

4.14 – NEPES DAM: SUFFUSION REPAIRED BY GROUTING

Description of the dyke on the left bank of the dam

Height: 13 m above natural ground level.

Length at the crest: 90 m.

Type of foundation: Sound granite in the valley bottom covered by 6 to 15 m of weathered material and alluvium on the banks.

Type of dam:

Multiple arch buttress dam founded in the middle of the valley on sound granite and extended on the banks by two homogeneous dykes built of decomposed granite (DG) sand with a 10 cm reinforced concrete core on a concrete cut-off.

Spillway: ungated multiple arch dam 69 m long.

Storage: 2.3 hm³.

Purpose of the project: hydropower.

Date of construction: 1943-1945.

NEPES dyke, built at the end of the Second World War, connects a multiple arch dam to its banks. The embankment is made up of sand with a fines content varying between 15 and 30 %.

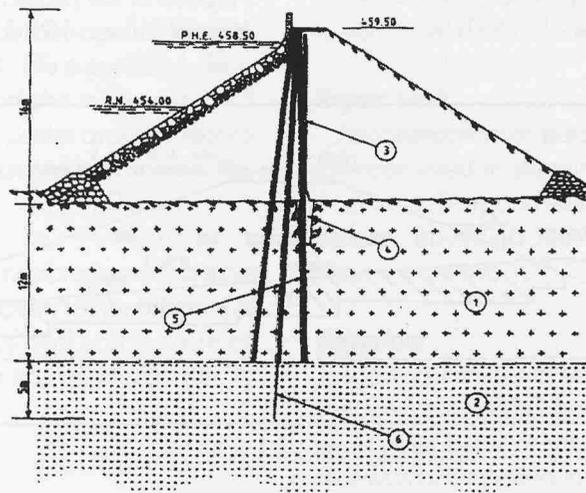
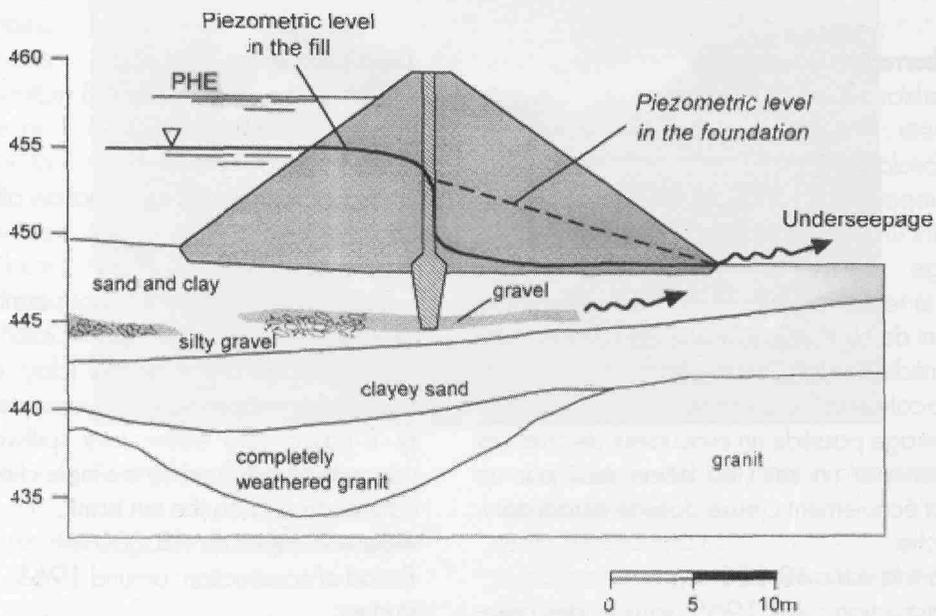
Description of the incident

Fortythree years after construction, a worker noticed during maintenance that sediment-laden water was being released downstream from the dyke. Sand was visibly settling in the trench. Moreover, the flow being collected on the left bank rose to 100 l/mn, i.e. 10 times more than on the right bank.

Geophysical investigations showed that the concrete cut-off was not anchored on sound rock. Twelve vibrating wire cells were installed and revealed very high piezometric levels in the foundation, while the watertable in the embankment was properly lowered. Finally, core samples and penetrometers brought to light some gravel layers in an old riverbed below the cut-off. Leakage paths were developing in those highly permeable layers, transmitting high pore pressures and entraining particles (figure 43).

Repair work

The crest was too narrow to envisage building a diaphragm wall so a 630 m² grout curtain was design upstream of the core. Grouting in the permeable layers was both difficult and costly. 290 m³ of bentonite-cement slurry (C/W=0.4) were needed to reduce the flow by 7, the pressures by 2 and in situ permeability to a value under 1.10⁻⁶ m/s.



Barrage de Nèpes
Nèpes dam

- | | |
|---|--|
| 1. Granit altéré | 1. Weathered granite |
| 2. Granit fissuré | 2. Cracked granite |
| 3. Discontinuité de déplacement | 3. Displacement gap |
| 4. Parafouille en béton réalisé à la construction du barrage | 4. Concrete cut off wall built at same time as dam |
| 5. Forages Ø 100 mm et Ø 70 mm, injection par tubes à manchettes réalisés en 1992 | 5. 100 and 70 mm dia. holes grouted using sleeve pipes, in 1972 |
| 6. Reforages Ø 64 mm à traders tubes à manchettes, injection en trou ouvert, réalisés en 1992 | 6. 64 mm dia. holes bored through sleeve pipes for uphole grouting in 1992 |

FIGURE 43 : Profil-type de la digue de Nèpes avec piézométrie forte en fondation et principe de confortement

FIGURE 43: Typical section of Nepes dyke with high piezometer readings in the foundation and the strengthening technique

4.15 – RUPTURE DU PETIT BARRAGE DE SAINT AIGNAN: SUFFUSION ET RENARD

Description du barrage

Hauteur du remblai : 8 m.

Longueur en crête : 120 m.

Nature de la fondation :

Le barrage repose sur un dépôt alluvionnaire peu épais recouvrant un rocher calcaire.

Type du barrage :

Remblai en terre homogène sans drainage interne dont les fruits sont de $H/V = 2,5/1$. Il a été construit avec des matériaux médiocres (argiles, argiles organiques, sols résiduels argilo-calcaires) et présente de grandes hétérogénéités. L'ouvrage possède un évacuateur de crue très rustique constitué par un seuil en béton suivi par un simple chenal d'écoulement creusé dans le terrain naturel en rive gauche.

Capacité de la retenue : 48 000 m³.

Epoque de construction : vers 1965, sans études préalables.

Destination du projet : irrigation.

Année de la rupture : 1984.

4.15 – FAILURE OF THE SMALL SAINT AIGNAN DAM: SUFFUSION AND PIPING

Description of the dam

Height of the embankment: 8 m.

Length at the crest: 120 m.

Type of foundation:

The dam is founded on a shallow alluvium deposit overlying limestone.

Type of dam:

Embankment of homogeneous earthfill with no internal drainage and batter of $H/V = 2.5/1$. It was built with fairly poor quality materials (clay, organic clay, residual clay-limestone soil) with considerable heterogeneity. It has a very elementary spillway made up of a concrete sill followed by a simple channel dug out in the natural ground on the left bank.

Reservoir capacity: 48,000 m³.

Period of construction: around 1965, with no preliminary studies.

Purpose of the project: irrigation.

Year of failure: 1984.

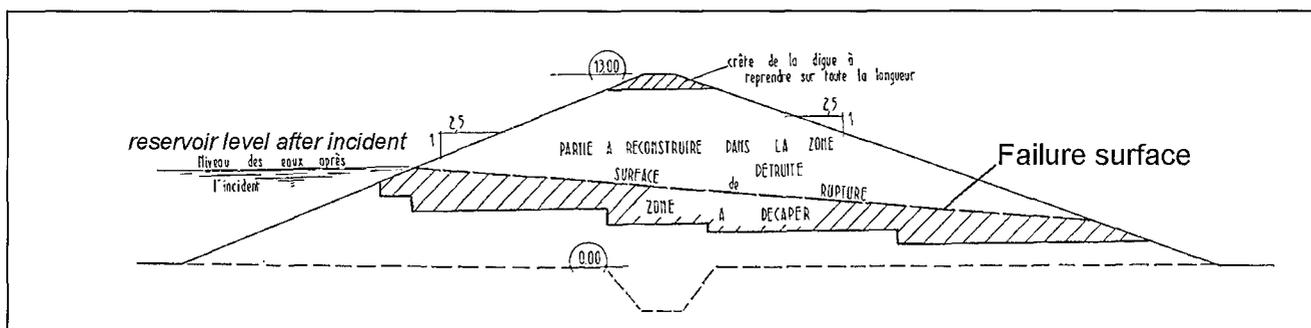


FIGURE 44 : Profil-type et surface de rupture

FIGURE 44. Cross section of the SAINT AIGNAN dam

Description de l'accident

Type : renard dans le remblai.

Constatation avant l'accident :

Aucune alerte n'a été donnée, probablement par négligence ou incompetence, mais il est certain que le talus aval présentait des signes de saturation.

L'accident :

Rupture brutale, en 1984, d'une partie du barrage provoquée par une série de phénomènes de suffusion externe évoluant finalement vers un renard. En atteignant le talus amont, celui-ci a provoqué, sous l'effet de la poussée des eaux de la retenue, l'ouverture d'une brèche de 5 m de hauteur et de plusieurs dizaines de mètres de large dans la partie droite du barrage (photographie à droite).

Description of the accident

Type: piping in the embankment.

Observations prior to the accident:

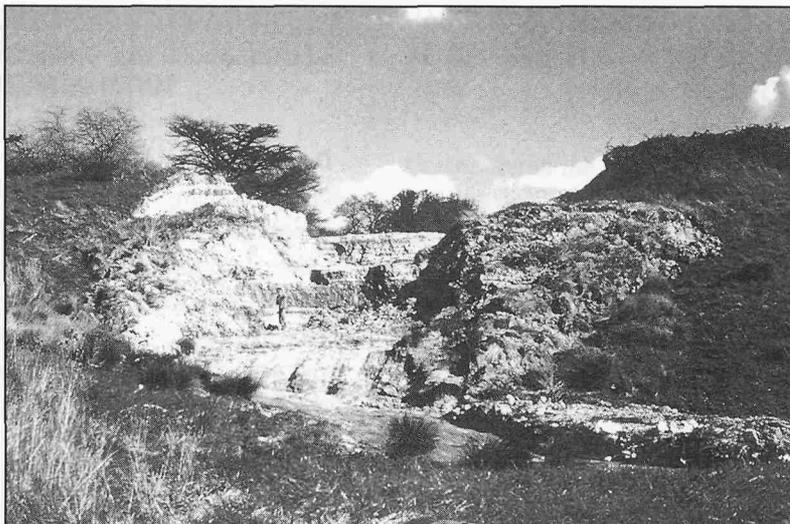
No alert was given, probably through negligence or incompetence, but it has been ascertained that the downstream slope showed signs of saturation.

The accident:

Brutal failure in 1984 of a part of the dam due to external suffusion (or contact suffusion) that eventually turned into piping. When it reached the upstream slope, that piping, under the effect of thrust from the reservoir, opened up a breach 5 m high and several dozen metres wide in the right side of the dam (photo on the right).

Origine de l'accident :

- l'hétérogénéité des sols utilisés dans le remblai dont certains sont peu cohérents (calcaire pulvérulent).
- un feuilletage du remblai (visible sur la photographie).
- des perméabilités variables pouvant localement favoriser des vitesses de percolation importantes.
- l'absence de drain interne.



Cause of the accident:

- l'absence de suivi et d'entretien du barrage.

Le phénomène a mis une vingtaine d'années à se développer (LAUTRIN, 1993).

Réparation des désordres

La reconstruction d'une partie du barrage. La réparation a été réalisée en octobre 1984. Elle a consisté à décapper la surface de rupture de la brèche sur 1 m ou 1,5 m et à l'agrandir pour diminuer ses pentes avant de reconstituer le remblai avec des matériaux argileux compactés.

Comportement

Aujourd'hui, on peut observer de nombreuses résurgences au pied aval du barrage (la fondation est perméable) et une ligne de saturation sur le talus aval non restauré en 1984 qui marque la sortie de la nappe phréatique.

- variable permeability that in places could induce high seepage rates.
- no internal drain.
- no monitoring or maintenance of the dam.

The problems developed over a period of about twenty years (LAUTRIN, 1993).

Repair work

Reconstruction of part of the dam in October 1984. This consisted in stripping the surface of the breach for 1 m or 1.5 m and enlarging it to decrease its batter before rebuilding the embankment with compacted clayey materials.

Behaviour

Today a number of resurgent springs can be noted at the downstream toe of the dam (the foundation is permeable) along with a line of saturation on the downstream slope that was not repaired in 1984, showing the outlet of the groundwater.

4.16 – LE BARRAGE DE FONTENELLE (USA, 1986) : REPARATION PAR PAROI A L'HYDROFRAISE

Description du barrage

Hauteur : 50 m.

Longueur en crête : 2 000 m.

Année de construction : 1961.

Type de fondation : socle de grès dur et fracturé.

Type de barrage :

Barrage zoné dont le noyau central est constitué d'un mélange d'argile, de silts, de sables et de graviers, compactés en couches de 15 cm et les recharges sont en matériaux graveleux.

Le barrage de FONTENELLE est situé dans l'état du Wyoming (USA), sur la Green River.

Description de l'incident

Ce barrage a connu des incidents au cours de son premier remplissage en 1964. Des fuites apparurent en divers endroits, et, peu de temps après la fin du remplissage, une fondrière se forma à mi-hauteur dans le barrage.

Un traitement par injections fut alors effectué. Huit lignes de forages d'injection furent implantées dans la partie raide de la rive, et s'étendaient bien au-delà de l'endroit où s'étaient produits les dégâts sur le couronnement du barrage. Le remblai du barrage a été ensuite restauré. La remise en eau fut terminée en 1967, sans imposer de limitation à l'exploitation de la retenue.

Cependant, en 1982, de nouvelles fuites apparurent. Les débits s'accroissant, de nouveaux travaux de confortement furent décidés en 1984 et le niveau de la retenue fut réduit.

Suite à un important programme de reconnaissances par puits et piézomètres, il a été décidé de réaliser un écran d'étanchéité depuis le sommet de la digue à travers le noyau d'argile et à travers le substratum gréseux.

Réparation des désordres

Cet écran d'étanchéité a été excavé par une machine Hydrofraise. La paroi a une profondeur maximale de 55 m. L'épaisseur est de 0,65 m. Il s'agit de béton rigide.

Les deux tronçons du barrage qui fuyaient, situés à chaque extrémité de la digue, ont été réparés en deux phases: 10 000 m² en 1985 et 5 000 m² en 1986 (FENOUX, 1988).

4.16 – FONTENELLE DAM (USA, 1986): REPAIRED BY DIAPHRAGM WALL BUILT WITH A HYDROFRAISE

Description of the dam

Height: 50 m.

Length at the crest: 2000 m.

Date of construction: 1961.

Type of foundation: hard cracked sandstone substratum.

Type of dam:

Zoned dam with a central core made up of a mixture of clay, silt, sand and gravel, compacted in 15 cm layers, and shoulders of gravelly materials.

FONTENELLE dam is located in the State of Wyoming (USA), on the Green River.

Description of the incident

The dam suffered several incidents in the course of first filling in 1964. Leakage appeared in various places and, soon after the end of filling, a sinkhole formed halfway up the dam bank.

This was treated by grouting. Eight lines of grout holes were drilled in the stiff part of the bank, which extended well beyond the area of damage on the dam crest. Then the dam's fill was reconstituted. Refilling was completed in 1967, without imposing any limits on operation of the reservoir.

However, in 1982 erosion occurred again. Flows increased and new works were therefore planned in 1984; the water level in the reservoir was lowered.

After major investigations with shafts and piezometers,

if it was decided to build a cutoff from the top of the dyke through the core clay and the sandstone substratum.

Repair work

The cut-off was excavated with a Hydrofraise. It is 55 m at most and 0.65 m thick. In this case stiff concrete was used.

The two leaking sections of the dam, one at each end, were repaired in two stages: 10,000 m² in 1985 and 5000 m² in 1986 (FENOUX, 1988).

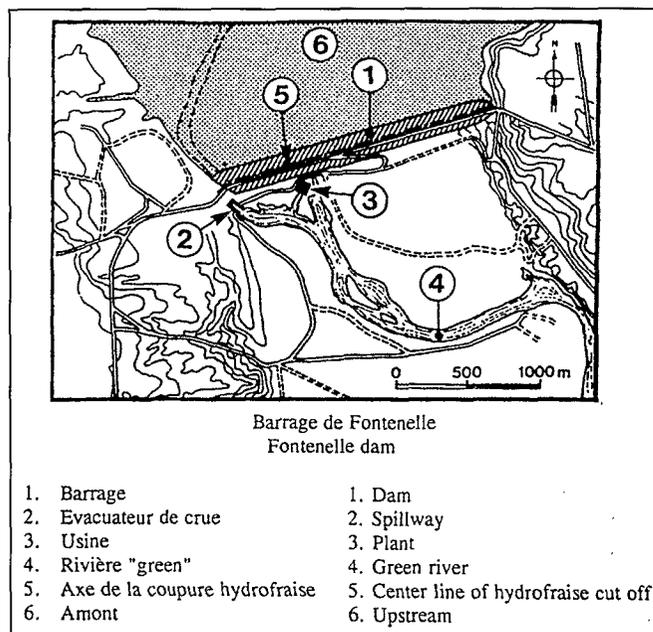


FIGURE 45 : Barrage de FONTENELLE

FIGURE 45: FONTENELLE dam

4.17 – LE BARRAGE DE NAVAJO (USA, 1987) : REPARATION PAR PAROI A L'HYDROFRAISE

Description du barrage

Hauteur : 123 m.

Longueur en crête : 1 112 m.

Type de fondation : grès perméable et fracturé avec passages de silts et de schistes.

Type de barrage : barrage en terre.

Année de construction : 1963.

Le barrage de Navajo est situé sur la rivière San Juan, au nord-ouest de l'Etat de New Mexico (USA).

Description de l'incident

Dès la mise en eau en 1963, des fuites sont apparues. Les reconnaissances ont montré que le voile d'injection réalisé lors de la construction de l'ouvrage, selon les normes en vigueur à l'époque, était notablement insuffisant.

La situation pouvait se résumer ainsi.

- Un risque de rupture de la digue existait. En effet, le noyau étant en matériau érodable, le risque d'entraînement des matériaux constituant du noyau était réel.

- Cet état était accru par la présence de joints horizontaux et verticaux ouverts existant probablement dans la masse rocheuse, au voisinage du contact noyau-rocher. Le risque de circulations d'eau non contrôlées, dans le rocher, était évident.

- Cet état de fait existait sur les deux rives.

Réparation des désordres

Plusieurs solutions de confortement ont été étudiées, et deux ont été retenues sur la base de critères économiques et techniques. En rive droite, côté évacuateur de crues, un système de drainage complémentaire a été développé. En rive gauche, un écran d'étanchéité a été réalisé par une paroi moulée (figure 46).

4.17 – NAVAJO DAM (USA, 1987): REPAIRED BY DIAPHRAGM WALL BUILT WITH A HYDROFRAISE

Description of the dam

Height: 123 m.

Length at the crest: 1112 m.

Type of foundation: permeable cracked sandstone with silt and schist interbedding.

Type of dam: earthfill dam.

Date of construction: 1963.

Navajo dam is located on the San Juan, in the north-west of the State of New Mexico (USA).

Description of the incident

Leakage appeared immediately after first filling in 1963. Investigations indicated that the grout curtain built during construction of the dam, in compliance with prevailing standards, was grossly insufficient.

The situation could be summed up as follows:

- There was a risk of failure: as the core was built of erodible materials, there was a real danger of entrainment of those core materials.

- This situation was compounded by the probability of open horizontal and vertical joints in the rock mass, near the core-rock contact. The risk of uncontrolled flows in the rock was evident.

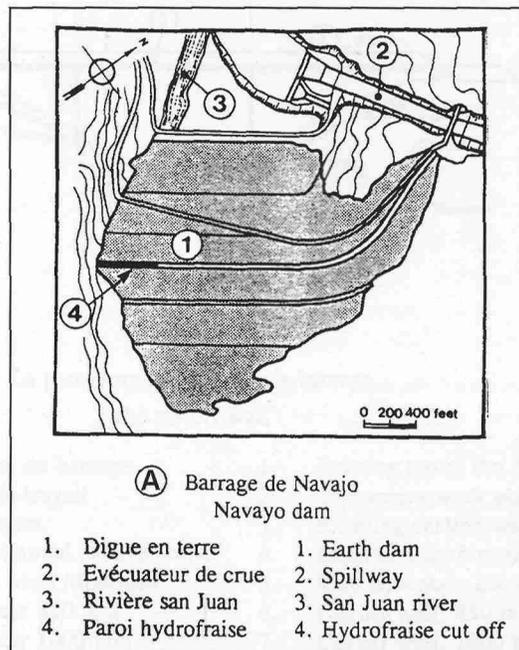
- This situation prevailed on both banks.

Repair work

Several repair alternatives were studied and two were selected on the basis of economic and technical criteria. On the right bank, on the spillway side, an additional drainage system was set up. On the left bank, a cut-off was placed in the form of a diaphragm wall (figure 46).



Vue de l'ouvrage / View of the dam



(A) Barrage de Navajo
Navajo dam

- | | |
|-----------------------|------------------------|
| 1. Digue en terre | 1. Earth dam |
| 2. Evécuateur de crue | 2. Spillway |
| 3. Rivière san Juan | 3. San Juan river |
| 4. Paroi hydrofraise | 4. Hydrofraise cut off |

FIGURE 46 : Paroi hydrofraise dans le barrage de NAVAJO

FIGURE 46: Diaphragm wall built by
Hydrofraise in NAVAJO dam

Les dimensions de la paroi à réaliser étaient les suivantes :

- longueur : 140 m,
- profondeur à atteindre : 120 m.

Cette profondeur inhabituelle a nécessité la mise au point d'un outillage Hydrofraise spécial grande profondeur, ainsi que les procédures de perforation et de bétonnage à des profondeurs jamais encore atteintes. Un test en vraie grandeur a été mené à bien à Montereau (France). La précision de la perforation a été suivie par le système de mesure inclinomètre appelé Enpafraise. Ainsi, la paroi (surface 11 000 m²) a été excavée sans problème (FENOUX G.Y., 1988).

The dimensions of that wall were:

- length: 140 m,
- depth to be reached: 120 m.

That unusual depth made it necessary to develop a special large-scale Hydrofraise and procedures for drilling and concreting at depths that had never yet been reached. A life-size test was successfully done at Montereau (France). Drilling accuracy was monitored by the inclinometer measuring system Enpafraise. The diaphragm wall (surface area 11,000 m²) could therefore be excavated with no difficulty (FENOUX G.Y., 1988).

4.18 – LE BARRAGE DE MUD MOUNTAIN (USA, 1989) : REPARATION PAR PAROI A L'HYDROFRAISE

Description du barrage

Hauteur : 120 m.

Longueur en crête : 213 m.

Année de construction : 1941.

Type de fondation : Composée de blocs angulaires d'andésite, pouvant atteindre 140 MPa de résistance à la compression simple, liés par un mortier de tuf et de cendres volcaniques.

Type de barrage :

barrage zoné avec noyau en moraine et recharge en enrochement.

Le barrage de Mud Mountain (Graybill K., Levallois J., 1991) est un barrage de contrôle de crues, sur la White River (USA), placé dans un canyon à parois subverticales sur une soixantaine de mètres (figure 47).

Description de l'incident

La granularité du noyau étanche du barrage est assez étendue : des graviers, des sables, et 20 % d'éléments fins silteux et argileux. Les zones de transition ne forment pas de filtre et ne protègent pas le noyau de l'érosion régressive. Un suivi par des piézomètres réalisé au début des années 80 a mis en évidence des réseaux de circulation dans le noyau, avec présence de zones graveleuses où les éléments fins ont disparu (GRAYBEAL K., 1988).

Réparation des désordres

Le projet de réparation comportait une paroi moulée de 120 m de profondeur et de 0,85 m d'épaisseur, ancrée de 4,5 m dans les andésites du sous-sol (figure 47). Pour cela, la machine d'excavation Hydrofraise a été adaptée pour atteindre les profondeurs de 100 à

4.18 – MUD MOUNTAIN DAM (USA, 1989): REPAIRED BY DIAPHRAGM WALL BUILT WITH A HYDROFRAISE

Description of the dam

Height: 120 m.

Length at the crest: 213 m.

Date of construction: 1941.

Type of foundation: Composed of angular blocks of andesite with up to 140 MPa compressive strength, bonded by tuff mortar and fly ash.

Type of dam: zoned dam with a till core and rockfill shoulder.

Mud Mountain dam (Graybill K., Levallois J., 1991) is a flood control dam on the White River (USA), placed in a canyon with subvertical walls running about sixty metres (figure 47).

Description of the incident

Grading in the dam's watertight core was quite varied: gravel, sand and 20% fine silt and clay elements. Transition zones did not serve as filters and did not protect the core from backward erosion. Monitoring by piezometers early in the 1980s revealed flows in the core and the existence of gravelly zones where all fine elements had been washed away (GRAYBEAL K., 1988).

Repair work

The repair project consisted of a diaphragm wall 120 m deep and 0.85 m thick, anchored 4.5 m into the andesite of the substratum (figure 47). The Hydrofraise was perfectly suited to reaching depths of 100 to 200 m in hard rock (compressive strength 80,000 to 150,000 kPa). The Hydrofraise used at Mud Mountain was fitted with longitudinal frames capable of abutting on the drill-hole walls to avoid slipping on the canyon's subvertical walls (figure 48). To guarantee that the drillhole would be vertical, the frame was extended to 24 m.

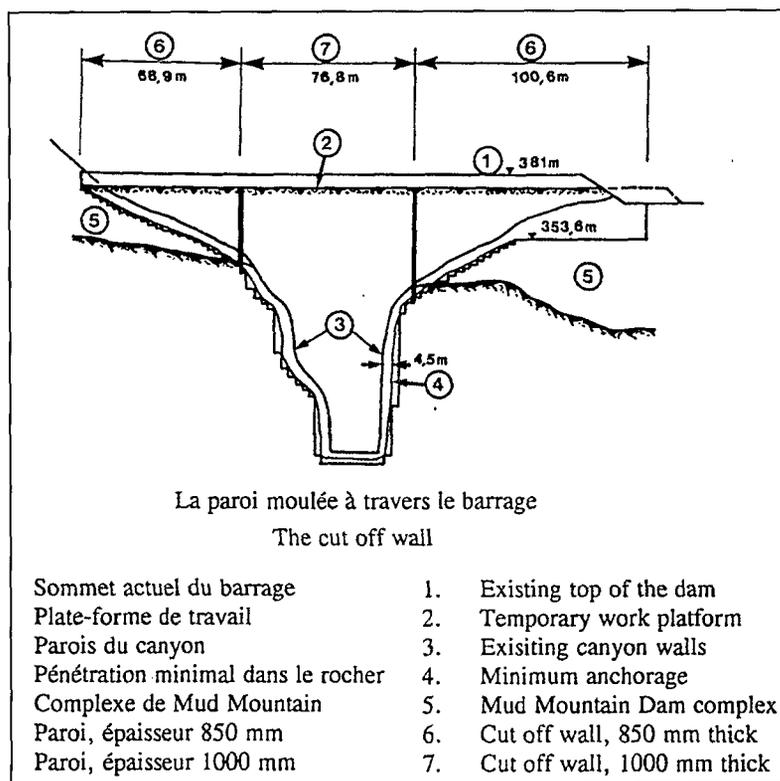


FIGURE 47 : La paroi moulée à travers le barrage de MUD MOUNTAIN

FIGURE 47: The diaphragm wall through MUD MOUNTAIN dam

200 m dans les rochers durs (80 000 à 150 000 kPa de résistance à la compression simple). La machine Hydrofraise de Mud Mountain était équipée de cadres longitudinaux capables de prendre appui sur les parois du forage pour éviter de déraper sur les falaises subverticales du canyon (figure 48). Pour assurer une meilleure verticalité du forage, le châssis avait été allongé à 24 m.

Cette machine était munie d'une tête orientable de 1,5°, sur laquelle étaient fixés deux moteurs contrarotatifs équipés de tambours de forage, afin de contrôler les éventuelles déviations verticales en cours de forage. Plusieurs dispositifs électroniques enregistrent en permanence les paramètres de forage et de positionnement de la machine. Ces mesures permettaient au spécialiste foreur de corriger à tout moment les éventuelles déviations (figure 49). Il pouvait aussi privilégier la découpe vers la droite ou la gauche en faisant varier la vitesse relative des moteurs. La trajectoire du forage, les interférences de la géologie étaient déterminées en temps différé à partir de données numériques.

Les capacités de guidage de l'Hydrofraise avaient été un élément déterminant de l'acceptation de la variante mais, en outre, deux contrôles de l'excavation avaient été prévus.

- Les recouvrements entre panneaux primaires et secondaires étaient contrôlés par coloration des panneaux primaires, alternativement en rouge et noir.
- Pour s'assurer de la continuité longitudinale du mur avant bétonnage, un gabarit avec tubes-guides placé dans les panneaux secondaires, permettait de prélever par carottage des échantillons de béton des panneaux primaires à 61 cm des faces amont et aval du panneau secondaire.

Dans la zone centrale, le noyau du barrage a été fracturé hydrauliquement par la pression de la boue de forage, provoquant une fissuration du barrage sur toute sa longueur, parallèlement à la crête. Les injections de recompression conçues et réalisées par Soletanche, avec la mise en oeuvre d'une technologie de pointe, ont permis de rétablir un état de contrainte suffisant dans le noyau pour achever les travaux sans difficulté.

L'excavation reprit dans le canyon début décembre 1989, avec des panneaux de longueur réduite, par sécurité, à une longueur d'Hydrofraise, soit 2,8 m. Les recouvrements entre panneaux avaient été portés à 36 cm.

L'excavation a été réalisée sans difficulté. Quinze panneaux dépassèrent la profondeur de 100 m, le plus profond atteignant 122,5 m. Trois panneaux perforèrent

The machine had a head rotating 1.5° on which the two counter-rotating motors with the cutting drums were attached in order to control any vertical deviations during drilling. Several electronic systems were used to permanently record drilling parameters and the machine's position. Those measurements enabled the expert driller to correct any deviation instantly (figure 49). He could also direct the drilling towards the left or the right by varying the relative speeds of the motors. The drilling path and any geological interference were determined in differed time from digital data.

The possibilities of guidance offered by the Hydrofraise had been a decisive element in the choice of that alternative, but two checks on the excavation were also foreseen:

- Overlap of the primary and secondary panels was verified by colouring the primary panels alternatively red and black.
- To check on the longitudinal continuity of the wall before concreting, a jig with guide tubes placed in the secondary panels was used to take samples of the primary panel concrete 61 cm from the upstream and downstream faces of the secondary panel.

In the central section, the dam's core had suffered hydraulic fracturing due to the grouting pressure, which induced a crack running the entire length of the dam parallel to the crest. The recompression grouting designed and carried out by Soletanche, using state-of-the-art technology, made it possible to establish sufficient stress in the core to achieve the works with no difficulty.

Excavation resumed in the canyon early in December 1989, with panels reduced for safety reasons to the length of the Hydrofraise, i.e. 2.8 m. The overlap between panels was increased to 36 cm.

The excavation did not pose any problem. Fifteen panels were over 100 m deep, with the deepest 122.5 m. Three panels went through the andesite on the canyon walls for a distance of more than 30 m and two for a distance of more than 50 m. Excavation in the two side cliffs took a week with longitudinal deviations of at most 10 cm, despite the use of slipform, reinforcing bars, grouted tubes and anchor bolts. Relative deviation of the secondary panels was checked regularly during drilling. Maximum relative lateral deviation was 20 cm (i.e. less than 2°/°° at a depth of 120 m), and average deviation 7 cm.

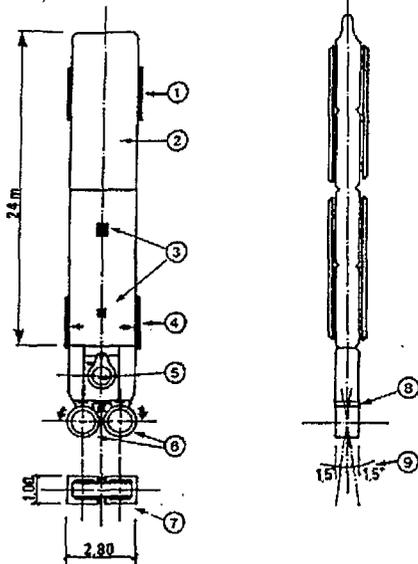
l'andésite des flans du canyon sur plus de 30 m et deux sur plus de 50 m. L'excavation des deux falaises latérales fut réalisée en une semaine avec des déviations longitudinales ne dépassant pas 10 cm, malgré la présence de béton de forme, d'armatures, de tubes scellés et de boulons d'ancrage. La déviation relative des panneaux secondaires fut contrôlée régulièrement au cours de la perforation. La déviation relative latérale maximale atteignit 20 cm (soit moins de 2°/° à 120 m de profondeur), la déviation moyenne 7 cm.

La construction de la paroi d'étanchéité a souligné la pertinence du projet de réparation. La présence d'un large réseau de fissures a été confirmée, ainsi que celle de zones délavées dans le noyau du barrage. Un écran injecté n'aurait pas permis d'éviter la reprise d'une érosion régressive, compte tenu de l'inefficacité des filtres amont et aval.

Construction of the cut-off highlighted the relevance of the repair project. The existence of a large network of cracks was confirmed, as was that of washed-out zones in the dam core. A grout curtain would certainly not have been enough to avoid any recurrence of backward erosion, given the ineffectiveness of the upstream and downstream filters.

FIGURE 48 : Guides longitudinaux de l'Hydrofraise 12 000

FIGURE 48: Longitudinal guides on the Hydrofraise 12,000

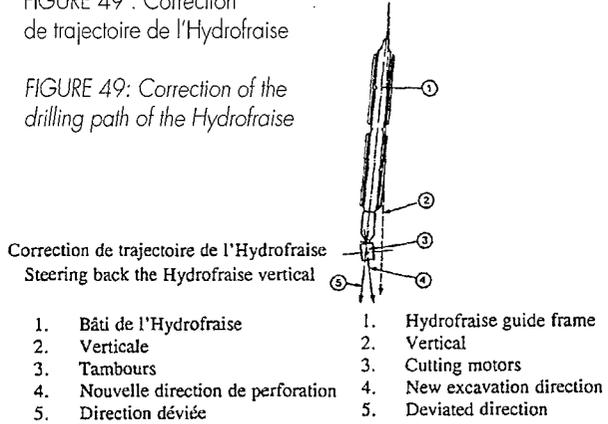


Guides longitudinaux de l'Hydrofraise 12 000
Longitudinal guiding frames of the Hydrofraise 12 000

- | | |
|---|---|
| 1. Guide longitudinal supérieur actionné par vérins | 1. Upper longitudinal guide operated with jacks |
| 2. Partie supérieure | 2. Upper body |
| 3. Double inclinomètre | 3. Double inclinometer |
| 4. Guide longitudinal inférieur actionné par vérins | 4. Lower longitudinal guide operated with jacks |
| 5. Pompe | 5. Pump section |
| 6. Sens de rotation | 6. Direction of rotation of the cutting motors |
| 7. Section | 7. Reflected plan |
| 8. Plaque de rotation | 8. Tilt plate |
| 9. Possibilité d'inclinaison +/- 1,5° | 9. Range of lateral inclination +/- 1,5° |

FIGURE 49 : Correction de trajectoire de l'Hydrofraise

FIGURE 49: Correction of the drilling path of the Hydrofraise



- | | | |
|--|--------------------------------------|-----------------------------|
| Correction de trajectoire de l'Hydrofraise | 1. Bâti de l'Hydrofraise | 1. Hydrofraise guide frame |
| Steering back the Hydrofraise vertical | 2. Verticale | 2. Vertical |
| | 3. Tambours | 3. Cutting motors |
| | 4. Nouvelle direction de perforation | 4. New excavation direction |
| | 5. Direction déviée | 5. Deviated direction |

4.19 – LE BARRAGE DE BALDERHEAD (GB, 1968) :
REPARATION PAR PAROI A LA BENNE

Description du barrage

Hauteur : 48 m.

Longueur en crête : 914 m.

Type de fondation : Schistes du carbonifère dont l'étanchéité a été améliorée sous le noyau par un mur en béton de 1,8 m d'épaisseur et de 25 m de profondeur, prolongé par un écran injecté de 30 m de profondeur.

Type de barrage :

Remblai zoné à noyau central en argile à blocs compacté avec recharge en schistes broyés (figure 50).

Année de construction : 1961-1965.

Description de l'accident

Pendant la période de mise en eau du barrage (1964-1966), le débit de fuite a augmenté notablement lorsque le niveau de la retenue est arrivé près de son maximum. Dans les mois suivants, en 1968, la retenue étant pleine, on a observé que l'eau d'infiltration devenait limoneuse, en même temps que des affaissements de terrains (particulièrement sensible dans la partie de l'ouvrage fondée sur l'argile à blocs) et des fontis atteignant 2,5 m de profondeur se produisirent en différents points à la crête du barrage.

4.19 – BALDERHEAD DAM (U.K., 1968):
REPAIRED BY DIAPHRAGM WALL BUILT WITH A GRAB

Description of the dam

Height: 48 m.

Length at the crest: 914 m.

Type of foundation: Shale from the carboniferous where sealing was improved under the core by a concrete wall 1.8 m thick and 25 m deep, extended by a grout curtain 30 m deep.

Type of dam:

Zoned embankment with a central rolled boulder clay core and relatively stiff shale fill shoulders (figure 50).

Date of construction: 1961-1965.

Description of the accident

As the reservoir was being filled (1964-1966), leakage flow rose significantly, in particular when the reservoir water level was reaching its maximum. In the following months until 1968, with the reservoir at full supply level, it was observed that infiltration water was becoming muddy, at the same time as landslides (especially difficult in the part of the dam founded on the rubble clay) and sinkholes up to 2.5 m deep were occurring at various points at the dam crest.

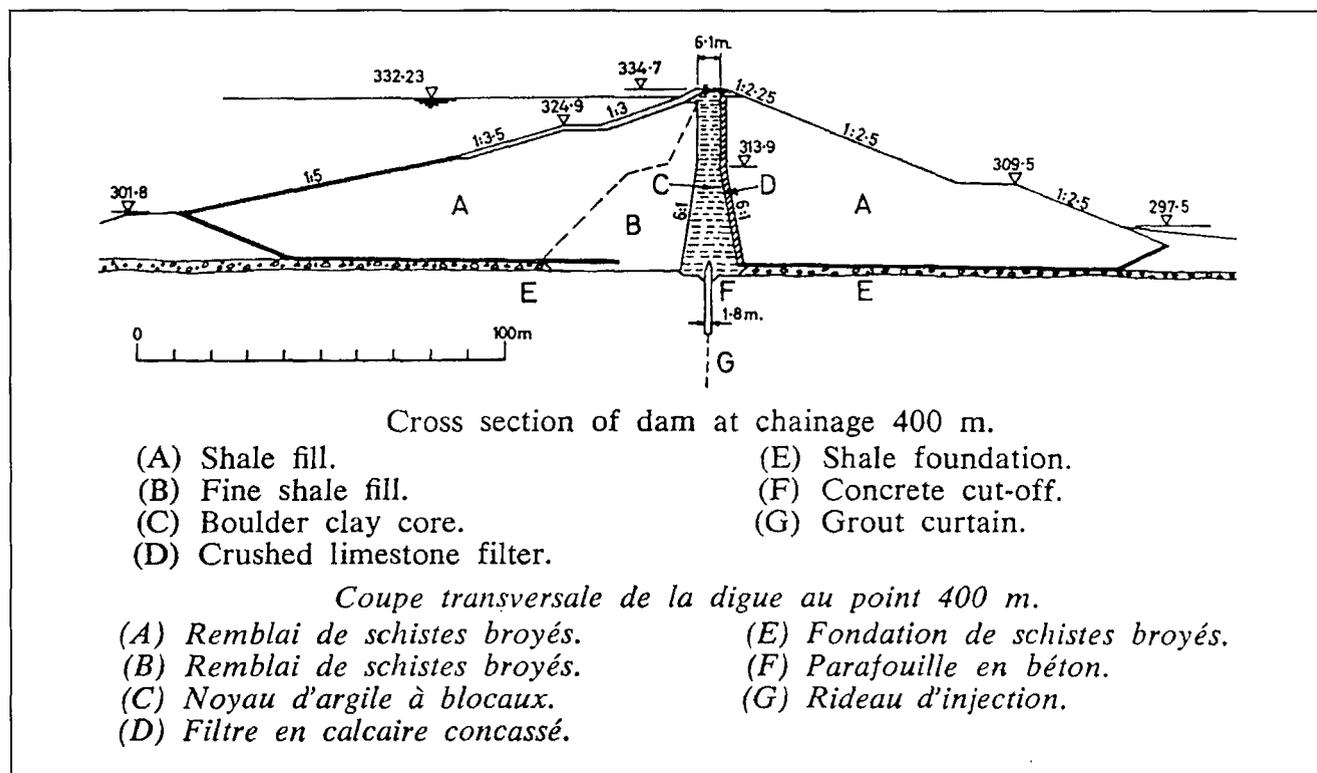


FIGURE 50 : Coupe-type du barrage de BALDERHEAD

FIGURE 50: Typical cross section of BALDERHEAD dam

Des sondages ont montré l'existence dans le noyau de zones endommagées où l'argile présentait des phénomènes de ségrégation et les particules fines avaient été entraînées par érosion interne (VAUGHAN et al, 1970).

Réparation des désordres

Les travaux confortatifs ont consisté d'une part à injecter le noyau pour éviter une fracturation hydraulique ultérieure, et d'autre part à réaliser une paroi d'étanchéité en béton plastique de 65 cm d'épaisseur.

Cette paroi a été choisie souple plutôt que rigide afin de suivre les déformations de la digue sans se fissurer.

Cette paroi de 45 m de profondeur a été excavée avec des outillages de type benne Kelly jusqu'à 40 m de profondeur et des machines à circulation inverse pour la partie profonde et l'ancrage dans le béton des fondations du barrage.

Comportement après réparation

Ainsi réparé, le réservoir a été mis en service un an et demi après le premier abaissement de niveau. L'exploitation est satisfaisante depuis la réparation.

Drillholes revealed that there were damaged zones in the core where the clay was showing signs of segregation and fine particles had been entrained by internal erosion (VAUGHAN et al, 1970).

Repair work

Repairs consisted first in grouting the core to avoid later hydraulic fracturing, and then in construction of a plastic concrete cut-off 65 cm thick.

The cut-off was designed to be flexible instead of rigid in order to follow deformations in the dyke without cracking.

The 45 m deep cut-off was excavated with Kellys and similar equipment to a depth of 40 m and reverse flow machines in the deep part and anchoring in the dam's foundation concrete.

After these repairs, the reservoir was commissioned one and a half years after the level first had to be lowered.

Behaviour after repair

The dam has been operated in a satisfactory manner since the repairs.

4.20 – LES DIGUES DU BARRAGE DE BEAVER (USA, 1996) : CONFORTEMENT PAR PIEUX SECANTS

Description de la digue

Hauteur : environ 10 m.

Longueur en crête : 379 m.

Type de fondation :

Calcaire karstique, altéré et perméable avec remplissage argileux, étanché par une rideau d'injections central.

Type de barrage :

Barrage poids de 69 m de haut complété par 4 digues de fermeture dont l'une de 379 m de longueur. Les incidents concernent l'une de ces digues.

Année de construction : 1960-1966.

Description de l'incident

Le barrage de Beaver Dam (Bruce D.A., Stefani S., 1996) est situé sur la White River, en Arkansas. Le sous-sol est un calcaire karstique, présentant deux zones de faille, très altérée et très perméable, au droit de la digue, traitée par injection lors de la phase de construction.

Cependant, peu de temps après le remplissage du réservoir, des fuites ont été observées à l'aval de la digue (50 l/s). Elles ont été réduites à 32 l/s après une seconde campagne d'injection en 1971. Les eaux de fuite restèrent claires, jusqu'à 1984, date à laquelle de nouvelles résurgences boueuses apparurent suite à une période très pluvieuse. Le niveau de la retenue a été baissé, cela réduisit le débit total des fuites, mais eut un impact faible sur la nouvelle fuite mais gêna l'exploitation. L'US Corps of Engineers décida alors de réaliser une paroi d'étanchéité à travers le noyau de la digue (Llopis et al, 1988).

Réparation des désordres

La paroi devait traverser le substratum, dont certains bancs étaient très indurés, jusqu'à 170 MPa de résistance. Une première solution basée sur une paroi moulée type Hydrofraise a dû être abandonnée en raison de la dureté du rocher. La solution finalement mise en oeuvre est basée sur la technique des pieux sécants : les pieux ont un diamètre de 864 mm et des hauteurs variant entre 25 et 56 m. Ils sont réalisés selon le principe des primaires/secondaires, séparés de 610 mm. La surface de la paroi atteint 19 300 m².

La technique d'excavation retenue est la suivante : pieux tubé forés avec un marteau fond-de-trou. La verticalité de chaque pieu a été vérifiée avant son bétonnage.

4.20 – DYKES AT BEAVER DAM (USA, 1996): REPAIRED WITH SECANT PILES

Description of the dyke

Height: approximately 10 m.

Length at the crest: 379 m.

Type of foundation: Karstic, weathered and permeable limestone with clayey infilling, sealed with a central grout curtain.

Type of dam:

Gravity dam 69 m high with four additional dykes, including one 379 m long. The incidents described affected one of those dykes.

Date of construction: 1960-1966.

Description of the incident

Beaver dam (Bruce D.A., Stefani S., 1996) is located on the White River, in Arkansas. The foundation is karstic limestone with two areas of faults, severely weathered and highly permeable in the vicinity of the dyke, that was treated by grouting during construction.

However, a short time after first filling, leakage was observed downstream from the dyke (50 l/s). That leakage was reduced to 32 l/s after a second grouting operation in 1971. The leakage water remained clear until 1984, when new and muddy resurgent springs appeared consecutive to a very rainy period. The reservoir water level was lowered, reducing the total leakage flow, but this had little impact on new leakage while hindering operation. The U.S. Corps of Engineers then decided to build a cut-off through the core of the dyke (Llopis et al, 1988).

Repair work

The cut-off had to run through the substratum, some of which was severely hardened, up to compressive strength of 170 MPa. A first solution based on a diaphragm wall built with a Hydrofraise or similar had to be abandoned because of this hardness. The solution finally selected was based on the secant pile technique: the piles are 864 mm in diameter and between 25 and 56 m long. They were driven in according to the primary/secondary principle, spaced 610 mm apart. The cut-off measured 19,300 m² in surface area.

The chosen excavation technique was by tubular piles driven in by hammer at the bottom of the drillhole. The verticality of each pile was checked before it was concreted.

4.21 – LE BARRAGE DE VIEUX-PRÉ : CONFORTEMENT PAR INJECTIONS

Description du barrage

Hauteur : 73 m.

Longueur en crête : 330 m.

Type de fondation :

Fondation hétérogène en grès, grès durs à ciment siliceux, de grès à ciment silteux, de grès non cimentés, de siltstone et d'argilites, entrecoupée de fractures remplies de sable.

Type de barrage :

Barrage zoné avec noyau en argile et recharge en grès.

Année de construction : 1982-1985.

Description de l'incident

Le remplissage de la retenue commencé en 1985 dura 8 ans. Le risque d'érosion interne de la fondation gréseuse pouvait avoir deux origines.

– Une érosion liée à des vitesses de circulation d'eau trop rapides, supérieures à la vitesse critique d'érosion. Ces vitesses peuvent résulter d'un drain à fort débit ou d'une diaclase ouverte débouchant à l'air libre au niveau des appuis. Les matériaux les plus aisément érodables sont «les lentilles de sable rose ou noir» puis le grès à ciment argileux ou silteux. Quand ces vitesses, supérieures à la vitesse critique d'érosion, résultent de la présence de drain à fort débit, le crépinage du drain limite l'évacuation des grains de sables grossiers qui constituent l'essentiel des «lentilles de sable». Par contre, le crépinage est beaucoup moins efficace contre l'érosion de grès à ciment silteux ou argileux de granulométrie beaucoup plus fine.

– La création et la mise en charge d'un bouchon dans une diaclase ouverte, à remplissage meuble imparfait, à l'intérieur des appuis ou en surface au niveau du terrain naturel. Quand la pression accumulée derrière le bouchon est suffisante, il «saute» ou se désagrège. Du fait, du fort gradient de pression accumulée, il s'ensuit momentanément des vitesses de circulation rapides qui peuvent bien délayer le remplissage de la diaclase, permettant alors à l'eau d'atteindre et dépasser le seuil de vitesse critique. La suite est identique à celle du cas précédent. Quand le débouillage a lieu à l'intérieur d'un appui, on peut espérer qu'il reste contrôlé par le voile de drainage. Mais s'il se produit en surface, au niveau d'un appui avec un matériau érodable, le phénomène peut devenir incontrôlable.

Ces raisons, le débouillage de drains, l'apparition de fuites localisées dans les fractures ou dans le grès non cimenté, justifiaient un complément de traitement pendant la mise

4.21 – VIEUX-PRÉ DAM: REPAIRED BY GROUTING

Description of the dam

Height: 73 m.

Length at the crest: 330 m.

Type of foundation: Heterogeneous foundation of sandstone, hard sandstone with silicium cement, sandstone with silty cement, uncemented sandstone, siltstone and mudstone, cut through by sand-filled cracks.

Type of dam:

Zoned dam with a clay core and sandstone shoulder.

Date of construction: 1982-1985.

Description of the incident

Reservoir filling started 1985 and lasted 8 years. The risk of internal erosion in the sandstone foundation may be due to either one of two causes:

– Erosion related to excessive flow velocities, above the critical velocity of erosion. Such velocities may result from a drain with high discharge or an open joint coming out on the surface at the abutments. The most easily erodible materials are lenses of pink or black sand, followed clay or silt-cement sandstone. When these velocities, above the critical velocity of erosion, result from the presence of a high-discharge drain, the slotted lining of the drain limits entrainment of the coarse sand that is the main component of sand lenses. On the other hand, the slotted lining is much less effective against silt or clay-cemented sandstone, which is a much finer material.

– The creation and loading of a plug in an open joint with imperfect loose infilling, within the abutments or at their surface at the level of the natural ground. When the pressure accumulated behind the plug is high enough, it «pops» or disintegrates. As a result, from the high gradient due to the accumulated pressure, there are temporarily high flow velocities that can wash out the filling in the joint, letting the water reach and surpass the critical velocity. What happens next is identical to the preceding case. When blowout takes place within an abutment, it may hopefully be contained by the drainage curtain. But if it occurs at the surface, at the level of an abutment with erodible material, the whole process may become uncontrollable.

Blowout in the drains and the occurrence of localised leakage in the cracks or the uncemented sandstone justified additional treatment during filling, and special vigilance during operation (TOURNERY, MONNET, CASTAGNIER et al, 1991).

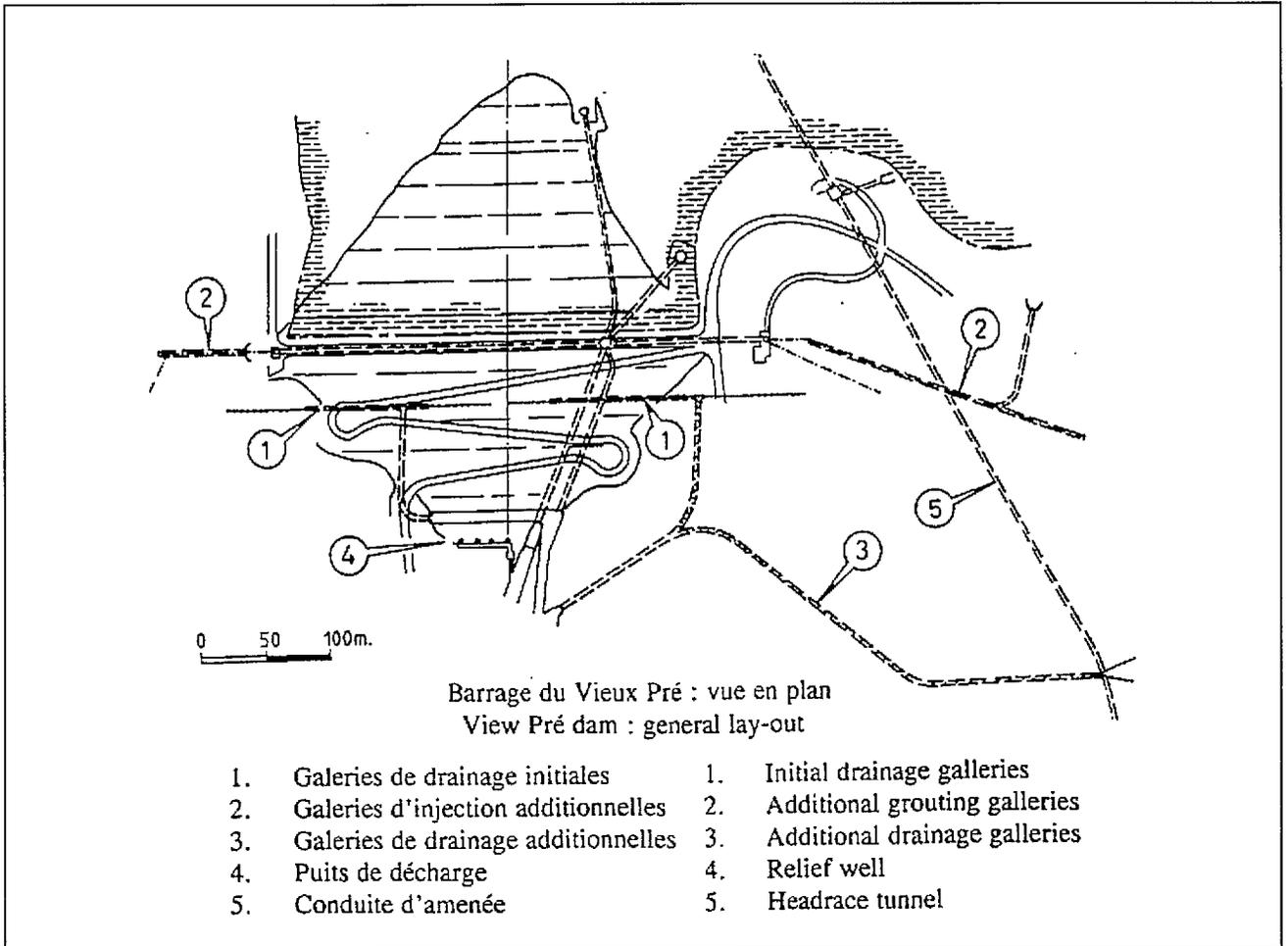


FIGURE 51

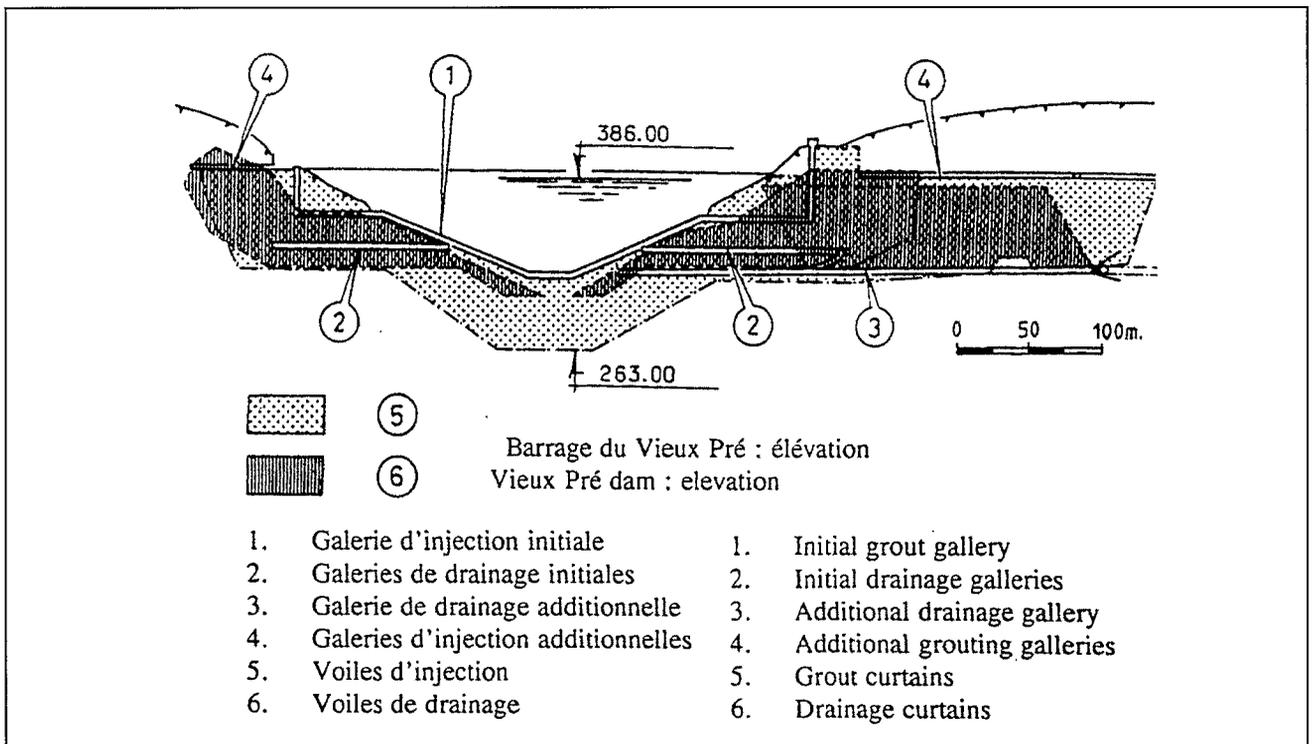


FIGURE 52

en eau, et une vigilance particulière pendant la période d'exploitation (TOURNERY, MONNET, CASTAGNIER et al, 1991).

Réparation des désordres

La fondation du barrage de Vieux Pré est donc protégée du risque d'érosion par trois systèmes (LINO et al, 1994).

– Etanchement des rives par voiles injectés de coulis adapté, trilineaires débordant au large, et pentalinéaires sous l'ouvrage, à maille très serrée (1,25 m en quinconce). Ces voiles sont orientés pour recouper les réseaux de circulation (figure 51).

– Drainage important à 45 m à l'aval des voiles d'injection, constitué de drains très serrés (espacement 2,5 m) perforés en diamètre 100 mm à partir des galeries. Tous les drains sont équipés d'une crépine fixe (f 90 mm, fentes 1 mm) et d'une ou deux crépines démontables (f 63 et 42 mm, fentes 0,5 et 0,2 mm). Les têtes des drains à fort débit sont munies d'une prise de pression. Chaque drain débite dans un récipient décanteur ; chaque galerie est équipée d'une téléalarme pour un seuil de débit fixé (figure 52).

Quatre puits de décharge crépinés (f 100 mm, fentes 0,5 mm) à l'aval immédiat du pied du barrage drainent la fondation. Les rives à l'aval de l'ouvrage sont dégagées de toute végétation pour rendre visible un éventuel débouillage en surface.

– Tapis filtrant drainant, mis en place à la construction, sous la recharge aval, largement dimensionné (50 l/s) pour permettre de contrôler un débouillage invisible. Son débit est surveillé par un déversoir situé à l'aval de l'ouvrage.

Repair work

The foundation of the Vieux Pré dam has therefore been protected from the risk of erosion by three systems (LINO et al, 1994):

– Sealing of the banks by grout curtains of a suitable slurry, with three lines of grouting extending to a wing cut-off, and with five lines under the structure, in a very tight pattern (1.25 m in split spacing). Those curtains are directed to cut across the flow networks (figure 51).

– Major drainage 45 m downstream from the grout curtains, made up of closely spaced drains (2.5 m apart) drilled to a diameter of 100 mm from galleries. All the drains are fitted with a fixed slotted lining (f 90 mm, slots 1 mm) and one or two removable slotted linings (f 63 and 42 mm, slots 0.5 and 0.2 mm). The tops of the high-discharge drains are fitted with a pressure tap. Each drain releases into a settling container, and each gallery has a remote alarm system for a set flow threshold (figure 52).

Four relief shafts with slotted linings (f 100 mm, slots 0.5 mm) immediately downstream from the dam toe drain the foundation. The banks downstream from the structure are cleared of any vegetation to expose any blowout on the surface.

– A draining filter blanket installed during construction under the downstream shoulder was dimensioned generously (50 l/s) to help control invisible blowout. Discharge from it is monitored by a weir downstream from the structure.

REFERENCES

- ▲ ALBALAT C., GARNERO E. (1995). *Mesure de fuites sur le canal de Jonage avec un capteur de température à fibre optique continûment sensible.* Rapport EDF-D4007/23/GC/95-3018.
- ▲ ARMBRUSTER V.H., DORNSTADTER J., KAPPELMEYER O., TROGER I. (1993). *Thermométrie zur erfassung von Schachstellen an Dammen.* *Wasserwirtschaft.* 83.4.
- ▲ ARMBRUSTER H., DOSCHER H.D., SARTORI M. (1985). *The infrared thermography, a control system for the efficiency of sealing elements and drains.* 15^{ème} Congrès des Grands Barrages, Lausanne (Suisse) 1985.
- ▲ ARMBRUSTER H., MERKLER G.P. (1983). *Measurement of subsoil phenomena by thermic and geoelectric methods.* *Bulletins n° 26-27, IAEG, Paris (France) 1983.*
- ▲ BARTSCH M. (1995). *Filtration Process and Internal Erosion in Dams of Broadly Graded Materials.* Royal Institute of Technology, Stockholm.
- ▲ BISTER D., FRY J.J., COSTAZ J., HOUIS J., DUPAS J.M., DEGOUTTE G., LINO M., RIZZOLI J.L. (1994). *Réévaluation de la sécurité des barrages en remblai. Exemples d'application.* 18^{ème} Congrès des Grands Barrages, Durban (Afrique du Sud), Q68-R43, pp. 645-670.
- ▲ BONNEFOY R., ROYET P. (1994). *Désordres relevés sur les digues de Camargue pendant les crues du Rhône d'octobre 1994 et janvier 1994 et premiers travaux d'urgence.* *Colloque Technique du Comité Français des Grands Barrages*, pp. 35-41.
- ▲ BONNEFOY R., ROYET P. (1994). *Désordres relevés sur les digues de Camargue pendant les crues du Rhône d'octobre 1993 et janvier 1994 et premiers travaux d'urgence.*
- Colloque Technique du Comité Français des Grands Barrages, pp. 27-34.
- ▲ BRAUNS J, SCHULER U S & HEIBAUM M. (1993). *Filters in Geotechnical and Hydraulic Engineering.* A.A. Balkema, 403 pages.
- ▲ BRUCE D.A., STEFANI S. (1996). *Rehabilitation of Beaver dam: a major seepage cut-off walk.* *Ground Engineering.* June 1996, pp. 40-45.
- ▲ BRUN P. (1993). *Le vieillissement des digues du Rhône. Contrôle surveillance et remèdes appliqués.* *Journées nationales d'études AFEID-CFGB «Petits Barrages».* Bordeaux 2-3 février 1993. CEMAGREF EDITIONS, pp. 165-182.
- ▲ BRUN P. (1994). *Le phénomène d'érosion interne dans les digues du Rhône.* *Colloque Technique du Comité Français des Grands Barrages*, Mai 1994, pp. 43-60.
- ▲ CIFG, 1981. *Etanchéité des barrages par géomembranes : technique actuelle - Bulletin 78, 140 pages.*
- ▲ CIGB (1994). *Embankment dams. Granular filters and drains. review and recommendations.* Bulletin 95. 256 pages ICOLD/CIGB
- ▲ Colloque Technique CFG-CFGB, 1996. *Géotextiles et Géomembranes dans les barrages.*
- ▲ CORBETTA F., LANTIER F. (1994). *Reconnaissance à l'avancement d'un tunnelier par géophysique. Le cylindre électrique Techsol sur le chantier de la Dévèze à Bordeaux.* *Tunnels et Ouvrages Souterrains n° 125, Septembre-Octobre 1994.*

REFERENCES

- ▲ **CORDA R.** (1970). *Localisation et contrôle des circulations d'eau dans les fondtions, la digues et les appuis du barrage de KRUTH-WILDENSTEIN.* 10^{ème} Congrès des Grands Barrages, Montréal, 1970, Q37-R45, pp. 841-871.
- ▲ **DAVIS C.A. and J.P. BARDET** (1966). *Performance of two reservoirs during 1994. Northridge Earthquake. Journal of Geotechnical engineering.* August 1996, pp. 613-622.
- ▲ **FENOUX G.Y.** (1985). *Progrès récents dans les techniques spéciales de traitement des fondations de barrage.* 15^{ème} Congrès des Grands Barrages, Lausanne (Suisse).
- ▲ **FENOUX G.Y.** (1988). *Ecrans en paroi réalisés après édification des remblais. Nouveaux outillages, nouvelles méthodes pour travaux neufs ou travaux de réparation.* 16^{ème} Congrès des Grands Barrages, San Francisco (USA).
- ▲ **FRY J. J.** (1994). *L'érosion interne : quelques principes et exemples.* Colloque Technique du Comité Français des Grands Barrages, pp. 6-19.
- ▲ **FRY J.J., BRUN P., ROYET P.** (1994). *Internal erosion and stability problems in some old embankment dams in France. Reservoir safety and the environment.* BDS Conference. Exeter September 1994.
- ▲ **GOUBET A.** (1993). *Recherche et programme de développement. Session 4.* pp. 211-302. Colloque technique CFGB. *Maintenance des barrages anciens : accidents, évaluation de la sécurité, réhabilitation.* Volume 2. Discussions.
- ▲ **GOUVENOT D., HAMELIN J.P., LAFONTA J.G.** (1990). *L'électronique et l'informatique au service des travaux de fondations.* Mémoire de la Société Géologique Française n° 157, 1990.
- ▲ **GOUVENOT D., HAMELIN J.P.** (1996). *Informatique et travaux souterrains : de la reconnaissance des sols à la supervision du tunnelier.* Congrès de l'AFTES, Chambéry (France).
- ▲ **GRAYBEAL K.** (1988). *Seepage control at MUD MOUNTAIN Dam.* 16^{ème} Congrès des Grands Barrages, San Francisco (USA), Q61-R29, pp. 539-555.
- ▲ **GRAYBILL K., LEVALLOIS J.** (1991). *Construction of a cut off wall with the Hydrofraise though the core of the MUD MOUNTAINE DAM (USA).* 17^{ème} Congrès des Grands Barrages, Vienne (Autriche).
- ▲ **GUILLAUD M.** (1994). *Progrès récents des techniques de parois moulées et d'injections mises en oeuvre pour améliorer l'étanchéité des barrages et de leur fondations et réduire le risque d'érosion itterne.* Colloque Technique du Comité Français des Grands Barrages, 30 mai 1994.
- ▲ **GUILLAUD M.** (1994). *Application de la méthode GIN, couplée à un système de contrôle automatique informatisé, à un traitement de fuites par micro-injection, au pied d'un barrage-voûte.* 18^{ème} Congrès des Grands Barrages, Durban (Afrique du Sud).
- ▲ **JOHANSSON S.** (1991). *Localization and quantification of water leakage in ageing embankment dams by regular temperature measurements.* CIGB, Q65-R54, Vienne 1991, pp. 991-1005.
- ▲ **JOHANSSON S.** (1994). *Monitoring during on going internal erosion and after restoration of the embankment dam at Porjus powerstation, Sweden.* CIGB, Q68-5, Durban 1994, volume V, pp. 94-96.
- ▲ **JOHANSSON S.** (1997). *Seepage Monitoring in Embankment Dams.* Stockholm Doctoral Thesis. Division of Hydraulic Engineering. Department of Civil and Environmental Engineering. Royal Insitute of Technology.

REFERENCES

- ▲ LA BARBERA (1993). *Techniques d'évaluation de l'état des barrages italiens. Etudes de cas significatives. Colloque Technique CFGB, Chambéry, Septembre 1993.*
- ▲ LAUTRIN D., CLAVAUD G. (1993). *Difficultés d'aménagement d'un plan d'eau en site calcaire. Journées nationales d'études AFEID/CFGB Petits barrages, Bordeaux (France) 2-3 février 1993, pp. 331-342.*
- ▲ LAUTRIN D. (1993). *Les petits barrages en terre : faut-il faire des économies à leur construction ? Information technique du CEMAGREF, juin, n° 90, note 2.*
- ▲ LLOPIS JL, BUTLER D K, DEEVER C M, HARTUNG S C (1988). *Comprehensive seepage assessment: Beaver Dam, Arkansas. Proc 2nd Intl Conf on cas histories in geotechnical engineering, June 1-5, St-Louis, MO, pp. 519-526.*
- ▲ LINO M., DEGOUTTE G., GOGUEL B., CHASSARD G., SAINT-MARCEL A., GOUVENOT D., DELMAS F. (1994). *Mesures prises pour assurer l'étanchéité des barrages et de leur fondation et réduire le risque d'érosion interne. 18^{ème} Congrès des Grands Barrages, Q68-R46, pp. 731-762, Durban 1994.*
- ▲ MONFORT L., MILLET J.C., FABRE J.P., BORDES J.L., EUVRARD D., RICARD C., ROYET P. (1991). *Eléments de méthodologie pour la détection et l'analyse du vieillissement illustrés par des exemples. 17^{ème} Congrès des Grands Barrages, Vienne (Autriche). Q65-R23, pp. 405-438.*
- ▲ PFISTER P. (1985). *Drilling parameters recording in soil engineering. Ground Engineering, April 1985.*
- ▲ SHERARD J.L., DUNNIGAN L.P. and TALBOT J.R. (1984). *Basic Properties of Sand and Gravel Filters. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 110, N°6, june 1984.*
- ▲ SHERARD J.L., DUNNIGAN L.P. and TALBOT J.R. (1984). *Filters for Silts and Clays. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 110, N°6, june 1984.*
- ▲ SHERARD J.L., DUNNIGAN L.P. (1989). *Critical Filters for Impervious Soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 115, N°7, july 1987.*
- ▲ TERZAGHI K., PECK R.B. (1948). *Soil Mechanics in Engineering practice. John Wiley & sons, 566 pages.*
- ▲ TOURNERY J.F., MONNET R., CASTAGNIER G., BONAZZI D., PERARDEL G., GANDAIS M., JENSEN A., COUTURIER B., MARIOTTI G. (1991). *Cas complexes d'étanchement de fondations hétérogènes. 17^{ème} Congrès des Grands Barrages, Vienne (Suisse), Q66-R73, pp. 1371-1392.*
- ▲ URSAT P. (1995). *The permeafor, a device to analyse leakage in ground dams. Proc. of 11th European Conference on Soil Mechanics and foundation Engineering, june 1995, Copenhagen, Vol. 1, pp. 1297-1301.*
- ▲ VAUGHAN P.R., KLUTH D.J., LEONARD M. W., PRADOURA H.H.M. (1970). *Cracking and erosion of the rolled clay core of Balderhead Dam and the remedial works adopted for its repair. 10^{ème} Congrès des Grands Barrages, Montréal (CANADA), Q36-R5, pp. 73-93.*

LE COMITÉ FRANÇAIS DES GRANDS BARRAGES

CRÉATION

Créé en 1926, le Comité Français des Grands Barrages s'est doté de statuts d'Association loi 1^{er} Juillet 1901 en 1931. Il a œuvré à la création de la Commission Internationale des Grands Barrages constituée à Paris en 1928, à laquelle il s'est affilié.

MISSION

Le Comité s'est donné la mission de favoriser le progrès dans la conception, la construction, l'entretien et l'exploitation des barrages y compris les usines quand elles sont intégrées aux barrages.

COMPOSITION

En 1994, le CFGB comprend 301 membres, représentants de l'Administration, de Sociétés Nationales, d'Etablissements Publics, d'Entreprises, de Bureaux d'Etudes ou de membres à titre personnel, tous désignés en raison de leur compétence en matière de barrages.

ADMINISTRATION

Le Comité est administré par une Commission Exécutive de 27 membres, élus pour 3 ans. La commission se renouvelle par tiers tous les ans, lors de l'Assemblée Générale.

La Commission Exécutive élit tous les ans un Bureau constitué d'un Président, trois Vice-Présidents, un Secrétaire Général et un Secrétaire Trésorier.

GESTION

Les ressources du Comité sont constituées par les subventions annuelles qu'il reçoit de ces membres. EDF met à disposition du Comité le secrétariat qui réside au CNEH.

ACTIVITÉS

- Le Comité remplit sa mission par l'échange d'informations entre ses membres.
- Chaque année il organise un Colloque Technique.
- Le Comité anime des groupes de réflexion nationaux.
- Le Comité participe activement aux travaux de la Commission Internationale des Grands Barrages. Il est représenté dans les 19 Comités Techniques de la CIGB. Il participe à la rédaction des bulletins, édités par la Commission Internationale, qui servent de référence internationale dans la profession.
- Le CFGB participe au Congrès Internationaux des Grands Barrages en présentant des rapports sur toutes les Questions inscrites à l'ordre du jour.

INSCRIPTION

Toute candidature doit être adressée au secrétariat, parrainé par un membre et justifiée par une expérience équivalente à 10 ans d'expérience au sein d'une société française pour être approuvée par la Commission Exécutive en fin d'année.

SECRETARIAT

Comité Français des Grands Barrages
C/o EDF-CNEH-SAVOIE TECHNOLAC
73373 LE BOURGET-DU-LAC CEDEX
Tél. 04 79 60 60 14 – Fax. 04 79 60 62 24



**COMITÉ FRANÇAIS
des
GRANDS BARRAGES**

**C/o EDF - CNEH
Savoie Technolac
73373 LE BOURGET-DU-LAC CEDEX**

**Tél. 33 4 79 60 60 14
Fax. 33 4 79 60 62 24**