

Higher National School of Hydraulic

The Library

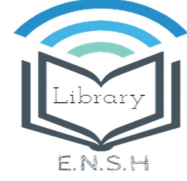
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude des infiltrations dans les barrages cas du barrage de Beni Haroun (w. Mila) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 7-0001-10

APA Citation (APA توثيق):

Ratiat, Abdelkader (2010). Etude des infiltrations dans les barrages cas du barrage de Beni Haroun (w. Mila) [Thèse de magister, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open DSpace software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics. <http://dspace.ensh.dz/jspui/>

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مبداعات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة DSpace و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE

ARBAOUI ABDELLAH

N° d'ordre :

Série :

MEMOIRE DE MAGISTER

OPTION : GENIE DE L'EAU

Présenté par :

RATIAT ABDELKADER

**ETUDE DES INFILTRATIONS DANS LES BARRAGES : CAS DU BARRAGE
DE BENI HAROUN (W.MILA)**

Soutenu à l'E.N.S.H, le/..../2010

Devant le jury :

Président : Mr M.MEDDI

Rapporteur : Mr T.KHETTAL

Examineur : Mr M.HASSENE

Examineur : Mr B.REMINI

Examineur : Mr B.BENLAOUKLI

Professeur

MC

MC

Professeur

MC

E.N.S.H de Blida

E.N.S.H de Blida

E.N.S.H de Blida

Université de Blida

E.N.S.H de Blida

REMERCIEMENTS

Tous mes sincères remerciements

À monsieur KHETAL T. mon directeur de thèse pour ses précieux conseils et ses critiques

À tous ceux qui ont contribué à l'élaboration de cette thèse par leurs commentaires, corrections et soutiens.

A tous les membres de jury, qui ont accepté de m'accorder une partie de leur temps pour examiner ce travail.

A monsieur HASSANE M. enseignant à l'école nationale supérieure de l'hydraulique pour ses directives et ses conseils.

A monsieur BENZERGA Nesereldine directeur générale de l'agence nationale des barrages et transferts pour son soutien et son encouragement.

A monsieur MANAA directeur du barrage de Beni-Haroun et son adjoint Cherif pour leur aide.

A Mlle BOUABDELI Bouchra, chef département d'auscultation pour les barrages de l'est auprès de l'Agence nationale des barrages et transferts pour son aide.

A l'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude

A tous mes amis de l'école nationale supérieure de l'hydraulique de BLIDA

A.RATIAT

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect :

*A mes **parents** pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard ;*

*A ma **chère femme** qui ma encouragé tout le temps;*

*A mes **frères** et mes **sœurs** ;*

*A toute la famille **RATIAT** ;*

*A toute la famille **ACHACHE** ;*

A.RATIAT

ملخص

معظم السدود الجزائرية تواجه مشكلة التسربات من خلال الضفاف أو القاعدة. دراسة هذه الظاهرة لها أولوية بالغة لأنه يمكن أن تضع استقرار السد في خطر والحد من قدرته الفعلية للاستعاب ، وهذا ينطبق بصفة خاصة على سد بني هارون ، والذي يقع في ولاية ميلية ، وهو يعد من أكبر السدود في الجزائر ، وهذا السد يعاني منذ بعض الوقت من تسرب المياه ، التي يمكن أن تسبب خطر التآكل الداخلي. و من أجل مكافحة ذلك، بدأنا دراسة مفصلة بشأن هذه المسألة لتحديد مصدر هذه المياه، والعمل على إيجاد طرق لازمة لإيقافها. تظهر النتائج تعقيد هذا المشكلة. على الرغم من هذا ، فإنها يمكن أن تقترح الحلول لمكافحة ذلك.

Résumé

*Certains barrages algériens sont confrontés au problème des infiltrations à travers les rives et les fondations. L'étude de ce phénomène s'avère prioritaire, car il peut mettre en danger la stabilité du barrage et réduire sa capacité utile. C'est le cas en particulier du barrage de **Béni Haroun**, qui se trouve dans la **Wilaya de Mila**, et qui est considéré comme l'un des plus grands barrages d'Algérie.*

Ce barrage souffre depuis certains temps d'infiltrations de l'eau, ce qui peut provoquer un risque d'érosion interne. Dans le but de lutter contre ce dernier, nous avons entamé une étude détaillée sur ce problème, afin de déterminer la provenance de ces eaux et les travaux d'étanchéités devront être effectués.

Les résultats obtenus montrent la complexité de ce mal. Malgré cela, ils permettent de proposer des solutions pour lutter contre ce dernier.

Abstract

*Some Algerian dams are faced with the problem of seepage through the foundations. The study of this phenomenon is a priority because it can endanger the stability of the dam and reduce its effective capacity. This is particularly true of the **Béni Haroun** dam, located in the **Wilaya of Mila**, and which is considered one of the largest dams in Algeria. This dam has been suffering some time from infiltration of water, which can cause a risk of internal erosion. In order to fight against it, we began a detailed study on this issue to determine the origin of these waters and waterproofing work will be performed. The results show the complexity of this disease. Despite this, they can propose solutions to fight against it.*

Table des Matières

REMERCIEMENTS	01
DEDICACES	02
NOMENCLATURE ET INDICE	07
LISTE DES FIGURES.....	08
LISTE DES TABLEAUX.....	10
RESUME	11
INTRODUCTION GENERALE.....	12

CHAPITRE I: RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 Introduction	14
1.2 Problème des infiltrations au niveau des barrages dans le monde.....	14
1.3 Historique du barrage de Beni Haroun.....	19
1.3.1 Adoption de la solution BCR.....	19
1.3.2 Aspects techniques et économiques.....	20
1.3.3 Mise en eau du barrage.....	20
1.3.4 Rapport préliminaire sur les résurgences en aval du barrage	21
1.4 Conditions Générales Du Site	22
1.4.1 Géologie du barrage de Beni –Haroun.....	22
1.4.2 Hydrogéologie du barrage de Beni –Haroun.....	24
1.4.3 Infiltrations à travers la fondation du barrage.....	26
1.4.4 Géomécanique	28
1.4.5 Hydrologie	31
1.4.6 Sédimentation de la retenue	31
1.5 Conclusion	31

CHAPITRE II : HISTORIQUE DES RESURGENCES, LES SOLUTIONS PROPOSEES AINSI QUE LES RECOMMANDATIONS PAR LES EXPERTS

2.1 Introduction.....	33
2.2 Description du barrage	36
2.2.1 Barrage	36

2.2.2 Voile D'injection	37
2.2.3 Voile De Drainage	37
2.2.4 Ouvrages Annexes	37
2.3 Comportement du barrage lors de la mise en eau et première essai de janv. –mai/04.....	37
2.3.1 Actions réalisées suivant les recommandations proposées de janv.-mai/04.....	38
2.3.2 Résultats des premières investigations et des travaux réalisés de janv./04 - fin/06.....	38
2.4 Travaux d'amélioration du comportement du barrage.....	39
2.4.1 Extension du voile d'injection.....	40
2.4.2 Déroulement des travaux d'injections	41
2.4.3 Renforcement du drainage de la fondation	42
2.4.4 Renforcement du dispositif d'auscultation	43
2.5 Campagne d'investigation géophysique et hydrographique	43
2.6 Essais de traçage	44
2.7 Comportement Du Barrage	45
2.7.1 Anomalies observées au début du remplissage	45
2.7.2 Résultats des injections complémentaires et du renforcement du drainage.....	52
2.7.3 Evolution des températures de l'eau de la retenue et de l'eau des résurg/ drains	54
2.8 Sûreté du barrage	54
2.8.1 Evolution des sous pressions depuis 2004	54
2.8.2 Coefficients de sécurité du barrage face au risque de glissement sur sa fondation....	54
2.8.3 Coefficients de sécurité admissible face au risque de glissement	55
2.8.4 Conditions posées pour la mise en sûreté actuelle du barrage	55
2.9 Travaux D'amélioration Complémentaires Du Comportement Du Barrage	57
2.9.1 Réduction des débits d'infiltration.....	57
2.9.2 Renforcement complémentaire du dispositif de drainage	58
2.9.3 Adaptation du dispositif de drainage	58
2.10 Conclusion	59

CHAPITRE III : *ETUDE ET INTERPRETATION DES RESULTATS*

3.1 Introduction	61
3.2 Les types des piézomètres	61
3.2.1 Le piézomètre électrique à corde vibrante	61
3.2.2 Le piézomètre à fibre optique	61
3.2.3 Les piézomètres à tube ouvert.....	62
3.2.4 Les cellules de pression totale	62
3.3 Les mesures hydrauliques	63
3.3.1 Cellules électriques	63
3.3.2 Piézométrie	64
3.3.3 Drainage	64
3.4 Appareils de mesure nécessaire	65
3.4.1 Fonctionnement des appareils	65

3.5 Étude piézométrique	66
3.5.1 Piézométrie à l'aval du barrage	66
3.5.2 Piézométrie en rive droite du barrage	67
3.5.3 Piézométrie en rive gauche du barrage	68
3.5.4 Piézométrie en fondation du barrage	70
3.5.4.1 Sous-pressions en rive droite sous le profil IV	70
3.5.4.2 Sous-pressions en rive gauche sous le profil V	71
3.5.4.3 Sous-pressions en rive gauche sous le profil VI	72
3.5.4.4 Sous-pressions en rive gauche sous le profil VII	73
3.6 Conclusion	75

CHAPITRE IV: LES NOUVELLES TECHNOLOGIES DE TRAITEMENT DES FUITES AU NIVEAU DES BARRAGES

4.1 Introduction	76
4.2 LES PAROIS ETANCHES.....	78
4.2.1 Les parois en béton.....	78
4.2.2 Les parois en béton plastique.....	78
4.2.3 Les parois au coulis	79
4.3 Les outils pour l'exécution des travaux, les contrôles.....	79
4.3.1 Les bennes KS.....	80
4.3.2 Le procédé hydrofraise.....	81
4.3.3 Les développements communs aux hydrofraises et aux bennes	82
4.4 Exemples de traitement par la réalisation de parois étanches.....	84
4.4.1 Le barrage de Mud Mountain (USA)	84
4.4.2 Le barrage de Caramany sur l'Agly (France).....	86
4.4.3 Le barrage de Dau Tieng (Vietnam).....	86
4.5 L'INJECTION	89
4.5.1 L'injection des roches fissurées	89
4.5.2 L'injection des terrains alluvionnaires	89
4.5.3 L'injection de remplissage de cavités	90
4.6 Les produits injectés	90
4.6.1 Coulis de ciment ultra-fin	90
4.6.2 Coulis minéraux	90
4.6.3 Résine	91
4.7 Le pilotage de l'injection, les contrôles	91
4.7.1 La chaîne informatique de l'injection	91
4.7.2 La méthode G.I.N.....	92
4.8 Exemples de traitement par injection.....	93
4.8.1 Le barrage de Manantali (Mali)	94
4.8.2 Le barrage de Sayano Schushenskaya (Russie)	95
4.8.3 Le barrage de Symvoulos (Chypre)	96
4.9 LE JET GROUTING.....	98

4.9.1 Présentation de la technique du jet grouting	98
4.9.2 Contrôle en cours de réalisation	99
4.9.3 Mesure du diamètre des colonnes	99
4.9.4 Mesure de continuité entre colonnes	101
4.9.5 Mesure de la trajectoire des forages en temps réel	102
4.10 Les parois minces réalisées par le procédé VIBROSOL	102
4.10.1 Exemple : le barrage de Paso de las Piedras (Argentine)	103
4.11 CONCLUSION.....	106
CONCLUSION GENERALE.....	107
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUES.....	109
ANNEXES	111

NOMENCLATURE

h (m)	: charge d'eau pour piézomètres en repos
z (m)	: hauteur de la surface libre au dessus du plan de référence
p (N/m ²)	: pression
H (m)	: charge d'eau pour un piézomètre en mouvement
Q (m ³ /s)	: débit d'écoulement
V (m ³)	: volume
V (m/h)	: vitesse de circulation
L (m)	: longueur
A (m ³ /an)	: apport moyen interannuel
T (c°)	: température
C (mg/l)	: concentration
P (mm/an)	: pluviométrie
NGA	: cote
PHE	: cote de plus hautes eaux
RN	: niveau normale de la retenue
K (--)	: coefficient de stabilité
Θ	: teneur e eau
V_w	: volume de l'eau
V_t	: volume totale
η_t	: porosité totale
V_v	: volume de vides
e	: indice de vides
e	: degré de saturation
S_y	: porosité de drainage
k (m/s)	: coefficient de perméabilité
η_{ret}	: capacité de rétention
S	: coefficient d'emmagasinement
V_g	: volume d'eau susceptible d'être drainé par gravité
δ_v	: variation de volume
δ_p	: variation de pression
E_s	: module d'élasticité du sol
E_w	: module d'élasticité de l'eau
σ_1 (MPa)	: compression de la rupture
ϵ	: déformation à la rupture

LISTE DES FIGURES

- Figure N°1 :** Carte géologique simplifiée
- Figure. N°2:** barrage de Beni Haroun
- Figure. N°3:** Rive droite du barrage de Beni Haroun
- Figure. N°4:** Infiltrations dans la rive gauche avant les travaux du drainage et d'injection
- Figure. N°5:** Infiltrations dans la rive gauche après les travaux du drainage et d'injection
- Figure. N°6:** vue arienne du barrage de Beni Haroun lors sa réalisation
- Figure N°7:** les travaux d'injections au rive gauche du Barrage de Beni Haroun
- Figure. N°8 :** les investigations de l'entreprise FUGRO GEOID SAS
- Figure. N°9 :** Evolution du plan d'eau
- Figure. N° 10:** Evolution des sous pressions mesurées au profil d'auscultation VI
- Figure. N° 11:** Evolution de la répartition des sous pressions mesurées au profil VI
- Figure. N° 12:** Evolution des sous pressions sous l'ouvrage en fond de vallée dans le profil V
- Figure. N° 13:** Evolution des sous pressions sous l'ouvrage en fond de vallée dans le profil VI
- Figure. N° 14:** Répartition des sous pressions sous l'ouvrage dans les profils V et VI
- Figure. N° 15:** Répartition des sous pressions sous l'ouvrage dans les profils V et VI
- Figure. N° 16:** Evolution des débits de drainages à la sortie de la galerie de dérivation N°2 (DP2)
- Figure. N°17 :** Evolution des débits de drainages dans la galerie 100 (rive gauche et rive droite)
- Figure. N° 18:** Evolution des températures de l'eau de la retenue et de l'eau des résurgences et des drains
- Figure N°19:** piézomètre électrique à corde vibrante
- Figure N°20:** piézomètre à tube ouvert
- Figure 21:** cellule de pression
- Figure 22:** évolution des piézomètres ouverts centraux
- Figure 23:** Évolution des Piézomètre POV2 en fonction de la cote de retenue
- Figure 24:** Évolution des Piézomètre en rive droite
- Figure 25:** Évolution des Piézomètres en rive gauche situé à l'aval du voile d'étanchéité
- Figure 26:** Évolution des Piézomètres en rive gauches situé à l'amont du d'étanchéité
- Figure 27:** Évolution des Piézomètres en rive gauches en fonction de la cote de retenue
- Figure 28:** Évolution des sous-pressions sous le profil V
- Figure 29:** Évolution des sous-pressions sous le profil VI
- Figure 30:** Évolution des sous-pressions sous le profil VII
- Figure 31 :** Schéma de l'outillage KS
- Figure 32:** Photo de l'outillage KS2
- Figure 33 :** Composition schématique d'un atelier hydrofraise
- Figure 34 :** Hydrofraise : excavation d'un panneau
- Figure 35 :** Poste de pilotage de la KS2
- Figure 36 :** Ecran de contrôle profondeur déviation de l'hydrofraise
- Figure 37 :** Barrage de Mud Mountain - USA – 1941
- Figure 38 :** Barrage de Mud Mountain - USA - 1941 - Vue depuis la rive droite
- Figure 39 :** Barrage sur l'Agly - France – 1991 – Coupe transversale
- Figure 40 :** Barrage de Dau Tieng - Vietnam - 1982 - Coupe transversale
- Figure 41 :** Barrage de Dau Tieng - Vietnam - 1982 - Excavation de la paroi au coulis
- Figure 42 :** Exemple de l'évolution des pressions d'injection en fonction du volume injecté avec la méthode GIN

Figure 43: Barrage de Manantali – Mali – 1983/1987 - Vue en plan (haut) et en élévation (bas)

Figure 44 : Barrage de Sayano - Sibérie – 1972/1989

Figure 45 : Barrage de Sayano - Sibérie - 1972/1989 - Coupe transversale

Figure 46 : Barrage de Sayano Schushenskaya - Sibérie – 1972/1989 –

Figure 47 : Barrage de Symvoulos - Chypre – 1990

Figure 48 : Barrage de Symvoulos - Chypre - 1990 - Pression finale d'injection

Figure 49 : Jet grouting, schéma de principe

Figure 50 : Schéma du dispositif et du principe du cylindre électrique

Figure 51 : Mesure de continuité entre colonnes - Schéma de principe

Figure 52 : Le procédé VIBROJET

Figure 53 : Barrage de Paso de las Piedras - Argentine – 1971 –

Figure 54 : Barrage de Paso de las Piedras - Argentine - 1971 - Ecran étanche réalisé par jet grouting

LISTE DES TABLEAUX

Tableau (1.1) : Les barrages Algériens fortement sujets aux infiltrations

Tableau (1.2) : Les données hydrologiques

Tableau (2.1) : Caractéristiques principales du barrage

Tableau (2.2) : Coefficient de sécurité

Tableau (3.1) : Etat des appareils d'auscultation du barrage

Tableau (3.2) : cellules de pression

Tableau (3.3) : piézomètres ouverts

Tableau (3.4) : profils piézométriques ouverts

Tableau (3.5) : profils piézométriques V

Tableau (3.6) : profils piézométriques VI

Tableau (3.7) : profils piézométriques VII

Tableau (4.1) : Comparaison des caractéristiques mécaniques d'un béton courant et d'un béton plastique (GOUVENOT, 1998, [7])

INTRODUCTION GENERALE

Le manque d'eau durant ces dernières décennies, impose le monde entier à chercher avec tous les moyens, en construisant des grands barrages, des stations de pompages et de dessalement pour protéger les ressources hydriques, mais ces ouvrages se trouvent toujours confrontés à plusieurs problèmes hydrauliques comme l'envasement, les pertes avec évaporation ou avec infiltrations, etc...

Certains barrages algériens sont confrontés au problème des infiltrations à travers les rives et les fondations. L'étude de ce phénomène s'avère prioritaire, car il peut mettre en danger la stabilité du barrage et réduire sa capacité utile. C'est le cas en particulier du barrage de Béni Haroun, qui se trouve dans la wilaya de Mila, et qui est considéré comme l'un des plus grands barrages d'Algérie. Ce barrage souffre depuis un certain temps d'infiltration de l'eau, ce qui peut provoquer un risque de fissure.

Ce barrage, est réputé pour ses pertes considérables en eau, d'une capacité avoisinant les 960 millions de m³. Le barrage de Béni Haroun est destiné à accroître la régularisation de l'oued El kebir en vue d'alimenter en eau les six wilayas de l'est d'Algérie (Jijel, Constantine, Mila, Oum El Bouaghi, Batna et Khenchela). Cependant, ce barrage, qui n'a jamais atteint son niveau maximum, est menacé par les infiltrations à travers l'une de ses rives, infiltrations qui s'accroissent d'année en année. Ces infiltrations traduisent de façon claire les imperfections qui existent au niveau de la fondation et des appuis de cet ouvrage. En effet la géologie de son site est composée du calcaire fissuré.

Nous présentons dans ce présent travail un constat de la problématique des infiltrations à travers les barrages en général et le barrage de Beni Haroun en particulier.

Nous entamerons cette thèse par une étude bibliographique sur le problème des infiltrations dans certains barrages au monde et, en Algérie, tout en détaillant le cas du barrage de Béni-Haroun, du point de vue situation géographique, historique et conditions générales du site.

Nous aborderons, par la suite, l'historique des résurgences depuis la mise en eau du barrage en 2003, les travaux d'amélioration du comportement du barrage dans l'extension du voile d'injection et le renforcement du dispositif de drainage et d'auscultation, ainsi que les recommandations proposées par les experts qui ont visité le barrage.

Nous illustrons, également, les différents types de piézomètres, suivis par une étude piézométrique approfondie dans la fondation et dans les rives avec une analyse précise des résultats observés avant et après les travaux de renforcement du drainage et du voile d'étanchéité.

Dans la dernière partie, nous examinerons les différents types de traitement des fuites ainsi que les nouvelles technologies appliquées dans ce genre de problème en déterminant la plus efficace pour notre cas qui est le barrage de Béni Haroun.

Enfin, le but de notre travail consiste en une contribution à l'étude des infiltrations dans les barrages notamment le barrage de Beni Haroun. Nous avons étudié le risque, les causes et la perturbation des infiltrations dans cet ouvrage et nous avons obtenu des solutions et des recommandations qui nous permettent plus au moins de minimiser la gravité de ce phénomène.

Chapitre 1

Recherche Bibliographique

1.1 Introduction :

Nous allons présenter dans ce chapitre, en premier lieu une recherche bibliographique sur le problème des infiltrations à travers les barrages dans le monde et en Algérie et les différentes solutions proposées pour lutter contre ce phénomène.

1.2 Problème des infiltrations au niveau des barrages :

Le phénomène des infiltrations dans les barrages notamment, les barrages en béton, est un problème crucial. En effet, il engendre une inquiétude concernant leur stabilité. Parmi les barrages au monde qui souffrent du problème des infiltrations, on cite les exemples suivants :

Le barrage poids de CAMARAZA est situé en Espagne sur la Noguera Pallasera, affluent SEGRE. Il a une hauteur de 92 m et une capacité de stockage de 157 millions m^3 . En 1920, la mise en eau partielle de la retenue s'accompagna de pertes supérieures à 10 m^3/s . Par conséquent, un voile d'étanchéité de 1100 m de développement descendant jusqu'aux marnes a été réalisé entre 1927 et 1931, il a fallu injecter plus de 190.000 t de produits secs pour réduire les fuites de 80%.

Le barrage poids de BOUVANTE est situé sur la Lyonne au cœur du massif montagneux de Vercors (Alpes Françaises du NORD). Lors de sa mise en eau, en 1926, les fuites ont été évaluées à 1100 l/s ; les eaux infiltrées dans les calcaires Urgoniens et crétacés rejoignaient la source des FREYDIÈRES. Entre 1927 et 1958, de nombreux traitements (tapis, injection...) ont permis de réduire les fuites à moins de 300 l/s.

Le barrage voûte de MONTAJAQUE édifié sur le RIO GADUARES (Espagne du sud) à l'aval d'une vallée karstique dont l'exutoire naturel est une rivière souterraine, il a une hauteur de 73.5 m et un volume utile de 34 millions m^3 .

La mise en eau de la retenue devait s'accompagner de fuites importantes qui ont atteint 4 m^3/s pour 0.8 m^3/s d'apport interannuel moyen au barrage. Les infiltrations se faisaient par des fissures (diaclasses) et par des puits absorbants incomplètement bouchés par des colmatages peu résistants. La majeure partie des infiltrées réapparaissait dans la rivière souterraine. Les travaux d'étanchement (colmatage de fuite) n'ont pas permis de réduire suffisamment les fuites pour leur permettre une exploitation économique de la retenue.

Le barrage poids de GENISSIAT est édifié sur le PHONE (France), dans une gorge creusée dans les calcaires massifs très peu fissurés de l'Urgonien.

Les eaux de la retenue mouillent ces mêmes calcaires sur une très grande surface. Un voile d'injection, d'extension réduite, a été réalisé avec des consommations très faibles (30 à 50 kg de produits secs par mètre de forage) confirmant la faible fissuration du rocher. La mise en eau n'a été accompagnée d'aucune fuite.

Le barrage poids de CHARMINE-MOUX est situé sur l'OIGNIN, « affluent de l'AIN », dans le JURA FRANÇAIS ; cet ouvrage a été réalisé entre 1947 et 1950. Il a une hauteur de 18 m et une capacité de 5 millions de m^3 . Dans la région, de nombreux réseaux karstiques de grande taille ont été découverts entraînant des fuites considérables.

Les travaux d'étanchéité nécessaires par l'importance des fuites ont été réalisés à partir d'un sondage en liaison directe avec le réseau karstique. Par ce sondage, plusieurs milliers de tonnes de matériaux à forte granulométrie ont pu être injectés. Parallèlement, sur les affleurements calcaires, des traitements de surface ont été réalisés par injection sur plus de 300 m^3 . Finalement, en Novembre 1950 la mise en eau totale a pu être réalisée sans être accompagnée de fuites notables, mettant ainsi en évidence l'efficacité du traitement.

Le barrage voûte de CASTILLON est construit sur le VERDON (affluent de la DURANCE, Alpes du Sud France) à l'entrée d'une gorge creusée par l'érosion fluviale

dans les calcaires du Jurassique supérieur, il a été terminé en 1948 et mise en eau en 1949 ; il a une capacité de 149 millions m³ et une hauteur de 100m sur la fondation .Après une mise en eau partielle en 1948, des cheminements de fuites ont été observés ,non seulement à proximité de l'ouvrage mais également à travers la rive droite à moyenne distance .L'étanchéité des appuis a été amélioré par un voile d'injection de 46.000 m²(5.000 tonnes de produits secs ont été injectés).La mise en eau, en 1949, ne devait donner lieu à aucune fuite notable (débit maximum enregistré estimé à 100 l/s).

Le barrage voûte de la CHAUDANNE est situé à 4 km à l'aval du barrage de CASTILLON ; il a une hauteur de 70m et une capacité de 16 millions m³, il prend appui sur les calcaires purs du Jurassique supérieur qui sont entaillés en gorges étroites par le VERDON .La continuité de ces calcaires et leur karsticité les rendent suspects sur la rive droite et la rive gauche .Des fuites pouvaient être envisagées compte tenu de la longueur réduite des cheminements possibles et de la fracturation importante des masses calcaires . L'étanchéité naturelle des appuis a été amélioré par un voile d'injection de 26.000 m², les consommations de coulis ont été faibles.La plupart des accidents ont été colmatés par de l'argile .La mise en eau en 1952 n'a donné lieu à aucune fuite.

Le barrage voûte de CANELLES est construit sur la NOGUERA RIBAGOZANA, affluent de l'ERBE (Espagne), il a une hauteur de 148m et une capacité utile de 543 millions de m³. Il est situé à la sortie d'une gorge creusée par la rivière dans une série calcaires traverses à la vallée. La mise en eau en 1958 devait s'accompagner de fuites importantes en rive gauche .Des le début de la mise en eau ,les premières fuites apparurent en rive gauche à proximité de la centrale souterraine.La débit atteignit 1600 l/s pour un plan d'eau à + 75 m.

La montée du plan d'eau au-dessus de cette cote provoqua des déboussages importants .Pour la cote + 85m, les débits de fuites atteignirent 8 m³/s , interdisant la poursuite du remplissage .L'importance de ces fuites devait motiver des travaux d'étanchement considérables .

Le barrage en enrochements de KARAOUN est construit sur le LITANI qui est la principale rivière du LIBAN .Il a une hauteur de 60m et une capacité de 220 millions de m³.La retenue se développe sur des formations diverses (calcaires, dolomies, marnes, marno-calcaires) plus anciennes que les calcaires karstique.La mise en eau s'est achevée en 1967 .Le débit de fuites a été estimé à 300 l/s.

Le barrage en enrochement du NEBAANA est édifié sur l'oued NEBAANA (TUNISIE), il a une hauteur de 62.5m et une capacité de 86 millions m³ .En 1965, une mise en eau partielle a été réalisée ; des fuites étaient décelées dans l'oued OHEICHE en rive droite (10l/s environ) ; pour ces circulations, le rôle joué par la diaclases à remplissage de calcite était évident. En rive gauche le débit de fuites augmentait (quelques dizaines de litres /seconde).Malgré le faible débit des fuites , en raison de la valeur de l'eau, des traitements de surface étaient réalisés en rive droite permettent de réduire , sur cette rive, le débit des fuites .

Le barrage en enrochement de GREOUX est situé sur le VERDON, affluent de la DURANCE (Alpes du sud-France), il a une hauteur de 64m et une capacité de 80 millions de m³.

Il a été construit dans une gorge creusé dans le calcaires tabulaires du CRETACE inférieur, ces calcaires bien stratifiés, épais de 150 m environ , présentent une altération caractéristique qui souligne les épontes des cassures .

Des fuites par des cheminements courts pouvaient être envisagées sur les deux rives à travers les calcaires karstiques du CRETACE ; l'hypothèse de circulations à grande distance à partir des calcaires jurassiques pouvaient également être faite.L'étanchéité du rocher a été renforcé par un voile d'injection qui, sous le barrage, atteint les marnes et se

poursuit sur 150 m environ dans chaque rive, les consommations de coulis ont été faibles au-delà des 20 premiers mètres de profondeur. La mise en eau en 1967 n'a provoqué aucune fuite notable (quelques litres/seconde dans les galeries de drainage).

Le barrage voûte de VOUGLANS est situé sur l'AIN « JURA FRANÇAIS », il a une hauteur de 130m et une capacité de 600 millions m³.

Il est situé à la sortie aval d'une gorge sinueuse creusée dans une puissante série horizontale, de calcaire et de dolomies d'âge jurassique.

Le voile d'injection du barrage a une extension réduite ; les absorptions ont été inférieures à 105 kg par mètre linéaire de forage, ce qui confirme la faible fissuration du terrain. En rive droite, l'existence du réseau actif de la CABORNE présentait un risque de fuite important en réduisant considérablement la longueur des lignes de fuites. En rive gauche, la nature des terrains ne permettait pas d'éliminer tout risque de fuite, malgré la présence de placages morainiques étanches masquant en partie les calcaires dans la cuvette.

La mise en eau en 1968-1969 n'a pas donné lieu à des fuites importantes. On peut évaluer à 300l/s l'augmentation maximale du débit aux sources de la PORCHERIE. En rive gauche aucune résurgence n'a été signalée.

Les barrages de CEYRAC sur le RIEUMASSEL, affluent du VIDOURLE, et de CONQUEYRAC sur le VIDOURLE sont des ouvrages destinés à éviter les crues catastrophiques du VIDOURLE qui est une principale rivière des causses Nord-Montpellierains.

Situées à quelques kilomètres l'une de l'autre, ces retenues se développent dans le même cadre géologique et hydrogéologique qui est celui du bassin d'alimentation de la grande source karstique de SAUVE, située à quelques kilomètres à l'aval. Cette source est l'une des cinq plus importantes sources des Causses Nord-montpellierains. À l'amont de cette source, le VIDOURLE et le RIEUMASSEL ne sont pas des rivières pérennes.

Le barrage poids de CEYRAC est construit sur le RIEUMASSEL, affluent rive droite du VIDOURLE, il a une hauteur de 20 m, avec une longueur en crête de 390m et une capacité de 7 millions de m³.

L'ouvrage prend appui sur le sommet des calcaires du JURASSIQUE supérieur (PORTLANDIEN). À l'aval, la rivière coule dans une gorge sinueuse creusée dans les calcaires et les marno-calcaires du crétacé inférieur.

La hauteur de l'ouvrage, la nappe de fissures est située à 30m au-dessous du lit de la rivière. Sauf en période de crue, les eaux du RIEUMASSEL disparaissent avant d'atteindre la retenue pour rejoindre la source de SAUVE ; la vitesse des circulations souterraines est de 450 m/h environ.

Le barrage de CONQUEYRAC a une hauteur de 17m et une longueur en crête de 570 m, il prend appui sur les calcaires karstiques du Portlandien (Jurassique supérieur).

À l'aval, la rivière coule dans une gorge très sinueuse creusée dans le Portlandien. À l'amont immédiat de l'ouvrage, la retenue se développe sur les derniers affleurements de calcaires jurassiques puis sur les calcaires et les marno-calcaires du crétacé inférieur.

Durant les périodes de sécheresse, les eaux du VIDOURLE se perdent en queue de retenue pour rejoindre la source de SAUVE par les réseaux karstiques. Le niveau des écoulements souterrains se situe à quelques mètres au-dessous du niveau du bed-rock. En période de pluie, le niveau remonte jusqu'à la surface.

Le barrage voûte de QUINSON de 54.5m de hauteur est édifié sur le VERDON, affluent rive gauche de la DURANCE-Alpes du sud-France, il remplace un barrage de 15 m de hauteur construit il y a un siècle.

Le VERDON constitue le niveau de restitution des écoulements souterrains. Très en amont, dans la retenue, quelques sources karstiques à faible débit sont connues.

Malgré l'absence d'une voile d'injection, la mise en eau du barrage actuel n'avait été accompagnée d'aucune fuite au rocher.

Le barrage voûte de SAINTE-CROIX est situé sur le VERDON (Alpes du sud-France), il a une hauteur de 95m et une capacité de 767 millions m³.

Le site du barrage est situé 600m à l'aval de l'entrée d'une gorge creusée dans un anticlinal calcaire, traverse au VERDON. Cet anticlinal dissymétrique plonge rapidement à l'amont ; il ferme une vaste plaine creusée dans les marnes et des conglomérats. C'est dans cette plaine que se développera la majeure partie de la retenue. Les eaux de la retenue mouilleront, à l'amont immédiat de l'ouvrage, les parois calcaires du Canyon et sur les deux rives, la retombé amont de l'anticlinal. Plus à l'amont en rive gauche, les eaux mouilleront d'autres structures calcaires, dégagées de leur couverture marneuse et parallèles à l'anticlinale de BAUDINARD.

Les résultats de la mise en eau partielle dans ce barrage conduisent à envisager des débits de fuite voisine de 1 m³/s, ces fuites pourraient ressortir soit à proximité de l'ouvrage (250m) soit au niveau des sources qui se trouvent à l'exutoire.

Le barrage voûte de Wujiangdu de la province de Guizehou en république populaire de Chine, est situé dans la roche de Yulongshon, il a une épaisseur de 230m et une hauteur de 165m. Les fuites à travers sa fonction sont de l'ordre de 10 m³/jour depuis sa construction.

Le barrage à noyau de Guanting de hauteur 50m situé en Beijing en république populaire de Chine a été fondé sur des calcaires et de la dolomie. Dès sa première mise en eau en 1955 les fuites ont atteint 1m³/s. Les traitements effectués ont réduit le débit de fuites jusqu'à 0.1 m³/s.

Le barrage d'Andi de hauteur 29.8m est situé en province de Shandong en République populaire de Chine. Le débit de fuites à travers sa rive droite est de l'ordre de 0.6 m³/s après traitement de la fondation, les fuites sont devenues moins de 0.08m³/s.

Au regard des barrages et lacs fortement sujets à ce phénomène, nous citons ceux de Magaca et Sabaneta en république Dominicaine ; Cannelles (un débit de fuites de l'ordre de 250 l/s est enregistré) en Espagne, le lac Laja et Colbun au Chili, Tominé au Colombie ainsi que le plus grand lac artificiel du monde Volta sis au Ghana.

Le barrage du SADDAM est construit en 1970 sur le TIGRE, en tété de vallée, afin de régulariser le fleuve pour l'irrigation et pour l'hydroélectricité, c'est un peu comme le barrage d'ASSOUAN en Egypte.

Les travaux de construction du barrage ont commencés en 1982 et sa mise en eau à partir de 1986.

Les caractéristiques de cet ouvrage sont :

Bassin versant : 54900 km², essentiellement en Turquie.

Apports moyens annuels : 18.9 milliards m³/an avec un débit maximal en avril-mai correspondant à la fonte des neiges en Turquie –Eaux chargées en limon.

Digue en terre avec noyau d'étanchéité en limon argileux :

Hauteur : 120 m ; Longueur : 3500m, volume: 70 m³

La première mise en eau du barrage de février à août 1986, les piézomètres amont se sont mis à descendre et les pizomètres en aval à monter, preuve de la non-étanchéité du voile d'injection et de percolations dans les fondations. puis des fuites sévères sont apparues sous forme de sources à l'aval du barrage les fuites se sont élevés jusqu'à 1400l/s au fur et à mesure du remplissage de la retenue et elles contiennent du gypse dissous, le barrage perdant ainsi jusqu'à 80 tonnes de fondations par jour.

La mise en œuvre d'un programme d'injection pendant toute la durée de vie du barrage par rapport recommandé par des ingénieurs yougoslaves.

en 1989 une entreprise yougoslaves avait été mobilisé en permanence pour réinjecter du ciment dans les fondations afin de remplir les vides de dissolution, avec jusqu'à six ateliers d'injection à la fois [1].

En Algérie, nous avons recensé plus de (15) barrages sujets à ce phénomène des infiltrations [2], car le débit perdu à travers leurs rives et fondations est considérable dépassent 1 million de m^3 par an chacun. Parmi ces barrages, six présentent un débit de perte supérieur à 5 millions de m^3 par an chacun.

Le tableau (1-1) présente les barrages Algériens fortement menacés par ce phénomène.

Tableau (1-1) : les barrages Algériens fortement sujets aux infiltrations

N°	Barrage	Capacité (Mm^3) dernier levé 10 avril 2008	Volume perdu ($10^6 m^3$)	Taux du volume perdu %	Année
1	Gargar	358,28	31,705	8,85	97/98
2	Ouizert	93,91	24,895	26,51	96/97
3	Djorf-Torba	260,25	20,891	8,03	90/91
4	Foum-el-Gharza	47	20,7	44,04	80/81
5	Ain Dalia	76,08	7	9,20	90/91
6	Cheffia	158,83	5,25	3,31	01-févr
7	Ghrib	115,32	3,69	3,20	93/94
8	k'sob	12,34	3,237	26,23	94/95
9	Cheffia II	70,21	3,237	4,61	97/98
10	Zerdzas	18,68	1,546	8,28	01-févr
11	Beni Behdal	54,63	1,289	2,36	95/96
12	Mardja Sidi Abed	47,97	1,219	2,54	95/96
13	Hammam Debagh	184,35	1,126	0,61	01-févr
14	Bouhanifia	38,11	1,098	2,88	96/97
15	Sidi abdelli	106,61	1,09	1,02	93/94

Ce tableau nous indique que le débit des infiltrations varie d'un barrage à un autre, et cela selon les conditions et la situation géographique de chaque site.

Etant donnée que le barrage de Beni Haroun est le premier barrage en Afrique notamment en Algérie qui est construit en BCR, et vu sa capacité importante qui atteinte 1Milliaire de M^3 environ. Le problème de l'apparition des résurgences au niveau de cet ouvrage précisément dans sa rive gauche après la mise en eau, pose des inquiétudes sur sa stabilité alors, ce dernier mérite d'être notre sujet de recherche que nous souhaitons à travers cette petite contribution arrivée à un résultat.

1.3 HISTORIQUE DU BARRAGE DE BENI HAROUN :

Le barrage fait partie du Grand Transfert de BENI HAROUN ; il est destiné à régulariser un volume annuel de 504 Hm³ (dont 435 de son volume propre et 69 du barrage de Boussiaba) pour alimenter en eau potable et en irrigation les régions des hautes plaines du CONSTANTINOIS et des AURES à travers six Wilaya (Jijel, Constantine, Mila, Oum El Bouaghi, Batna et Khenchela).

Les études d'avant projet détaillé élaborées par le bureau d'études américain HARZA Engineering ont abouti au choix d'un barrage en enrochements de 119 mètres de hauteur et d'un volume en remblais de 9 millions de mètres cubes ; le barrage devait mobiliser un volume utile de 588Hm³ ; le projet a été ensuite revu pour tenir compte des divergences hydrologiques et des conditions sécuritaires engendrées par la conjoncture durant la décennie 1990-2000 ; c'est ainsi que le type de l'ouvrage a été finalement converti d'un barrage en enrochements en barrage en BCR. Les travaux du barrage lancés en 1988 sont achevés en 2004 après un arrêt de chantier de quatre années de 1992 à 1995.

Le financement de la partie devise du projet totalisant un montant initial de 134.350.428 USD a été assurée par les bailleurs de fonds Arabes FADES, FSD et FOND ABOU DHABI respectivement à raison de 40%, 33% et 27%

A la base de l'étude d'avant projet détaillé élaborée en 1975 par le bureau d'études HARZA Engineering dans le cadre de l'étude générale hydro-agricole du Territoire, un avis d'appel national et international à la présélection d'entreprises a été lancé le 15 décembre 1985 pour la construction du barrage de Béni Haroun.

Le marché a été attribué à l'entreprise Chinoise CWE après délibération du Comité des Grands Equilibres ; l'ordre de service de commencer les travaux a été notifié à l'entreprise CWE en date du 25 Juillet 1988.

1.3.1 Adoption de la solution BCR

La solution « Béton Compacté au Rouleau (BCR) » adoptée pour le barrage de Béni Haroun est un aboutissement d'une analyse technico-économique pour palier aux difficultés d'exécution des travaux qu'engendrait la solution de base compte tenu de la conjoncture sécuritaire qui prévalait dans le pays et par la même pour permettre un gain de temps sur les délais qu'offrait la technologie de réalisation du BCR.

Les motifs ayant conduits à l'adoption de la solution BCR sont d'ordre technique, économique et conjoncturel.

L'inconvénient majeur que présentait la solution BCR résidait essentiellement dans le problème d'étanchéité de la fondation du barrage; l'axe du barrage en BCR est implanté sur un banc calcaire à 200 mètres à l'amont de l'axe initial du barrage en enrochements ; ce banc calcaire a été défini par l'axe n°7 sur l'APD élaboré par le bureau d'études HARZA Engineering ; ainsi, la faisabilité du barrage dépendait directement de la qualité de cette fondation qui offrait la seule et unique possibilité pour réaliser le barrage en BCR ; cet axe a finalement été confirmé , après une expertise géologique sur la qualité et la portance de la fondation , comme étant apte a recevoir un barrage poids en béton ; les reconnaissances complémentaires effectuées pour l'étanchéité ont conduit à augmenter d'une manière conséquente le volume des injections ; ces reconnaissances n'étaient pas très différentes de celles qu'il convenait de faire de toute manière aussi pour la solution en enrochements notamment pour la rive droite composée des mêmes formations calcaires; il est

apparu en effet, lors des investigations faites par l'entreprise Chinoise CWE en 1990, que le problème des injections se posait déjà et que le volume des injections devait être réévalué [5].

1.3.2 Aspects techniques et économiques

Les avantages techniques qu'offre la solution BCR dans le cas du barrage Béni Haroun, résident essentiellement dans la réduction des délais d'exécution ; la solution BCR a permis de simplifier considérablement le schéma de dérivation provisoire qui caractérisait l'un des inconvénients majeurs dans l'organisation des travaux ; en effet :

- Le plan de dérivation a été ainsi réduit à trois étapes au lieu de cinq prévues pour le barrage en enrochements;
- Les injections d'étanchéité du barrage sont réalisées à l'abris des galeries aménagées dans le corps du barrage et n'entraient pas comme se fut le cas pour la variante enrochements dans le chemin critique du planning ;
- La technologie de mise en place du BCR relativement rapide n'était soumise à aucune contrainte climatique et a permis de réaliser le corps du barrage en 19 mois au lieu de 48 mois pour le barrage en enrochements.
- La consommation en matières explosives était nettement réduite de 2200 tonnes à 215 tonnes soit 85%.
- La réalisation de la variante de base nécessitait une période incompressible de 56 mois sans prise en compte des aléas de chantier tels que les pluies, l'approvisionnement en matières explosives, la géologie et l'étanchéité des fondations etc....

La solution BCR permettait la surélévation du barrage de cinq (05) mètres rendus nécessaire après le constat d'un déficit sur les apports résultant de la révision de l'étude hydrologique ; les apports de départ sur lesquels le barrage a été dimensionné au stade de l'APD représentaient un volume régularisé de 588 Hm³ par An ; au stade de l'étude d'exécution, la révision des calculs hydrologiques qui a tenu compte d'une série d'observation plus récente et représentative a abouti à une valeur du volume régularisé de 300 Hm³ par An soit un déficit de 49%. Des études de régularisation de la retenue du barrage aux limites physiques du site, ont abouti au choix de la cote 200 qui permettait un apport supplémentaire en volume régularisé pour atteindre une valeur de 432 Hm³ par An adopté définitivement par le Ministère de l'Equipement et de l'Aménagement du territoire ; outre le problème de déficit, la surélévation du barrage représente une sécurité dans le temps pour amortir les crues et réduire la fréquence des déversements importants en cas de retour de la période hydrologique humide. La surélévation du barrage est ainsi rendue possible grâce à l'avantage que présente la solution BCR par rapport à la variante enrochements ; en effet, la surélévation de cinq (05) mètres du seuil de l'évacuateur de crues conduirait à caler la crête de la digue en enrochements à la cote 223 qui se situe au delà des limites physiques du site du fait de la présence de la Route Nationale n°27 et son viaduc qui était en cour de construction ; la surélévation du barrage en enrochements ne sera pas possible sans le bouleversement radical du projet de la route et son viaduc avec toutes les implications être réévalué.

1.3.3 Mise en eau du barrage

Les travaux de réalisation du barrage ont été réceptionnés provisoirement au mois d'août 2003 soit une année après le délai contractuel ; Ce retard est directement lié aux travaux d'injection du voile d'étanchéité. La réception définitive n'est pas encore prononcée. La mise en eau du barrage a été également retardée en raison du problème de stabilité survenu sur le versant gauche du Viaduc sur l'oued DIB réalisé par les services de la DTP de MILA ;

La fermeture du barrage est intervenue au mois de juillet 2003 après les travaux de confortement du Viaduc.

Pendant la mise en eau du barrage, au mois de novembre 2003, des fuites importantes sont apparues dans la fondation du barrage en rive gauche mettant la stabilité de l'ouvrage en danger du fait d'un développement inquiétant des sous pressions principalement en rive gauche. Le phénomène a fait l'objet de cinq expertises qui convergent sur les mêmes recommandations d'approfondir le voile en rive gauche avec un retour perpendiculaire à celui-ci pour arrêter des venues d'eau très importantes provenant de la rive ; le mécanisme des percolations n'est pas définitivement expliqué et sera de nouveau analysé après achèvement du traitement préconisé.

Les travaux de confortement du voile d'étanchéité sont terminés et sont réalisés selon les recommandations des expertises.

1.3.4 Rapport préliminaire sur les résurgences en aval du barrage :

Des résurgences sans pression évidente sont apparues dans un premier temps après la crue du 25 janvier 2003, ensuite elles ont disparues, pour réapparaître encore une fois après la mise en eau du barrage le 05 août 2003. Ces sources résurgent dans les calcaires fissurés de la rive gauche au pied aval du barrage, entre la cote 116.00m et 124.00m. Le niveau de ces sources que nous avons repérés avec de la peinture, s'élevé avec la remontée du plan d'eau en amont, elles ont réagi instantanément à la courte crue de début décembre, durant laquelle le niveau de la retenue a atteint la cote 145.00m. La température de ces sources est environ 24 °C, elle correspond à la température des résurgences observées à la cote 100 environ durant la construction du barrage ; la température actuelle de la retenue étant à environ 14°C.

pour pouvoir estimer le débit de ces résurgences nous avons canalisés toutes les eaux qui s'écoulent sur la plate forme 124 vers un exécutoire, et canaliser les autres résurgences se situant plus bas sur le rocher, à l'aide d'une bâche en plastique ; ce qui nous a permis d'estimer l'ensemble des débits à 6.7 l/s.

le débit de drains situés dans la galerie de dérivation N°2, a lui augmenté après la mise en eau du barrage. Nous l'avons estimé après jaugeage à environ 18 l/s avec une température de presque 24 °C.

Actions entreprises par L'Agence Nationale des Barrages Depuis le début de la mise en eau à ce jour :

- suivi permanent et rigoureux des débits, pressions, niveaux et débits des diverses résurgences.
- Renforcement du suivi de l'auscultation.
- Expertise du Bureau d'Etudes EDF (France), COYNE et BELLIER, TRACTEBEL ENGINEERING et Experts de l'Université de Munich.
- Deux marchés de régularisation ont été passés avec l'entreprise GEO MAG- Algérie, et TREVI Algérie Eurl visés par la Commission Ministérielle des Marchés pour le renforcement du système de drainage et la réalisation des travaux d'injection et de consolidation de la rive gauche à partir de la galerie 140 et la galerie de dérivation.

1.4 CONDITIONS GENERALES DU SITE

1.4.1 Géologie

La détermination du cadre géologique d'un grand projet et des caractéristiques significatives en matière de géologie de l'ingénieur nécessite la synthèse de très nombreuses données acquises durant les diverses phases d'étude du projet. Cette acquisition de données s'étend de l'analyse de la documentation existante (littérature scientifique), via les reconnaissances spécifiques (levés de terrain, investigations in situ) aux observations faites en cours de construction. Il s'y ajoute en l'occurrence les données acquises à la faveur des divers travaux complémentaires effectués après achèvement du projet [3].

Il n'appartient pas à la présente expertise d'analyser et d'interpréter dans le détail l'ensemble des données acquises, ce qui reviendrait à refaire les études effectuées, mais il lui est demandé de se prononcer sur leur qualité et leur représentativité. Lors de la présente mission la visite du site et de l'ouvrage, les échanges avec les responsables du projet ainsi que la consultation d'une partie de la documentation existante ont permis d'acquérir une bonne vision, bien que simplifiée, de la géologie et de l'hydrogéologie locales.

Il y a lieu de souligner d'entrée la bonne concordance de vue entre les géologues du panel, mais également de regretter que davantage de documents géologiques de synthèse (notamment carte géologique avec position des forages, des piézomètres, des profils géologiques, des venues d'eau, de l'ouvrage, etc.) n'aient pu être remis car ils auraient facilité très nettement la prise en compte de tous les éléments du modèle tel qu'il est connu à l'heure actuelle

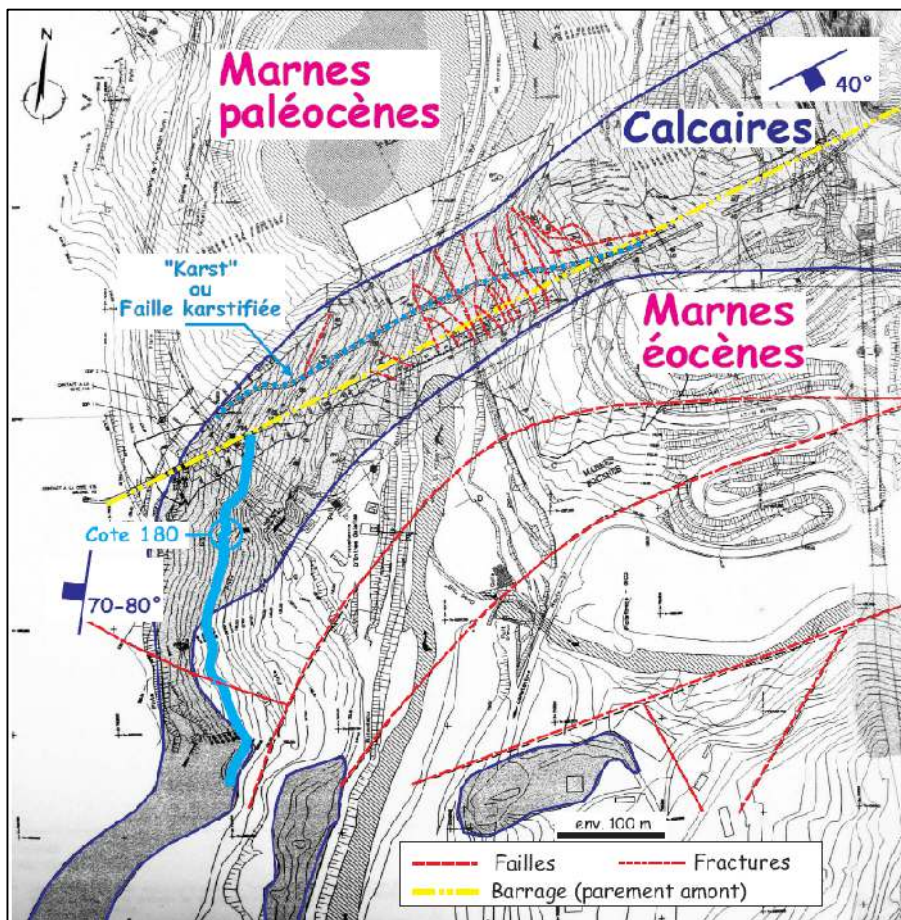


Fig N°01 : Carte géologique simplifiée

Précisons que les fractures reportées dans la fondation du barrage ont été réellement observées, alors que les failles ont un caractère plus hypothétique (failles probables ou supposées)

La géologie locale s'inscrit dans un contexte tectonique complexe de chevauchements et de failles ou décrochements, caractérisé par des déformations plastiques (plissements) et cassantes (failles, fractures) des unités lithologiques du site. Ces unités sont constituées schématiquement d'une assise calcaire compétente (à comportement rigide – cassant) de 100 à 150 m d'épaisseur, encadrée par deux séries marneuses incompétentes (à comportement plastique - plissé - tectonisé).

Les calcaires, présentent une structure en synclinal, le barrage étant entièrement fondé sur le flanc N de celui-ci. Ce synclinal est évasé et à plan axial vertical \pm ENE-WSW en rive droite, les couches plongeant de 40° vers le SSE au droit de l'ouvrage. Ces couches se redressent progressivement vers le centre de l'ouvrage (plongement toujours vers le SSE) puis les bancs s'incurvent en direction du SSW en rive gauche, leur plongement se redressant jusqu'à la verticale, pour basculer finalement vers l'WNW (flanc renversé).

Cette architecture tectonique de base, déjà complexe en elle-même, est compliquée par la présence de failles à fort plongement vers le NNW (zones de cisaillement) et de fractures N-S (observées dans la fondation du barrage). Tout porte à penser qu'il s'agit de fractures de traction liées à la torsion des bancs calcaires évoquée ci-dessus.

Le long de la rive gauche de la retenue, longée en bateau lors de la visite, les bancs calcaires présentent un plongement sub-vertical voire légèrement amont (vers l'intérieur du versant), et sont de ce fait sujets à fauchage (ou balancement des têtes de couches). Ce phénomène gravifique se traduit par une dislocation progressive du rocher, jusqu'à se développer en instabilité -du type tassement, éboulement ou glissement- telle que celle

observée peu en amont du barrage (« glissement du mirador »). Ces phénomènes de détente superficielle du massif rocheux s'accompagnent d'une ouverture des systèmes de fractures, et donc d'une forte augmentation de la perméabilité.

Les marnes encadrant les calcaires présentent du point de vue de l'hydrogéologie des caractéristiques semblables ou comparables. Sur le plan géomécanique en revanche, les marnes paléocènes, étant plus calcaires, présentent des caractéristiques plus favorables que les marnes éocènes. Il n'y a pas lieu, dans le cadre de ce rapport d'expertise, de les distinguer sur le plan géologique, sinon pour préciser que les documents signalent la présence de gypse dans les marnes éocènes (à l'amont du barrage).

Par comparaison avec les calcaires décrits ci-dessus, il s'agit de roches tendres, donc vulnérables face aux phénomènes tectoniques ayant affecté le secteur, et, du fait de leur teneur parfois élevée en argiles, sensibles à l'altération. En l'occurrence, ces roches se présentent, en surface, sous forme d'un rocher très fissuré, se débitant en éléments décimétriques ou centimétriques, et présentant des caractéristiques géomécaniques limitées voire très limitées pour les marnes éocènes. A un stade plus avancé de l'altération, ces marnes sont le siège de nombreux glissements de terrain dans les environs.

1.4.2 Hydrogéologie

Sur le plan des caractéristiques hydrogéologique du massif rocheux, l'élément marquant est très certainement le contraste de perméabilité entre les calcaires et les marnes encaissantes, paléocènes à l'aval, éocènes à l'amont.

Les calcaires de la fondation et des appuis constituent l'aquifère fissural local, alors que les marnes sont à considérer comme aquicludes. L'existence, avant la construction du barrage, de résurgences minéralisées et thermales, de même que la température des venues d'eau au cours des deux premières années après le début de la mise en eau de l'ouvrage (ordre de 20°C, nettement supérieure à la température des eaux de la retenue), leur conductivité électrique élevée (minéralisation), tant en aval de la rive gauche que dans le système de drainage, attestent de la circulation profonde des eaux en début de vie de l'ouvrage.

Par la suite les eaux de la rive gauche sont devenues plus froides (approchant la température de la retenue) ; dans les drains en rive droite elles sont encore chaudes, mais la température y décroît également avec le temps.

La signature hydrochimique et les analyses isotopiques indiquent une même origine pour ces eaux, le transit étant différent : en profondeur avant et au début de la vie de l'ouvrage, principalement latéralement par la rive gauche actuellement. Il importe à ce titre, de prendre en compte à la fois la minéralisation des eaux (« composante profonde surtout ») et les variations de température des drains, qui reflètent avec 5 à 6 mois de retard les variations de température de la tranche superficielle des eaux de la retenue. Ce décalage dans le temps témoigne d'une perméabilité en grand tout de même limitée des calcaires, même si on doit admettre localement des porosités cinématiques élevées.

Ce constat est d'importance par rapport aux hypothèses quant au degré de karstification des calcaires. Tout calcaire est, par définition, «karstifiable» puisqu'il présente une certaine solubilité, celle-ci variant avec la nature du calcaire (les calcaires à pâte fine, tels que ceux du site, ne sont pas les plus vulnérables à cet égard, mais leur faciès localement plaqueté est en revanche défavorable). La karstification débute par une dissolution naturelle des épontes de fractures de la roche, et se trouve généralement accentuée au voisinage de formations étanches contraignant les eaux du massif à se trouver un cheminement de décharge en direction de l'Oued, dans le cas présent essentiellement ascendant. En l'occurrence, les

marnes paléocènes et éocènes encadrant l'assise calcaire jouent sans doute ce rôle d'aquicludes favorisant la karstification.

Selon la documentation consultée, les forages de reconnaissance, de même que ceux des voiles d'injection divers, ont certes rencontré des «vides», mais de manière dispersée dans le massif, et de volumes restreints (il est question de «vides» de quelques décimètres au plus). Par ailleurs, le retard des variations saisonnières de la température des venues d'eau évoquées ci-dessus, permet d'écarter l'hypothèse de gros conduits karstiques ouverts et mettant en connection l'amont et l'aval du barrage.

Les documents consultés font état d'une importante « structure karstique » dans la fondation du barrage (voir carte simplifiée) qui a nécessité des surexcavations et des travaux de bétonnage pour son assainissement. Cette structure rectiligne dans la fondation (donc apparemment sub-v verticale) montre un parallélisme frappant non seulement avec la stratification, mais également avec les failles majeures supposées dans le secteur. Il est donc possible qu'on ait affaire non pas à un karst « stratigraphique » colmaté par des matériaux meubles, mais à un accident tectonique (faille), souligné par de la roche broyée et présentant des signes de karstification à ses épontes.

En l'état des connaissances acquises dans le cadre de l'expertise, il apparaît dès lors exagéré, pour les calcaires de fondation du barrage, de parler de calcaires karstiques prononcés, c'est-à-dire de calcaires parcourus par des conduits résultant de la dissolution de la roche, voire même présentant des conduits karstiques continus et de grande taille

Tout au plus aura-t-on affaire en l'occurrence à des calcaires localement karstifiés au sens où ils présentent, comme tous les calcaires, une certaine augmentation de la perméabilité par dissolution progressive des joints stratigraphiques ou des épontes de fractures.

Concernant la perméabilité du massif calcaire (les marnes sont à considérer comme relativement étanches), diverses observations faites au cours des travaux concluent à une perméabilité accrue parallèlement aux couches par comparaison avec une direction perpendiculaire, caractéristique qui s'observe effectivement aux résurgences aval de la rive gauche, et le cas échéant explicable par les intercalations marneuses citées dans la description des calcaires et par leur caractère plaqueté qui augmente le nombre de joints stratigraphiques. Il faut cependant également tenir compte du fait qu'en surface l'ouverture des joints de stratification est accentuée par la détente du rocher. Plus en profondeur, l'anisotropie des perméabilités est peut-être moins marquée (à première vue pas de direction de fracturation préférentiellement ouverte visible dans l'entaille de la route en rive droite, mais ce point mérite contrôle). Les joints de stratification peuvent bien constituer une direction de circulation privilégiée, mais des relais actifs existent par l'intermédiaire des systèmes de fractures.

De tels relais existent en tout état de cause et avec certitude dans la partie centrale de la fondation de l'ouvrage, où les relevés géologiques en cours de construction, ont identifié un système de fractures, apparemment sub-verticales, plus ou moins perpendiculaires aux bancs calcaires et donc au projet (voir carte simplifiée). Si on intègre ces fractures dans le bâti tectonique local, il s'agit de fractures de traction dues à la flexion des bancs, donc à perméabilité accrue, liées à la « torsion » des calcaires lors de leur déformation tectonique.

Selon ces hypothèses, on serait donc en présence de deux « directions » de perméabilité accrue, l'une à dominante parallèle à la stratification, et donc difficile à appréhender à l'échelle de l'ouvrage en raison de la complexité structurale du massif (structure synclinale, failles), et l'autre calée sur la fracturation transversale tardive (perpendiculaire aux calcaires et à l'ouvrage), et donc reliant l'amont et l'aval du barrage.

A ce titre on relèvera que plus on se dirige vers la rive gauche, plus la direction des couches et celle du système de fractures observé au centre de la fondation se rapprochent (ont-elles été observées en rive gauche ?). Si la direction de ces fractures est davantage N-S que radiale par rapport à la structure, on aurait alors affaire, en rive gauche, à une superposition partielle tout au moins des deux directions de perméabilité accrue.

Concernant les eaux souterraines elles-mêmes, et non plus seulement le milieu dans lequel elles circulent, il est relevé que la « nappe fissurale » dans les calcaires présentait, avant construction du barrage, un gradient, certes relativement faible, mais logiquement dirigé vers l'Oued Kebir. Cela signifie qu'avant modification des écoulements par suite de la construction du barrage, il n'existait pas de niveau de base hydrogéologique autre que l'Oued, en d'autres termes qu'il n'y avait pas de pertes naturelles hors du bassin.

Lors de la mise en eau, il semble que les gradients hydrauliques au sein du massif rocheux se soient localement inversés (niveau d'eau dans le massif inférieur au niveau de la retenue). Cela signifie que l'établissement d'un nouvel équilibre n'a pas été possible, en raison d'écoulements en direction des exutoires en aval du barrage et dans les drains de la fondation. Cette observation parle en faveur de la coexistence, parallèlement avec l'hypothèse du jeu des pressions, d'un transfert physique de l'eau de la retenue vers l'aval du barrage. Un examen plus complet des conditions hydrogéologiques locales nécessiterait la rédaction d'un document de synthèse analysant et reprenant les conclusions de tous les documents antérieurs à la construction de l'ouvrage ainsi que les rapports postérieurs à la mise sous eau. En effet, une telle analyse minutieuse de l'ensemble des données hydrogéologiques disponibles sort du cadre de cette expertise.

Enfin, et sans entrer là non plus dans l'analyse complexe du chimisme des eaux souterraines, les teneurs élevées en sulfates (présence supposée de gypse en profondeur et de la pyrite souvent présente dans les marnes) sont tout de même à relever ici, tant dans les eaux souterraines (près de 300 à 400 mg/l) que dans celles de la retenue (près de 200 mg/l). Ces eaux, et plus particulièrement les eaux souterraines, doivent donc être considérées comme potentiellement agressives au béton, de même qu'au coulis d'injection du voile d'étanchéité.

Comme cela a été souligné plus haut, la perméabilité du massif calcaire est plus forte parallèlement aux couches que dans la direction perpendiculaire dans le sens amont-aval. La perméabilité d'un tel massif est celle des joints. Or il est reconnu qu'elle varie en fonction de la contrainte normale sur les épontes de ceux-ci. Lors du remplissage du réservoir la contrainte normale sur les bancs de calcaire dans la zone du pied aval du barrage va fortement augmenter et donc la perméabilité des joints inter bancs va diminuer. L'exhaure aval des eaux d'infiltration va diminuer. Ceci est à rapprocher de la montée de la sous pression notée au moment du début du remplissage en 2005. Ces considérations doivent aussi être prises en compte dans l'amélioration du réseau de drainage.

1.4.3 Infiltrations à travers la fondation du barrage

Il est un fait que le voile d'injection dans la moitié gauche du barrage n'est pas fiché dans une formation imperméable, et que son contournement, au sein des calcaires, est donc possible par le bas sous les panneaux du voile initial et complété après 2004, y compris la partie orientée parallèlement à l'oued en rive gauche.

Du point de vue géologique le système de fractures \pm N-S constitue le cheminement le plus direct, et donc le plus plausible, d'autant plus que ces fractures, si elles sont effectivement sub-verticales, ne sont que mal interceptées par les forages du voile d'injection, eux aussi sub-verticaux.

Des circulations d'eau le long de la stratification existent très certainement aussi, même si elles sont plus complexes à imaginer, puisque ces eaux doivent suivre une structure en synclinal, de surcroît affecté de failles cisailantes. Il s'agit cependant, selon toute vraisemblance, du cheminement des eaux profondes thermales. D'autre part on constate, en rive gauche, une certaine superposition des deux systèmes préférentiels.

Des investigations par géophysique ont été menées récemment en rive gauche. Il est connu que les résultats de telles investigations sont à prendre avec prudence, sans ôter par là l'intérêt de telles recherches.

Ces investigations ont fait apparaître de possibles zones d'exfiltration préférentielle (zones de pertes accrues de la retenue) qu'il convient maintenant de confirmer ou d'infirmer par des observations directes (courantométrie, plongeurs), l'idée étant, cas échéant, de procéder à un colmatage du massif en utilisant les courants d'infiltration de ces zones pour tenter d'obturer dans la masse les conduits ou fissures qui débitent.

Le point de vue des géologues, à cet égard, invite peut-être à un peu de réserve. Comme il a été dit plus haut, le versant calcaire de la rive gauche présente des signes évidents de dislocation et de détente superficielles, logiquement accompagnées d'une sensible augmentation de la perméabilité du massif.

Le fait de détecter par géophysique, et cas échéant par courantométrie ou observation directe, des zones d'absorption privilégiée n'implique pas forcément que le colmatage partiel du massif en surface ait tout l'effet désiré, en particulier s'il s'avère qu'une partie non négligeable des résurgences sont alimentées par l'aquifère thermal profond. Ce qui est en l'occurrence déterminant pour les pertes éventuelles de la retenue dans ce secteur n'est pas tant ce qui est observable en surface (immergée), mais l'existence d'une zone de perméabilité accrue plus en profondeur, au sein du rocher non affecté par les effets de surface.

Si l'essai mérite sans doute d'être tenté puisqu'en cas de réussite, même partielle, les moyens à mettre en œuvre resteraient nt limités, il ne faut pas perdre de vue que le colmatage d'une zone de dislocation superficielle montrant une infiltration préférentielle pourrait ne pas suffire, si, avec la montée du plan d'eau, une zone secondaire ou actuellement moins active venait à se développer. Il faut être conscient que le fait d'avoir affaire à une zone de dislocation à perméabilité accrue masquant le massif rocheux non fauché sous-jacent, potentiellement à voie d'eau préférentielle (faille ou fractures karstifiées par exemple), risque dans une certaine mesure de réduire l'effet escompté. Cas échéant, il restera par ailleurs à définir et localiser les mesures à prendre pour la zone actuellement située au-dessus du plan d'eau (tranche 180 - 200 msm). En tout état de cause la brève visite effectuée en décembre laisse à penser que les seules observations de surface ne permettront guère d'y parvenir aisément.

En conclusion sur les plans géologique et hydrogéologique, les échanges lors de la visite ainsi que l'examen de la documentation mise à disposition ont mis en évidence un système géologique et hydrogéologique complexe et le fait que les hypothèses et conclusions basées sur les connaissances actuelles sont cohérentes, à savoir principalement celles concernant le cheminement de l'eau. Celui-ci, évidemment favorisé par des zones de perméabilité accrue (litage, fractures), plonge en profondeur pour contourner le voile

d'injection par le bas, voire vraisemblablement le traverser dans sa partie inférieure, et réapparaître en aval dans le système de drainage et par résurgences naturelles.

Il convient bien entendu de procéder à un suivi attentif des caractéristiques des eaux souterraines tant à leurs résurgences naturelles que dans les drains et piézomètres, en particulier lors de la poursuite de la mise en eau. L'évolution des caractéristiques physiques et chimiques des eaux permettra de confirmer et d'affiner la bonne compréhension du fonctionnement de l'appareil hydrogéologique local.

Remarquons enfin que des documents de synthèse (cartes et profils) figurant à la fois l'ouvrage, les forages et piézomètres et surtout la géologie contribuent fortement à la bonne compréhension de l'environnement d'un barrage. Il est à ce titre recommandé que de tels documents soient établis.

1.4.4 Géomécanique

Il convient d'avoir une appréciation des caractéristiques géomécaniques de la fondation du barrage dans la partie la plus critique de l'ouvrage c'est à dire dans le centre de la vallée où il atteint sa hauteur maximum.

Comme nous l'avons dit, le barrage repose dans sa majeure partie et en particulier dans la zone centrale sur les calcaires. Ceux-ci se caractérisent du point de vue structural par un pendage de direction vers le SSE dans la partie centrale suivant un angle de l'ordre de 40° à 60°. L'axe longitudinal du barrage est NE-SW donc presque perpendiculaire au pendage des bancs calcaires. Deux familles de joints sub verticaux ont été identifiées l'une de plan axial N-S et l'autre sensiblement E-W. Les joints N-S sont en traction. Les différents joints et surface des bancs sont remplis de calcite ou de brèche argileuse.

Dans sa note du 23 mars 1998 Tractebel fait un résumé des résultats d'essais en laboratoire réalisés au cours des différentes étapes de l'étude du barrage et de ses observations de terrain .

Pour ce qui concerne la résistance à la compression uniaxiale sur carotte, il ressort sur 35 essais une moyenne de 957 kg/cm² et pour les essais Franklin une moyenne 1880 kg/cm². En conclusion et au vue de la dispersion des résultats il est conclu que la résistance moyenne de la roche intacte est égale à 1020 kg/cm² soit 100MPa. Il s'agit donc d'une roche très résistante au regard de la classification de l'ISRM.

Les observations sur le terrain ont été traduites en terme de RMR (Rock Mass Rating) selon la classification de Bienawsky. Il a été obtenu une valeur du RMR de 50 à 80 ce qui correspond selon la terminologie de l'ISRM à une masse rocheuse bonne à moyenne (classe II à III).

Etant donné la variabilité de la résistance du rocher intacte ainsi que du RMR sur le site, plusieurs couples de valeurs de cohésion-angles de frottement au sein d'une fourchette pour la cohésion entre 0.4 et 1.2MPa et pour l' angle de frottement entre 22° et 50°

L'introduction par Hoek du GSI (Geological Strength Index) a permis de relier de façon plus précise l'état des contraintes d'une masse rocheuse à ses caractéristiques de cisaillement de masse

En effet la courbe de résistance au cisaillement d'une masse rocheuse étant d'allure parabolique suivant le niveau de la contrainte principale mineur, la cohésion et l'angle de

frottement vont varier de façon importante . Ainsi pour une contrainte faible le « poids » de la cohésion sera nettement plus basse que sous forte contrainte, l'angle de frottement variera en sens contraire

L'état des contraintes effectives sous le barrage a donc une influence sur la résistance de la masse rocheuse. Ces courbes ont été établies à partir des cohésions et angles de frottement issus du RMR et ont été utilisées par le concepteur pour les calculs de stabilité de l'ouvrage.

Il faut noter que le RMR établi traduit des caractéristiques du calcaire relativement faibles eu égard à ce que l'on observe généralement pour des calcaires évolués tels que ceux de Beni Haroun et eu égard aux pentes naturelles que l'on observe tant en rive gauche (plus de 60°) qu'en rive droite. Il est donc tentant de revoir le score RMR, de façon à montrer qu'une « réserve » non négligeable sur la capacité de résistance au cisaillement de la masse rocheuse de la fondation, par rapport à l'hypothèse de calcul Tractebel, pourrait être envisagée selon les derniers développements de la mécanique des roches.

Cependant, malgré la valeur incontestable des approches modernes de la mécanique des roches, il faut rester extrêmement vigilant à ne pas surestimer la capacité de la fondation rocheuse à résister aux efforts de cisaillement.

D'une part la partie centrale de l'ouvrage est située au droit d'une zone du banc calcaire qui a été soumise à des efforts de torsion et suivi d'un déplacement longitudinal, vraisemblablement orienté vers le nord (l'aval). Ce qui s'est traduit par l'observation de surfaces lustrées observées dans les forages réalisés pour les drains en aval du barrage. Il en résulte des conditions aux joints qualifiées de mauvaises (surfaces de cisaillement, joints lisses voire ouverts dans les 10 premiers mètres sous l'ouvrage, orientation défavorable du fait de la verticalité des bancs et des cassures orientées nord-sud) auxquelles s'ajoutent, dans les conditions actuelles, les mauvaises conditions d'eau « severe water problems ».

Les conditions des joints étant prépondérantes, le RMR ne peut être augmenté de manière significative qu'après une analyse minutieuse de l'ensemble des carottes de forage réalisé pour les drains aval. Néanmoins hors de la zone de torsion du banc calcaire, donc à gauche et à droite de l'évacuateur de crue le RMR et la courbe de résistance au cisaillement de la masse rocheuse en fonction des contraintes devraient s'avérer bien plus favorables que celles retenues par le concepteur.

Néanmoins la durée de vie des barrages est longue, les massifs rocheux sont hétérogènes, leur capacité résistante a souvent été amoindrie par les tirs d'explosifs durant la réalisation des excavations et n'a pas toujours été reconstituée par les injections de consolidation.

Par ailleurs les barrages sont soumis à des charges cycliques complexes dues aux variations de la cote du plan d'eau et aux variations saisonnières des contraintes thermiques.

Lorsque la matrice n'est pas très homogène, comme c'est le cas à Beni Haroun, il existe localement des zones de brèches dont le comportement local n'est pas élastique ou des zones de roche fissurée dont le comportement n'est pas linéaire.

Mais nous devons relever que la résistance au cisaillement dans le corps du barrage pourrait s'avérer être plus faible que celle du rocher, déterminée à partir des considérations

précitées.. Au droit d'une reprise de mise en place du BCR selon le traitement de la levée ou de la reprise de mise en place du BCR, l'angle de frottement au contact peut être de l'ordre de 45° sans cohésion si aucun coulis de ciment n'a été appliqué. Il serait de bonne précaution de vérifier le traitement des levées en partie basse du barrage (par exemple les 10m inférieure

Jusqu'à présent, l'auscultation du barrage de Beni Haroun a montré un comportement satisfaisant, avec des déplacements faibles et conforme aux prévisions. Envisagé globalement, le comportement de la fondation est élastique linéaire, et donc satisfaisant.

Si l'analyse faite ci-dessus montre que l'on peut compter sur une réserve de résistance au cisaillement, et donc de stabilité, notable, il faut malgré tout continuer de vérifier la stabilité dans le cas d'une cohésion faible et d'un angle de frottement résiduel. Les valeurs adoptées jusqu'à présent de $\Phi = 40^\circ$ et $c = 0,75$ MPa paraissent correctes. Il n'est jamais inutile de vérifier le comportement ultime avec une cohésion nulle.

Jusqu'à présent, l'auscultation du barrage de Beni Haroun a montré un comportement satisfaisant, avec des déplacements faibles et conforme aux prévisions. Envisagé globalement, le comportement de la fondation est élastique linéaire, et donc satisfaisant.

Si l'analyse faite ci-dessus montre que l'on peut compter sur une réserve de résistance au cisaillement, et donc de stabilité, notable, il faut malgré tout continuer de vérifier la stabilité dans le cas d'une cohésion faible et d'un angle de frottement résiduel. Les valeurs adoptées jusqu'à présent de $\Phi = 40^\circ$ et $c = 0,75$ MPa paraissent correctes. Il n'est jamais inutile de vérifier le comportement ultime avec une cohésion nulle.

La stabilité du barrage dépend de ces valeurs mécaniques et de la valeur des sous-pressions adoptées. C'est la question centrale dans le cas de Beni Haroun.

Il est essentiel d'adopter un coefficient de sous-pression crédible.

Dans l'état actuel, la valeur de ce coefficient est inférieure à 0,3 en rive gauche, et plus faible en rive droite. C'est le résultat bénéfique des injections complémentaires et du renforcement du drainage. C'est ce coefficient qu'il faut adopter pour les calculs de stabilité. Cependant rien ne garantit que ce coefficient de sous-pression n'augmentera pas pour les cotes de plan d'eau supérieures..

C'est en ce sens que l'analyse des marges de sécurité décrite ci-dessus est essentielle, car elle montre que pour une charge non durable il existe une marge de sécurité certaine. Cette marge de sécurité donne le temps de baisser le plan d'eau en sécurité dès la fin de la crue qui aurait fait monter le plan d'eau et provoqué l'augmentation anormale des sous-pressions.

En définitive, la possibilité d'admettre une résistance au cisaillement du rocher, supérieure à celle prise en compte par l'auteur du projet est essentielle et devra faire l'objet d'une analyse poussée par le Panel d'experts, lors de sa prochaine réunion.

1.4.5 Hydrologie

La maîtrise des crues est un élément important de la sûreté du barrage ; il convient de pouvoir limiter la montée du plan d'eau de la retenue à une valeur qui satisfait la stabilité au glissement du barrage sur sa fondation, ou au cisaillement du corps de l'ouvrage. Pour cela on dispose d'une vidange de fond à très fort débit nominal ($700 \text{ m}^3/\text{s}$ pour un plan d'eau à 200 m).

Les débits de pointes et les volumes totaux des crues de faible fréquence sont rappelés ci-après :

Tableau (1.2) : les données hydrologiques

Période de retour (années)	20	100	1 000	10 000
Débit de pointe (m^3/s)	3 700	6 300	10 900	16 640
Volume d'eau (M.m^3)	429	731	1 260	1 930

On pourrait peut-être penser que ces débits sont surestimés. Tel n'est pas le cas ; l'Oued Kébir porte bien son nom ; c'est une référence historique ! L'expérience de l'hydrologie algérienne et en particulier le recensement des débits spécifiques de crues calculées et capacités d'évacuateurs pour les ouvrages construits avant 1970 nous montre que, pour la pointe de crue millénale, un bassin versant de $7\,700 \text{ km}^2$ et une pluviométrie moyenne sur le bassin de 560 mm/an , le débit spécifique de $1,4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$, n'est aucunement déraisonnable ; il en est de même pour la crue centennale avec $0,8 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ et vingtenale avec $0,5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$

1.4.6 Sédimentation de la retenue

La sédimentation de la retenue est un élément important dans la mesure où elle contribue avec le temps à limiter les infiltrations à travers les fondations du barrage

Le niveau des sédiments dans la retenue atteignait en août 2007, la cote de 133 msm, soit 6m de plus qu'en 2004. Le volume stocké en 3 ans, mesuré sur la courbe volume-hauteur est d'environ 14 hm^3 ; proche des apports solides estimés dans la Monographie à 18 hm^3 , soit $6 \text{ hm}^3/\text{an}^1$ [7].

1.5 Conclusion

Parmi les problèmes de stockage des eaux superficielles au niveau des barrages, les infiltrations qui représentent un pourcentage considérable après l'envasement et l'évaporation.

Ce problème d'infiltration est caractérisé par sa complicité et touche la majorité des barrages de monde et il ne peut être de la même façon.

En Algérie, nous recensé plusieurs barrages ayant des pertes par infiltrations qui dépassent parfois 1 millions de m^3 par an de chacun.

Du fait de la géologie du site de l'implantation, le barrage de Beni Haroun est l'un des barrages fortement sujets à ce problème malgré la réalisation d'un voile d'étanchéité.

Chapitre 2

Historique des résurgences, les solutions proposées ainsi que les recommandations par les experts

2.1 Introduction :

Le barrage de Béni-Haroun a montré lors de sa première mise en eau, décembre 2003 – janvier 2004, une déficience « originelle » résultant de conditions géologiques particulières et complexes. Il s'agit de fuites importantes en aile gauche et de pressions anormalement élevées dans cette partie de l'ouvrage (sous pressions).

Ce problème, immédiatement identifié par l'ANBT et son Ingénieur-conseil, qui avait réalisé la conception de l'ouvrage, a été analysé minutieusement (le barrage est équipé d'un système d'auscultation performant) et a donné lieu à la définition de mesures de renforcement judicieuses : extension du rideau d'étanchéité et du drainage dans la fondation.

Ces travaux exécutés entre 2004 et 2006 ont porté leurs fruits, en partie, et l'on a constaté en 2007 une réduction des sous-pressions qui sont descendues à une valeur quasi normale ; cependant les débits de fuites restent importants.

Le modèle explicatif des circulations d'eau dans le massif rocheux de fondation du barrage est maintenant compris.

Il a alors été décidé que l'on pouvait monter le niveau de la retenue. Il est actuellement à la cote 180 m : soit 80 m de hauteur d'eau et 20 m au dessous de la retenue normale (cote 200 m). Le volume total accumulé est de 424 millions de m³.

Dans ces conditions, avec une retenue ne dépassant pas la cote 180 m, le barrage est en sûreté.

Si l'on imagine qu'une crue centennale de 6300 m³/s survienne (celle qui peut arriver 1 fois en 100 ans en moyenne), le plan d'eau dans la retenue, atteindrait 200 m, c'est à dire le niveau de la retenue normale. Pour maîtriser ainsi cet évènement, la puissante vidange de fond aura été utilisée.

La consigne est en outre donnée de redescendre à la cote 180 m immédiatement après l'évènement.

Pour ce cas de sollicitation exceptionnelle de crue centennale, le barrage est aussi en sûreté

Pour un état permanent de la retenue à la cote 200 m (qui est le niveau du déversoir de l'évacuateur de crues) et face à une crue qui ferait monter le plan d'eau au-dessus, l'ouvrage ne peut pas, aujourd'hui, être considéré comme satisfaisant : « sa maladie d'enfance » n'a été traitée qu'en partie. Il est important de ne pas banaliser et il convient de poursuivre avec vigueur l'application de mesures d'amélioration.

Des investigations géophysiques dans la retenue sont en cours et seront achevées en février 2008. A partir du mois de mars 2008, lorsque le risque de crue est modéré, des essais de montée du plan d'eau au-delà de la cote 180 m seront effectués progressivement et sous contrôle renforcé. L'enseignement tiré de ces essais permettra d'adapter les mesures complémentaires d'amélioration.

Ces mesures d'amélioration sont à l'étude par le concepteur du barrage et seront proposées par le Panel d'experts, afin d'être mise en œuvre avant la prochaine saison d'hiver 2008-2009.

L'avis du Panel d'experts est aussi fondé sur le fait que l'ANBT, sur le site et à Alger, et l'Ingénieur-conseil concepteur du barrage, sont particulièrement attentifs : la situation est sous contrôle.

En conclusion, dans les conditions présentes, le barrage est en sûreté et les populations à l'aval sont en sécurité.

Cependant, en vue de l'hiver 2008-2009, afin de pouvoir exploiter normalement le barrage, des actions curatives complémentaires sont indispensables.



Fig. N°2: barrage de Béni Haroun



Fig. N3: Rive droite du barrage de Beni Haroun



Fig. N°4: Infiltrations dans la rive gauche avant les travaux du drainage et d'injection

Résurgence

Rive gauche



Fig. N°5: Infiltrations dans la rive gauche après les travaux du drainage et d'injection

Les photos ont été prises au barrage de Beni Haroun

2.2 DESCRIPTION DU BARRAGE

Le barrage de Beni Haroun est situé sur l'Oued Kebir à environ 40 km au nord de la ville de Constantine et à 350 km à l'Est d'Alger.

Il constitue l'ouvrage clé du projet de transfert de Beni Haroun dont l'objectif est de transférer les ressources mobilisées par le barrage de Beni Haroun vers les 6 Wilayas de Batna, Kenchela, Mila, Oum El Bouaghi, Constantine et Jijel.

Le barrage a une capacité de 963 millions de m³ et permettra la régularisation d'environ 435 millions de m³ par an [3].



Fig. N°5 : Plan de localisation du barrage de Béni Haroun

2.2.1 Barrage

Le barrage est de type poids rectiligne en Béton Compacté au Rouleau (BCR) s'appuyant sur une fondation rocheuse calcaire. La partie centrale de l'ouvrage est déversante et constitue l'évacuateur de crue « a seuil libre ».

Le profil type du barrage est triangulaire avec un parement amont vertical et un parement aval incliné à V/H=1.25/1. Le schéma suivant présente la coupe-type de la partie non déversante.

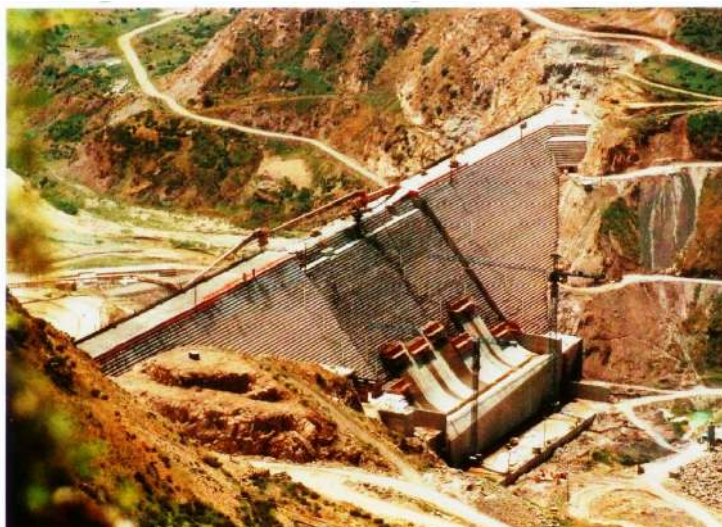


Fig. N°6: vue arienne du barrage de Beni Haroun lors sa réalisation

Les caractéristiques principales du barrage sont :

Tableau (2.1) : caractéristiques principales du barrage

Cote de retenue normale (NRN)	200 m
Cote des plus hautes eaux (PHE)	214.80 m
Cote de la crête	216.30 m
Hauteur maximale sur fondation	118 m
Longueur en crête	710 m
Largeur en crête	8 m
Largeur maximale à la base	93 m
Fruit de parement amont	Vertical
Fruit de parement aval	1H/1.25 V

Trois galeries ont été aménagées en pied (100 m NGA au plus bas), à 140 m NGA et 175 m NGA. La galerie inférieure a été utilisée comme galerie d'injection pour la réalisation du voile d'injection. Ces galeries recueillent les débits de drainage.

2.2.2 Voile D'injection

Le voile d'étanchéité sous l'ouvrage est vertical axé sur la galerie amont et descend d'environ 120 m au centre. Ce voile comprend 3 files espacées d'un m à 1.5 m.

La fermeture du voile en rive gauche a été réalisée en prolongeant la voile le long de la galerie 175 m NGA jusqu'au point de contact des marnes. En rive droite, la fermeture est obtenue par un voile amont/aval venant se raccorder au voile sous l'ouvrage.

2.2.3 Voile De Drainage

Le corps du barrage est drainé par un voile vertical débouchant dans les galeries et situé à environ 7.5 m du parement amont.

Le drainage de la fondation est réalisé par des forages drainants espacés de 6 m et inclinés de 15 à 25° vers l'aval.

2.2.4 Ouvrages Annexes

L'évacuateur de crue est constitué d'un seuil libre de 124 m de largeur, aménagé dans la partie centrale du barrage. Le seuil est prolongé par un coursier raccordé à un saut de ski. La capacité de l'évacuateur est de 13 230 m³/s (débit laminaire pour une crue millénaire).

La vidange de demi-fond contiguë à l'évacuateur est implantée en rive droite au niveau 140. Elle est constituée de deux pertuis dimensionnés pour évacuer un débit de 670 m³/s sous le niveau de retenue normale et se terminant par un saut de ski.

Les 2 galeries souterraines de dérivation (DP1 et DP2) utilisées pendant la construction ont été obturées.

2.3 Comportement du barrage lors de la mise en eau et première essai de janvier à mai 2004

Lors de la première mise en eau de la retenue en octobre 2003, un comportement anormal du barrage a été identifié par l'équipe d'exploitation de l'ANBT. Cette situation a conduit à une première mission d'évaluation du Bureau d'Etudes concepteur (Tractebel Engineering) qui a été réalisée en janvier 2004 conjointement avec Mr B.Tardieu de Coyne et Bellier invité par l'ANBT à titre d'expert.

La mission a conduit à un premier diagnostic mettant en avant des valeurs de sous pressions anormalement élevées sous la fondation du barrage (fond de vallée et rive gauche) ainsi que l'existence d'un écoulement souterrain important dépassant largement la capacité d'exhaure des débits de drainage prévus dans la galerie de pied (galerie 100) [8].

Cette première évaluation a mis en évidence une problématique liée à des conditions géologiques et hydrogéologiques très spécifiques et très complexes.

Suite à cette mission, le Bureau d'Etudes a proposé une première série d'actions urgentes visant à garantir la sécurité de l'ouvrage pour la suite du remplissage, ainsi que la réalisation d'investigations complémentaires afin de mieux comprendre la problématique rencontrée.

Pour conforter les résultats de l'évaluation du Bureau d'Etudes, l'ANBT a fait appel en mars et avril 2004 à différents experts de renommée internationale (Mr G.Lombardi, Mr Tacquet de EDF, Mr Aufleger de l'Université de Munich). Une mission d'évaluation a été effectuée conjointement avec ces experts et le Bureau d'Etudes.

De l'avis unanime des experts, l'évaluation confirme la complexité du problème et il est admis de tous qu'il n'existe pas de solution technique évidente et simple à mettre en œuvre. G. Lombardi écrit dans son rapport adressé à la Direction Générale de l'ANBT « il va de soi, étant donné la situation fort compliquée à laquelle il faut faire face, que le projet de remise en état de l'ouvrage devra être très flexible et pouvoir s'adapter jour après jour aux résultats des mesures et des travaux, ainsi que des études qui devront se poursuivre en même temps ».

2.3.1 Actions réalisées suivant les recommandations proposées de janvier à mai 2004

Outre un suivi régulier des résultats d'auscultation, les principales actions mises en œuvre entre janvier 2004 et octobre 2006 suite aux évaluations effectuées en 2004 sont reprises ci après:

- Nouvelle évaluation de la sécurité du barrage par une actualisation des calculs de stabilité sur base des sous pressions mesurées et de divers scénarios d'évolution des sous pressions avec la montée du plan d'eau.
- Réalisation de modèles mathématiques visant à anticiper autant que possible le comportement de l'ouvrage et sa stabilité durant la mise en eau.
- Renforcement du système de drainage de la fondation au moyen de nouveaux forages drainant réalisés à partir de la galerie de dérivation provisoire N°1 (DP1), de la galerie 100 (galerie de pied du barrage) et des parties latérales et aval de l'évacuateur de crues,
- Renforcement de la capacité de pompage de la station d'exhaure dans la galerie 100,

- Extension du voile d'injection en rive gauche (approfondissement du voile existant et réalisation d'un voile de retour se raccordant sur les marnes à l'extrémité aval),

Réalisation de 8 piézomètres ouverts complémentaires en rive gauche (4 à l'amont du barrage en rive gauche et à 4 à l'aval);

- Prélèvements réguliers d'échantillons d'eau à l'amont et à l'aval de l'ouvrage pour analyse chimiques et isotopiques, et intégration de ces résultats ainsi que de toutes les informations fournies lors du premier remplissage dans une étude des conditions d'hydrauliques souterraines.
- Réalisation d'essais de traçage qui ont tous échoués suite à une procédure non adaptée ou à des déficiences des équipements de mesure.

2.3.2 Résultats des premières investigations et des travaux réalisés de janvier 2004 à fin 2006.

Ces travaux et investigations ont été suivis par le Bureau d'Etudes et au besoin ont été adaptés en fonction de l'évolution des résultats d'auscultation et des résultats des différentes campagnes d'investigation. Mr B. Tardieu de Coyne et Bellier a participé aux visites d'évaluation techniques les plus importantes et aux présentations des résultats à la Direction Générale de l'ANBT.

Les travaux achevés en octobre 2006 ont permis d'améliorer sensiblement la situation dans le sens où les sous pressions ont pu être progressivement maîtrisées, ce qui a permis de poursuivre la mise en eau en toute sécurité jusqu'à la cote 180 m soit 40 m au dessus de la vidange de demi fond, 8 mètres au dessus de la cote minimum d'exploitation et 20 m sous le niveau de la Retenue Normale.

Les écoulements souterrains sous le barrage, bien qu'en légère diminution, restaient toutefois encore trop importants tant vis-à-vis des conditions d'exploitation de la station d'exhaure dans la galerie 100 (refoulement des eaux de drainage vers l'aval de la cote 100 m à la cote 124) que vis-à-vis du risque d'érosion interne (débouillage de fissures, délavage du voile d'injection).

Les différentes évaluations ayant conclu que l'origine de ces écoulements provient principalement de la retenue à travers des cheminements différents, ceux en relation avec le fond de la retenue étant diminués du fait de son envasement, on a cherché à identifier les points d'entrées principaux en rive gauche afin de pouvoir les colmater au mieux et limiter ainsi les débits d'infiltration.

Pour ce faire, une campagne géophysique et hydrographique recommandée en juin 2006 a été réalisée en août et septembre 2007. Les résultats de la campagne ont été transmis en novembre 2007.

Un rapport d'évaluation des résultats de la campagne et de la sécurité du barrage a été établi fin novembre par le bureau concepteur en vue de définir les actions immédiates pour la gestion du plan d'eau durant la saison des pluies 2007/2008 et à plus long terme pour permettre la poursuite de la mise en eau en toute sécurité.

En octobre 2007, un Panel d'experts dirigé par Mr Raymond Lafitte a été mis en place à l'initiative de l'ANBT pour confronter les points de vue sur l'évaluation de la sécurité du barrage et les actions à entreprendre pour la poursuite de la mise en eau.

2.4 TRAVAUX D'AMELIORATION DU COMPORTEMENT DU BARRAGE.

Les principales actions réalisées depuis la première mise en eau pour améliorer le comportement de l'ouvrage ont porté principalement sur l'extension du voile d'injection et le renforcement du système de drainage à l'aval du barrage.

Vu l'importance des débits d'écoulements souterrains, priorité a été donnée à l'injection, d'une part pour tenter de ramener les débits à des valeurs compatibles avec un fonctionnement efficient des drains mais également pour limiter les risques d'érosion interne dans la fondation du barrage (débouillage de fissure, délavage du voile d'injection) susceptible de se développer en présence d'écoulement en vitesse.

Parallèlement à ces travaux, le dispositif d'auscultation du barrage a également été renforcé en rive gauche, et des investigations complémentaires ont été réalisées afin de mieux comprendre les conditions d'hydrauliques souterraines (campagne géophysique et hydrographique, essais de traçage, analyses chimiques des eaux de drainage ...)

Le présent chapitre reprend la synthèse des opérations effectuées dans le cadre des ces actions, les principaux résultats étant traités par la suite (comportement de l'ouvrage).

2.4.1 Extension du voile d'injection

L'extension du voile d'injection s'inscrit dans la continuité de la réalisation du voile prévu au projet durant laquelle, sur base des résultats des travaux d'injections, l'ANBT avait décidé de réduire d'environ 20% le métré total des forages initialement prévu, ce solde pouvant au besoin être exploité pour une extension du voile dont la localisation ne pouvait être définie qu'après la première mise en eau.

Sur base des constats effectués lors du premier remplissage, l'extension du voile a été réalisée en quatre 4 panneaux principaux dont l'implantation est reprise aux figures en annexe :

- Panneau A : approfondissement du voile de projet tri filaire en rive gauche par un voile unifilaire descendu jusqu'à la cote -20 entre les PK 479 et 699 (injections réalisées à partir de la galerie 140). Ces forages avaient pour objectif d'augmenter le chemin de percolation en descendant le voile en rive gauche au niveau atteint par le voile de projet en fond de vallée.
- Réalisation d'un voile de retour unifilaire en rive gauche dans l'axe de la galerie de dérivation n°1 (DP1) et se raccordant sur les marnes à l'aval de la barre calcaire. Ce voile a été réalisé en trois panneaux distincts :

Panneau B : réalisé à partir de la surface (niv ~ 215) et descendu jusqu'à la cote 100 m soit 20 m sous le radier de la DP1 (forages de 135 m de profondeur). Ce

- panneau réalisé parallèlement à l'axe de la DP1 et à l'amont de celle-ci a une extension de 60 m vers l'aval.
- Panneau C réalisé à partir de la DP1 et descendu à la cote -20 , soit la même cote que celle atteinte par le panneau A (forages de 130 m de profondeur). Ce panneau a une extension de 100 m vers l'aval à partir du voile de projet.

- Panneau D : la continuité de l'étanchéité entre les panneaux B et C est assurée par un troisième panneau D incliné à 45° et exécuté à partir de la DP1 et recoupant la partie inférieure du panneau B.

Les injections ont été réalisées suivant un maillage de forages primaires (écartement 8 m), secondaires (écartement 4 m) et tertiaires (écartement 2 m). Des forages quaternaires (écartement 1m) ont été localement réalisés dans les panneaux C et D sur base des résultats des forages de contrôle.

Les travaux d'injection ont été définis en juin 2004. Réalisés par l'entreprise Trevi, ils ont démarré en novembre 2004 et ont été achevés en mai 2006.

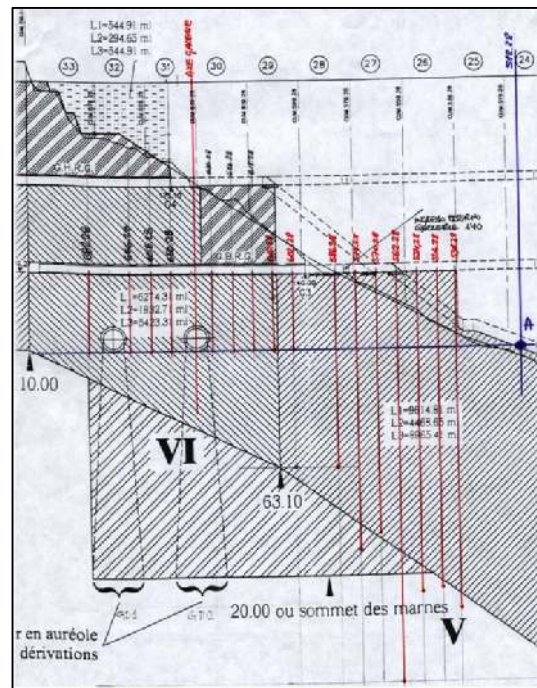


Fig. N° 7: les travaux d'injections à la rive gauche du Barrage de Beni Haroun

2.4.2 Déroulement des travaux d'injections

Le premier programme des travaux prévoyait leur réalisation sur une période de 9 mois environ, ce qui devait permettre d'achever cette opération à la fin juillet 2005.

Le déroulement des travaux a été marqué par de nombreux retards et interruptions qui ont considérablement allongé les délais d'exécution.

Par ailleurs, la nécessité impérieuse d'atteindre le niveau minimal de pompage dans la retenue (172 m) en 2006 a conduit à injecter sous forte charge et dans un flux important, ce qui a rendu l'opération très difficile et consommatrice en ciment. Elle a sans doute conduit aussi à un résultat moins satisfaisant qu'une injection sans charge d'eau.

Dans ce contexte difficile, les travaux ont été suivis régulièrement par le bureau concepteur qui a consacré un temps important à analyser et à optimiser ces injections. Les résultats montrent que le voile en retour est situé dans un rocher très perméable, nettement plus que le rocher situé dans la partie complémentaire du voile réalisée dans l'axe du barrage. Les résultats ont permis de préciser le contact marne-calcaire, tout indique que celui-ci est de conductivité hydraulique comparable à celle du massif calcaires, alors qu'on pouvait craindre à cet endroit la présence de conduits karstiques et d'autre part, que le contact et donc les bancs sont de plus en plus renversés avec la profondeur.

A fin janvier 2006, 23 542 m de forage avaient été réalisés et 4 389 tonnes de ciment injectées, soit en moyenne 186 kg/m tous forages confondus. La moyenne des consommations en ciment dans les forages primaire, secondaire et tertiaire est passée respectivement de 342 kg/m à 212 kg/m et à 75 kg/m.

Pour le panneau C, le plus perméable, les consommations pour les primaires, secondaires et tertiaires sont passées respectivement de 894 à 547 et à 89kg/m.

Comme indiqué ci-dessus, la montée du plan d'eau a certainement eu une influence sur les absorptions, même si dans certains cas, ces fortes absorptions sont apparues dès le début des travaux, alors que le plan d'eau était encore relativement bas.

Les résultats ne font que confirmer la forte perméabilité du banc calcaire, vraisemblablement liée à des phénomènes de dissolution dans le plan des joints de cisaillement constatés dans le plan du banc calcaire. Il y a tout lieu de croire que ces joints sont syngénétiques de la flexure du synclinal et de la torsion de son flanc aval.

La réduction significative des consommations entre les forages primaires secondaires et tertiaires est une bonne indication de l'efficacité des travaux effectués. Si l'extension du voile n'a pas atteint les marnes en profondeur, les consommations des passes inférieures restent toutefois sensiblement plus faibles à l'exception de quelques cas en particulier dans le panneau C.

Les résultats des 8 forages de contrôle réalisés dans les différents panneaux (3 dans le panneau A, 2 dans le panneau B et 3 dans le panneau C) confirment d'une façon générale les résultats. Les perméabilités mesurées dans ces forages sont généralement inférieurs à 25 UL ce qui dans le contexte géologique reste acceptable.

Dans les quelques zones localisées où les forages de contrôles ont révélé des perméabilités supérieures (principalement dans le panneau C) des forages quaternaire ont été exécutés.

Préalablement à la réalisation du voile de retour, la stabilité du massif rocheux de la rive gauche a été vérifiée le long de trois profils situés dans la barre calcaire et dans les marnes. Cette vérification a conduit à recommander le drainage des marnes à l'aval immédiat de la barre calcaire.

2.4.3 Renforcement du drainage de la fondation

Le renforcement du drainage de la fondation a été effectué comme suit :

- Réalisation de trois auréoles de drainage dans la galerie de dérivation provisoire DP2 à proximité du bouchon en béton obturant la galerie (janvier 2004),

- Réalisation de trois forages drainants (prof 10 à 15, diam 300 mm) à proximité des auréoles de drainage (mars 2004) et mise en place d'un dispositif de mesure de débit à la sortie de la DP2 (fin novembre 2005).
- Réalisation de 8 drains profonds dans la galerie 100 en fond de vallée coté rive gauche de part et d'autre du profil d'auscultation VI. La longueur de 80 m prévue initialement à été ramenée à 60 m puis à 40 m en raison des débits trop importants et de l'inefficacité relatives de ces drains (octobre 2004 à mars 2005).
- Renforcement de la capacité de pompage de la station d'exhaure dans la galerie 100 qui est passée de 160 l/sec (4 pompes de 40 l/sec) à 360 l/sec (4 x 40 l/sec + 2 x 100 l/sec).
- Déplacement de toutes les armoires électriques de commande des pompes de la galerie 100 vers la galerie 134 afin d'être mises hors eau en cas d'inondation de la galerie 100.
- Réalisation à partir des plates formes 124 m situées de part et d'autre de l'évacuateur de crue de quatre puits de drainage, diamètre 300 mm, prof 20 m dans le rocher (septembre 2005).

A l'aval de l'évacuateur de crue, à partir d'une plate forme en enrochements calée à la cote 111m, réalisation de 24 drains : diam 110 mm ; longueur 35 m dont 20 m dans le rocher ; inclinaison vers l'amont de 20° et 35° sur la verticale alterné, espacement 6 m

- sauf en rive gauche où l'espacement a été ramené localement à 3 m (septembre à octobre 2005 pour les 19 premiers drains et juin 2006 pour les 5 derniers drains en rive gauche).

Les forages des drains ont été réalisés au carottier. L'observation des carottes a permis la mise en évidence de surfaces lustrées indiquant des déformations importantes et syngénétiques à la torsion du banc calcaire, le long des joints orientés nord sud.

- A partir de la DP1, drainage de la formation marneuse sur 100 m à l'aval de la barre calcaire au moyen de forages ascendant verticaux (lg 20 m, espacement 6 m),

Les résultats des travaux de renforcement sont repris au chapitre 5 qui traite du comportement du barrage.

2.4.4 Renforcement du dispositif d'auscultation

Bien que déjà très complet, le dispositif d'auscultation a été renforcé sur l'appui rive gauche par la réalisation de piézomètres ouverts supplémentaires visant à suivre l'évolution de la piézométrie dans la barre calcaire à l'amont et à l'aval du voile d'injection.

Le renforcement a été réalisé comme suit :

- 4 nouveaux piézomètres, dénommés respectivement PO.RG. A1 à A4, implantés sur la berge en rive gauche à l'amont du barrage, chacun espacé d'environ 100 m (mars 2005) [9].

- 2 nouveaux piézomètres réalisés à l'aval du barrage, l'un dénommé PO VIII bis, entre les deux galeries de dérivation, l'autre en remplacement du piézomètre VII 2 hors service.

Dans la galerie 100, toutes les boîtes de connexion des piézomètres électriques ont été remontées dans la galerie 134 afin d'être mise hors eau en cas d'inondation de la galerie 100.

2.5 Campagne d'investigation géophysique et hydrographique

Afin de localiser au mieux les zones d'infiltrations présumées sur base des éléments connus et sur base des hypothèses émises pour expliquer les conditions d'hydraulique souterraine, une campagne d'investigation géophysique et hydrographique a été recommandée fin mai 2006. Le cahier des charges techniques élaboré par le bureau concepteur a été transmis à l'ANBT fin juin 2006 dans le but de pouvoir réaliser cette campagne en août et septembre 2006.

Pour des raisons diverses, la campagne réalisée par l'entreprise **FUGRO** n'a pu être exécutée qu'un an plus tard, en août et septembre 2007 avec remise du rapport final en novembre 2007. Cette campagne a permis de localiser de façon plus précise des zones d'infiltrations potentielles sur la berge en rive gauche ainsi qu'en fond de retenue.

Une campagne complémentaire de courantométrie et par plongeur est prévue courant mai 2008 pour confirmer et affiner le diagnostic en vue d'un traitement éventuel par colmatage. L'objectif du traitement serait de chercher à utiliser les courants d'infiltration pour tenter, par introduction de matériaux appropriés à l'entrée des zones d'infiltrations, de colmater dans la masse les conduits ou fissures qui débitent.



Fig. N° 8: les investigations de l'entreprise FUGRO GEOID SAS

2.6 Essais de traçage

Outre la campagne géophysique et hydrographique, des essais de traçage ont également été effectués par l'ANBT sous la direction du COMENA. Ils ont été réalisés à partir de la retenue et aussi à partir des nouveaux piézomètres en rive gauche.

Ces essais se sont révélés infructueux car, soit réalisés avec des durées d'échantillonnage trop courtes soit en raison d'une procédure d'essai qui semble avoir été inadéquate et d'un équipement d'échantillonnage mal étalonné.

L'historique de la cote de retenue est présenté ci-dessous :

- Fin de l'année 2006, alors que les travaux de renforcement du drainage et des injections étaient achevés, la cote de retenue est montée du niveau 178 m NGA au niveau 180 [6].

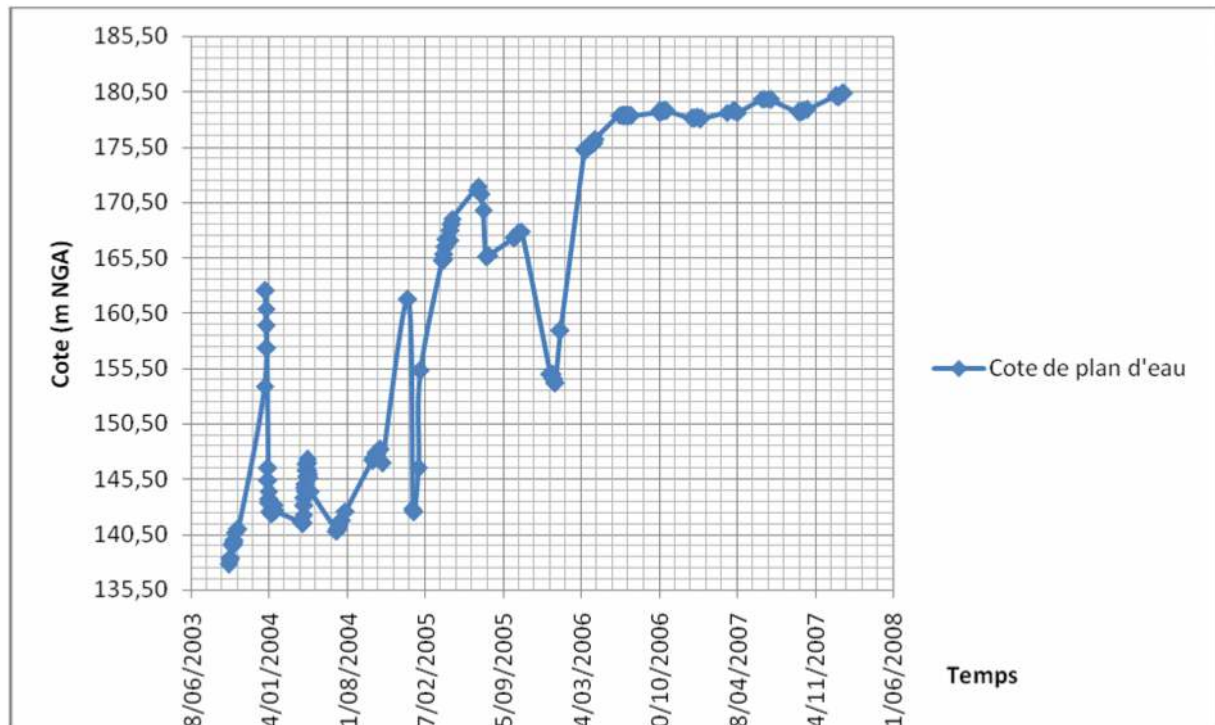


Fig. N°9: Evolution du plan d'eau

2.7 COMPORTEMENT DU BARRAGE

2.7.1 Anomalies observées au début du remplissage

Depuis la première mise en eau du barrage, les anomalies observées lors du suivi du comportement de l'ouvrage concernent :

- des valeurs anormalement élevées des sous pressions sous l'ouvrage en particulier en rive gauche ainsi qu'une forme rectangulaire (au lieu de triangulaire) du diagramme de répartition des sous pressions [4]. En début de remplissage lors de la crue de janvier 2004, la valeur des sous pressions à l'aval de la fondation atteint en fond de vallée plus de 50 % de la charge amont.
- des valeurs élevées des débits de drainage qui ont rapidement atteint la limite de capacité des pompes d'exhaure installées dans la galerie 100.
- la présence de résurgences notables dans les calcaires en rive gauche à l'aval immédiat du barrage.
- des températures élevées de l'eau de drainage à la sortie des différents drains et résurgences (températures variant de 20° à 26°) en saison froide alors que la température de l'eau de la retenue est d'environ 13° en profondeur en saison froide

Le graphiques ci après reprennent à titre d'exemple l'évolution des sous pressions sous l'ouvrage en fond de vallée dans le profil d'auscultation VI ainsi que leurs répartitions de l'amont vers l'aval durant les premiers mois du remplissage.

Evolution des sous pressions mesurées au profil d'auscultation VI durant la première phase de remplissage y inclus la crue de janvier 2004 (voir figure N°9).

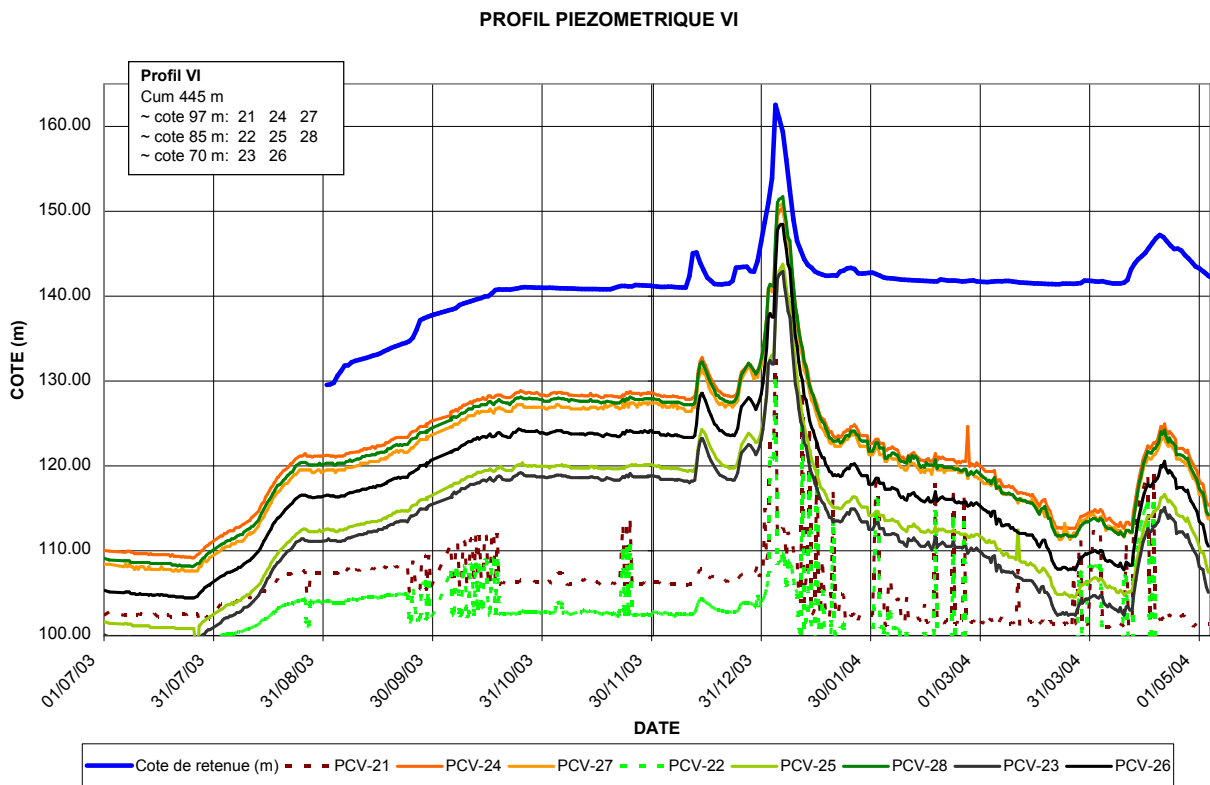


Fig. N° 10: Evolution des sous pressions mesurées au profil d'auscultation VI

Evolution de la répartition des sous pressions mesurées au profil VI de l'amont vers l'aval durant la même période (voir figure N°10).

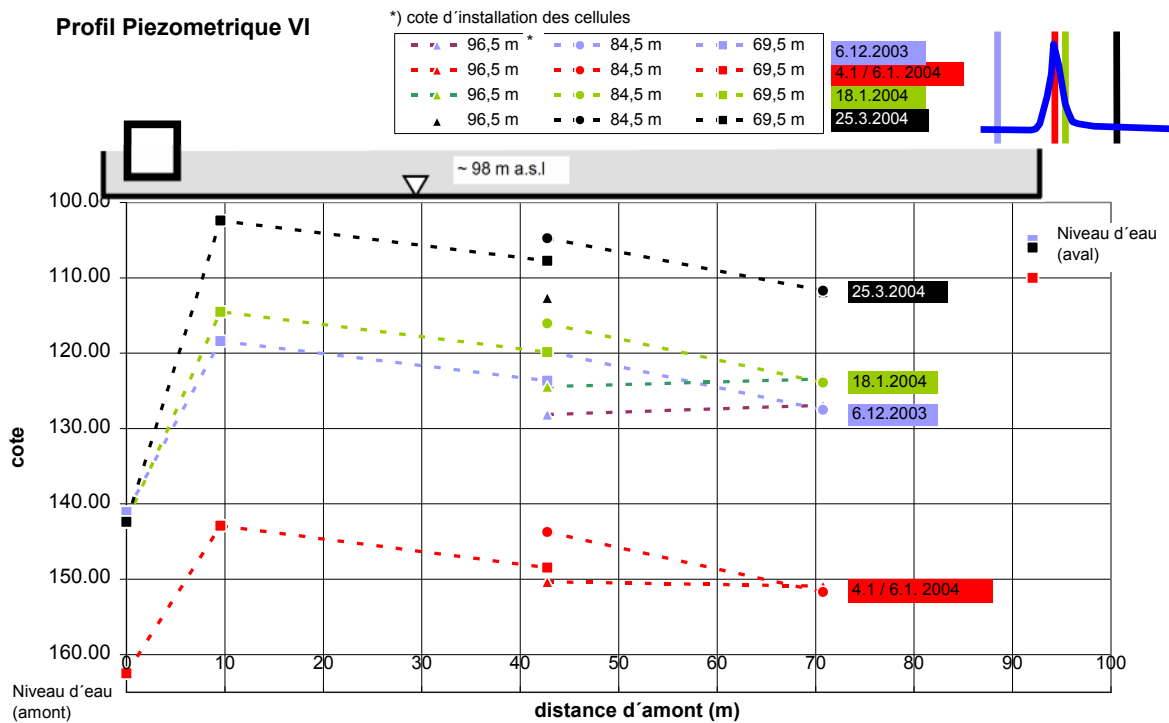


Fig. N°11 : Evolution de la répartition des sous pressions mesurées au profil VI

2.7.2 Résultats des injections complémentaires et du renforcement du drainage

Les principaux paramètres d'auscultation, en particulier ceux permettant d'évaluer le comportement du barrage et sa sécurité ont été suivi régulièrement par le bureau concepteur depuis la mise en eau. Ce suivi a été relaté de façon systématique dans les différents rapports de visite. L'effet de l'extension du voile d'injection et du renforcement du dispositif de drainage sur les sous pressions et sur les débits d'écoulement souterrains a été évalué durant toute la période des travaux.

Cette évaluation a été rendue délicate du fait de la variation simultanée de plusieurs paramètres (variation du plan d'eau, variation des saisons, effet de l'envasement de la retenue...). Les observations les plus riches ont été effectuées en profitant des périodes durant lesquelles le plan d'eau est resté constant (palier) ou par comparaison des paramètres mesurés à plan d'eau identique (après montée et redescende du plan d'eau).

L'évolution de la piézométrie et des débits de drainage, montrent que l'effet conjugué des injections complémentaires, du renforcement du drainage et de l'envasement a permis :

- de ramener les valeurs des sous pressions sous l'ouvrage à des valeurs proches de celles considérées lors des études de justification des ouvrages. Cette action a également permis de ramener les débits de drainage collectés dans la galerie 100 à des valeurs acceptables inférieures à la capacité totale des pompes d'exhaure. (permet d'assurer les opérations de maintenance des pompes sans pénaliser la sécurité de l'ouvrage).

- de réduire sensiblement la cote et le débit des résurgences observées en rive gauche ;

L'influence des travaux sur les débits de drainage reste difficile à apprécier étant donné la grande imprécision des mesures (en particulier dans la galerie 100 où l'exploitant est régulièrement amené à modifier l'ouverture des drains pour des raisons pratiques).

Les deux graphiques qui suivent montrent les améliorations constatées suite aux actions réalisées entre 2004 et 2006, mais également suite au colmatage naturel de la retenue par envasement. Cet effet, bien visible entre février et mars 2004 (plan d'eau constant et pas d'action en cours) est également bien perceptible durant l'année 2007 pendant laquelle aucune opération d'amélioration n'a été effectuée.

L'effet envasement a été développé dans le dernier rapport de Tractebel «Analyse du rapport des investigations géophysique et évaluation de la sécurité du barrage au 10 décembre» de décembre 2007.

Evolution des sous pressions sous l'ouvrage en fond de vallée dans le profil V (PCV 13 amont, PCV 16 central et PCV 19 aval) (voir figure N°11)

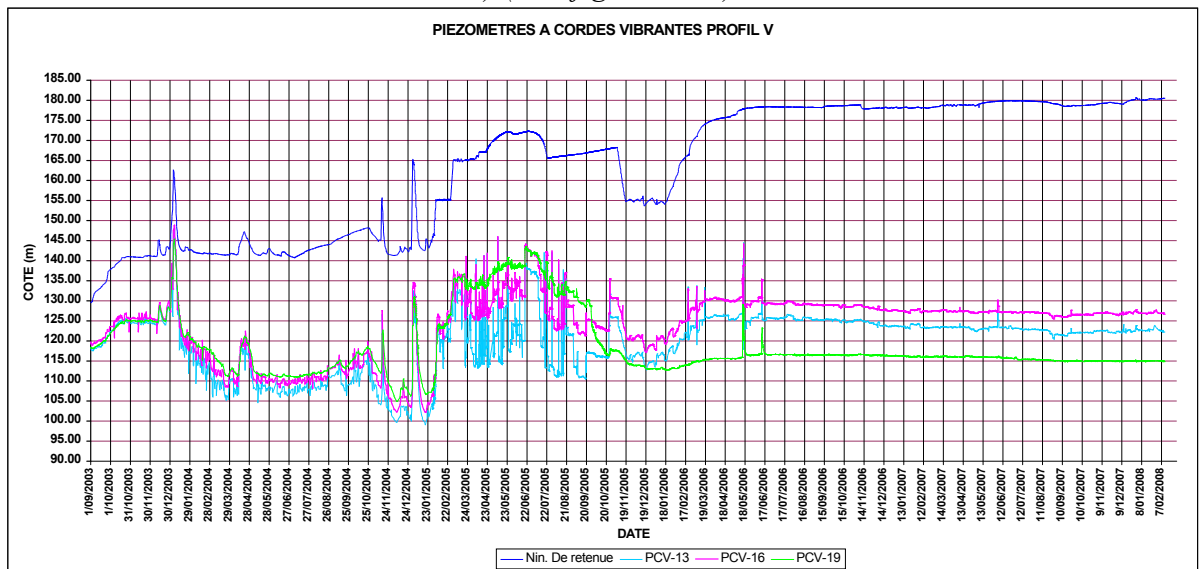


Fig. N°12 : Evolution des sous pressions sous l'ouvrage en fond de vallée dans le profil V

Evolution des sous pressions sous l'ouvrage en fond de vallée dans le profil VI (PCV21 amont, PCV 24 central, PCV 27 aval) (voir figure N°12).

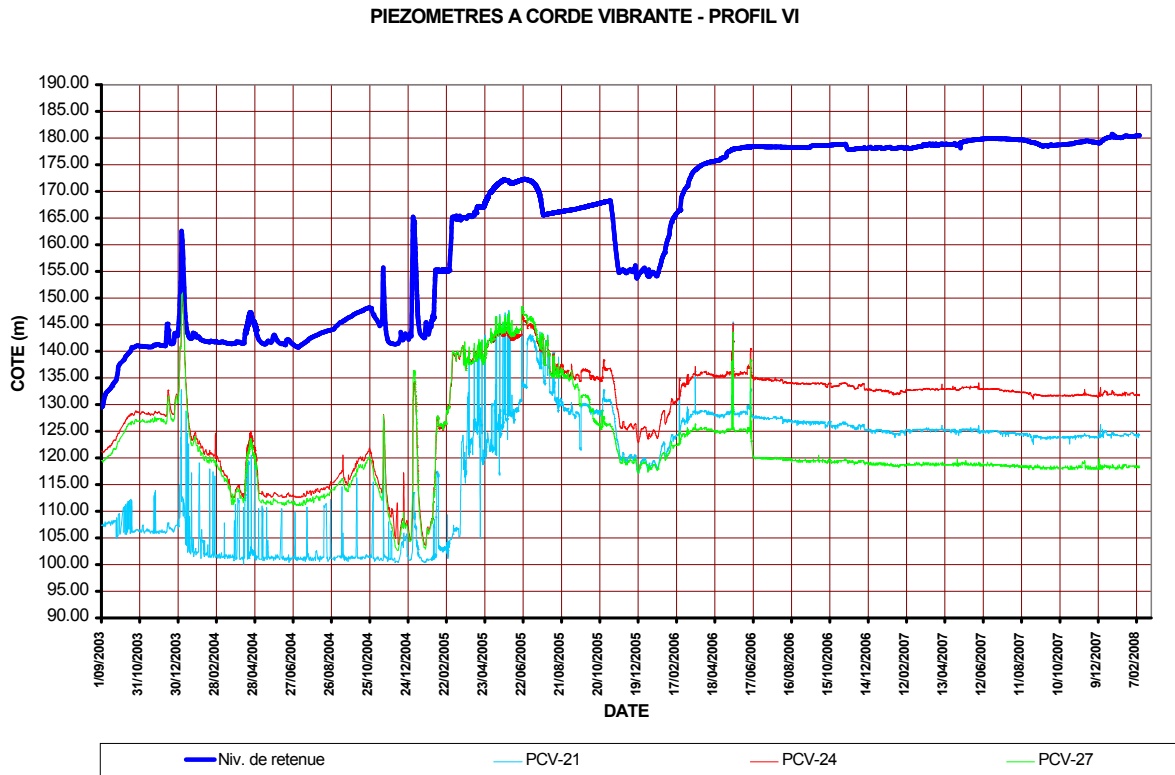


Fig. N°13 : Evolution des sous pressions sous l'ouvrage en fond de vallée dans le profil VI

Les deux graphiques suivants repris du même rapport montrent l'amélioration très sensible du diagramme des sous pressions sous l'ouvrage.

Répartition des sous pressions sous l'ouvrage dans les profils V et VI le 15 mars 2005 et le 2 novembre 2007 et comparaison avec les sous pressions prises en compte dans le projet (voir figure N°13).

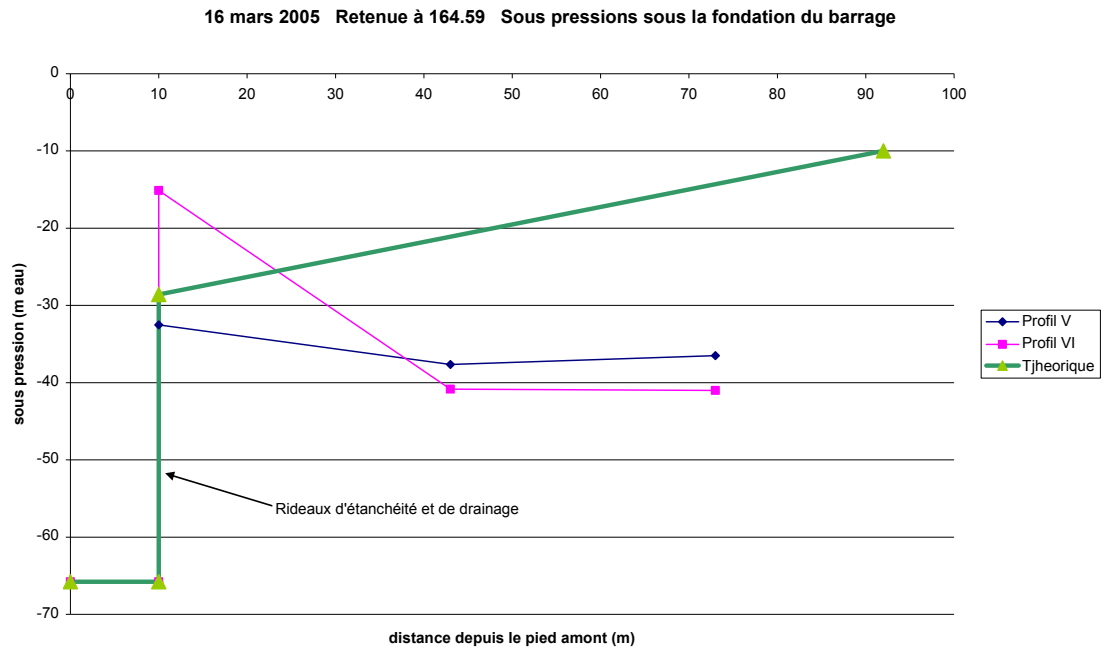


Fig. N°14 : Répartition des sous pressions sous l'ouvrage dans les profils V et VI

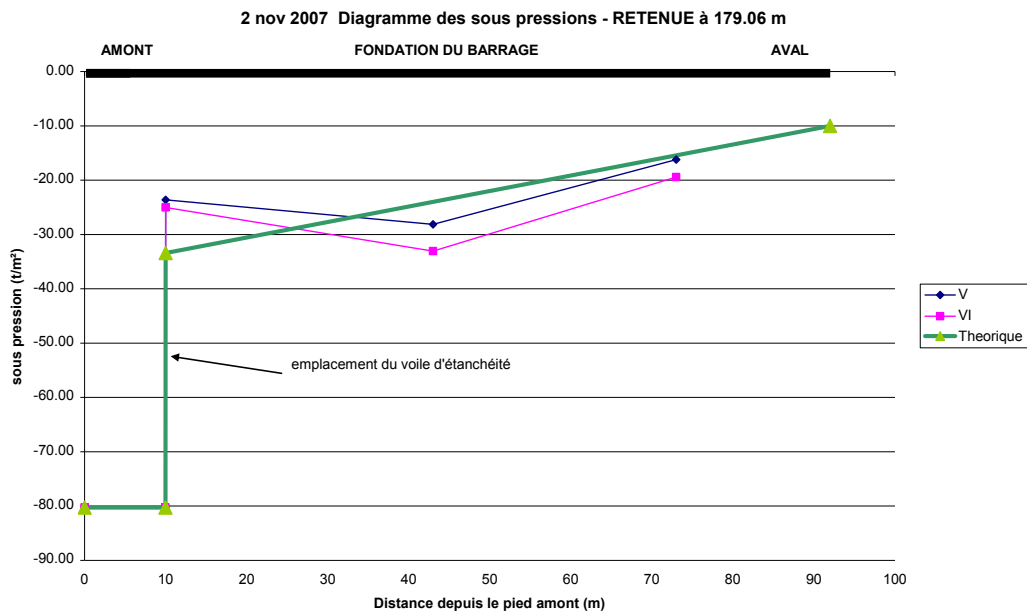


Fig. N°15 : Répartition des sous pressions sous l'ouvrage dans les profils V et VI

Les graphiques ci après montrent l'évolution des débits de drainages mesurée à la sortie dans la galerie 100 et à la sortie de la galerie de dérivation provisoire 2 (DP2) (voir figure N°15 et16).

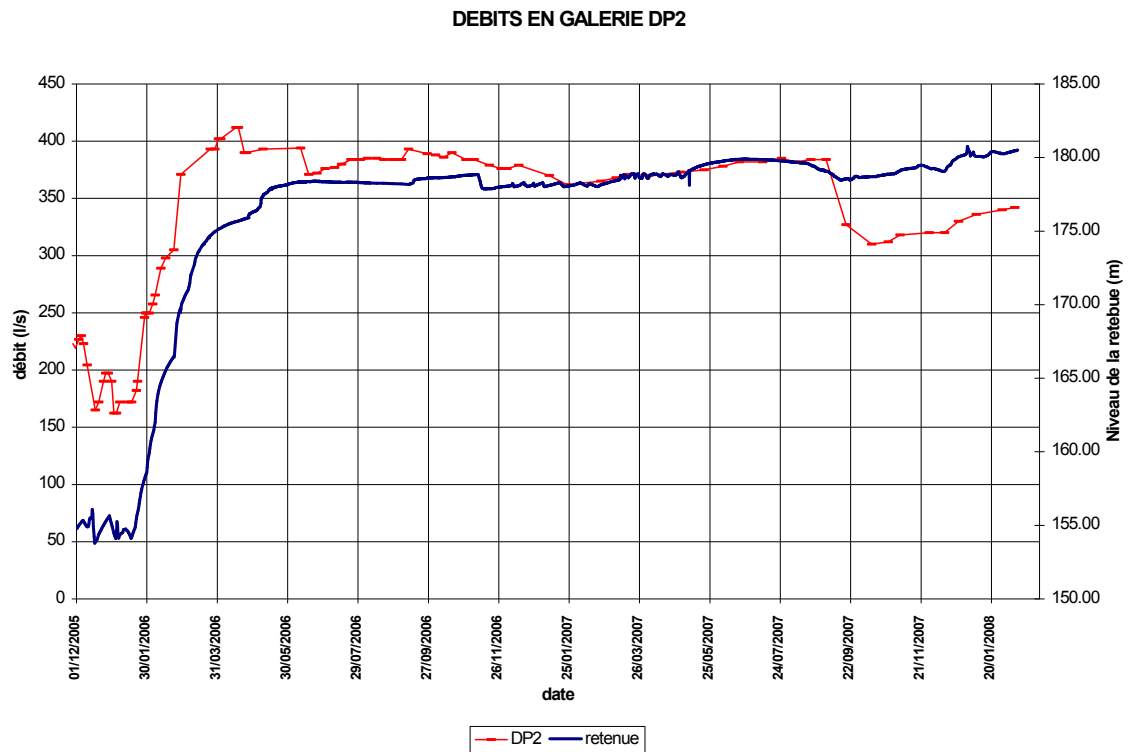


Fig. N°16 : Evolution des débits de drainages à la sortie de la galerie de dérivation N°2 (DP2)

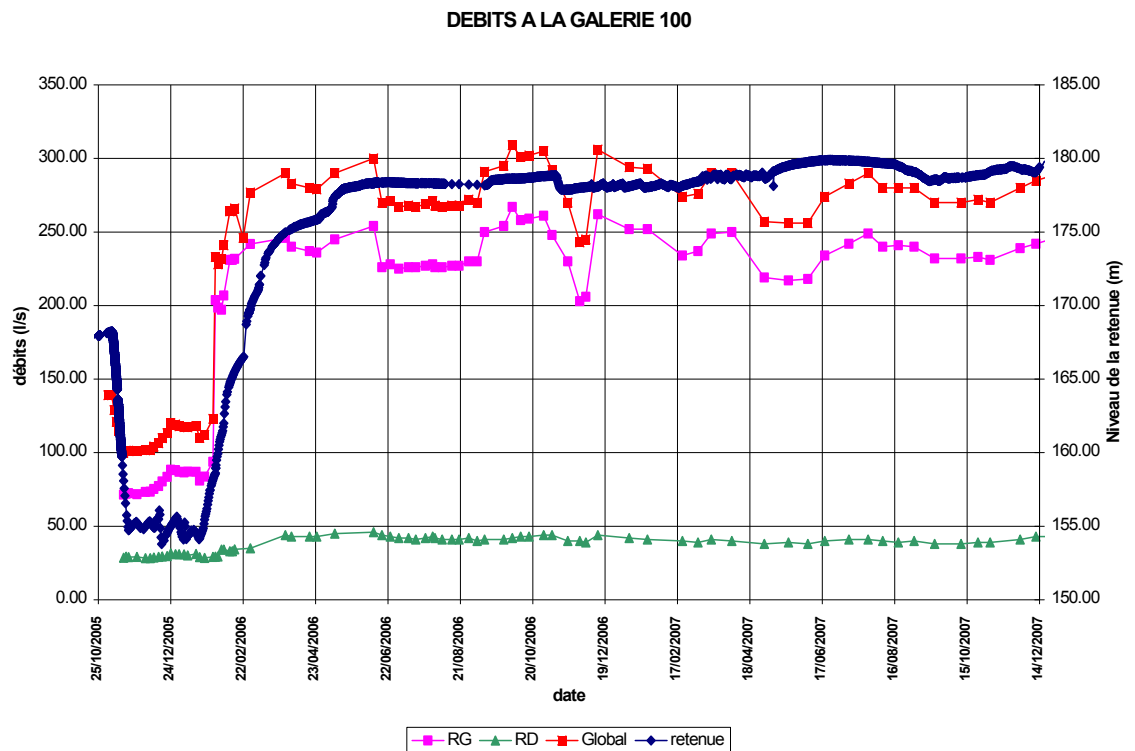


Fig. N°17 : Evolution des débits de drainages dans la galerie 100 (rive gauche et rive droite)

Les variations observées dans l'évolution des débits de la galerie 100 résultent de l'exploitation des drains qui reste tributaires du bon fonctionnement des pompes d'exhaure (fermeture et ouverture de certains drains en fonction des opérations de maintenance).

La réduction brutale du débit de drainage de la DP2 observée en octobre 2007 est inexplicable à ce stade, mais résulte très probablement d'un problème de mesure.

D'une façon générale, les différents graphiques ci-dessus montrent que :

- Jusqu'à la cote de retenue 180m, les sous pressions sont maîtrisées et comme montré dans ce chapitre, la sécurité du barrage est assurée.
- Les débits drainés en rive gauche restent élevés. Il n'est pas possible d'extrapoler le comportement du barrage lors de la montée du plan d'eau de la cote 180 à la cote 200 et au-delà. En effet, le banc calcaire a subi des efforts tectoniques élevés qui ont provoqué des zones cisailées, des micro karsts, des zones broyées. Dans ce milieu discontinu, on ne peut exclure une augmentation soudaine des débits lors de la prochaine étape de mise en eau au dessus de la cote 180. Ces débits drainés sont préoccupants car ils pourraient générer des phénomènes d'érosion interne (débouillage de fissures ou délavage du voile d'injection).
- Jusqu'à la cote 180, aucun indice d'érosion interne n'a été identifié. L'eau sortant des drains est claire et les échantillons pris régulièrement pour contrôler la teneur en sédiment ne montrent aucun indice de décantation. Cependant, la principale particularité de l'érosion interne est d'apparaître soudainement parfois après un long temps de latence.

2.7.3 Evolution des températures de l'eau de la retenue et de l'eau des résurgences et des drains

L'évolution des températures de l'eau des résurgences et des drains a été suivie de façon régulière depuis fin 2004. L'évolution de ces températures au droit des points les plus significatifs est reprise dans le graphique ci-dessous.

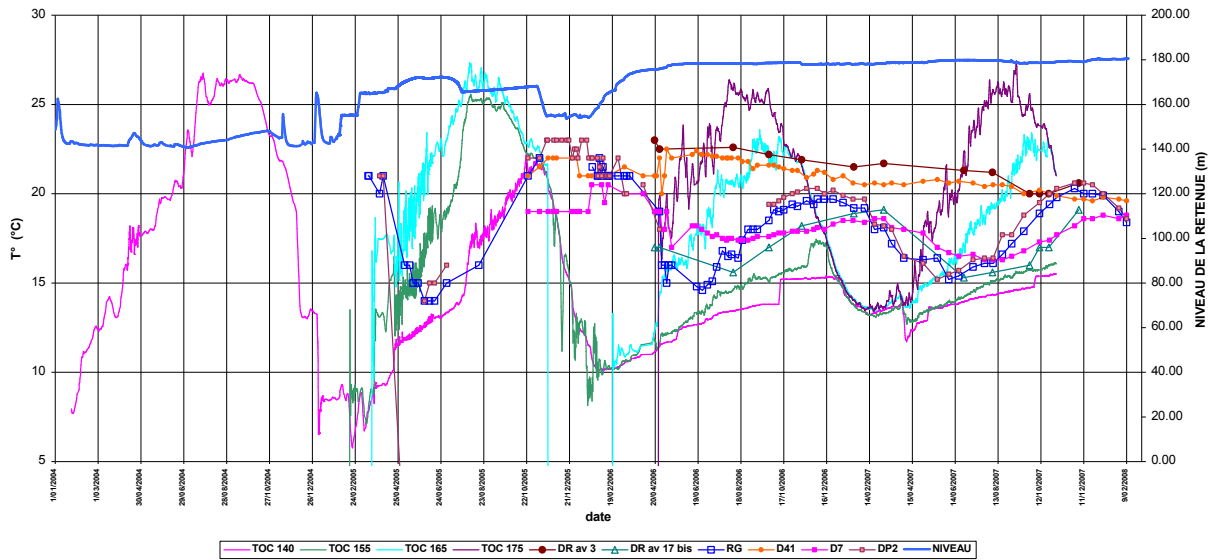


Fig. N°18 : Evolution des températures de l'eau de la retenue et de l'eau des résurgences et des drains

L'analyse des résultats de ce graphique est reprise de façon détaillée dans le rapport d'évaluation de la sécurité de l'ouvrage de décembre 2007. Ces résultats ainsi que les résultats de la campagne géophysique ont été exploités pour la compréhension du modèle d'écoulement souterrain présenté au chapitre 3. Ce modèle permet de se faire une bonne idée du cheminement des infiltrations.

Ce modèle montre que les écoulements de la rive gauche sont principalement dus à une composante latérale au travers de la barre calcaire et en particulier dans la partie supérieure de celle-ci combinée à une composante profonde au travers du synclinal. La composante des deux écoulements contourne ensuite le voile d'injection par le bas. La température de l'eau collectée à la sortie des drains permet d'émettre une hypothèse solide sur la profondeur à laquelle l'eau de la retenue est supposée circuler, en suivant la courbe du synclinal, pour se réchauffer ainsi. Le décalage entre le signal représenté par les variations de température dans la retenue et à l'émergence des eaux indiquent que le cheminement de l'eau est long et lent. L'évolution dans le temps de ces températures des eaux collectées à la sortie des drains permet de faire des hypothèses sur l'évolution des part respective d'eau passant en profondeur ou passant plus superficiellement. Elle peut aussi indiquer un refroidissement local de la masse calcaire sous l'effet de la circulation d'eau froide.

En rive droite, les débits drainés beaucoup plus faibles proviennent essentiellement d'une composante profonde de la circulation d'eau en suivant le synclinal.

2.8 SÛRETE DU BARRAGE

2.8.1 Evolution des sous pressions depuis 2004

Nous avons vu auparavant que le barrage de Béni-Haroun avait montré lors de sa première mise en eau, de décembre 2003 à janvier 2004, en raison de conditions géologiques

particulières et complexes, des fuites importantes en rive et aile gauche et des sous pressions anormalement élevées au centre gauche..

Ce problème avait été rapidement analysé par l'ANBT et son Ingénieur-conseils, auteur de projet, ce qui était rendu possible par un système d'auscultation du barrage performant, et avait donné lieu à la définition de diverses actions et mesures de renforcement, citées au paragraphe 2.2, en particulier, extension du rideau d'étanchéité et du drainage de la fondation.

En novembre 2006, selon le rapport EDF-CIH les sous-pressions au niveau de la fondation, dans la partie centrale du barrage et en rive gauche, étaient encore élevées et sans décroissance de l'amont vers l'aval ; elles atteignaient 20 à 25% de la hauteur d'eau de la retenue (celle-ci étant à 178 msm), lorsque tous les drains étaient ouverts, et environ 50% lorsqu'ils étaient fermés.

Cependant, à fin 2007, selon l'analyse effectuée par Tractebel Engineering, on constatait que les travaux exécutés entre 2005 et 2006 avaient en partie porté leurs fruits, l'effet du colmatage du fond de la retenue apportant aussi sa contribution. Ainsi, les diagrammes de sous pressions qui, avant ces interventions, étaient, comme nous l'avons dit, rectangulaires avec une valeur de 50% de la charge amont, sont devenus triangulaires et proches des diagrammes théoriques.

Pour un niveau de la retenue à 179 m, la sous pression n'est plus que de 30 %, à comparer à une valeur théorique de 0,27.

2.8.2 Coefficients de sécurité du barrage face au risque de glissement sur sa fondation

Les calculs de stabilité au glissement ont été effectués, en décembre 2007, par Tractebel Engineering pour différents niveaux de retenue et valeurs de sous pressions. Nous examinons ci-après la section déversante, qui apparaît comme la plus critique, et ceci, pour quatre niveaux de retenue : 180 m, proche du niveau actuel, puis 190 m, puis 200 m, cote de retenue normale (RN, crête du déversoir) et enfin 214.8 cote des plus hautes eaux (PHE).

Pour le plan d'eau à 180 m, nous retenons un facteur de réduction drains K de 0.3, (rapport de la sous-pression au niveau de la fondation du barrage et de la hauteur d'eau dans la retenue), maintenu constant depuis le rideau d'injection jusqu'au pied aval. Pour un plan d'eau situé au dessus de 180 m nous considérons que le coefficient K pourrait augmenter à 0.5, sans d'ailleurs que l'on puisse exclure une valeur plus élevée. A noter que cette valeur ne concerne que le fond de vallée, les valeurs obtenues sur les versants étant nettement plus faibles. Un niveau d'envasement est admis à 140 m. Enfin, le séisme n'est pas pris en compte. Le coefficient de sécurité au cisaillement SFF (Shear Friction Factor, selon la dénomination des USA) est calculé en prenant en considération une courbe intrinsèque de résistance ayant un angle de frottement $\phi=40^\circ$ et une cohésion $c=75$ MPa
Les coefficients de sécurité sont les suivants:

Tableau (2.2) : coefficient de sécurité

Niveau retenue M	Facteur K de réduction drains	SFF
180	0.3	4.2
190	0.5	2.9
RN200	0.5	2.2
PH214.8	0.5	1.6

2.8.3 Coefficients de sécurité admissibles face au risque de glissement

Selon la norme américaine publiée par le Bureau of Réclamation, les coefficients admissibles sont les suivants pour différents cas de charges

1. Combinaisons de charges usuelles : retenue normale, poids propre, sous pression, sédiments, eau à l'aval ; **SFF= 3**
2. Combinaison de charges inusuelles : plus hautes eaux, poids propre, sous pression, sédiments, eau à l'aval ; **SFF= 2**
3. Combinaison de charges extrêmes : Charges usuelles plus séisme maximal ; **SFF > 1**
4. Autres combinaisons : cas de charges usuelles ou inusuelles avec drains inopérants et toute autres cas de charge jugés nécessaire par le projeteur ; SFF à définir de cas en cas.

Si l'on ne considère que la résistance due au frottement seul, il est aussi d'usage en Europe de fixer que le coefficient admissible soit de 1.5. Un autre critère classique est que la tangente de l'angle de la résultante des forces agissant sur le barrage, au niveau de la fondation, avec la verticale, doit être inférieure à 0,75

2.8.4 Conditions posées pour la mise en sûreté actuelle du barrage

Il apparaît que le coefficient de sécurité du barrage en fond de vallée pour le cas 1 de combinaisons de charges usuelles : (retenue normale, poids propre, sous pression, sédiments, eau à l'aval) est inférieur au coefficient admissible : 2.2 au lieu de 3 (pour $K = 0.5$). Au droit des versants, la valeur du K est nettement plus faible et la sécurité est largement assurée.

En ne prenant que la résistance au frottement seule, le coefficient de sécurité est de 1.02 (avec $K = 0.5$) et non de 1.5. Quant-à la tangente de l'angle de la résultante des forces agissant sur le barrage, au niveau de la fondation, avec la verticale elle est de 1.02 (avec $K = 0.5$) donc supérieur à 0,75, ce qui n'est pas satisfaisant.

ne
cote du plan d'eau à 180 m et elle commence à être entamée à partir du niveau 190m environ. Deux considérations doivent nous guider vers une juste appréciation de la situation.

- a) Tout d'abord, il n'est pas possible de maîtriser totalement la montée du plan d'eau, face à des crues de faibles fréquences (on se souviendra à cet égard des crues de janvier 2003, janvier et novembre 2004 et janvier 2005). Ainsi, les études de simulation de remplissage faite par Tractebel et reprise dans son rapport de

décembre 2007 montrent qu'une crue de période de retour de l'ordre de 100 ans entrant dans la retenue, dont le niveau est à 180 m conduirait à une élévation du plan d'eau jusqu'à la cote de RN de 200 m, bien que l'on ait actionné la vidange de fond en grand.

- b) Ensuite, il faut relever que la situation actuelle du barrage, le plan d'eau étant à la cote 180 m, est inusuelle ; on peut considérer qu'elle est assimilable à la combinaison de charges 2 et 4 précitées : plus hautes eaux, poids propre, sous pression, sédiments, eau à l'aval, drains inopérants. Elle est temporaire et la consigne très ferme est donnée de ne pas laisser monter, en cas de crue, le plan d'eau au dessus de la cote 180 m, dans toute la mesure du possible, en ouvrant la vidange de fond. Cette mesure sera assouplie à partir de début mars 08, afin de pouvoir profiter des derniers apports de la saison des pluies pour faire monter le plan d'eau sans risque d'élévation excessive (risque de crues importantes très limité).

De façon analogue, un plan d'eau à la cote 200 m, peut être assimilé à la combinaison de charges extrêmes 3 (cependant sans séisme).

Dans ces conditions les coefficients de sécurité admissibles sont :

- Pour le cas inusuel de la retenue maintenue à la cote 180 m : **SSF= 2**
- Pour le cas extrême de la retenue normale (RN) à la cote 200msm : **SSF> 1**

L'avis du Panel d'experts est aussi fondé sur le fait que l'ANBT, sur le site et à Alger, et l'Ingénieur-conseil concepteur du barrage, sont conscients de la situation anormale du barrage. Ils y sont particulièrement attentifs et l'on peut considérer que la situation est sous contrôle.

En conclusion, dans les conditions présentes, le barrage est en sûreté et les populations à l'aval sont en sécurité.

Cependant, en vue de l'hiver 2008-2009, afin de pouvoir exploiter normalement le barrage, des actions curatives complémentaires sont indispensables elles auront pour but d'assurer la maîtrise des sous pression dans la dernière tranche du remplissage et de tenter de réduire les fuites trop importantes qui pourraient provoquer des phénomènes d'érosion interne (débouillage de fissures, délavage du voile d'injection).

2.9 TRAVAUX D'AMELIORATION COMPLEMENTAIRES DU COMPORTEMENT DU BARRAGE.

Les actions menées à ce jour visaient principalement à garantir la maîtrise des sous pressions et à réduire autant que possible les écoulements souterrains.

Les résultats obtenus suite aux actions d'améliorations effectuées à ce jour ont permis d'atteindre partiellement ces résultats, ce qui a permis de monter le plan d'eau jusqu'à la cote 180 en toute sécurité.

Les actions à entamer pour permettre la dernière phase de remplissage doivent poursuivre les mêmes objectifs.

2.9.1 Réduction des débits d'infiltration.

Les débits des écoulements souterrains encore importants doivent être réduits autant que possible tant pour limiter le risque d'érosion interne que pour rendre l'exploitation du dispositif de drainage dans la galerie 100 plus aisée et plus fiable.

La dernière campagne d'injection a été réalisée à la limite des conditions techniques acceptables (injection à très grande profondeur sous charge élevée) et donc dans un délai long et pour un coût élevé.

Si une nouvelle campagne devait être envisagée, les contraintes techniques pour sa réalisation seront d'autant plus sévères que le plan d'eau sera plus élevé.

Pour des raisons techniques, le voile ne pourra être descendu plus bas que celui effectué à ce jour. En outre, cette solution ne serait vraisemblablement pas efficace. La réalisation à partir de la galerie 100 ou à partir de l'aval d'un tapis d'injection horizontal profond sous l'emprise de la fondation du barrage est une option envisageable mais techniquement difficile à mettre en œuvre (forages en grand nombre, de grande longueur, fortement inclinés, injection en fond de forage). Cette solution ne devra être considérée qu'en dernier recours.

A ce stade, on privilégiera en priorité l'option consistant à utiliser les courants d'infiltrations pour tenter de colmater dans la masse de la barre calcaire en rive gauche les conduits ou fissures qui débitent. Ce colmatage sera réalisé par dépôt à l'entrée des zones d'infiltrations de matériaux de caractéristiques adéquates (granulométrie adaptée ou matériaux spécifiques aux propriétés expansives).

Cette technique pourra être appliquée pour autant que la prochaine campagne d'investigation prévue par Fugro en mai 2008 (courantométrie et inspection par plongeur) mette en évidence des courants d'infiltration bien localisés.

Si les courants d'infiltration restent trop diffus (et donc trop faible pour garantir un entrainement des matériaux colmatant), une technique de colmatage de surface pourrait également être envisagée. Toutefois compte tenu de l'étendue des zones potentiellement concernées par les infiltrations, la zone à traiter sera importante ce qui nécessitera la mise en place d'un volume conséquent de matériaux colmatant. Vu la raideur du versant, ce matériau devra être contre buté par un matériau plus grossier pour éviter son étalement dans le fond de la retenue.

Cette solution qui s'avère dès à présent délicate sera au besoin réévaluée après les résultats de la campagne complémentaire de mai 2008.

2.9.2 Renforcement complémentaire du dispositif de drainage

Une évaluation de l'évolution des sous pressions avec la prochaine montée du plan d'eau permettra de confirmer la nécessité ou non de renforcer d'avantage le dispositif de drainage.

Cette montée du plan d'eau, en dehors des périodes de risque de crues importantes se fera sous dispositif de vigilance maximale. En effet, dans une fondation karstiques, les surprises

sont nombreuses, bonnes et mauvaises, et il est très risqué d'extrapoler ce qui s'est passé de la cote 140 à la cote 180 pour prévoir ce qui se passera de la cote 180 à la cote 200 et au-delà.

L'expérience a montré qu'un renforcement du drainage dans la galerie 100 n'avait qu'un effet réduit sur les sous pressions, les drains étant saturés, et la perte de charge élevée (dans ce cas, la pression imposée par le drain n'est pas la cote de la sortie du drain, soit la cote 100 ici, mais la valeur de la perte de charge qui peut être élevée. (par exemple, si on fait un trou dans la coque d'un bateau, le niveau de la mer ne baisse pas, la perte de charge dans le trou –le drain- est égal à la hauteur d'eau au-dessus du trou).

Les drains complémentaires devraient donc être implantés à l'aval immédiat du barrage. Si les drains déjà réalisés dans ce secteur se sont révélés efficaces, il ne faut pas perdre de vue qu'ils peuvent entretenir voir générer des écoulements importants qui augmentent les risques d'érosion interne.

Cette option ne sera donc retenue que si on peut admettre que ce risque reste suffisamment limité. Dans ce cas, la localisation et la profondeur des nouveaux drains seront à définir sur base des paramètres d'auscultation disponibles à ce stade, mais aussi sur base des mesures qui seront obtenues dans les mois à venir et après la prochaine montée du plan d'eau.

2.9.3 Adaptation du dispositif de drainage

Comme proposé dans le rapport de Tractebel de décembre 2007, si l'on arrive pas à réduire suffisamment les écoulements souterrains, on examinera des solutions qui permettront de s'affranchir du pompage des eaux de drainage dans la galerie 100 par un transfert des dispositifs de collecte des eaux de drainage de la galerie 100 vers un niveau supérieur aux plus hautes eaux aval pour permettre un écoulement gravitaire des eaux de drainage. Cette solution implique de déplacer également les dispositifs de contrôle existant dans la galerie 100 vers ce niveau supérieur.

Cette solution impliquant une modification de la répartition des sous pressions (point d'exhaure plus élevé que celui pris en compte dans les calculs du projet) devra être validée par une actualisation des calculs de stabilité qui prendra en compte le nouveau niveau de l'exhaure du dispositif de drainage de la galerie 100.

Cette solution pourrait conduire à la réalisation d'une nouvelle galerie à la cote 120, cote du niveau d'eau maximal à l'aval, pour ne pas élever inutilement la cote de rabattement du système de drainage. Cette galerie, ou ce gros forage sera à réaliser dans le corps du barrage.

2.10 CONCLUSION

Le choix des mesures curatives évoquées ci-dessus, non exhaustives dépendra entre autres du résultat de la campagne d'investigation complémentaire prévue en mai, mais aussi de l'évolution des paramètres d'auscultation dans les prochains mois et en particulier lors de la prochaine montée du plan d'eau. Etant donné le caractère « discontinu » de la fondation du barrage et du massif calcaire attenant (synclinal et berge amont rive gauche), cette évolution est imprévisible, d'où l'intérêt de monter autant que possible le plan d'eau en profitant des derniers apports de la saison des pluies. (sachant que à partir de mars, cette montée pourra se faire en sécurité), tout en demeurant en vigilance maximale.

Chapitre 3

Etude Et Interprétation Des Résultats

3.1 Introduction :

Après avoir présenté le premier chapitre qui consiste à une recherche bibliographique et le second sur l'historique des résurgences, les solutions proposés ainsi que les recommandations par les experts, nous allons voir dans ce chapitre une étude sur la piézométrie dans les rives, dans la fondation et à l'aval du barrage suivie par une interprétation des résultats.

Nous entamerons ce chapitre par une petite présentation sur les différents types de piézomètres, ainsi que les instruments d'auscultation installés au barrage.

3.2 Les types des piézomètres :

3.2.1 Le piézomètre électrique à corde vibrante

Le piézomètre électrique à corde vibrante est un appareil de mesure de la pression d'eau interstitielle. Il consiste en un cylindre métallique l'intérieur duquel mince fil d'acier est attaché de part et d'autre à une membrane métallique souple et au boîtier de l'instrument. Un ou deux bobines électromagnétiques servent à exciter le fil et à mesurer sa période de vibration [10].



Fig. N°19. Piézomètre électrique à corde vibrante

3.2.2 Le piézomètre à fibre optique

Le piézomètre à fibre optique consiste en un cylindre métallique muni d'une membrane souple dont le déplacement sous la pression d'eau modifie la longueur d'une cavité qui peut être mesurée par interférométrie.

3.2.3 Les piézomètres à tube ouverts

Les piézomètres à tube ouvert installés au pied aval des ouvrages consistent en une crépine en acier inoxydable d'environ 40 mm de diamètre extérieur et 300 mm de longueur rattachée à un tuyau en CPV d'environ 40 mm de diamètre extérieur.

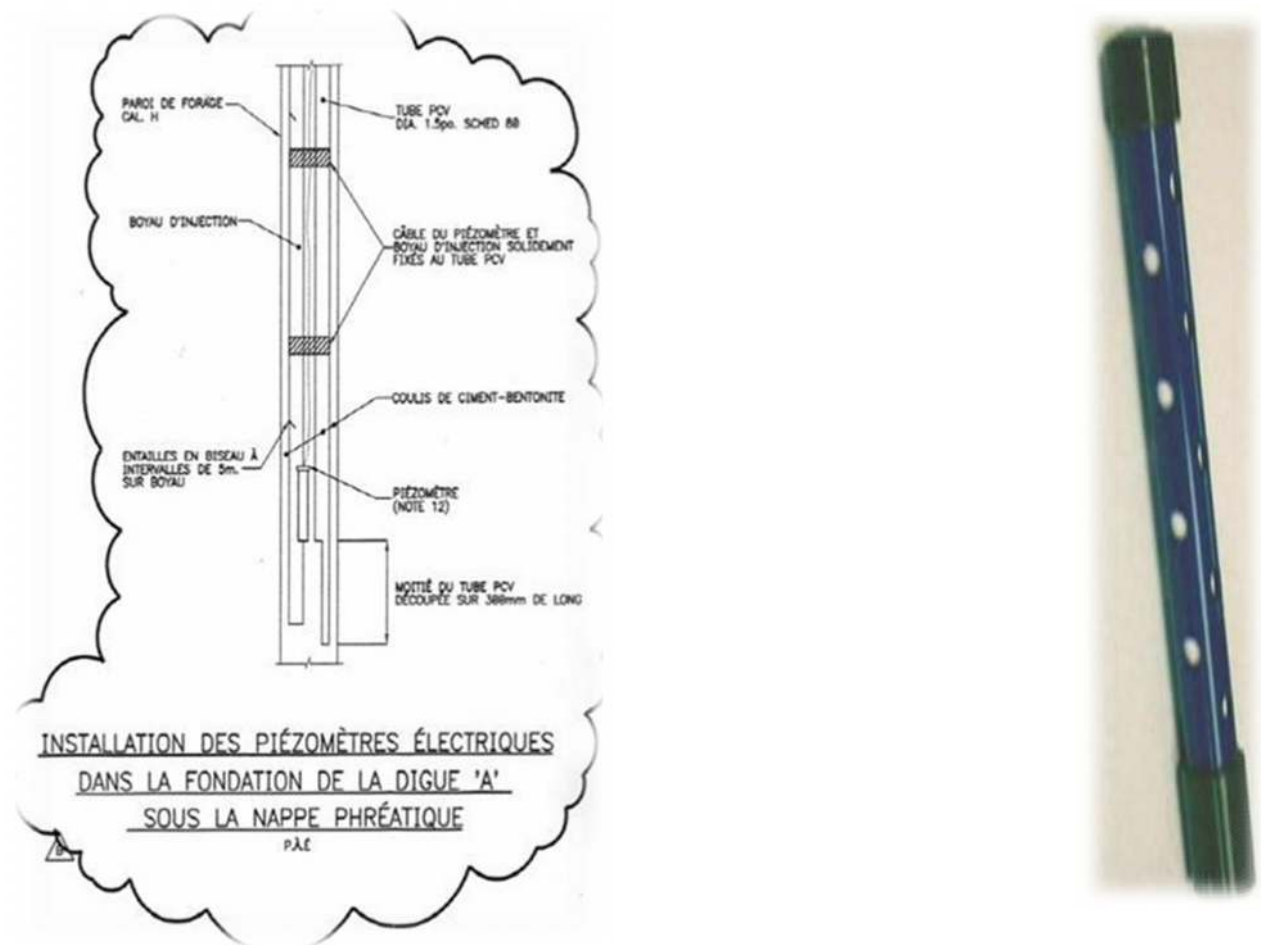


Fig. N°20. Piézomètre à tube ouvert

3.2.4 Les cellules de pression totale

La cellule de pression totale est un instrument de mesure de la contrainte totale exercée par le remblai. L'instrument est constitué de deux plaques métalliques circulaires soudées à leur périphérie. L'espace entre les plaques est rempli d'huile.

Un capteur à corde vibrante sert à mesurer les variations de contrainte.

L'encombrement de la cellule est d'environ 250 mm par 500 mm.



Fig. N°21. Cellule de pression

3.3 MESURES HYDRAULIQUES

Le dispositif comporte des piézomètres ouverts à l'aval du barrage et des cellules en fondation répartis sur 9 profils transversaux, numérotés I à IX de la rive droite vers la rive gauche [11].

3.3.1 CELLULES ELECTRIQUES

Les neuf profils du barrage (numérotés I à IX) sont équipés en fondation de 39 cellules électriques à corde vibrante.

Les lectures de ces cellules sont automatisées et le logiciel d'auscultation délivre directement les niveaux piézométriques en m NGA. Les caractéristiques de ces cellules sont précisées dans le document D4.

Le calcul du niveau piézométrique est le suivant :

$$N_p = Z_{pose} + 10 \times K (1/L_o^2 - 1/L_a^2) \times 10^6$$

Avec

- La : lecture de la période (μ s)
- Lo : lecture origine de la période (μ s)
- K : coefficient constructeur
- Zpose : Cote de pose de la cellule (m NGA)

La localisation des cellules est précisée en annexe 1 et leurs caractéristiques en annexe 5.

Il est à noter des écarts pouvant atteindre 10 m sur les cotes de pose et la position des cellules entre les plans d'exécution TRACTEBEL (document D2), le manuel d'instruction et les plans d'auscultation (document D4). Selon l'Exploitant, le document faisant foi est le D4.

3.3.2 PIEZOMETRIE

A l'aval du barrage, le dispositif initial comprenait 18 piézomètres ouverts de type CASAGRANDE répartis sur 8 profils transversaux, numérotés I à VIII de la rive droite vers la rive gauche.

Suite au début de mise en eau, un dispositif complémentaire a été mis en place à l'amont en rive gauche.

La position en plan des piézomètres est rappelée en annexe 1 et les caractéristiques des piézomètres sont précisés en annexe 6.

3.3.3 DRAINAGE

Le barrage comporte trois galeries de drainage :

- la première à la cote 175.90 m NGA allant de l'appui rive gauche à l'appui rive droite,
- la seconde horizontale à la cote 134.80 m NGA dans l'appui rive droite puis se prolongeant à la cote 140 dans le corps du barrage et dans l'appui rive gauche,
- la troisième horizontale à la cote 121.70 m NGA dans l'appui rive droite, puis descendant en suivant le contact béton rocher à la cote 100 m NGA au centre du barrage et remontant jusqu'à la galerie située à la cote 140 m NGA en rive gauche.

Le drainage de la fondation est assuré par des forages drainants espacés de 6 m et inclinés de 15 à 25° vers l'aval. Dans les versants, des drains ont également été forés entre le toit des galeries creusées dans le rocher et la surface du substratum. Ces drains débitent dans les différentes galeries du barrage.

Aux cotes 175, 140, 134 et 121 m NGA les eaux de drainage sont renvoyées gravitairement jusqu'à la galerie du niveau 100 m NGA. Un puisard de drainage équipé de 6 pompes (2x100l/s et 4x45l/s) permet le relevage des eaux de drainage vers un exutoire calé à la cote 124 m NGA.

Une nouvelle série de 24 drains inclinés vers l'amont de 20 ou 35° a été mise en oeuvre depuis le pied aval pour drainer les sous-pressions.

Une série de points de jaugeage à déversoir est installée dans les galeries de drainage. Les principaux points de jaugeage sont télémessures.

Le nom des points de jaugeage est composé de 6 champs selon la codification suivante :

- *Champ 1* : DV (Déversoir)
- *Champ 2* : GP (galerie béton) ou GR (galerie rocher)
- *Champ 3* : altitude du point de jaugeage
- *Champ 4* : I (coté rive gauche) ou D (coté rive droite)
- *Champ 5* : 1 (caniveau amont) ou 2 (caniveau aval)
- *Champ 6* : n° d'ordre (facultatif)

Pour exemple, le DVGR140I1 est le déversoir du caniveau amont de la galerie rocher située en rive gauche à 140 m NGA.

Suite aux forts débits collectés, ces dispositifs de mesure sont saturés. Les principaux débits mesurés sont :

- les débits collectés dans la DP2 par déversoir rectangulaire,
- les débits collectés au niveau du puisard de la galerie 100 m NGA par mesure du temps de remplissage du puisard après arrêt des pompes,
- les débits des drains aval par capacité.

Les résurgences de l'appui rive gauche vers la plate-forme 124 m NGA ne sont pas mesurés.

3.4 APPAREILS DE MESURE NECESSAIRE

- ✓ Pied à coulisse pour mesurer les Vinchons
- ✓ Palpeur pour les mesures triaxiaux de joint
- ✓ Sonde de niveau à signal sonore et lumineux pour mesurer les piézomètres
- ✓ Capacité et chronomètre pour mesurer les débits de fuites et drains
- ✓ Coordinoscope pour les pendules
- ✓ Mini-fréquencemètre pour les cellules piézométriques
- ✓ Appareil de lecture des thermomètres à sonde platine

3.4.1 FONCTIONNEMENT DES APPAREILS

Les tableaux suivants synthétisent l'état des appareils :

Tableau N° (3.1) : Etat des appareils d'auscultation du barrage

Type d'appareil	Nombre total	Remarques
Thermomètres	128	
Pendules	12	A contrôler
Vinchons	86	
Cellules de pression (pression -mètre)	39	
Piézomètres ouverts	22	
Point de jaugeage	24	Saturés du fait des forts débits collectés

3.5 Etude piézométrique :

Dans ce contexte, nous avons des piézomètres ouverts implantés dans les deux rives et à l'aval du barrage et d'autres implantés dans la fondation.

3.5.1 Piézométrie à l'aval du barrage :

Le piézomètre et POV1 est situé dans la barre calcaire au pied aval du barrage de chaque côté de l'évacuateur de crue. Le piézomètre POV2 est situé dans les marnes à l'aval en rive gauche. L'évolution des piézomètres est présentée comme suit :

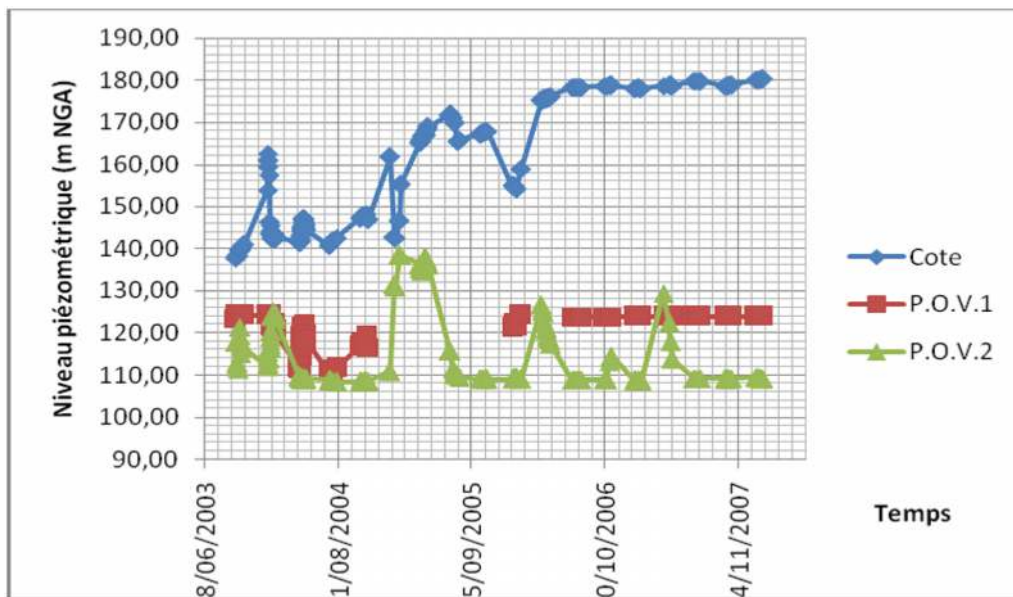


Fig. N°22. Évolution des Piézomètres ouverts centraux

Pour le piézomètre P.O.V.1 deux périodes sont présentées, avant et après réalisation des drains aval (octobre 2005).

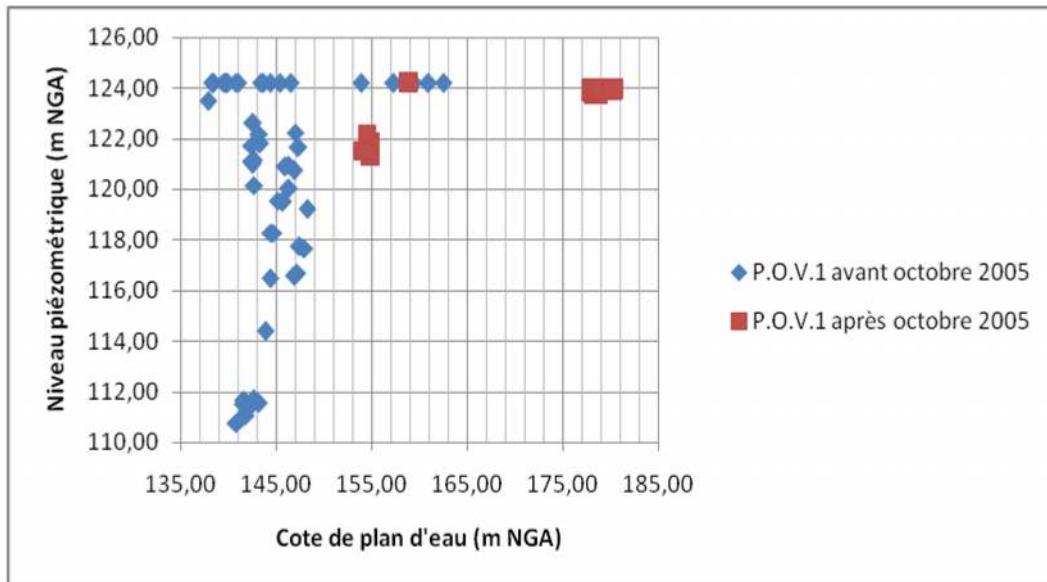


Fig. N°23. Évolution des Piézomètre POV2 en fonction de la cote de retenue

D'après le graphe, on remarque une diminution de niveau piézométrique dans ce piézomètre. Cette diminution est due à la réalisation des drains aval de la digue.

L'évolution du piézomètre P.O.V.2 est différente avec un niveau évoluant sur une large plage entre 110 et 140 m NGA sans corrélation directe avec la cote de retenue. Il est vraisemblable qu'il soit influencé par la piézométrie dans les marnes.

3.5.2 Piézométrie en rive droite du barrage :

L'évolution piézométrique dans cette rive est présentée dans le graphique suivant :

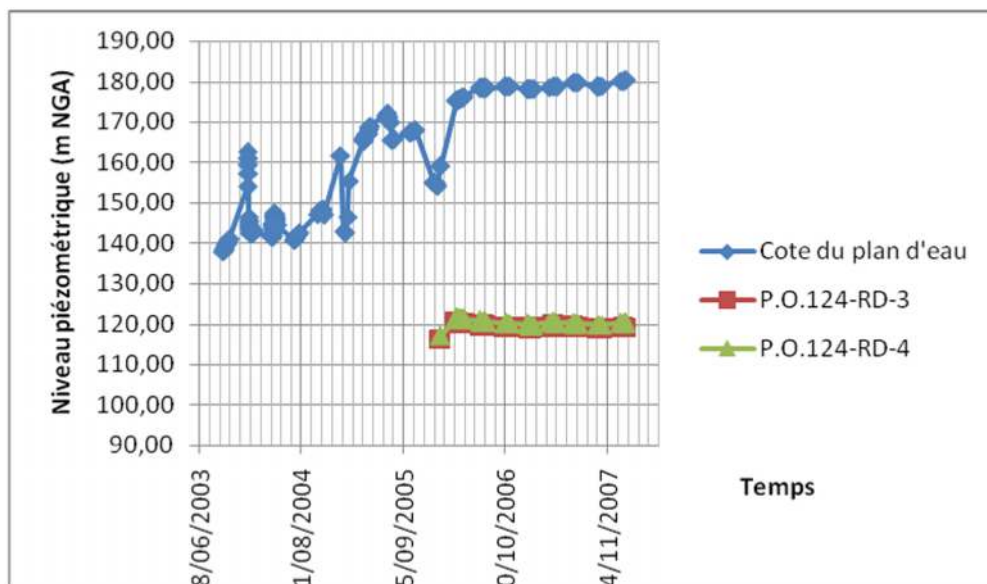


Fig. N°24. Évolution des Piézomètre en rive droite

Les deux piézomètres ont un comportement similaire, ce qui indique que la perméabilité rive/rive est bonne.

3.5.3 Piézométrie en rive gauche du barrage :

C'est la partie la plus importante, l'historique des piézomètres de cette rive situés à l'aval du voile d'étanchéité est présenté dans le graphique suivant :

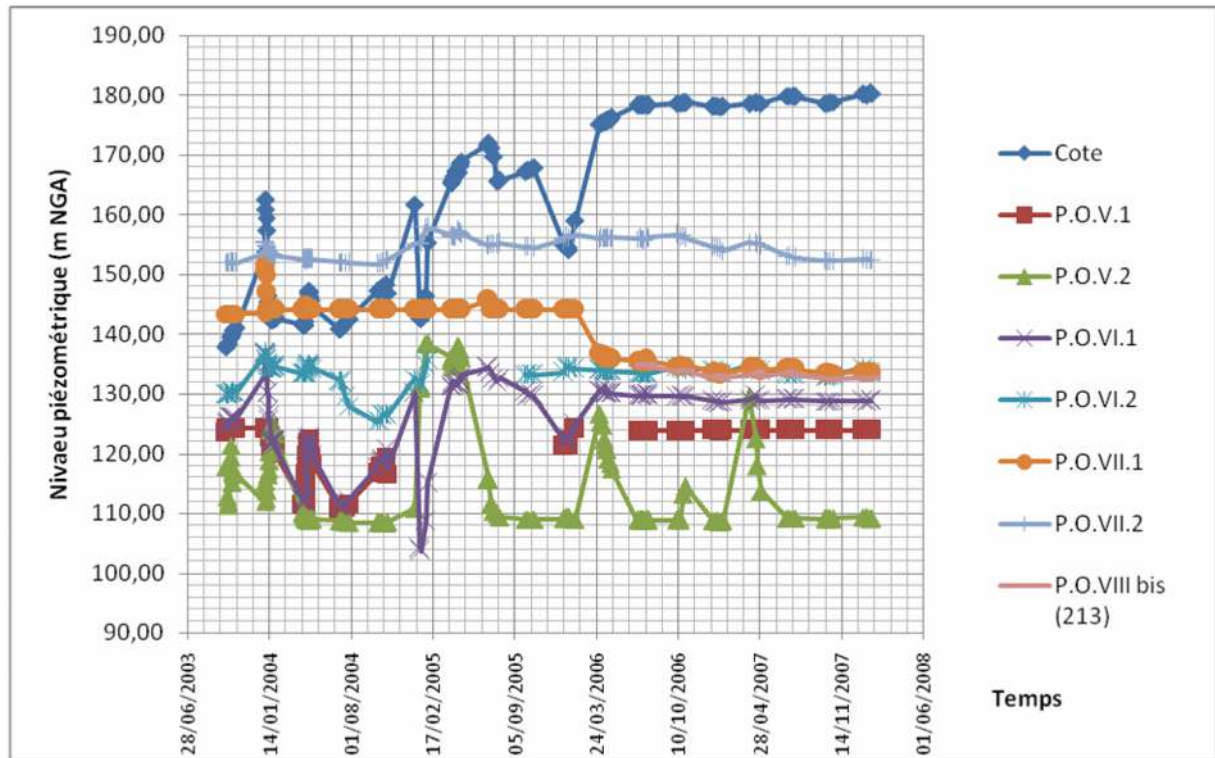


Fig. N°25. Évolution des Piézomètres en rive gauche situé à l'aval du voile d'étanchéité

Les piézomètres (P.O.V.1) et (P.O.VI.1) ont un comportement similaire aux piézomètres des profils (P.O.124-RD-3) et (P.O.124-RD-4) de la rive droite, ce qui confirme la bonne perméabilité rive/rive du banc calcaire.

Le comportement du piézomètre (P.O.VI.1) reste à expliquer avec un niveau remarquablement constant (144 m NGA) jusqu'en mars 2006, puis une chute à 134 m NGA qui correspond au niveau de débitance actuel des drains dans la rampe. Le piézomètre (P.O.VIII bis), bien que situé plus en rive gauche donne également ce niveau.

La baisse du niveau d'eau dans ce piézomètre pourrait être consécutive aux travaux de drainage complémentaire de la rive gauche.

Les piézomètres (P.O.V.2), (P.O.VI.2), (P.O.VII.2) semblent être dans la marne avec un influence de la cote de retenue pour le (P.O.VI.2).

L'historique des piézomètres situés à l'amont du voile d'étanchéité est présenté dans le graphique ci-dessous :

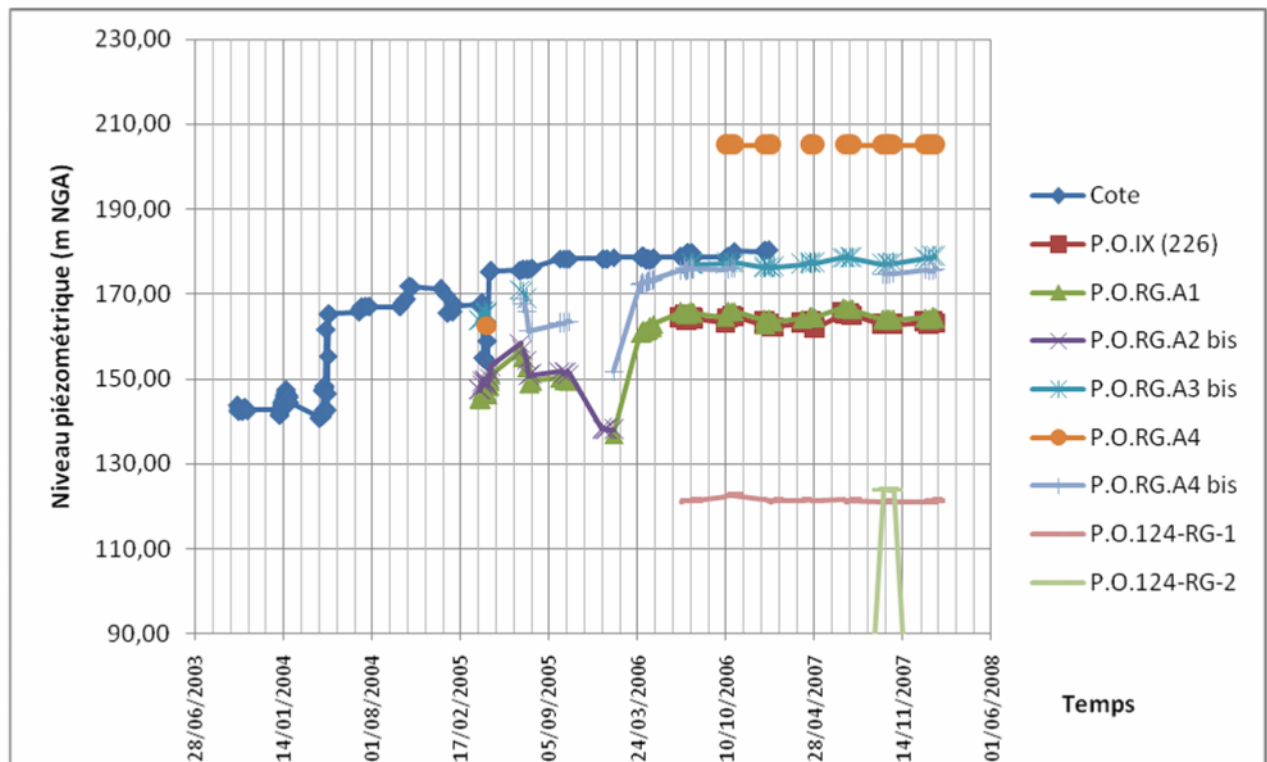


Fig. N°26. Évolution des Piézomètres en rive gauches situé à l'amont du d'étanchéité

Ces piézomètres sont situés à l'amont en rive gauche le long de la barre calcaire.

Les piézomètres se comportent selon 2 groupes à savoir :

- **Groupe 1** : (P.O.RG.A4) et (P.O.RG.A4 bis) qui suit la cote de retenue sans rabattement.
- **Groupe 2** : (P.O.RG.A1), (P.O.RG.A2 bis) et (P.O.IX) qui suit la cote de retenue avec un rabattement d'environ 15 m, comme le montre le graphe suivant :

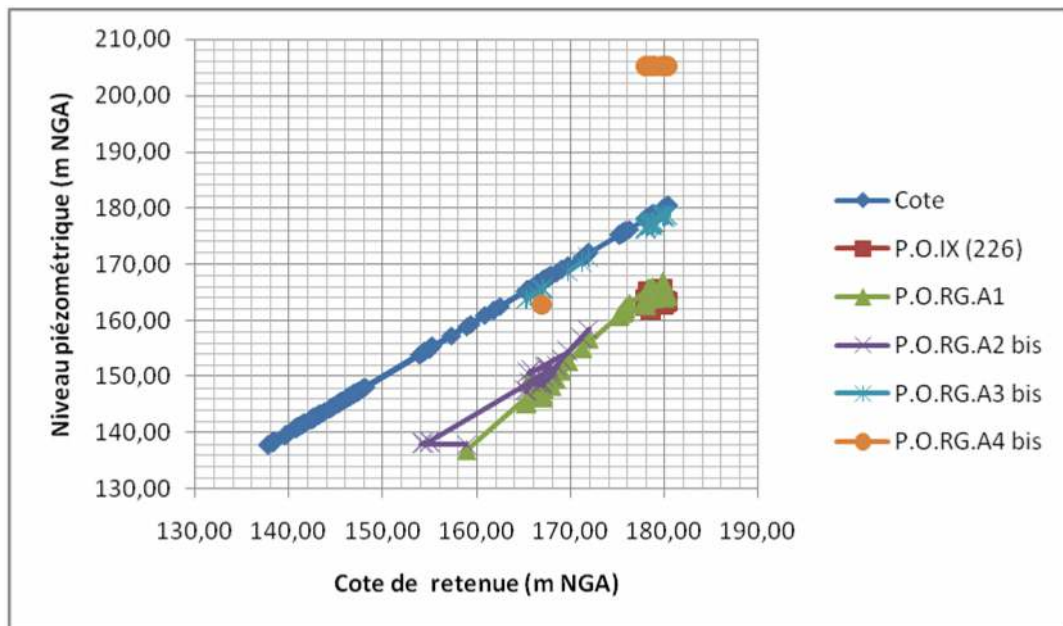


Fig. N°27. Évolution des Piézomètres en rive gauches en fonction de la cote de retenue

Ce comportement semble indiquer une forte perméabilité à l'intérieur des bancs et une faible perméabilité perpendiculaire aux bancs. En effet les gradients entre les piézomètres (P.O.RG.A2), (P.O.RG.A1) et (P.O.IX) sont quasi-nul alors qu'ils subissent un rabattement de 15 à 20 m par rapport à la cote de retenue.

3.5.4 Piézométrie en fondation du barrage :

En fondation du barrage, neuf profils ont été équipés de cellules piézométriques pour suivre les percolations.

Dans notre cas, nous nous intéressons uniquement à l'étude piézométrique des cellules de la rive gauche.

3.5.4.1 Sous-pressions en rive droite sous les profils IV :

Sous les profils I à III, avec la cote de retenue actuelle, les cellules sont au dessus de la ligne piézométrique. Seule la cellule (P.C.V.3) du profil III indique au niveau d'environ 150 m NGA qui est inférieur à l'exutoire du voile de drainage situé à 150 m NGA.

3.5.4.2 Sous-pressions en rive gauche sous le profil V :

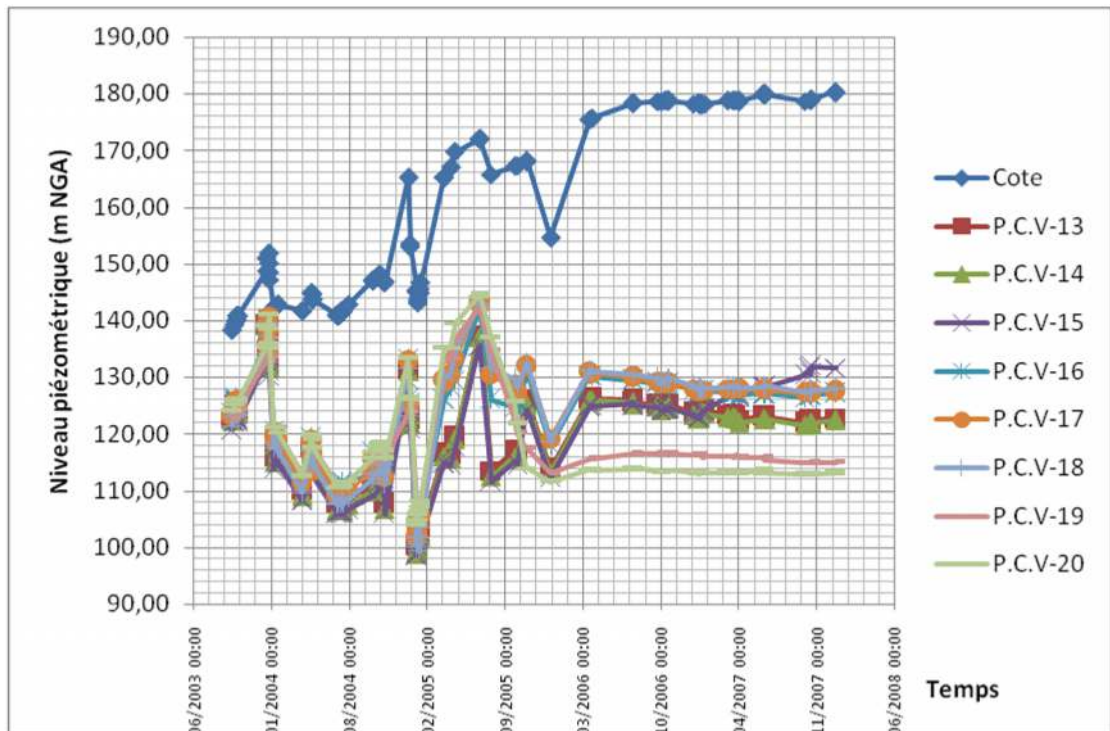


Fig. N°28. Évolution des sous-pressions sous le profil V

Une ACP sur cellules montre que ces cellules réagissent selon trois groupes :

- Le groupe amont PCV13 à 15
- Le groupe central PCV16 à PCV 18
- Le groupe aval PCV19 et PCV 20

Cela indique que la perméabilité verticale (dans un banc) est plus forte que la perméabilité horizontale (perpendiculaire aux bancs).

Matrice de corrélation :

Variabes	PCV-13	PCV-14	PCV-15	PCV-16	PCV-17	PCV-18	PCV-19	PCV-20
PCV-13	1	0,960	0,9247	0,9391	0,920	0,90495	0,641	0,551
PCV-14	0,960	1,000	0,958	0,971	0,949	0,931	0,674	0,585
PCV-15	0,925	0,958	1	0,9451	0,927	0,91969	0,544	0,442
PCV-16	0,939	0,971	0,945	1	0,994	0,98734	0,702	0,603
PCV-17	0,92	0,949	0,927	0,994	1	0,99599	0,714	0,615
PCV-18	0,905	0,931	0,92	0,987	0,996	1	0,680	0,575
PCV-19	0,641	0,674	0,544	0,702	0,714	0,68	1	0,983
PCV-20	0,551	0,585	0,442	0,603	0,615	0,575	0,983	1

Concernant l'effet hydrostatique, les différents graphiques suivants montrent son évolution pour les 3 groupes sur plusieurs périodes :

- De Aout 2003 au janvier 2004 (avant travaux)
- De Janvier 2004 au mai 2004 (débridage des drains et drainage de la DP2)

- De mai 2004 au février 2006 (injections)

Pour le groupe amont, la pression est essentiellement contrôlée par le voile de drainage de la galerie 100. Le débridage des drains et le drainage depuis la DP2 réalisés au début de 2004 ont en effet conduit à diminution des sous-pressions d'environ 20m, que l'on retrouve quasiment lors des essais de fermeture des drains depuis 2006. Les travaux d'injection ont contribué à la réduction de la pente de l'effet hydrostatique.

Pour le groupe central, l'effet de débridage des drains et de confortement du voile sont équivalents avec une baisse d'environ 15 m au début de 2004 et en 2006.

Pour le groupe aval, la pression est essentiellement contrôlée par le drainage. Le débridage des drains de début 2004 avait réduit d'une quinzaine de mètres la sous pression et la réalisation des drains avals en octobre 2005 a permis de la limiter en dessous de 115 m NGA.

3.5.4.3 Sous-pressions en rive gauche sous le profil VI :

Les historiques des cellules sont présentés dans le graphique suivant :

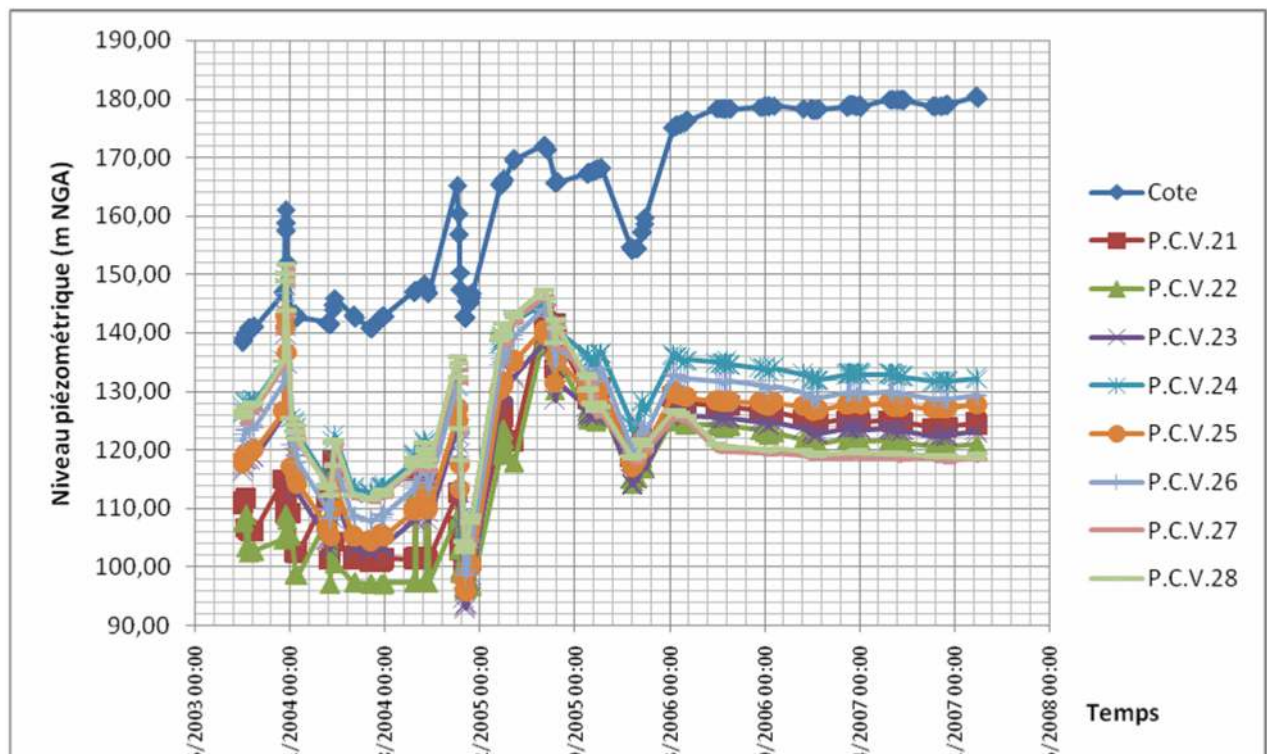


Fig. N°29. Évolution des sous-pressions sous le profil VI

Une ACP sur ces cellules montre que ces cellules réagissent selon trois (03) groupes :

- Le groupe amont P.C.V-21 et P.C.V-22
- Le groupe central P.C.V-23 et P.C.v-26
- Le groupe aval P.C.V-27 et P.C.V-28

Cela indique que la perméabilité verticale (dans un banc) est plus forte que la perméabilité horizontale (perpendiculaire) aux bancs).

Matrice de corrélation

Variabes	PCV-21	PCV-22	PCV-23	PCV-24	PCV-25	PCV-26	PCV-27	PCV-28
PCV-21	1,000	0,999	0,821	0,816	0,847	0,828	0,459	0,472
PCV-22	1,00	1,000	0,822	0,817	0,849	0,828	0,455	0,467
PCV-23	0,821	0,822	1,000	0,999	0,994	0,999	0,791	0,800
PCV-24	0,816	0,817	0,999	1,000	0,994	0,999	0,785	0,795
PCV-25	0,847	0,849	0,994	0,994	1,000	0,996	0,736	0,746
PCV-26	0,828	0,828	0,999	0,999	0,996	1,000	0,781	0,790
PCV-27	0,459	0,455	0,791	0,785	0,736	0,781	1,000	0,999
PCV-28	0,472	0,467	0,800	0,795	0,746	0,790	0,999	1,000

Concernant l'effet hydrostatique, les différents graphiques suivants montrent son évolution pour les 03 groupes sur plusieurs périodes :

- Aout 2003 au janvier 2004 (avant travaux)
- Janvier 2004 au mai 2004 (débridage des drains et drainage de la DP2)
- Mai 2004 au février 2006 (injections).

Les cellules centrales et aval se comportent de la même manière que pour le profil V. Pour les cellules centrales, l'efficacité du débridage des drains et du confortement du voile est équivalent et se traduit par une baisse des sous-pression d'environ 15 m au début de 2004 et 2006 la pression des cellules aval est essentiellement contrôlée par le drainage avec une première baisse lors du débridage des drains et une seconde en 2004 et 2006 lors de la mise en service des drains aval. Pour le groupe amont, la pression est aussi contrôlée par le drainage. Lors de la montée brutale de la cote de retenue en 2004, les cellules ont tardé un peu pour monter à 130 m NGA pour une cote de retenue à 160 m NGA, soit un niveau équivalent à celui du profil V. Le débridage des drains de début de 2004 a permis de réduire d'environ 20m les sous-pressions. Après cette période, la sous pressions a été limitée à moins de 110 m NGA malgré la remontée de la cote à 165 m NGA, puis en mars 2005, la sous-pression a augmenté à 125 m NGA alors que la cote de retenue était resté stable. Ce phénomène pourrait être dû aux drains profonds de la galerie du niveau 100 qui selon l'exploitant ont été fermés à cette date.

3.5.4.4 Sous-pressions en rive gauche sous le profil VII :

Les historiques des cellules de ce profil sont présentés dans le graphique suivant :

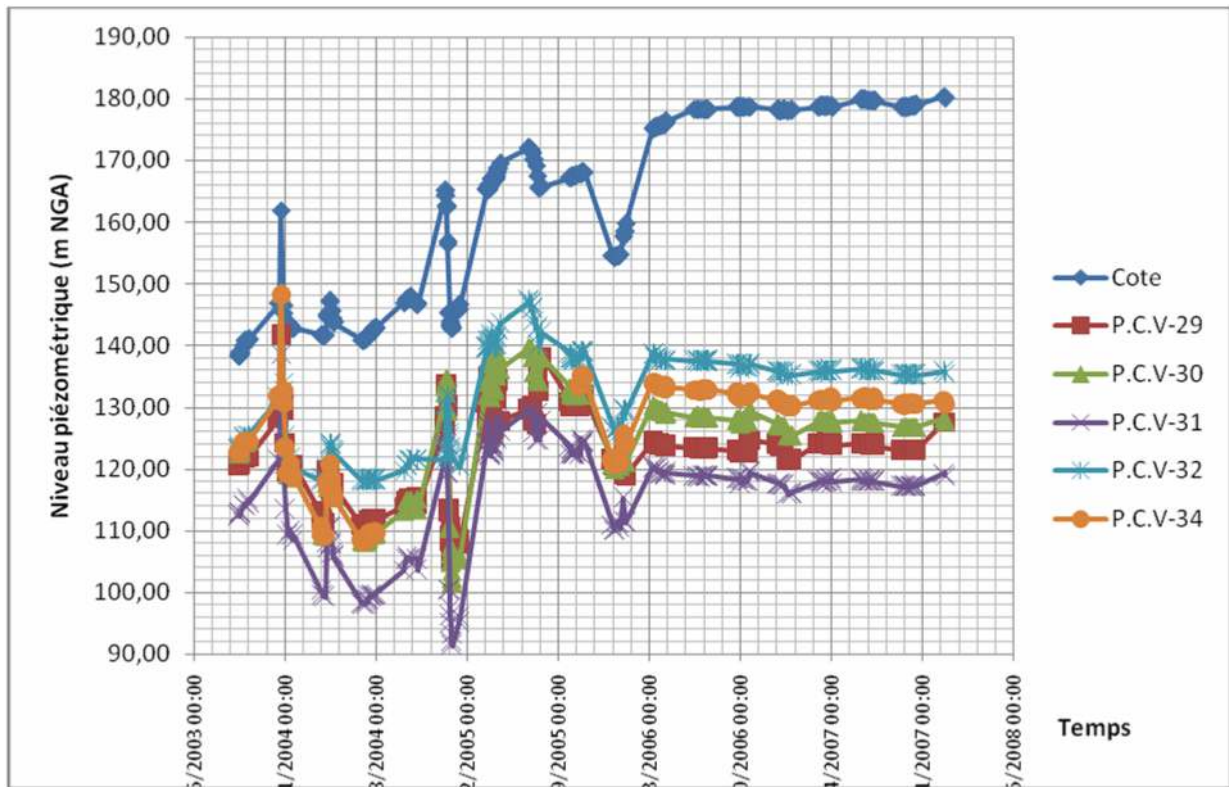


Fig. N°30. Évolution des sous-pressions sous le profil VII

Les cellules PC-32 et PC-34 situées à l’aval, le plus loin de drainage sont celles qui donnent les niveaux les plus hauts.

Les différents graphiques suivants montrent l’évolution de l’effet hydrostatique sur plusieurs périodes comme nous avons cité auparavant :

- D’aout 2003 au janvier 2004 (avant travaux)
- De janvier 2004 à mai 2004 (débridage des drains et drainage de la DP2) ;
- Mai 2004 au février 2006 (injections)

Pour les cellules amont l’efficacité du débridage des drains et de confortement du voile est équivalent et se traduit par une baisse des sous pression d’environ 15 m, début 2004 et en 2006. Pour les cellules aval l’effet de débridage des drains et des injections est plus faible. Ces cellules sont effet loin du voile de drainage et les injections n’ont pas permis une réduction importante des débits de percolation. Les sous pressions dans cette zone restent au delà des critères d’arrêt du cahier d’instruction.

3.6 Conclusion

A travers ce chapitre nous avons constaté que les différents travaux entrepris depuis 2004 ont permis une réduction importante des sous-pressions du barrage, il est à noter en particulier l'efficacité indéniable des travaux de drainage avec le débridage des drains qui permis une baisse généralisées des sous-pressions d'une dizaine de mètres et la réalisation des drains avals qui permet un contrôle des sous-pressions de la zone aval.

Le confortement du voile par injections a eu un effet bénéfique pour les sous-pressions de la zone centrale, mais son effet ne pourra être évalué précisément qu'après un cycle de vidange/remplissage.

En revanche, nous pouvons dire que le barrage dans ces conditions est en pleine sûreté sauf qu'en cas de forte crue, les sous-pressions peuvent augmenter dans ce cas la, il faut élever la capacité de pompage des pompes d'exhaure des débits de drainage.

Chapitre 4

Les nouvelles technologies de traitement des fuites au niveau des barrages

4.1 Introduction :

Nous allons voir dans ce chapitre les différents types de traitement des fuites au niveau des barrages et quelles sont les nouvelles technologies appliquées dans ce genre de problème.

Les travaux de réparation de barrages affectés par des fuites peuvent être réalisés par différentes techniques. La construction de paroi d'étanchéité constitue la solution la plus employée [12].

Le type de paroi (béton, béton plastique, coulis) et l'outil d'excavation sont adaptés à chaque cas conférant à cette technique une grande souplesse. L'utilisation intensive de l'informatique embarquée sur les machines destinées à l'excavation permet d'effectuer des contrôles qualité mais aussi de corriger les trajectoires de perforation en temps réel si cela est nécessaire.

Les travaux de confortement peuvent également faire appel aux techniques de l'injection et du jet grouting qui bénéficient également de développements liés au pilotage et au contrôle.

De nombreux exemples illustrent ces techniques. *Paroi, béton, coulis, injection, jet grouting, contrôle, barrage, fuite, réparation, confortement, étanchéité.*

La fonction d'un barrage est de constituer une réserve d'eau, il est donc évident que ces ouvrages doivent être et demeurer étanches.

L'apparition des fuites dans un barrage peut avoir des conséquences néfastes à plusieurs titres : ***augmentation des pressions interstitielles et détérioration des conditions de stabilité, érosion interne pouvant aboutir à la rupture.***

D'autre part, compte tenu des besoins croissants en eau et en énergie de nos sociétés, il devient indispensable de pouvoir faire fonctionner les barrages au maximum de leur capacité. A cela, il convient d'associer la difficulté actuelle, liée à des enjeux politico-économiques, de construire de nouveaux barrages dans certains pays. Tout cela conduit à prendre conscience de l'importance du traitement des fuites de tels ouvrages.

De nombreuses techniques existent aujourd'hui: elles sont choisies en fonction de nombreux paramètres liés à l'ouvrage lui-même, mais aussi à la géologie du site et à la géométrie des vides à traiter.

Cet article aborde successivement les confortements réalisés par l'exécution de parois étanches, de travaux d'injection et d'écrans constitués par des colonnes sécantes de jet grouting.

Les axes de développement actuels sont présentés. Ils sont liés à l'instrumentation et à l'informatisation des techniques citées ci dessus. L'apport de l'électronique et de l'informatique est multiple : contrôle en temps réel permettant d'apporter des actions correctives pendant les travaux, analyse des données, représentation graphique performante, asservissement des machines...

De nombreux exemples illustrent ces méthodes.

Les méthodes de détection [17] des fuites des barrages diffèrent en fonction du type de désordre auquel on est confronté : l'érosion est soit concentrée dans un conduit, soit elle est diffuse. La détection précoce des fuites est fondamentale dans la mesure où elle empêche

alors toute menace de rupture. La mise en évidence de tels défauts permet de définir au mieux les techniques de réhabilitation à mettre en oeuvre.

4.2 LES PAROIS ETANCHES

4.2.1 Les parois en béton

La réalisation d'une paroi en béton destinée à garantir l'étanchéité comporte deux étapes principales.

Après la phase de perforation sous boue de bentonite, la tranchée est bétonnée. Les parois sont constituées par la juxtaposition de panneaux élémentaires : primaires, secondaires, ce sont les panneaux forés entre deux panneaux primaires déjà bétonnés, et successifs, perforés contre un seul panneau déjà bétonné. Les profondeurs de 35 à 50 m sont courantes, selon l'outil d'excavation on peut descendre jusqu'à 150 m. Les longueurs usuelles des panneaux sont voisines de 5 à 6 m. Les largeurs varient entre 0,50 et 1,50 m, les plus fréquentes sont 0,60 et 0,80 m. (14)

Ces ouvrages sont réalisés soit au moyen de bennes mécaniques ou hydrauliques, soit au moyen d'hydrofraises, ce choix est principalement lié à la nature des terrains à excaver. La partie suivante décrit ces deux grandes familles d'outillage.

La réalisation de paroi d'étanchéité en béton dans le cadre de la réparation d'ouvrage est une technique très employée aux Etats Unis [22].

4.2.2 Les parois en béton plastique

La perforation de la tranchée, d'une épaisseur courante comprise entre 0,50 m et 0,60 m, est faite sous boue bentonitique, à l'aide des outillages de parois classique : benne ou hydrofraise. Le principe de réalisation est identique à celui de la paroi moulée décrite dans le paragraphe précédent.

Comme dans le cas de la paroi en béton, le bétonnage est fait par un tube plongeur. Le béton utilisé est un mélange plastique (ciment, granulats, argile et eau) de composition étudiée en fonction des objectifs : résistance minimale et module maxima notamment.

Ces types de béton, appelés bétons plastiques, sont utilisés en France depuis plusieurs années. Leurs caractéristiques répondent aux exigences des parois étanches de deux manières complémentaires :

Incorporation de liants hydrauliques et d'argile pour l'étanchéité, très grande déformabilité sans fissuration, le domaine des déformations plastiques est très étendu.

Pour garantir une forte déformabilité au matériau, il faut que les grains des divers agrégats ne soient pas jointifs et que la résistance mécanique ne soit pas trop élevée. Ce résultat est obtenu par l'utilisation de formulations à la fois pauvre en ciment et riche en eau, le rapport pondéral ciment/eau est généralement compris entre 0,15 et 0,25. Mais le béton ainsi constitué est instable, de l'argile ou de la bentonite est alors incorporée à ce mélange afin de le stabiliser. L'argile apporte également à ce béton des caractéristiques d'étanchéité élevées. Le matériau obtenu est élasto-plastique, ses propriétés sont très différentes de celles des bétons classiques de génie civil. Sa perméabilité est généralement comprise entre 5.10^{-9} et

2.10^{-10} m/s pour un gradient de 30. Le tableau (1) présente une comparaison du béton plastique et d'un béton courant de génie civil pour un essai triaxial avec une étreinte latérale $\sigma_3=0,4$ MPa.

Tableau (4. 1) : Comparaison des caractéristiques mécaniques d'un béton courant et d'un béton plastique [19]

	Béton courant	Mortier plastique
Compression à la rupture σ_1	30 MPa	1 MPa
Déformation à la rupture ϵ	0,1 %	10 %

4.2.3 Les parois au coulis

Le principe des écrans étanches réalisés en coulis est dérivé de la technique des parois moulées.

Lors de la réalisation de telle paroi, un seul fluide est utilisé. A l'état fluide, il présente des caractéristiques voisines de celles de la boue bentonitique. Celles-ci évoluent lentement en fonction du temps pour atteindre un état solide et stable. Ce fluide est en général un coulis bentonite ciment, mais un grand nombre de coulis est disponible aujourd'hui, en fonction des propriétés requises pour la paroi essentiellement. Ces coulis sont constitués de bentonite et de ciment auquel on adjoint des additifs minéraux spécifiques qui permettent essentiellement de réduire la perméabilité des écrans et/ou d'en augmenter la durabilité.

4.3 Les outils pour l'exécution des travaux, les contrôles

Les projets de réparation conduisent à formuler un certain nombre de spécifications auxquelles les outils d'excavation doivent répondre: Descendre à grande profondeur, 100 m et plus, avoir une grande précision de travail (jusqu'à 1% de déviation maximale garantie), Perforer des terrains durs, tels que des grès de 50 MPa à 100MPa de résistance à la compression, Béton courant Mortier plastique Compression à la rupture σ_1 30 MPa 1 MPa Déformation à la rupture ϵ 0,1 % 10 % Franchir des obstacles, tels que les contacts obliques entre le corps meuble d'un barrage en terre et la masse dure d'une assise rocheuse, Réaliser des joints simples et fiables.

Il existe deux grandes familles d'outillages pour réaliser des parois d'étanchéité [23]: Les machines à descente/remontée alternées : ce sont les bennes mécaniques fixées sur un câble, et les bennes hydraulique fixées soit à un " Kelly " soit encore mixtes câble-kelly, Les machines à descente continue, les hydrofraises.

Ces deux familles sont complémentaires. Les hydrofraises sont utilisables dans tous les terrains, y compris pour les rochers moyennement durs. En revanche, les bennes permettent des rendements élevés dans l'argile et elles sont capables d'extraire des blocs, mais elles ne peuvent pas réellement traverser des terrains durs.

Le contrôle de la verticalité des ouvrages exécutés avec ces deux familles d'outillage, associé à des actions correctives au cours de la perforation, constitue un point crucial pour la réalisation de parois étanches. C'est un axe de recherche et de développement actif au sein de l'entreprise Solétanche Bachy.

4.3.1 Les bennes KS

Les recherches menées au cours de ces dernières années pour la mise au point d'un outillage combinant à la fois les avantages de la benne à câble et de la benne sur " kelly " tout en éliminant leurs inconvénients ont abouti à la mise au point de la machine KS2 (fig.30 et 31).

C'est une benne hydraulique orientable montée sur un porteur lui même hydraulique, qui fournit l'énergie à la benne. Cette configuration aboutit à un outillage très compact, capable de travailler avec une grande précision.

La mise en œuvre des bennes KS est associée à l'utilisation d'un système automatique de pilotage et d'édition de rapports qui offre également la possibilité d'automatiser les mouvements séquentiels d'un cycle de perforation : descente et remontée de la benne, orientation, vidage sur camion des terrains excavés et retour à la position initiale exacte. La benne KS2 dispose de deux plaques de guidage latéral situées sur le corps de benne qui permettent de corriger la trajectoire du panneau en cours d'excavation en cas de déviation par l'intermédiaire de mouvements dans le plan latéral, transversal et vrillage.

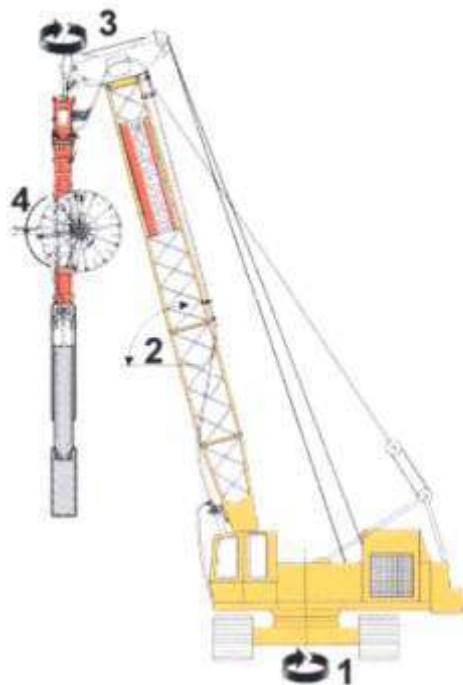


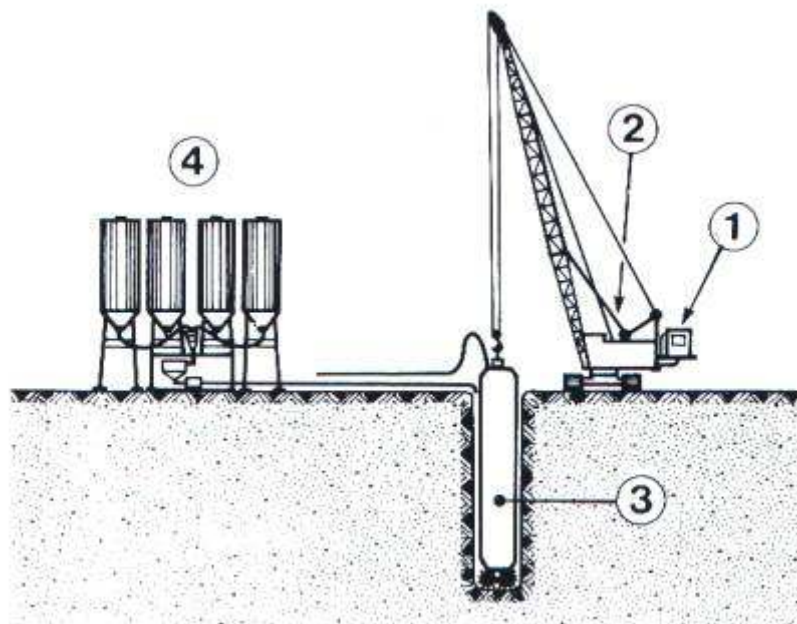
Fig.N° 31 : Schéma de l'outillage KS



Fig.N° 32 : Photo de l'outillage KS2

4.3.2 Le procédé hydrofraise

L'outillage se compose de trois éléments : un porteur lourd, le bâti hydrofraise et la station de boue (fig. 32).



1 - Power pack 2 – Porteur 3 – hydrofraise 4 – Station de boue
Fig.N° 33 : Composition schématique d'un atelier hydrofraise

Le porteur lourd manipule le bâti et fournit l'énergie hydraulique nécessaire. Le bâti hydrofraise comporte à sa base trois motrices hydrauliques compactes d'une puissance

unitaire de 100 kW. Deux moteurs entraînent directement des tambours munis de dents. En tournant lentement (10 à 35 tours/minute) avec un couple élevé les dents désagrègent le terrain.

Le troisième moteur est dédié au fonctionnement d'une pompe à boue dont l'orifice d'aspiration est localisé juste au-dessus des tambours, au lieu de production des éléments de perforation. La boue, aspirée à un débit d'environ 400 m³/h, remonte à la surface les éléments désagrégés du terrain perforé. La boue est refoulée jusqu'à la station de traitement où elle est criblée et dessablée. Elle est ensuite renvoyée dans la tranchée.



Fig.N° 34 : Hydrofraise : excavation d'un panneau

Les hydrofraises disposent d'un moufle tournant qui permet aux organes mobiles d'être parfaitement pendulaires, c'est à dire qu'il n'y a aucun couple parasite engendré par des nappes de flexibles soumis à des forts différents et susceptibles de provoquer des mouvements de rotation parasites. Ce moufle tournant permet de faire pivoter l'ensemble de l'hydrofraise autour de son axe vertical pour corriger des déviations en rotation dues, par exemple, à une hétérogénéité du terrain.

La réalisation d'un panneau comporte les étapes suivantes: Mise en station de l'outillage, Perforation d'un panneau élémentaire vertical de 2,40 m d'ouverture dans le plan de la paroi. Sa largeur peut varier entre 0,65 et 1,50 m.

Un panneau primaire est composé de plusieurs panneaux élémentaires. Il peut atteindre 10 m d'ouverture, à la fin de la perforation, il est bétonné.

Deux panneaux primaires sont séparés par des merlons de terrain non perforés de 2,20 m d'ouverture. Ces merlons constituent les panneaux secondaires que hydrofraise perce en mordant de 0,10 m dans le béton des panneaux primaires adjacents. Le joint est ainsi fait directement sans qu'aucun dispositif spécial ne soit nécessaire pour garantir l'étanchéité de la paroi.

4.3.3 Les développements communs aux hydrofraises et aux bennes

Les progrès les plus marquants communs aux deux types d'outillages présentés précédemment sont ceux relatifs d'une part, aux systèmes de mesure en continu de la trajectoire de la benne et de l'hydrofraise et d'autre part, aux systèmes de correction en temps réel équipés d'inclinomètres permettant de connaître la déviation selon les axes XX et YY, les bennes et les hydrofraises sont aujourd'hui également dotées d'un de systèmes qui enregistre le vrillage, c'est à dire la rotation autour de l'axe ZZ, mais aussi la dérive, à savoir la translation par rapport à l'axe vertical.

L'opérateur dispose d'un écran (fig. 34 et 35) sur lequel apparaissent toutes les données géométriques sous forme de graphiques et de représentation de l'impact réel par rapport à l'impact théorique. L'opérateur peut alors corriger la trajectoire de l'outil à tout instant en agissant sur les différents systèmes hydromécaniques dont dispose la machine.



Fig.N° 35 : Poste de pilotage de la KS2

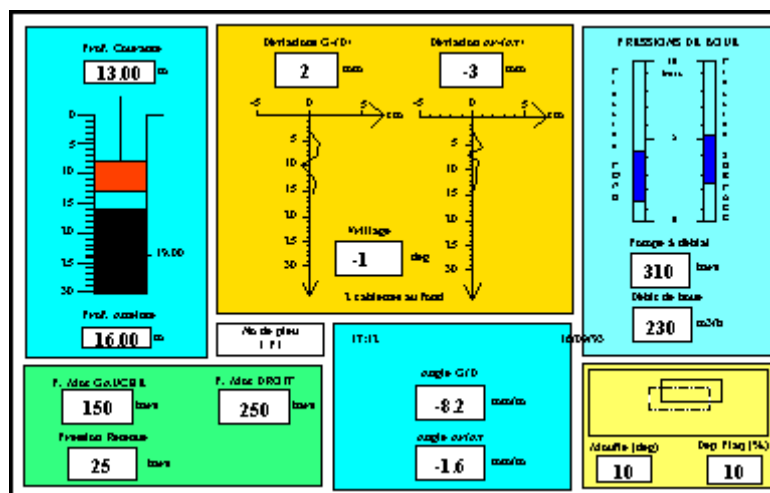


Fig.N° 36 : Ecran de contrôle profondeur déviation de l'hydrofraise

Dans le cas de l'hydrofraise, ce sont le moufle tournant et la variation du couple d'un moteur par rapport à l'autre puisque ces deux moteurs sont indépendants.

Dans le cas de la benne KS2, les actions correctives sont portées par l'intermédiaire des plaques latérales de guidage.

L'utilisation intensive de l'informatique embarquée sur ces machines permet notamment de faciliter les contrôles de qualité par l'édition en temps réel de rapports complets sur toutes les données d'exécution de la paroi : verticalité, profondeur, nature des terrains traversés, rendements, arrêts... Elle devient alors incontournable dans le cadre du traitement des fuites des barrages.

4.4 Exemples de traitement par la réalisation de parois étanches

4.4.1 Le barrage de Mud Mountain (USA)

Le barrage de Mud Mountain a été construit en 1941 sur la White River, près d'Enumclaw dans l'état de Washington [22]. Il s'agit d'une digue en terre d'une longueur de crête de 213 m et d'une hauteur maximale de 120 m. Il inscrit dans un canyon à parois subverticales creusés dans un rocher composé de blocs d'andésite très dure (800 à 1000 bars de résistance à l'écrasement). Liés par un mortier de cendres volcaniques et de tuf.

Le noyau étanche est constitué de sables et graviers comportant 15 à 20 % de fines allant du silt aux argiles plastiques. En 1980 les systèmes de surveillance de l'ouvrage (piézomètres) ont mis en évidence l'existence réseaux de circulation d'eau dans le noyau entraînant le délavage des éléments fins. Le risque d'érosion régressive impliquait des travaux de réparation. En 1988 le projet de construction d'une paroi moulée a été avancé. Pour cet ouvrage en béton classique (selon les spécifications courantes aux Etats Unis) d'une longueur de 246,3 m et d'une profondeur maximale de 122,5 m, un ancrage d'au moins 4,5 m dans le substratum rocheux a été prévu. Son épaisseur varie : 1,0 m dans la zone centrale et 0,85 m sur les rives (fig.36).

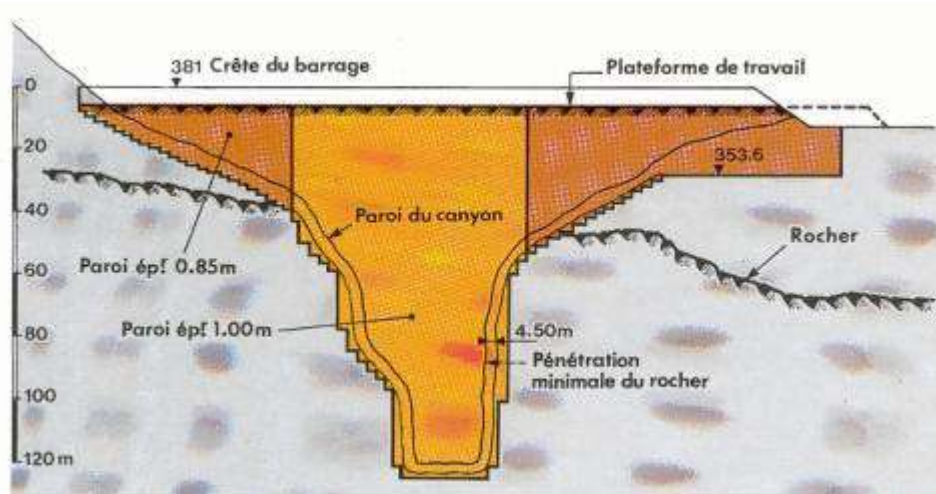


Fig.N° 37 : Barrage de Mud Mountain - USA – 1941

Cette paroi a été exécutée avec une hydrofraise, seul outillage compétent pour le respect des spécifications techniques (dureté du rocher, précision, contrôles qualité). Dès la perforation des premiers panneaux, des pertes de boue se sont produites. Les travaux ont continué avec difficulté jusqu'à ce que la perforation de panneaux plus profonds entraîne l'apparition de plusieurs fissures verticales parallèles à la crête. Afin de rétablir l'état de compression du noyau, un projet de réparation préliminaire par injection des fissures a été réalisé. Une fois ces travaux achevés, la perforation a pu être réalisée dans des bonnes conditions de sécurité et d'avancement. Le recouvrement entre panneaux est de 0,36 m.

Les paramètres de forage et la position de l'outil ont été enregistrés en continu. Les mesures de contrôle ont montré que la déviation longitudinale n'a pas dépassé 10 cm (soit 1 pour mille) et la déviation relative latérale 20 cm (soit moins de 2 pour mille à 120 m de profondeur).



Fig.N° 38 : Barrage de Mud Mountain - USA - 1941 - Vue depuis la rive droite

4.4.2 Le barrage de Caramany sur l'Agly (France)

La construction du barrage sur l'Agly a nécessité la réalisation d'une paroi étanche en béton plastique [10]. Cet ouvrage constitue le noyau étanche, il n'a donc pas été exécuté dans le cadre travaux de réparation. Cependant, ce cas est exposé ici car il est parfaitement transposable aux travaux de réparation de barrages.

La construction du barrage sur l'Agly a commencé en 1991. Cet ouvrage prévu pour le stockage d'eau doit aussi assurer des fonctions de régulation du débit et de production d'électricité (centrale de 2 MW). Sa hauteur maximale est de 60 m pour une longueur en crête de 250 m. La digue est constituée d'enrochement de matériaux gneissique, un noyau semi étanche se compose de gneiss altérés criblés à 0-80 mm et compactés, conférant une perméabilité horizontale d'environ 5.10^{-6} m/s. Il est entouré de zones drainantes.

La conception de ce barrage incluait donc d'emblée :
La nécessité d'un écran étanche réalisé par injection au niveau des fondations rocheuses du barrage (perméabilité 2.10^{-7} m/s),

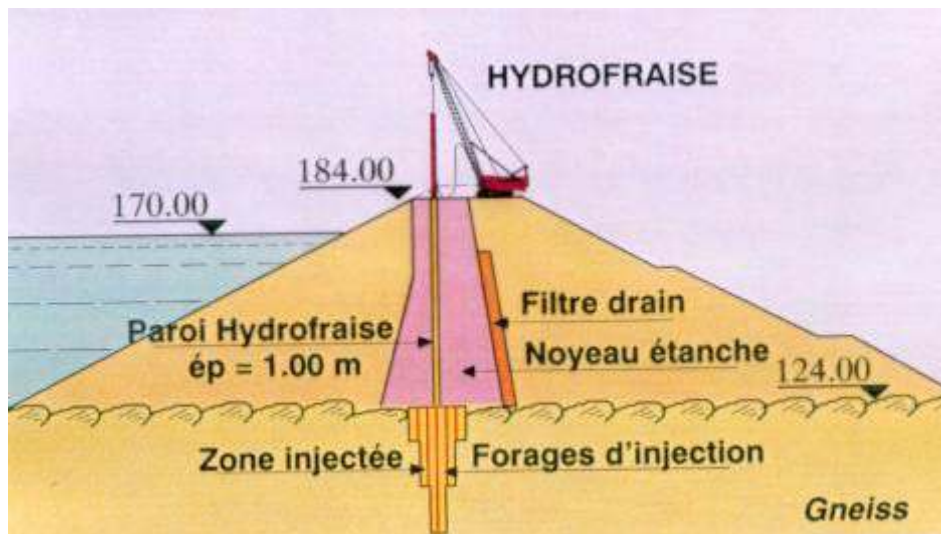


Fig.N° 39 : Barrage sur l'Agly - France – 1991 – Coupe transversale

La construction d'une paroi moulée en béton plastique faisant office de noyau étanche. Cette paroi, de 1 m d'épaisseur, a été ancrée jusqu'à 5 m dans le rocher de fondation, sa profondeur maximum est de 70 m.

Les caractéristiques du béton plastique mis en place sont :
Perméabilité : 5.10^{-8} m/s, Résistance à la compression simple : 0,8 à 1.5 MPa, Déformabilité : supérieure à 5 % sous une étreinte de 0,5 MPa.

L'excavation de la paroi moulée a été réalisée à l'hydrofraise (fig. 38).

Les contrôles effectués après la construction de la paroi ont été satisfaisants. Les débits de percolation à travers l'écran étanche sont cinq à dix fois plus faibles que ceux attendus.

4.4.3 Le barrage de Dau Tieng (Vietnam)

Le barrage de Dau Tieng a été construit pour créer un réservoir d'environ 1350 ha pour une capacité de 1450 millions de m³ afin de fournir l'irrigation nécessaire à la culture de la canne à sucre [25].

Ce barrage régule entre autre le cours de la rivière Saigon, protégeant ainsi Ho Chi Minh-Ville contre les crues soudaines qui survenaient régulièrement avant sa construction. La construction du barrage de Dau Tieng et celle de plusieurs petits barrages adjacents furent achevées en 1982.

Immédiatement après la mise en eau, un certain nombre de problèmes furent identifiés avec l'apparition des fuites importantes à travers le barrage principal et quelques fuites plus réduites en plusieurs points des barrages secondaires. En particulier, une fuite sérieuse (débit de l'ordre de 20l/s pour un niveau d'eau dans le réservoir de 24,4 m) localisée dans la partie principale du réservoir associée à une pression artésienne à l'aval du barrage provoqua une inquiétude légitime quant à la stabilité de l'ouvrage. Cette situation exigeait de procéder de manière urgente à des travaux de réparation. Afin de résoudre le problème, Solétanche Bachy proposa de réaliser une coupure étanche en paroi bentonite-ciment d'épaisseur 0,60 m au niveau de la partie la plus critique du barrage, considérant que le reste de l'ouvrage, moins instable, pourrait être traité à un stade ultérieur. Le ministère de l'Agriculture et du Développement Rural du Vietnam accepta le projet et les travaux de réhabilitation commencèrent en juin 1999.

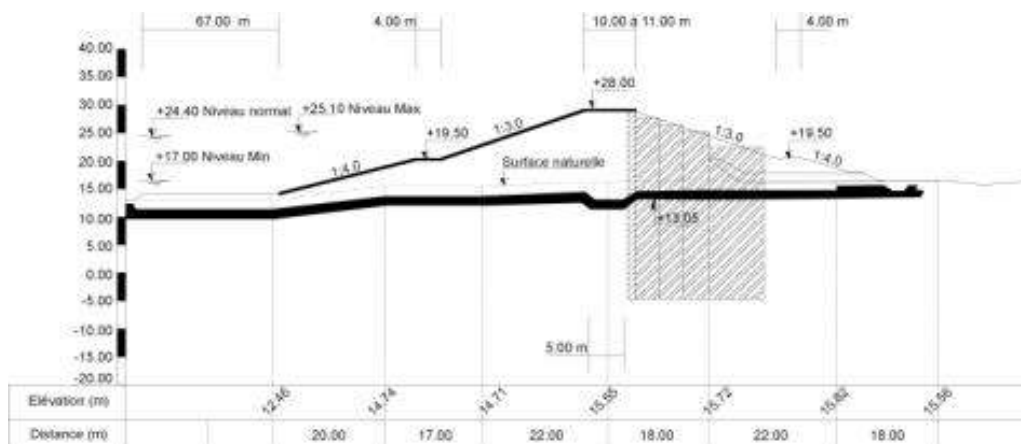


Fig.N° 40 : Barrage de Dau Tieng - Vietnam - 1982 - Coupe transversale

La paroi au coulis se développe sur 185 m, perpendiculairement un retour vers l'aval est réalisé à proximité immédiate du canal. Des injections de contact autour de la structure en béton du canal complètent ces travaux. La profondeur de la paroi est de 33 m (entre le niveau + 28, crête du barrage, et le niveau - 5).



Fig.N° 41: Barrage de Dau Tieng - Vietnam - 1982 - Excavation de la paroi au coulis

S'agissant de la première paroi au coulis sous un barrage au Vietnam, le chantier fut suivi avec intérêt par les médias.

La réalisation de la paroi, à l'aide d'une grue équipée d'une benne mécanique comme outil d'excavation, ne posa aucun problème majeur. L'excavation s'est déroulée suivant une séquence de pieux unitaires primaires et secondaires de dimensions 2,80 m x 0,60 m. Les panneaux secondaires recoupaient les panneaux primaires de 0,40 m. On observa sur certains panneaux des éboulements et des pertes de bentonite au passage de la couche de latérite. La qualité du coulis fut en permanence conforme aux spécifications et aux critères de qualité définis. C'est une composition classique de coulis qui a été retenue :

Ciment Portland : 250 kg/m³, Bentonite : 32 kg/m³, Eau : 918 l

La paroi achevée, les travaux de forage et d'injection le long du canal, destinés à assurer le collage de la paroi au béton du canal, commencèrent. Ces travaux d'injection se déroulèrent normalement, sans problème particulier.

Au début des travaux, des repères de niveau avaient été mis en place à l'aval du barrage, à l'endroit des écoulements directement reliés aux fuites à travers le barrage. Le suivi de ces repères tout au long des travaux de réhabilitation permit de suivre l'efficacité du traitement. A la fin des travaux, il apparut clairement à l'entreprise et au client que le traitement s'avérait efficace. L'étude des relevés des piézomètres démontra une réduction des problèmes de sous-pressions existant à l'aval du barrage (diminution d'environ 1 m des niveaux piézométriques à l'aval de l'ouvrage). Des puits de décharge initialement prévus, furent remplacés par la réalisation d'une surcharge constituée d'une banquette de terre de quelques mètres de hauteur (environ 3 m) à l'aval du barrage.

Le débit de fuite mesuré avec un niveau de réservoir de 24,3 m s'avéra être d'environ 50 % du débit avant travaux, correspondant à ce qui avait été prévu dans l'hypothèse que l'essentiel des fuites provenait de zones ouvertes ou décomprimées; les pertes de bentonite

survenues lors de la réalisation de la paroi laissaient déjà présager de la justesse de l'hypothèse.

Ces bons résultats conduisirent le ministère de l'Agriculture à décider de procéder à la seconde phase de travaux de réhabilitation consistant à réaliser un nouveau tronçon de paroi au coulis sur une longueur supplémentaire de 450 m.

4.5 L'INJECTION

L'injection est un procédé permettant d'étancher des vides au moyen de produits liquides qui se solidifient dans le temps. Cette technique permet de modifier certaines caractéristiques du sol, et notamment sa perméabilité sans nécessiter une substitution de matériaux, ce qui la distingue fondamentalement des procédés d'écrans étanches continus tels que les parois étanches au coulis, au béton ou au béton plastique. La forme des écrans injectés est liée à la géométrie des forages.

Les produits d'injection sont mis en place dans le sol par l'intermédiaire de forages. Mais les techniques et les types de produit utilisés diffèrent très sensiblement selon la nature des terrains à traiter. On peut distinguer trois cas principaux :

- ❖ L'injection dans les roches fissurées,
- ❖ L'injection dans les terrains alluvionnaires,
- ❖ L'injection de remplissage de cavité.

4.5.1 L'injection des roches fissurées

Dans le cas du traitement de massif rocheux affectés par des fissures générant des circulations d'eau, le but de l'injection est de les remplir totalement.

Les forages exécutés dans ce type d'encaissant doivent rester ouverts sur une grande longueur sans risque d'éboulement. Il est possible d'injecter en une seule fois des tranches de terrain de plusieurs mètres, 3 m à 8 m en moyenne. Chaque tranche est appelée passe d'injection.

L'injection des massifs rocheux fissurés est réalisée soit " en remontant ", soit " en descendant ".

L'injection des roches fissurées se fait toujours par séries successives de forages alternés (primaires, secondaires, tertiaires). Les forages primaires sont souvent localisés sur une même ligne, ils sont espacés de quelques mètres. Les secondaires sont exécutés entre deux primaires et les tertiaires entre deux secondaires, venant le cas échéant resserrer la maille des forages.

4.5.2 L'injection des terrains alluvionnaires:

La différence essentielle par rapport aux roches fissurées réside dans la forme des vides, constitués de pores inter-granulaires dont le volume est de l'ordre de 15 à 40 % et surtout dans le fait que les parois d'un forage non tubé s'éboulent rapidement.

La technique d'injection est celle du tube à manchette, qui est un tube en plastique ou métallique, perforés tous les 30 ou 50 cm. Ces orifices sont recouverts de manchons en caoutchouc faisant office de clapets antiretour.

Le tube à manchette est scellé au forage afin d'éviter les remontées de coulis entre celui-ci et le terrain. Pour procéder à l'injection, on isole au moyen d'obturateurs la portion du tube à manchette intéressée par l'injection, le coulis imprègne alors le terrain à traiter. Les paramètres principaux directement liés à l'injection sont la pression d'injection, le débit et le volume de coulis injecté.

Contrairement à l'injection des roches fissurées, un rideau d'injection ne peut se réduire à une seule ligne de forages. Deux ou trois lignes parallèles sont en général nécessaires. Le maillage varie beaucoup en fonction du type de projet et de la nature du sol : 0,5 x 0,5 à 8 x 8 m.

4.5.3 L'injection de remplissage de cavités

Les cavités (poches de dissolution, karsts,...) peuvent être comblées par injection. Les coulis utilisés pour ce type de travaux sont le plus souvent constitués par un mélange de bentonite et de ciment.

4.6 Les produits injectés

L'injection des sols fait appel à divers coulis : coulis de bentonite ciment, coulis de ciment ultra-fin, coulis minéraux, résines, gels de silicate. Les gels de silicate ne sont pas pérennes, ils ne sont donc pas destinés à des travaux de réparation de barrage.

L'ensemble des coulis à base de liants hydrauliques présente l'avantage d'être, d'un point de vue écologique, en parfaite adéquation avec le milieu d'utilisation fourni par le sujet traité ici.

4.6.1 Coulis de ciment ultra-fin

Il s'agit de suspensions soit de ciment pur ultra-fin, soit de mélanges de ciment ultra-fin avec des particules minérales. Ces coulis sont caractérisés par la granulométrie de leurs constituants (généralement, la dimension du grain le plus gros est de l'ordre de 10 µm), leur comportement rhéologique est proche de celui d'une solution de très faible viscosité (voisine de celle de l'eau) ce qui leur confère une excellente pénétrabilité dans les terrains peu ouverts.

Ces coulis particuliers sont destinés à l'injection de fissures particulièrement fines et de sols dont le coefficient de perméabilité est très faible. Un exemple de traitement par injection de coulis de ciment ultra-fin est présenté chapitre 4.8.1 (barrage de Manantali au Mali).

4.6.2 Coulis minéraux

Ces coulis sont composés de liquides et/ou de suspensions très fines, exclusivement minérales. La réaction de prise de ces produits conduit essentiellement à la formation de cristaux de CSH, appartenant à la famille des hydrates des liants hydrauliques. Ces coulis sont

pérennes et ne re-largue aucun produit chimique au cours du temps. Comme dans le cas des coulis de ciment ultra-fin, leur viscosité est proche de celle de l'eau.

4.6.3 Résine

Ce sont des liquides vrais, généralement de très faible viscosité, qui polymérisent en présence d'eau. Ce type de produit permet d'injecter des sols très fins ou des fissures fermées, et d'obtenir des résistances importantes, mais leur coût élevé associé à un maniement particulièrement délicat les confine à des applications très particulières (injection en faible quantité).

Les travaux de réparation des fissures du béton du barrage de Sayano Schushenskaya (Russie) illustrent une application de l'injection de résine (cf. § 4.8.2).

4.7 Le pilotage de l'injection, les contrôles

4.7.1 La chaîne informatique de l'injection

Les derniers développements réalisés dans le domaine de l'injection concernent d'une part le pilotage de l'injection et d'autre part les contrôles. Cet ensemble constitue la chaîne informatique de l'injection.

Il s'agit de l'association de quatre logiciels (conception Solétanche Bachy):

* **CASTAUR** est un puissant outil de modélisation des chantiers d'injection. Il permet de créer une représentation en 3 dimensions du chantier ainsi que de l'ensemble des informations nécessaires à l'étude d'un projet d'injection : terrains, coupes, auréoles, forages, manchettes, volume de terrain à injecter à chaque tranche... Les informations générées par ce logiciel (angle de tir, longueur du forage, inclinaison...etc.) peuvent être récupérées pour permettre la création des consignes de perforation. On y trouvera, de la même manière, les consignes d'équipement du forage (longueur de tube lisse, longueur de tube à manchettes, cote de perforation).

* **SPHINX** : est un logiciel de traitement des données de l'injection. Il permet de gérer, sous forme de base de données, l'ensemble des informations suivantes : géométrie des travaux d'injection, consignes d'injection (volume, débit, pression de régulation, pression d'arrêt etc.), acquisition des informations provenant de la centrale d'injection. Il permet d'effectuer une analyse quantitative et qualitative des injections et d'éditer un rapport.

* **SCAN 3D** est un outil destiné à la représentation graphique en 3 dimensions de toutes les données stockées par SPHINX. Actuellement, son application principale est la visualisation en 3D des résultats de l'injection (pression, volume, débit). L'exploitation de ces graphiques renseigne sur la qualité des travaux réalisés, elle permet également de mettre en évidence des zones singulières vis à vis de l'injection.

* **SPICE**, Système de Production en Injection et de Contrôle Embarqué, constitue le dernier maillon de la chaîne informatique dédiée à l'injection. Ce logiciel permet la supervision et le contrôle de 2 à 16 pompes d'injection. Il asservit les pompes à des consignes telles que la pression ou le débit d'injection et pilote les fonctions marche et arrêt des pompes. Il permet

également l'acquisition des valeurs de pression et de débit en temps réel, et l'affichage sur un écran de l'ensemble des données spécifiques aux travaux en cours (position de la pompe, consignes de pression - volume - débit, pression instantanée, débit instantané, volume cumulé, etc...). Grâce à l'utilisation de réseau, toutes ces données peuvent être visualisées à distance. Ainsi, une injection qui se déroulerait à Hong Kong peut être suivie en temps réel à Paris !

Les différentes centrales d'injection peuvent être reliées par un réseau informatique ce qui permet, entre autre, un affichage du plan du chantier en cours d'injection avec la position et l'état des pompes (en attente, en marche, en arrêt, terminé).

L'injection est un domaine des travaux spéciaux générant un très grand nombre de données. En moyenne 50 paramètres différents sont stockés pour chaque passe d'injection. Sachant qu'une centrale peut injecter de 200 à 300 passes par jour, on arrive rapidement à 15.000 données par journée d'injection! Le traitement informatique de toutes ces valeurs devient alors incontournable.

L'informatisation de ces travaux apporte simultanément un moyen de contrôle en temps réel, un asservissement des machines aux consignes et un puissant moyen d'analyse.

4.7.2 La méthode G.I.N.

La méthode GIN (Grout Intensity Number) est une variante des injections traditionnelles qui introduit un nouveau paramètre de contrôle de l'injection : la constante G.I.N. Elle a été développée par G. Lombardi, pour contrôler le déroulement des injections de rocher, dans le cadre des chantiers de barrages [24].

Elle a pour origine la constatation suivante :

Si le rocher est très ouvert, la pression d'injection est faible, et il faut injecter un volume de coulis relativement important, si les ouvertures dans le rocher sont de faible taille, la pression d'injection augmente rapidement, en revanche les volumes d'injection nécessaires sont faibles. D'où l'idée d'introduire la notion du Grout Intensity Number, ou G.I.N, défini par :

$$\text{GIN} = \text{Pression d'Injection} \times \text{Volume de Coulis Injecté}$$

Le volume utilisé dans cette formule est le volume injecté depuis le début du chantier à l'endroit considéré.

Le G.I.N. qualifie en quelque sorte l'énergie mobilisée par le processus d'injection. La méthode qui en découle consiste à fixer une valeur limite à ne pas dépasser. Cette valeur limite est déterminée sur chaque chantier à la suite d'un ou deux plots d'essai. La méthode autorise donc des pressions relativement élevées, mais pendant un temps limité et localement, des volumes importants, mais en limitant la pression, c'est-à-dire la dispersion du coulis tout en évitant des injections en volume important sous pressions élevées, qui pourraient être dommageables pour la stabilité du terrain.

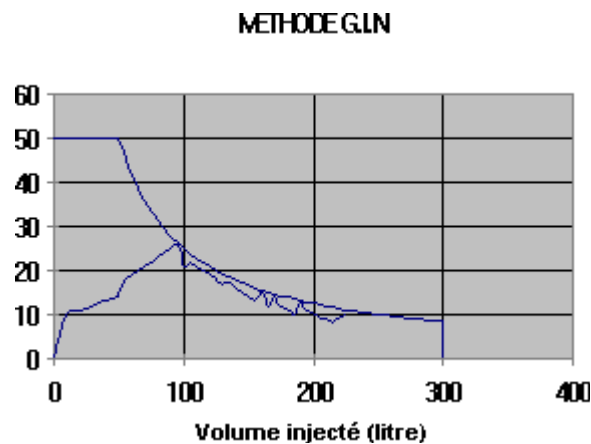


Fig.N° 42 : Exemple de l'évolution des pressions d'injection en fonction du volume injecté avec la méthode GIN

L'application de cette méthode n'est pas inenvisageable sans chaîne informatique et cela pour deux raisons principales. La première, est l'évolution permanente de la limite G.I.N. imposée par sa relation avec le volume injecté. Une ré-évaluation continue de cette limite doit donc être faite en temps réel. La seconde réside dans le pilotage automatique des pompes d'injection. Au fur et mesure du déroulement des travaux, le volume injecté augmentant, le débit d'injection du coulis qui est un paramètre imposé aux pompes est diminué de façon à ce que la limite G.I.N. demeure constante.

Cette méthode à été mise en oeuvre dans le cadre des travaux de réparation du barrage de Symvoulos (cf. § 4.8.3).

4.8 Exemples de traitement par injection

4.8.1 Le barrage de Manantali (Mali)

Le barrage de Manantali est situé à l'ouest du Mali sur le fleuve Bafing [15]. Son rôle est multiple : régulation de l'alimentation en eau du fleuve de manière à permettre la navigation en toute saison, d'améliorer les conditions de l'exploitation agricole pour les riverains des fleuves Bafing et Sénégal et de produire de l'électricité.

Cet ouvrage de 1500 m de longueur de crête et de 65 m de hauteur maximale pour une retenue de 11.109 m3 est constitué d'un barrage central en béton prolongé de part et d'autre par une digue en enrochement (fig. 42).

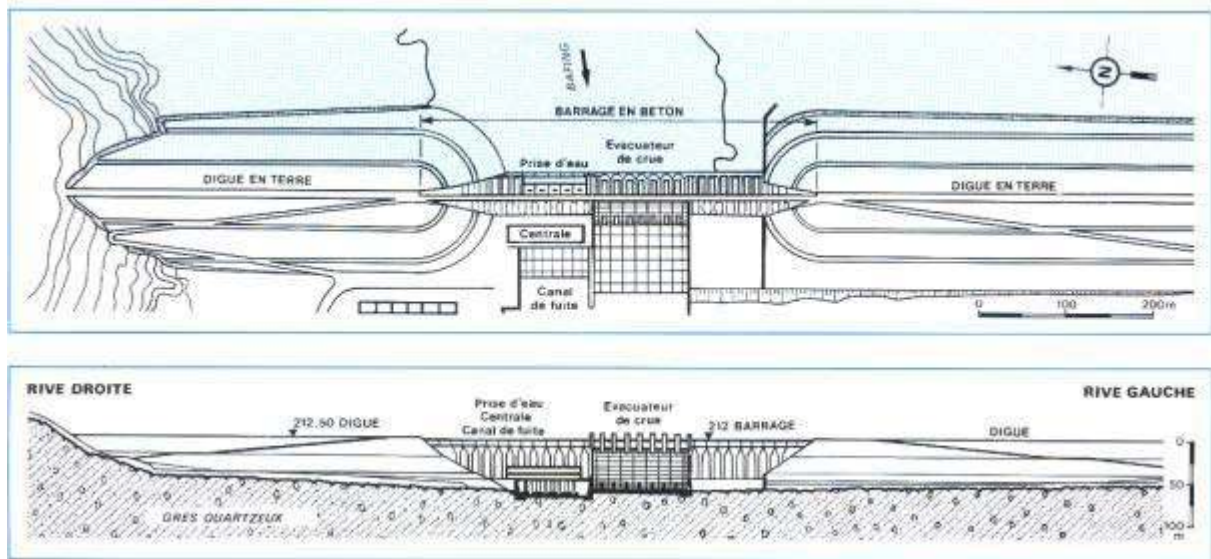


Fig.N° 43: Barrage de Manantali – Mali – 1983/1987 - Vue en plan (haut) et en élévation (bas)

L'étanchéité de la digue est constituée par un noyau d'argile prolongé par un voile d'étanchéité réalisé par injection de coulis bentonite ciment. La géologie du site est assez tourmentée. Les terrains de fondations sont constitués par des grès fissurés plus ou moins cimentés et par des pélites.

Le voile principal destiné à réaliser l'étanchéité a été exécuté à partir d'une ligne de forages espacés de 3 m dont la profondeur atteint 80 à 120 m sous l'ouvrage en béton.

Les contrôles réalisés depuis la galerie principale après l'exécution des travaux ont mis en évidence une forte perméabilité résiduelle dans la zone des pélites et au contact de ces dernières avec les grès. L'examen des carottes prélevées dans les pélites avait déjà mis en évidence l'existence d'un réseau de micro-fissures horizontales. Ces micro-fissures préexistantes ou générées ultérieurement n'ont pas été traitées par le coulis bentonite ciment traditionnel. Il a donc été décidé d'exécuter un traitement complémentaire des zones micro-fissurées par injection d'un coulis ultra-fin, le Microsol. Après la réalisation d'un plot d'essai (mai et juin 1987) dont les résultats ont été très satisfaisants, il a été décidé de traiter 325 m de voile sur une profondeur allant de 25 à 30 m dans la zone de faille sous le barrage en béton. Deux campagnes d'injection se sont succédées de mai 1987 à août 1988.

Première campagne - traitement de la zone sous la digue rive droite :

Le voile, long de 225 m et profond de 25 à 30 m est composé de trois lignes de forages. Les forages extérieurs, inclinés de 6 à 8° se répartissent en primaires (maille 12 m), secondaires (maille 6 m) et tertiaires (maille 3 m).

Deuxième campagne - traitement de la zone de la faille :

Dans cette zone le voile a une longueur de 100 m, sa profondeur va de 80 à 90 m. il est composé de deux lignes de forages inclinés de 2° et répartis en primaires, secondaires et tertiaires.

Le coulis Microsol a été réalisé à partir du ciment classique disponible sur le chantier dont on n'a utilisé que la fraction des grains inférieure à 30 μm . Le mode de préparation breveté consiste à préparer une suspension défloculée par l'ajout d'agents spécifiques, puis de soumettre cette suspension à une sédimentation réalisée à l'aide d'installations appropriées. La fraction surnageante de la suspension, après un temps défini selon la granularité recherchée, est prélevée.

Les travaux ont nécessité la fabrication de trois coulis Microsol de granulométrie 0/12 μm , 0/16 μm et 0/32 μm , adaptée chacune à l'ouverture des micro-fissures à imprégner. De façon générale, le coulis Microsol 0/32 μm a été injecté pour obturer les fissures les plus ouvertes, puis les Microsol plus pénétrants (0/16 μm et 0/12 μm) ont été injectés. Au total 6 300 m³ de coulis Microsol ont été nécessaires.

Des contrôles ont été effectués à tous les stades des travaux, avant, pendant et après l'injection. Ces contrôles révèlent une nette progression de l'étanchéité du voile. Le colmatage de la micro-fissuration s'est produit progressivement et lors de la phase ultime du traitement les débits artésiens mesurés ne représentaient plus que 28 % des débits initiaux.

4.8.2 Le barrage de Sayano Schushenskaya (Russie)

Le barrage de Sayano Schushenskaya, situé en Sibérie, est un barrage poids-voûte d'une hauteur de 240 m (fig.43). Il a été construit dans les années 1972 – 1989; une première mise en eau partielle a été réalisée en 1978, mais c'est en 1990 que la cote finale a été atteinte. Sa puissance actuelle est de 6 400 MW et doit atteindre 8000 MW.



Fig.N° 44 : Barrage de Sayano - Sibérie – 1972/1989

Ce barrage est ancré dans un substratum schisteux de bonne qualité. Les variations annuelles du niveau d'eau dans la retenue de 40 m ont induit des fissures millimétriques à infra millimétriques d'une profondeur pouvant atteindre 20 m dans la zone de traction située en partie basse de l'ouvrage (fig. 44). Les débits de fuite peuvent atteindre 320 l/s.

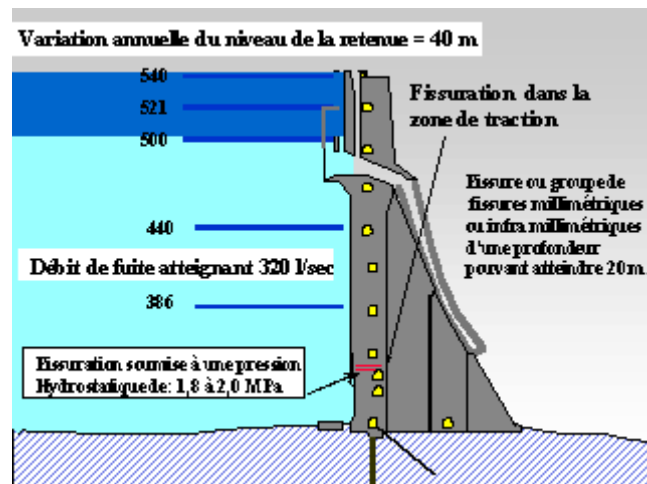


Fig.N° 45 : Barrage de Sayano - Sibérie - 1972/1989 - Coupe transversale

Le traitement par injection de ces fissures a été décidé, mais il se heurte à deux difficultés majeures:

La partie fissurée du béton est soumise à une pression hydrostatique élevée de 1,8 à 2,0 MPa susceptible de lessiver les matériaux injectés avant leur durcissement, la température ambiante est de 4°C, ce qui pose un problème pour la prise des coulis traditionnels.

Compte tenu de ces contraintes, des résines Epoxy ont été sélectionnées pour les travaux en raison de leurs propriétés : elles sont très visqueuses et non délavables par les courants d'eau, de plus elles restent utilisables pendant 2 à 3 heures à 4°C.

Trois résines de viscosités différentes ont été employées, leur mélange dans des proportions variables permet d'ajuster la viscosité. A 20 °C, leurs viscosités sont :

rodeur 624 : 15 500 mPas-1, rodeur 626 : 1 200 mPas-1, rodeur 1277 : 300 mPas-1.

Après durcissement, les caractéristiques mécaniques de ces résines en situation confinée sont : Résistance à la compression simple : 100 MPa, résistance à la traction : 25 à 40 MPa, Module d'élasticité 5 000 MPa.

Les travaux ont été réalisés en 1996 à partir de galeries, les maillages des forages sont 2,5 x 3m.

Les travaux :

Le matériel employé doit permettre de travailler sous de très hautes pressions :

Une ligne à très haute pression relie l'obturateur à une pompe hydraulique. L'obturateur (pour forage de 46mm de diamètre) supporte une pression d'injection d'environ 500 bars, la pompe d'injection est rustique et robuste, c'est une pompe à piston à simple effet. Les débits varient de 1 à 1,5 l/min pour une pression maximale de 500 bars.

Dans un premier temps, les résines à forte viscosité ont été injectées dans les forages amont pour limiter les circulations d'eau dans la zone à traiter et dans les forages donnant les débits de fuite les plus élevés. Puis, au fur et à mesure de la décroissance des débits de fuite, la viscosité des résines mise en oeuvre a été diminuée.

Elle est également ajustée en fonction des mesures extensométriques faites sur les fissures en cours de traitement, les fissures supérieures et les fissures des plots voisins. Lors des travaux, un forage a toujours été maintenu ouvert de façon à constituer un événement.

Résultats :

Les injections ont été réalisées en 1996 sur une longueur de 390 m par plots de 15 m de long. Les résultats obtenus sont excellents puisque le débit total de fuite est passé de 320 l/s à 7 l/s, ce qui correspond à une baisse de 98 % (fig. 45).

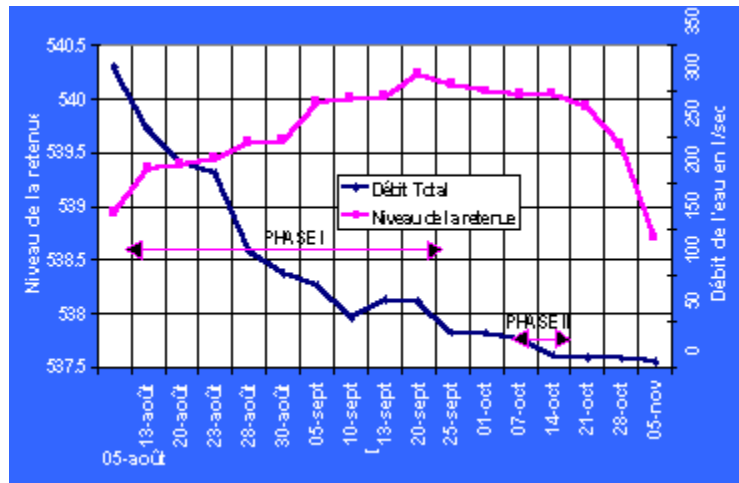


Fig.N° 46 : Barrage de Sayano Schushenskaya - Sibérie – 1972/1989 –

Evolution du débit de fuite en l/s durant le traitement

L'injection de résines Epoxy pour obturer la fissuration d'un béton de barrage est une technique extrêmement efficace.

4.8.3 Le barrage de Symvoulos (Chypre)

Le barrage de Symvoulos, situé à l'ouest de Limassol à Chypre, a été construit en 1990 pour alimenter en eau les garnisons anglaises de Episkopi et de Akrotiri (fig.46).

Il s'agit d'un barrage en enrochement de 37 m de hauteur avec masque amont de béton. L'étanchéité est assurée par une membrane en PEHD ancrée dans une poutre en béton située à la base du barrage, par un rideau injecté sous cette poutre et enfin, par un masque de béton recouvrant la membrane.

Le barrage est fondé sur des calcaires, le voile d'injection situé dans la partie amont devait permettre d'obturer les fissures de ce massif. Depuis sa mise en eau, des fuites ont graduellement augmenté d'année en année (jusqu'en 1997) où une augmentation brutale du débit est apparue. Le niveau de remplissage du réservoir était alors de la moitié du niveau initialement prévu.

Après une campagne d'investigations basée sur des approches classiques et sur des méthodes électriques de détection des vides (méthode du panneau électrique et méthode du carottage électrique réalisées par EDG), il est apparu que les fuites étaient imputables à des phénomènes de dissolution s'étant produit dans certains joints de décompression sub-verticaux et dans des fissures horizontales du calcaire.



Fig.N° 47 : Barrage de Symvoulos - Chypre – 1990

Il a donc été décidé de procéder à des travaux de confortement incluant d'une part la prolongation du dispositif d'étanchéité (poutre en béton, membrane, rideau injecté) sur la rive gauche, et d'autre part, de procéder à des injections dans les zones où des vides ont été révélés par les mesures réalisées.

Le rôle principal de cette injection est de limiter les débits de fuite par le colmatage des fissures, mais aussi de remplir les cavités de dissolution mises en évidence lors de la campagne d'investigation.

L'injection a consisté en un remplissage des fissures par la méthode du serrage progressif en injectant le coulis sous haute pression de façon à, d'une part, créer une réticulation de l'argile par claquage de coulis, et d'autre part à atteindre les passages non traités par le rideau injecté réalisé sous la poutre en béton.

La méthode GIN a été choisie pour la conduite des travaux d'injection. Elle a été associée à un système informatique permettant le suivi en temps réel des courbes GIN d'injection et le pilotage des pompes d'injection, au calcul d'un équivalent *Lugeon* à partir des données d'injection du coulis et à un géoscope permettant la visualisation en temps réel des mouvements du masque en béton du barrage (procédé CYCLOP développé par SOLDATA). Le soulèvement de ce masque, rendu probable par les pressions élevées nécessaires à l'injection, aurait induit des dommages à l'ouvrage, cette surveillance a donc constitué un point fondamental dans la bonne conduite des travaux.

Le coulis injecté est un coulis C3S (bentonite, ciment, adjuvants spécifiques) caractérisé par un pouvoir antiessorant élevé et une faible viscosité.

Préalablement à l'injection du coulis, les fissures ont été injectées à l'eau de façon à faciliter la pénétration du coulis. La figure 18 donne un exemple d'une représentation graphique des pressions finales d'injection obtenue par le logiciel SCAN 3D (cf. § 4.7.1).

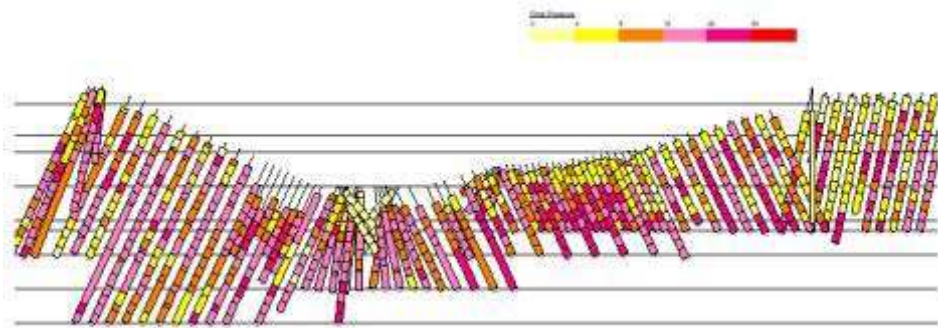


Fig.N° 48 : Barrage de Symvoulos - Chypre - 1990 - Pression finale d'injection

Grâce aux travaux de confortement effectués, le niveau d'eau du réservoir du barrage de Symvoulos est de 116 m soit environ 228 000 m³. Le niveau maximum initialement prévu est de 128 m et la capacité de 1 084 000 m³. Le débit de fuite actuel est de 50 m³ par jour, alors que le débit contractuel était estimé à 170 m³ par jour. Ce résultat, associé à l'analyse des relevés piézométriques, démontre l'efficacité des travaux de réparation réalisés.

4.9 LE JET GROUTING

4.9.1 Présentation de la technique du jet grouting

Le jet grouting est un procédé utilisant un jet de fluide à haute énergie cinétique pour déstructurer un terrain et le mélanger avec un coulis liquide.

Le jet grouting fait appel, séparément ou en combinaison, à trois phénomènes physiques :

Déstructuration du terrain en place par un jet liquide à grande vitesse, Extraction d'une partie du terrain jusqu'à la surface au cours du traitement, Incorporation d'un liant apporté par le coulis.

Après durcissement du coulis, on obtient des colonnes constituées d'un béton de sol que l'on peut regrouper, en massifs aux géométries diverses suivant les applications. L'une d'elles est la réalisation de pieux sécants permettant de constituer un écran étanche qui fonctionne selon le même principe qu'une paroi.

Cette technique est résumée au travers des schémas présentés fig. 48

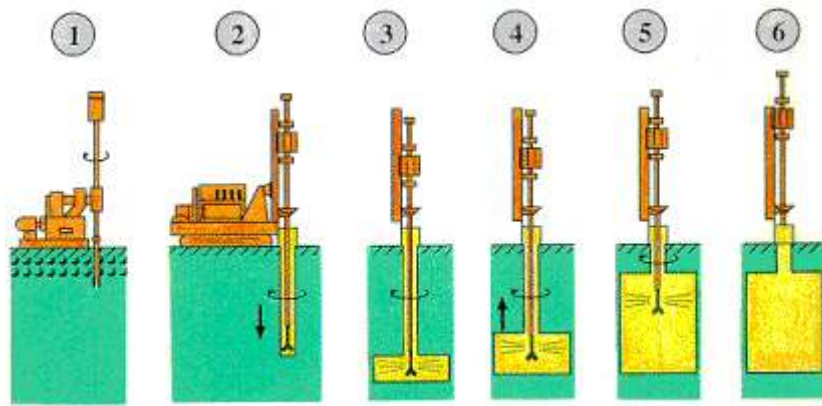


Fig. 49 : Jet grouting, schéma de principe

Les écrans étanches réalisés par cette technique présentent des perméabilités globales de 10^{-7} à 10^{-8} m/s. La possibilité de travailler à partir de forages inclinés confère à cette technique une grande souplesse d'utilisation.

L'efficacité du procédé de jet grouting dépend essentiellement de la nature du terrain, s'il est fin il sera difficile à déstructurer de même que s'il est dense et compact.

4.9.2 Contrôle en cours de réalisation

La technique du jet grouting, largement employée dans les travaux de fondation, est confrontée à un certain nombre de difficultés :

Impossibilité de suivre ou de corriger en temps réel la trajectoire de forage, d'où une imprécision sur la position exacte de la colonne dès qu'on travaille en grandes profondeurs, Nécessité de mesurer la continuité entre les colonnes dans le cas de la réalisation d'un écran étanche.

Ces deux thèmes correspondent à un programme de R&D important au sein de l'entreprise Solétanche Bachy.

Ce projet, nommé NAVIJET, est mené avec plusieurs partenaires européens dans le cadre des projets Brite Euram de la communauté européenne [24].

En revanche, on dispose d'un procédé opérationnel permettant de mesurer le diamètre des colonnes de jet grouting.

4.9.3 Mesure du diamètre des colonnes

Une méthode pour déterminer in situ le diamètre des colonnes de jet grouting, sans avoir à les extraire du sol, a été mise au point par EDG.

Cette méthode repose sur l'utilisation du procédé "Cylindre Electrique" (fig.49). Immédiatement après l'exécution de la colonne, un tube non métallique est foncé dans l'axe de la colonne. Il est possible alors de procéder aux mesures de résistivité du milieu à l'aide des électrodes introduites dans le tube. Un forage dans une zone vierge proche de la colonne est nécessaire pour la mesure de la résistivité du sol en place. Par comparaison, il est possible de définir la géométrie de la colonne, car le coulis de ciment a une résistivité très contrastée par rapport à celle des sols habituels.

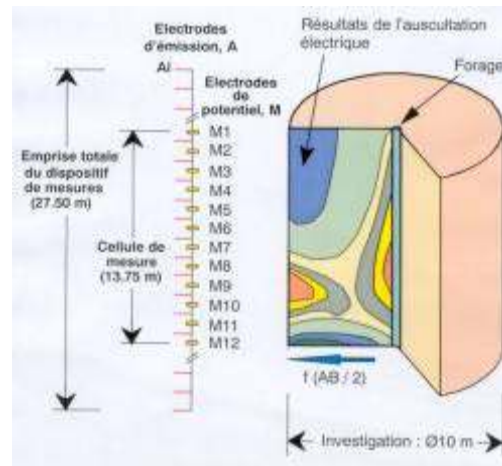


Fig.N° 50 : Schéma du dispositif et du principe du cylindre électrique

Après réalisation de l'ensemble des mesures expérimentales, un logiciel permet l'interprétation des mesures par la méthode d'inversion. La précision obtenue sur les diamètres des colonnes est de plus ou moins 10%.

4.9.4 Mesure de continuité entre colonnes

Un système destiné à estimer le contact entre une ou plusieurs colonnes jet grouting déjà existantes (donc solidifiées : colonnes primaires) et une colonne en cours de formation (colonne secondaire) est actuellement en cours de développement par la société ACIDA (projet NAVIJET).

Ce système consiste en l'installation de barres métalliques dans la ou les colonnes primaires, sur lesquelles sont montés des capteurs de vibration (accéléromètres). Lorsque le jet correspondant à la colonne secondaire en cours de formation vient heurter la ou les colonnes primaires déjà durcies, un signal vibratoire se transmet via le corps de la colonne secondaire heurtée, puis via les barres métalliques jusqu'aux accéléromètres.

L'enregistrement des données est effectué en temps réel pendant toute la phase de jet et permettra, après traitement du signal (qui devra se faire, à terme, en temps réel également) d'estimer le contact entre les colonnes, c'est à dire :

De dire si oui ou non il y a contact, d'estimer l'angle de recouvrement entre les colonnes primaires et secondaires, de visualiser le résultat sous forme 3D.

Un schéma de principe est donné figure 50.

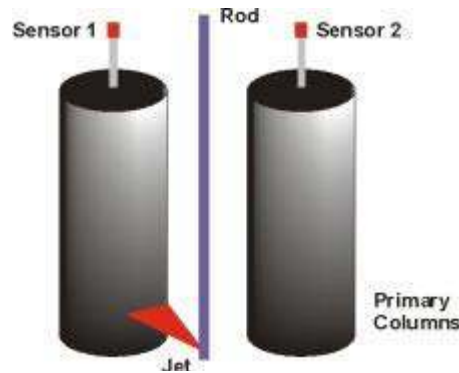


Fig.N° 51 : Mesure de continuité entre colonnes - Schéma de principe

4.9.5 Mesure de la trajectoire des forages en temps réel

La mise au point d'un dispositif de mesure de la trajectoire de forage en temps réel est en cours de réalisation au sein de l'entreprise Solétanche Bachy.

Ce dispositif comprend :

Une sonde "fond de trou" intégrée au train de tiges de forage permettant de mesurer l'orientation de celui-ci et d'envoyer les données en surface en temps réel, Un outil informatique qui, par intégration des valeurs successives d'orientation et de profondeur, calcule et visualise la trajectoire du forage.

La sonde choisie est la sonde TENSOR, spécialement développée par AlliedSignal TENSOR (USA) pour l'industrie pétrolière, afin de mesurer les trajectoires de forages pétroliers où la technique du forage dirigé est déjà largement répandue.

Cette sonde permet de repérer l'orientation d'un train de tiges auquel elle est intégrée par rapport à un repère fixe local (nord, est, verticale descendante) par la donnée de trois angles :

Inclinaison (par rapport à la verticale), Azimut (par rapport au nord), Highside (rotation de la sonde autour de son axe longitudinal par rapport à une position initiale).

Lorsque la sonde TENSOR est intégrée à un train de tiges de forage, elle subit des perturbations dues à la présence d'éléments métalliques à proximité (tiges de forage, outil de forage, moniteur de jet,...). Dans l'industrie pétrolière, ces sondes sont insérées dans des tiges amagnétiques. Cela n'est pas possible pour diverses raisons dans le cas du jet grouting. L'adaptation de cette sonde à un environnement riche en métal constitue un des aspects le plus difficile à résoudre de ce projet. Les phénomènes responsables des perturbations, le ferromagnétisme, sont étudiés de façon à introduire un terme compensateur dans les calculs d'orientation.

4.10 Les parois minces réalisées par le procédé VIBROSOL

Le principe du dispositif VIBROSOL s'inspire de la technique des parois minces vibrées, mais des nouveautés améliorent notablement son efficacité et surtout assurent la continuité de l'ouvrage dans de meilleures conditions [19].

Le procédé VIBROSOL, associé au dispositif de contrôle SANPAM, tous deux développés par l'entreprise Solétanche Bachy, ont été conçus notamment pour réaliser des travaux

d'étanchéité en renforcement de digues, il est donc parfaitement adapté aux travaux de réparation des barrages présentant des problèmes d'étanchéité.

Une coupure verticale d'une dizaine de centimètres d'épaisseur est exécutée par fonçage dans le sol d'un profilé métallique. Ce fonçage est aidé par l'injection d'un coulis sous haute pression (supérieure à 20 MPa) de type jet grouting. Le procédé décrit ici doit donc être distingué du jetting qui est l'envoi d'eau sous une pression plus faible (typiquement 5 MPa) utilisé en lançage de palplanches. Le profilé est ensuite remonté et au cours de cette phase les deux opérations suivantes sont réalisées (fig. 51) :

- L'empreinte laissée par le profilé est remplie de coulis de ciment mis en place à basse pression (verticalement vers le bas),
- Le jet horizontal à haute pression situé à la base de l'outil est orienté en direction du panneau réalisé précédemment. Ce jet assure la réouverture des éventuelles zones qui se seraient refermées lors de la descente du profilé et sous l'effet des vibrations. Les risques de formations de fenêtres sont ainsi éliminés.

Un tel procédé permet donc d'éviter toute injection complémentaire des zones de recouvrement des panneaux de la paroi mince.

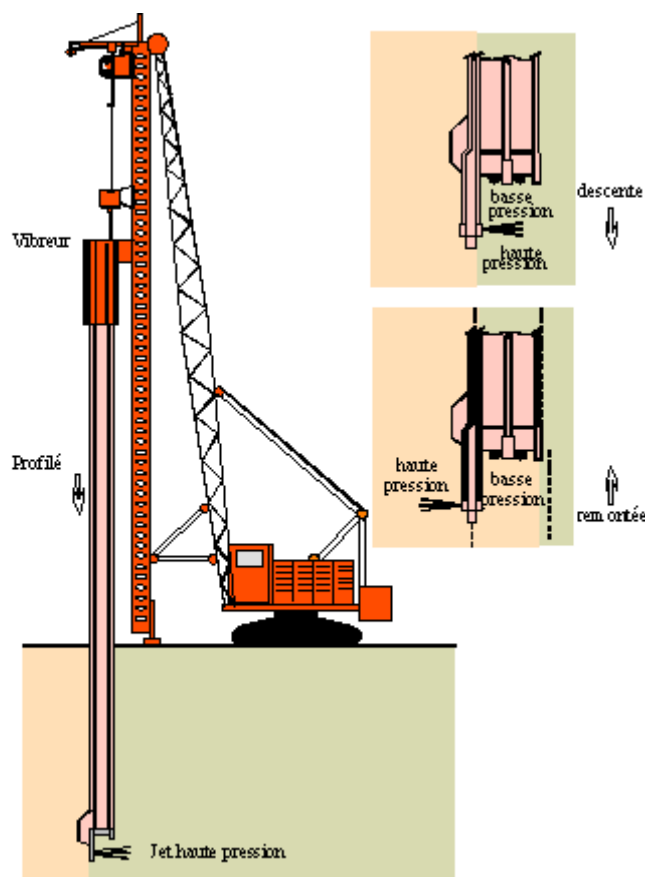


Fig.N° 52 : Le procédé VIBROJET

Contrôle de la qualité : le SANPAM :

Le SANPAM est le Système d'Acquisition Numérique pour Parois Minces. Ses fonctions principales sont :

- L'enregistrement et le stockage des paramètres suivants : profondeur atteinte par le profilé et pression du vibrofonneur. Ces deux données apportent des informations sur la nature des terrains traversés,
- L'aide au positionnement de la grue : sa position et l'inclinaison du mât sont transmises au grutier en temps réel. Il dispose ainsi des données relatives au débit et à la pression du coulis ainsi que la vitesse de fonçage. Enfin, le SANPAM enregistre la position et l'inclinaison du profilé en fonction du temps, permettant de contrôler la verticalité de chaque panneau,
- Une analyse de production qui synthétise tous les paramètres relatifs à chacun des panneaux, et cela panneau par panneau.

L'ensemble de ces informations est traité par un logiciel spécifique qui délivre :

- Le contrôle de l'ancrage de chaque panneau,
- Une développée de l'image de la paroi,
- Des analyses de productivité, attente de coulis et entretien des machines, qui permettent d'optimiser le rendement du chantier.

4.10.1 Exemple : le barrage de Paso de las Piedras (Argentine)

Le barrage de Paso de las Piedras, localisé en Argentine près de la ville de Bahia Blanca, est un barrage en terre conçu sans fondations, de 25 m de hauteur et 1200 m de longueur. Lors de sa mise en eau, des fuites sont apparues. Elles résultent de la circulation d'eau sous pression sous le barrage par l'intermédiaire d'horizons sableux intercalés dans une matrice silto-argileuse située sous l'ouvrage.

De façon à contrer l'instabilité affectant le barrage, il a été décidé de réaliser une surcharge en aval. Malgré ces travaux de confortement, le réservoir n'a pas pu être rempli jusqu'au niveau d'exploitation prévu par suite de la persistance des fuites.

Il a alors été décidé de réaliser des travaux de confortement additionnel en réalisant un écran étanche par la technique du jet grouting (fig.52 et 53). Ces travaux ont été exécutés entre janvier 1998 et août 2000.

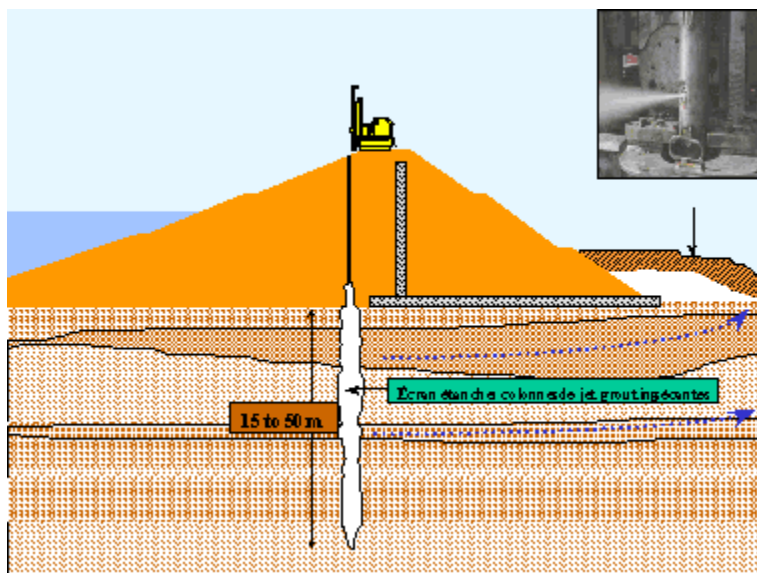


Fig.N° 53 : Barrage de Paso de las Piedras - Argentine – 1971 –

Ecran étanche réalisé par jet grouting Dans un premier temps, un plot d'essai a été réalisé, un terrassement central a permis de vérifier l'efficacité du procédé.

Le voile d'étanchéité a été construit à partir de la crête du barrage, le réservoir étant à moitié plein. Il est constitué d'une rangée de colonnes sécantes de jet triple, de diamètres allant de 100 à 240 cm suivant le type de colonnes, d'entre-axes de 120 cm et de profondeur atteignant 120 m. Les terrains encaissants sont des limons compacts, des sables lâches à denses, et des graviers et galets sableux ouverts.

La position en profondeur de chaque forage a été mesurée avec un inclinomètre descendu dans les tiges de forage, la position et le diamètre des colonnes secondaires ont été adaptés aux mesures faites de façon à minimiser l'influence des déviations et des variations du diamètre des colonnes due à l'hétérogénéité des propriétés des terrains traités.

Le résultat final a été contrôlé par des mesures piézométriques amont-aval .



Fig.N° 54 : Barrage de Paso de las Piedras - Argentine - 1971 - Ecran étanche réalisé par jet grouting

4.11 CONCLUSION

Les techniques de réhabilitation des barrages disponibles aujourd'hui sont nombreuses, les plus usuelles sont les parois étanches, l'injection et le jet grouting. Ces techniques, utilisées depuis de nombreuses années, bénéficient aujourd'hui de développements récents qui sont guidés par des recherches de performances et de qualité pour l'ensemble de ces techniques, ceux ci sont orientés vers l'automatisation des opérations et le suivi en temps réel de l'ensemble des principaux paramètres de la réalisation en cours. La possibilité de corriger les déviations en temps réel constitue également un domaine actif de développement.

L'apport de ces nouvelles technologies est capital car elles donnent accès pendant les opérations de réhabilitation et en temps réel, au résultat des travaux alors que sans elles, le traitement des fuites est jugé une fois les travaux terminés ! En effet, l'estimation de l'efficacité du traitement d'un barrage affecté par des fuites est traditionnellement réalisée par des études hydrogéologiques. Des piézomètres sont installés en amont et en aval de la zone traitée, l'analyse de leurs relevés permet de quantifier l'incidence des travaux, mais un suivi de plusieurs mois, parfois de plusieurs années, est nécessaire.

En revanche, les nouvelles technologies permettent de connaître de nombreux paramètres tels que la verticalité, la profondeur, la nature des terrains traversés... en temps réel. Toutes ces informations sont analysées par des logiciels spécifiques qui permettent l'édition de rapports également en temps réel et aussi d'établir des représentations graphiques performantes des travaux au fur et à mesure de leur exécution. Cette cartographie, en 2 ou 3 dimensions, de l'ouvrage réalisé permet de visualiser parfaitement la continuité des écrans étanches et de garantir la qualité des réparations. Il n'est alors plus nécessaire d'attendre plusieurs mois pour juger de l'efficacité des travaux de réhabilitation.

CONCLUSION GENERALE

Les barrages sont sollicités de diverses manières par l'eau. L'eau s'infiltré à travers leurs corps ou leurs fondations. Cette dernière peut influencer sur la sécurité de l'aménagement. En effet, plus le volume des pertes d'eau est important, plus les sous-pressions sont élevées et, par conséquent, la déstabilisation de l'ouvrage lui même.

Le problème des infiltrations dans les barrages s'avère très important. En effet, la quantité d'eau perdue par an est considérable. Plus de 50% des barrages à travers le monde ont souffert de ce phénomène, notamment en Algérie, avec son grand barrage de Béni Haroun. Ce dernier a eu des fuites dans sa rive gauche des la mise en eau. Ces fuites ont été augmentées jour après jour. Ceux-ci sont les contenus de la recherche bibliographique.

Comme nous avons vu auparavant, une présentation bien détaillée sur notre zone d'étude, nous illustrons l'historique du barrage, ses caractéristiques, les résurgences apparues..etc.

Dans la deuxième partie, d'après les investigations élaborées par le panel d'experts, la provenance des infiltrations est celle des eaux de la retenue étant donné que le barrage est fondé sur un banc du calcaire fissuré. Ensuite, des travaux de confortement du barrage ont été entamés dont, l'extension du voile d'injection, de renforcement du dispositif de drainage et d'auscultation. Après l'achèvement des travaux, ils ont constaté une diminution des sous pressions, mais le débit des résurgences est toujours important et que le niveau d'eau peut atteindre la cote 180m NGA sans mettre en danger l'ouvrage et la population qui se trouve en aval.

Une étude piézométrique dans les rives et dans la fondation du barrage nous a permis de constater trois étapes pour l'analyse des résultats à savoir :

Avant les travaux de confortement : une perturbation dans la piézométrie d'un piézomètre à l'autre, des sous pressions très élevées, un débit de fuite est constaté ce qui engendre un coefficient de stabilité faible.

Après les travaux de confortement : une diminution des sous-pressions arrive parfois à 15 m, ce qui indique l'efficacité des travaux de drainage et du voile d'étanchéité.

En revanche, nous pouvons dire que le barrage est en plein sureté sauf qu'en forte crue, il faut augmenter la capacité de pompage des pompes d'exhaure des débits de drainage pour diminuer les sous-pressions sous l'ouvrage.

Pour minimiser le problème des infiltrations, plusieurs techniques de réhabilitation des barrages sont aujourd'hui disponibles. Les plus usuelles sont les parois étanches, l'injection et le get gouting. Ces nouvelles technologies permettent de connaître de nombreux paramètres en temps réel tels que la verticalité, la profondeur, la nature des terrains traversés.... Toutes ces informations sont analysées par des logiciels spécifiques qui permettent l'édition de rapports également en temps réel et aussi d'établir des représentations graphiques performantes des travaux au fur et à mesure de leur exécution. Cette cartographie, en 2 ou 3 dimensions, de l'ouvrage réalisé permet de visualiser parfaitement la continuité des écrans étanches et de garantir la qualité des réparations. Il n'est alors plus nécessaire d'attendre plusieurs mois pour juger de l'efficacité des travaux de réhabilitation.

Enfin, et à travers ce modeste travail, nous souhaitons que nous avons réussi en contribuant dans l'étude de problème des infiltrations du barrage de Béni Haroun ,dans la détermination des causes de l'apparition des résurgences, en proposant des solutions à travers les résultats obtenus.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] **MICHEL Mensy**. Un grand barrage à haut risque Seddam dam en irak, la houille blanche N°4-2004

[2] **TOUMI Abdelouaheb**. Contribution à l'étude de fuites d'eau dans les barrages cas du barrage de Foum-El-gherza, Biskra, Algérie. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique BP31, BLIDA

[3] Monographie – Barrage de Beni Haroun - Textes - A.N.B. - Tractebel Engineering - juin-02

[4] Extrait du cahier d'instruction d'exploitation : Chapitre 6 et 7– Barrage de Beni Haroun – Tractebel Engineering Division Hydraulique – Juin 2002.

[5] Etude de conception du barrage de Beni-Haroun - C.N.A.G.B. - article - N.Bahbouh - 1er C.N.G.B. - mai-1993

[6] Influence des crues sur le niveau de la retenue - A.N.B. - Note technique - Tractebel Engineering - févr-2000

[7] Expertise des risques d'envasement de la prise d'eau du barrage de Beni-Haroun - A.N.B. - EDF - CIH - juin-2002

[8] Compte rendu de la mission EDF -16 et 17 décembre 2003 - A.N.B. - Compte rendu - janv-2004

[9] Etude d'optimisation du dispositif d'auscultation (Hors Topographie) - Barrage de Beni Haroun – Algerie-ANB Système d'Auscultation – EDF –2005

[10] Module 11, le projet PEREBONKA (partie IV)-TCH 025 travaux de génie civil, école de technologie supérieure, Université De Québec

[11] auscultation-Barrage de Beni Haroun-Dragados y construcciones-Ennenro 2001

[12] **Daniel GOUVENOT, SOLETANCHE BACHY**, 6 Rue Watford, 92 000 NANTERRE
Françoise DUFOURNET BOURGEOIS, SOLETANCHE BACHY, 6 Rue Watford, 92 000 NANTERRE.

[13] **DUPAS J.M., FENOUX G.Y.** et al., 1976, 12ème Congrès International des Grands Barrages, Mexico, Nouvelles méthodes de conception et techniques de réparation de digues en remblai,

[14] **FENOUX G.Y.**, 1988, 16ème Congrès International des Grands Barrages, San Fransisco, Ecrans en paroi réalisés après édification des remblais. Nouveaux outillages, nouvelles méthodes pour travaux neufs ou travaux de réparation,

[15] **GOUVENOT D., LALANNE F.** et al., 1989, Colloque Technique du Comité Français des Grands Barrages, Utilisation du nouveau procédé Microsol au barrage de Manantali, Page 27 sur 28

[16] **GOUVENOT D., LINO M.** et al., 1994, 18ème Congrès International des Grands Barrages, Durban, Mesures prises pour améliorer l'étanchéité des barrages et de leurs fondations et réduire le risque d'érosion interne,

- [17] **GOUVENOT D., CLERDOUET D.** et al., 1997, Barrages & Réservoirs n°7, L'érosion interne,
- [18] **GOUVENOT D., BIAREZ J.** et al., 1998, Revue Française de Génie Civil, Vol.2-2, Comportement mécanique des sols granulaires traités par injection,
- [19] **GOUVENOT D., CHAZOT L.**, 1998, Colloque Technique du Comité Français des Grands Barrages, Comportement et réhabilitation des digues anti-crue des rivières,
- [20] **GOUVENOT D., RIBAY E.** et al., 1999, 2ème Congrès Universitaire de Génie Civil, Poitiers, France, Paramètres caractérisant le fluage des sols injectés,
- [21] **GOUVENOT D., RIBAY E.** et al., 1999, Congrès International Creating with Concrete, Dundee, Ecosse, Triaxial creep behaviour of grouted sand,
- [22] **GRAYBILL K., LEVALLOIS J.**, 1991, 17ème Congrès International des Grands Barrages, Vienne, Construction of a cut off wall with the hydrofraise through the core of the Mud Mountain dam (USA),
- [23] **GUILLAUD M.**, 1999, Travaux n°753, Innovations en matière d'outillages de paroi moulées,
- [24] **LAJOUANIE C.**, 2000, rapport interne SOLETANCHE BACHY, NAVIJET,
- [25] **LOMBARDI G., DEERE D.**, 1993, Water Power & Dam Construction, n°45-06, Grouting design and control using the GIN principle,
- [26] **MAZZIERI D., LE NGUYEN M.**, 2000, Travaux, n°770, Réhabilitation du barrage de Dau Tieng (Vietnam).